



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤ

**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ**

Edited by Foxit PDF Editor
Copyright (c) by Foxit Corporation, 2003 - 2010
For Evaluation Only.

ΨΕΥΔΟΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΕΞΑΠΛΩΣΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ



Διπλωματική Εργασία

Κατρής Κωνσταντίνος

**Επιβλέπων:
Γ. Μπουκοβάλας
Καθηγητής ΕΜΠ**

ΑΘΗΝΑ ΜΑΡΤΙΟΣ 2012

Ευχαριστίες

Πρώτα από όλα, νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή Γ. Μπουκοβάλα για την επιστημονική καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας, αλλά και των σπουδών μου συνολικά. Επίσης ευχαριστώ τον Βαλσαμή Αλέξανδρο για τον πολύτιμο χρόνο που αφιέρωσε και την ουσιαστικότερη βοήθειά του σε κάθε πτυχή της εργασίας.

Ευχαριστώ πολύ τους φίλους που ήταν δίπλα μου όλον αυτό τον καιρό. Δίχως τη στήριξή τους, ηθική και ψυχολογική και την παρέα τους θα ήταν αδύνατη από μεριάς μου η ολοκλήρωση της δουλειάς αυτής.

Τέλος την αγάπη μου στην οικογένεια μου, που μου έχει δώσει ως τώρα όλα τα εφόδια υλικά και πνευματικά.

Summary

The term lateral spreading refers to the phenomenon whereby great horizontal soil displacements occur both on gentle ground slopes and on surfaces with free face (eg. river banks) due to liquefaction of sandy grounds during earthquakes. This phenomenon mainly hits infrastructure (eg. quay walls, bridge abutments) as the significant horizontal displacements it causes, strain shoring structures. Consequently the most precise prediction possible of these displacements is crucial for the design of the structures mentioned above. The existing procedures of evaluating the horizontal displacements are empirical relations based either on history cases of lateral spreading or parametric analyses using sophisticated numerical methods. None of the above mentioned empirical relations is able to include all of the significant parameters that affect the occurring displacements and some of the affecting parameters, such as the depth of the liquefiable layer, are absent from almost all the empirical relations. Therefore the results of these methods appear to have large scatter comparing to the measured displacements. This diploma thesis concentrates on the case of surfaces with free face and its objective is to estimate the horizontal displacements resulting from liquefaction-induced lateral spread, using an alternative pseudostatic method based on slope stability analysis combined with sliding block analysis. Additionally with this method is possible a crude approach of the length of the area affected by the ground failure.

For this reason took place the following actions:

- Perform of 96 parametric slope stability analyses simulating lateral spreading of soil with free face. The analyses were performed using a slope stability software (Slide 5) and investigate the effect of active seismic acceleration, relative density of the liquefiable soil, residual shear strength of the liquefiable sand, thickness of the liquefiable ground layer and depth of the liquefiable ground layer. Through these analyses is estimated the minimum factor of safety and also the length of the ground zone affected by the lateral spread, for each combination of parameters.
- Following the same method was estimated the critical active acceleration that causes slope conditions with safety factor equivalent to 1.

- For each of the above mentioned combination of parameters was performed sliding block analyses to estimate the horizontal displacements. On these analyses was also investigated the effect of the predominant period of shaking.
- To further investigate the effect of depth of the liquefiable layer were performed five (5) additional numerical analyses, using the finite difference method appropriately developed in order to meet the special requirements of geotechnical earthquake engineering problems (Andrianopoulos 2006). The results of these analyses were compared to those of the pseudostatic method, to estimate the ability of the latter to simulate the displacement attenuation with the increase of depth of the liquefiable layer.
- To evaluate the precision of the pseudostatic method the computed displacements were compared to the predicted displacements by the empirical relation of Valsamis et al. (2010).

In summary, the results of the parametric pseudostatic analyses indicate that evaluation of liquefaction-induced horizontal displacements of soil with free face is possible using a simple pseudostatic analysis based on slope stability. To achieve that is necessary to use a uniform correction coefficient. In addition, it becomes evident that because of the circular failure surface that was used, the proposed method overestimates the length of the affected zone of ground failure due to lateral spreading.

Εκτενής Περίληψη

Ένα από τα πιο σημαντικά συνοδευτικά φαινόμενα της σεισμικής ρευστοποίησης είναι η «πλευρική εξάπλωση» (lateral spreading) του φυσικού εδάφους, κατά την οποία μεγάλες εδαφικές εκτάσεις μετακινούνται οριζόντια, από μερικά εκατοστά έως και μερικά μέτρα. Για την εκδήλωση αυτού του φαινομένου είναι αρκετή ακόμη και μικρή κλίση του εδάφους (π.χ. 2÷4%) ή παρουσία μικρού σχετικά αναβαθμού, ύψους 1÷2m, όπως για παράδειγμα στις όχθες ποταμών.

Συνοπτικά τέσσερις είναι οι βασικές προϋποθέσεις για την εμφάνιση πλευρικής εξάπλωσης στη περίπτωση αναβαθμού, η οποία και θα μελετηθεί στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας:

- i. Ελεύθερη επιφάνεια με τοπογραφία αναβαθμού και επαρκής ευστάθεια υπό στατικές συνθήκες.
- ii. Ύπαρξη ρευστοποιημένου εδάφους σε μικρό βάθος από την επιφάνεια.
- iii. Οριζόντια (τουλάχιστον) σεισμική επιτάχυνση.
- iv. Συντελεστής ασφάλειας έναντι ευστάθειας πρανούς υπό τις συνθήκες (ii) και (iii) μικρότερος της μονάδας ($FS_{min} < 1.0$).

Το φαινόμενο επιβάλλει σημαντικά πλευρικά φορτία σε τεχνικά έργα (κρηπιδοτόιχους, προβλήτες, γέφυρες, κλπ) που μπορεί να οδηγήσουν σε σοβαρές αστοχίες, και για αυτό το λόγο έχει μελετηθεί διεξοδικά στο παρελθόν. Στη βιβλιογραφία εντοπίστηκαν δέκα (10) ανεξάρτητες εμπειρικές σχέσεις για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων λόγω σεισμικής ρευστοποίησης, οι οποίες μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σε «σεισμολογικές σχέσεις», που λαμβάνουν υπόψη την επίδραση της σεισμικής δόνησης με χρήση σεισμολογικών παραμέτρων, όπως το μέγεθος του σεισμού (M) και η απόσταση από τη πηγή (R) και σε «γεωτεχνικές σχέσεις» που είναι σχέσεις που χρησιμοποιούν παραμέτρους μηχανικού για την εκτίμηση της επιρροής της σεισμικής διέγερσης, όπως είναι η επιτάχυνση του σεισμού (a_{max}) και τη διάρκεια του (T_d), δεδομένα που προσδιορίζονται από γεωτεχνική έρευνα και μελέτη. Στη πρώτη ομάδα κατατάσσονται οι σχέσεις των EPOLLS (Rauch & Martin, 2000), Bardet (2002), Youd et al. (2002), Faris et al. (2004), Zhang & Zhao (2005) και Rezanian et al.

(2010), ενώ στη δεύτερη οι σχέσεις των Hamada et al. (1986), Hamada (1999), Zhang et al. (2004) και Valsamis et al (2010). Για τη διατύπωση των εμπειρικών σχέσεων εκτίμησης μετατόπισης, οι περισσότεροι ερευνητές δημιούργησαν βάσεις δεδομένων από καταγραφές μετατοπίσεων λόγω πλευρικής εξάπλωσης σε ιστορικά περιστατικά και στη συνέχεια, με τη χρήση στατιστικών μεθόδων γραμμικής παλινδρόμησης, προχωρούσαν στη διατύπωση μίας σχέσης (ή περισσοτέρων) υπολογισμού των αναμενόμενων μετατοπίσεων.

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής έγινε προσπάθεια να εκτιμηθούν, με ένα εναλλακτικό τρόπο, οι μετατοπίσεις λόγω της οριζόντιας εξάπλωσης ρευστοποιημένων εδαφών δίπλα σε αναβαθμούς, με χρήση ψευδοστατικής μεθόδου, καθώς επίσης να διερευνηθεί εάν υπάρχουν παράμετροι επιρροής που δεν έχουν ληφθεί υπόψη στις υπάρχουσες μεθοδολογίες.

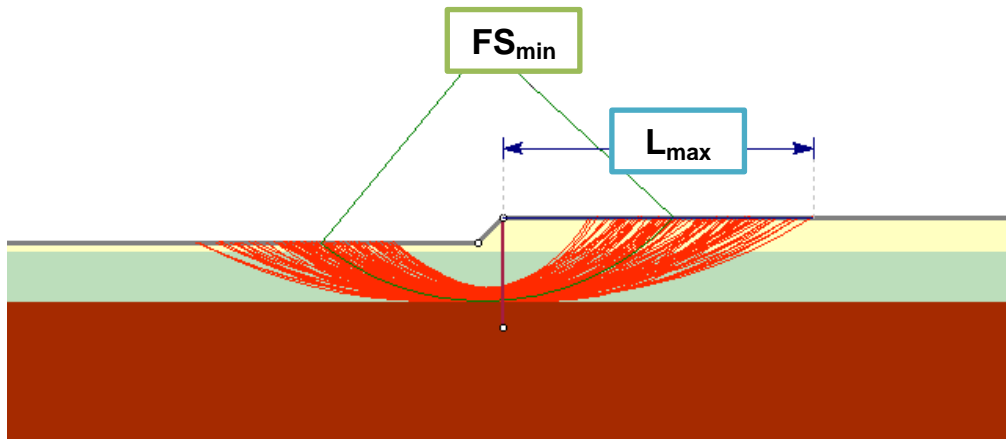
Η προτεινόμενη μεθοδολογία αποτελείται από τρία βήματα:

- Γεωμετρική αποτύπωση του υπό μελέτη πρानούς και εφαρμογή ψευδοστατικής ανάλυσης ευστάθειας πρानούς (slope stability analysis) με διερεύνηση κυκλικών μορφών αστοχίας οι οποίες διέρχονται από την κατακόρυφη νοητή γραμμή που ορίζεται από το φρύδι του πρानούς. Ο σεισμός λαμβάνεται υπόψη ψευδοστατικά, σαν μια οριζόντια επιτάχυνση σταθερού μέτρου που ασκείται σε όλη την εδαφική μάζα, ενώ για τη ρευστοποιήσιμη στρώση η απομένουσα διατμητική της αντοχή υπολογίζεται ως συνάρτηση του αριθμού κρούσεων SPT και της κατακόρυφης ενεργού τάσης.

Οι κρίσιμες παράμετροι που προκύπτουν από τις ψευδοστατικές αναλύσεις είναι (βλέπε Σχήμα i):

- Ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας FS_{min} , ο οποίος, εφόσον είναι μικρότερος από τη μονάδα, σηματοδοτεί την εμφάνιση αστοχίας λόγω οριζόντιας εξάπλωσης.
- Η ζώνη επιρροής της οριζόντιας εξάπλωσης πίσω από το φρύδι του πρανούς η οποία εκφράζεται μέσω της απόστασης L_{max} .
- Με την ίδια μεθοδολογία υπολογίζεται η κρίσιμη επιτάχυνση για την οποία ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας είναι ίσος με τη μονάδα, δηλαδή τη κρίσιμη εκείνη επιτάχυνση για την οποία δεν εμφανίζεται αστοχία.

- Για κάθε περίπτωση που μελετήθηκε έγινε και ανάλυση ολισθαίνοντος στερεού (sliding block analysis) τύπου Newmark (με χρήση της ελάχιστης τιμής από τις προτεινόμενες σχέσεις των Newmark, 1965 και Richards & Elms, 1979), με σκοπό να υπολογιστούν οι οριζόντιες μετατοπίσεις δ_{max} .



Σχήμα i Ορισμός FS_{min} και L_{max}

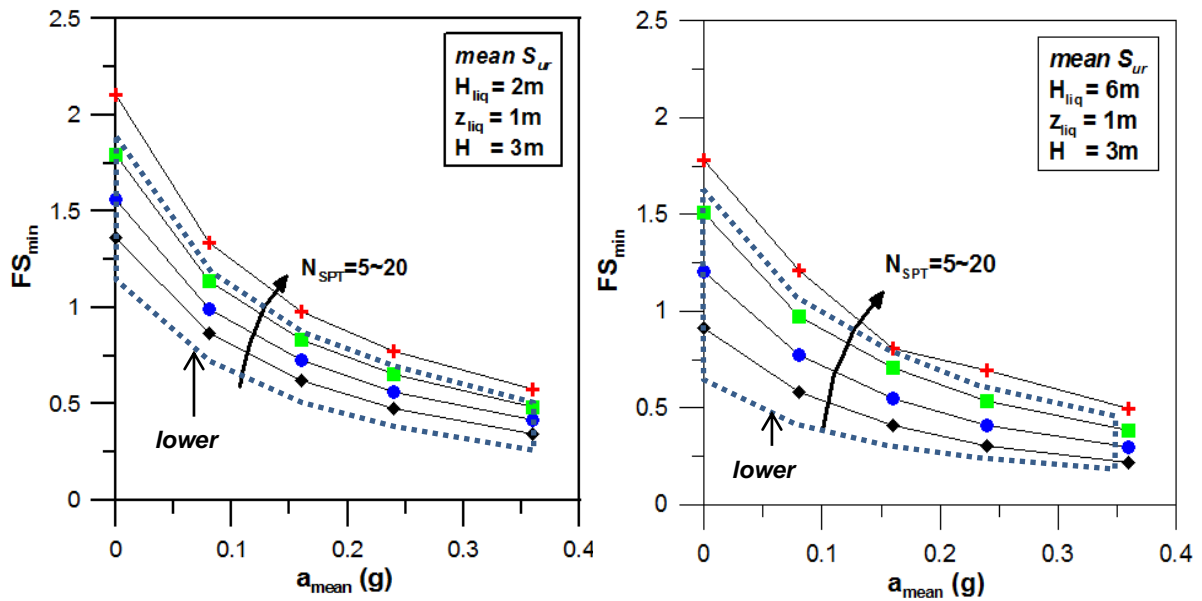
Με τη συγκεκριμένη μεθοδολογία πραγματοποιήθηκαν συνολικά 96 παραμετρικές αναλύσεις ευστάθειας πρανών με τις εξής παραμέτρους:

- Ενεργός επιτάχυνση, $a_{mean} = 0.00, 0.08, 0.16, 0.24$ και $0.34g$.
- Αριθμός κρούσεων SPT, $N_{SPT} = 5, 10, 15$ και 20 . Επιπρόσθετα, έγινε εκτίμηση μίας μέσης (mean) και μίας ελάχιστης (lower) τιμής της απομένουσας διατμητικής αντοχής S_{ur} .
- Πάχος ρευστοποιημένης ζώνης, $H_{liq} = 2.0$ και $6.0m$.
- Βάθος ρευστοποιημένης ζώνης (κάτω από τον πόδα του αναβαθμού), $z_{liq} = 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6$ και $7m$.

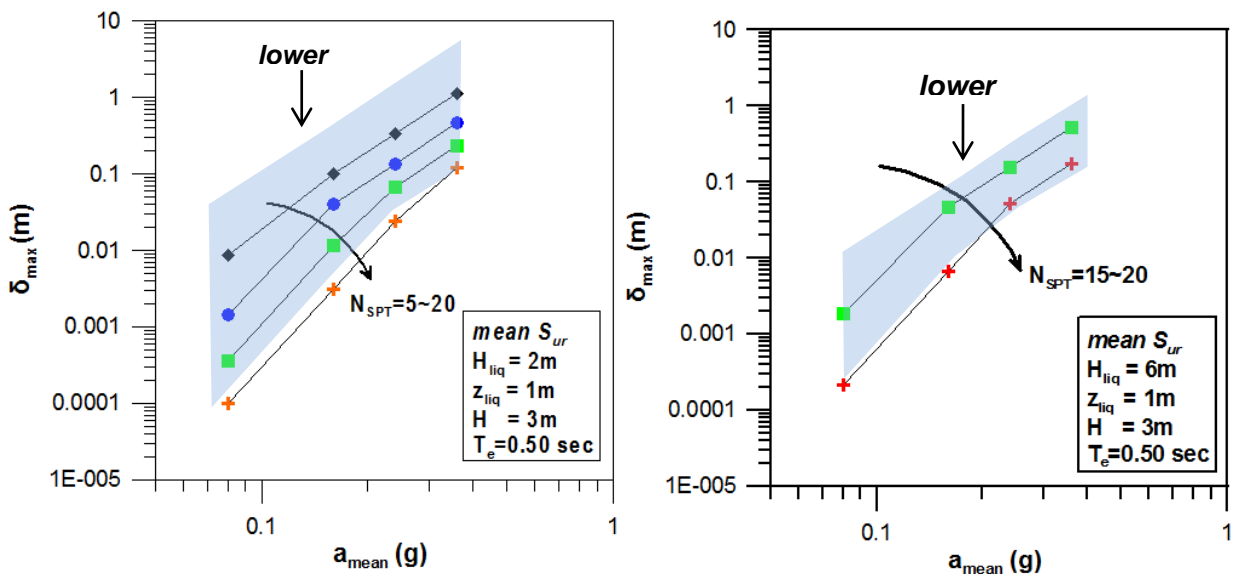
Για να μελετηθεί σωστά η παράμετρος του βάθους της ρευστοποιημένης ζώνης, παράμετρος που δεν εξετάζεται σχεδόν σε καμία από τις εμπειρικές σχέσεις που εντοπίστηκαν στη βιβλιογραφία, πραγματοποιήθηκαν επιπροσθέτως και σοφιστευμένες αριθμητικές αναλύσεις με το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών FLAC 5 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) της Itasca, κάνοντας χρήση καταστατικού προσομοιώματος για το ρευστοποιήσιμο έδαφος που βασίζεται στις αρχές των θεωριών της πλαστικότητας και της κρίσιμης κατάστασης (Paradimitriou & Bouckovalas 2002, Κωνσταντίνος Ανδριανόπουλος 2006,

Δημήτρης Καραμήτρος 2010).

Από τις παραμετρικές αναλύσεις εντοπίστηκαν συσχετίσεις των διάφορων παραμέτρων της ανάλυσης με τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS_{min} και με την υπολογιζόμενη (κατά Newmark) αναμενόμενη μέγιστη μετατόπιση δ_{max} , και κατασκευάστηκαν τα αντίστοιχα διαγράμματα (Σχήμα ii και iii).

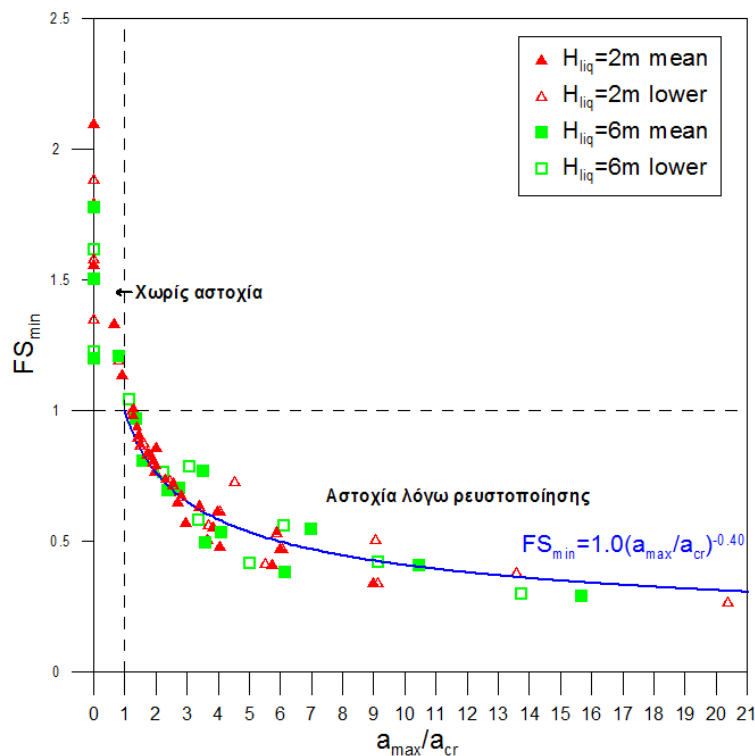


Σχήμα ii Επίδραση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης a_{mean} και του αριθμού κτύπων N_{SPT} στον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS_{min} .



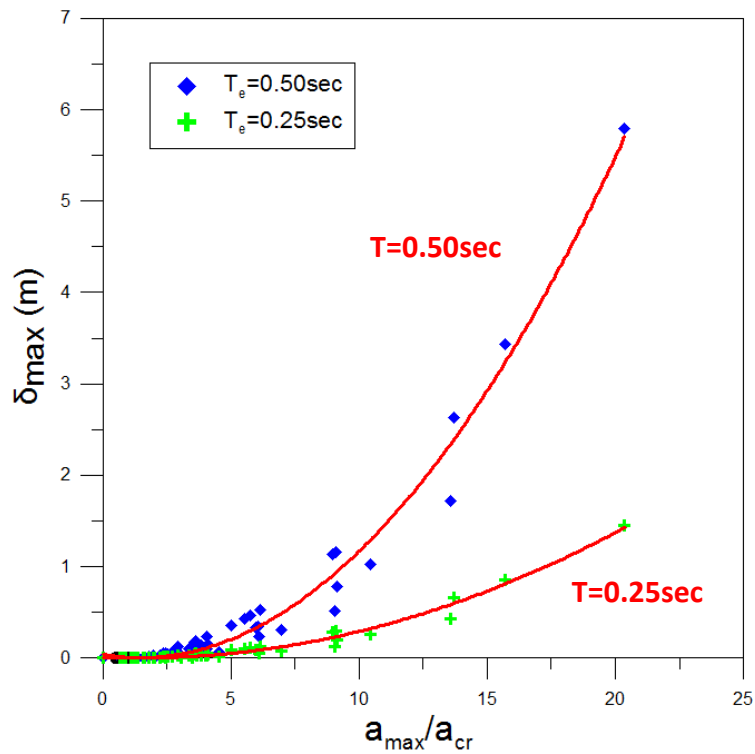
Σχήμα iii Επίδραση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης a_{mean} και του αριθμού κτύπων N_{SPT} στη μετατόπιση δ_{max} .

Στη συνέχεια έγινε προσπάθεια να κανονικοποιηθεί η επιρροή των διάφορων ανεξάρτητων παραμέτρων του προβλήματος μέσω του υπολογισμού της κρίσιμης επιτάχυνσης a_{cr} η οποία σηματοδοτεί την έναρξη αστοχίας. Έτσι διαμορφώθηκε το Σχήμα iv, από όπου γίνεται σαφές ότι ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας (FS_{min}) μπορεί να συσχετιστεί, με μικρή απόκλιση, απευθείας με τον λόγο της μέγιστης επιτάχυνσης ως προς την κρίσιμη (a_{max}/a_{cr}), για κάθε πρανές που εξετάστηκε ανεξαρτήτως του πάχους και του βάθους του ρευστοποιημένου στρώματος, του αριθμού κρούσεων SPT και της σχέσης υπολογισμού της απομένουσας διατμητικής αντοχής από αυτόν.

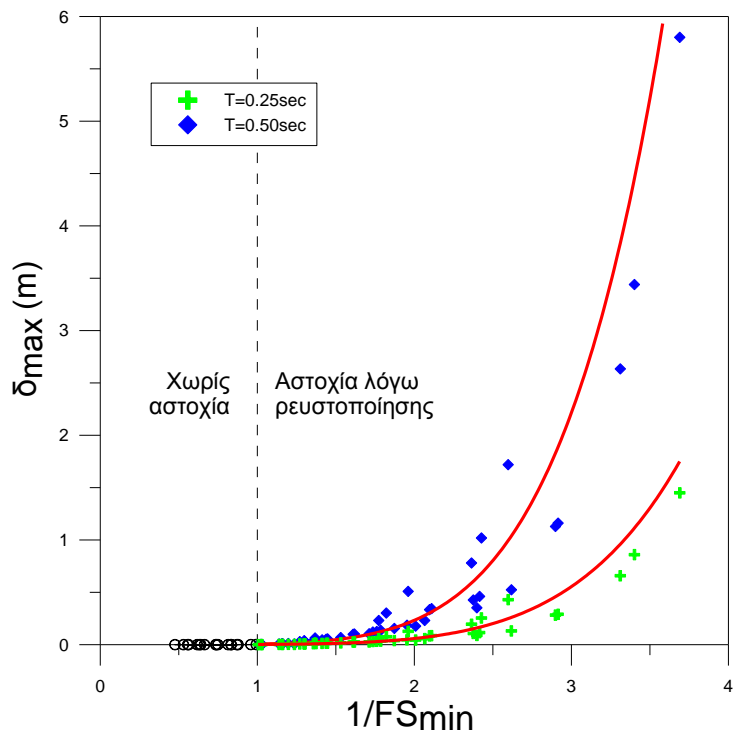


Σχήμα iv Συσχέτιση του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας FS_{min} με τον λόγο a_{max}/a_{cr} , από το σύνολο των 96 παραμετρικών αναλύσεων ευστάθειας πρανούς.

Αντίστοιχα, όπως προκύπτει από τα Σχήματα v και vi, και η αναμενόμενη μετατόπιση μπορεί να συσχετιστεί απευθείας με το λόγο της μέγιστης επιτάχυνσης ως προς την κρίσιμη (a_{max}/a_{cr}) και τη δεσπόζουσα περίοδο του σεισμικού κραδασμού (T_e), ή διαφορετικά από τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS_{min} και την περίοδο (T_e).



Σχήμα ν Συσχέτιση της μετατόπισης δ_{max} με τον λόγο a_{max}/a_{cr}

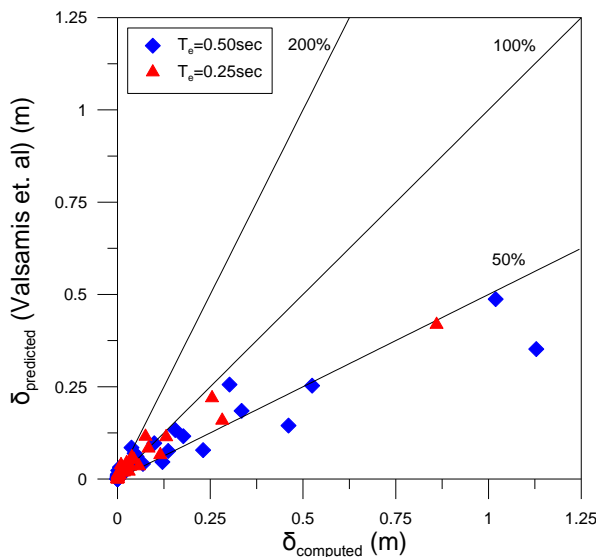


Σχήμα vi Συσχέτιση της μετατόπισης δ_{max} με τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS_{min} .

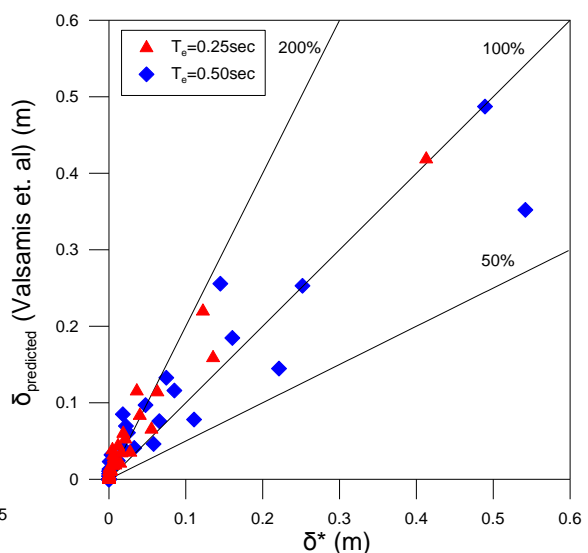
Συνεπώς είναι εφικτός ο υπολογισμός των αναμενόμενων μετατοπίσεων λόγω πλευρικής εξάπλωσης σε ένα πρανές με ένα εναλλακτικό και απλό τρόπο, κάνοντας μία απλή ανάλυση ευστάθειας και συσχετίζοντας τον ελάχιστο

συντελεστή ασφαλείας που προκύπτει από αυτή με τις αναμενόμενες μετατοπίσεις συναρτήσει της δεσπόζουσας περιόδου του σεισμικού κραδασμού.

Για να επαληθευτούν τα αποτελέσματα της μεθοδολογίας που προτείνεται σε αυτή τη διπλωματική εργασία και δεδομένου ότι η μέθοδος Newmark δίνει την περιβάλλουσα των αναμενόμενων μετατοπίσεων, έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων της μεθοδολογίας με δύο εμπειρικές σχέσεις από τη βιβλιογραφία, μία «σεισμολογική» (Youd et al. 2002, με έμμεση εκτίμηση των μεγεθών που απαιτούνται) και μία «γεωτεχνική» (Valsamis et al. 2010, με απευθείας χρήση των αντίστοιχων παραμέτρων). Όπως φαίνεται στο Σχήμα vii οι συσχετίσεις με την γεωτεχνική σχέση δείχνουν ότι η προτεινόμενη μεθοδολογία δίνει ελαφρώς αυξημένες τιμές για την εκτίμηση της μετατόπισης του εδάφους, πράγμα αναμενόμενο δεδομένου ότι η μέθοδος Newmark είναι περιβάλλουσα των μετατοπίσεων για πληθώρα διαφορετικών σεισμών, σε αντίθεση με τη σχέση Valsamis et al. (2010) που γίνεται εκτίμηση της μέσης τιμής των μετατοπίσεων. Όπως μπορεί να φανεί στο Σχήμα viii, με χρήση ενός απλού συντελεστή ίσου με 0.5, η προτεινόμενη μεθοδολογία μπορεί να εκτιμήσει με σχετική ακρίβεια τις αναμενόμενες μετατοπίσεις λόγω οριζόντιας εξάπλωσης του πρσανούς.



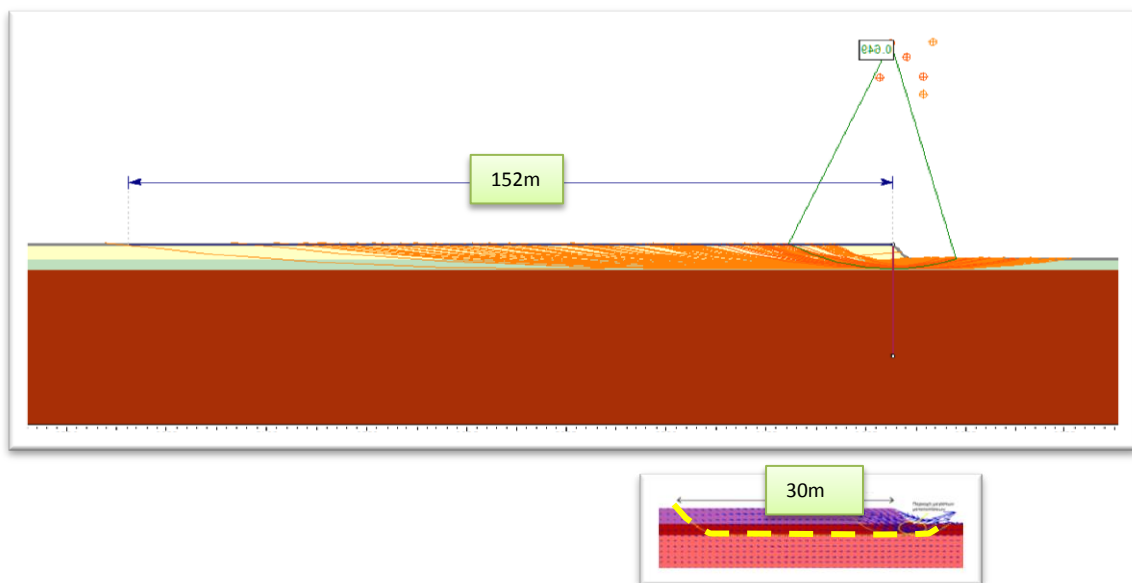
Σχήμα vii Σύγκριση ανάλυσης τύπου Newmark με τη σχέση των Valsamis et al. (2010)



Σχήμα viii Σύγκριση της σχέσης των Valsamis et al. (2010) με τις διορθωμένες τιμές $\delta^* = 0.50\delta_{max}$

Τέλος, να σημειωθεί ότι έγινε μελέτη και της ζώνης επιρροής της οριζόντιας εξάπλωσης πίσω από τη κορυφή του πρσανούς μέσω του μεγέθους L_{max} , το οποίο

όμως, λόγω της χρήσης κυκλικών μορφών αστοχίας οι οποίες δεν αποτυπώνουν σωστά την πραγματικότητα στους κύκλους μακριά από το πρανές, υπολογίζεται μεγαλύτερο από το αναμενόμενο. Αυτό φαίνεται χαρακτηριστικά στο σχήμα ix, όπου παρουσιάζεται σύγκριση μεταξύ των μετατοπίσεων που υπολογίζονται στο ίδιο πρόβλημα από τις σοφιστευμένες αναλύσεις με το FLAC και τις ψευδοστατικές αναλύσεις και από όπου προκύπτει ότι ενώ η ψευδοστατική μεθοδολογία έχει σωστά εντοπίσει τον κύκλο με τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας, δεν ισχύει το ίδιο και για την απόσταση επιρροής.



Σχήμα ix Σύγκριση του L_{max} όπως προκύπτει από τη ψευδοστατική μεθόδο (άνω) με το αντίστοιχο μήκος έκτασης της αστοχίας από την αριθμητική ανάλυση με το FLAC (κάτω).

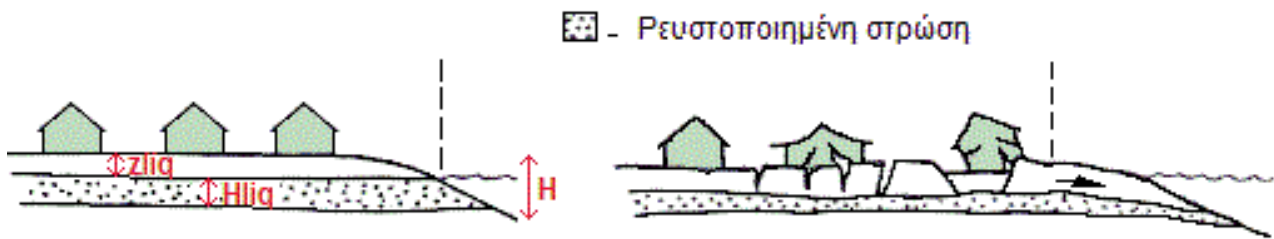
Περιεχόμενα

Ευχαριστίες	i
Summary	iii
Εκτενής Περίληψη	v
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	3
2. ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ ΣΧΕΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ	7
2.1 Εισαγωγή.....	7
2.2 Εμπειρικές Σχέσεις Υπολογισμού Μέγιστων Μετατοπίσεων.....	8
2.2.1 Hamada et al. (1986)	8
2.2.2 Bartlett and Youd (1992,1995).....	11
2.2.3 Hamada (1999)	15
2.2.4 EPOLLS-Empirical Prediction of Liquefaction-induced Lateral Spreading, Rauch & Martin (2000)	15
2.2.5 Bardet (2002)	21
2.2.6 Youd et al. (2002)	27
2.2.7 Faris et al. (2004)	28
2.2.8 Zhang et al. (2004).....	31
2.2.9 Zhang & Zhao (2005)	36
2.2.10 Rezanian et al. (2010).....	39
2.2.11 Valsamis et al. (2010)	41
2.3 Συμπεράσματα	47
3. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΨΕΥΔΟΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	51
3.1 Γενικά.....	51
3.2 Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς	51
3.3 Υπολογισμός Μετατοπίσεων	53
3.4 Δεδομένα & Παραδοχές.....	56
4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ	61
4.1 Γενικά.....	61
4.2 Τυπικά Αποτελέσματα	61
4.3 Επίδραση Παραμέτρων Στον Ελάχιστο Συντελεστή Ασφαλείας (FS_{min}).....	69
4.4 Επίδραση Παραμέτρων Στη Μέγιστη Απόσταση Επιρροής (L_{max}).....	71

4.5	Επίδραση Παραμέτρων Στη Μέγιστη Οριζόντια Μετατόπιση (δ_{max}).....	74
4.6	Επιρροή Βάθους Ρευστοποιημένης Στρώσης.....	78
5.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ ΣΧΕΣΕΙΣ	85
5.1	Γενικά.....	85
5.2	Σύγκριση με Youd et al. (2002).....	85
5.3	Σύγκριση με Valsamis et al. (2010).....	87
6.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ (ΕΠΙΡΡΟΗ z_{liq}).....	91
6.1	Γενικά.....	91
6.2	Καταστατικό Προσομοίωμα	91
6.3	Δεδομένα & Παραδοχές Αριθμητικών Αναλύσεων	96
6.4	Σύγκριση Αποτελεσμάτων	101
7.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	105
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ: Σύνολο Παραμετρικών Αναλύσεων	108
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....	112

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ρευστοποίηση κορεσμένων μη συνεκτικών εδαφών (ιλύων, άμμων και αμμοχάλικων) λόγω σεισμικής διέγερσης, αποτελεί την κύρια αιτία για πολλές από τις γεωτεχνικές αστοχίες που έχουν συμβεί στο παρελθόν σε πρόσφατους μεγάλους σεισμούς (π.χ. Kobe 1995, Chi-Chi 1999, Nisqually 2001). Ειδικά στις περιπτώσεις που τα ρευστοποιήσιμα εδάφη έχουν μικρή κλίση ή βρίσκονται δίπλα σε αναβαθμούς και τοίχους αντιστήριξης, υπάρχει πιθανότητα να παρατηρηθούν μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις του εδάφους και των υπερκείμενων κατασκευών, λόγω του φαινομένου της οριζόντιας πλευρικής εξάπλωσης του ρευστοποιημένου εδάφους και των υπερκείμενων εδαφικών στρώσεων.



Σχήμα 1.1 Τυπική περίπτωση πλευρικής εξάπλωσης εδάφους με αναβαθμό.

Συνοπτικά τέσσερις είναι οι βασικές προϋποθέσεις για την εμφάνιση πλευρικής εξάπλωσης στη περίπτωση αναβαθμού, η οποία και θα μελετηθεί στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας:

- i. Ελεύθερη επιφάνεια με τοπογραφία αναβαθμού και επαρκής ευστάθεια υπό στατικές συνθήκες.
- ii. Ύπαρξη ρευστοποιημένου εδάφους σε μικρό βάθος από την επιφάνεια.
- iii. Οριζόντια (τουλάχιστον) σεισμική επιτάχυνση.
- iv. Συντελεστή ασφάλειας έναντι ευστάθειας πρανούς υπό τις συνθήκες (ii) και (iii) που να είναι μικρότερος της μονάδας ($FS_{min} < 1.0$).

Το φαινόμενο της οριζόντιας εξάπλωσης έχει μεγάλη πρακτική σημασία για τα τεχνικά έργα (κρηπιδότοιχοι, προβλήτες, γέφυρες, κλπ), λόγω επαπειλούμενης ανάπτυξης επιβολής σημαντικών πλευρικών φορτίων. Είναι αυτονόητο ότι η αποτελεσματικότητα των σύγχρονων μεθόδων σχεδιασμού τεχνικών έργων εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από

την εκτίμηση των αναμενόμενων πλευρικών εδαφικών μετατοπίσεων λόγω ρευστοποίησης και την κατανομή τους με το βάθος.

Η αρχική και μέχρι σήμερα επικρατούσα πρακτική υπολογισμού των εν λόγω μετατοπίσεων βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις προερχόμενες από στατιστική επεξεργασία ιστορικών περιστατικών στα οποία παρατηρήθηκε οριζόντια εξάπλωση. Η προσέγγιση αυτή είναι βέβαια η πλέον άμεση όσον αφορά την εκδήλωση του φαινομένου, αλλά ενέχει σημαντική αβεβαιότητα για δύο κυρίως λόγους: την κατά κανόνα ελλιπή τεκμηρίωση των ιστορικών περιστατικών και την αντικειμενική αδυναμία συστηματικής διερεύνησης όλων των σημαντικών παραμέτρων του προβλήματος με αυτό τον τρόπο.

Ενόψει των ανωτέρω αβεβαιοτήτων, ξεκίνησε πρόσφατα η αναλυτική – αριθμητική διερεύνηση του φαινομένου με χρήση σοφιστεμένων αριθμητικών αναλύσεων. Έτσι στον τομέα Γεωτεχνικής του Ε.Μ.Π. έχουν πραγματοποιηθεί οι διπλωματικές εργασίες των Κικής Δημητριάδη (2006), Θεοδώρου Αθηνάς και Ιωσήφ Κωνσταντίνας (2007) και η Διδακτορική διατριβή του Αλέξανδρου Βαλσαμή (2009), στις οποίες επαληθεύτηκε η δυνατότητα προσομοίωσης του φαινομένου της οριζόντιας εξάπλωσης με χρήση ελαστοπλαστικού καταστατικού προσομοιώματος για το ρευστοποιημένο έδαφος με βάση τη θεωρία κρίσιμης κατάστασης.

Είναι δεδομένο ότι η αυστηρή προσομοίωση του εν λόγω φαινομένου, υπό τις ανωτέρω προϋποθέσεις, απαιτεί δυναμική ελαστο-πλαστική ανάλυση, με μία από τις γνωστές αριθμητικές μεθόδους. Σε πρώτη προσέγγιση όμως, αξίζει να εξετάσουμε παράλληλα κατά πόσο ο υπολογισμός των αναμενόμενων εδαφικών μετατοπίσεων (δ_{max}), καθώς και το μήκος όπισθεν του πρανούς που επηρεάζεται από το φαινόμενο (L_{max}) μπορούν να υπολογισθούν ψευδοστατικά, με τις συμβατικές μεθόδους ανάλυσης της ευστάθειας και των μετατοπίσεων πρανών που έχουν αναπτυχθεί για «σεισμικώς υγιή» εδάφη, δηλαδή για εδάφη χωρίς ρευστοποίηση.

Για τον σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκε μία σειρά 96 παραμετρικών ψευδοστατικών αναλύσεων για πρανές ύψους 3m και κλίσης 45°, ρευστοποιήσιμης στρώσης εδάφους μεταβλητού πάχους, μεταβλητής σχετικής πυκνότητας, καθώς και μεταβλητού βάθους από την ελεύθερη επιφάνεια. Πέραν των ανωτέρω, οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν και για διαφορετικές οριζόντιες σεισμικές επιταχύνσεις.

Τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων αξιολογήθηκαν ως ακολούθως:

- i. Ανεξάρτητα, προκειμένου να προσδιοριστεί η επίδραση των βασικών παραμέτρων που εξετάστηκαν, ήτοι H_{liq} , D_r ή N_{SPT} , a_{max} και z_{liq} , στην έκταση της πλευρικής εξάπλωσης.
- ii. Συγκριτικά ως προς τις εμπειρικές σχέσεις, για την πρόβλεψη του δ_{max} και του L_{max} , προκειμένου να εκτιμηθεί η ακρίβεια και η δυνατότητα εφαρμογής της ψευδοστατικής μεθόδου για την ανάλυση συγκεκριμένων περιστατικών (case specific analysis).
- iii. Συγκριτικά ως προς τις σοφιστεμένες αριθμητικές αναλύσεις, προκειμένου να αξιολογηθεί η επίδραση του βάθους z_{liq} της ρευστοποιήσιμης στρώσης, η οποία δεν περιλαμβάνεται συστηματικά στις εμπειρικές σχέσεις.

Τα επιμέρους κεφάλαια της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι δομημένα ως εξής:

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

Κεφάλαιο 2: Γίνεται βιβλιογραφική αναφορά στις υπάρχουσες εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού των μετατοπίσεων σε έδαφος με αναβαθμό. Επίσης γίνεται ομαδοποίηση των μεθόδων αυτών με βάση τις μεταβλητές που χρησιμοποιούν (σεισμολογικές/γεωτεχνικές).

Κεφάλαιο 3: Αναλύονται οι μεθοδολογίες ευστάθειας πρανούς και ολίσθησης στερεού σώματος, που ακολουθούνται κατά την εκτέλεση των ψευδοστατικών αναλύσεων καθώς επίσης αναφέρονται οι παραδοχές που είναι απαραίτητο να γίνουν.

Κεφάλαιο 4: Παρουσιάζονται και αξιολογούνται τα αποτελέσματα των ψευδοστατικών αναλύσεων, σε πρώτη φάση ως προς την επίδραση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης στα μεγέθη του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας (FS_{min}), του μήκους έκτασης της αστοχίας πίσω από την κεφαλή του πρανούς (L_{max}) και της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης (δ_{max}). Σε δεύτερη φάση γίνεται συσχέτιση των μεγεθών της μετατόπισης και της απόστασης έκτασης της αστοχίας με τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας του πρανούς. Επίσης εκτελείται παραμετρική ψευδοστατική ανάλυση που επικεντρώνεται στην επιρροή στα εξεταζόμενα μεγέθη, του βάθους z_{liq} της ρευστοποιήσιμης στρώσης

Κεφάλαιο 5: Εφαρμόζονται οι εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού των μετατοπίσεων των Youd et al. (2002) και Valsamis et. al (2010), για παραμέτρους αντίστοιχες με τις ψευδοστατικές αναλύσεις των Κεφαλαίων 3 & 4 και έπειτα γίνεται συγκριτική αξιολόγηση

των αποτελεσμάτων.

Κεφάλαιο 6: Γίνεται συνοπτική παρουσίαση της μεθοδολογίας εκτέλεσης σοφιστευμένων αριθμητικών αναλύσεων για τον προσδιορισμό της επιρροής του βάθους z_{liq} και σύγκριση των αποτελεσμάτων αυτών με τα αντίστοιχα της ψευδοστατικής μεθοδολογίας.

Κεφάλαιο 7: Εξάγονται συμπεράσματα ως προς την ακρίβεια προσέγγισης του φαινομένου της πλευρικής εξάπλωσης ρευστοποιημένου εδάφους με τη ψευδοστατική μεθοδολογία.

2. ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ ΣΧΕΣΕΙΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ

2.1 Εισαγωγή

Από τη βιβλιογραφική έρευνα που διεξήχθη στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, προκύπτει ότι η επιστημονική κοινότητα έχει ασχοληθεί εκτεταμένα με το πρόβλημα της εκτίμησης των εδαφικών μετατοπίσεων, λόγω πλευρικής εξάπλωσης (lateral spreading) σε έδαφος με αναβαθμό. Ως χρονική αφετηρία των ερευνών μπορεί να θεωρηθεί ο σεισμός της Niigata (1964), όπου οι εδαφικές αστοχίες λόγω ρευστοποίησης είχαν δραματικές επιπτώσεις.

Σχεδόν στο σύνολο τους οι ερευνητές προσανατολίστηκαν στη διατύπωση εμπειρικών σχέσεων, μιας και λόγω της πολυπλοκότητας του φαινομένου, είναι ουσιαστικά αδύνατον να διατυπωθούν αναλυτικές σχέσεις. Για τη διατύπωση των εμπειρικών σχέσεων εκτίμησης μετατόπισης, οι περισσότεροι ερευνητές ακολουθούν μία συγκεκριμένη μεθοδολογία, η οποία ξεκινά με τη καταγραφή των μετατοπίσεων σε περιοχές όπου έχουν εκδηλωθεί αστοχίες λόγω πλευρικής εξάπλωσης (ιστορικά περιστατικά) μετά από ισχυρούς σεισμούς, καθώς επίσης και των γεωτεχνικών, σεισμολογικών και τοπογραφικών συνθηκών που επικρατούν στην περιοχή. Στη συνέχεια δημιουργούνται βάσεις δεδομένων με τις καταγραφές από το σύνολο των εξεταζόμενων ιστορικών περιστατικών, καθιστώντας έτσι δυνατή τη διερεύνηση της επίδρασης διαφόρων παραμέτρων στο μέγεθος των παραμορφώσεων. Τέλος, με τη χρήση στατιστικών μεθόδων γραμμικής παλινδρόμησης, προκύπτει μια εξίσωση (ή περισσότερες) υπολογισμού των μετατοπίσεων. Στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν δημοσιευτεί πολλές εμπειρικές σχέσεις που κατασκευάστηκαν με βάση αυτή τη μεθοδολογία, όπως των Hamada et al. (1986), Bartlett and Youd (1992,1995), Shamoto et al. (1998), Hamada (1999), EPOLLS (2000), Bardet (2002), Youd et al. (2002), FARIS et al. (2004), Zhang et al. (2004), Zhang & Zhao (2005), οι οποίες και παρουσιάζονται στη συνέχεια. Η σχέση των Shamoto et al. (1998), αν και ακολούθησε αυτή τη μεθοδολογία, δεν παρουσιάζεται περεταίρω στο κείμενο, δεδομένου του ότι αναφέρεται σε έδαφος με κρηπιδοτόιχο ή με ήπια κλίση.

Η ραγδαία εξέλιξη της τεχνολογίας των υπολογιστών εισάγει νέες δυνατότητες προσέγγισης του προβλήματος. Οι πιο πρόσφατες έρευνες στοχεύουν στον υπολογισμό του μεγέθους των παραμορφώσεων με την ανάπτυξη νευρωνικών δικτύων (Artificial

Neuronic Networks), με τους ερευνητές Wang & Rahman (1999), Baziar & Ghorbani (2005) και Rezanian et al. (2010) να προτείνουν τέτοιες σχέσεις υπολογισμού. Τέλος οι Valsamis et al. (2010) χρησιμοποιώντας ένα αριθμητικό προσομοίωμα πεπερασμένων διαφορών και πραγματοποιώντας με αυτό ένα μεγάλο αριθμό παραμετρικών αναλύσεων εξετάζοντας επτά ανεξάρτητες παραμέτρους του προβλήματος, κατέληξαν σε μια νέα σχέση υπολογισμού των μετατοπίσεων, η οποία προέκυψε από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων.

Οι κύριες παράμετροι που εξετάζονται στη πλειοψηφία των εμπειρικών μοντέλων που εντοπίστηκαν στην βιβλιογραφία είναι το μέγεθος του σεισμού (M) και η απόσταση από τη πηγή (R), ή εναλλακτικά η επιτάχυνση του σεισμού (a_{max}) και η διάρκεια του (t_d), η κλίση της επιφάνειας του εδάφους (s), το ύψος (H) και το μήκος (L) του αναβαθμού, το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (H_{liq}), το ποσοστό λεπτόκοκκων υλικών (FC), το μέσο μέγεθος των κόκκων (D_{50}), η σχετική πυκνότητα (D_r) και ο αριθμός κρούσεων SPT (N_{SPT}).

2.2 Εμπειρικές Σχέσεις Υπολογισμού Μέγιστων Μετατοπίσεων

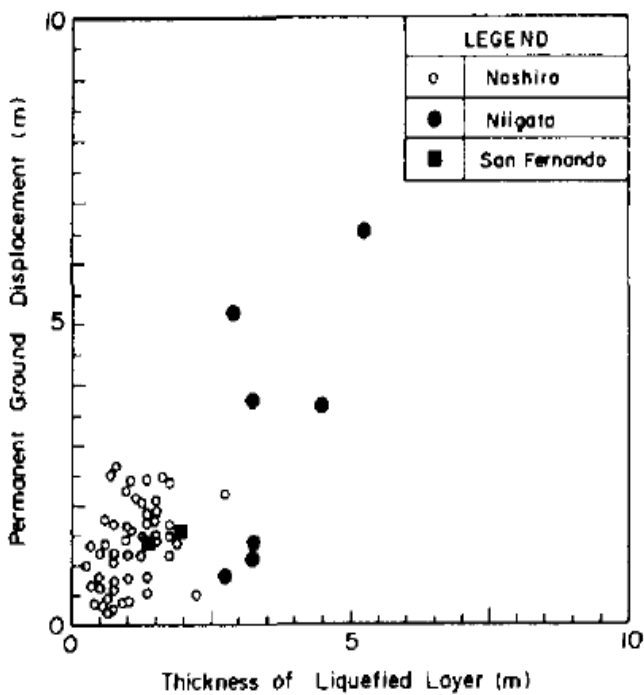
2.2.1 Hamada et al. (1986)

Μια από τις πρώτες απόπειρες εκτίμησης των παραμορφώσεων, λόγω πλευρικής εξάπλωσης, έγινε από τους Hamada et al. (1986). Χρησιμοποιώντας αεροφωτογραφίες των ιαπωνικών πόλεων Niigata και Noshiro πριν και μετά τους σεισμούς που συνέβησαν στις 16/6/1964 στην Niigata μεγέθους 7.5 και στις 26/5/1983 στη Noshiro μεγέθους 7.7, σχεδίασαν χάρτες των περιοχών αυτών που απεικόνιζαν τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες μετατοπίσεις λόγω πλευρικής εξάπλωσης. Τα τμήματα του εδάφους που αστόχησαν σε πλευρική εξάπλωση διαιρέθηκαν σε τεμάχια που φαίνονταν να έχουν μετακινηθεί σαν μια συνεχή μάζα. Έπειτα για κάθε τεμάχιο υπολόγισαν μια μέση τιμή της μετατόπισης, του πάχους του ρευστοποιημένου στρώματος και της κλίσης του εδάφους. Οι μετρηθείσες μετατοπίσεις συσχετίστηκαν με διάφορες παραμέτρους με σκοπό να προκύψει η τελική σχέση. Μεταξύ των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν ήταν:

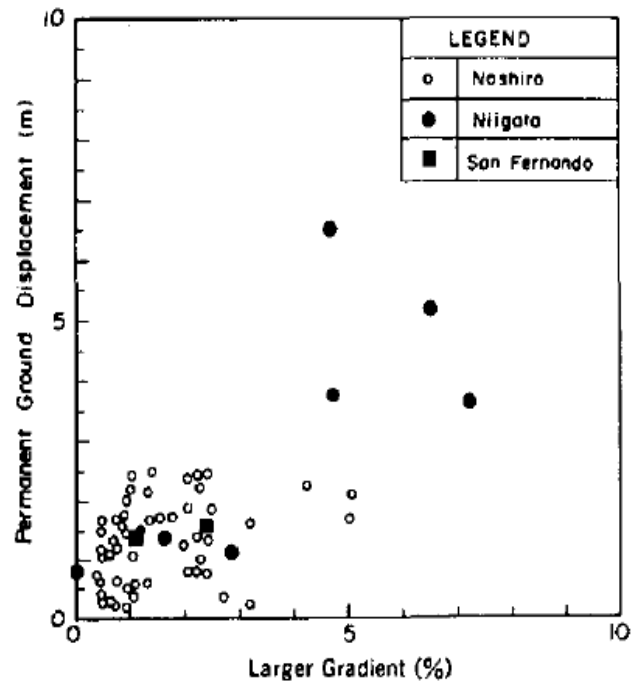
- Η κλίση της επιφάνειας του εδάφους
- Κλίση της βάσης του ρευστοποιήσιμου στρώματος
- Η μεγαλύτερη τιμή των δύο προηγούμενων
- Το πάχος του ρευστοποιήσιμου στρώματος

- Ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης, σε κάθε εξεταζόμενη θέση
- Ο δείκτης ενδεχομένου ρευστοποίησης

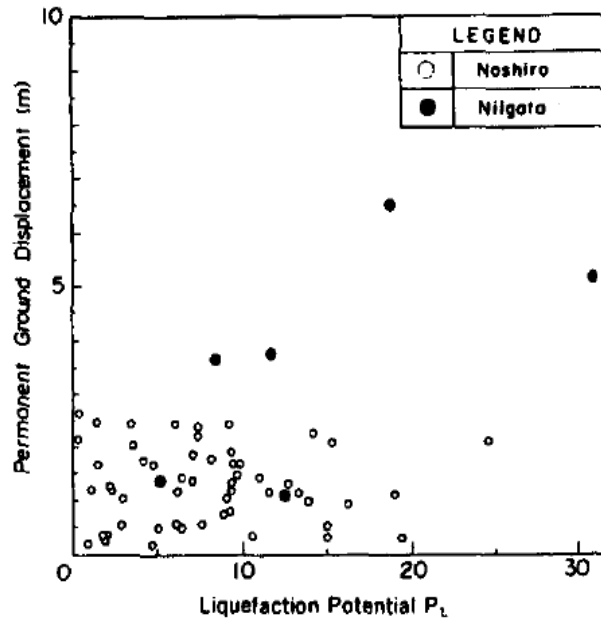
Στα Σχήματα 2.1-2.3 φαίνεται η επιρροή των ανωτέρω παραμέτρων στο μέγεθος των προβλέψεων. Στα πρώτα δύο σχήματα φαίνεται η σημαντική γραμμική συσχέτιση των παραμέτρων H και θ , ενώ στο Σχήμα 2.3 είναι εμφανές το ότι ο συντελεστής ασφαλείας FS πρακτικά δεν επηρεάζει την εδαφική παραμόρφωση.



Σχήμα 2.1 Συσχέτιση της μεγαλύτερης από τις τιμές της κλίσης της εδαφικής επιφάνειας και της κλίσης στη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος θ , με το μέγεθος της εδαφικής μετατόπισης (m).



Σχήμα 2.2 Συσχέτιση του πάχους του ρευστοποιημένου στρώματος H , με το μέγεθος της μετατόπισης (m).



Σχήμα 2.3 Συσχέτιση του δείκτη για πιθανότητα ρευστοποίησης με το μέγεθος της μόνιμης μετατόπισης (m).

Τελικά οι Hamada et al. (1986) κατέληξαν στη παρακάτω εμπειρική σχέση υπολογισμού της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης, για την περίπτωση εδάφους με ήπια κλίση.

$$D = 0.75 H^{0.5} \theta^{0.33} \quad (2.1)$$

Όπου

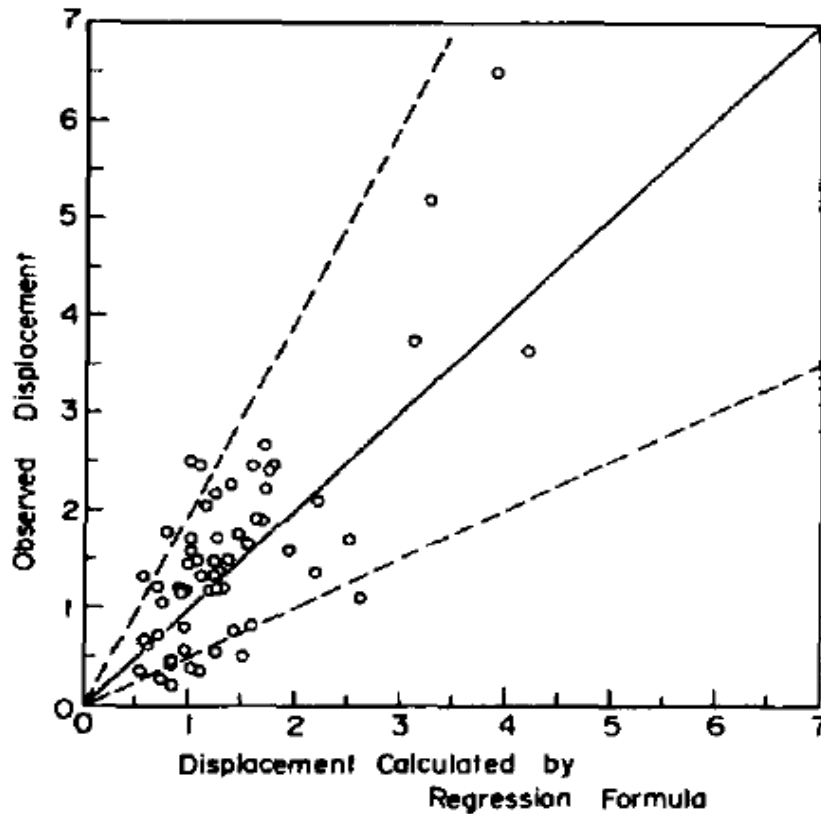
D η οριζόντια μετατόπιση σε (m)

θ το μεγαλύτερο από τη κλίση της τοπογραφικής επιφάνειας και τη κλίση στη βάση της ρευστοποιημένης στρώσης (%)

H το πάχος σε της ρευστοποιημένης στρώσης σε (m)

Παρόλο που η σχέση αναφέρεται στη περίπτωση εδάφους με ήπια κλίση, υπάρχουν αποτελέσματα ερευνών που επεκτείνουν την εφαρμογή της και στη περίπτωση αναβαθμού.

Στο Σχήμα 2.4 παρουσιάζεται η σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων της σχέσης των Hamada et al. (1986), για έδαφος με ήπια κλίση και των πραγματικών μετατοπίσεων του περιστατικού της πόλης Noshiro. Η μέθοδος γενικά προσεγγίζει καλά τις καταγεγραμμένες παραμορφώσεις αλλά παρουσιάζει σχετική αδυναμία για μεσαίου μεγέθους παραμορφώσεις, κάτω από 1.5 m.



Σχήμα 2.4 Σύγκριση μεταξύ των μόνιμων μετατοπίσεων που εκτιμά η μεθοδολογία και των παρατηρούμενων μετατοπίσεων στην πόλη Noshiro.

2.2.2 Bartlett and Youd (1992,1995)

Οι Bartlett and Youd βασίζονται στη σχέση των Hamada et al. (1986) αλλά και στις σχέσεις των Youd and Perkins (1987) και Ambrassey's (1988) κατέληξαν σε μια νέα σχέση υπολογισμού των μέγιστων μετατοπίσεων για έδαφος με αναβαθμό.

$$\log D_H = -16.366 + 1.178M - 0.927 \log R - 0.013R + 0.657 \log W + 0.348 \log T_{15} + 4.527 \log(100 - F_{15}) - 0.922 D_{5015} \quad (2.2)$$

όπου :

D_H η οριζόντια μετατόπιση σε (m)

M το μέγεθος του σεισμού

R η απόσταση από την επιφανειακή προβολή της σεισμικής πηγής έως την εξεταζόμενη θέση σε (km)

W ο λόγος του ύψους του αναβαθμού (H) προς την απόσταση (L) από τη βάση του αναβαθμού έως την εξεταζόμενη θέση (%)

- H το ύψος του αναβαθμού σε (m)
- L το μήκος του αναβαθμού σε (m)
- T₁₅ το συνολικό πάχος του κορεσμένου μη-συνεκτικού στρώματος με διορθωμένο αριθμό (N₁)₆₀ < 15 σε (m)
- F₁₅ η μέση τιμή λεπτόκοκκων για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T₁₅ (%)
- D₅₀₁₅ το μέσο μέγεθος κόκκου για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T₁₅ σε (mm)

Οι Bartlett and Youd συνέλεξαν συνολικά 467 διανύσματα μετατοπίσεων από σεισμικά περιστατικά σε Η.Π.Α. και Ιαπωνία. Στους Πίνακες 2.1 και 2.2 φαίνεται η προέλευση των στοιχείων της βάσης δεδομένων που συνέταξαν.

Πίνακας 2.1 Σεισμικά περιστατικά με εμφάνιση οριζόντιας εξάπλωσης, που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση MLR

Earthquake (1)	Lateral spread site (2)	Reference (3)
1906 San Francisco	Coyote Creek	Youd and Hoose (1978)
1906 San Francisco	Mission Creek Zone	Youd and Hoose (1978)
1906 San Francisco	Salinas River	Youd and Hoose (1978)
1906 San Francisco	South of Market St.	Youd and Hoose (1978)
1964 Alaska	Bridges 141.1, 147.4, 147.5, 148.3 on Matanuska and Knik Rivers	Bartlett and Youd (1992b); McCulloch and Bonilla (1970)
1964 Alaska	Bridges 63.0, 63.5, 64.7 on Portage Creek and Twenty-Mile River	Bartlett and Youd (1992b); McCulloch and Bonilla (1970)
1964 Alaska	Bridge 629 on Placer River	Bartlett and Youd (1992b); Ross et al. (1973)
1964 Alaska	Bridge 605A on Snow River	Bartlett and Youd (1992b)
1964 Alaska	Bridges 3.0, 3.2, and 3.3 on Resurrection River	Bartlett and Youd (1992b); McCulloch and Bonilla (1970)
1964 Niigata, Japan	Several lateral spreads in Niigata	Hamada et al. (1986)
1971 San Fernando, Calif.	Jensen Filtration Plant and Juvenile Hall	O'Rourke et al. (1992b); Bennett (1989); Youd (1973)
1979 Imperial Valley, Calif.	Heber Road and River Park	Bennett et al. (1984); Dobry et al. (1992)
1983 Borah Peak, Idaho	Whiskey Springs and Pence Ranch	Andrus and Youd (1987); Andrus et al. (1991)
1983 Nihonkai-Chubu, Japan	Several lateral spreads in Noshiro	Hamada et al. (1986)
1987 Superstition Hills, Calif.	Wildlife Instrument Array	Holzer et al. (1989); Youd and Bartlett (1988)

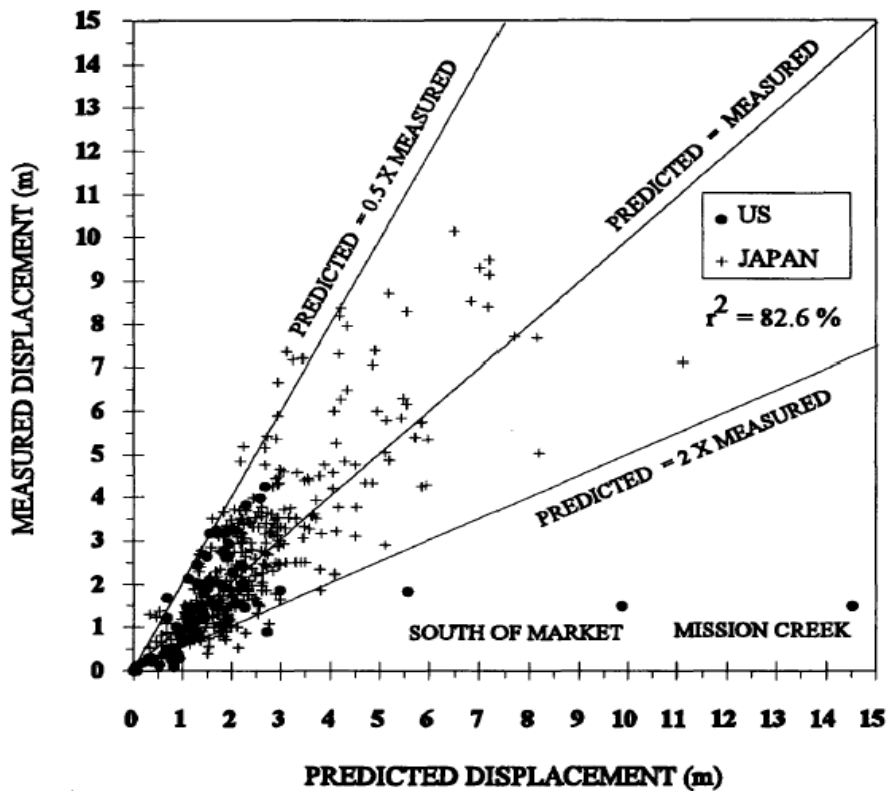
Πίνακας 2.2 Κατανομή προέλευσης δεδομένων

Προέλευση Δεδομένων	Πλήθος
Από σεισμούς Niigata(1964) και Nihonkai-Chubu(1983) Ιαπωνία	337
Από σεισμούς στις Η.Π.Α	111
Από βάση δεδομένων των Ambrasseys (1988)	19

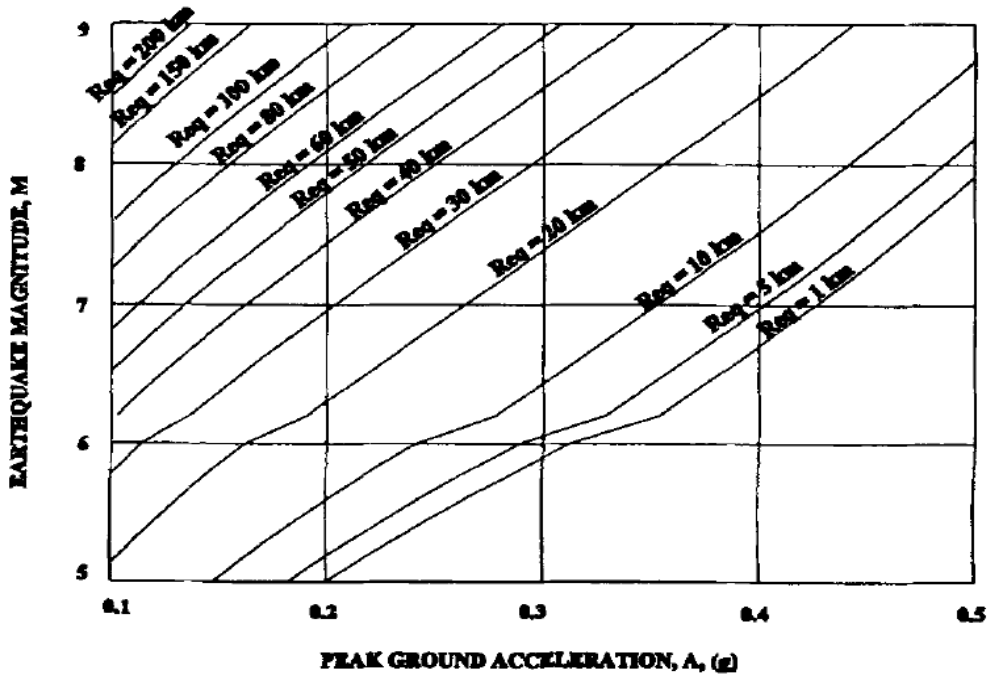
Οι Bartlett and Youd διατύπωσαν σχέση και για έδαφος με ήπια κλίση, η οποία όμως δε θα αναλυθεί στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής.

Κάποια από τα σχόλια που αναφέρουν οι Bartlett and Youd, σχετικά με την εφαρμογή της μεθόδου, είναι τα εξής:

- i. Για τιμές $1 \leq W \leq 5\%$ καλό είναι να εφαρμόζονται και η εξίσωση για έδαφος με ήπια κλίση και αυτή για έδαφος με αναβαθμό και να λαμβάνεται η μεγαλύτερη από τις δύο προβλέψεις ως η τελική εδαφική μετατόπιση. Αυτό συμβαίνει διότι στο εν λόγω εύρος W , δεν υπερισχύει καθαρά μια γεωμετρία αναβαθμού ή κεκλιμένου εδάφους. Για την περιοχή $5 \leq W \leq 20\%$ γενικά επικρατεί γεωμετρία αναβαθμού.
- ii. Ο λόγος για τον οποίο επιλέχθηκαν οι όροι $\log T_{15}$ και $\log(100-F_{15})$, είναι ότι μετά από ανάλυση ευαισθησίας, βρέθηκε πως ο μετασχηματισμός του T_{15} σε λογάριθμο και του F_{15} σε $\log(100-F_{15})$ δίνει αποτελέσματα περισσότερο αξιόπιστα για μικρές τιμές των παραμέτρων αυτών.
- iii. Οι προβλεπόμενες μετατοπίσεις κυμαίνονται μεταξύ 50% και 200% των μετρούμενων (Σχήμα 2.5).
- iv. Οι εξισώσεις των Bartlett & Youd αναφέρονται σε σκληρά εδάφη των Δυτικών ΗΠΑ και της Ιαπωνίας, όπου η απομείωση της εδαφικής κίνησης με την αύξηση της απόστασης από τη σεισμική πηγή είναι σχετικά μεγάλη. Για άλλες σεισμικές περιοχές ή για ρευστοποιήσιμα εδάφη πάνω από μαλακούς σχηματισμούς, το εύρος και η διάρκεια της ισχυρής δόνησης διαφοροποιούνται και χρειάζεται κατάλληλη προσαρμογή της επικεντρικής απόστασης ώστε να ληφθεί υπόψη το παραπάνω φαινόμενο. Η προσαρμογή αυτή γίνεται μέσω του Σχήματος 2.6, όπου συναρτήσει του μεγέθους του σεισμού M και της κορυφαίας επιτάχυνσης A , υπολογίζεται η ισοδύναμη εστιακή απόσταση R_{eq} , η οποία αντιστοιχεί στην απαιτούμενη εστιακή απόσταση για να παραχθεί η επιτάχυνση A , για τα εδαφικά δεδομένα των Δυτικών ΗΠΑ.
- v. Από εφαρμογή της Σχέσης 2.2 για μικρές τιμές επικεντρικών αποστάσεων οι Youd & Bartlett διαπιστώνουν ότι προκύπτουν παράλογα μεγάλες μετατοπίσεις, οι οποίες συχνά υπερβαίνουν και τα 10 m. Συμπεραίνουμε, λοιπόν ότι η αξιοπιστία της μεθόδου σε θέσεις κοντά στην πηγή είναι μειωμένη και δεν θα πρέπει να εφαρμόζεται για $R < 0.5$ km (ελάχιστη εστιακή απόσταση που υπάρχει στη βάση δεδομένων των Youd & Bartlett).



Σχήμα 2.5 Συσχέτιση προβλεπόμενων μετατοπίσεων από τις σχέσεις Youd & Bartlett (1992,1995) με μετρημένες μετατοπίσεις περιστατικών σε Η.Π.Α. και Ιαπωνία.



Σχήμα 2.6 Διάγραμμα υπολογισμού ισοδύναμης επικεντρικής απόστασης R_{eq} , από το μέγεθος του σεισμού M και την κορυφαία εδαφική επιτάχυνση A.

2.2.3 Hamada (1999)

Η νεότερη σχέση του Hamada (1999) έρχεται να προσθέσει δύο νέες παραμέτρους, τη μέση επιτάχυνση και τη διάρκεια του σεισμού, τις οποίες η παλιότερη σχέση των Hamada et al. (1986) δε λάμβανε υπόψη. Η σχέση αυτή βασίζεται στη παραδοχή ότι το ρευστοποιημένο έδαφος συμπεριφέρεται σαν ένα ημι-πλαστικό υγρό και ότι η εφαρμογή του νόμου το Reynolds δίνει ένα αποτέλεσμα που είναι ανάμεσα στη πραγματική εδαφική ροή του ρευστοποιημένου εδάφους και στη ροή εδαφών σε εργαστηριακά πειράματα. Η σχέση που προέκυψε από τα εργαστηριακά πειράματα και εφαρμόζεται σε πραγματικές συνθήκες είναι η ακόλουθη:

$$D_h = \frac{0.0125(H)^{0.5} \theta}{N^{0.88}} \sum \alpha_i^{0.48} t_i \quad (2.3)$$

όπου :

D_h η συνολική τιμή της εδαφικής μετατόπισης, σε (m)

H το πάχος του ρευστοποιημένου στρώματος, σε (m)

θ η κλίση της εδαφικής επιφάνειας (%)

N ο διορθωμένος αριθμός SPT $(N_1)_{60}$

α_i η μέση επιτάχυνση στο i τμήμα της χρονοϊστορίας των επιταχύνσεων, σε (gal) $1gal=1cm/s^2$

t_i η διάρκεια του i τμήματος της χρονοϊστορίας των επιταχύνσεων, σε (sec)

Για τον υπολογισμό του αθροίσματος $\sum \alpha_i^{0.48} t_i$ της Σχέσης 2.3, το εκάστοτε επιταχυνσιογράφημα χωρίζεται σε επιμέρους τμήματα, το καθένα από τα οποία χαρακτηρίζεται από σχεδόν σταθερή τιμή επιτάχυνσης.

2.2.4 EPOLLS-Empirical Prediction of Liquefaction-induced Lateral Spreading, Rauch & Martin (2000)

Οι Rauch & Martin (2000) ανέπτυξαν μια ομάδα εμπειρικών σχέσεων, που σε αντίθεση με τις προηγούμενες, δεν υπολογίζουν τη μέγιστη μετατόπιση, αλλά τη μέση τιμή της προβλεπόμενης μετατόπισης. Η μέθοδος βασίστηκε σε βάση δεδομένων με περιστατικά πλευρικής εξάπλωσης από 15 διαφορετικούς σεισμούς. Η βάση δεδομένων αυτή, περιέχει 71 καταγραφές μέσω μετατοπίσεων και περιλαμβάνει όλες τις τοποθεσίες των

Youd et al. καθώς και 28 νέες.

Οι σχέσεις EPOLLS, σε αντίθεση με τις περισσότερες από τις υπόλοιπες μεθόδους, δεν υπολογίζουν τη μέγιστη μετατόπιση λόγω πλευρικής εξάπλωσης. Τα διάφορα μεμονωμένα διανύσματα μετατοπίσεων ομαδοποιούνται σε περιοχές μελέτης με κοινά χαρακτηριστικά, διαμορφώνοντας έτσι ξεχωριστά και ανεξάρτητα περιστατικά πλευρικής εξάπλωσης. Από τις σχέσεις EPOLLS υπολογίζεται η μέση τιμή της μετατόπισης των περιοχών αυτών.

Συνολικά οι παράμετροι που υπεισέρχονται στις σχέσεις EPOLLS ανήκουν σε τρεις κατηγορίες:

(α) Σεισμολογικές :

M_w το ο μέγεθος του σεισμού

R η μικρότερη απόσταση από την επιφανειακή προβολή της σεισμικής πηγής έως την εξεταζόμενη θέση, ή τη σεισμική πηγή, σε (km)

A_{max} η κορυφαία εδαφική επιτάχυνση στην εξεταζόμενη θέση, που θα αναπτυσσόταν σε περίπτωση μη ρευστοποίησης, σε (g)

T_d η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης στην εξεταζόμενη θέση, οριζόμενη ως η χρονική διάρκεια μεταξύ της πρώτης και της τελευταίας καταγραφής επιτάχυνσης μεγαλύτερης από 0.05g, σε (sec)

(β) Τοπογραφικές και γεωμετρικές :

S_{top} κλίση επιφάνειας (%)

H_{face} ύψος αναβαθμού, σε (m)

L_{slide} μήκος μάζας που ολισθαίνει, σε (m)

(γ) Γεωτεχνικές :

Z_{liq} το μέσο βάθος έως την κορυφή του ρευστοποιήσιμου στρώματος σε (m)

Z_{FSmin} το μέσο βάθος έως τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας, σε εν δυνάμει ρευστοποιήσιμο έδαφος σε (m)

Ανάλογα με το ποιες παράμετροι είναι γνωστές, οι Rauch & Martin προτείνουν τις εξής τρεις σχέσεις.

R-EPOLLS (Regional EPOLLS)

Είναι η σχέση που υπολογίζει τη μέση οριζόντια μετατόπιση, μόνο από σεισμολογικές παραμέτρους.

$$Avg_Horz = (0.613M - 0.0139R - 2.42A_{max} - 0.0114T_d - 2.21)^2 + 0.149 \quad (2.4)$$

Μερικά σχόλια σχετικά με την εφαρμογή της μεθόδου:

- i. Ο υπολογισμός της τετραγωνικής ρίζας δίνει καλύτερη προσέγγιση στα δεδομένα.
- ii. Το αρνητικό πρόσημο στην επιρροή των A_{max} και T_d αποτελεί παράδοξο και είναι αδυναμία της μεθόδου, η οποία σύμφωνα με τους Montgomery & Peck (1992), οφείλεται στο γεγονός ότι παράμετροι M_w , R , A_{max} , και T_d δεν είναι πλήρως ανεξάρτητες μεταξύ τους, καθώς επίσης στην έλλειψη σημαντικών μεταβλητών παλινδρόμησης λόγω απουσίας τοπογραφικών δεδομένων, αλλά και στο μικρό εύρος διακύμανσης των τεσσάρων πιο πάνω παραμέτρων, γεγονός που δε δίνει καλή προσέγγιση στους συντελεστές. Το τελευταίο πιθανό πρόβλημα μπορεί να μετριαστεί με την αύξηση των καταγραφών σεισμικών περιστατικών.

S-EPOLLS (Site EPOLLS)

Στη σχέση αυτή οι Rauch & Martin (2000) έρχονται να προσθέσουν τρεις μεταβλητές, που έχουν να κάνουν με τη γεωμετρία και τοπογραφία του εδάφους: το μήκος μάζας που ολισθαίνει, την κλίση της επιφάνειας του εδάφους και το ύψος του αναβαθμού.

$$Avg_Horz = \left(0.613M - 0.0139R - 2.42A_{max} - 0.0114T_d + 0.000523L_{slide} + 0.0423S_{top} + 0.0313H - 2.44 \right)^2 + 0.111 \quad (2.5)$$

Όπου:

L_{slide} το μέγιστο μήκος της πλευρικής εξάπλωσης, οριζόντια μετρούμενης από την κορυφή στον πόδα, σε (m)

S_{top} η μέση κλίση της επιφάνειας της πλευρικής εξάπλωσης, που στην περίπτωση εδάφους με αναβαθμό μετράται από την κορυφή της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας, έως την άκρη του μετώπου, (%).

H_{face} το ύψος του αναβαθμού, σε (m)

Σχόλια:

i. Αρνητική κλίση σημαίνει επιφάνεια με κλίση αντίθετη προς την διεύθυνση της ολίσθησης

ii. Όταν ο αναβαθμός είναι πρηνές ποταμού, το H_{face} μετράται από τον πυθμένα του ποταμού.

G-EPOLLS (Geotechnical EPOLLS).

Στη σχέση αυτή εισάγονται οι γεωτεχνικές παράμετροι του προβλήματος και η εξίσωση παίρνει την ακόλουθη μορφή:

$$Avg_Horz = \left(\begin{array}{l} 0.613M - 0.0139R - 2.42A_{max} - 0.0114T_d + 0.000523L_{slide} + \\ + 0.0423S_{top} + 0.0313H + 0.0506Z_{FSmin} - 0.0861Z_{liq} - 2.49 \end{array} \right)^2 + 0.124 \quad (2.6)$$

Οι νέες μεταβλητές που εμφανίζονται σε αυτή τη σχέση είναι:

Z_{FSmin} το μέσο βάθος έως τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας, σε εν δυνάμει ρευστοποιήσιμο έδαφος σε (m)

Z_{liq} το μέσο βάθος έως την κορυφή του ρευστοποιήσιμου στρώματος σε (m)

Οι σχέσεις E-POLLS πρέπει να εφαρμόζονται για δεδομένα που είναι εντός των ορίων του πεδίου εφαρμογής, όπως αυτό ορίζεται από τους Rauch και Martin:

$$6.5 < M_w < 9.2$$

$$0.0 < R_f < 119$$

$$0.16 < A_{max} < 0.52$$

$$4 < T_d < 88$$

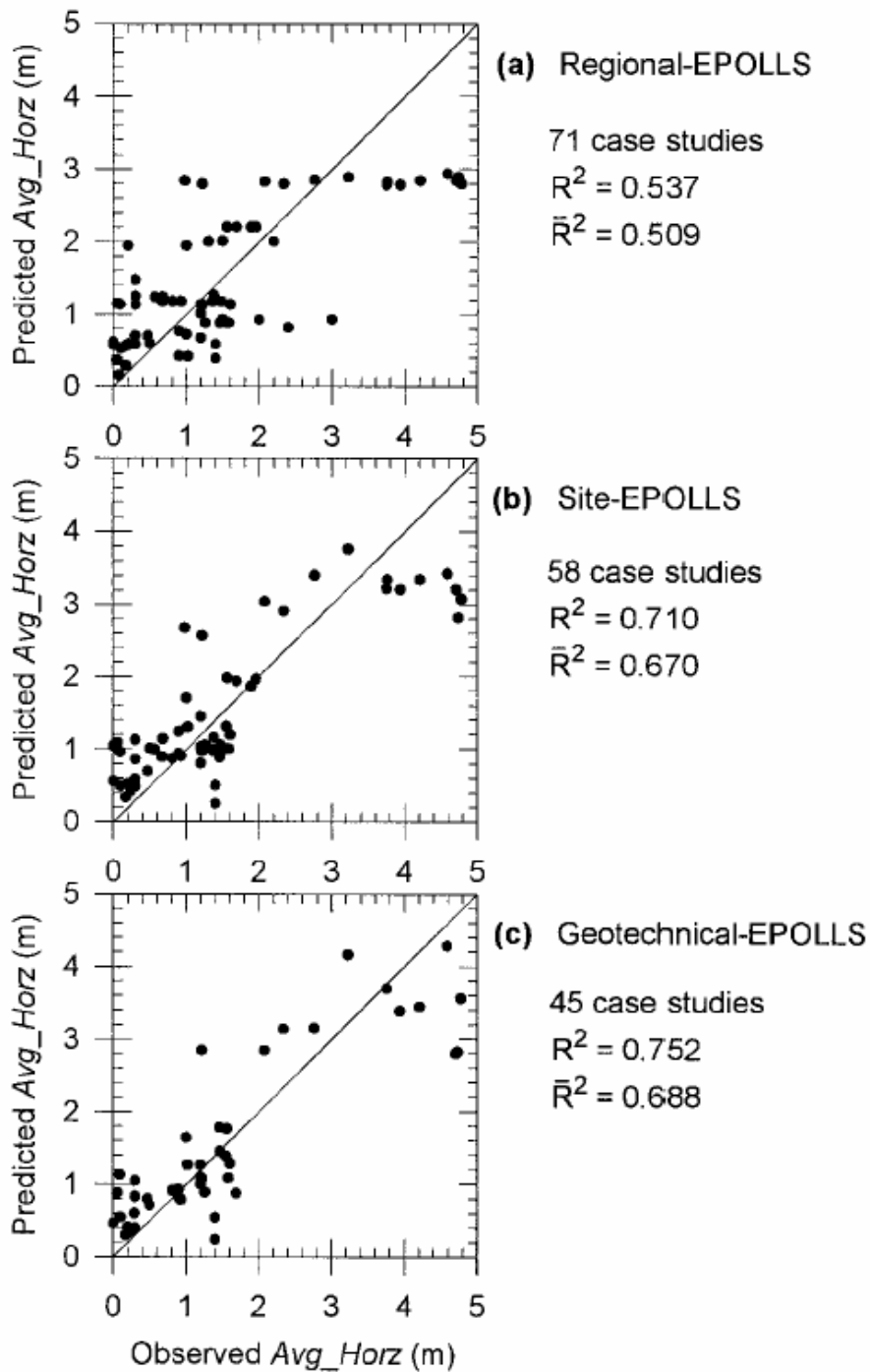
$$20 < L_{slide} < 1360$$

$$-0.7 < S_{top} < 5.2$$

$$0.0 < H_{face} < 9.0$$

$$2.4 < Z_{FSmin} < 12.4$$

$$0.9 < Z_{liq} < 7.3$$



Σχήμα 2.7 Συσχέτιση προβλεπόμενων μετατοπίσεων από τις σχέσεις EPOLLS, με τις πραγματικές τιμές.

Στο Σχήμα 2.7 γίνεται εμφανής η βελτίωση της προσέγγισης των πραγματικών τιμών από τη μια σχέση στην άλλη, καθώς εισάγονται νέες μεταβλητές ξεκινώντας από την R-EPOLLS ($R^2=0.537$), στην S-EPOLLS ($R^2=0.710$) και καταλήγοντας στην G-EPOLLS ($R^2=0.752$).

Οι Rauch & Martin (2000) κάνουν τα εξής σχόλια σχετικά με την εφαρμογή της μεθόδου:

i. Εφαρμόζεται μόνο σε οριζόντιες εξαπλώσεις που μπορεί να εκδηλωθούν σε έδαφος με πολύ μικρή κλίση (<5%), με ή χωρίς την παρουσία αναβαθμού.

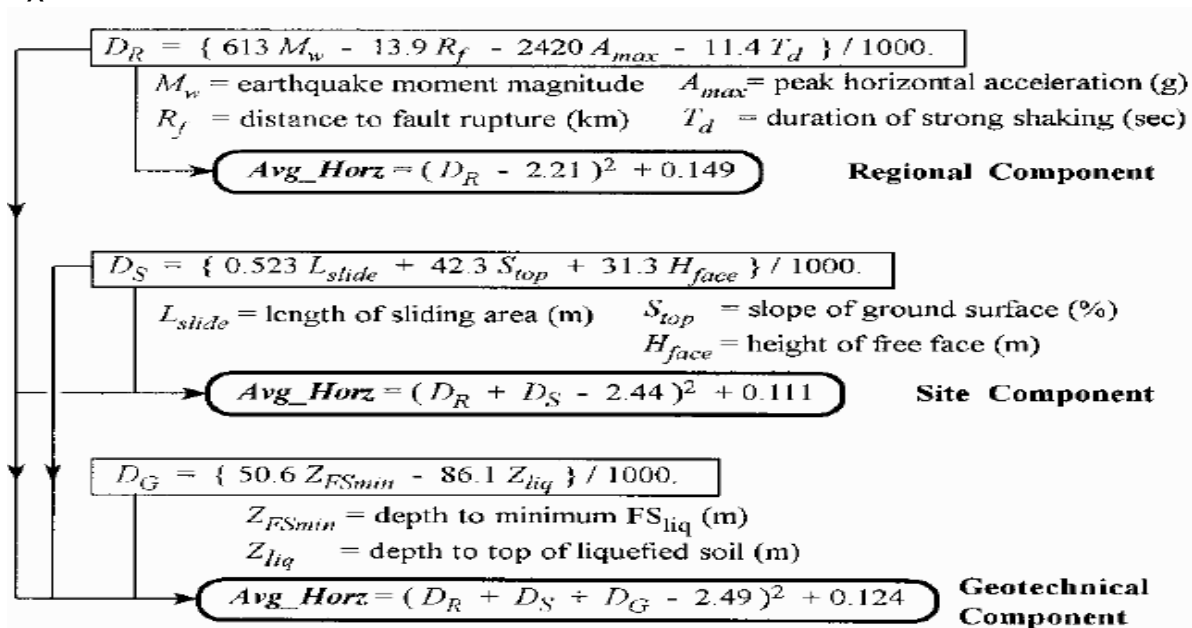
ii. Με τη μέθοδο υπολογίζεται η μέση μετατόπιση της επιφανείας του εδάφους, όπου πιθανώς να εκδηλωθεί η οριζόντια εξάπλωση και όχι τη μετακίνηση ενός συγκεκριμένου σημείου.

iii. Σύμφωνα με τις σχέσεις EPOLLS, η υπολογιζόμενη μετατόπιση είναι πάντα μεγαλύτερη από 0.23m, κάτι που είναι αποδεκτό, αφού η σχέσεις υπολογίζουν τις σημαντικές μετακινήσεις.

iv. Οι σχέσεις τείνουν να υπερεκτιμούν τη μετατόπιση, όταν αυτή είναι μικρότερη από 1m. Η συσχέτιση των πραγματικών με τις προβλεπόμενες από τις σχέσεις μετατοπίσεις, φαίνεται στο Σχήμα 2.7.

v. Οι σχέσεις είναι αξιόπιστες για εφαρμογές μόνο σε περιοχές της Καλιφόρνιας, της Ιαπωνίας και της Αλάσκας, αφού αναπτύχθηκαν με δεδομένα από αυτές τις περιοχές. Η αξιοπιστία τους ίσως να είναι μειωμένη σε άλλες χώρες του κόσμου, με έντονα διαφορετικές σεισμοτεκτονικές συνθήκες.

Η ομάδα σχέσεων EPOLLS παρουσιάζεται στο σύνολο της στο Σχήμα 2.8, όπου εισάγονται και οι παράμετροι D_R , D_S , D_G για να απλοποιήσουν την παρουσίαση των σχέσεων.



Σχήμα 2.8: Συνοπτική παρουσίαση των σχέσεων EPOLLS για τον υπολογισμό των μέσων οριζοντίων μετατοπίσεων του εδάφους.

2.2.5 Bardet (2002)

Ο Bardet (2002) μελετώντας τα προηγούμενα μοντέλα και εμπλουτίζοντας τις προϋπάρχουσες βάσεις δεδομένων, κατέληξε μια νέα εξίσωση πρόβλεψης των εδαφικών μετατοπίσεων για έδαφος με αναβαθμό και για έδαφος με ήπια κλίση. Όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.3, από το σύνολο των 467 καταγραφών που χρησιμοποίησε διαμορφώθηκαν δύο ομάδες δεδομένων, η Α και η Β. Η ομάδα Α περιλαμβάνει το σύνολο των καταγραφών, εκ των οποίων οι 213 αναφέρονται σε έδαφος με αναβαθμό, ενώ οι υπόλοιπες 254 σε έδαφος με ήπια κλίση. Στην ομάδα Β ανήκουν οι μετατοπίσεις εκείνες που είναι μικρότερες από 2m. Έτσι η ομάδα Β αποτελείται από 283 μετρήσεις, εκ των οποίων οι 118 αναφέρονται σε έδαφος με αναβαθμό και οι 165 σε έδαφος με ήπια κλίση.

Πίνακας 2.3 Συγκεντρωτικός πίνακας των δεδομένων

Notation	Definition	Number of data points
A	All data	467
	All free-face (FF) data	213
	All ground slope (GS) data	254
B	All data with displacement smaller than 2 m	283
	Free-face (FF) data with displacement smaller than 2 m	118
	Ground slope (GS) data with displacement smaller than 2 m	165

Η σχέση προέκυψε με τη στατιστική μέθοδο MLR (multilinear regression) χρησιμοποιώντας τις εξής παραμέτρους.

D_H η οριζόντια μετατόπιση σε (m)

M_w το μέγεθος του σεισμού

R η απόσταση από την επιφανειακή προβολή της σεισμικής πηγής έως την εξεταζόμενη θέση σε (km)

S η κλίση του πρανούς (%)

W ο λόγος του ύψους του αναβαθμού (H) προς την απόσταση (L) από τη βάση του αναβαθμού έως την εξεταζόμενη θέση (%)

T_{15} το συνολικό πάχος του κορεσμένου μη-συνεκτικού στρώματος με διορθωμένο αριθμό $(N_1)_{60} < 15$, σε (m)

F_{15} η μέση τιμή λεπτόκοκκων για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T_{15} (%)

D_{5015} το μέσο μέγεθος κόκκου για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T_{15} , σε(mm)

Πίνακας 2.4 Εύρος μεταβλητών που χρησιμοποιήθηκαν

Variables	Data Set A			Data Set B		
	Complete FFGS-A	Free-Field FF-A	Ground-Slope GS-A	Complete FFGS-B	Free-Field FF-B	Ground-Slope GS-B
<i>DH</i> (m)	0 - 10.15	0 - 10.15	0 - 5.35	0-1.99	0-1.98	0-1.99
<i>M</i>	6.4 - 9.2	6.4 - 9.2	6.4 - 9.2	6.4 - 9.2	6.4 - 9.2	6.4 - 9.2
<i>R</i> (km)	0.2 - 100	0.5 - 100	0.2 - 100	0.2 - 100	0.5 - 100	0.2 - 100
<i>W_{ff}</i>	1.64 - 55.68	1.64 - 55.68	-	1.64 - 48.98	1.64 - 48.98	-
<i>S</i> (%)	0.05 - 5.90	-	0.05 - 5.90	0.05 - 2.5	-	0.05 - 2.5
<i>T₁₅</i> (m)	0.2 - 19.7	0.2 - 16.7	0.7 - 19.7	0.2 - 19.7	0.2 - 13.6	0.7 - 19.7
<i>F₁₅</i> (%)	0 - 70	2 - 70	0 - 68	0 - 70	3 - 70	0 - 68
<i>D50₁₅</i> (mm)	0.04 - 1.47	0.04 - 1.47	0.06 - 1.19	0.04 - 1.47	0.04 - 1.47	0.06 - 1.19

Ο Bardet (2002) δημιούργησε συνολικά 6 διαφορετικά MLR μοντέλα τα οποία ορίζονται στον Πίνακα 2.5

Πίνακας 2.5 Μοντέλα MLR – Bardet (2002)

Notation	Definition	Number of variables	Variables
<i>FFGS6</i>	Combined Free-Face and Ground-Slope MLR model	6	<i>M, R, W</i> (or <i>S</i>) <i>T₁₅</i> , <i>F₁₅</i> , and <i>D50₁₅</i>
<i>FF6</i>	Free-Face MLR model	6	<i>M, R, W, T₁₅, F₁₅</i> , and <i>D50₁₅</i>
<i>GS6</i>	Ground-Slope MLR model	6	<i>M, R, S, T₁₅, F₁₅</i> , and <i>D50₁₅</i>
<i>FFGS4</i>	Combined Free-Face and Ground-Slope MLR model	4	<i>M, R, W</i> (or <i>S</i>), <i>T₁₅</i>
<i>FF4</i>	Free-Face MLR model	4	<i>M, R, W, T₁₅</i>
<i>GS4</i>	Ground-Slope MLR model	4	<i>M, R, S, T₁₅</i>

Τα τρία πρώτα μοντέλα, που περιέχουν 6 παραμέτρους, βασίστηκαν στις σχέσεις των Barlett and Youd (1992) και είναι τα ακόλουθα:

$$\begin{aligned} \text{Log}(D_h+0.01) = & b_0 + b_{\text{off}} + b_1M + b_2\text{Log}(R) + b_3R + b_4\text{Log}(W_{\text{ff}}) + b_5\text{Log}(S_{\text{gs}}) + \\ & b_6\text{Log}(T_{15}) + b_7\text{Log}(100 - F_{15}) + b_8 D_{5015} \end{aligned} \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} \text{Log}(D_h+0.01) = & b_0 + b_1M + b_2\text{Log}(R) + b_3R + b_4\text{Log}(W_{\text{ff}}) + b_6\text{Log}(T_{15}) + \\ & b_7\text{Log}(100 - F_{15}) + b_8 D_{5015} \end{aligned} \quad (2.8)$$

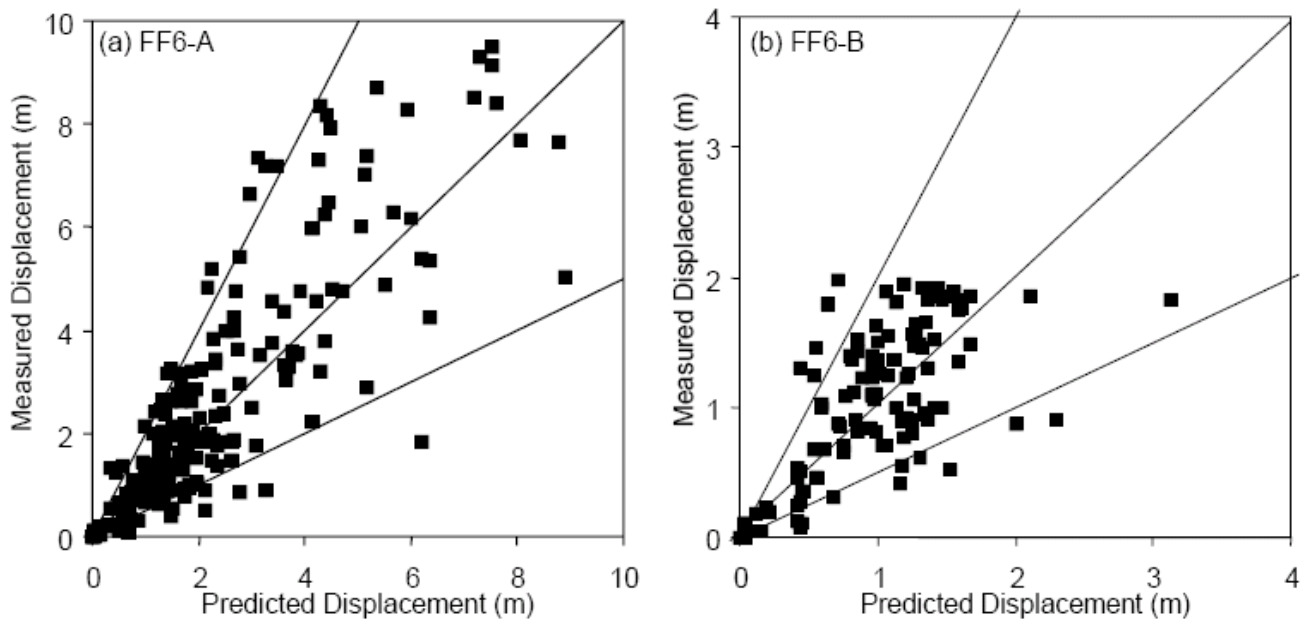
$$\begin{aligned} \text{Log}(D_h+0.01) = & b_0 + b_1M + b_2\text{Log}(R) + b_3R + b_5\text{Log}(S_{\text{gs}}) + b_6\text{Log}(T_{15}) + \\ & b_7\text{Log}(100 - F_{15}) + b_8 D_{5015} \end{aligned} \quad (2.9)$$

Οι τιμές των συντελεστών παλινδρόμησης για το κάθε σχέση φαίνονται στον πίνακα Πίνακα 2.6.

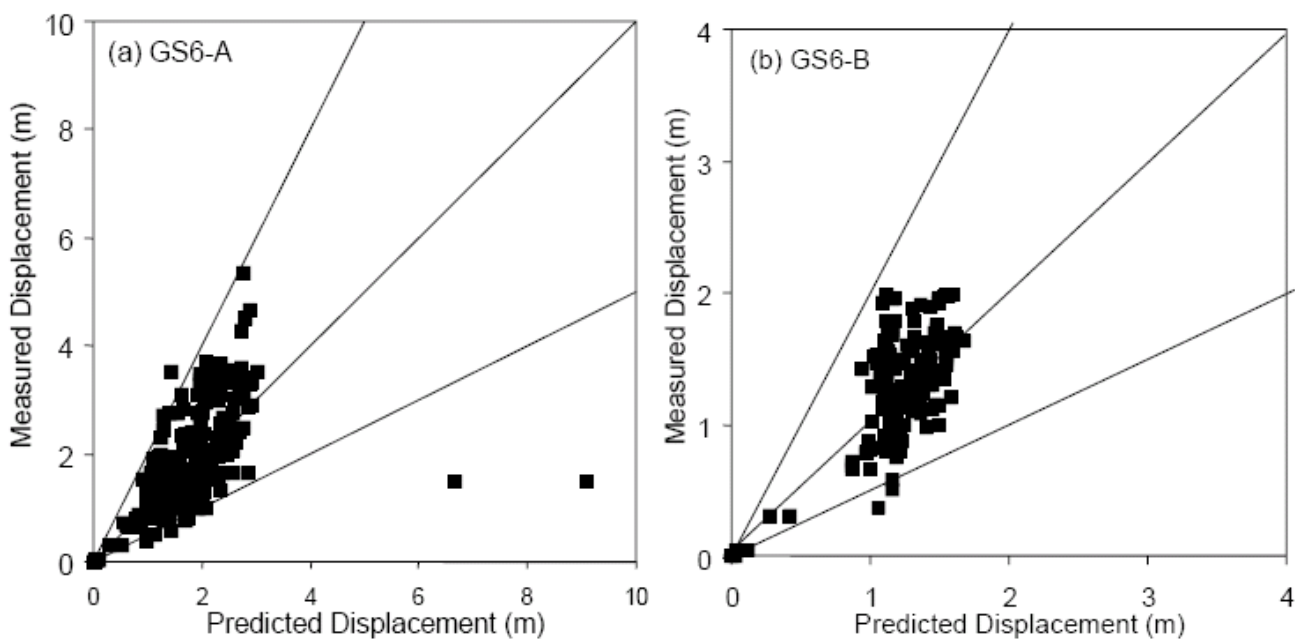
Πίνακας 2.6 Συντελεστές μοντέλων (1) FFGS6, (2) FF6 3, (3) GS6 για τις ομάδες δεδομένων Α και Β

Number of data points	Old data	Data set A (all displacements)			Data set B (displacements < 2m)		
	467	467	213	254	283	118	165
Model coefficients	Bartlett- Youd (1992)	FFGS6-A	FF6-A	GS6-A	FFGS6-B	FF6-B	GS6-B
b_0	-15.787	-14.551	-17.372	-14.152	-13.261	-15.067	-14.212
b_{off}	-0.579	-0.483	-	-	-0.261	-	-
b_1	1.178	1.096	1.248	0.988	1.050	1.130	0.800
b_2	-0.927	-0.873	-0.923	-1.049	-0.778	-0.738	-1.198
b_3	-0.013	-0.014	-0.014	-0.011	-0.013	-0.012	-0.006
b_4	0.657	0.634	0.685	-	0.370	0.396	-
b_5	0.429	0.275	-	0.318	0.106	-	0.071
b_6	0.348	0.494	0.300	0.619	0.270	0.135	0.373
b_7	4.527	4.053	4.826	4.287	3.481	4.032	5.090
b_8	-0.922	-0.814	-1.091	-0.705	-0.715	-0.908	-0.704
R^2 adjusted	82.60%	80.61%	82.10%	82.41%	81.08%	80.24%	87.88%

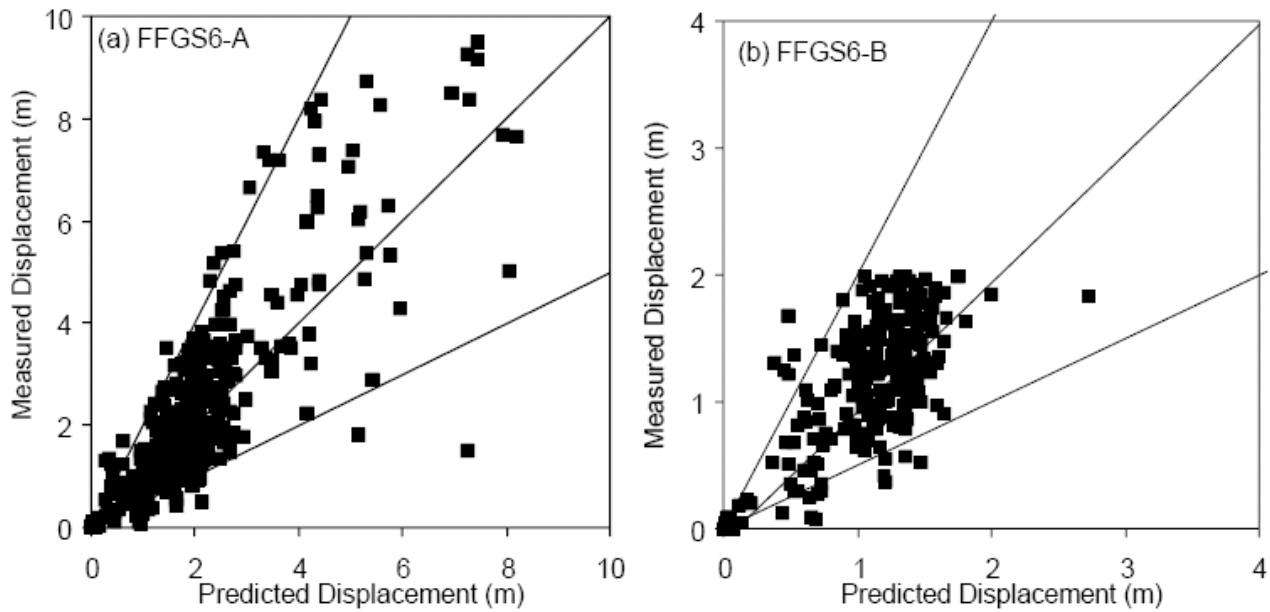
Στα Σχήματα 2.9-2.11 φαίνεται η σύγκριση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων μετατοπίσεων για κάθε ένα από τα τρία μοντέλα και για τις δύο ομάδες δεδομένων. Από τη σύγκριση αυτή, φαίνεται ότι υπάρχει αρκετά καλή συσχέτιση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων μετατοπίσεων.



Σχήμα 2.9 Σύγκριση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων μετατοπίσεων για τη σχέση FF6, για τις ομάδες δεδομένων A και B.



Σχήμα 2.10 Σύγκριση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων μετατοπίσεων για τη σχέση GS6, για τις ομάδες δεδομένων A και B.



Σχήμα 2.11 Σύγκριση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων μετατοπίσεων για τη σχέση FFGS6, για τις ομάδες δεδομένων A και B.

Ο Bardet πρότεινε και τρία ακόμη μοντέλα, εξαιρώντας από αυτά τις μεταβλητές D_{5015} και F_{15} , που είναι δύσκολο να προσδιοριστούν με ακρίβεια. Έτσι τα απλοποιημένα αυτά μοντέλα είναι τεσσάρων μεταβλητών.

$$\begin{aligned} \text{Log}(D_h+0.01) = & b_o + b_{\text{off}} + b_1M + b_2\text{Log}(R) + b_3R + b_4\text{Log}(W_{ff}) + b_5\text{Log}(S_{gs}) + \\ & b_6\text{Log}(T_{15}) \end{aligned} \quad (2.10)$$

$$\text{Log}(D_h+0.01) = b_o + b_1M + b_2\text{Log}(R) + b_3R + b_4\text{Log}(W_{ff}) + b_6\text{Log}(T_{15}) \quad (2.11)$$

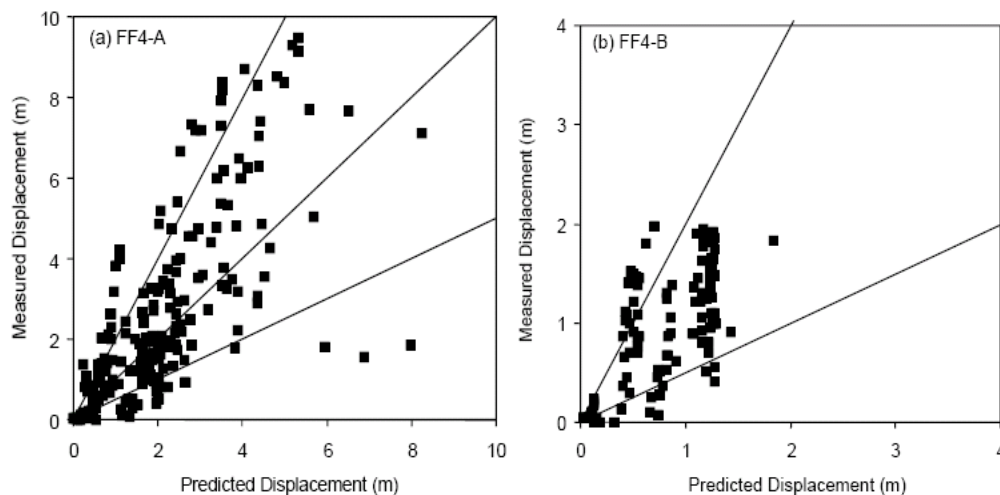
$$\text{Log}(D_h+0.01) = b_o + b_1M + b_2\text{Log}(R) + b_3R + b_5\text{Log}(S_{gs}) + b_6\text{Log}(T_{15}) \quad (2.12)$$

Οι τιμές των συντελεστών φαίνονται στον ακόλουθο Πίνακα 2.7 όπως αυτές προέκυψαν μετά από γραμμική παλινδρόμηση.

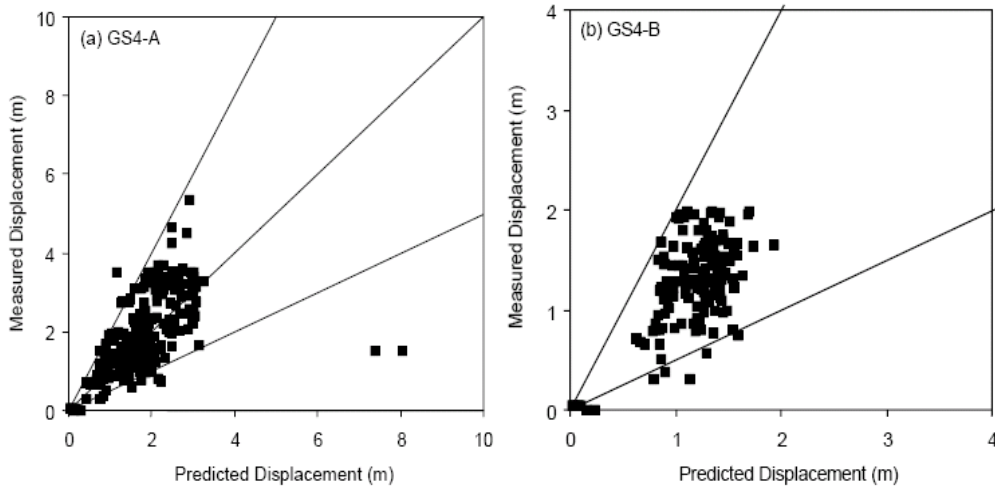
Πίνακας 2.7 Συντελεστές μοντέλων (4) FFGS4, (5) FF4 3, (6) GS4, για τις ομάδες δεδομένων A και B.

Number of data points	Data set A (all displacements)			Data set B (displacements < 2m)		
	467	213	254	283	118	165
	FFGS4-A	FF4-A	GS4-A	FFGS4-B	FF4-B	GS4-B
Model coefficients						
b_0	-6.815	-6.968	-7.586	-6.747	-6.034	-8.410
b_{off}	-0.465	-	-	-0.162	-	-
b_1	1.017	0.972	1.109	1.001	0.880	1.239
b_2	-0.278	-0.271	-0.233	-0.289	-0.271	-0.358
b_3	-0.026	-0.027	-0.025	-0.021	-0.018	-0.024
b_4	0.497	0.497	-	0.090	0.013	-
b_5	0.454	-	0.477	0.203	-	0.266
b_6	0.558	0.584	0.579	0.289	0.257	0.373
R^2 adjusted	64.25%	62.22%	68.48%	64.27%	57.71%	71.42%

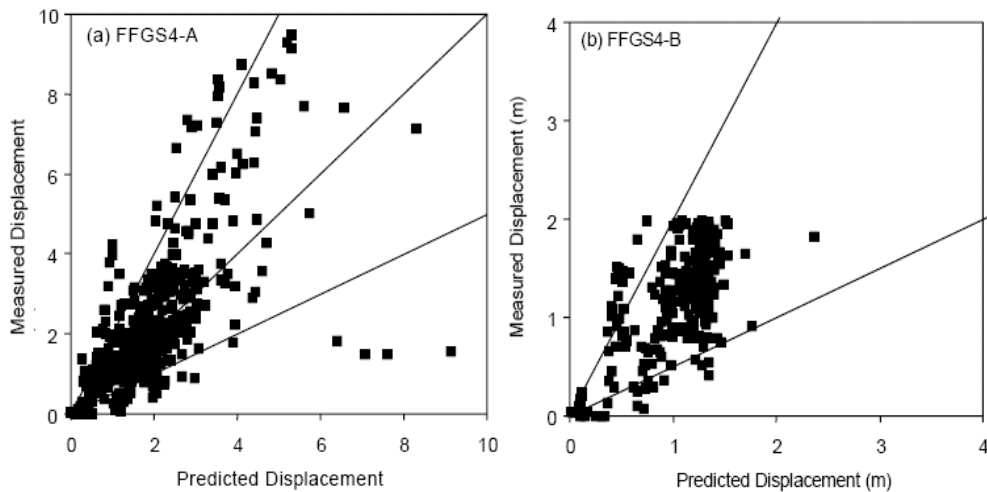
Στα Σχήματα 2.12-2.14 φαίνεται η σύγκριση μεταξύ μετρημένων και προβλεπόμενων μετατοπίσεων, για καθένα από τα τρία μοντέλα και για τις δύο ομάδες δεδομένων. Παρατηρείται ότι υπάρχει αρκετά καλή συσχέτιση μεταξύ τους.



Σχήμα 2.12 Σύγκριση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων μετατοπίσεων, για τη σχέση FF4 για τις ομάδες δεδομένων A και B.



Σχήμα 2.13 Σύγκριση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων μετατοπίσεων, για τη σχέση GS4 για τις ομάδες δεδομένων A και B.



Σχήμα 2.14 Σύγκριση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων μετατοπίσεων, για τη σχέση FFGS4 για τις ομάδες δεδομένων A και B.

2.2.6 Youd et al. (2002)

Οι Youd et al. (2002) κάνοντας κάποιες τροποποιήσεις στη σχέση των Bartlett and Youd (1992,1995), κατέληξαν σε μια νέα σχέση υπολογισμού των μετατοπίσεων για έδαφος με αναβαθμό αλλά και για έδαφος με ήπια κλίση.

Μια από τις αλλαγές που έκαναν, είναι η εισαγωγή της νέας μεταβλητής R^* , η οποία είναι συνάρτηση του μεγέθους τους σεισμού. Με τη τροποποίηση αυτή αντιμετωπίζεται η αδυναμία που είχε η σχέση Bartlett and Youd να παράγει αφύσικα μεγάλες μετατοπίσεις για τιμές της εστιακής απόστασης R που τείνουν στο μηδέν.

Για τη περίπτωση εδάφους με αναβαθμό, δηλαδή με ελεύθερο μέτωπο οι μετατοπίσεις δίνονται από τη σχέση.

$$\log D_H = -16.713 + 1.532M - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.592 \log W + 0.510 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D_{5015} + 0.1mm) \quad (2.13)$$

Όπου:

D_H η οριζόντια μετατόπιση, σε (m)

M το μέγεθος του σεισμού

R η απόσταση της εστίας του σεισμού από την εξεταζόμενη θέση, σε (km)

R^* $10^{(0,89M-5,64)}$, σε (km)

W ο λόγος του ύψους του αναβαθμού (H) προς την απόσταση (L) από τη βάση του αναβαθμού προς την εξεταζόμενη θέση (%)

H το ύψος του αναβαθμού, σε (m)

L το μήκος του αναβαθμού, σε (m)

T_{15} το συνολικό πάχος του μη συνεκτικού στρώματος με διορθωμένο αριθμό $(N_1)_{60} < 15$, σε (m)

F_{15} η μέση τιμή λεπτόκοκκων για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T_{15} (%)

D_{5015} το μέσο μέγεθος κόκκου για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T_{15} , σε (mm)

Όπως προαναφέρθηκε η σχέση των Youd et al. (2002) διατυπώνεται και για τη περίπτωση κεκλιμένου εδάφους.

$$\log D_H = -16.213 + 1.532M - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D_{5015} + 0.1mm) \quad (2.14)$$

Όπου $S(\%)$ η κλίση του εδάφους.

2.2.7 Faris et al. (2004)

Η σχέση αυτή είναι προέκυψε από πραγματικές μετρήσεις 43 περιστατικών πλευρικής εξάπλωσης από 14 σεισμούς, σε συνδυασμό με πειραματικά δεδομένα. Η μέθοδος διαφοροποιείται, σε σχέση με τις προηγούμενες, γιατί θεωρεί πως τα διανύσματα μετατοπίσεων σε μια ρευστοποιημένη περιοχή σχετίζονται αρκετά μεταξύ τους, ως προς το μέτρο και τον προσανατολισμό. Για αυτό η κάθε περιοχή, στην οποία έχει εκδηλωθεί πλευρική εξάπλωση, θεωρείται σαν ένα ενιαίο ιστορικό περιστατικό. Η μέθοδος των Faris

et al. διαφοροποιείται επίσης, σε σχέση με τη πλειοψηφία των άλλων μεθόδων, στο ότι αντιμετωπίζει ενιαία την περίπτωση εδάφους με αναβαθμό και εδάφους με ήπια κλίση. Επίσης ιδιαίτερη βαρύτητα δίνεται στον έλεγχο της σταθερότητας της εξεταζόμενης εδαφικής μάζας, μετά την ολοκλήρωση της ρευστοποίησης, καθώς η μέθοδος αναφέρεται σε μετατοπίσεις που οφείλονται σε ρευστοποίηση υποκείμενης εδαφικής στρώσης και όχι λόγω βαρύτητας. Περιστατικά όπου παρουσιάστηκαν ασταθείς καταστάσεις ισορροπίας, μετά το τέλος της ρευστοποίησης, έχουν εξαιρεθεί από τη διαδικασία και δε λαμβάνονται υπόψη στην εξαγωγή της τελικής σχέσης.

Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση του εδάφους λόγω οριζόντιας εξάπλωσης υπολογίζεται από τη Σχέση 2.15.

$$H_{\max} = \exp(1.0443\ln(DPI_{\max}) + 0.0046\ln(\alpha) + 0.0029M_w) \quad (2.15)$$

Όπου:

H_{\max} η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση του εδάφους

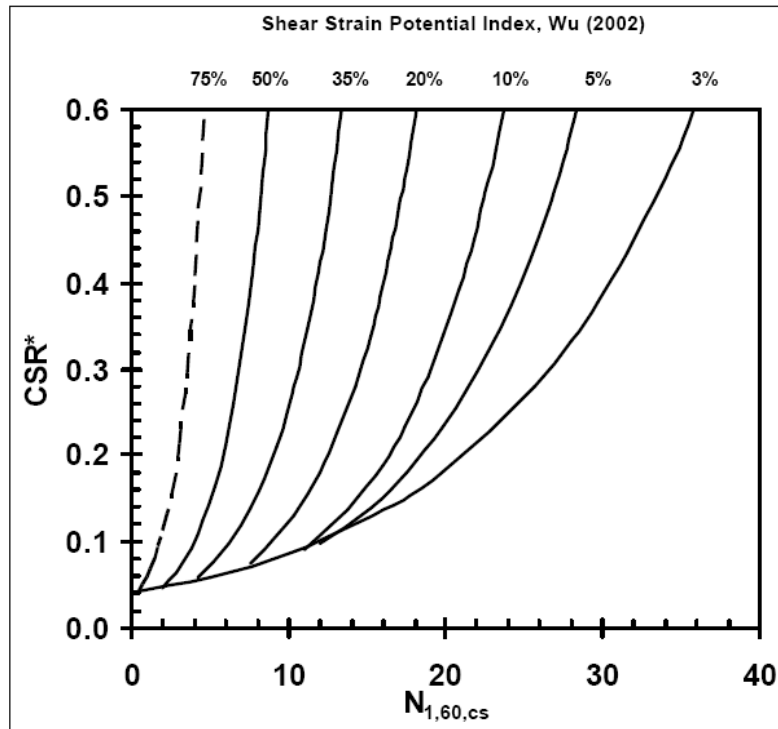
DPI_{\max} η μέγιστη τιμή του δείκτη DPI

α ο λόγος της οριζόντιας διατμητικής τάσης προς την κατακόρυφη ενεργό τάση

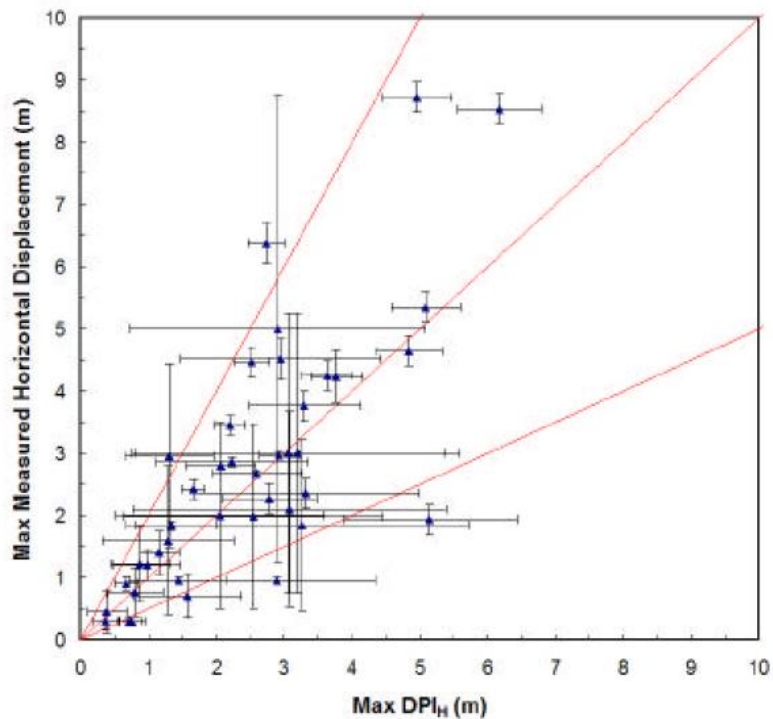
M_w το μέγεθος του σεισμού

Ο δείκτης DPI (Displacement Potential Index) υπολογίζεται μέσω του δείκτη SPI (Strain Potential Index) από τη σχέση $DPI = SPI \cdot H$, όπου H το πάχος της ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης). Ο δείκτης SPI με τη σειρά του υπολογίζεται με βάση τη διορθωμένη τιμή των κρούσεων SPT και το CSR (Cyclic Stress Ratio) από το διάγραμμα του Σχήματος 2.15.

Ο δείκτης DPI, παρόλο που όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.16 αποτελεί μια καλή ένδειξη για τις αναπτυσσόμενες μετατοπίσεις, επειδή προκύπτει από δοκιμές απλής διάτμησης, σε τασικό περιβάλλον που αντιστοιχεί σε επιφανειακό έδαφος, δε λαμβάνει υπόψη την επιρροή της πραγματικής εντατικής κατάστασης. Για αυτό οι Faris et al. εισάγουν στη σχέση τους την παράμετρο α , που είναι ο λόγος της οριζόντιας διατμητικής τάσης προς την κατακόρυφη ενεργό τάση.

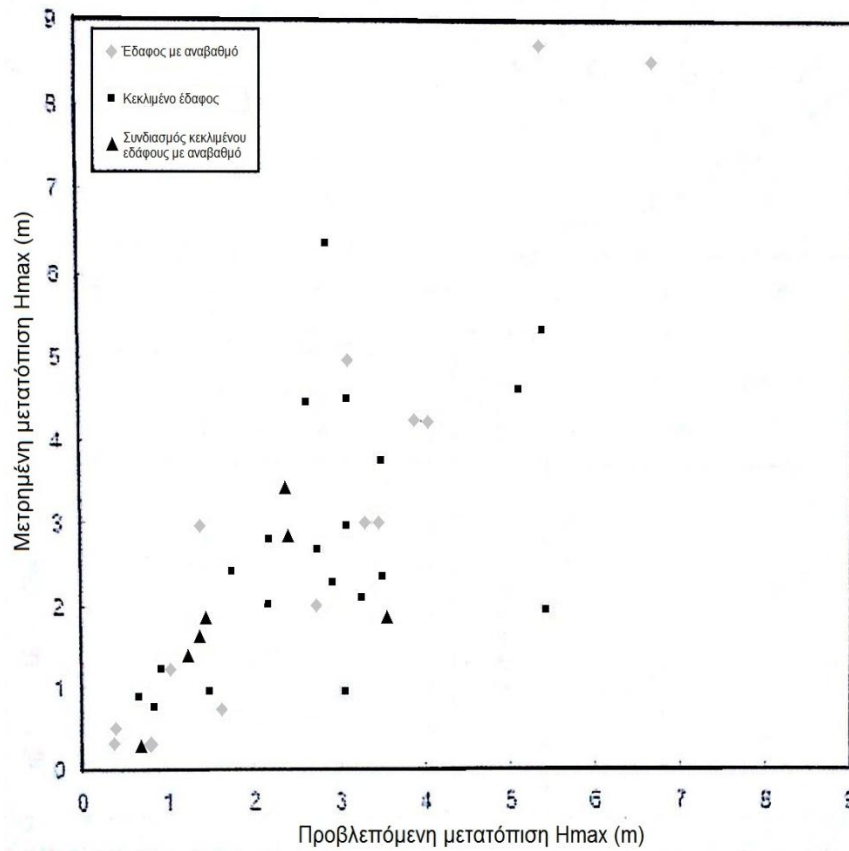


Σχήμα 2.15 Τροποποιημένες καμπύλες υπολογισμού του SPI σύμφωνα με τον Wu(2002)



Σχήμα 2.16 Συσχέτιση μέγιστου DPI (DPI_{max}) με μέγιστη οριζόντια μετατόπιση H_{max}.

Το μέγεθος του σεισμού M_w εισάγεται στη σχέση, για να περιγράψει την επιρροή της διάρκειας της δόνησης, στην ανάπτυξη της μέγιστης μετατόπισης λόγω πλευρικής εξάπλωσης.



Σχήμα 2.17 Σύγκριση μεταξύ μετρημένων και υπολογισμένων μετατοπίσεων, για τη σχέση των Faris et al.

2.2.8 Zhang et al. (2004)

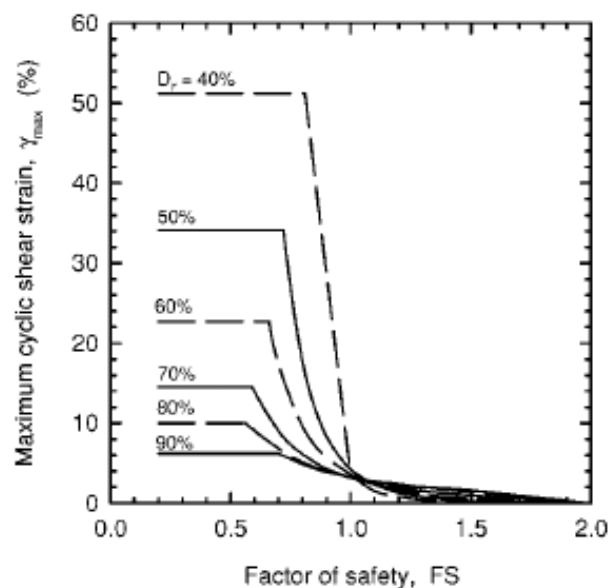
Πρόκειται για μια ημιεμπειρική σχέση εκτίμησης του ενδεχόμενου ρευστοποίησης, που βασίζεται σε μετρήσεις δοκιμών SPT ή CPT, σε συνδυασμό με αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών σε καθαρή άμμο. Διερευνήθηκαν περιστατικά πλευρικής εξάπλωσης σε περιπτώσεις ελαφρώς κεκλιμένου εδάφους χωρίς αναβαθμό, επίπεδου εδάφους με αναβαθμό και ελαφρώς κεκλιμένου εδάφους με αναβαθμό. Συνολικά χρησιμοποιήθηκαν 13 ιστορικά περιστατικά από 12 μεγάλους σεισμούς, που περιγράφονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 2.8. Από τη μελέτη έχουν εξαιρεθεί περιπτώσεις οριζόντιων μετατοπίσεων οι οποίες προέρχονταν από περιοχές με έργα αντιστήριξης (π.χ. τοίχοι αντιστήριξης, κρηπιδότοιχοι), διότι εκεί θεωρείται ότι δεν έχει αναπτυχθεί πλήρως το φαινόμενο της οριζόντιας εξάπλωσης.

Πίνακας 2.8 Ιστορικά περιστατικά που χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη

Table 1. Cases Selected for Database on Liquefaction Lateral Spreads

Case	References	Liquefied soil description	Liquefied soil thickness (m)
Hokkaido 1993	Isoyama (1994)	Silty sand with about 10% fines	4.5–5.5
Dagupan 1990	Wakamatsu et al. (1992); Ishihara et al. (1993); Tokimatsu et al. (1994)	Fine clean sand and silty sand	5.1–8.6
Moss Landing 1989	O'Rourke and Pease (1992); Boulanger et al. (1995, 1997); Mejia (1998)	Clean sand and silty sand	0.8–5.2
Wildlife 1987	Bennett et al. (1984); Holzer et al. (1989); Youd and Bartlett (1988); Dobry et al. (1992)	Silty sand or sandy silt with 17–50% fines	0.5–2.7
Noshiro 1983	Hamada et al. (1986); Bartlett (1991); Hamada (1992b)	Clean dune sand and alluvial sand	1.0–7.0
Heber Road 1979	Bennett et al. (1981); Norton (1983); Youd and Bennett (1983); Dobry et al. (1992)	Channel sand with 14–37% fines	0.0–5.3
Juvenile Hall 1971	Bennett (1989); O'Rourke et al. (1992b)	Alluvium with 50–80% fines	0.9–3.0
Jensen Plant 1971	O'Rourke et al. (1992b)	Alluvium with 32–62% fines	0.0–7.7
Niigata 1964	Bartlett (1991); Hamada (1992a); Bartlett and Youd (1995); Hamada et al. (1986)	Mainly clean, fine or medium sands	0.6–18.1
Alaska 1964	Bartlett (1991); Bartlett and Youd (1995); McCulloch and Bonilla (1970)	Sand and gravel, silty sand, sandy silt	4.0–9.4
Fukui 1948	Hamada et al. (1992b); Rauch (1997)	Silt, silty sand, sand, sandy gravel	1.7–5.7
Kanto 1923	Hamada et al. (1992a); Rauch (1997)	Fine sand with about 10% fines	8.0–8.8
San Francisco 1906	Pease and O'Rourke (1993, 1998); O'Rourke et al. (1992a); Youd and Hoose (1976, 1978)	Relatively clean dune sand	1.3–8.5

Για την εκτίμηση των μέγιστων διατμητικών παραμορφώσεων γ_{max} από δεδομένα δοκιμών SPT ή CPT, οι Zhang et al. βασίστηκαν σε πειράματα των Ishihara and Yoshimine (1992), τα οποία δίνουν μια σχέση μεταξύ του γ_{max} και του συντελεστή ασφαλείας (FSL) έναντι ρευστοποίησης σε καθαρές άμμους με διαφορετικές σχετικές πυκνότητες (D_r). Επειδή όμως η σχέση των Ishihara and Yoshimine αφορά καθαρές άμμους, οι Zhang et al. (2004), για να λάβουν υπόψη τα κοκκομετρικά χαρακτηριστικά και την περιεκτικότητα του εδάφους σε αργιλικά υλικά χρησιμοποίησαν τα q_{c1N} και $(N_1)_{60}$, που ανάγουν το έδαφος σε καθαρή άμμο. Στο Σχήμα 2.17 φαίνονται οι σχέσεις μεταξύ γ_{max} και FS για διάφορες D_r , που προέρχονται είτε από SPT είτε από CPT δοκιμές.



Σχήμα 2.18 Συσχέτιση μεταξύ γ_{max} και FS για διάφορες D_r .

Η σχετική πυκνότητα D_r καθαρής άμμου υπολογίζεται συναρτήσει των κρούσεων SPT, σύμφωνα με τον Meyerhof (1957), από τη Σχέση 2.16.

$$D_r = 16 \sqrt{(N_1)_{78}} = 14 \sqrt{(N_1)_{60}} \quad [(N_1)_{60} \leq 42] \quad (2.16)$$

Όπου

D_r η σχετική πυκνότητα καθαρής άμμου (%)

$(N_1)_{60}$ ο διορθωμένος αριθμός κρούσεων

$(N_1)_{78}$ $(N_1)_{60} / 1.3$

Συναρτήσει της αντίστασης αιχμής κώνου (q_c), η σχετική πυκνότητα D_r της καθαρής άμμου δίνεται από τη Σχέση 2.17 των Tatsuoka et al. (1990):

$$D_r = -85 + 76 \log(q_{c1N}) \quad (2.17)$$

Όπου q_{c1N} είναι η διορθωμένη αντίσταση CPT αιχμής ($q_{c1N} \leq 200$).

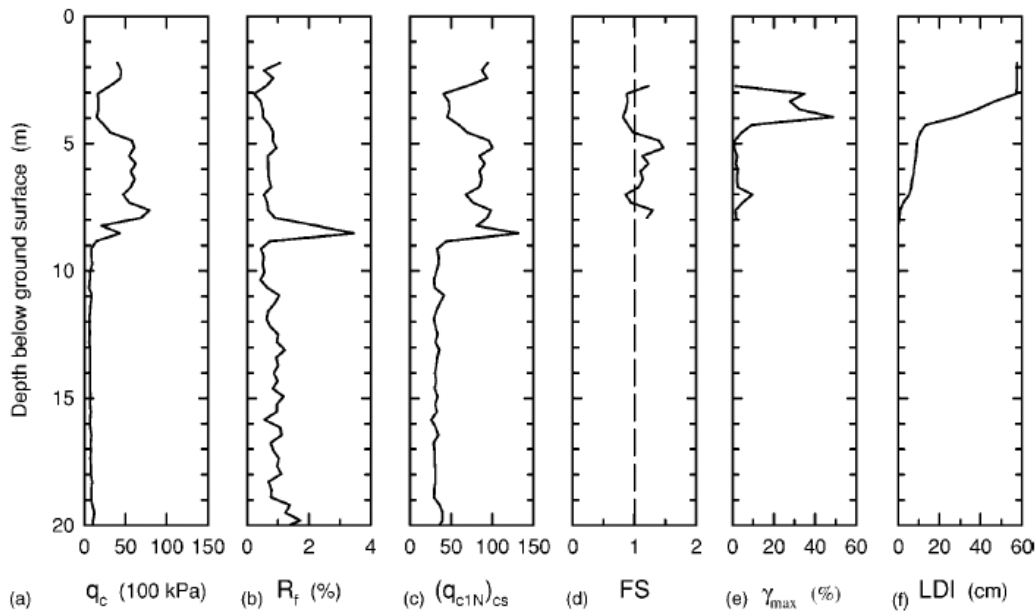
Ο συντελεστής ασφαλείας FS προσδιορίζεται με την ανάλυση ενδεχόμενης ρευστοποίησης με χρήση των μεθόδων που βασίζονται σε δοκιμές SPT ή CPT, οι οποίες έχουν συγκεντρωθεί από τους Youd et al. (2001) και αναφέρονται ως NCEER SPT-based method ή NCEER CPT-based method.

Οι Zhang et al. εισάγουν τη μεταβλητή LDI (Lateral Displacement Index), η οποία προκύπτει από την ολοκλήρωση του γ_{\max} με το βάθος.

$$LDI = \int_0^{z_{\max}} \gamma_{\max} dz \quad (2.18)$$

Όπου z_{\max} το μέγιστο βάθος κάτω από όλα τα πιθανώς ρευστοποιημένα στρώματα με $FS < 2$. Για $z > 23m$ η σχέση δεν μπορεί να εφαρμοστεί διότι δεν υπάρχει επαλήθευση των μεθόδων SPT και CPT.

Το Σχήμα 2.19 δίνει τα έξι βασικά βήματα υπολογισμού του LDI κάνοντας χρήση των CPT δεδομένων. Αντίστοιχα βήματα υπάρχουν και για υπολογισμό με χρήση SPT δεδομένων, αν και είναι λιγότερο λεπτομερή.



Σχήμα 2.19 Βασικά βήματα υπολογισμού του LDI κάνοντας χρήση των δεδομένων CPT

Το LDI παρέχει ένα πίνακα δεδομένων που προσδιορίζει χονδρικά πιθανές οριζόντιες μετατοπίσεις για ένα συγκεκριμένο εδαφικό προφίλ, με συγκεκριμένα εδαφικά χαρακτηριστικά και ένα συγκεκριμένο σεισμό.

Το πραγματικό μέγεθος των οριζόντιων μετατοπίσεων εξαρτάται από το LDI αλλά και από τη γεωμετρία του εδάφους. Έτσι έχουμε:

Για επίπεδο έδαφος με αναβαθμό

$$LD = 6 (L/H)^{0.8} LDI \quad (4 < L/H < 40)$$

Για ελαφρώς κεκλιμένο έδαφος χωρίς αναβαθμό

$$LD = (S + 0.2) LDI \quad (0.2\% < S < 3.5\%)$$

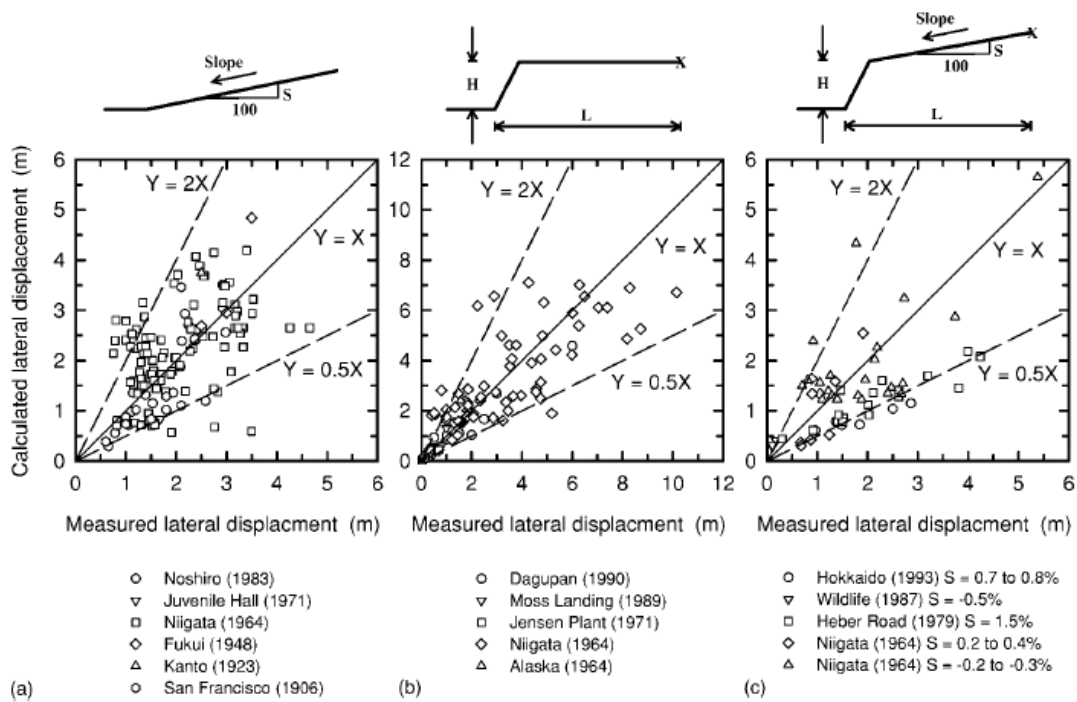
Το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου σύμφωνα με τους Zhang et al. είναι:

$$6.4 < M_w < 9.2$$

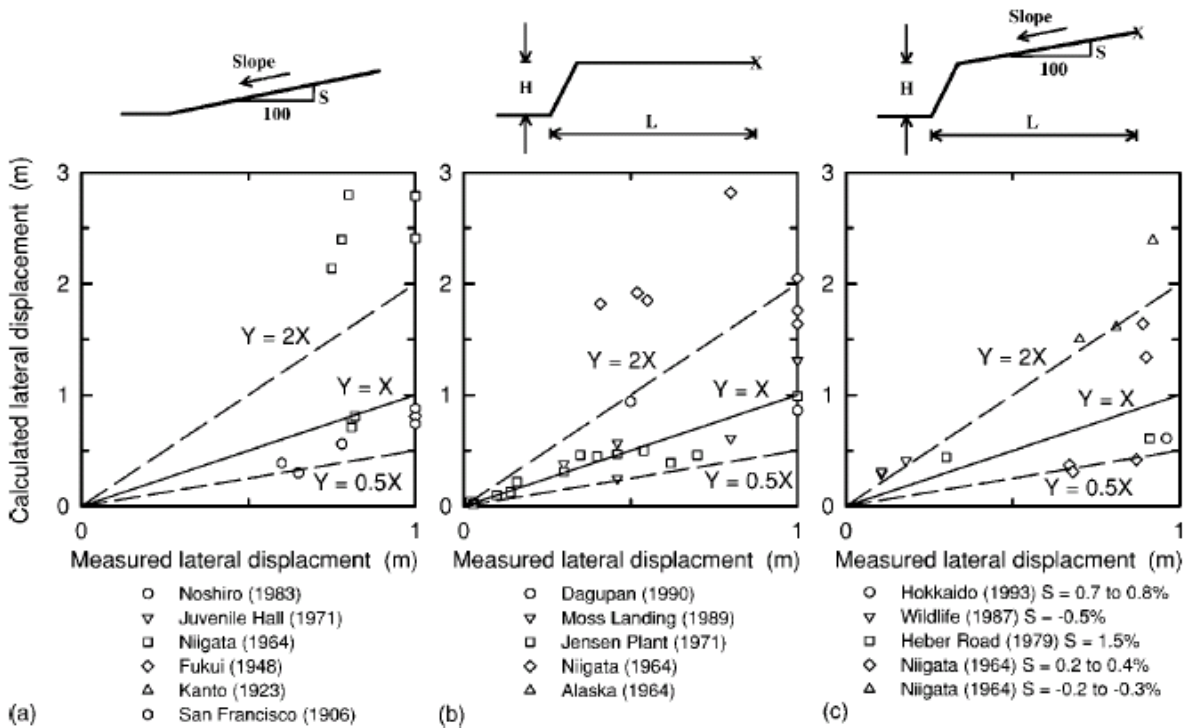
$$0.19g < a_g < 0.6g$$

$$H < 18m$$

Στο Σχήμα 2.20 φαίνεται η σύγκριση μεταξύ των μετρημένων και των προβλεπόμενων οριζόντιων μετατοπίσεων με βάση τη σχέση των Zhang et al. (2004), όπου φαίνεται ότι η πλειοψηφία των σημείων είναι εντός της περιοχής 1:2- 1:0.5. Το Σχήμα 2.21, είναι μια μεγέθυνση του Σχήματος 2.20 για οριζόντιες μετατοπίσεις < 1m, όπου για ελαφρώς κεκλιμένο έδαφος δεν έχουμε μετρήσεις < 0.5m.



Σχήμα 2.20 Σύγκριση μεταξύ των μετρημένων και των υπολογισμένων οριζόντιων μετατοπίσεων με βάση τη σχέση των Zhang et al. (a) για ελαφρώς κεκλιμένο έδαφος χωρίς αναβαθμό, (b) επίπεδο έδαφος με αναβαθμό, (c) ελαφρώς κεκλιμένο έδαφος με αναβαθμό.



Σχήμα 2.21 Σύγκριση μεταξύ των μετρημένων και των υπολογισμένων οριζόντιων μετατοπίσεων $< 1\text{m}$ με βάση τη σχέση των Zhang et al. Για (a) ελαφρώς κεκλιμένο έδαφος χωρίς αναβαθμό, (b) επίπεδο έδαφος με αναβαθμό, (c) ελαφρώς κεκλιμένο έδαφος με αναβαθμό.

2.2.9 Zhang & Zhao (2005)

Οι Zhang & Zhao (2005) θέλοντας να λάβουν υπόψη το μηχανισμό διάρρηξης καθώς και τον τεκτονικό τύπο της σεισμικής πηγής, κάτι που σε κανένα από το προηγούμενα μοντέλα δε συμβαίνει, αντικατέστησαν την απευθείας χρήση του μεγέθους του σεισμού και της απόστασης της πηγής με την ψευδομετατόπιση, όπως αυτή προκύπτει από μοντέλα απομείωσης της φασματικής επιτάχυνσης. Τα τελευταία υποστηρίζονται από πλήθος σεισμικών δεδομένων και χρησιμοποιούν ένα διορθωτικό συντελεστή έτσι ώστε να συνυπολογίζεται η μη γραμμική απόκριση του εδάφους.

Οι Zhang & Zhao πρότειναν τελικά δύο ομάδες εξισώσεων, οι οποίες στηρίζονται σε αντίστοιχες βάσεις δεδομένων.

1η ΟΜΑΔΑ ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ

Οι σχέσεις αυτές προέκυψαν από τη βάση δεδομένων των Youd et al. (1992,1995) και από ιαπωνικά μοντέλα απομείωσης της φασματικής επιτάχυνσης:

Για αναβαθμό:

$$\log_{10}D_h = 1.904 \log_{10}(SD) + 0.559 \log_{10}W_{ff} + 0.0478T_{15} + 3.992 \log_{10}(100 - F_{15}) - 1.0066 \log_{10}(D_{5015} + 0.1) - 6.5966 \quad (2.19)$$

Για έδαφος με ήπια κλίση:

$$\log_{10}D_h = 1.904 \log_{10}(SD) + 0.489 \log_{10}S_{gs} + 0.0248T_{15} + 3.992 \log_{10}(100 - F_{15}) - 1.0066 \log_{10}(D_{5015} + 0.1) - 5.785 \quad (2.20)$$

Όπου:

D_h $D_{LL} + 0.01$ σε (m)

D_{LL} η προβλεπόμενη μετατόπιση, σε (m)

S_{gs} η κλίση του πρανούς (%)

W_{ff} ο λόγος του ύψους (H) του αναβαθμού, προς την απόσταση (L) από τη βάση έως την εξεταζόμενη θέση (%)

T_{15} το συνολικό πάχος των στρώσεων κορεσμένων μη συνεκτικών εδαφών (εξαιρουμένων αυτών σε βάθος >20 και με περιεκτικότητα σε άργιλο >15%) με διορθωμένο αριθμό $(N_1)_{60} < 15$, σε (m)

F_{15} η μέση τιμή λεπτόκοκκων για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T_{15} (%)

D_{5015} το μέσο μέγεθος κόκκου για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T_{15} , σε (mm)

Η παράμετρος SD υπολογίζεται ανάλογα με το μηχανισμό διάρρηξης του σεισμικού γεγονότος, από τις σχέσεις και που ακολουθούν.

(α) Για επιφανειακούς σεισμούς και γεγονότα καταδυόμενης διεπιφάνειας:

$$SD = 0.006333 \exp[1.25M_w - 0.00338R - \ln(R + 0.006e^{1.008M_w}) + 0.01114*(h-h_c)*\delta+FF] \quad (2.21)$$

(β) Για γεγονότα καταδυόμενης πλάκας :

$$SD = 0.006333 \exp[1.25M_w - 0.00338R - \ln(R + 0.006 e^{1.008M_w}) - 0.554\ln(R) + 0.01114*(h - h_c) * \delta + 3.584] \quad (2.22)$$

Όπου:

SD η ψευδο-μετατόπιση, σε (cm)

M_w το μέγεθος του σεισμού

R η μικρότερη απόσταση από την επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος για μεγάλους σεισμούς και η υποκεντρική απόσταση για μικρούς σεισμούς, για τους οποίους το πλάνο ρήξης δεν είναι διαθέσιμο, σε (km)

h το εστιακό βάθος, σε (km)

h 15 (km)

FF σταθερά ίση με 0.955 και 1.202 για επιφανειακούς σεισμούς με ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης και ανάστροφο μηχανισμό διάρρηξης αντίστοιχα.

FF σταθερά ίση με 0.902 για γεγονότα καταδυόμενης διεπιφάνειας.

$\delta=0$ όταν $h \leq 15$ km και

$\delta=1$ όταν $h > 15$ km

2η ΟΜΑΔΑ ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ

Η 2η ομάδα εξισώσεων προέκυψε από τη σχέση απομείωσης της φασματικής επιτάχυνσης των Sadigh et al. (1997) για επιφανειακούς σεισμούς και την αντίστοιχη σχέση των Youngs et al. (1997) για σεισμούς καταδυόμενης πλάκας με σκοπό τον υπολογισμό της ψευδο-μετατόπισης SD. Έτσι προκύπτει :

Για κεκλιμένο έδαφος

$$\log_{10}(D_h) = 1.856 \log_{10}(SD) + 0.356 \log_{10}S_{gs} + 0.0606T_{15} + 3.204 \log_{10}(100-F_{15}) - 1.0248 \log_{10}(D_{5015} + 0.1) - 4.292 \quad (2.23)$$

Για αναβαθμό

$$\log_{10}(D_h) = 1.856 \log_{10}(SD) + 0.456 \log_{10}W_{ff} + 0.0552T_{15} + 3.204 \log_{10}(100-F_{15}) - 1.0248 \log_{10}(D_{5015} + 0.1) - 4.743 \quad (2.24)$$

Οι παράμετροι των πιο πάνω σχέσεων είναι ίδιες με αυτές των Σχέσεων 2.21 και 2.22.

Η παράμετρος SD υπολογίζεται ανάλογα με το μηχανισμό διάρρηξης του σεισμικού γεγονότος, από τις Σχέσεις 2.25 και 2.26 που ακολουθούν.

(α) Για επιφανειακούς σεισμούς:

$$SD = 0.06212 \exp(C_1 + M_w - 1.7 \ln(R + C_4 \exp(C_5 * M))) + C_6 - 0.033(8.5 - M_w)^{2.5} \quad (2.25)$$

όπου :

$C_1 = -2.17$ και $C_6 = 0.8494$ για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης

$C_1 = -1.92$ και $C_6 = 0.8285$ για ανάστροφους και κρουστικούς σεισμούς

$C_4 = 2.1863$ και $C_5 = 0.32$ για $M_w \leq 6.5$

$C_4 = 0.3825$ και $C_5 = 0.5882$ για $M_w > 6.5$

(β) Για γεγονότα καταδυόμενης πλάκας :

$$SD = 0.2485 \exp(-3.5387 + 1.438 M_w - 0.0066*(10 - M_w)^3 - 1.785 \ln(R + 1.097 \exp(0.617 M_w) + 0.00648h + 0.3643Z_T)) \quad (2.26)$$

όπου:

$Z_T = 0$ για γεγονότα διεπιφάνειας

$Z_T = 1$ για γεγονότα οριζόντιας ολίσθησης (intra-slab)

2.2.10 Rezania et al. (2010)

Τα τελευταία χρόνια, λόγω της προόδου της τεχνολογίας σε θέματα software και hardware, κερδίζουν έδαφος νέες προσεγγίσεις του προβλήματος του υπολογισμού του μεγέθους μετατόπισης λόγω πλευρικής εξάπλωσης. Τέτοιες μέθοδοι είναι τα νευρωνικά δίκτυα (artificial neuron networks ANN), το fuzzy logic και το genetic programming. Η κεντρική ιδέα αυτών των μεθόδων είναι ότι επιχειρείται μέσα από αλληπάλληλες αναλύσεις ιστορικών περιστατικών lateral spreading με ειδικό λογισμικό, να επιτευχθεί η «εκμάθηση» του, ώστε να είναι σε θέση να προβλέπει την μετατόπιση, για τυχαίο συνδυασμό σεισμικής διέγερσης και εδαφικών συνθηκών.

Οι Rezania et al. (2010) παρουσιάζουν μια νέα μέθοδο που ανήκει στην πιο πάνω κατηγορία και έχει τη βάση της στη μέθοδο EPR (evolutionary polynomial regression). Το βασικό πλεονέκτημα της EPR σε σύγκριση με τα νευρωνικά δίκτυα, είναι ότι μπορεί να παρουσιάσει το αποτέλεσμα της επίδρασης των ανεξάρτητων μεταβλητών του προβλήματος με τη μορφή μιας μαθηματικής σχέσης, ενώ τα μοντέλα ANN απλά δέχονται ως είσοδο τις τιμές των μεταβλητών και εξάγουν τη τιμή της μετατόπισης χωρίς ενδιάμεσα να μπορεί ο χρήστης με εποπτικό τρόπο να ελέγξει πώς γίνεται η συσχέτιση αυτή.

Οι Rezania et al. στη δημοσίευσή τους, αφού πρώτα εκτίμησαν την πιθανότητα να συμβεί ρευστοποίηση, κατέληξαν στη Σχέση 2.27 για τον υπολογισμό της μετατόπισης λόγω πλευρικής εξάπλωσης, σε έδαφος με αναβαθμό καθώς επίσης και σε σχέση για την περίπτωση εδάφους με ήπια κλίση, η οποία δε θα παρουσιαστεί εδώ.

$$D_H = -\frac{2.1414 R^{0.5} W^{0.5}}{M^2 D_{50}^{0.5}} - \frac{0.061863 T_{15} F_{15}}{M^{0.5} W^{0.5}} - \frac{11.1201 M^2}{R W^{0.5} F_{15}} + \frac{0.0017573 M^2 W^{0.5} T_{15}}{F_{15}^{0.5} D_{50}^{15}} + 1.9671 \quad (2.27)$$

Όπου:

D_H η οριζόντια μετατόπιση σε (m)

M το μέγεθος του σεισμού

R η απόσταση της εστίας του σεισμού από την εξεταζόμενη θέση (%)

W ο λόγος του ύψους του αναβαθμού (H) προς την απόσταση (L) από τη βάση του αναβαθμού προς την εξεταζόμενη θέση (%)

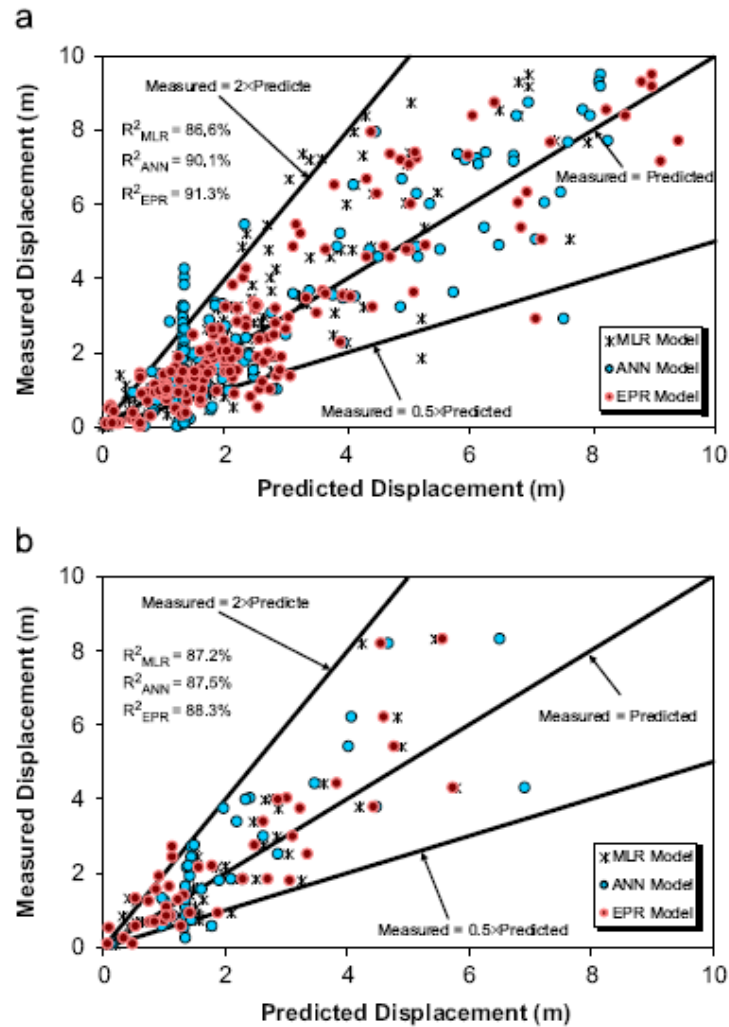
H το ύψος του αναβαθμού, σε (m)

L το μήκος του αναβαθμού, σε (m)

- T_{15} το συνολικό πάχος του μη συνεκτικού στρώματος με διορθωμένο αριθμό $(N_1)_{60} < 15$, σε (m)
- F_{15} η μέση τιμή λεπτόκοκκων για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T_{15} (%)
- D_{5015} το μέσο μέγεθος κόκκου για τα μη συνεκτικά εδάφη που περικλείονται στο T_{15} , σε (mm)

Για την συγκεκριμένη μέθοδο, χρησιμοποιήθηκε μια βάση δεδομένων 420 σεισμικών περιστατικών ρευστοποίησης, αλλά και σεισμικά περιστατικά όπου δεν εκδηλώθηκε ρευστοποίηση, εκ των οποίων τα 320 για την εκμάθηση του λογισμικού και τα 80 για τον έλεγχο της ορθότητας της μεθόδου. Οι περιπτώσεις ρευστοποίησης σε έδαφος με αναβαθμό ήταν 228 και από αυτές οι 185 χρησιμοποιήθηκαν για την εκμάθηση και οι 43 για τον έλεγχο της μεθόδου.

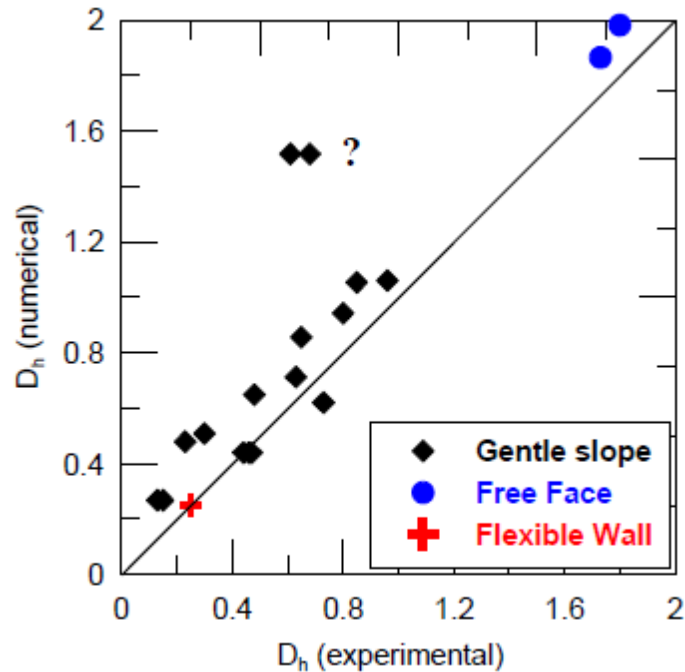
Στο Σχήμα 2.22 παρουσιάζεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων που δίνει η Σχέση 2.27 με τις πραγματικές τιμές των μετατοπίσεων και για τις δύο φάσεις της μεθόδου. Στο διάγραμμα (a) για τη φάση της εκμάθησης του λογισμικού και στο διάγραμμα (b) για τη φάση του έλεγχου.



Σχήμα 2.22 Σύγκριση αποτελεσμάτων της μεθόδου με τις πραγματικές τιμές για το στάδιο της εκμάθησης (a) και για το στάδιο του έλεγχου (b)

2.2.11 Valsamis et al. (2010)

Οι Valsamis et al. (2010) πρότειναν μια νέα σχέση υπολογισμού των παραμορφώσεων σε έδαφος με αναβαθμό λόγω πλευρικής εξάπλωσης, κάνοντας χρήση του αριθμητικού μοντέλου προσομοίωσης του φαινομένου που αναπτύχθηκε στο Ε.Μ.Π. και πήρε τη τελική του μορφή από τους Andrianoopoulos (2006) και Karamitros (2009). Για τον έλεγχο της ορθότητας του αριθμητικού μοντέλου, επιχειρήθηκε η προσομοίωση μέσω αυτού, μιας σειράς καταγεγραμμένων πειραμάτων φυγοκεντριστή. Η σύγκριση των μετατοπίσεων που υπολογιστήκαν από το μοντέλο προσομοίωσης, με τις πραγματικές πειραματικές τιμές φαίνεται στο Σχήμα 2.23.



Σχήμα 2.23 Σύγκριση πραγματικών πειραματικών μετρήσεων με τις αντίστοιχες τιμές του μοντέλου προσομοίωσης

Συνολικά με το πιο πάνω αριθμητικό μοντέλο πραγματοποιήθηκαν ενενήντα τρεις (93) παραμετρικές αναλύσεις. Οι μεταβλητές που εισάγονται στο πρόβλημα είναι:

- 3 «σεισμολογικές» μεταβλητές, η μέγιστη επιβαλλόμενη επιτάχυνση (a_{max}), ο αριθμός σεισμικών κύκλων από την έναρξη της ρευστοποίησης ($N_{cyc}-N_L$) και η δεσπόζουσα περίοδος του σεισμού T . Εναλλακτικά αντί των δύο τελευταίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί η διάρκεια σεισμικής δόνησης από την έναρξη της ρευστοποίησης (t_d-t_L)

- 2 «γεωτεχνικές» μεταβλητές, η σχετική πυκνότητα (D_r), ή εναλλακτικά ο αριθμός κτύπων ($N_{1,60}$)_{cs} και το ποσοστό λεπτόκοκκων (FC)

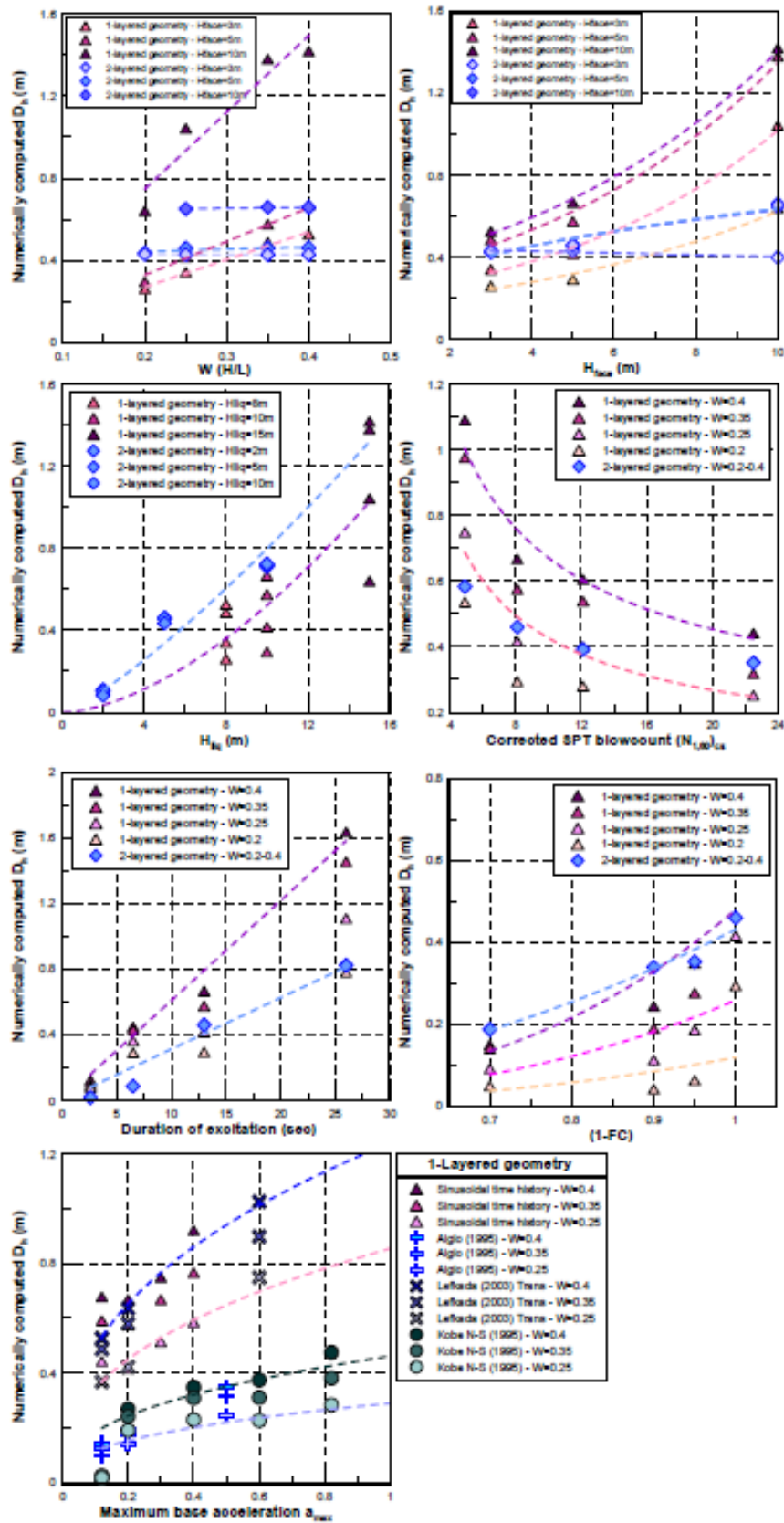
- 3 «γεωμετρικές» μεταβλητές, η κλίση $W=H_{face}/L$ στο σημείο που θέλουμε να υπολογίσουμε την μετατόπιση, το ύψος του αναβαθμού (H_{face}) και το πάχος του ρευστοποιημένου εδάφους H_{Tot} .

Στον Πίνακα 2.9 φαίνεται η διακύμανση των τιμών των μεταβλητών αυτών κατά την εκτέλεση της παραμετρικής ανάλυσης.

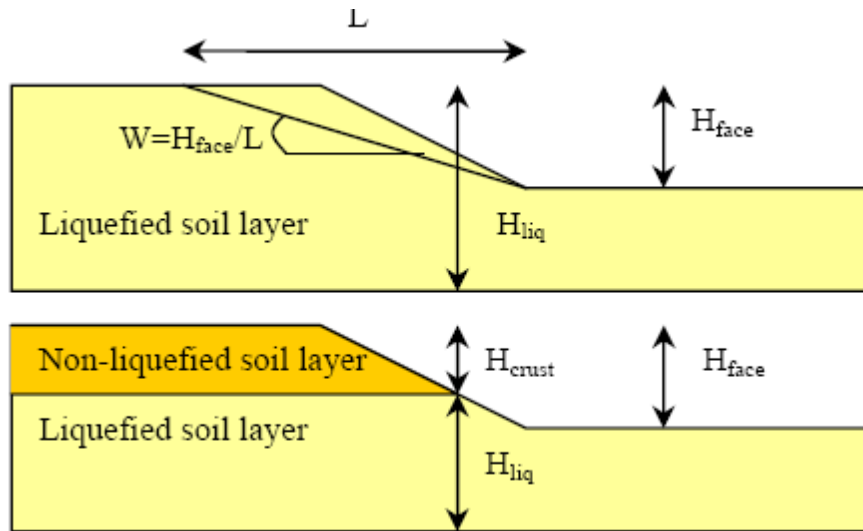
Πίνακας 2.9 Διακύμανση τιμών μεταβλητών

Παράμετρος		Εύρος τιμών	Τιμή αναφοράς
Μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση της βάσης	a_{max}	0.04 έως 0.82g	0.12g
Δεσπόζουσα συχνότητα της διέγερσης	f	1 έως 10 Hz	2 Hz
Αριθμός κύριων κύκλων διέγερσης	N_{cyc}	10 έως 40	20
Σχετική πυκνότητα ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης	D_r	35% έως 90%	45%
Ποσοστό λεπτόκοκκων	FC	0% έως 30%	0%
Διαπερατότητα ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης	K	0.0021 έως 0.105cm/sec	0.0021 cm/sec
Ύψος αναβαθμού	H_{face}	3 έως 10m	5m

Στο Σχήμα 2.24 παρουσιάζεται η συσχέτιση του μεγέθους της μετατόπισης με κάθε μία από τις μεταβλητές του προβλήματος, ενώ στο Σχήμα 2.25 παρουσιάζονται οι δύο γεωμετρίες του προβλήματος που μελετήθηκαν.



Σχήμα 2.24 Συσχέτιση των βασικών παραμέτρων με το μέγεθος της μετατόπισης



Σχήμα 2.25 Τυπική γεωμετρία του προβλήματος

Χρησιμοποιώντας μεθόδους στατιστικής ανάλυσης, οι Valsamis et al. καταλήγουν στη Σχέση 2.28, για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων λόγω πλευρικής εξάπλωσης σε έδαφος με αναβαθμό.

$$D_h = 0.035 \frac{W^{0.33} (H_{face})^{0.6} (H_{liq})^{0.64} (a_{mean})^{0.44} (T_d)^{1.15} (1-FC)^{9.06}}{[(N_{1,60})_{cs}]^{0.54}} \quad (2.28)$$

Όπου:

D_h η οριζόντια μετατόπιση σε (m)

W ο λόγος του ύψους του αναβαθμού (H_{face}) προς την απόσταση (L) από τη βάση του αναβαθμού προς την εξεταζόμενη θέση (%)

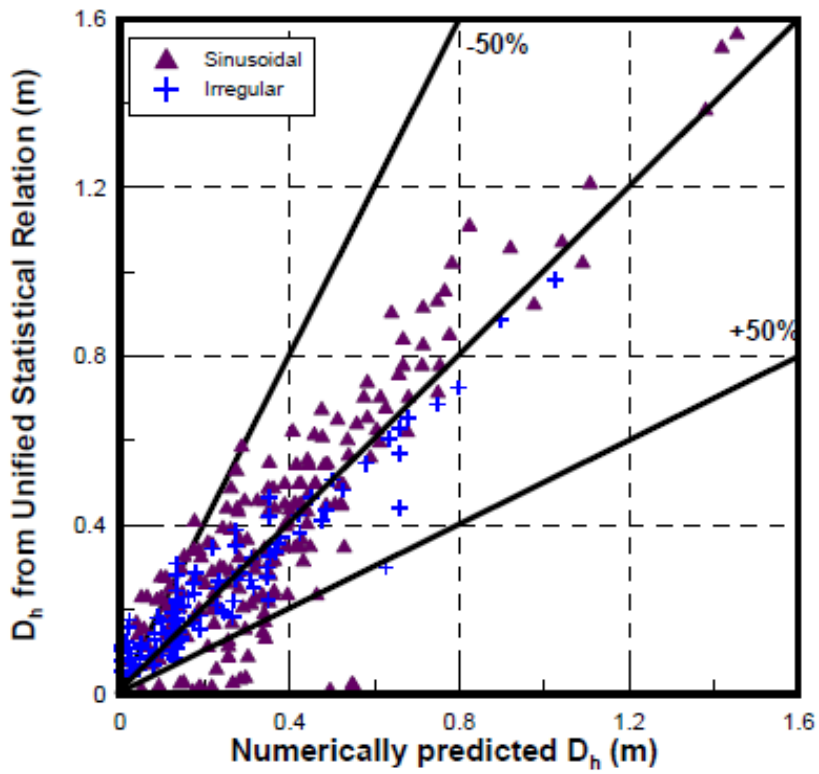
T_d η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης

FC η περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα υλικά

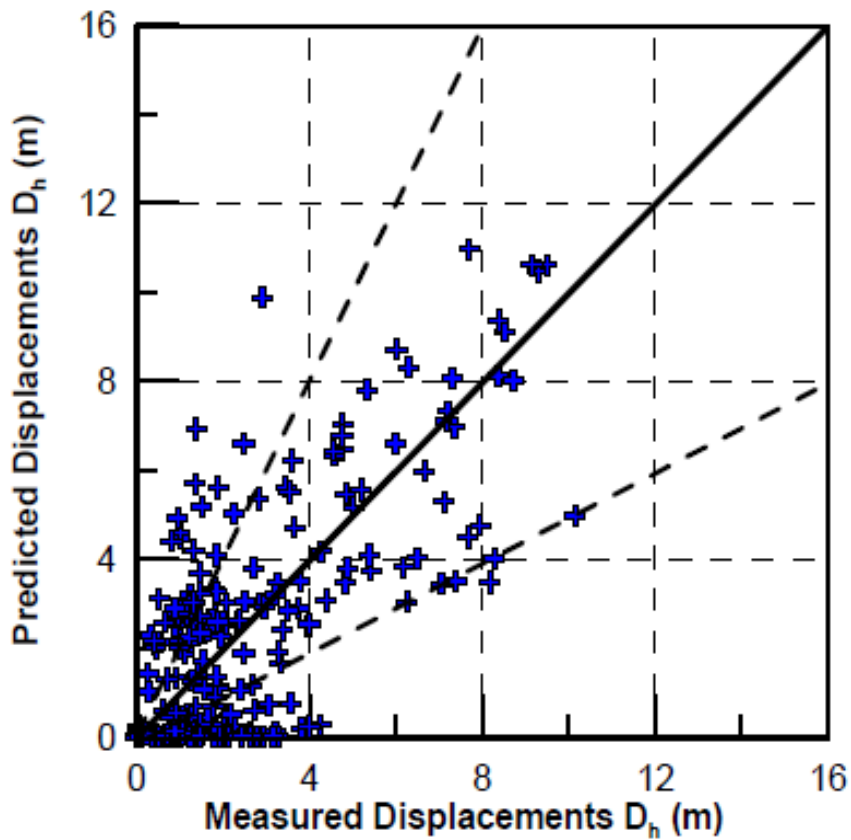
$(N_{1,60})_{cs}$ ο διορθωμένος αριθμός κτύπων δοκιμής SPT

$$a_{mean} = \frac{1}{t_d} \int_0^{t_d} |a(t)| dt$$

Στο Σχήμα 2.26 φαίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων της Σχέσης 2.28, με τις αντίστοιχες μετατοπίσεις που προκύπτουν από το μοντέλο προσομοίωσης, ενώ στο σχήμα 2.27 γίνεται αντιπαραβολή των προβλεπόμενων μετατοπίσεων της Σχέσης 2.28, με τις πραγματικές μετρηθείσες τιμές των ιστορικών περιστατικών της βάσης δεδομένων Youd et. al (2002).



Σχήμα 2.26 Σύγκριση μεταξύ σχέσης πρόβλεψης και μοντέλου προσομοίωσης



Σχήμα 2.27 Σύγκριση μεταξύ σχέσης πρόβλεψης και πραγματικών μετατοπίσεων των περιστατικών Youd et. al (2002)

2.3 Συμπεράσματα

Οι σχέσεις που παρουσιάστηκαν είναι δυνατό να κατηγοριοποιηθούν σε δύο βασικές ομάδες, ανάλογα με τη φύση των παραμέτρων που λαμβάνονται υπόψη σε κάθε μια από αυτές για την εκτίμηση της μετατόπισης.

Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι «σεισμολογικές σχέσεις», όπου λαμβάνονται υπόψη σεισμολογικές παράμετροι για την περιγραφή της επίδρασης της σεισμικής δόνησης, όπως το μέγεθος του σεισμού (M) και η απόσταση από τη πηγή (R). Στη ομάδα αυτή κατατάσσονται οι σχέσεις EPOLLS (Rauch & Martin, 2000), Bardet (2002), Youd et al. (2002), Faris et al. (2004), Zhang & Zhao (2005) και Rezanian et al. (2010).

Η δεύτερη ομάδα είναι οι «γεωτεχνικές» σχέσεις, που είναι αυτές που χρησιμοποιούν παραμέτρους μηχανικού για την εκτίμηση της επιρροής της σεισμικής διέγερσης, δηλαδή την επιτάχυνση του σεισμού (a_{max}) και τη διάρκεια του (T_d), δεδομένα που προσδιορίζονται από γεωτεχνική έρευνα και μελέτη. Οι σχέσεις που ανήκουν στην κατηγορία αυτή είναι οι Hamada et al. (1986), Hamada (1999), Zhang et al. (2004) και Valsamis et al. (2010).

Φυσικά, για το σύνολο των σχέσεων στην βιβλιογραφία χρειάζεται να δοθούν και γεωτεχνικά-γεωμετρικά στοιχεία του προβλήματος, όπως η κλίση της επιφάνειας του εδάφους (W), το ύψος του αναβαθμού (H ή H_{face}), το μήκος ανάπτυξης παραμορφώσεων (L), το πάχος της ρευστοποιημένης στρώσης (H_{liq}), το συνολικό πάχος του ρευστοποιήσιμου εδάφους (T_{15}), το ποσοστό λεπτόκοκκων (F_{15}), το μέγεθος των κόκκων ($D_{50/15}$), η σχετική πυκνότητα (D_r) και ο αριθμός κτύπων SPT (N_1)₆₀.

Το πάχος της ρευστοποιήσιμης ζώνης εισάγεται στις σχέσεις των Hamada et al. (1986), Hamada (1999), Faris et al. (2004) και Valsamis et al. (2010) με την παράμετρο H , στους Bardet (2002), Youd et al. (2002), Zhang & Zhao (2005) και Rezanian et al. (2010) με τη παράμετρο T_{15} ,

Η παράμετρος του βάθους στο οποίο βρίσκεται η ρευστοποιημένη ζώνη εισάγεται, με ευθύ τρόπο, στη σχέση G-EPOLLS (2000) με την παράμετρο Z_{liq} , που ισούται με το μέσο βάθος έως την κορυφή του ρευστοποιήσιμου στρώματος. Επίσης με έμμεσο τρόπο εισάγεται στη σχέση των Valsamis et al. (2010), στην περίπτωση του δίστρωτου εδαφικού προφίλ, μέσω του μεγέθους H_{crust} . Βέβαια σε καμία από τις παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της συγκεκριμένης έρευνας, το H_{crust} δεν

ξεπερνούσε το ύψος του πρανούς, και κατά συνέπεια δεν έχει εξεταστεί η περίπτωση όπου η ρευστοποιημένη ζώνη βρίσκεται κάτω από τη βάση του πρανούς.

Τέλος στη σχέση και στη σχέση των Zhang et al. (2004) εισάγεται το πάχος και το βάθος της ρευστοποιήσιμης στρώσης, μέσω της παραμέτρου z_{max} που είναι το μέγιστο βάθος κάτω από όλα τα πιθανώς ρευστοποιημένα στρώματα ($FS < 2.0$).

Επίσης από τη βιβλιογραφική έρευνα προκύπτει ότι έως τώρα δεν έχει γίνει εκτενής μελέτη της ύπαρξης συζυγούς πρανούς σε κοντινή απόσταση (π.χ. η απέναντι όχθη ενός ποταμού) και της επιρροής αυτού στην ανάπτυξη των εδαφικών μετατοπίσεων.

Πιο κάτω παρατίθεται ο Πίνακας 2.10 όπου φαίνονται συγκεντρωτικά όλες οι σχέσεις, οι παράμετροι που χρησιμοποιεί η κάθε μια και η κατηγορία στην οποία ανήκει.

Πίνακας 2.10 Συνοπτική παρουσίαση όλων των σχέσεων

Μέθοδος	Σεισμολογικά Δεδομένα				Τοπογραφικά/Γεωμετρικά Δεδομένα									Γεωτεχνικά Δεδομένα											
	M_w	R (km)	a_{max} (g)	T_d (sec)	S (S_{stop}) (%)	W_{ff} (%)	T_{15} (m)	L_{slide} (m)	H_{face} (m)	H (m)	h (km)	θ (%)	L (m)	F_{15} (%)	D_{5015} (mm)	D_r (%)	FS	γ_{max} (%)	Z_{max} (m)	Z_{FSmin} (m)	$(N_1)_{60}$		Z_{liq} (m)		
Hamada et al. (1986)										♦		♦												Γεωτεχνικές Σχέσεις	
Hamada (1999)			♦	♦							♦	♦										♦			
Zhang et al. (2004)					♦				♦				♦			♦	♦	♦	♦						
Valsamis et al. (2010)			♦	♦		♦			♦	♦			♦									♦			
R-EPOLLS (2000)	♦	♦	♦	♦																				Σεισμολογικές Σχέσεις	
S-EPOLLS (2000)	♦	♦	♦	♦	♦			♦	♦																
G-EPOLLS (2000)	♦	♦	♦	♦	♦			♦	♦												♦		♦		
Youd et al. (2002)	♦	♦			♦	♦	♦							♦	♦										
Bardet (2002)	♦	♦				♦	♦							♦	♦										
Faris et al. (2004)	♦									(♦)*							(♦)					(♦)			
Zhang & Zhao (2005)	♦	♦			♦	♦	♦				♦			♦	♦										
Rezania et al. (2010)	♦	♦				♦	♦							♦	♦										

* Έμμεση χρήση του συγκεκριμένου μεγέθους

3. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΨΕΥΔΟΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

3.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό στις πρώτες δύο παραγράφους, παρουσιάζεται αναλυτικά η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για την εκτέλεση των ψευδοστατικών αναλύσεων, η οποία βασίζεται στην ανάλυση ευστάθειας πρανούς και στη μέθοδο Newmark (1965) για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων. Στη τελευταία παράγραφο γίνεται αναλυτική αναφορά στις τελικές παραδοχές που έγιναν στα πλαίσια των αναλύσεων αυτών.

3.2 Ανάλυση Ευστάθειας Πρανούς

Για την μελέτη του φαινομένου της πλευρικής εξάπλωσης εδάφους που έχει υποστεί ρευστοποίηση λόγω σεισμικής δόνησης, και βρίσκεται κοντά σε αναβαθμό, εφαρμόστηκε καταρχήν ψευδοστατική ανάλυση ευστάθειας πρανούς (slope stability analysis).

Στην ανάλυση αυτή θεωρείται ότι ένα πρανές αστοχεί, όταν οι ασκούμενες διατμητικές τάσεις σε κάποια πιθανή επιφάνεια αστοχίας ξεπερνούν σε μέγεθος τη διατμητική αντοχή που μπορεί να αναπτυχθεί στην συγκεκριμένη επιφάνεια. Η επιφάνεια αυτή ονομάζεται επιφάνεια αστοχίας. Το έδαφος που περικλείεται από την επιφάνεια αστοχίας προσομοιώνεται ως συμπαγές στερεό σώμα.

Ο σεισμός εισάγεται στο προσομοίωμα, σαν μια επιτάχυνση σταθερού μέτρου (a_h η τιμή της επιτάχυνσης στην οριζόντια διεύθυνση και a_v στην κατακόρυφη) που ασκείται σε όλη την εδαφική μάζα. Για λόγους απλότητας, στις πραγματοποιηθείσες αναλύσεις στα πλαίσια αυτής της εργασίας, η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού a_v θεωρείται μηδενική. Συνεπώς, η ψευδοστατική σεισμική οριζόντια δύναμη ισούται με

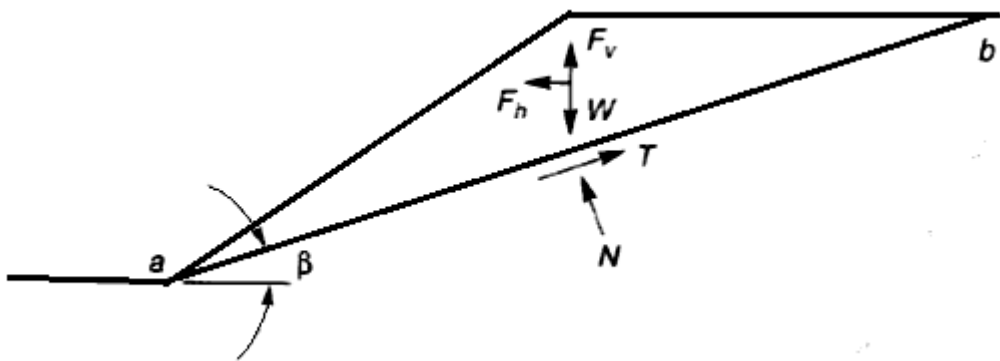
$$F_h = \frac{a_h W}{g} \quad (3.1)$$

Για μια τυχαία επιφάνεια ορίζεται ο λόγος,

$$FS = \frac{\text{συνισταμένη δυνάμεων εκτροπής}}{\text{συνισταμένη δυνάμεων ευστάθειας}}$$

που ονομάζεται συντελεστής ασφαλείας. Στην οριακή κατάσταση ισορροπίας ισχύει $FS=1$, δηλαδή ο αριθμητής και ο παρονομαστής είναι ίσοι. Στο Σχήμα 3.1 παρουσιάζονται οι τυπικές δράσεις και αντοχές που αναπτύσσονται για την περίπτωση επίπεδης επιφάνειας αστοχίας σε ένα πρανές. Για το συγκεκριμένο πρανές, και με τη παραδοχή ότι ισχύει το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και ότι, όπως αναφέρθηκε πιο πάνω, η δύναμη λόγω της κατακόρυφης επιτάχυνσης είναι μηδενική ($F_v=0$), ο συντελεστής ασφαλείας της επιφάνειας a-b ισούται με,

$$FS = \frac{cL_{ab} + (W\cos\beta - F_h\sin\beta)\tan\varphi}{W\sin\beta + F_h\cos\beta}$$



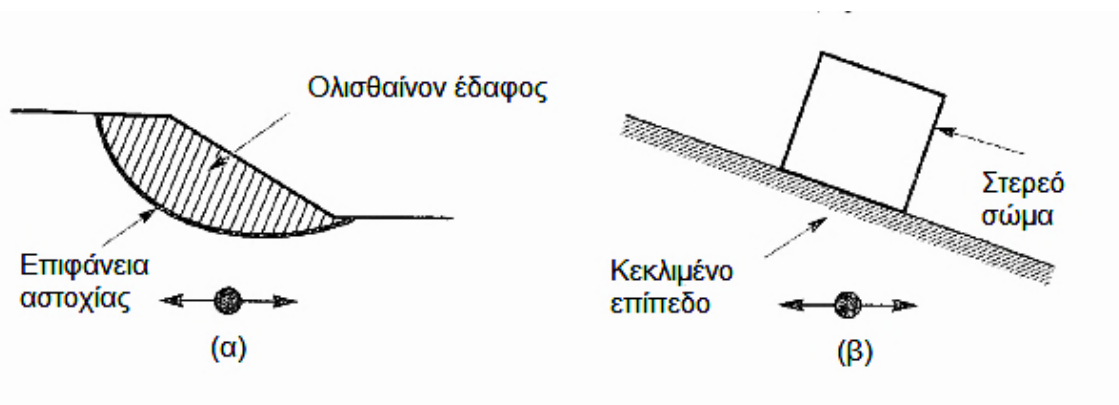
Σχήμα 3.1 Δυνάμεις που ασκούνται σε μια εδαφική σφήνα

Για την πραγματοποίηση των αναλύσεων ευστάθειας πρανούς που θα παρουσιαστούν στην εργασία αυτή, χρησιμοποιήθηκε το εμπορικό λογισμικό Slide 6 της Rocscience. Πιο συγκεκριμένα, θεωρήθηκε κυκλικός τύπος αστοχίας, ενώ από τις διάφορες αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης οριακής ισορροπίας, επιλέχθηκε η μέθοδος Bishop, ως η ευρύτερα χρησιμοποιούμενη σήμερα. Οι αναλύσεις έγιναν με αριθμό λωρίδων 50, ενώ με το λογισμικό χαράχθηκε ένα πλήθος 100000 επιφανειών για κάθε ανάλυση και από το πλήθος αυτό καταγράφηκε ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας FS_{min} .

3.3 Υπολογισμός Μετατοπίσεων

Με την πιο πάνω ψευδοστατική μέθοδο γίνεται δυνατή η εκτίμηση της ευστάθειας ενός πρανού, για δοσμένη σεισμική καταπόνηση. Με δεδομένο όμως ότι η μέθοδος δεν εξετάζει τι συμβαίνει μετά την εκδήλωση της αστοχίας, δηλαδή για συντελεστή ασφαλείας μικρότερο της μονάδας, δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων και της παραμένουσας μετατόπισης μετά το πέρας του σεισμού. Για το λόγο αυτό, εκτός από την ανάλυση ευστάθειας πρανού, έγινε και ανάλυση ολισθαίνοντος στερεού (sliding block analysis) τύπου Newmark, με σκοπό να υπολογιστούν οι οριζόντιες μετατοπίσεις δ_{max} .

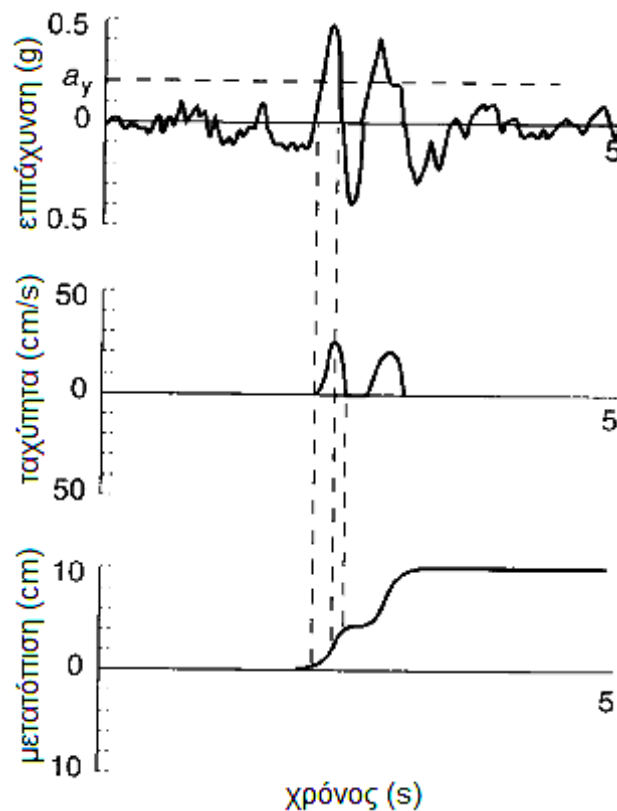
Συγκεκριμένα ο Newmark (1965) θεώρησε ότι, εφόσον έχει εκδηλωθεί αστοχία σε ένα πρανές και έχει διαμορφωθεί η επιφάνεια αστοχίας, το έδαφος που περικλείει η επιφάνεια αστοχίας, μπορεί να προσομοιωθεί με ένα στερεό σώμα που ολισθαίνει κατά μήκος μιας επίπεδης κεκλιμένης επιφάνειας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2 Αναλογία μεταξύ πρανού που αστοχεί και στερεού σώματος επί επίπεδης κεκλιμένης επιφάνειας.

Στη περίπτωση του πραγματικού εδάφους, οι παραμορφώσεις αρχίζουν να εκδηλώνονται όταν ο συντελεστής ασφαλείας γίνει μικρότερος της μονάδας. Στο προσομοίωμα του Newmark, αυτή η συμπεριφορά προσομοιώνεται θεωρώντας ότι υπάρχει μια οριακή τιμή της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης (a_{cr} ή a_y), για την οποία το σώμα αρχίζει να ολισθαίνει επί της κεκλιμένης επιφάνειας. Για τιμές μικρότερες αυτής της κρίσιμης επιτάχυνσης δεν πραγματοποιείται καμία σχετική μετακίνηση του σώματος ως προς το επίπεδο που εδράζεται. Στις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης που παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.3 για

ένα τυπικό παράδειγμα ανάλυσης με την μέθοδο Newmark, φαίνεται καθαρά ότι η ολίσθηση του ενός σώματος επί του άλλου, συμβαίνει μόνο τις χρονικές στιγμές που ισχύει $a > a_y$.



Σχήμα 3.3 Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης, για ένα τυπικό παράδειγμα ανάλυσης με την μέθοδο Newmark.

Κάνοντας λοιπόν τη πιο πάνω θεώρηση, και μετά από κάποιες απαραίτητες απλοποιήσεις, ο Newmark (1965) καταλήγει στην Σχέση 3.2, για τον υπολογισμό της μετατόπισης ολισθαίνοντος στερεού σώματος επί κεκλιμένου επιπέδου,

$$\delta = 0.50 \frac{V_{max}^2}{a_{max}} \left(\frac{a_{max}}{a_{cr}} \right)^2 \quad (3.2)$$

όπου:

V_{max} η μέγιστη σχετική ταχύτητα που αναπτύσσει το ολισθαίνον σώμα, σε (m/s)

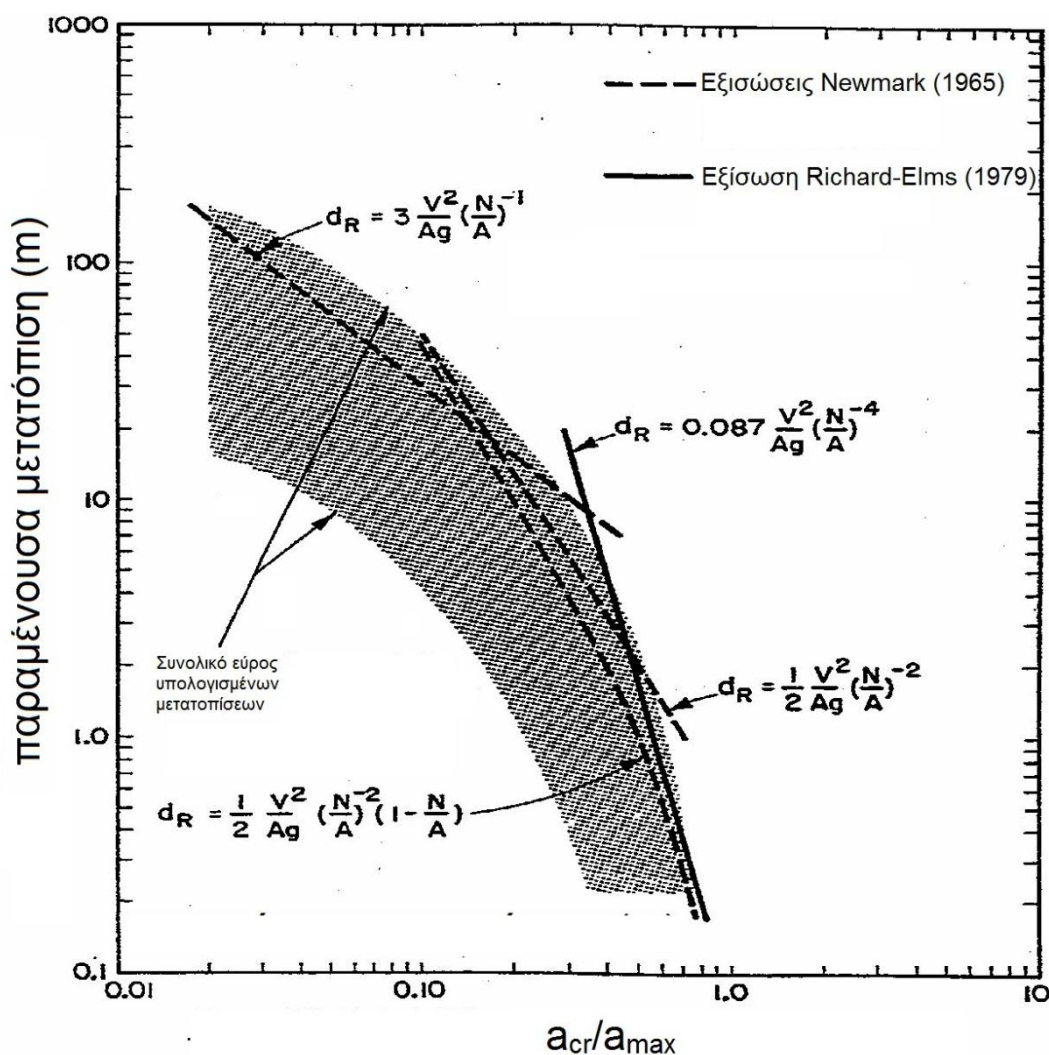
a_{max} η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης που επιβάλλεται στο σύστημα από τον σεισμό, σε (m/s²)

a_{cr} η κρίσιμη τιμή της επιτάχυνσης για την οποία ξεκινά η ολίσθηση, σε (m/s²)

Μεταγενέστερα, οι Richards & Elms (1979) πρότειναν την παρακάτω σχέση υπολογισμού των μετατοπίσεων,

$$\delta = 0.087 \frac{V_{max}^2}{a_{max}} \left(\frac{a_{max}}{a_{cr}} \right)^4 \quad (3.3)$$

Οι Franklin and Chang (1977), αφού πραγματοποίησαν μια σειρά από αριθμητικές αναλύσεις για τον υπολογισμό της μετατόπισης ολισθαίνοντος σώματος υπό δυναμική φόρτιση, συγκέντρωσαν όλες τις υπολογισμένες τιμές της μετατόπισης στο διάγραμμα του Σχήματος 3.4 και τις αντιπαραέβαλαν με τις τιμές που δίνουν οι Σχέσεις 3.1 και 3.2.



Σχήμα 3.4 Διάγραμμα των Franklin and Chang (1977), όπου γίνεται σύγκριση των μετατοπίσεων που δίνουν οι εξισώσεις Newmark και Richards & Elms, με το σύνολο υπολογισμένων μετατοπίσεων ($N=a_{cr}$, $A=a_{max}$, $V=V_{max}$).

Όπως είναι φανερό από το Σχήμα 3.4 η μέθοδος Newmark (1965) δίνει καλές συγκρίσεις για σχετικά μικρούς λόγους a_{cr}/a_{max} , ενώ η μέθοδος των Richards &

Elms (1979) για μεγάλους. Κατά συνέπεια στα πλαίσια του κεφαλαίου αυτού χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή από τις Σχέσεις 3.1 και 3.2.

Κατά την εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου, θεωρήθηκε ως μοναδική παράμετρος η επιβαλλόμενη μέγιστη επιτάχυνση α_{max} και η μέγιστη ταχύτητα V_{max} υπολογίστηκε από τη σχέση,

$$V_{max} \approx \alpha_{max} \frac{T_e}{2\pi} \quad (3.4)$$

όπου T_e είναι η περίοδος της σεισμικής διέγερσης. Για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων η περίοδος της διέγερσης λαμβάνει τις τιμές 0.25 και 0.50 sec.

Η κρίσιμη επιτάχυνση a_{cr} η υπέρβαση της οποίας οδηγεί, όπως ειπώθηκε, σε ολίσθηση υπολογίστηκε με το λογισμικό Slide 6. Πιο συγκεκριμένα εκτελέστηκαν επαναλαμβανόμενες ψευδοστατικές αναλύσεις, για διάφορες τιμές επιβαλλόμενης επιτάχυνσης, μέχρι να επιτευχθεί για κάθε διαφορετικό συνδυασμό λοιπών παραμέτρων, ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας ίσος με τη μονάδα ($FS_{min}=1$). Η επιτάχυνση για την οποία ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας του πρανούς ήταν ίσος με μονάδα, θεωρήθηκε ότι είναι η κρίσιμη επιτάχυνση για το συγκεκριμένο συνδυασμό λοιπών παραμέτρων.

3.4 Δεδομένα & Παραδοχές

Στις ψευδοστατικές αναλύσεις που διεξήχθησαν στα πλαίσια αυτού του κεφαλαίου, μελετήθηκε μια τυπική περίπτωση πρανούς, η οποία αποτέλεσε την ανάλυση αναφοράς και στην συνέχεια του κειμένου θα χαρακτηρίζεται ως «βασική ανάλυση». Η εν λόγω ανάλυση είχε ύψος αναβαθμού 3.0 m και κλίση πρανούς 45°, με τα πιο κάτω χαρακτηριστικά.

Γεωμετρία

Η περίπτωση που εξετάστηκε αφορά σε εδαφικό προφίλ που, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5, αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα αργίλου (κίτρινο χρώμα) και -κάτω από αυτό- ένα στρώμα ρευστοποιημένης άμμου (γαλάζιο χρώμα), το οποίο φθάνει ως το εδαφικό υπόστρωμα (καφέ χρώμα).

Για το πάχος του στρώματος της ρευστοποιημένης άμμου H_{liq} , κρίθηκε σκόπιμο να εξεταστούν δύο περιπτώσεις πάχους 2.0 και 6.0 m. Το ρευστοποιήσιμο στρώμα βρίσκεται σε ελάχιστο βάθος $z_{liq}=1.0$ m από τον πόδα του πρανούς.



Σχήμα 3.5 Γεωμετρία και στρωματογραφία για πάχος ρευστοποίησιμου εδάφους 2m και 6m αντίστοιχα.

Ιδιότητες αργίλου

Η άργιλος του επιφανειακού στρώματος έχει ειδικό βάρος $\gamma_{\text{clay}}=20 \text{ kN/m}^3$ και αστράγγιστη διατμητική αντοχή $C_u=20 \text{ kPa}$.

Ιδιότητες ρευστοποιημένης άμμου

Όταν το έδαφος ρευστοποιείται η διατμητική αντοχή του περιορίζεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται. Ο υπολογισμός αυτής της αντοχής, η οποία ονομάζεται “απομένουσα διατμητική αντοχή”, έχει απασχολήσει αρκετά τη διεθνή βιβλιογραφία. Για τον υπολογισμό της χρησιμοποιήθηκε μεγάλο πλήθος από ιστορικά περιστατικά αστοχίας πρανών λόγω ρευστοποίησης, στα οποία πραγματοποιήθηκε ανάστροφη ανάλυση (back analysis) και υπολογίστηκε έτσι η μέση διατμητική αντοχή της ρευστοποιημένης στρώσης. Στη συνέχεια οι ερευνητές πρότειναν τη συσχέτιση αυτής της αντοχής με τον αριθμό κτύπων κρούσης SPT, ενός μεγέθους που υπήρχε διαθέσιμο σε όλα τα ιστορικά περιστατικά και πρότειναν σχετικά διαγράμματα και σχέσεις υπολογισμού της αντοχής.

Οι Seed & Harder (1990) συσχέτισαν την απομένουσα διατμητική αντοχή απευθείας με τον αριθμό κρούσεων SPT, προτείνοντας τη σχέση,

$$S_{ur} = 0.14 \cdot (N_1)_{60-cs}^2 \quad (3.5)$$

Οι Stark & Mesri (1992) για τον υπολογισμό του λόγου της απομένουσας διατμητικής αντοχής ως προς την αρχική κατακόρυφη ενεργή τάση προτείνουν τη σχέση,

$$\frac{S_{ur}}{\sigma'_{vo}} = 0.005(N_1)_{60-cs}^2 \quad (3.6)$$

Επίσης οι Davies & Campanella (1994) για τον υπολογισμό του παραπάνω λόγου προτείνουν,

$$\frac{S_{ur}}{\sigma'_{vo}} = 0,06 + 0,025[(N_1)_{60-cs}^2 - 6] \quad (3.7)$$

Οι Olson & Stark (2002), συσχέτισαν τον λόγο της απομένουσας διατμητικής αντοχής ως προς την αρχική κατακόρυφη ενεργή τάση με τον αριθμό κρούσεων SPT και την αντίσταση αιχμής κώνου CPT, και προτείνουν τις σχέσεις,

$$\frac{S_{ur}}{\sigma'_{vo}} = 0.03 + 0.0075[(N_1)_{60}] \pm 0.03 \quad \text{για } (N_1)_{60} \leq 12 \quad (3.8)$$

$$\frac{S_{ur}}{\sigma'_{vo}} = 0.03 + 0.0143(q_{c1}) \pm 0.03 \quad \text{για } q_{c1} \leq 6.5 \text{MPa} \quad (3.9)$$

Σε πιο πρόσφατη σχετική δημοσίευση, οι Idriss & Boulanger (2007) προτείνουν τον υπολογισμό της απομένουσας αντοχής ρευστοποιημένου εδάφους, μέσω πειραματικών αποτελεσμάτων δοκιμών SPT, με τις πιο κάτω σχέσεις.

$$\frac{S_{ur}}{\sigma'_{vo}} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60-cs}}{16} + \left(\frac{(N_1)_{60-cs}-16}{21.2}\right)^3 - 3\right) = \tan\phi \quad (3.10)$$

$$\frac{S_{ur}}{\sigma'_{vo}} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60-cs}}{16} + \left(\frac{(N_1)_{60-cs}-16}{21.2}\right)^3 - 3\right) \times \left(1 + \exp\left(\frac{(N_1)_{60-cs}}{2.4} - 6.6\right)\right) = \tan\phi \quad (3.11)$$

Στη δημοσίευση των Idriss & Boulanger (2007), η πρώτη εξίσωση αναφέρεται σε συνθήκες όπου η ογκομετρική παραμόρφωση του εδαφικού στοιχείου μπορεί να έχει σημαντική επιρροή στη σεισμική συμπεριφορά του εδάφους. Στη κατηγορία αυτή ανήκουν εδαφικά προφίλ που περιέχουν ρευστοποιήσιμη στρώση σημαντικού πάχους που βρίσκεται κάτω από εδαφική στρώση χαμηλής διαπερατότητας, η οποία εμποδίζει την απομείωση των υπερπίεσεων πόρων. Η δεύτερη εξίσωση εφαρμόζεται όταν υπάρχουν εδαφικές συνθήκες, στις οποίες η επιρροή της ογκομετρικής παραμόρφωσης δεν είναι σημαντική και μπορεί να αγνοηθεί.

Από τις πιο πάνω σχέσεις φαίνεται ότι ο προσδιορισμός της απομένουσας διατμητικής αντοχής του ρευστοποιημένου εδάφους μπορεί να γίνει είτε απευθείας από την αντοχή S_{ur} , είτε μέσω του λόγου της αντοχής αυτής προς τις κατακόρυφες ενεργές τάσεις $\frac{S_{ur}}{\sigma'_{vo}}$.

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, προτιμήθηκαν οι σχέσεις που υπολογίζουν το λόγο $\frac{S_{ur}}{\sigma'_{vo}}$, επειδή αυτός μπορεί να συσχετιστεί εύκολα με μία «απομένουσα» τιμή της γωνίας τριβής του ρευστοποιημένου εδάφους μέσω της σχέσης: $\tan\phi_{res}=S_{ur}/\sigma'_{vo}$. Για την εκτέλεση των ψευδοστατικών αναλύσεων λοιπόν, η ρευστοποιημένη άμμος θεωρήθηκε ότι ακολουθεί το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, με $c=0$ και $\phi_{res}=\text{Arctan}(S_{ur}/\sigma'_{vo})$, ενώ ο λόγος $\frac{S_{ur}}{\sigma'_{vo}}$ εκτιμάται από τις σχέσεις των Idriss & Boulanger (2007), που είναι και οι πιο πρόσφατες.

Από τις δύο σχέσεις που προτείνουν οι Idriss & Boulanger επιλέχθηκε η Σχέση 3.10 γιατί, λόγω της ύπαρξης του επιφανειακού στρώματος αργίλου και του επαρκούς πάχους ρευστοποιήσιμης στρώσης, επικρατούν εδαφικές συνθήκες που πλησιάζουν αυτές που προδιαγράφονται για τη σχέση αυτή.

Έτσι για τις τέσσερις πιθανές τιμές αριθμού κτύπων SPT που επιλέχθηκαν $N_{SPT}=(5,10,15,20)$, η Σχέση 3.10 δίνει τελικά απομένουσα γωνία διατμητικής αντοχής $\phi_{r,mean}=(3.39^\circ, 5.20^\circ, 7.24^\circ, 9.92^\circ)$ αντίστοιχα.

Οι τιμές που δίνει η σχέση αυτή, αντιστοιχούν στη μέση (mean S_{ur}) εδαφική κατάσταση όλων των περιπτώσεων εδαφών που μελέτησαν οι Idriss & Boulanger. Για να διαμορφωθεί μια πληρέστερη εικόνα του προβλήματος και να μελετηθεί και μία πιο συντηρητική εκτίμηση της αντοχής του εδάφους, επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί και μια δεύτερη εξίσωση υπολογισμού της απομένουσας διατμητικής αντοχής ρευστοποιημένου εδάφους, μέσω πειραματικών αποτελεσμάτων δοκιμών SPT. Η εξίσωση αυτή προκύπτει από την Σχέση 3.10, μετατοπισμένη προς τα κάτω τόσο ώστε για $N_{SPT}=0$ να δίνει μηδενική διατμητική αντοχή. Οι τιμές της απομένουσας διατμητικής αντοχής που προκύπτουν για τη δυσμενέστερη (lower S_{ur}) αυτή περίπτωση για $N_{SPT}=(5,10,15,20)$ είναι $\phi_{r,lower}=(1.53^\circ, 3.34^\circ, 5.38^\circ, 8.06^\circ)$.

Η ρευστοποιημένη άμμος θεωρήθηκε ότι έχει ειδικό βάρος $\gamma_{sand}=20 \text{ kN/m}^3$.

Διέγερση

Η σεισμική διέγερση προσομοιώνεται με μια σταθερή αδρανειακή επιτάχυνση που ασκείται στο σύνολο της εδαφικής μάζας. Η επιτάχυνση αυτή αντιστοιχεί στη μέση επιτάχυνση a_{mean} και προκύπτει από τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση που αναμένεται να δώσει ο σεισμός σχεδιασμού, πολλαπλασιασμένη με ένα μειωτικό συντελεστή.

$$a_{mean} = (0.50 \div 0.80)a_{max} \quad (3.12)$$

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή που επιλέχθηκε είναι 0.8, σε αντιστοιχία με τις απαιτήσεις ΕΑΚ 2000.

Στη παραμετρική ψευδοστατική ανάλυση που διεξήχθη, η παράμετρος της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} , έλαβε τις τιμές 0, 0.08, 0.16, 0.24 και 0.36 σε (g), που αντιστοιχούν με βάση την Σχέση 3.12, σε σεισμό με μέγιστη επιτάχυνση a_{max} 0, 0.10, 0.20, 0.30 και 0.45 (g) αντίστοιχα.

Σχετικά με την περίοδο T_e της σεισμικής διέγερσης, θεωρήθηκαν δυο περιπτώσεις σεισμού με περίοδο 0.50 και 0.25sec.

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της παραμετρικής ψευδοστατικής ανάλυσης.

4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

4.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται παρουσίαση των αποτελεσμάτων των ψευδοστατικών αναλύσεων. Αρχικά στη παράγραφο 4.2 παρατίθενται ενδεικτικά τα αποτελέσματα για την ομάδα αναλύσεων με $N_{SPT}=10$. Στις επόμενες τρεις παραγράφους γίνεται παρουσίαση των συγκεντρωτικών αποτελεσμάτων της παραμετρικής ανάλυσης, επικεντρώνοντας στην επίδραση των μεγεθών της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης και του αριθμού κύπτων SPT στα μεγέθη του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας, της μέγιστης απόστασης επιρροής της αστοχίας και της μέγιστης μετατόπισης. Τέλος στη παράγραφο 4.6 διερευνάται η επίδραση στα πιο πάνω μεγέθη, του βάθους στο οποίο βρίσκεται ρευστοποιήσιμο εδαφικό στρώμα πάχους 2m, με $N_{SPT}=10$, για σεισμική επιτάχυνση 0.16 g.

4.2 Τυπικά Αποτελέσματα

Στην παράγραφο αυτή γίνεται ενδεικτική παρουσίαση της ψευδοστατικής ανάλυσης που έγινε για $N_{SPT}=10$, δηλαδή για τον συνδυασμό παραμέτρων που φαίνεται στους Πίνακες 4.1 και 4.2.

Πίνακας 4.1 Συνδυασμός παραμέτρων για τη μέση περίπτωση S_{ur} .

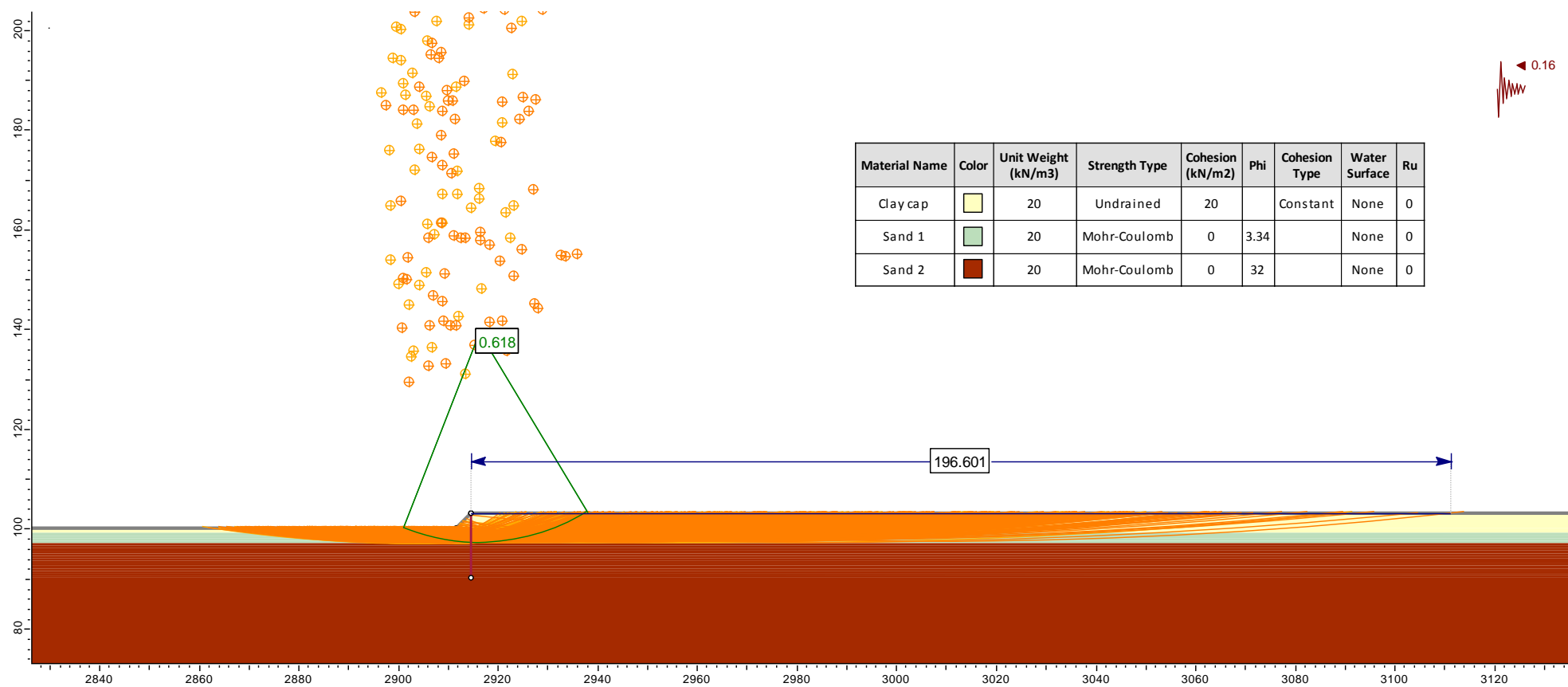
a_{mean}	(g)	0, 0.08, 0.16, 0.24, 0.36
$\Phi_{r,mean}$	($^{\circ}$)	5.20 ($N_{SPT}=10$)
H_{liq}	(m)	2 και 6

Πίνακας 4.2 Συνδυασμός παραμέτρων για τη δυσμενέστερη περίπτωση S_{ur} .

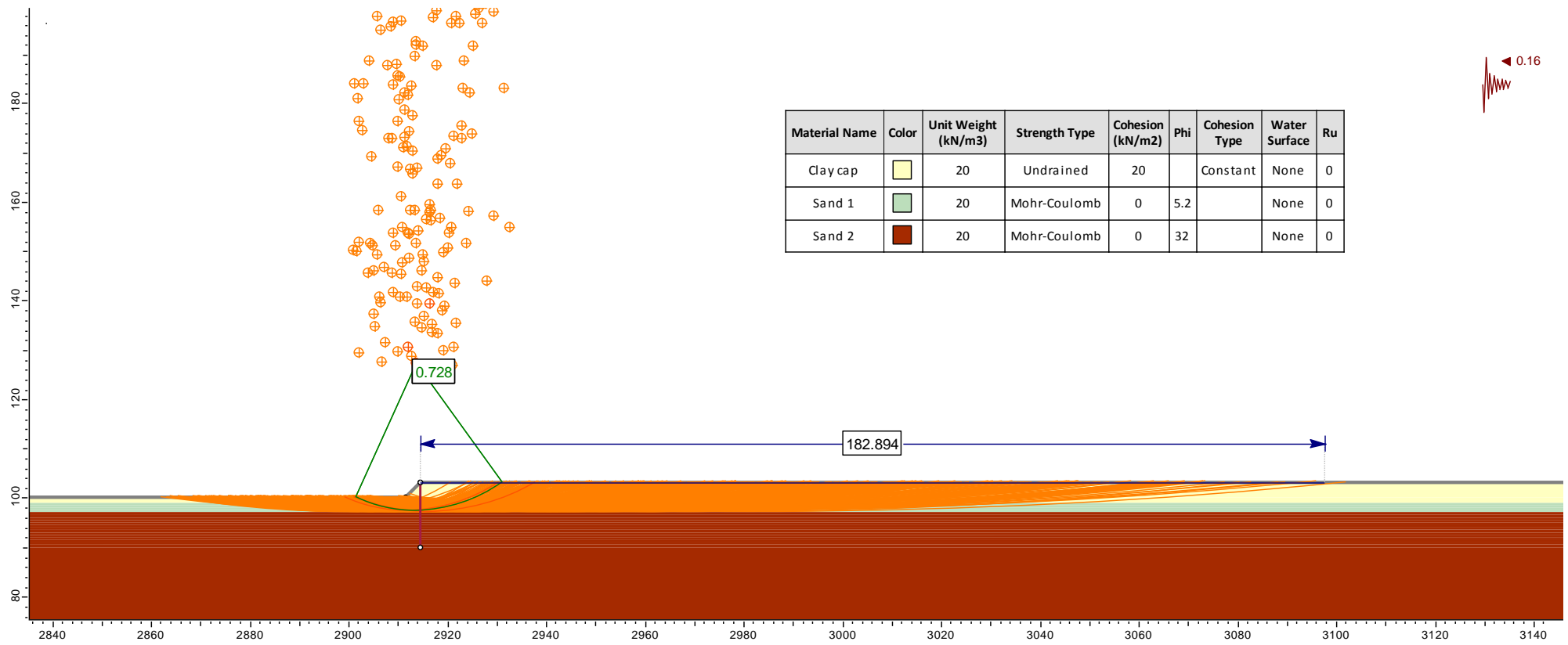
a_{mean}	(g)	0, 0.08, 0.16, 0.24, 0.36
$\Phi_{r,lower}$	($^{\circ}$)	3.34 ($N_{SPT}=10$)
H_{liq}	(m)	2 και 6

Για τη σωστή προσομοίωση του φαινομένου, οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με απαίτηση οι κύκλοι αστοχίας να τέμνουν οπωσδήποτε τη κατακόρυφη γραμμή που διέρχεται από το φρύδι του πρανούς.

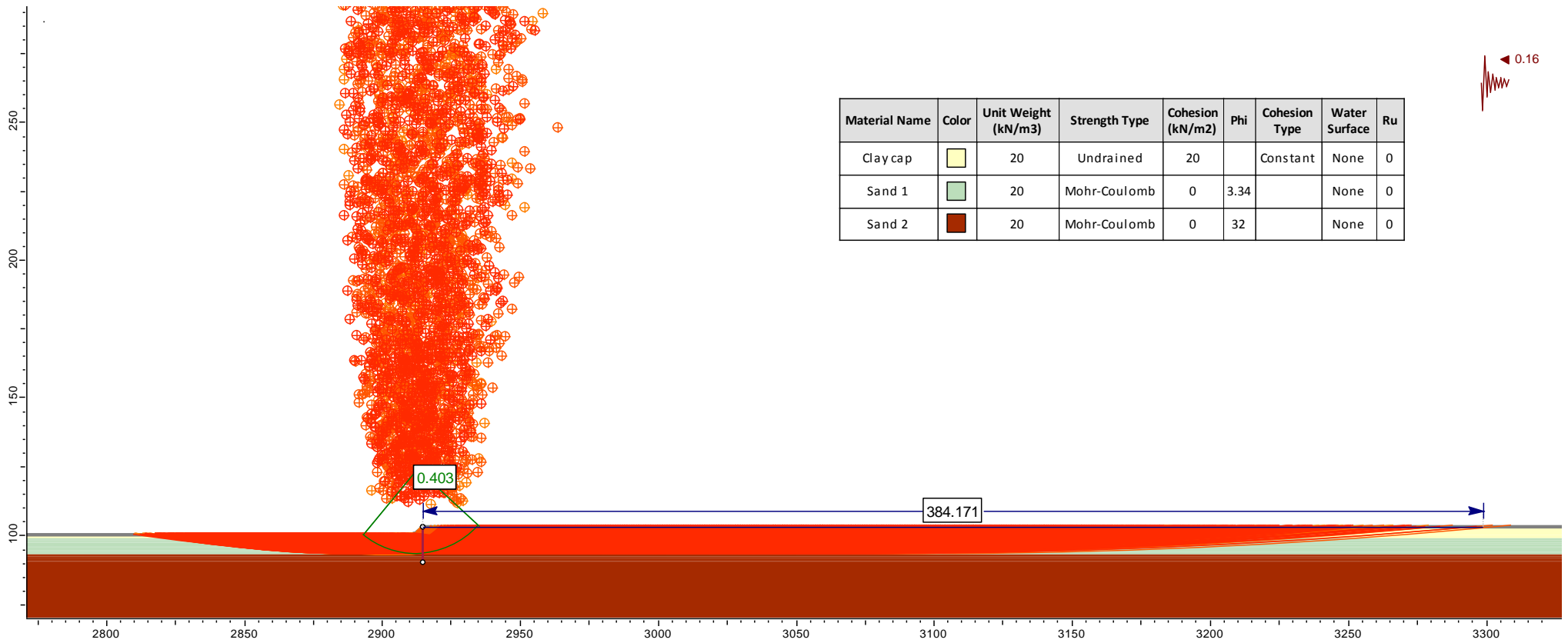
Στα Σχήματα 4.1-4.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για σεισμό με μέση επιτάχυνση 0.16g, ρευστοποιήσιμο έδαφος με αριθμό κτύπων $N_{SPT}=10$, πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2m και 6m, για τις δύο περιπτώσεις S_{ur} (mean και lower), έτσι όπως προκύπτουν από το λογισμικό. Με πορτοκαλί χρώμα αποτυπώνεται το σύνολο των επιφανειών αστοχίας με συντελεστή ασφαλείας μικρότερο της μονάδας. Διακρίνεται επίσης με πράσινο χρώμα ο κύκλος με τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας και το μήκος L_{max} της ζώνης που προκύπτει από το σύνολο των επιφανειών αστοχίας. Η απόσταση L_{max} μετράται από τη κορυφή του πρανούς, έως το πέρας της ζώνης αστοχίας προς τα δεξιά. Στις περιπτώσεις που δεν εκδηλώνεται αστοχία για κάποια τιμή της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης, η οριζόντια απόσταση L_{max} δεν ορίζεται.



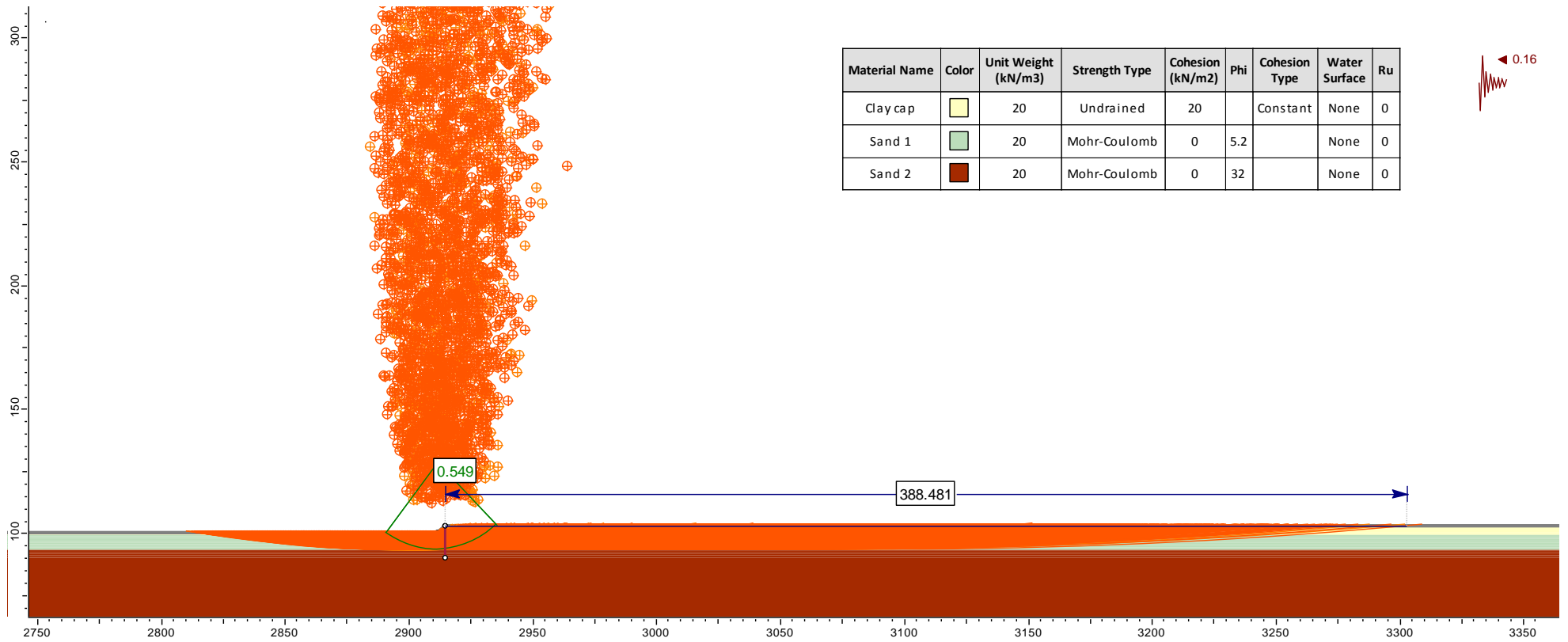
Σχήμα 4.1 Αποτέλεσμα ανάλυσης ευστάθειας πρανούς για $N_{SP\Gamma}=10$, επιβαλλόμενη επιτάχυνση $a_{mean}=0.16$, $H_{liq}=2m$, για τη δυσμενέστερη περίπτωση S_{ur} (lower)



Σχήμα 4.2 Αποτέλεσμα ανάλυσης ευστάθειας πρανούς για $N_{SPT}=10$, επιβαλλόμενη επιτάχυνση $a_{mean}=0.16$, $H_{liq}=2m$, για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean)



Σχήμα 4.3 Αποτέλεσμα ανάλυσης ευστάθειας πρανούς για $N_{SPT}=10$, επιβαλλόμενη επιτάχυνση $a_{mean}=0.16$, $H_{liq}=6m$, για τη δυσμενέστερη περίπτωση S_{ur} (lower)



Σχήμα 4.4 Αποτέλεσμα ανάλυσης ευστάθειας πρανούς για $N_{SPT}=10$, επιβαλλόμενη επιτάχυνση $a_{mean}=0.16$, $H_{liq}=6m$, για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean)

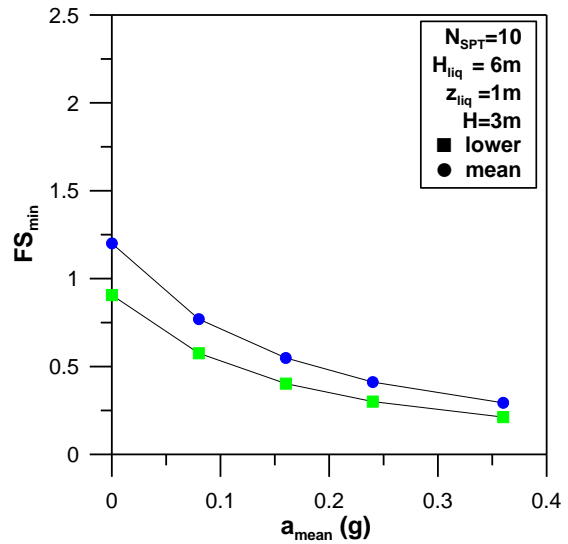
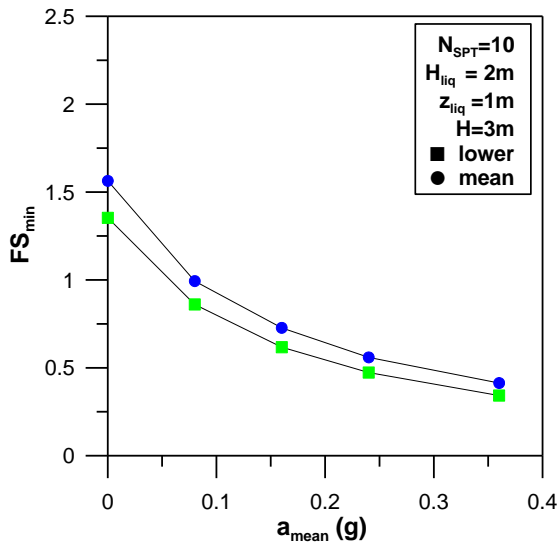
Στα Σχήματα 4.5-4.7 παρουσιάζονται με τη μορφή διαγραμμάτων FS_{min} , L_{max} , δ_{max} vs a_{mean} , τα αποτελέσματα για το συνδυασμό παραμέτρων των Πινάκων 4.1 και 4.2, δηλαδή για $N_{SPT}=10$.

Ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας FS_{min} , όπως αναμενόταν μειώνεται με την αύξηση της επιτάχυνσης. Επίσης η δυσμενέστερη περίπτωση (lower) δίνει μικρότερο συντελεστή ασφαλείας, σε σύγκριση με τη μέση περίπτωση (mean). Συγκεκριμένα η γωνία διατμητικής αντοχής μειώνεται από 5.2° σε 3.34° , μείωση δηλαδή 36%, και η μείωση αυτή αντιστοιχεί σε μέση μείωση του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας κατά περίπου 17% για $H_{liq}=2m$ και 26% για $H_{liq}=6m$.

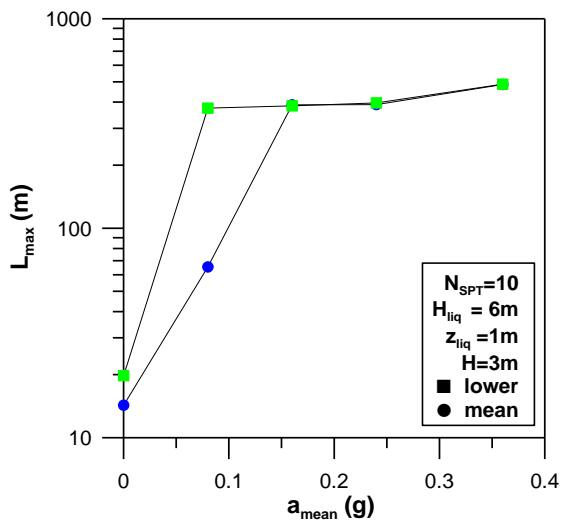
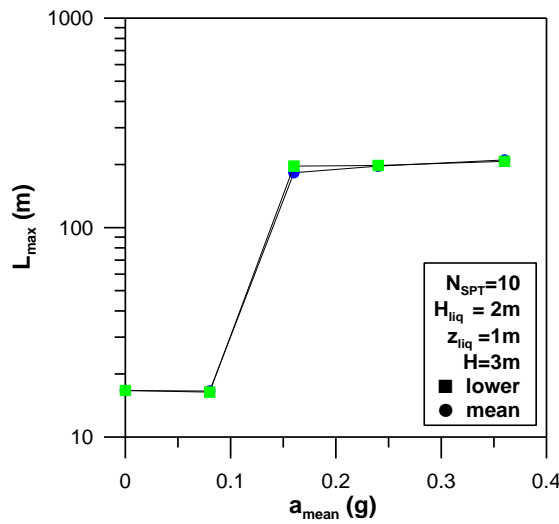
Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.5, για την περίπτωση ρευστοποίησης εδάφους πάχους 6m και για τη δυσμενέστερη περίπτωση $\phi_{r,lower}$, ο συντελεστής ασφαλείας για μηδενική επιτάχυνση είναι μικρότερος από τη μονάδα ($FS_{min}=0.951 < 1$). Αυτό σημαίνει ότι το πρανές αστοχεί σε στατική φόρτιση, άρα δεν μπορεί να εφαρμοστεί η μέθοδος Newmark για τον υπολογισμό της μετατόπισης. Έτσι το αντίστοιχο διάγραμμα μετατοπίσεων του Σχήματος 4.7 περιέχει μόνο τα αποτελέσματα για τη μέση περίπτωση $\phi_{r,mean}$.

Η μεταβολή της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης φαίνεται να μην έχει σημαντική επίδραση στο μήκος L_{max} , ενώ αντίθετα η μετατόπιση δ_{max} αυξάνεται με την αύξηση της επιτάχυνσης, συμπεριφορά που είναι αντίστροφη από αυτή του συντελεστή FS_{min} .

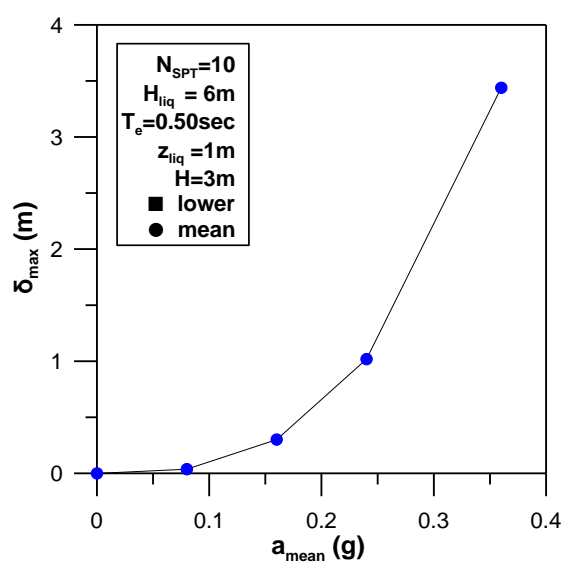
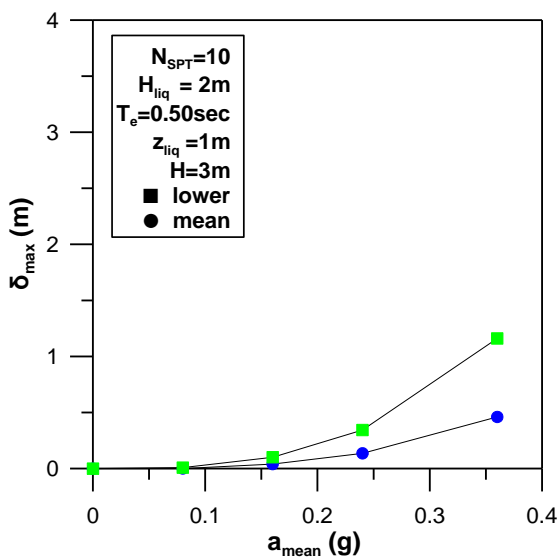
Οι τιμές της κρίσιμης επιτάχυνσης a_{cr} , έτσι όπως υπολογίστηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού Slide 6, είναι 0.0784g, στη μέση περίπτωση και 0.0494g, στη δυσμενέστερη περίπτωση, για πάχος ρευστοποιημένης στρώσης 2m. Οι αντίστοιχες τιμές της κρίσιμης επιτάχυνσης a_{cr} για πάχος ρευστοποιημένης στρώσης 6m είναι 0.0287g στη μέση περίπτωση S_{ur} , ενώ για τη δυσμενέστερη περίπτωση S_{ur} , για το λόγο που αναφέρεται πιο πάνω δεν ορίζεται η κρίσιμη επιτάχυνση a_{cr} .



Σχήμα 4.5 Επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του S_{ur} (mean/lower) στον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS_{min} , για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2 και 6m.



Σχήμα 4.6 Επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του S_{ur} (mean/lower) στην απόσταση L_{max} , για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2 και 6m.

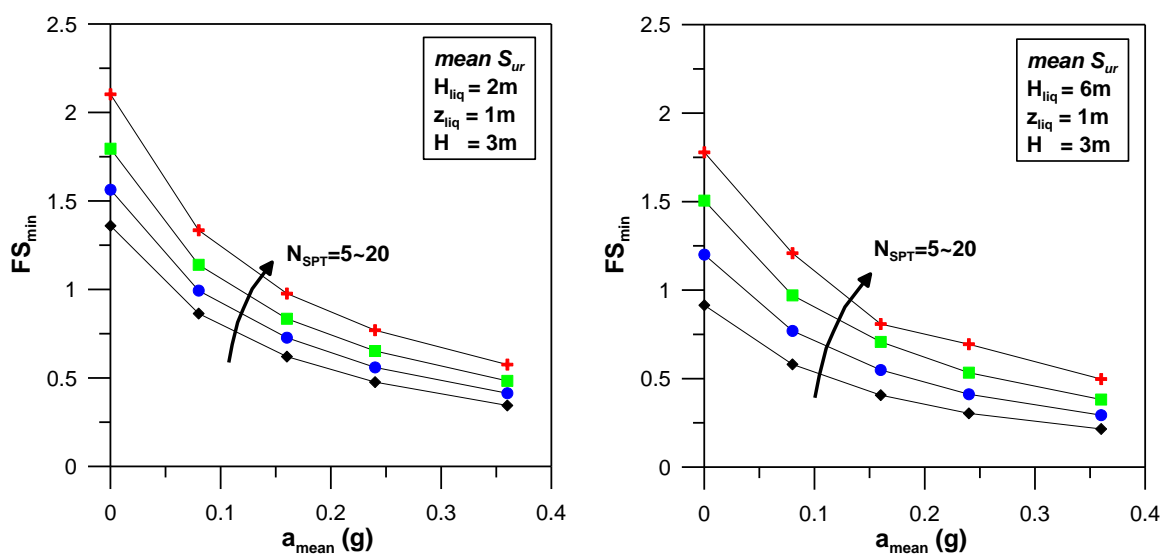


Σχήμα 4.7 Επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του S_{ur} (mean/lower) στη μετατόπιση δ_{max} , για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2 και 6m.

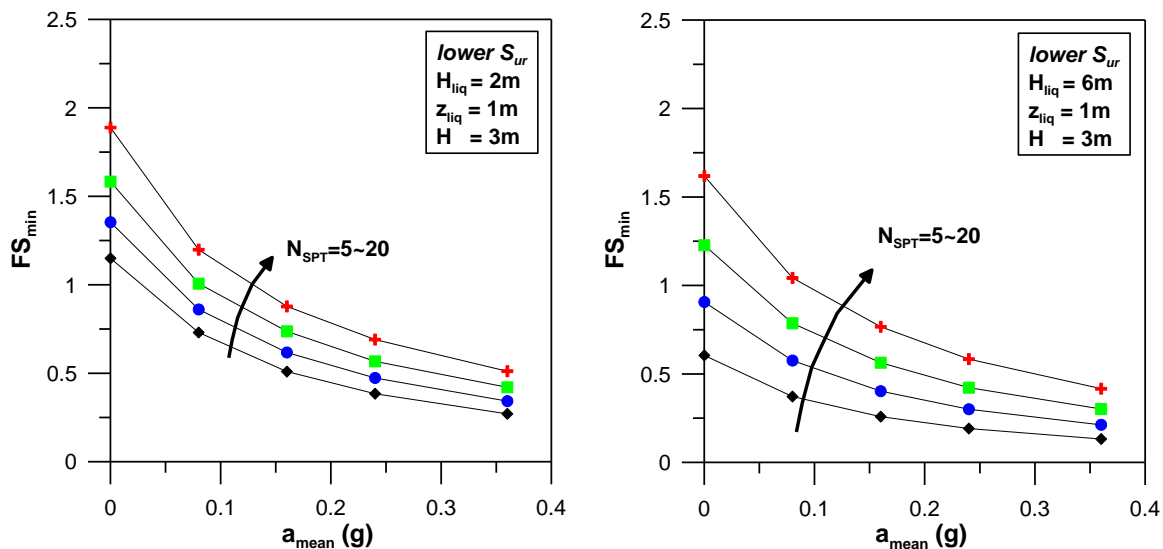
4.3 Επίδραση Παραμέτρων Στον Ελάχιστο Συντελεστή Ασφαλείας (FS_{min})

Στα διαγράμματα των Σχημάτων 4.8-4.9 απεικονίζεται η επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του αριθμού κτύπων SPT στον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS_{min} για τη μέση και δυσμενέστερη περίπτωση S_{ur} (mean και lower) αντίστοιχα.

Γίνεται εμφανής η αναμενόμενη μείωση του συντελεστή ασφαλείας FS_{min} με την αύξηση της επιτάχυνσης, για όλες τις τιμές του αριθμού κτύπων SPT. Με την αύξηση του αριθμού κρούσεων παρατηρείται ότι οι καμπύλες του συντελεστή ασφαλείας FS_{min} μετατοπίζονται προς τα πάνω, δηλαδή προς ασφαλέστερες τιμές, γεγονός που επίσης αναμενόταν. Επιπροσθέτως οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας FS_{min} για το μεγαλύτερο βάθος της ρευστοποιημένης στρώσης ($z_{liq}=6m$) είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες για $z_{liq}=2m$, επιβεβαιώνοντας έτσι την υπόθεση ότι η αύξηση του πάχους της ρευστοποιημένης στρώσης έχει δυσμενή επιρροή στην ασφάλεια του πρανούς. Συγκεκριμένα στη μέση περίπτωση S_{ur} (mean) και για $N_{SPT}=15$ ο συντελεστής ασφαλείας για μηδενική επιτάχυνση είναι 1.84 για $z_{liq}=6m$, ενώ ο αντίστοιχος συντελεστής για $z_{liq}=2m$ μειώνεται στο 1.55. Τέλος οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean) είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες τιμές για τη δυσμενέστερη περίπτωση (lower).



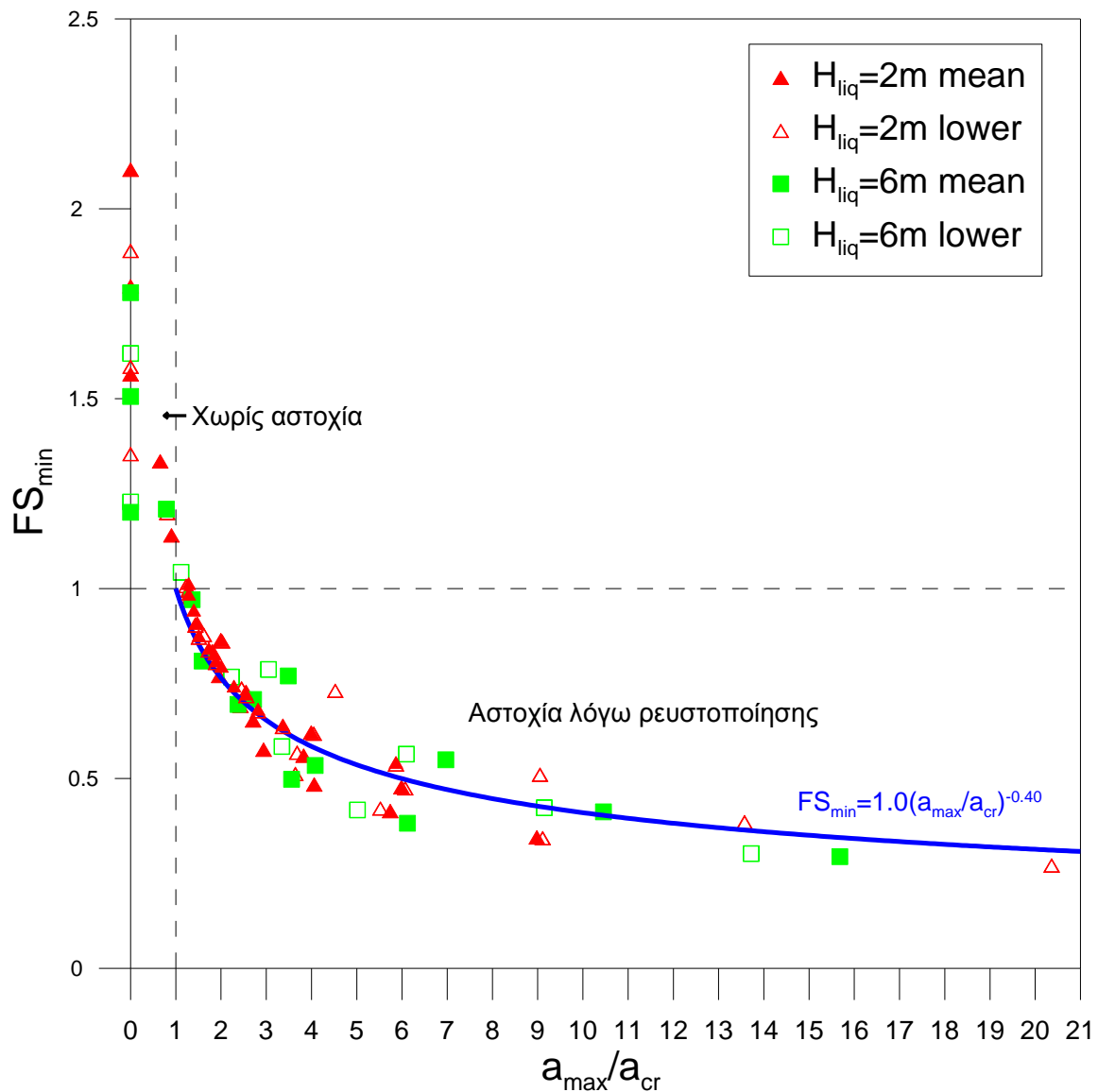
Σχήμα 4.8 Επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του N_{SPT} στον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS_{min} , για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2m και 6m, για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean).



Σχήμα 4.9 Επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του N_{SPT} στον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS_{min} , για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2m και 6m, για τη δυσμενέστερη περίπτωση S_{ur} (lower).

Στο Σχήμα 4.10 εξετάζεται η αντιστοιχία μεταξύ του αντίστροφου του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας FS_{min} και του λόγου $a_{\text{max}}/a_{\text{cr}}$. Παρατηρούμε ότι τα δύο μεγέθη εμφανίζουν μια αρκετά καλή συσχέτιση, σχηματίζοντας μια φθίνουσα καμπύλη, δηλαδή, όπως αναμενόταν, με την αύξηση της επιτάχυνσης a_{max} ο συντελεστής ασφαλείας FS_{min} μειώνεται. Επιπλέον, φαίνεται καθαρά ότι οι δύο λόγοι εξισώνονται για τιμή ίση με τη μονάδα ($FS_{\text{min}} = a_{\text{max}}/a_{\text{cr}} = 1$), πράγμα επίσης αναμενόμενο, και καταδεικνύει ότι όταν η επιβαλλόμενη επιτάχυνση a_{max} γίνεται ίση με την a_{cr} , τότε ο συντελεστής ασφαλείας FS_{min} ισούται με μονάδα και εκδηλώνεται η αστοχία. Τα δυο μεγέθη φαίνεται να ακολουθούν την εξίσωση,

$$FS_{\text{min}} = 1.0 (a_{\text{max}}/a_{\text{cr}})^{-0.40} \quad (4.1)$$

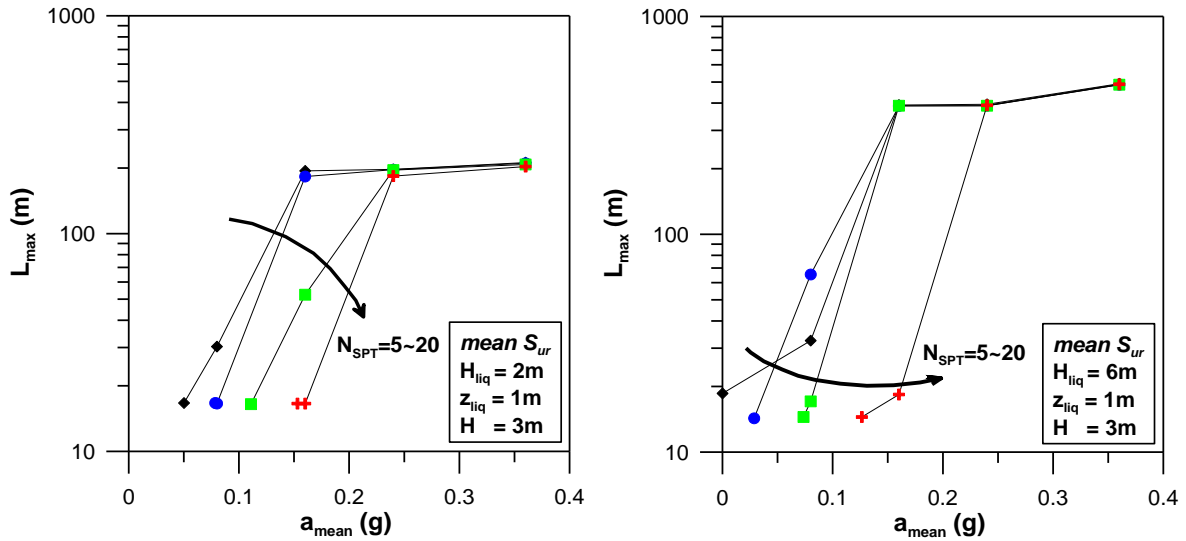


Σχήμα 4.10 Σύγκριση μεταξύ του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας FS_{min} και του λόγου a_{max}/a_{cr} .

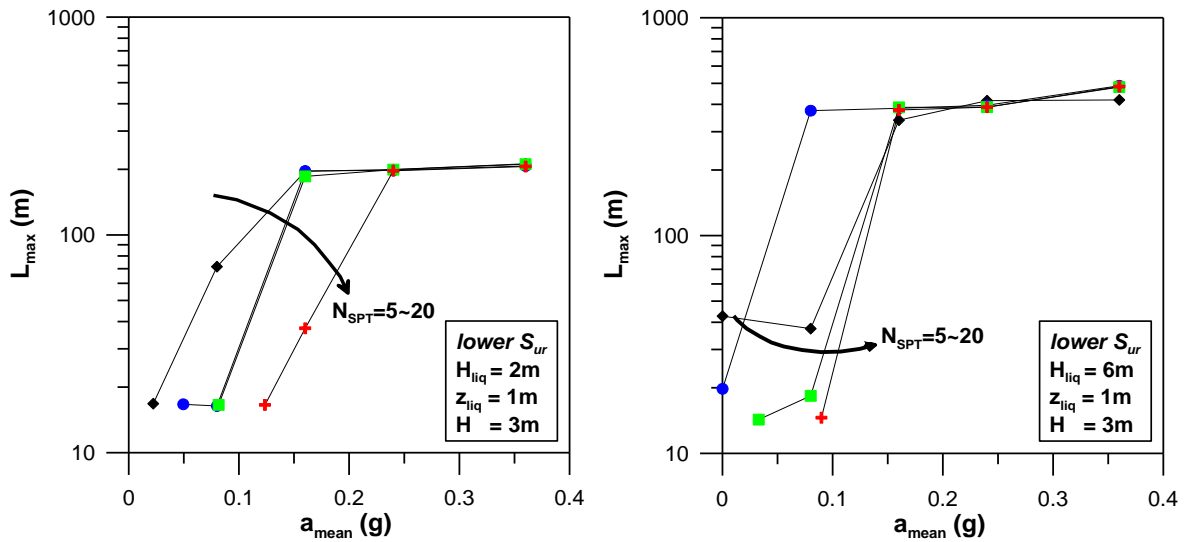
4.4 Επίδραση Παραμέτρων Στη Μέγιστη Απόσταση Επιρροής (L_{max})

Από την εξέταση των Σχημάτων 4.11 και 4.12 διαπιστώνεται πως η απόσταση που εκτείνεται η αστοχία πίσω από τη κορυφή του πρανούς L_{max} , παρουσιάζει σε όλες τις περιπτώσεις μια απότομη αύξηση με την αύξηση της επιτάχυνσης και σταθεροποιείται για μεγαλύτερες τιμές της επιτάχυνσης σε μια τιμή περίπου 200m για $z_{liq}=2m$ και περίπου 400m για $z_{liq}=6m$. Φαίνεται λοιπόν ότι έχει βρεθεί μία μέγιστη τιμή του μήκους επιρροής της οριζόντιας εξάπλωσης λόγω της ύπαρξης αναβαθμού. Η συμπεριφορά αυτή μπορεί να οφείλεται στο γεγονός ότι η ύπαρξη του αναβαθμού επηρεάζει το τασικό πεδίο του τμήματος του εδάφους

που είναι κοντά του, ενώ το υπόλοιπο τμήμα του εδάφους διατηρεί ομοιόμορφο τασικό πεδίο (ελεύθερο πεδίο). Έτσι στο έδαφος που είναι εκτός της επιρροής του αναβαθμού δεν εκδηλώνεται διατμητική αστοχία, άσχετα από το μέγεθος της επιτάχυνσης.

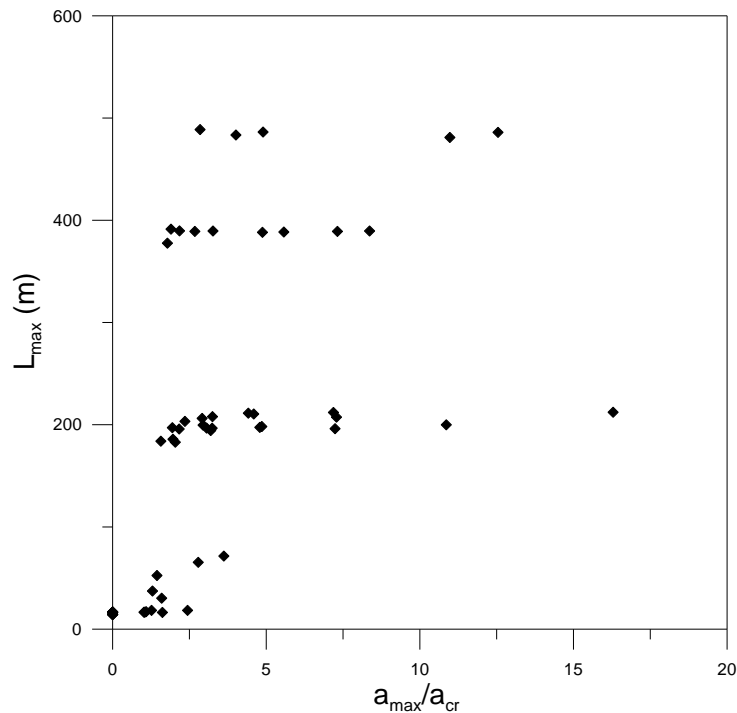


Σχήμα 4.11 Επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του N_{SPT} στην απόσταση L_{max} , για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2m και 6m, για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean).



Σχήμα 4.12 Επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του N_{SPT} στην απόσταση L_{max} , για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2m και 6m, για τη δυσμενέστερη περίπτωση S_{ur} (lower).

Στο Σχήμα 4.13 επιχειρείται η συσχέτιση του μήκους L_{max} με τον λόγο a_{max}/a_{cr} όπου φαίνεται ότι δεν είναι δυνατό να καθοριστεί κάποια συσχέτιση μεταξύ των δυο μεγεθών. Γίνεται ωστόσο εμφανές αυτό που σχολιάζεται και πιο πάνω, ότι δηλαδή οι περισσότερες τιμές του L_{max} συγκεντρώνονται στις τιμές 200 και 400 m, που αντιστοιχούν στη περίπτωση lower και mean αντίστοιχα.



Σχήμα 4.13 Επίδραση του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας FS_{min} στο κανονικοποιημένο μήκος έκτασης της αστοχίας πίσω από τη κεφαλή του πρανούς L_{max}/N_{SPT} .

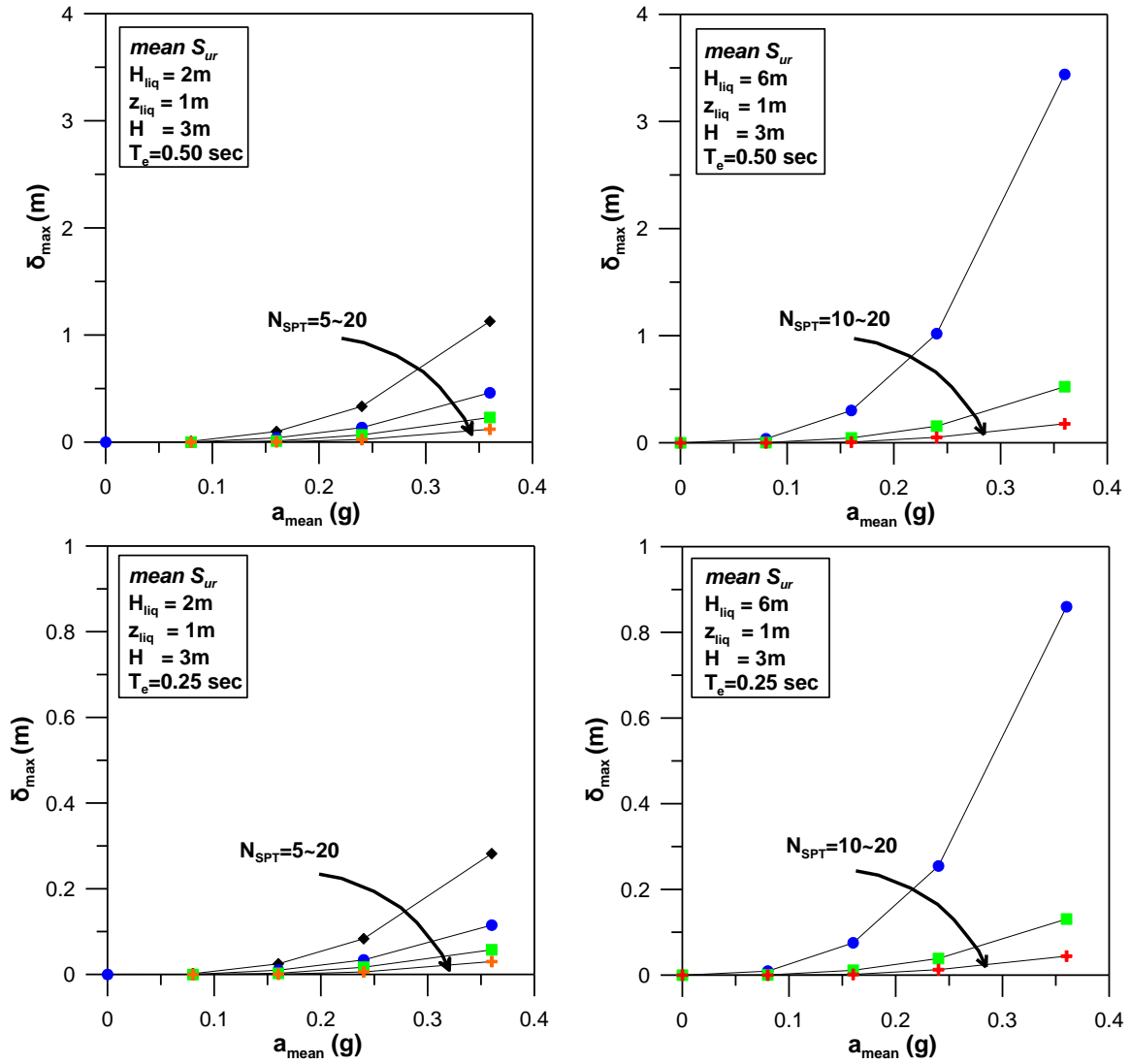
Αξίζει να σημειωθεί, ότι η (υποχρεωτική) κυκλική μορφή αστοχίας που χρησιμοποιήθηκε, εν γένει δίνει μεγάλες αποστάσεις από τη κεφαλή του πρανούς, σε αντίθεση με τις αστοχίες σύνθετης γεωμετρίας. Συνεπώς τα πιο πάνω αποτελέσματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο ως άνω όριο και για την μελέτη των παραμέτρων που επηρεάζουν το πρόβλημα. Η ορθότητά τους πρέπει επαληθευτεί, συγκρίνοντάς τα με αποτελέσματα ψευδοστατικών αναλύσεων με μη-κυκλικές μορφές αστοχίας, με πιο σοφιστεμένες αριθμητικές αναλύσεις και με ιστορικά περιστατικά.

4.5 Επίδραση Παραμέτρων Στη Μέγιστη Οριζόντια Μετατόπιση (δ_{max})

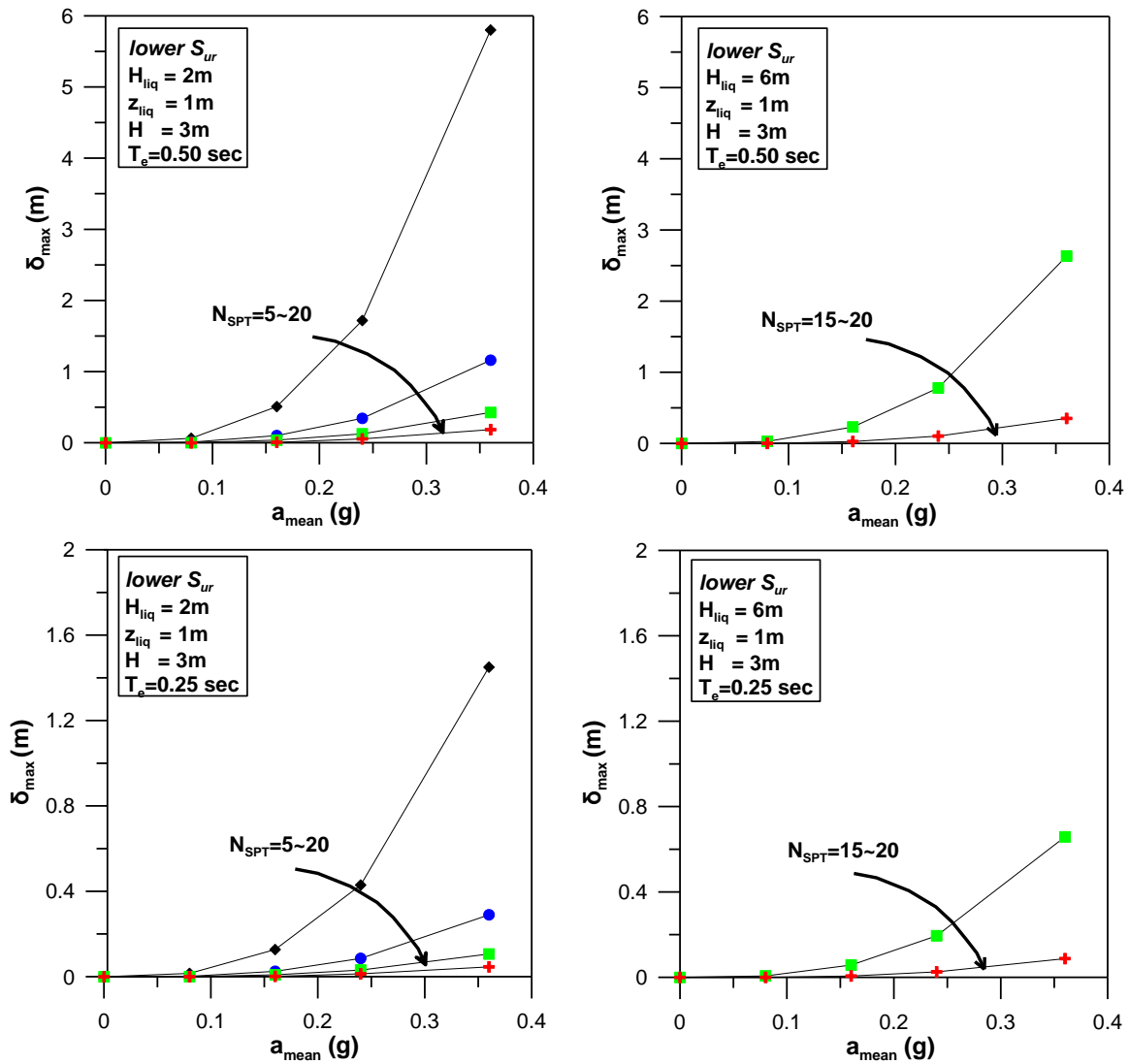
Όσον αφορά στα διαγράμματα της μέγιστης μετατόπισης δ_{max} , είναι αδύνατο να εφαρμοστεί η ανάλυση ολισθαίνοντος σώματος για N_{SPT} ίσο με 5 για τη μέση περίπτωση (mean) και για N_{SPT} ίσο με 5 και 10 για τη δυσμενέστερη περίπτωση (lower). Ως εκ τούτου δεν εμφανίζονται τα διαγράμματα δ_{max} των πιο πάνω περιπτώσεων.

Τα διαγράμματα του Σχήματος 4.14 περιγράφουν την επίδραση στη μετατόπιση των παραμέτρων a_{mean} , H_{liq} , N_{SPT} , T_e για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean), ενώ στο Σχήμα 4.15 τα αντίστοιχα για τη δυσμενέστερη περίπτωση S_{ur} (lower). Τα πρώτα δυο διαγράμματα από κάθε τετράδα διαγραμμάτων, αντιστοιχεί στις μετατοπίσεις που υπολογίστηκαν για σεισμό με περίοδο $T_e=0.50sec$, ενώ τα άλλα δυο στις μετατοπίσεις που υπολογίστηκαν για σεισμό με περίοδο $T_e=0.25sec$.

Η μετατόπιση δ_{max} παρουσιάζει γενικά αύξηση με την αύξηση της επιτάχυνσης. Για αυξανόμενες τιμές του αριθμού κτύπων N_{SPT} οι αντίστοιχες τιμές της μετατόπισης μειώνονται. Επίσης για πάχος ρευστοποιημένης στρώσης $z_{liq}=6m$, οι προβλεπόμενες τιμές της μετατόπισης είναι αισθητά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες με $z_{liq}=2m$. Συγκεκριμένα για $T_e=0.50sec$ και $N_{SPT}=15$ στη δυσμενέστερη περίπτωση (lower) για επιτάχυνση $a_{mean}=0.24$ προκύπτει $\delta_{max}=0.11m$ για $z_{liq}=2m$, ενώ για $z_{liq}=6m$ η αντίστοιχη τιμή είναι $\delta_{max}=0.59m$. Με τη μείωση της περιόδου T_e από 0.50 σε 0.25sec παρατηρείται αισθητή αύξηση των αντίστοιχων μετατοπίσεων. Τέλος οι τιμές της μετατόπισης για τη μέση περίπτωση (mean) παρουσιάζουν μείωση σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές για τη δυσμενέστερη περίπτωση (lower).

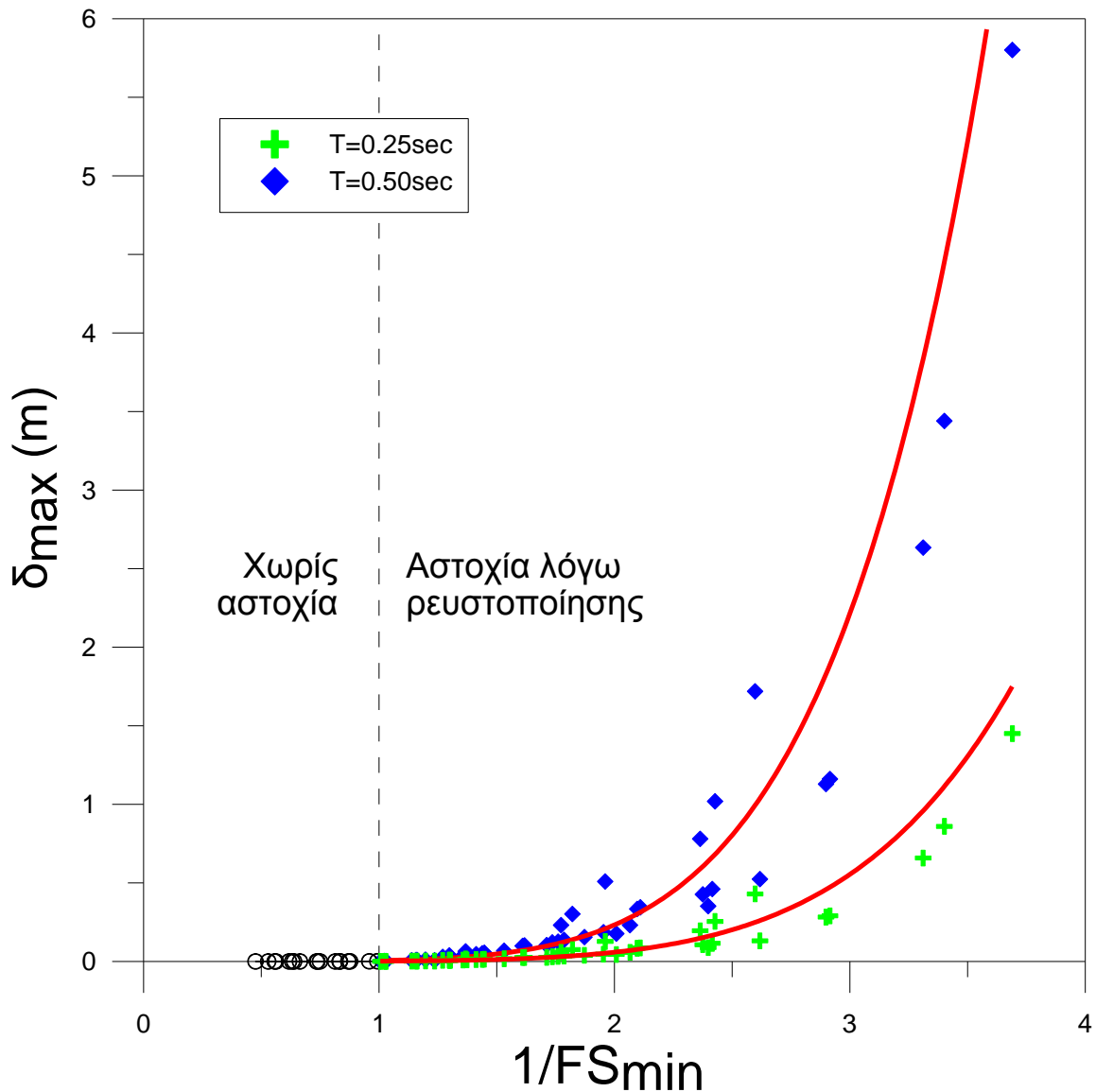


Σχήμα 4.14 Επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του N_{SPT} στη μετατόπιση δ_{max} , για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2m και 6m, για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean).



Σχήμα 4.15 Επίδραση της μέσης επιτάχυνσης a_{mean} και του N_{SPT} στη μετατόπιση δ_{max} , για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 2m και 6m, για τη δυσμενέστερη περίπτωση S_{ur} (lower).

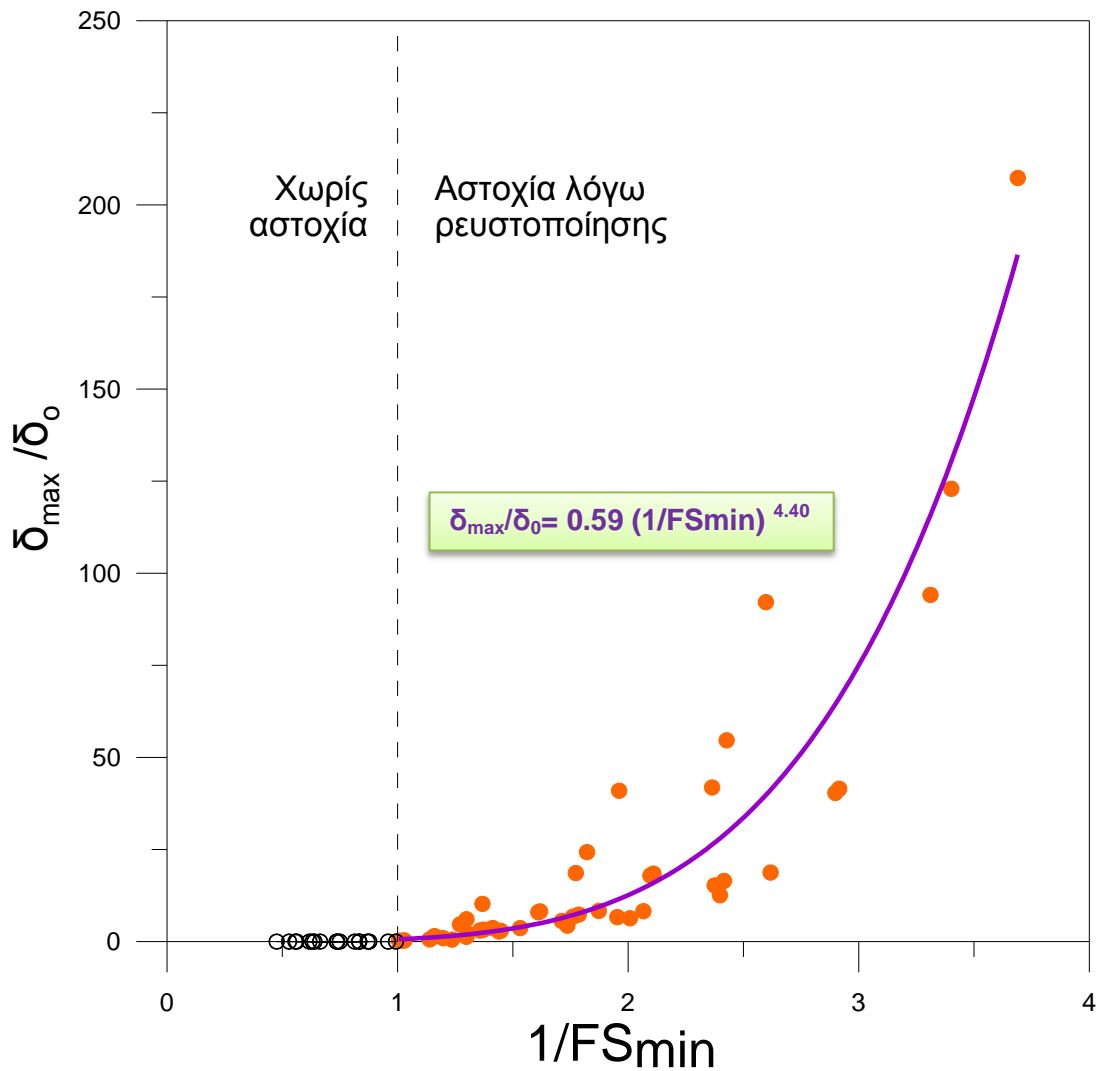
Στη συνέχεια στο Σχήμα 4.16 επιχειρείται η συσχέτιση της μετατόπισης δ_{max} που προκύπτει για τις δύο τιμές περιόδου T_e (0.50 και 0.25sec) με το αντίστροφο του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας $1/FS_{min}$. Τα δύο μεγέθη παρουσιάζουν ικανοποιητική συσχέτιση καμπύλης μορφής, με τη μετατόπιση να αυξάνεται με την αύξηση του αντιστρόφου του συντελεστή ασφαλείας. Με την αύξηση της περιόδου η καμπύλη μετατοπίζεται προς τα αριστερά. Παρατηρείται ότι για $\delta_{max}=0$ το αντίστροφο του συντελεστή ασφαλείας είναι μικρότερο της μονάδας, γεγονός που δηλώνει ότι δεν έχει εκδηλωθεί αστοχία.



Σχήμα 4.16 Σύγκριση μεταξύ του αντίστροφου του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας $1/FS_{min}$ και της μετατόπισης δ_{max} .

Με σκοπό την απαλοιφή της επίδρασης της περιόδου T_e , η μετατόπιση δ_{max} κανονικοποιείται με το μέγεθος $\delta_0 = V_{max}^2/a_{max}$, βασική παράμετρο της μεθόδου Newmark για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων και το αποτέλεσμα αποτυπώνεται στο διάγραμμα του Σχήματος 4.17, όπου φαίνεται ότι οι δύο αρχικές καμπύλες κανονικοποιούνται σε λογαριθμική κλίμακα σε ευθεία. Η σχέση που συνδέει τα δυο μεγέθη είναι:

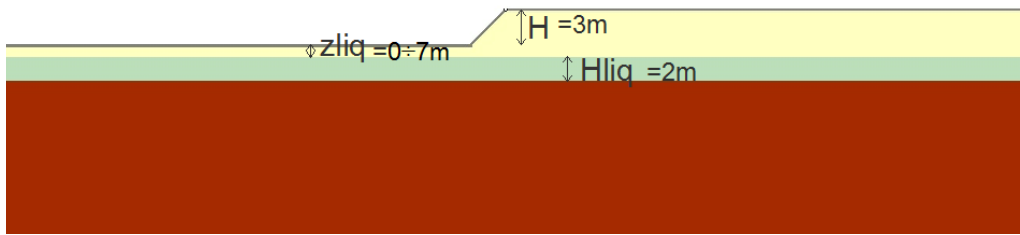
$$\delta_{max}/\delta_0 = 0.59 (1/FS_{min})^{4.40} \quad (4.2)$$



Σχήμα 4.17 Συσχέτιση του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας FS_{\min} με τη κανονικοποιημένη μετατόπιση δ_{\max}/δ_0 , όπου $(\delta_0 = V_{\max}^2/a_{\max})$.

4.6 Επιρροή Βάθους Ρευστοποιημένης Στρώσης

Για την εκτίμηση της επιρροής του βάθους της ρευστοποιημένης στρώσης z_{liq} στο συντελεστή ασφαλείας, στο μήκος της απόστασης L_{\max} και στη μέγιστη παραμένουσα μετατόπιση πραγματοποιήθηκαν οκτώ (8) επιπλέον ψευδοστατικές αναλύσεις. Επιλέχθηκε ρευστοποιήσιμο έδαφος με $N_{SPT}=10$, που για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean), αντιστοιχεί με βάση την Σχέση 3.10 σε έδαφος με γωνία διατμητικής αντοχής ίση με 5.2° , ενώ η επιβαλλόμενη σεισμική επιτάχυνση θεωρήθηκε ίση με $0.16g$. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.18, το πάχος της ρευστοποιημένης στρώσης επιλέχθηκε ίσο με 2m και το βάθος z_{liq} στο οποίο βρίσκεται η εν λόγω στρώση έλαβε τις τιμές 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6 και 7m.



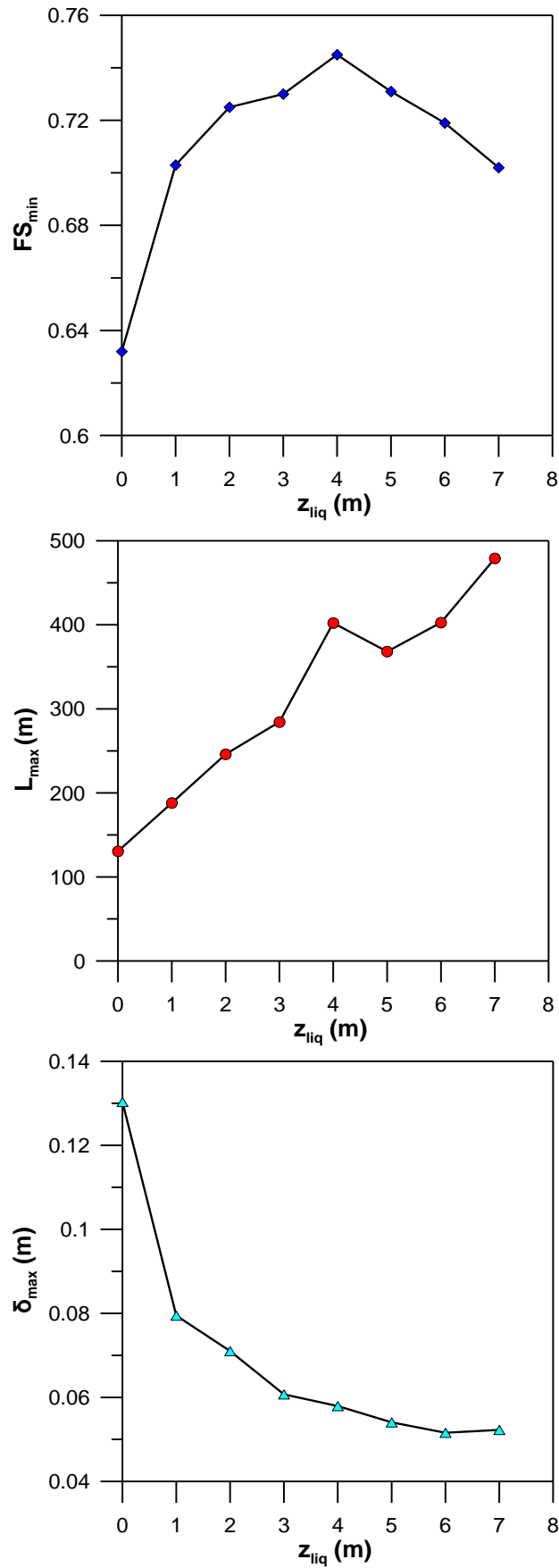
Σχήμα 4.18 Γεωμετρία των ψευδοστατικών αναλύσεων της παραγράφου αυτής. Με κίτρινο χρώμα το επιφανειακό στρώμα άργιλου, με πράσινο χρώμα το ρευστοποιήσιμο στρώμα πάχους 2m.

Η άργιλος του επιφανειακού στρώματος, όπως και όλες οι υπόλοιπες γεωμετρικές και γεωτεχνικές παράμετροι, ελήφθη όπως στη προηγούμενη ομάδα ψευδοστατικών αναλύσεων, δηλαδή υπό αστράγγιστες συνθήκες με σταθερό $C_u=20$ kPa και ειδικό βάρος $\gamma_{clay}=20$ kN/m³.

Επίσης για κάθε μια από τις πιο πάνω περιπτώσεις έγινε και ανάλυση τύπου Newmark για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων με περίοδο σεισμού $T_e=0.50$ sec.

Τα αποτελέσματα της συμπληρωματικής ομάδας αναλύσεων παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.19 με τη μορφή διαγραμμάτων του ελάχιστου συντελεστή ασφάλειας FS_{min} , του μήκους έκτασης της αστοχίας σε πλευρική εξάπλωση L_{max} και της μέγιστης μετατόπισης δ_{max} , συναρτήσει του βάθους της ρευστοποιήσιμης στρώσης z_{liq} .

Τα αποτελέσματα αυτής της ομάδας αναλύσεων δε μπορούν να κριθούν ικανοποιητικά καθότι, όπως φαίνεται στο πρώτο διάγραμμα του Σχήματος 4.19, ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας φαίνεται να μειώνεται με την αύξηση του βάθους της ρευστοποιήσιμης στρώσης πάχους 2m. Το γεγονός αυτό αντιβαίνει στην εύλογη υπόθεση, ότι όσο η ρευστοποιήσιμη ζώνη μετατοπίζεται προς τα κάτω, η επιρροή αυτής στο πρηνές μειώνεται, άρα το πρηνές βαίνει σε ασφαλέστερη κατάσταση. Εκτιμάται πως η μη αποδεκτή αυτή συμπεριφορά οφείλεται στο γεγονός ότι οι ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων που έχουν επιλεγθεί δεν ανταποκρίνονται στη συμπεριφορά του φυσικού εδάφους. Συγκεκριμένα σχετικά με την άργιλο του επιφανειακού στρώματος η παραδοχή ότι το στρώμα αυτό έχει σταθερή αντοχή $C_u=20$ kPa σε όλο το πάχος του κρίνεται εσφαλμένη και εκτιμάται ότι η παραδοχή αυτή δίνει στην άργιλο μικρότερη αντοχή από τη πραγματική, με αποτέλεσμα η άργιλος για μεγάλα βάθη (>4m) να γίνεται η κρίσιμη και η αστοχία να οδηγείται στην άργιλο και όχι στο ρευστοποιημένο στρώμα.



Σχήμα 4.19 Επίδραση του βάθους της ρευστοποιήσιμης στρώσης z_{liq} στον ελάχιστο συντελεστή ασφάλειας FS_{min} , στο μήκος έκτασης της στοχίας L_{max} και στη μέγιστη μετατόπιση δ_{max} , για $H_{liq}=2m$, $N_{SPT}=10$ και $a_{mean}=0.16 g$ (C_u σταθερό).

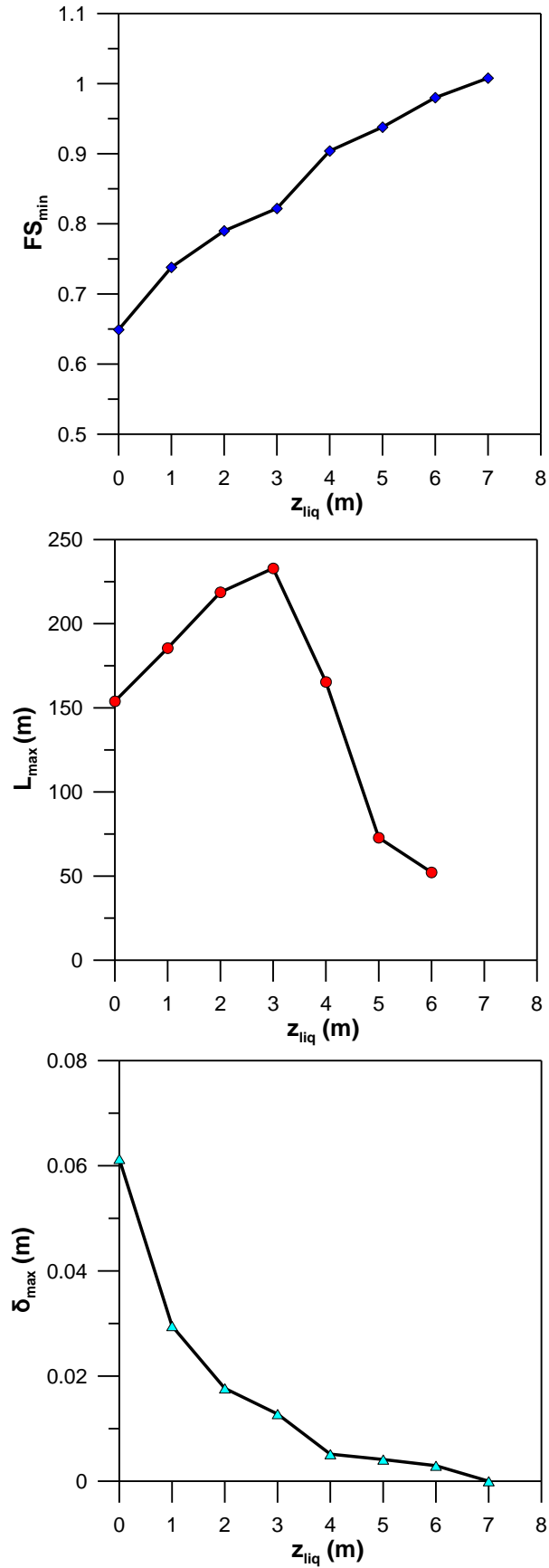
Στη συνέχεια επιχειρείται η αντιμετώπιση της αδυναμίας αυτής με την εκτέλεση νέας ομάδας οκτώ (8) αντίστοιχων ψευδοστατικών αναλύσεων, στις οποίες όμως η άργιλος του επιφανειακού στρώματος δεν έχει σταθερή αστράγγιστη διατμητική αντοχή, αλλά μεταβαλλόμενη γραμμικά με το βάθος. Συγκεκριμένα θεωρήθηκε ότι η άργιλος είναι προφορτισμένη επιφανειακά και κατά συνέπεια η αστράγγιστη διατμητική αντοχή C_u είναι σταθερή και ίση με 20 kPa για το τμήμα από τη κορυφή του πρανούς μέχρι και 1m κάτω από τον πόδα του πρανούς, ενώ είναι κανονικά φορτισμένη σε μεγαλύτερα βάθη με την αντοχή C_u να αυξάνεται κατά 5 kPa ανά τρέχον μέτρο.

Στο Σχήμα 4.20 φαίνονται τα αντίστοιχα διαγράμματα για τις αναλύσεις αυτές. Είναι εμφανές ότι ο συντελεστής ασφαλείας αυξάνεται συνεχώς με την αύξηση του βάθους, δηλαδή η επίδραση της ρευστοποιημένης ζώνης στην ασφάλεια του πρανούς μειώνεται με το βάθος, πράγμα που είναι αποδεκτό. Άρα οι αναλύσεις αυτές μπορούν να προσεγγίσουν το φαινόμενο της πλευρικής εξάπλωσης.

Το μήκος έκτασης της αστοχίας L_{max} αυξάνεται για βάθος από μέχρι τα 3m, όπου παρουσιάζει μέγιστο περίπου στα 230m και στη συνέχεια μειώνεται μέχρι που μηδενίζεται για βάθος 7m, όπου ο συντελεστής ασφαλείας γίνεται μεγαλύτερος από μονάδα, δηλαδή δεν εκδηλώνεται πλευρική εξάπλωση. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η εκτίμηση του L_{max} γίνεται μόνο με κυκλικές μορφές αστοχίας που δεν ανταποκρίνονται απόλυτα στις μορφές αστοχίας που εμφανίζονται στο πεδίο, και κατά συνέπεια χρήζει περισσότερης διερεύνησης με χρήση και μη-κυκλικών μορφών αστοχίας. Σε αυτό το γεγονός πιθανολογείται ότι οφείλεται και η αρχική αύξηση που παρουσιάζει το L_{max} με την αύξηση του βάθους του ρευστοποιημένου στρώματος, εφόσον, λόγω της υποχρεωτικής χρήσης κυκλικών αστοχιών, για να διέρχονται οι κύκλοι από τη στρώση που πλέον βρίσκεται σε μεγαλύτερο βάθος, αυξάνεται η ακτίνα τους και το κέντρο μετατοπίζεται προς τα πάνω, ενώ στη συνέχεια, όταν βαθαίνει περαιτέρω η ρευστοποιημένη στρώση, για να μπορεί ακόμα να περνάει από αυτή ο κύκλος αστοχίας, το κέντρο μετατοπίζεται πιο μπροστά με αποτέλεσμα να μειώνεται το L_{max} .

Οι αναπτυσσόμενες μετατοπίσεις δ_{max} εμφανίζουν μέγιστο, όπως αναμενόταν για $z_{liq}=0m$ και στη συνέχεια παρουσιάζουν μείωση μέχρι που μηδενίζονται για $z_{liq}=7m$ όπου δεν έχουμε αστοχία.

Σε επόμενο κεφάλαιο, η επίδραση του βάθους της ρευστοποιήσιμης ζώνης Z_{liq} στα μεγέθη δ_{max} και L_{max} όπως προκύπτει από τη πιο πάνω ψευδοστατική ανάλυση, θα συγκριθεί με τα αποτελέσματα πλήρως συζευγμένων αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό Itasca FLAC 2D.



Σχήμα 4.20 Επίδραση του βάθους της ρευστοποιήσιμης στρώσης z_{liq} στον ελάχιστο συντελεστή ασφάλειας FS_{min} , στο μήκος έκτασης της αστοχίας L_{max} και στη μέγιστη μετατόπιση δ_{max} , για $H_{liq}=2m$, $N_{SPT}=10$ και $a_{mean}=0.16 g$. (C_u αυξανόμενο με το βάθος)

5. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ ΣΧΕΣΕΙΣ

5.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται σύγκριση των μετατοπίσεων της ανάλυσης ολισθαίνοντος σώματος τύπου Newmark, που προέκυψαν για τις δυο τιμές της περιόδου T_e 0.50 και 0.25 sec, με τις μετατοπίσεις που προβλέπουν οι εμπειρικές σχέσεις των Youd et al. (2002) και Valsamis et al. (2010).

Οι εμπειρικές σχέσεις θα εφαρμοστούν για τιμές της επιβαλλόμενης μέσης επιτάχυνσης $a_{mean}=(0.08, 0.16, 0.24, 0.36)$, που αντιστοιχούν όπως έχει αναφερθεί σε μέγιστη σεισμική επιτάχυνση $a_{max}=(0.10, 0.20, 0.30, 0.45)$.

5.2 Σύγκριση με Youd et al. (2002)

Για την εφαρμογή της σεισμολογικής σχέσης των Youd et al. (2002), είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του μεγέθους M της σεισμικής διέγερσης και της επικεντρικής απόστασης R . Οι επικρατούσες περίοδοι που επιλέγηκαν ($T=0.25$ & 0.50 sec) θεωρούνται αντιπροσωπευτικές για σχετικά μικρούς σεισμούς οπότε και θεωρήθηκε ότι αντιστοιχούν σε μέγεθος σεισμού $M=6$ Richter. Στη συνέχεια η απόσταση R υπολογίστηκε από τη σχέση των Sabetta & Pugliese (1987),

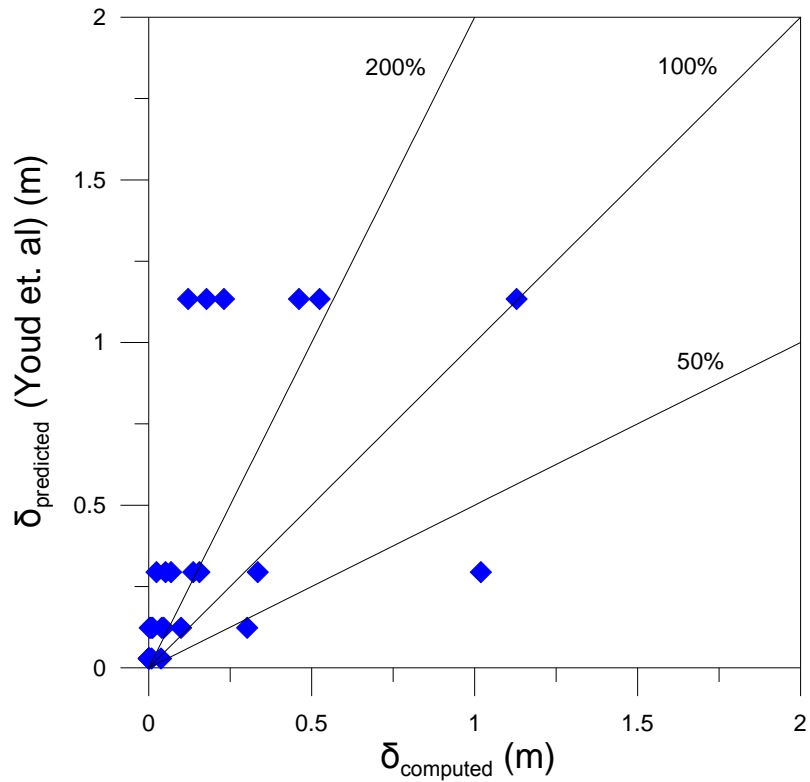
$$\log a_{max} = 0.31M_S - \log[R^2 + 5.8^2]^{0.5} + 0.17S - 1.56 \quad (5.1)$$

όπου S σταθερά, που για περίπτωση εδάφους ισούται με τη μονάδα.

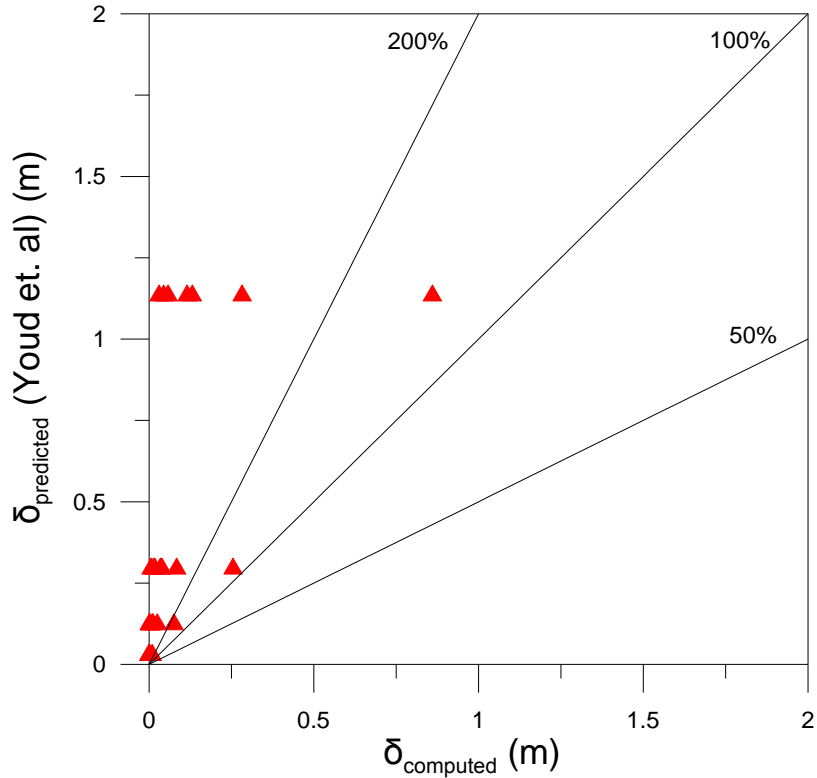
Έτσι για τις πιο πάνω τιμές $a_{max}=(0.10, 0.20, 0.30, 0.45)$, προκύπτει αντίστοιχο R 28.90, 13.60, 7.90 και 3.10 km.

Η κλίση w θεωρείται ίση με τη κλίση του πρανούς, λόγω του ότι εκεί εμφανίζονται οι μέγιστες μετατοπίσεις, άρα $w=100\%$. Το πάχος T_{15} λαμβάνεται ίσο με το πάχος του ρευστοποιήσιμου εδάφους H_{liq} .

Επίσης γίνεται η παραδοχή ότι η μέση διάμετρος των κόκκων είναι $D_{50}=0.4$ mm και ότι το ποσοστό λεπτόκοκκων είναι ίσο με $FC=1\%$.



Σχήμα 5.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων της ανάλυσης τύπου Newmark για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean) και για $T_e=0.50\text{sec}$, με τις προβλεπόμενες μετατοπίσεις από τη σχέση των Youd et al. (2002).



Σχήμα 5.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων της ανάλυσης τύπου Newmark για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean) και για $T_e=0.25\text{sec}$, με τις προβλεπόμενες μετατοπίσεις από τη σχέση των Youd et al. (2002).

Στα Σχήματα 5.1 και 5.2 φαίνεται ότι η σχέση των Youd et al. (2002) προβλέπει γενικά τιμές μεγαλύτερες, περίπου κατά 100%, από τις τιμές που υπολογίστηκαν με τις αναλύσεις τύπου Newmark. Βέβαια για την εφαρμογή της σχέσης των Youd et. al (2002) έχουν γίνει μια σειρά από παραδοχές, στις οποίες είναι πιθανό να οφείλεται η απόκλιση της από τις αναλύσεις τύπου Newmark.

5.3 Σύγκριση με Valsamis et al. (2010)

Για τη χρήση της γεωτεχνικής σχέσης που προτείνουν οι Valsamis et al. (2010) είναι αναγκαία η εκτίμηση των μεγεθών του ποσοστού λεπτόκοκκων FC και του μέσου μεγέθους κόκκου D_{5015} . Θεωρείται $FC=1\%$ και $D_{5015}=0.4\text{mm}$.

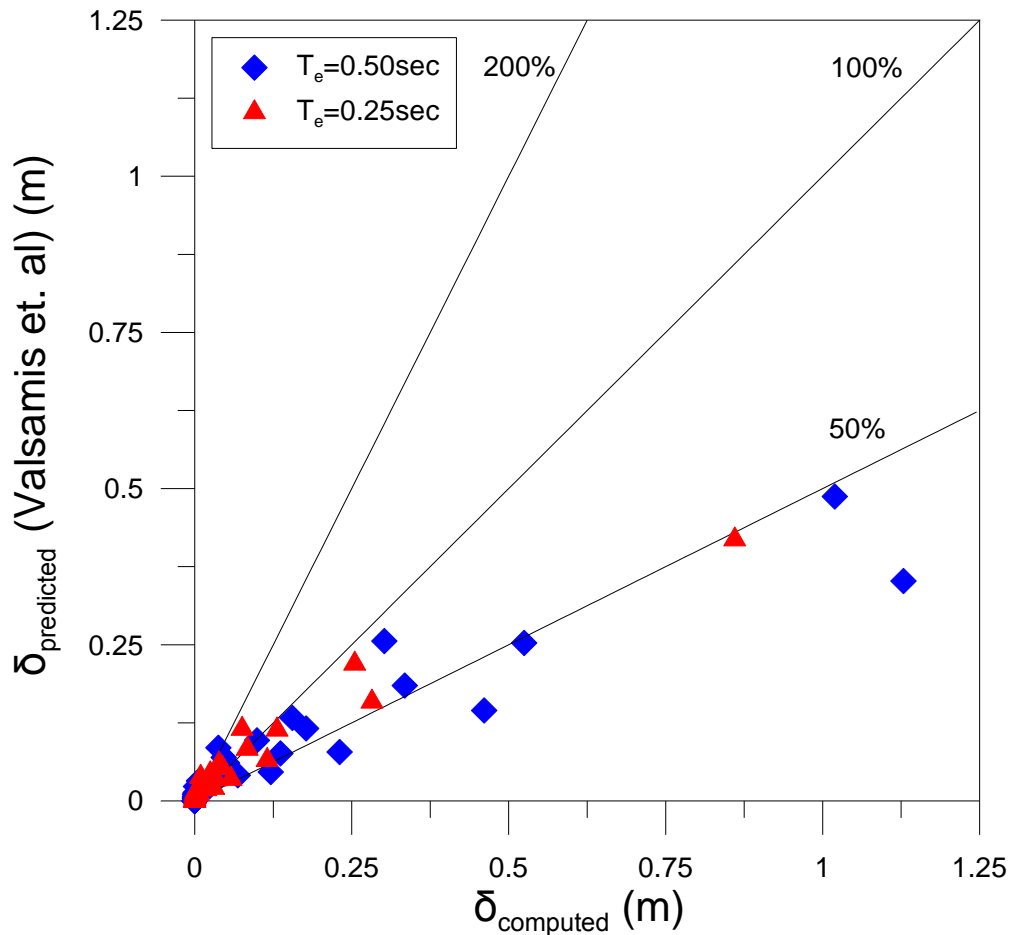
Το ύψος του αναβαθμού ισούται με $H_{\text{face}}=3\text{m}$ και το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης είναι $H_{\text{liq}}=2$ και 6m . Ο αριθμός κτύπων N_{SPT} παίρνει τις τιμές 5, 10, 15 και 20. Επίσης ο λόγος W ισούται με τη κλίση του πρανούς, όπου εκδηλώνονται και οι μέγιστες μετατοπίσεις, άρα $W=1$.

Λόγω του ότι ο Newmark στην ανάλυση του αναφέρεται σε διέγερση με αριθμό κύκλων ίσο με $a_{\text{max}}/a_{\text{cr}}$, για να εξασφαλιστεί αντιστοιχία μεταξύ των δύο μεθοδολογιών, κατά την εφαρμογή της σχέσης των Valsamis et al. (2010), η χρονική διάρκεια του σεισμού λαμβάνεται ίση με

$$T_d = a \left(\frac{a_{\text{max}}}{a_{\text{cr}}} \right) T_e \quad (5.2)$$

όπου a αυξητικός συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 2.0, που σημαίνει ότι θεωρείται διάρκεια σεισμού διπλάσια από τη διάρκεια των κύριων κύκλων του σεισμού.

Στο Σχήμα 5.3 εμφανίζεται η σύγκριση των τιμών της μεθοδολογίας Newmark με τις τιμές της σχέσης των Valsamis et al. (2010), για περιόδους $T_e=0.25\text{sec}$ και $T_e=0.50\text{sec}$.



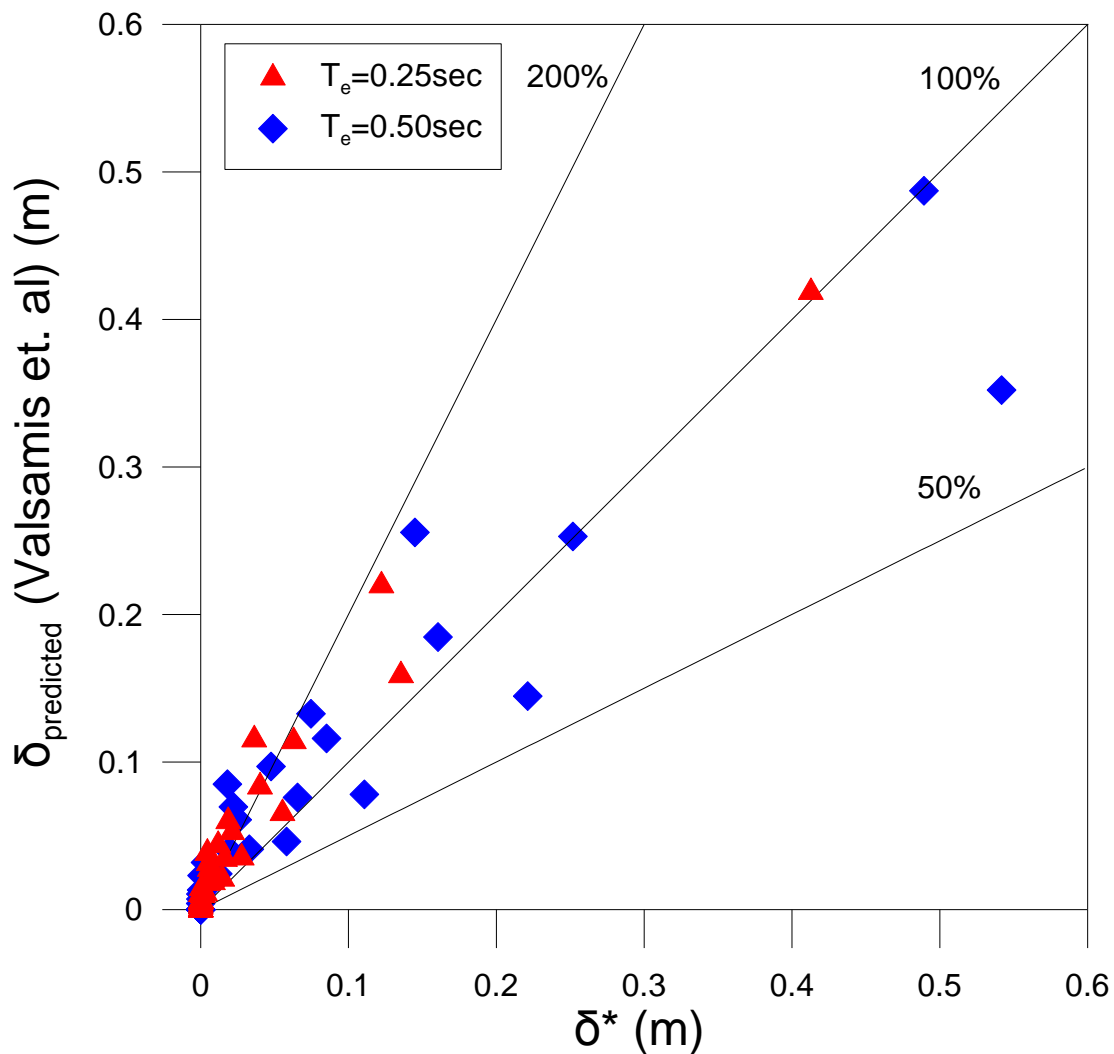
Σχήμα 5.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων της ανάλυσης τύπου Newmark για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean) με τις προβλεπόμενες μετατοπίσεις της σχέσης των Valsamis et al. (2010),

Από το διάγραμμα αυτό γίνεται εμφανές ότι η μεθοδολογία Newmark υπολογίζει ελαφρώς μεγαλύτερες μετατοπίσεις από αυτές που προβλέπει η σχέση των Valsamis et. al.. Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο, καθώς η σχέση του Newmark έχει προκύψει ως το άνω όριο μετατοπίσεων μιας πληθώρας σεισμικών περιστατικών, σε αντίθεση με τη σχέση των Valsamis et al. (2010) που εκτιμάει τη μέση μετατόπιση.

Για να επιτευχθεί μια μέση εκτίμηση των μετατοπίσεων ρευστοποιημένου εδάφους που εμφανίζει πλευρική εξάπλωση, μέσω ανάλυσης ολισθαίνοντος σώματος τύπου Newmark, οι προηγούμενες μετατοπίσεις δ_{max} δύναται να πολλαπλασιαστούν με ένα διορθωτικό συντελεστή, ο οποίος προκύπτει από τη παραπάνω σύγκριση και να προκύψουν διορθωμένες τιμές της μετατόπισης δ^* .

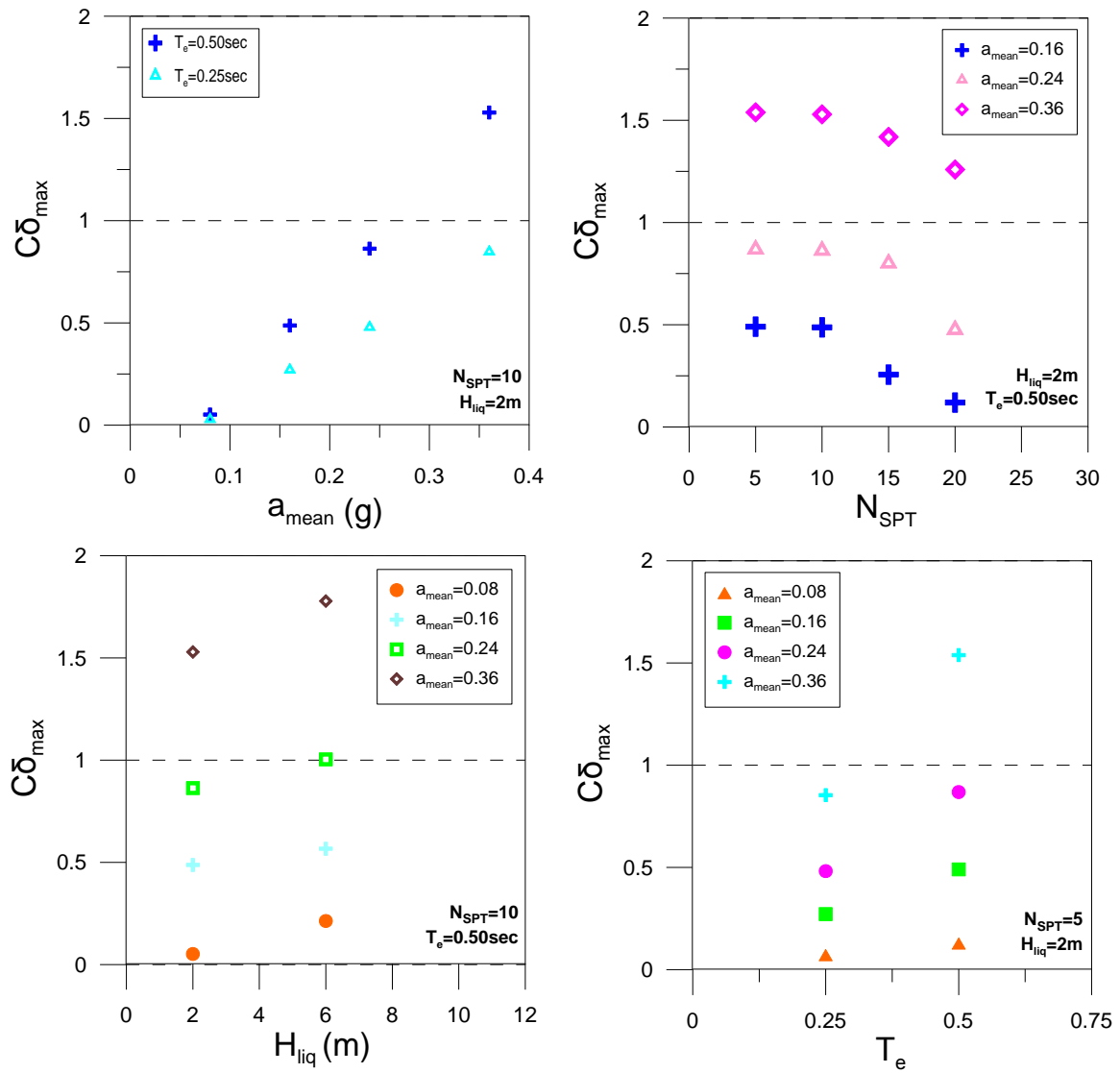
$$\delta^* = 0.50 \times \delta_{\text{max}} \quad (5.3)$$

Στο Σχήμα 5.4 παρουσιάζονται σε κοινό διάγραμμα οι διορθωμένες (δ^*) της μεθοδολογίας τύπου Newmark για $T_e=0.50$ και 0.25sec , σε σύγκριση με τις τιμές που προβλέπει η σχέση των Valsamis et al. (2010).



Σχήμα 5.4 Σύγκριση των αποτελεσμάτων της σχέσης των Valsamis et al. (2010) με τις διορθωμένες τιμές δ^* της ανάλυσης τύπου Newmark, για τη μέση περίπτωση S_{ur} (mean) και για $T_e=0.50\text{sec}$ και $T_e=0.25\text{sec}$.

Στη συνέχεια ορίζεται ο λόγος των διορθωμένων τιμών δ^* προς τις αντίστοιχες τιμές που προβλέπει η εμπειρική σχέση των Valsamis et al. (2010) $C\delta_{\text{max}}=\delta^*/\delta_{\text{predicted}}$ και κατασκευάζονται τα ακόλουθα διαγράμματα του Σχήματος 5.5, όπου φαίνεται η επίδραση των βασικών παραμέτρων του προβλήματος στον λόγο $C\delta_{\text{max}}$



Σχήμα 5.5 Συσχετιση των παραμέτρων a_{mean} , N_{SPT} , H_{liq} και T_e με το λόγο $C\delta_{max}$

6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ (ΕΠΙΡΡΟΗ Z_{liq})

6.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό μελετάται η επιρροή του βάθους της ρευστοποιήσιμης στρώσης Z_{liq} στα μεγέθη της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης δ_{max} και του μήκους έκτασης της αστοχίας πίσω από τη κορυφή του πρανούς L_{max} , όπως αυτή προέκυψε από αριθμητικές αναλύσεις με το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών FLAC 5 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) της Itasca.

Οι αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν είναι σε πλήρη αντιστοιχία με τις ψευδοστατικές αναλύσεις της παραγράφου 4.6 και τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων συγκρίνονται στη τελευταία παράγραφο του κεφαλαίου αυτού.

Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκαν πέντε (5) αριθμητικές αναλύσεις προσομοίωσης εδάφους με αναβαθμό ύψους $H=3.0m$ και κλίσης 45° , με ρευστοποιήσιμη στρώση άμμου πάχους $H_{liq}=2.0m$. Η παράμετρος Z_{liq} έλαβε τις τιμές 0, 1.0, 2.0, 3.0 και 4.0m.

6.2 Καταστατικό Προσομοίωμα

Το καταστατικό προσομοίωμα που εισάγεται στο λογισμικό καταστρώθηκε σε πρώτη φάση από τους Paradimitriou & Bouckovalas (2002) και πήρε την τελική του μορφή στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του Κωνσταντίνου Ανδριανόπουλου (2006). Το προσομοίωμα βασίζεται στις αρχές των θεωριών της πλαστικότητας και της Κρίσιμης Κατάστασης, ενώ θεωρεί σημειακή επιφάνεια διαρροής. Εξετάζει την απόκριση μη-συνεκτικών εδαφών (άμμων και ιλύων) υπό τις ακόλουθες συνθήκες:

- Μονοτονικής και ανακυκλικής φόρτισης
- Στραγγιζόμενων και αστράγγιστων συνθηκών φόρτισης,
- Μικρών, μεσαίων και μεγάλων ανακυκλικών παραμορφώσεων,
- Διαφορετικών πυκνοτήτων όγκου, και
- Διαφορετικών αρχικών τάσεων στερεοποίησης.

Παράλληλα, προσομοιώνονται ικανοποιητικά η διαστολικότητα του εδάφους, η χαλάρωση και η αλλαγή της δομής του υλικού, η ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων, καθώς και η συσσώρευση μόνιμων παραμορφώσεων. Στα πλαίσια του προσομοιώματος, συνδυάζονται με επιτυχία η απόκριση του υλικού με την παράμετρο κατάστασης ψ (Been and Jefferies, 1985), η οποία ενοποιεί την επίδραση τόσο των ενεργών τάσεων όσο και της σχετικής πυκνότητας σε μια μόνο παράμετρο.

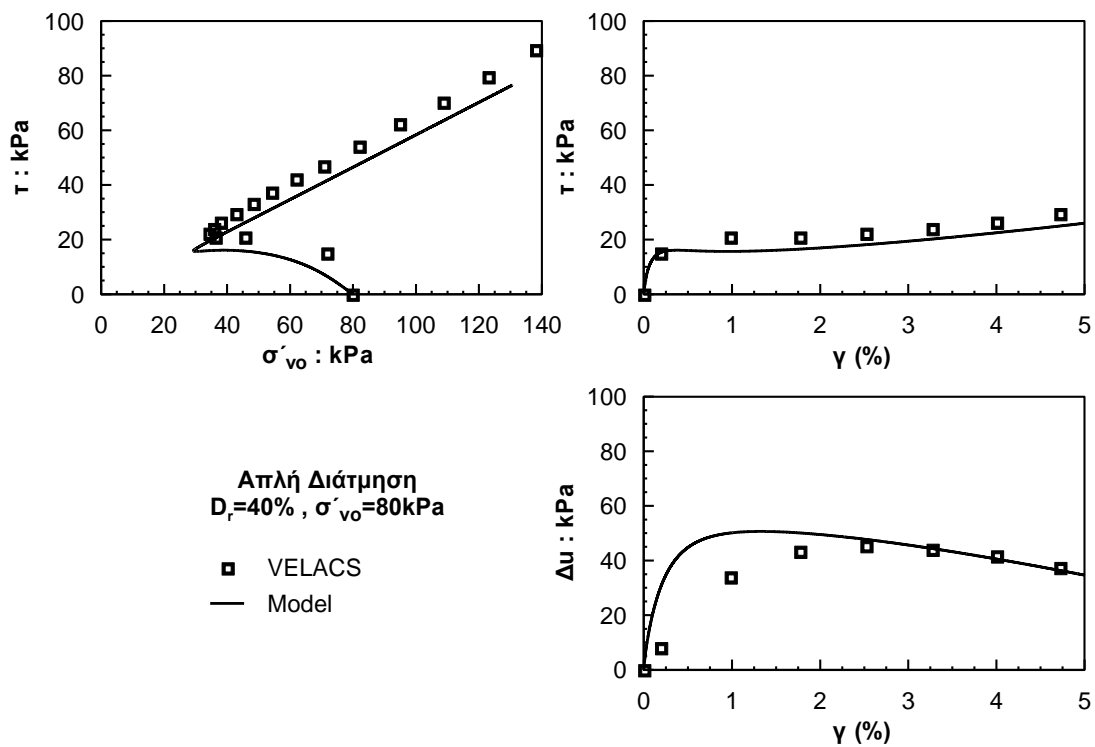
Ένα ακόμη χαρακτηριστικό του προσομοιώματος είναι η θεώρηση σημειακής επιφάνειας διαρροής, με επακόλουθο την ελαστοπλαστική απόκριση του υλικού σε κάθε υπολογιστικό βήμα. Αυτό σημαίνει ότι η μετάβαση από μικρές σε μεγάλες παραμορφώσεις διεξάγεται ομαλά, γεγονός που προσδίδει αριθμητική ευστάθεια στο προσομοίωμα. Παράλληλα, επιτυγχάνεται μείωση του υπολογιστικού χρόνου, εφόσον απλοποιείται η αριθμητική ολοκλήρωση της σχέσης τάσεων – παραμορφώσεων.

Η ενσωμάτωση του καταστατικού προσομοιώματος στο λογισμικό πραγματοποιήθηκε μέσω μιας εξωτερικής υπορουτίνας, η οποία κινητοποιείται σε κάθε υπολογιστικό βήμα (User Defined Model ή UDM). Με γνωστή, σε κάθε βήμα, την επαύξηση των παραμορφώσεων υπολογίζεται η επαύξηση των τάσεων με την ολοκλήρωση των ανάλογων καταστατικών εξισώσεων.

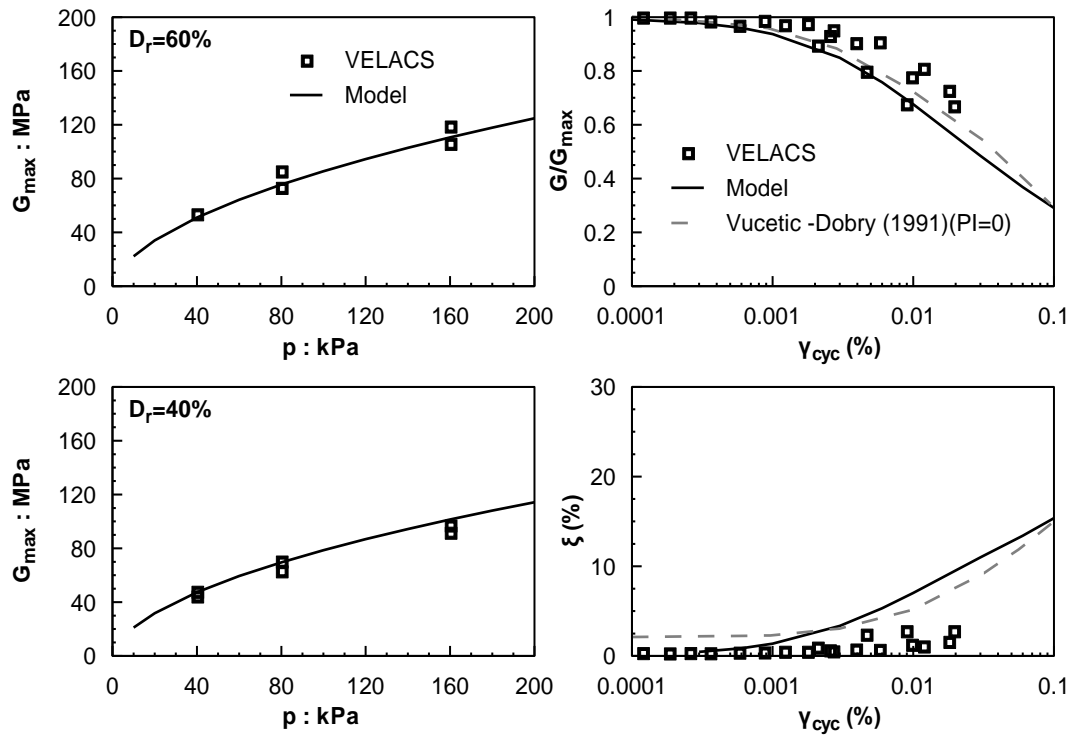
Η βαθμονόμηση του προσομοιώματος βασίστηκε σε αποτελέσματα δοκιμών στήλης συντονισμού, καθώς και σε αποτελέσματα δοκιμών μονοτονικής και ανακυκλικής φόρτισης απλής διάτμησης και τριαξονικής φόρτισης σε λεπτόκοκκη άμμο (Nevada sand). Οι δοκιμές αυτές πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος VELACS και καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα σχετικών πυκνοτήτων ($D_r = 40$ & 60%) και αρχικών τάσεων ($40 - 160$ kPa).

Στο Σχήμα 6.1 γίνεται σύγκριση των προβλέψεων του λογισμικού με τα πειραματικά αποτελέσματα μιας δοκιμής απλής διάτμησης. Στο Σχήμα 6.2 παρουσιάζονται οι προβλέψεις του λογισμικού και τα αντίστοιχα πειραματικά αποτελέσματα σε ανακυκλική φόρτιση. Οι δύο προηγούμενες πειραματικές δοκιμές έχουν διεξαχθεί υπό αστράγγιστες συνθήκες για σχετική πυκνότητα $D_r=40\%$ και αρχική κατακόρυφη ενεργό τάση 80 kPa. Επίσης, στο Σχήμα 6.3 εξετάζεται η ακρίβεια του προσομοιώματος σε σχέση με τα αποτελέσματα δοκιμής ανακυκλικής διάτμησης σε μικρές και μεσαίες παραμορφώσεις. Στα

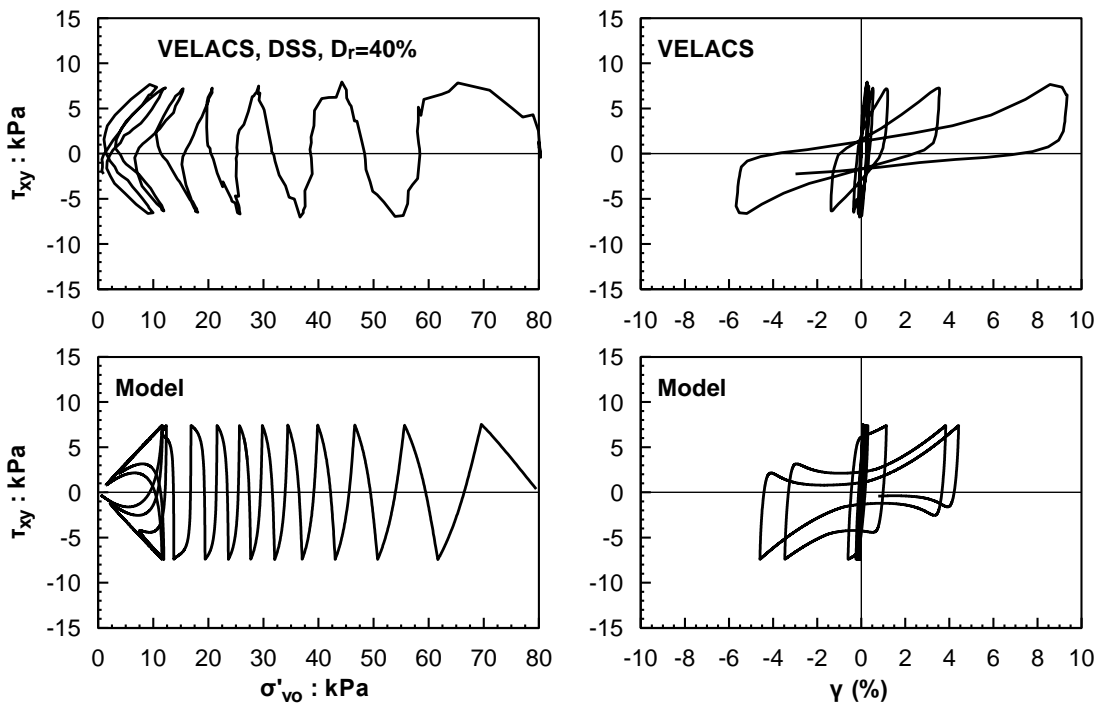
Σχήματα 6.4 και 6.5, εμφανίζονται τα αποτελέσματα του προσομοιώματος για μεγάλες παραμορφώσεις, όπου η ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων ελέγχει την απόκριση του εδάφους. Η σύγκριση με τις πειραματικές μετρήσεις γίνεται ως προς τις αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων κατά τον πρώτο κύκλο φόρτισης Δu_1 , αλλά και ως προς τον απαιτούμενο αριθμό κύκλων φόρτισης για πλήρη ρευστοποίηση N_L (για δεδομένο λόγο ανακυκλικών τάσεων CSR).



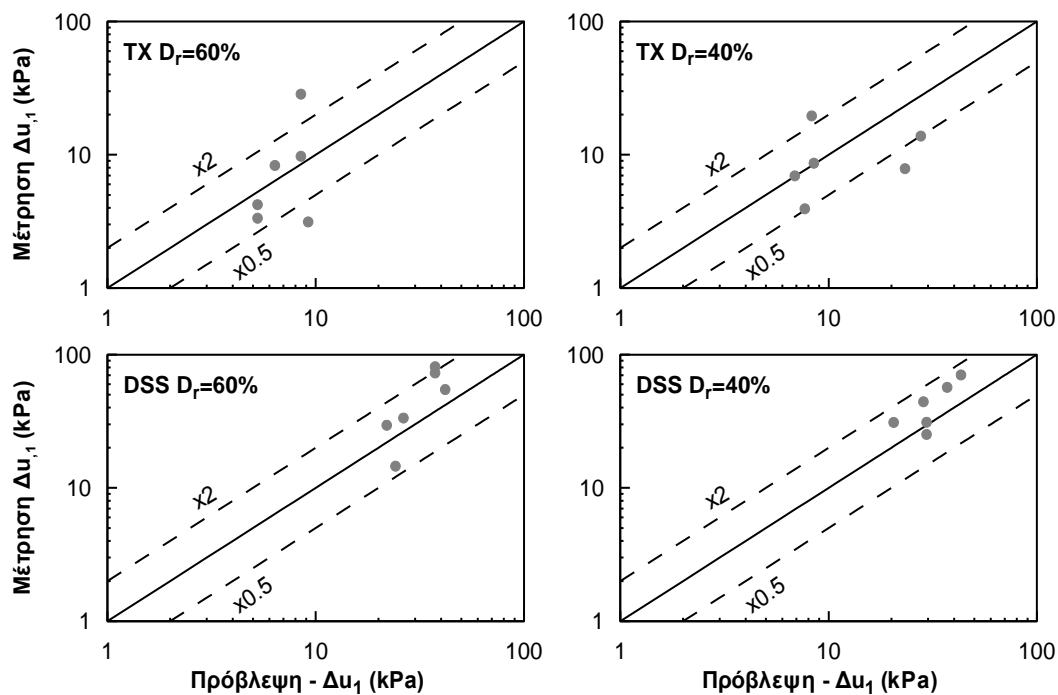
Σχήμα 6.1 Σύγκριση προβλέψεων με πειραματικά αποτελέσματα για μονοτονική φόρτιση.



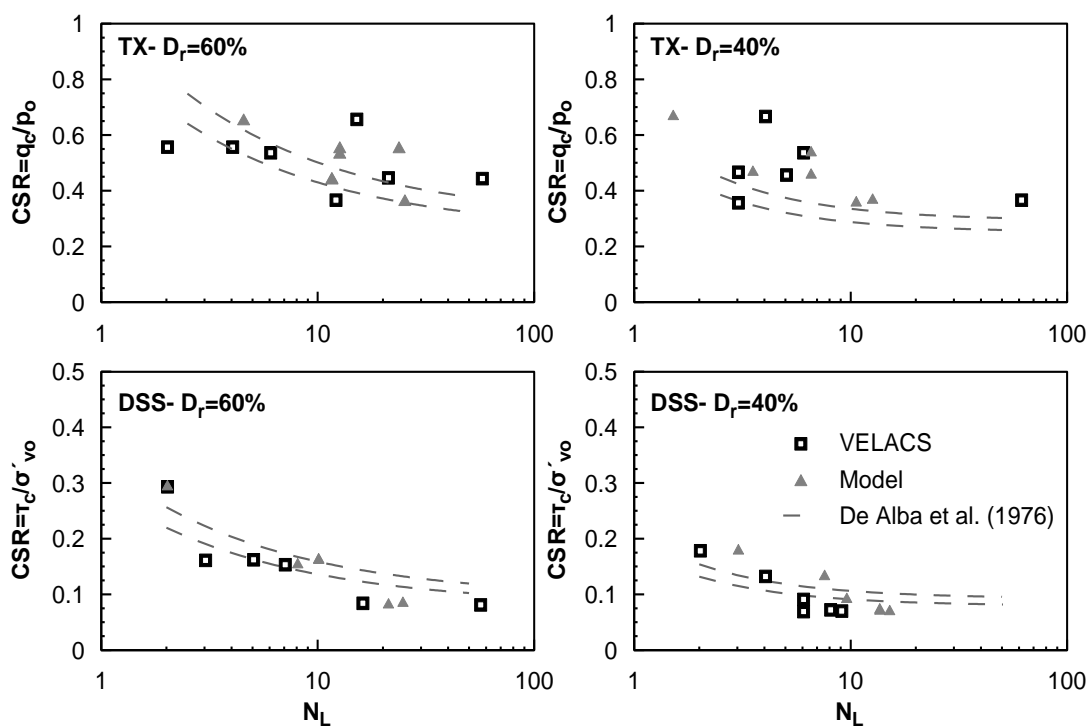
Σχήμα 6.2 Συγκρίσεις προβλέψεων-πειράματος (δοκιμή στήλης συντονισμού) για ανακυκλική φόρτιση σε μικρές και μεσαίες παραμορφώσεις.



Σχήμα 6.3 Σύγκριση προβλέψεων με πειραματικά αποτελέσματα για απλή διάτμηση.



Σχήμα 6.4 Συγκρίσεις προβλέψεων-μετρήσεων για ανακυκλική φόρτιση σε μεγάλες παραμορφώσεις υπό αστραγγιστες συνθήκες, ως προς Δu_1 .



Σχήμα 6.5 Συγκρίσεις προβλέψεων-μετρήσεων για ανακυκλική φόρτιση σε μεγάλες παραμορφώσεις, ως προς τον αριθμό κύκλων φόρτισης N_L , που απαιτείται για τη ρευστοποίηση.

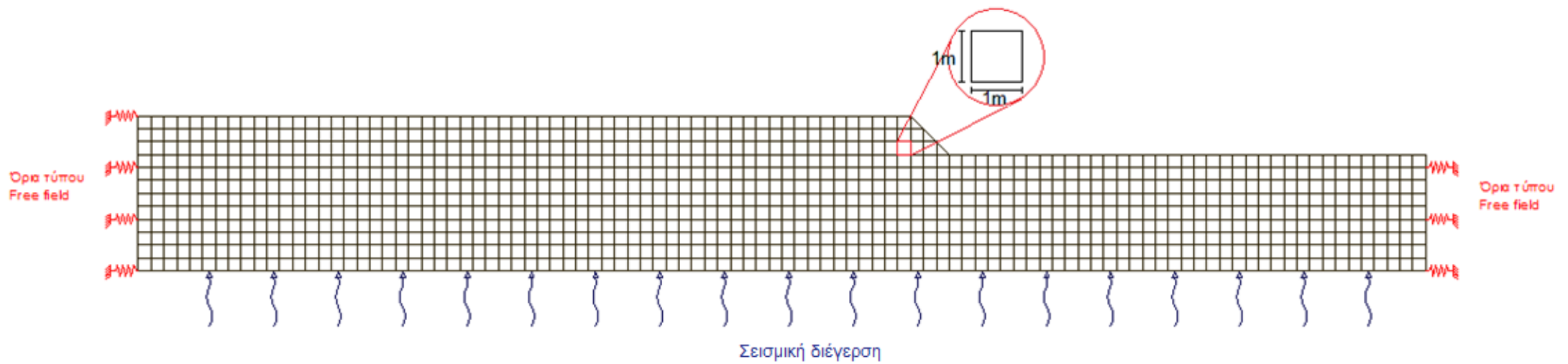
Το λογισμικό και το καταστατικό προσομοίωμα έχει χρησιμοποιηθεί με επιτυχία στο παρελθόν και κρίνεται ότι μπορεί να προσεγγίσει ικανοποιητικά το φαινόμενο της πλευρικής εξάπλωσης ρευστοποιημένου εδάφους σε γεινίαση μικρών αναβαθμών ή σε περιοχές με ελαφριά κλίση. Πιο συγκεκριμένα, στα πλαίσια του διδακτορικού του Α. Βαλαμή (2008) και στις διπλωματικές εργασίες των Θεοδώρου Αθηνάς & Ιωσήφ Κωνσταντίνος (2007) και της Δημητριάδη Βασιλικής (2006), έγινε αναλυτική σύγκριση αριθμητικών προσομοιώσεων με χρήση του εν λόγω καταστατικού μοντέλου, με πειράματα σε φυγοκεντριστή τόσο για την περίπτωση εδάφους υπό κλίση, όσο και για την περίπτωση γεινίασης με μικρό αναβαθμό, όπου και επαληθεύτηκε η ικανότητα προσομοίωσης τέτοιων πολύπλοκων φαινομένων.

6.3 Δεδομένα & Παραδοχές Αριθμητικών Αναλύσεων

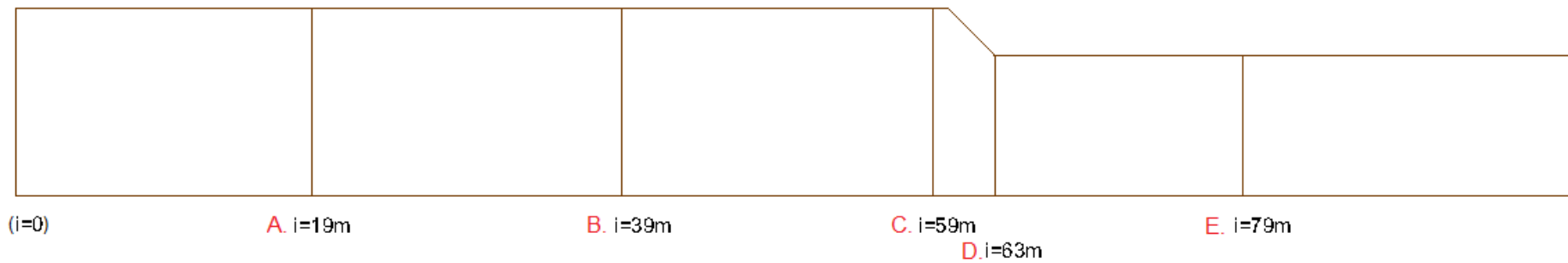
Η γεωμετρία που επιλέχθηκε για τις αριθμητικές αναλύσεις αυτού του κεφαλαίου είναι πανομοιότυπη με τη γεωμετρία των ψευδοστατικών αναλύσεων της παραγράφου 4.6, μελετάται δηλαδή περίπτωση εδάφους με αναβαθμό ύψους $H=3.0\text{m}$ και κλίσης 45° . Για τη προσομοίωση του εδάφους αυτού κατασκευάστηκε ο κάρναβος του Σχήματος 6.6, με μήκος 100m και ύψος 13m . Ο κάρναβος αποτελείται από 1280 τετράγωνα στοιχεία πλευράς 1.0m . Για την προσομοίωση των πλευρικών ορίων του καννάβου χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία ελεύθερου πεδίου (free field), ενώ για το κάτω όριο του καννάβου επιλέχθηκαν στοιχεία με δεσμευμένο τον καθύψος βαθμό ελευθερίας, που αντιστοιχούν δηλαδή σε οριζόντιες κυλίσεις.

Κατά την εκτέλεση των αριθμητικών αναλύσεων καταγράφονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης, της πίεσης πόρων και της οριζόντιας και κατακόρυφης επιτάχυνσης στις θέσεις που φαίνονται στο Σχήμα 6.7.

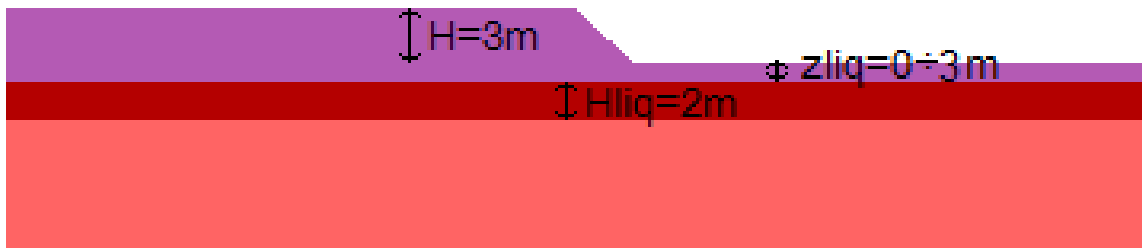
Στο Σχήμα 6.8 παρουσιάζεται η στρωματογραφία του προβλήματος. Το επιφανειακό αργιλικό στρώμα (μωβ χρώμα) έχει πάχος $H+z_{liq}$, πυκνότητα ξηρού εδάφους 1.53 Mg/m^3 , μέτρο συμπίεστικότητας $K=911.4\text{KPa}$, μέτρο διάτμησης $G=195.3\text{KPa}$ και ακολουθεί το μοντέλο αστοχίας Mohr-Coulomb με $\phi=0$ και $c=Cu=20 \text{ kPa}$.



Σχήμα 6.6 Κάνναβος που κατασκευάστηκε για την αριθμητική προσομοίωση εδάφους με αναβαθμό ύψους 3m και κλίση 45°.



Σχήμα 6.7 Θέσεις στις οποίες καταγράφονται οι χρονοϊστορίες.



Σχήμα 6.8 Στρωματογραφία των αριθμητικών αναλύσεων. Με μωβ χρώμα το επιφανειακό αργιλικό στρώμα, με κόκκινο το στρώμα της ρευστοποιήσιμης άμμου και με ροζ το εδαφικό υπόστρωμα.

Η στρώση της ρευστοποιήσιμης άμμου (κόκκινο χρώμα) έχει σταθερό πάχος $H_{liq}=2.0m$ βρίσκεται σε βάθος z_{liq} που παίρνει τις τιμές 0, 1.0, 2.0, 3.0 και 4.0m. Η άμμος έχει σχετική πυκνότητα $D_r=45\%$ και ακολουθεί το καταστατικό μοντέλο που περιγράφεται στη παράγραφο 6.2.

Για να εξασφαλιστεί η συμβατότητα των αριθμητικών αναλύσεων με τις ψευδοστατικές αναλύσεις αλλά και τις εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού των μετατοπίσεων, είναι απαραίτητη η έκφραση της σχετικής πυκνότητας D_r της ρευστοποιήσιμης άμμου, συναρτήσει του αριθμού κτύπων επί τόπου δοκιμής SPT. Οι παρακάτω απλοποιητικές συσχετίσεις μεταξύ της σχετικής πυκνότητας D_r και του N_{SPT} βρέθηκαν στη βιβλιογραφία:

- Meyerhof (1957):

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} = 21 \sqrt{\frac{N_1}{1.7}} = 16 \sqrt{N_1} \quad (6.1)$$

Όπου σ'_v η κατακόρυφη ενεργός τάση και

N_1 ο ισοδύναμος αριθμός κτύπων SPT για $\sigma'_v=100kPa$.

- Tokimatsu & Yoshimi (1983):

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{vo}/p_a + 0.7} + \frac{FC}{1.7}} \quad (6.2)$$

Όπου FC το ποσοστό λεπτόκοκκων υλικών και

p_a η ατμοσφαιρική πίεση

- Skempton (1986):

$$D_r = \sqrt{(N_1)_{60-CS} / C} \quad (6.3)$$

Όπου C σταθερά που παίρνει τις τιμές:

C = 65 για χονδρόκοκκες άμμους

C = 60 για άμμους μέσης κοκκομετρίας

C = 55 για λεπτόκοκκες άμμους

C = 40 για άμμους με μηδενικό ποσοστό λεπτόκοκκων υλικών

- Tokimatsu & Seed (1987):

$$(N_1)_{60} = 44D_R^2 \quad (6.4)$$

- Kulhawy & Mayne (1990):

$$\frac{(N_1)_{60}}{D_R^2} = 60 + 25 \cdot \log D_{50} \quad (6.5)$$

Όπου D_{50} το μέσο μέγεθος κόκκων

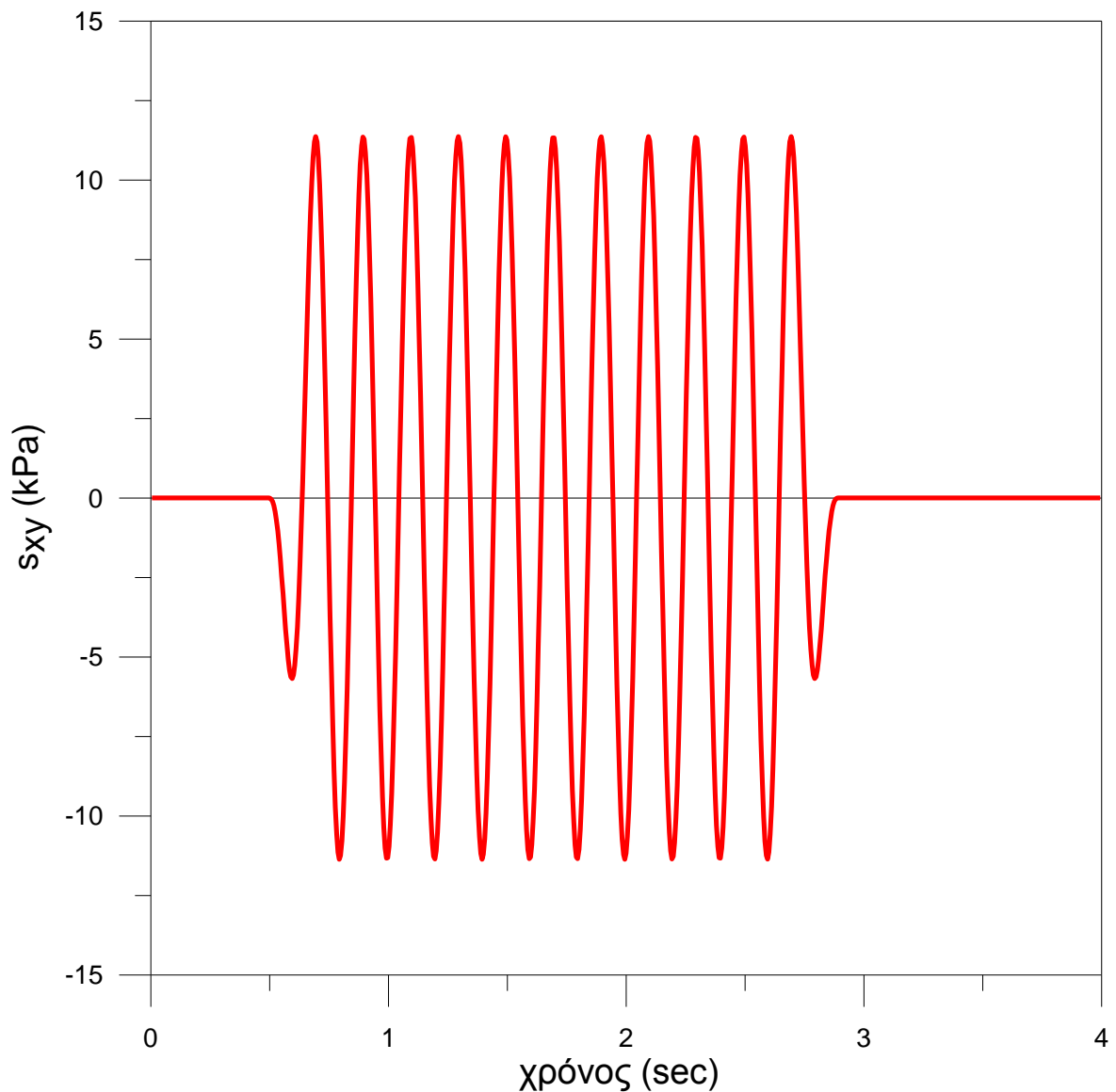
Από τις πιο πάνω σχέσεις επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί η Σχέση 6.3 του Skempton, η οποία για μια ενδιάμεση τιμή της σταθεράς C ίση με 50 και $D_r=45\%$ δίνει $N_{SPT}=10.1 (\approx 10)$.

Τέλος το εδαφικό υπόστρωμα (ροζ χρώμα) ακολουθεί το καταστατικό μοντέλο Ramberg-Ozgood, με πυκνότητα ξηρού εδάφους 1.53 Mg/m^3 , μέτρο συμπίεστικότητας $K=364.56\text{KPa}$, μέτρο διάτμησης $G=78.12\text{KPa}$ και καμπύλες G/G_0 και ξ προς γ που αντιστοιχούν σε αργιλικά εδάφη.

Όσον αφορά στο σεισμό, στον κάνναβο επιβάλλεται αρμονική σεισμική διέγερση, τέτοιου μεγέθους ώστε να αντιστοιχεί στην μέση επιτάχυνση ($a_{\text{mean}}=0.16\text{g}$) που χρησιμοποιήθηκε στις ψευδοστατικές αναλύσεις της παραγράφου 4.6. Επιδιώκεται δηλαδή η επιβαλλόμενη φόρτιση στη βάση του καννάβου να προκαλεί στη κορυφή του πρσανούς επιτάχυνση ίση, ή περίπου ίση, με $a_{\text{max}}=0.16/0.8=0.20\text{g}$. Με τη βοήθεια του λογισμικού EERA, θεωρώντας μια εδαφική στήλη με τη στρωματογραφία του προβλήματος μας, υπολογίστηκε ποια είναι η απαιτούμενη επιτάχυνση στη βάση της στήλης, ώστε στη κορυφή η

επιτάχυνση να ισούται περίπου με 0.20g.

Η σεισμική φόρτιση εισάγεται ως ανακυκλική διατμητική τάση στη βάση του καννάβου και σε όλο το μήκος του. Στο Σχήμα 6.9 φαίνεται η χρονοϊστορία της επιβαλλόμενης φόρτισης, η οποία είναι ένας αρμονικός παλμός 10 κύριων κύκλων και συχνότητας 5 Hz, με σταθερό πλάτος 11 kPa.



Σχήμα 6.9 Επιβαλλόμενη τάση στη βάση του καννάβου.

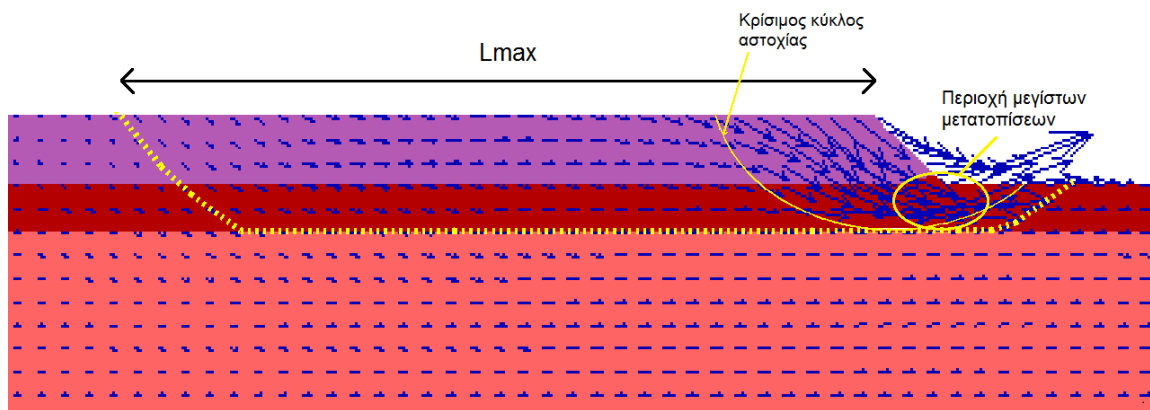
6.4 Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Στο Πίνακα 6.1 παρατίθενται αναλυτικά τα στοιχεία των πέντε αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, η ονομασία τους, καθώς επίσης η μέγιστη μετατόπιση δ_{max} και η απόσταση L_{max} που υπολογίστηκε από το λογισμικό FLAC.

Πίνακας 6.1 Συγκεντρωτικός πίνακας αριθμητικών αναλύσεων.

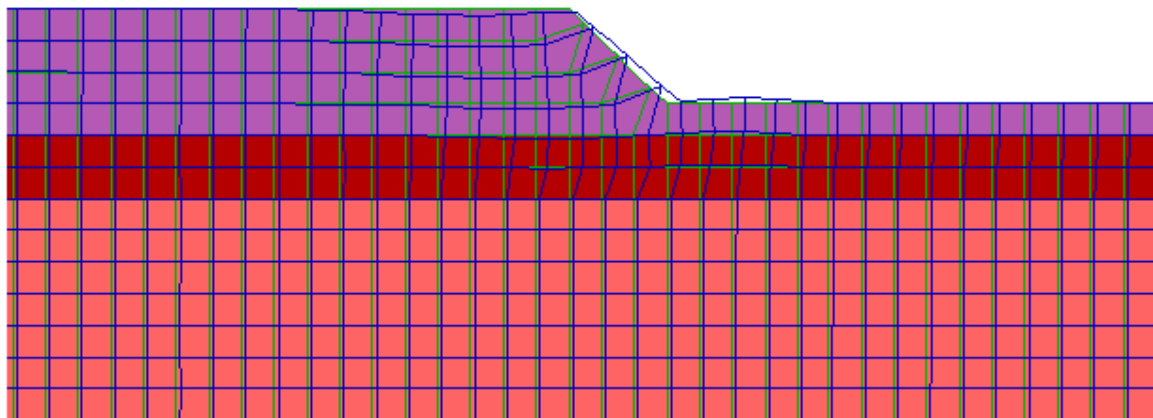
Ανάλυση	H (m)	H _{liq} (m)	z _{liq} (m)	a _{max} (g)	D _r (%)	δ_{max} (m)	L _{max} (m)
ka1	3	2	0	0,20	45	0,0536	30
ka2	3	2	1	0,20	45	0,0231	26
ka3	3	2	2	0,20	45	0,0123	9
ka4	3	2	3	0,20	45	0.0053	12
ka5	3	2	4	0.20	45	0.0045	21

Στο Σχήμα 6.10 παρουσιάζεται ενδεικτικά η κατανομή των διανυσμάτων μετατοπίσεων για την ανάλυση ka1 ($z_{liq}=0m$). Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση που υπολογίστηκε είναι 5.4 cm και βρίσκεται στη περιοχή μέγιστων μετατοπίσεων που σημειώνεται στο σχήμα, κάτω από τον πόδα του πρανούς. Με κίτρινη διακεκομμένη γραμμή, στο ίδιο σχήμα, σημειώνεται η επιφάνεια που θεωρήθηκε σαν επιφάνεια αστοχίας λόγω πλευρικής εξάπλωσης. Η απόσταση L_{max} μετρήθηκε από το σημείο τομής της επιφάνειας αστοχίας με το έδαφος πίσω από τη κορυφή του πρανούς έως τη κορυφή του πρανούς, όπως φαίνεται στο σχήμα. Στη συγκεκριμένη ανάλυση ka1 μετρήθηκε $L_{max}=30m$.



Σχήμα 6.10 Κατανομή διανυσμάτων μετατοπίσεων για την ανάλυση ka1 ($z_{iq}=0m$). Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση υπολογίστηκε 5.4 cm και μετρήθηκε $L_{max}=30m$.

Το Σχήμα 6.11 αντιστοιχεί στο παραμορφωμένο κάρναβο της ανάλυσης ka2 ($z_{iq}=1m$). Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση που υπολογίστηκε στη περίπτωση αυτή είναι 2.3 cm.

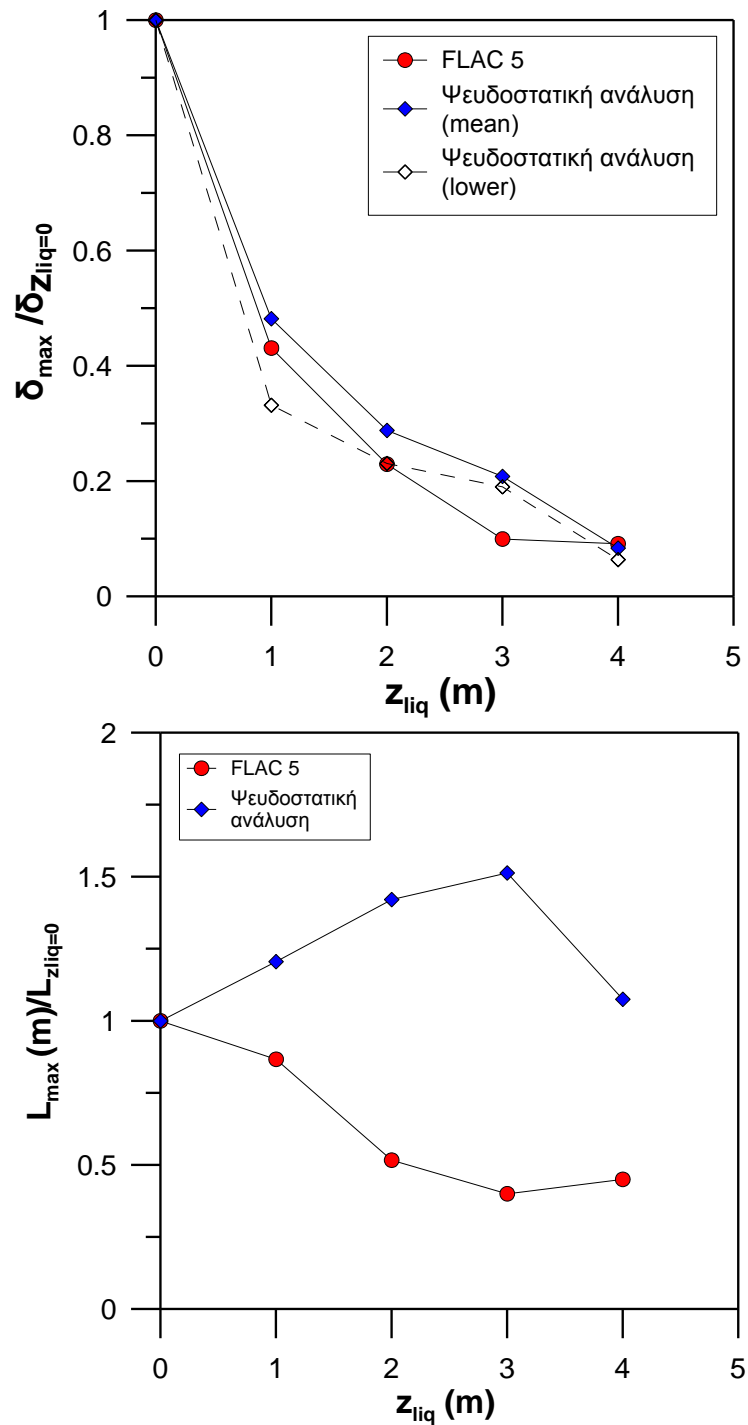


Σχήμα 6.11 Με πράσινο χρώμα ο αρχικός απαραμόρφωτος κάρναβος, με μπλε χρώμα ο παραμορφωμένος κάρναβος, για την ανάλυση ka2 ($z_{iq}=1.0m$). Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση που υπολογίστηκε είναι 2.3 cm.

Τέλος στο Σχήμα 6.12 παρουσιάζεται το πώς μεταβάλλεται η μέγιστη μετατόπιση δ_{max} και το μήκος L_{max} με την αύξηση από 0 έως 4m του βάθους z_{iq} στο οποίο βρίσκεται η ρευστοποιημένη στρώση. Στο ίδιο διάγραμμα αποτυπώνονται και τα αντίστοιχα μεγέθη που προέκυψαν από τις ψευδοστατικές αναλύσεις της παραγράφου 4.6. Μάλιστα στα διαγράμματα εισάγονται οι τιμές των δυο μεγεθών ανηγμένες προς την αντίστοιχη τιμή που προκύπτει για $z_{iq}=0m$.

Παρατηρείται πολύ καλή σύγκλιση των δύο μεθοδολογιών όσων αφορά στις μετατοπίσεις, ενώ σχετικά με την απόσταση L_{max} έχουμε σημαντική απόκλιση με

τη ψευδοστατική μεθοδολογία να υπολογίζει αρκετά μεγαλύτερες αποστάσεις. Η απόκλιση αυτή μπορεί να αιτιολογηθεί από το ότι η ψευδοστατικές αναλύσεις έγιναν με κυκλική μορφή αστοχίας, η οποία όπως προαναφέρθηκε στη Παράγραφο 4.4 θεωρείται ότι δίνει το άνω όριο των πιθανών τιμών για το L_{max} .



Σχήμα 6.12 Σύγκριση της επιρροής του βάθους z_{liq} στα μεγέθη της μετατόπισης και του μήκους έκτασης της αστοχίας, για ψευδοστατική και αριθμητική ανάλυση.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ο σκοπός της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός σύνθετου δυναμικού φαινομένου, όπως είναι η πλευρική εξάπλωση εδάφους που έχει υποστεί ρευστοποίηση, με τη χρήση μιας σχετικά απλής ψευδοστατικής μεθοδολογίας. Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε βασίζεται στην ανάλυση ευστάθειας πρανούς και στην ανάλυση ολισθαίνοντος σώματος τύπου Newmark.

Κατά την παραμετρική ψευδοστατική ανάλυση που διεξήχθη στα πλαίσια αυτής της εργασίας, σαν ανεξάρτητες μεταβλητές θεωρήθηκαν οι πιο κάτω παράμετροι του προβλήματος: το πάχος (H_{liq}) της στρώσης του ρευστοποιημένου εδάφους, το βάθος (z_{liq}) από την ελεύθερη επιφάνεια στο οποίο βρίσκεται η τελευταία, η σχετική πυκνότητα (D_r) ή εναλλακτικά ο αριθμός κτύπων (N_{SPT}) του εδάφους που ρευστοποιείται και τέλος η επιβαλλόμενη σεισμική επιτάχυνση (a_{mean}).

Μέσω της μεθοδολογίας που περιγράφεται υπολογίστηκαν, για κάθε συνδυασμό παραμέτρων, ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας (FS_{min}), το μήκος στο οποίο εκτείνεται η εδαφική εξάπλωση πίσω από τη κεφαλή του πρανούς (L_{max}) και η μέγιστη οριζόντια εδαφική μετατόπιση (δ_{max}). Σε πρώτη φάση εξετάστηκε η επίδραση της επιτάχυνσης σε κάθε ένα από τα τρία αυτά μεγέθη, για τις διάφορες τιμές του N_{SPT} . Στη συνέχεια έγινε δυνατή η συσχέτιση της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης δ_{max} του πρανούς (μέσω του λόγου δ_{max}/δ_0), με τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS_{min} μέσω της Σχέσης 4.2. Με τον τρόπο αυτό δίνεται η δυνατότητα στον μηχανικό να υπολογίσει την οριζόντια μετατόπιση δ_{max} του πρανούς, μέσω ενός μεγέθους που εκτιμάται εύκολα εκτελώντας μια ανάλυση ευστάθειας πρανούς με κάποιο εμπορικό λογισμικό.

Στοχεύοντας στην εκτίμηση της δυνατότητας της ψευδοστατικής μεθοδολογίας που μελετάται, να υπολογίζει με αξιοπιστία τις εδαφικές μετατοπίσεις, γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων της μεθόδου με τα αντίστοιχα αποτελέσματα δύο εμπειρικών σχέσεων. Για τη σύγκριση αυτή επιλέχθηκε μια «σεισμολογική» σχέση, αυτή των Youd et al. (2002) και μια «γεωτεχνική», των Valsamis et al. (2010). Η μεθοδολογία που μελετάται υπολογίζει μικρότερες τιμές από της αντίστοιχες τιμές της «σεισμολογικής» σχέσης των Youd et al. (2002), γεγονός που μπορεί να αποδοθεί στις παραδοχές σχετικά με τα χαρακτηριστικά του σεισμού (M , R) που είναι απαραίτητο να γίνουν για την εφαρμογή της εν λόγω

σχέσης. Επίσης παρατηρείται ότι η ψευδοστατική μεθοδολογία υπολογίζει ελαφρώς μεγαλύτερες μετατοπίσεις από τις αντίστοιχες που προβλέπει η «γεωτεχνική» σχέση των Valsamis et al. (2010). Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στο ότι η σχέση του Newmark (1965) έχει προκύψει ως το άνω όριο μετατοπίσεων μιας πληθώρας σεισμικών περιστατικών, σε αντίθεση με τη σχέση των Valsamis et al. (2010) που εκτιμάει τη μέση μετατόπιση.

Για να εξεταστεί εάν η μεθοδολογία που μελετάται δύναται να προσομοιάσει με επιτυχία την επιρροή του βάθους z_{liq} στο οποίο βρίσκεται η εδαφική στρώση που ρευστοποιείται και με δεδομένη την απουσία της παραμέτρου z_{liq} από το σύνολο σχεδόν των υπάρχοντων εμπειρικών σχέσεων, γίνεται σύγκριση της μεθοδολογίας με σοφιστεμένες αριθμητικές αναλύσεις. Παρατηρείται ότι ως προς την επιρροή του z_{liq} στην οριζόντια μετατόπιση δ_{max} , η ψευδοστατική μεθοδολογία παρουσιάζει ικανοποιητική σύγκλιση με τις αριθμητικές αναλύσεις. Ωστόσο δεν κρίνεται ικανοποιητική η σύγκριση της επιρροής του βάθους z_{liq} στο μήκος L_{max} , με τη ψευδοστατική μεθοδολογία να υπολογίζει πολύ μεγαλύτερες τιμές.

Συμπερασματικά γίνεται εμφανές ότι, σε πρώτη προσέγγιση, είναι δυνατός ο υπολογισμός των εδαφικών μετατοπίσεων δ_{max} μέσω της προτεινόμενης ψευδοστατικής μεθοδολογίας. Μια τέτοια προσέγγιση έχει πολλά πλεονεκτήματα σε σύγκριση με τις υπάρχουσες εμπειρικές σχέσεις, καθώς δίνεται στο μηχανικό η δυνατότητα να λαμβάνει υπόψη με τρόπο απλό και απολύτως συστηματικό, το σύνολο των παραμέτρων που επηρεάζουν το μέγεθος των μετατοπίσεων, όπως είναι για παράδειγμα το βάθος z_{liq} της ρευστοποιήσιμης στρώσης, παράμετρος που όπως έχει αναφερθεί δεν περιλαμβάνεται με άμεσο τρόπο σε καμία σχεδόν εμπειρική σχέση. Επιπροσθέτως η εξεταζόμενη μεθοδολογία είναι σαφώς πιο εύκολη στη χρήση και απαιτεί πολύ μικρότερο υπολογιστικό κόστος από την εκτέλεση σοφιστεμένων αριθμητικών αναλύσεων. Όσον αφορά στον προσδιορισμό του μήκους έκτασης της εδαφικής αστοχίας L_{max} η μέθοδος, για τους λόγους που έχουν αναφερθεί, δε δίνει το ίδιο ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Προτείνεται για μελλοντική έρευνα η τροποποίηση της ψευδοστατικής μεθοδολογίας με χρήση μη-κυκλικών μορφών αστοχίας. Εκτιμάται ότι ένας τέτοιος τύπος αστοχίας θα βελτιώσει την προβληματική συμπεριφορά που παρουσιάζει το μήκος L_{max} , που προέκυψε με τη χρήση αστοχιών κυκλικής μορφής. Επίσης προτείνεται στους μελλοντικούς ερευνητές η εκτέλεση

περισσότερων αριθμητικών αναλύσεων επικεντρώνοντας και σε άλλες παραμέτρους, όπως για παράδειγμα η επιρροή του ύψους (H) του αναβαθμού και η εξέταση της υπόθεσης ότι τα εξεταζόμενα μεγέθη του προβλήματος κανονικοποιούνται με βάση το ύψος H. Τέλος προτείνεται να εξεταστεί εάν η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας μπορεί να εφαρμοστεί με επιτυχία σε ιστορικά περιστατικά πλευρικής εξάπλωσης.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ: Σύνολο Παραμετρικών Αναλύσεων

Πίνακας 1 Αποτελέσματα ψευδοστατικών αναλύσεων για τη μέση περίπτωση (mean S_w).

Ανάλυση	a_{max}	a_{mean}	a_{cr}	N_{SPT}	H	H_{liq}	z_{liq}	Φ_{mean}	FS_{min}	L_{max}	δ_{max} ($T_c=0.25sec$)	δ_{max} ($T_c=0.50sec$)
	(g)	(g)	(g)		(m)	(m)	(m)	(°)	(Bishop)	(m)	(m)	(m)
1	0,00	0	0,0501	5	3	2	1	3,39	1,36	N/A	0,000	0,000
2	0,10	0,08	0,0501	5	3	2	1	3,39	0,864	30,3	0,002	0,009
3	0,20	0,16	0,0501	5	3	2	1	3,39	0,621	194,3	0,025	0,099
4	0,30	0,24	0,0501	5	3	2	1	3,39	0,477	197,4	0,084	0,334
5	0,45	0,36	0,0501	5	3	2	1	3,39	0,345	212	0,282	1,129
6	0,00	0	0,0784	10	3	2	1	5,20	1,564	N/A	0,000	0,000
7	0,10	0,08	0,0784	10	3	2	1	5,20	0,994	16,6	0,000	0,001
8	0,20	0,16	0,0784	10	3	2	1	5,20	0,728	182,9	0,010	0,040
9	0,30	0,24	0,0784	10	3	2	1	5,20	0,56	196,7	0,034	0,137
10	0,45	0,36	0,0784	10	3	2	1	5,20	0,414	210,5	0,115	0,461
11	0,00	0	0,1108	15	3	2	1	7,24	1,796	N/A	0,000	0,000
12	0,10	0,08	0,1108	15	3	2	1	7,24	1,14	N/A	0,000	0,000
13	0,20	0,16	0,1108	15	3	2	1	7,24	0,835	52,5	0,003	0,011
14	0,30	0,24	0,1108	15	3	2	1	7,24	0,653	195,8	0,017	0,068
15	0,45	0,36	0,1108	15	3	2	1	7,24	0,484	207,9	0,058	0,231
16	0,00	0	0,1530	20	3	2	1	9,92	2,103	N/A	0,000	0,000
17	0,10	0,08	0,1530	20	3	2	1	9,92	1,335	N/A	0,000	0,000
18	0,20	0,16	0,1530	20	3	2	1	9,92	0,977	16,6	0,001	0,003
19	0,30	0,24	0,1530	20	3	2	1	9,92	0,77	183,9	0,006	0,024
20	0,45	0,36	0,1530	20	3	2	1	9,92	0,576	203,3	0,030	0,121
21	0,00	0	N/A	5	3	6	1	3,39	0,915	18,6	N/A	N/A
22	0,10	0,08	N/A	5	3	6	1	3,39	0,581	32,5	N/A	N/A
23	0,20	0,16	N/A	5	3	6	1	3,39	0,407	392,3	N/A	N/A
24	0,30	0,24	N/A	5	3	6	1	3,39	0,304	395,6	N/A	N/A
25	0,45	0,36	N/A	5	3	6	1	3,39	0,216	491,6	N/A	N/A
26	0,00	0	0,0287	10	3	6	1	5,20	1,201	N/A	0,000	0,000
27	0,10	0,08	0,0287	10	3	6	1	5,20	0,77	65,4	0,009	0,038
28	0,20	0,16	0,0287	10	3	6	1	5,20	0,549	388,5	0,075	0,302
29	0,30	0,24	0,0287	10	3	6	1	5,20	0,412	389,5	0,255	1,019
30	0,45	0,36	0,0287	10	3	6	1	5,20	0,294	486	0,860	3,440
31	0,00	0	0,0735	15	3	6	1	7,24	1,506	N/A	0,000	0,000
32	0,10	0,08	0,0735	15	3	6	1	7,24	0,971	17,1	0,000	0,002
33	0,20	0,16	0,0735	15	3	6	1	7,24	0,708	389,6	0,012	0,046
34	0,30	0,24	0,0735	15	3	6	1	7,24	0,534	389,5	0,039	0,155
35	0,45	0,36	0,0735	15	3	6	1	7,24	0,382	486,3	0,131	0,524
36	0,00	0	0,1264	20	3	6	1	9,92	1,779	N/A	0,000	0,000
37	0,10	0,08	0,1264	20	3	6	1	9,92	1,209	N/A	0,000	0,000
38	0,20	0,16	0,1264	20	3	6	1	9,92	0,809	18,4	0,002	0,007
39	0,30	0,24	0,1264	20	3	6	1	9,92	0,695	391,3	0,013	0,052
40	0,45	0,36	0,1264	20	3	6	1	9,92	0,498	488,7	0,044	0,177

Πίνακας 2 Αποτελέσματα ψευδοστατικών αναλύσεων για τη δυσμενέστερη περίπτωση (lower S_{ur}).

Ανάλυση	a_{max}	a_{mean}	a_{cr}	N_{SPT}	H	H_{liq}	z_{liq}	ϕ_{lower}	FS _{min}	L _{max}	δ_{max}	δ_{max}
	(g)	(g)	(g)								(m)	(m)
41	0,00	0	0,0221	5	3	2	1	1,53	1,15	N/A	0,000	0,000
42	0,10	0,08	0,0221	5	3	2	1	1,53	0,731	71,5	0,016	0,064
43	0,20	0,16	0,0221	5	3	2	1	1,53	0,51	196,1	0,127	0,509
44	0,30	0,24	0,0221	5	3	2	1	1,53	0,385	199,9	0,430	1,719
45	0,45	0,36	0,0221	5	3	2	1	1,53	0,271	212,2	1,450	5,801
46	0,00	0	0,0494	10	3	2	1	3,34	1,354	N/A	0,000	0,000
47	0,10	0,08	0,0494	10	3	2	1	3,34	0,861	16,4	0,002	0,009
48	0,20	0,16	0,0494	10	3	2	1	3,34	0,618	196,6	0,025	0,102
49	0,30	0,24	0,0494	10	3	2	1	3,34	0,474	198,2	0,086	0,344
50	0,45	0,36	0,0494	10	3	2	1	3,34	0,343	207,4	0,290	1,161
51	0,00	0	0,0815	15	3	2	1	5,38	1,584	N/A	0,000	0,000
52	0,10	0,08	0,0815	15	3	2	1	5,38	1,007	N/A	0,000	0,001
53	0,20	0,16	0,0815	15	3	2	1	5,38	0,737	185,8	0,009	0,037
54	0,30	0,24	0,0815	15	3	2	1	5,38	0,568	199,6	0,032	0,126
55	0,45	0,36	0,0815	15	3	2	1	5,38	0,421	211,3	0,107	0,427
56	0,00	0	0,1235	20	3	2	1	8,06	1,889	N/A	0,000	0,000
57	0,10	0,08	0,1235	20	3	2	1	8,06	1,199	N/A	0,000	0,000
58	0,20	0,16	0,1235	20	3	2	1	8,06	0,878	37,3	0,002	0,007
59	0,30	0,24	0,1235	20	3	2	1	8,06	0,691	197,1	0,014	0,055
60	0,45	0,36	0,1235	20	3	2	1	8,06	0,512	206,2	0,046	0,186
61	0,00	0	N/A	5	3	6	1	1,53	0,605	42,70	#DIV/0!	N/A
62	0,10	0,08	N/A	5	3	6	1	1,53	0,373	37,4	#VALUE!	N/A
63	0,20	0,16	N/A	5	3	6	1	1,53	0,259	339	#VALUE!	N/A
64	0,30	0,24	N/A	5	3	6	1	1,53	0,192	416,4	#VALUE!	N/A
65	0,45	0,36	N/A	5	3	6	1	1,53	0,133	419,8	#VALUE!	N/A
66	0,00	0	N/A	10	3	6	1	3,34	0,907	19,8	#DIV/0!	N/A
67	0,10	0,08	N/A	10	3	6	1	3,34	0,576	374,8	#VALUE!	N/A
68	0,20	0,16	N/A	10	3	6	1	3,34	0,403	384,2	#VALUE!	N/A
69	0,30	0,24	N/A	10	3	6	1	3,34	0,301	396,9	#VALUE!	N/A
70	0,45	0,36	N/A	10	3	6	1	3,34	0,213	487,4	#VALUE!	N/A
71	0,00	0	0,0328	15	3	6	1	5,38	1,228	N/A	0,000	0,000
72	0,10	0,08	0,0328	15	3	6	1	5,38	0,787	18,4	0,007	0,029
73	0,20	0,16	0,0328	15	3	6	1	5,38	0,564	388,2	0,058	0,231
74	0,30	0,24	0,0328	15	3	6	1	5,38	0,423	389,1	0,195	0,780
75	0,45	0,36	0,0328	15	3	6	1	5,38	0,302	481	0,658	2,634
76	0,00	0	0,0897	20	3	6	1	8,06	1,619	N/A	0,000	0,000
77	0,10	0,08	0,0897	20	3	6	1	8,06	1,043	N/A	0,000	0,001
78	0,20	0,16	0,0897	20	3	6	1	8,06	0,767	377,6	0,007	0,027
79	0,30	0,24	0,0897	20	3	6	1	8,06	0,584	389,1	0,026	0,104
80	0,45	0,36	0,0897	20	3	6	1	8,06	0,417	483,4	0,088	0,352

Πίνακας 5 Ψευδοστατικές αναλύσεις για την επιρροή του βάθους z_{liq} (mean S_{ur}).

Ανάλυση	z_{liq}	FS_{min}	L_{max}	δ_{max}	V_{max}	a_{cr}	a_{max}	T_e
	(m)		(m)	(m)	(m/s)	(g)	(g)	(sec)
1	0	0,649	153,9	0,061	0,15621	0,0637	0,20	0,5
2	1	0,738	185,5	0,030	0,15621	0,0875	0,20	0,5
3	2	0,790	218,7	0,018	0,15621	0,0995	0,20	0,5
4	3	0,822	232,9	0,013	0,15621	0,1079	0,20	0,5
5	4	0,904	165,4	0,005	0,15621	0,1355	0,20	0,5
6	5	0,938	72,8	0,004	0,15621	0,1432	0,20	0,5
7	6	0,980	52,2	0,003	0,15621	0,1557	0,20	0,5
8	7	1,008	N/A	0,000	0,15621	N/A	0,20	0,5

Πίνακας 6 Ψευδοστατικές αναλύσεις για την επιρροή του βάθους z_{liq} (lower).

Ανάλυση	z_{liq}	FS_{min}	L_{max}	δ_{max}	V_{max}	a_{cr}	a_{max}	T_e
	(m)		(m)	(m)	(m/s)	(g)	(g)	(sec)
9	0	0,537	156,3	0,214	0,15621	0,0341	0,20	0,5
10	1	0,636	185,5	0,071	0,15621	0,0592	0,20	0,5
11	2	0,677	243,4	0,049	0,15621	0,071	0,20	0,5
12	3	0,717	240,8	0,041	0,15621	0,0782	0,20	0,5
13	4	0,804	328,6	0,014	0,15621	0,1061	0,20	0,5
14	5	0,837	362,5	0,010	0,15621	0,1156	0,20	0,5
15	6	0,871	407,2	0,006	0,15621	0,1325	0,20	0,5
16	7	0,903	434,70	0,000	0,15621	0,1394	0,20	0,5

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- ANDRIANOPOULOS, K.I. (2006): "Numerical modeling of static and dynamic behavior of elastoplastic soils", Doctorate Thesis, Department of Geotechnical Engineering, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens (in Greek).
- BARTLETT F. S., YOUND T. L. (1995): "Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 4, April, pp 317-329.
- DAVIES M.P., CAMPANELLA R.G (1994): "Selecting Design Values of Undrained Strength for Cohesionless Soils", *Proceedings of the 47th Canadian Geotechnical Conference*, Halifax, BiTech Publishers. Pp. 176-184
- FARIS A. T. (2004): "Probabilistic models for engineering assessment of liquefaction-induced lateral spreading displacements." Ph.D. thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of California, Berkeley, California
- FARIS A. T., SEED R. B., KAYEN R. E., WU J. (2006): "A semi-empirical model for the estimation of maximum horizontal displacement due to liquefaction-induced lateral spreading", 8th US Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, 2006
- FRANKLIN A. G., CHANG F.K. (1977): "Permanent displacements of earth embankments by Newmark sliding block analysis", *Earthquake Resistance of Earth and Rock-Fill Dams*, Rept. 5, Misc. Paper No. S-71-17, U.S. Army Engr. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- HAMADA M. (1999): "Similitude law for liquefied-ground flow", *Proceedings of the 7th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant design of lifeline facilities and countermeasures against soil liquefaction*, pp. 191-205.
- HAMADA M., TOWATA I., YASUDA S., ISOYAMA R. (1987): "Study on permanent ground displacement induced by seismic liquefaction", *Computers and Geotechnics*, Vol. 4 pp 197-220.
- IDRISS I. M., BOULANGER R. (2007): "SPT- and CPT-Based Relationships for the Residual Shear Strength of Liquefied Soils", In *Proc., 4th Int. Conf., Earthquake Geotechnical Engineering*, Greece, Ishihara Lecture, pp. 1-22.
- KRAMER, S.L. (1996): "Geotechnical Earthquake Engineering"
- NEWMARK N. M. (1965): "Effects of earthquakes on dams and embankments." *Geotechnique* 15(2),139-160
- STARK, T.D., MESRI, G. (1992): "Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis.", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 118(11): 1727-1747.
- RAUCH F. ALAN, MARTIN II R. JAMES (2000): "EPOLLS model for predicting average displacements on lateral spreads," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 4, April, pp 360-371.
- REZANIA M., FARAMARZI A., JAVADI A. (2010): "An evolutionary based approach for assessment of earthquake-induced soil liquefaction and lateral displacement"
- RICHARDS Y., ELMS D. G. (1979): "Seismic behaviour of gravity retaining walls". *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol. 105, No. 4, pp. 449–464.
- SABETTA F., A. PUGLIESE (1996): "Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions", *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 86, 337-352.
- VALSAMIS A. (2008): "Numerical simulation of single pile response under liquefaction-induced lateral spreading", PHD thesis, N.T.U.A.
- VALSAMIS A. BOUCKOVALAS G. DIMITRIADI (2010): "Parametric Investigation of Lateral Spreading in Free-Face Ground Formations"
- YOUND LESLIE T., HANSEN M. CORBETT, BARTLETT F. STEVEN (2002): "Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 128, No. 12, December 1, pp 1007-1017.

ZHANG G., ROBERTSON K. P., BRACHMAN I. W. R. (2004): "Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 130, No. 8, August 1, pp 861-871

ZHANG JIAN, ZHAO X. JOHN (2005): "Empirical models for estimating liquefaction-induced lateral spread displacement" Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, pp 439-450

ΓΚΑΖΕΤΑΣ Γ. (2007): «Εδαφομηχανική», Εκδ. ΕΜΠ

ΔΗΜΗΤΡΙΑΔΗ Β. (2006): «Συγκριτική αξιολόγηση εμπειρικών μεθόδων για την οριζόντια εξάπλωση λόγω ρευστοποίησης», Διπλωματική εργασία ΕΜΠ

ΘΕΟΔΩΡΟΥ Α., ΙΩΣΗΦ Κ. (2007): «Αριθμητική διερεύνηση της οριζόντιας εξάπλωσης ρευστοποιημένου εδάφους σε περίπτωση αναβαθμού», Διπλωματική εργασία ΕΜΠ

ΚΑΒΒΑΔΑΣ Μ. (2007): «Στοιχεία Εδαφομηχανικής», Εκδ ΕΜΠ

ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ Γ. (2010): «13 Διαλέξεις Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής», Εκδ ΕΜΠ