

ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ

ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ

ΒΑΛΑΣΙΑ Κ. ΚΑΡΑΓΚΙΟΖΙΔΟΥ

ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΔΑΦΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ 2009

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Πρόλογος.....	1
1 ΚΕΦΑΛΑΙΟ – Ρευστοποίηση εδαφικών σχηματισμών.....	2
1.1. Εισαγωγή.....	2
1.2. Μηχανισμός πρόκλησης ρευστοποίησης.....	2
1.3 Διαδικασία ρευστοποίησης	3
1.4 Προϋποθέσεις πρόκλησης ρευστοποίησης	4
Γεωλογική ηλικία εδαφικών σχηματισμών	4
Γεωμορφολογικά κριτήρια	5
Υδροφόρος ορίζοντας	6
Σχετική πυκνότητα	6
Κοκκομετρική σύσταση και φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφών	7
Ιστορικά περιστατικά	12
2 ΚΕΦΑΛΑΙΟ – Μέθοδος εκτίμησης κινδύνου ρευστοποίησης βασιζόμενη στην προσέγγιση των κυκλικών τάσεων (Cyclic stress approach	13
2.2 Συντελεστής ασφαλείας σε ρευστοποίηση.....	24
Εγχειρίδιο χρήσης υπολογιστικού προγράμματος EXCEL	26
Βιβλιογραφία.....	29

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσας διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του προγράμματος σπουδών του Τμήματος Γεωλογίας Η' εξαμήνου στην κατεύθυνσης Εφαρμοσμένης Γεωλογίας του Τομέα Γεωλογίας.

Σκοπός της εργασίας είναι η δημιουργία ενός υπολογιστικού προγράμματος EXCEL για τον χαρακτηρισμό ενός εδαφικού σχηματισμού ως ρευστοποιήσιμου ή μη ρευστοποιήσιμου με βάση τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας F. Επίσης η βιβλιογραφική παρουσίαση θεμάτων που αφορούν τα φαινόμενα ρευστοποίησης εδαφικών σχηματισμών και ειδικότερα τον μηχανισμό πρόκλησης ρευστοποίησης, τη διαδικασία ρευστοποίησης, τις προϋποθέσεις πρόκλησης ρευστοποίησης και τη μέθοδο εκτίμησης κινδύνου ρευστοποίησης βασιζόμενη στην προσέγγιση των κυκλικών τάσεων (Cyclic stress approach)

Η εργασία επικουρήθηκε από τον Δρ. Γιώργο Παπαθανασίου τον οποίο ευχαριστώ για την καθοδήγηση του, τις πολύτιμες συμβουλές του, τις παρατηρήσεις τους και τα σχόλια του. Η ανάθεση της εργασίας έγινε από τον Καθηγητή Επιβλέπων κ. Β. Χρηστάρας και τον οποίο ευχαριστώ

1 ΚΕΦΑΛΑΙΟ Ρευστοποίηση εδαφικών σχηματισμών

1.1 Εισαγωγή

Μη συνεκτικοί κορεσμένοι εδαφικοί σχηματισμοί έχουν την τάση όταν υπόκεινται σε άμεση φόρτιση κάτω από αστράγγιστες συνθήκες να τείνουν προς συμπίκνωση, όμως λόγω της αδυναμίας μεταβολής του όγκου τους παρουσιάζεται αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων τους με ταυτόχρονη μείωση έως και μηδενισμό της διατμητικής τους αντοχής. Κατά την παραπάνω διαδικασία μετατρέπεται η κατάσταση αυτών των εδαφικών στρωμάτων από τη στερεά στη ρευστή φάση, δηλαδή προκαλείται ρευστοποίηση αυτών. Στο κεφάλαιο αυτό, παρουσιάζεται αναλυτικά ο μηχανισμός δημιουργίας του φαινομένου καθώς επίσης και οι κατηγορίες στις οποίες διακρίνεται. Βασικό ρόλο στην πρόκληση ρευστοποίησης διαδραματίζουν οι συνθήκες κάτω από τις οποίες οι εδαφικοί σχηματισμοί συναντώνται στη φύση. Αυτοί οι μη συνεκτικοί λεπτόκοκκοι κορεσμένοι σχηματισμοί έχουν μεγάλες πιθανότητες ρευστοποίησης, όμως πριν το στάδιο της τελικής εκτίμησης του δυναμικού αυτής, επιβάλλεται η εξέταση συγκεκριμένων κριτηρίων τα οποία καθιστούν ένα εδαφικό υλικό επιδεκτικό προς ρευστοποίηση. Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στις προϋποθέσεις τις οποίες πρέπει να πληρεί ένας εδαφικός σχηματισμός ώστε να χαρακτηριστεί εν δυνάμει ρευστοποιήσιμος.

1.2 Μηχανισμός πρόκλησης ρευστοποίησης.

Η αύξηση της πίεσης των πόρων μη συνεκτικών κορεσμένων εδαφικών σχηματισμών η οποία προκαλείται από δυναμικού τύπου δονήσεις (σεισμικές ταλαντώσεις κλπ) υπό αστράγγιστες συνθήκες, μπορεί να επιφέρει τη μείωση έως και την απώλεια της διατμητικής αντοχής του υλικού δημιουργώντας το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Η διαδικασία αυτή παρατηρείται κυρίως σε ομοιόμορφα χαλαρά, λεπτά έως μεσοκοκκώδη, ιζήματα. Ο όρος που χρησιμοποιείται για την περιγραφή αυτής της κατάστασης είναι ρευστοποίηση εδαφικών σχηματισμών.

Τα φαινόμενα ρευστοποίησης διακρίνονται με βάση το μηχανισμό γένεσης σε δύο γενικές κατηγορίες: α) την εδαφική ροή (flow failure) και β) την ανακυκλική κινητικότητα (cyclic mobility). Μολονότι η εδαφική ροή παρουσιάζει λιγότερες πιθανότητες εμφάνισης από την ανακυκλική κινητικότητα, οι επιπτώσεις της είναι αρκετά πιο σοβαρές. Η εδαφική ροή συναντάται συνήθως σε χαλαρά μη συνεκτικά ιζήματα τα οποία είναι τοποθετημένα σε πρηνή με σημαντική κλίση και στα οποία η διατμητική τάση η οποία απαιτείται για τη στατική ισορροπία της εδαφικής μάζας είναι μεγαλύτερη από την υπολειπόμενη διατμητική αντοχή του εδάφους (Kramer, 1996). Οι εφαρμοσμένες ανακυκλιζόμενες τάσεις οδηγούν τον εδαφικό σχηματισμό σε αστάθεια καθώς η αντοχή του μειώνεται με αποτέλεσμα οι υπάρχουσες στατικές φορτίσεις να προκαλέσουν στη συνέχεια την δημιουργία εδαφικής ροής. Ένα τέτοιο μηχανισμό μονοτονικής φόρτισης αποτελεί η διάβρωση του πόδα ενός πρηνούς ή αντίστοιχα η φόρτιση της κεφαλής του. Το συγκεκριμένο φαινόμενο χαρακτηρίζεται από την απότομη εμφάνιση, την ταχύτατη κίνηση και τη μεγάλη σε κλίμακα

απόσταση στην οποία μπορεί να κινηθούν τα υλικά του ρευστοποιημένου εδάφους. Χαρακτηριστικά παραδείγματα εμφάνισης εδαφικής ροής αποτελούν οι αστοχίες των φραγμάτων Sheffield και Lower San Fernando (Olso, 2001)

Η ανακυκλική κινητικότητα (cyclic mobility) η οποία χαρακτηρίζεται από μεγαλύτερη συχνότητα εμφάνισης, μπορεί να προκληθεί σε περιοχές χωρίς ή με μικρή κλίση (έως 3°) ενώ οι επιπτώσεις αυτής χαρακτηρίζονται ελαφριές έως πολύ σοβαρές. Σε αντίθεση με την εδαφική ροή, φαινόμενα ρευστοποίησης λόγω ανακυκλικής κινητικότητας προκαλούνται όταν η στατική διατμητική τάση είναι μικρότερη της διατμητικής αντοχής του εδαφικού σχηματισμού.

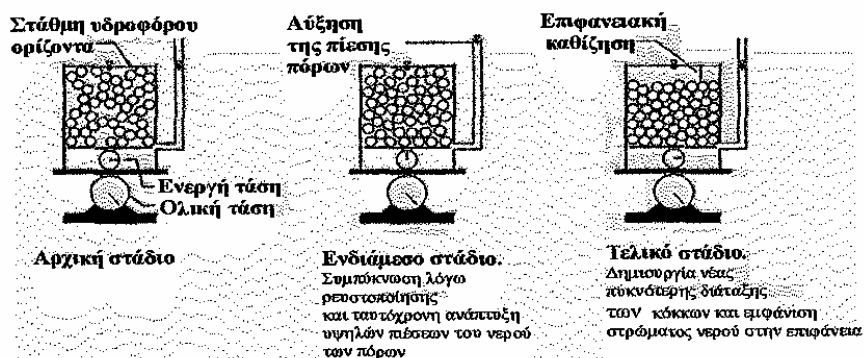
1.3 Διαδικασία ρευστοποίησης.

Όταν ένας χαλαρός κοκκώδης εδαφικός σχηματισμός υπόκειται σε ανακυκλική δόνηση, όπως στην περίπτωση ενός σεισμού, τότε επιδεικνύει τάση συμπίκνωσης δηλαδή μεταβολής του όγκου. Συγκεκριμένα, οι κόκκοι από τους οποίους αποτελείται το εδαφικό υλικό μετακινούνται έχοντας ως στόχο την μείωση των μεταξύ τους κενών. Όμως, η παρουσία νερού σε αυτά τα κενά, στην περίπτωση κορεσμένων χαλαρών εδαφών σε αστράγγιστες συνθήκες, εμποδίζει αυτήν την μετατόπιση. Αυτή η πίεση που μεταφέρεται στο νερό των πόρων, λόγω των αστράγγιστων συνθηκών δεν μπορεί να εκτονωθεί με συνέπεια την απότομη αύξηση της πίεσης των πόρων u . Η συνεχιζόμενη αύξηση της u αντιστοιχεί σε μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους έως και την πλήρη απώλεια αυτής σύμφωνα με νόμο του Coulomb

$$\tau = \sigma'_v \tan \phi'$$

όπου $\sigma'_v = \sigma - u$, σ : τάση, σ'_v : ενεργή τάση, ϕ' : ενεργός (δρώσα) γωνία τριβής και u : πίεση των πόρων. Ο όρος της συνοχής c δεν υπάρχει διότι αναφερόμαστε σε μη συνεκτικά εδάφη.

Στο στάδιο αυτό το οποίο ονομάζεται ολική ρευστοποίηση, η πίεση του νερού των πόρων, το οποίο δεν έχει απεγκλωβιστεί από το εδαφικό στρώμα, ανταποκρίνεται στην πίεση που ασκούν τα υπερκείμενα στρώματα διατηρώντας τον όγκο του σχηματισμού. Παράλληλα οι δυνάμεις σύνδεσης μεταξύ των κόκκων, ο δομικός ιστός, του εδάφους έχει καταρρεύσει με αποτέλεσμα αυτό να συμπεριφέρεται πλέον ως ρευστό. Η εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων στη συνέχεια θα προκαλέσει την αύξηση της πυκνότητας του εδάφους και την ταυτόχρονη μείωση του όγκου του. Η ποσότητα του νερού που παρέμεινε εγκλωβισμένη στο ίζημα, θα διοχετευτεί προς την επιφάνεια λόγω της μεγάλης υδραυλικής κλίσης παρασέρνοντας εδαφικό υλικό. Η διάρκεια αυτής της ροής προς την επιφάνεια εξαρτάται από το χρόνο που χρειάζεται για να αποκατασταθεί η υδραυλική ισορροπία στην εδαφική στήλη. Έτσι λοιπόν, είναι σύνηθες φαινόμενο η συνέχιση αυτής της ροής και μετά τέλος της σεισμικής δόνησης.



Σχήμα 2.1. Αναδιάταξη κόκκων εδαφικού σχηματισμού λόγω ρευστοποίησης του (τροποποιημένο από Obermeier et al., 2005)

1.4 Προϋποθέσεις πρόκλησης ρευστοποίησης

Η εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης ενός εδαφικού σχηματισμού αποτελεί ένα από τα αντικείμενα των γεωτεχνικών μελετών, οι οποίες πραγματοποιούνται στο πλαίσιο εξέτασης της σεισμικής διακινδύνευσης μιας συγκεκριμένης θέσης. Προκειμένου να θεωρηθεί ένα έδαφος εν δυνάμει ρευστοποιήσιμο θα πρέπει να πληρεί ορισμένες προϋποθέσεις, η εξέταση των οποίων είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθεί πριν την τελική εκτίμηση της πιθανότητας ρευστοποίησης του συγκεκριμένου εδαφικού σχηματισμού. Από τα αποτελέσματα αυτής της προκαταρκτικής εξέτασης της επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση των εδαφικών σχηματισμών θα προκύψει η αναγκαιότητα ή όχι της περαιτέρω μελέτης του δυναμικού ρευστοποίησης αυτών. Ως επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση ενός εδαφικού σχηματισμού ορίζεται η ικανότητα του εδάφους να ρευστοποιείται κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες. Από τη μελέτη ιστορικών περιστατικών εμφάνισης ρευστοποίησης, στα οποία έγινε συσχετισμός κυρίως των γεωλογικών, υδρογεωλογικών και φυσικών χαρακτηριστικών των ρευστοποιηθέντων εδαφικών υλικών ορίστηκαν τα κριτήρια επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση ενός εδαφικού σχηματισμού τα οποία παρουσιάζονται αναλυτικά στη συνέχεια.

1.4.1 Γεωλογική ηλικία εδαφικών σχηματισμών.

Η γεωλογική ηλικία καθώς και το περιβάλλον απόθεσης του εδαφικού σχηματισμού αποτελούν βασικά κριτήρια για την ταξινόμηση του εξεταζόμενου εδάφους ως επιδεκτικού προς ρευστοποίηση. Κορεσμένες, χαλαρές και ψαθυρές αποθέσεις παρουσιάζουν το μεγαλύτερο βαθμό επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση (Youd, 1998). Επειδή η πυκνότητα και ο βαθμός συγκόλλησης των εδαφών αυξάνονται με την πάροδο του χρόνου, η αύξηση της αντοχής έναντι ρευστοποίησης των σχηματισμών θα είναι ανάλογη της ηλικίας τους. Κατά συνέπεια νεώτερες αποθέσεις παρουσιάζουν μεγαλύτερη επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση από παλιότερες (Kramer, 1996). Εδαφικοί σχηματισμοί ηλικίας Άνω Ολοκαίνου είναι περισσότερο επιδεκτικοί προς ρευστοποίηση από σχηματισμούς του Ολοκαίνου, ενώ

ρευστοποίηση εδαφών Πλειστοκαινικής ηλικίας έχει προκληθεί σε συγκεκριμένες περιστάσεις. Τέλος, δεν έχουν παρατηρηθεί σύγχρονα φαινόμενα ρευστοποίησης σε ιζήματα προ - Πλειστοκαίνου (Obermeier, 1996).

1.4.2 Γεωμορφολογικά κριτήρια

Σημαντικό ρόλο στην επιδεκτικότητα ρευστοποίησης ενός σχηματισμού παίζει επίσης το περιβάλλον απόθεσης του. Όταν οι συνθήκες επιτρέπουν την απόθεση ενός ομοιόμορφου ταξινομημένου σχηματισμού σε χαλαρή κατάσταση τότε αυτό συνεπάγεται την υψηλή επιδεκτικότητα της απόθεσης. Έτσι λοιπόν ποτάμια, κολλούβια και αιολικές αποθέσεις είναι επιδεκτικές προς ρευστοποίηση όταν βρίσκονται σε κορεσμένο στάδιο (Kramer, 1996). Φαινόμενα ρευστοποίησης έχουν παρατηρηθεί σε σχηματισμούς αλλουβιακών ριπιδίων, σε αλλουβιακές πεδιάδες και σε δελταϊκές αποθέσεις με μικρότερη όμως συχνότητα. Ειδική αναφορά πρέπει να γίνει στις ανθρωπογενείς αποθέσεις, όπως επιχώσεις και φίλτρα φραγμάτων, στις οποίες δεν έχει πραγματοποιηθεί συμπίκνωση μετά την τοποθέτησή τους και οι οποίες σε περίπτωση κορεσμού συγκαταλέγονται στα εδάφη με μεγάλη επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση. Ο Iwasaki (1986) έχοντας επεξεργαστεί μεγάλο αριθμό δεδομένων εμφανίσεων ρευστοποίησης από σεισμούς στην Ιαπωνία, διαμόρφωσαν τον παρακάτω πίνακα, στον οποίο παρουσιάζεται το δυναμικό ρευστοποίησης εδαφικών σχηματισμών ανάλογα με το γεωμορφολογικό περιβάλλον τους.

Πίνακας ταξινόμησης εδαφών με βάση γεωμορφολογικά κριτήρια (Iwasaki,1986)

Κατηγορία	Γεωμορφολογικές ενότητες	Δυναμικό ρευστοποίησης
A	Πρόσφατος ποτάμιος βυθός, παλιός ποτάμιος βυθός, βάλτος	Υψηλή πιθανότητα ρευστοποίησης
B	Ριπίδια, ποτάμια προσχώσεις, πλημμυρικές πεδιάδες	Πιθανότητα ρευστοποίησης
Γ	Λόφοι, βουνά	Μη ρευστοποιήσιμα

1.4.3 Υδροφόρος ορίζοντας

Όπως έχει αναφερθεί στο κεφάλαιο της διαδικασίας ρευστοποίησης, απαραίτητη και αναγκαία προϋπόθεση για τη ρευστοποίηση ενός εδάφους είναι να βρίσκεται σε κορεσμένη κατάσταση, δηλαδή να βρίσκεται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα οπότε η στάθμη του υδροφόρου επηρεάζει την επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση του. Καθώς η αντοχή έναντι ρευστοποίησης ενός στρώματος σε μια στρωματογραφική στήλη αυξάνεται όταν αυξάνεται η πίεση των υπερκείμενων (γεωστατική τάση) και η ηλικία του, δηλαδή είναι ανάλογη του βάθους αφού και οι δύο παράγοντες αυξάνονται με αυτό, τότε θα αυξάνεται και με το βάθος της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα. Συνεπώς, όσο πιο χαμηλή είναι η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα τόσο

μεγαλύτερη αντίσταση θα προβάλλει το συγκεκριμένο εδαφικό στρώμα σε ενδεχόμενη πιθανότητα ρευστοποίησης (Youd, 1998). Αποτελέσματα γεωτεχνικών ερευνών σε θέσεις εμφάνισης ρευστοποίησης έδειξαν ότι τα περισσότερα περιστατικά παρουσιάστηκαν σε περιοχές όπου η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρισκόταν έως 3 μέτρα βάθος από την επιφάνεια, μερικές εμφανίσεις συνδέονται με βάθος στάθμης υδροφόρου έως τα 10 μέτρα, ενώ ελάχιστες είναι οι περιπτώσεις ρευστοποίησης σε θέσεις όπου η υδροστατική στάθμη βρισκόταν σε βάθη μεγαλύτερα των 15 μέτρων (Youd, 1998). Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται η σχέση της επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση εδαφών με το βάθος της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα.

Πίνακας επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση εδαφικών σχηματισμών ανάλογα με το βάθος της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα (Youd, 1998)

Βάθος στάθμης υδροφόρου ορίζοντα από την επιφάνεια	Επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση
<3 μέτρα	Πολύ υψηλή
3 έως 6 μέτρα	Υψηλή
6 έως 10 μέτρα	Μέτρια
10 έως 15 μέτρα	Χαμηλή
>15 μέτρα	Πολύ χαμηλή

1.4.4 Σχετική πυκνότητα

Εδαφικοί σχηματισμοί παρόμοιας κοκκομετρικής σύστασης είναι δυνατό να επιδεικνύουν διαφορετική συμπεριφορά ως προς την δυνατότητα ρευστοποίησης τους ανάλογα με την τιμή της σχετικής τους πυκνότητας. Όσο πιο χαλαρή είναι η διάταξη των κόκκων ενός εδάφους τόσο η τιμή του δείκτη πόρων είναι μεγαλύτερη και αντίστοιχα η τιμή της σχετικής πυκνότητας του D_r (%) είναι μικρότερη. Η τιμή της D_r υπολογίζεται με τη βοήθεια της σχέσης:

$$D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$$

όπου e είναι ο πραγματικός δείκτης πόρων της άμμου, $e_{\max}$ είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην ελάχιστη συμβατική πυκνότητα (π.χ. με απλή απόθεση του υλικού) και $e_{\min}$ είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στη μέγιστη συμβατική πυκνότητα (π.χ. μετά από συμπύκνωση). (Κούκης και Σαμπατάκης, 2002)

Σύμφωνα με τους Terzaki και Peck (1967), στα αμμώδη εδάφη η σχετική πυκνότητα συνδέεται με τον αριθμό κρούσεων N_{SPT} της επί τόπου δοκιμής τυποποιημένης διείσδυσης SPT, όπως φαίνεται στον πίνακα που ακολουθεί. Άμμοι που ταξινομούνται από χαλαρές έως πολύ χαλαρές είναι εν δυνάμει ρευστοποιήσιμες. Αντιθέτως, για να δημιουργηθούν ικανές συνθήκες πρόκλησης ρευστοποίησης σε μερικώς πυκνά αμμώδη στρώματα απαιτούνται πολύ δυνατές φορτίσεις.

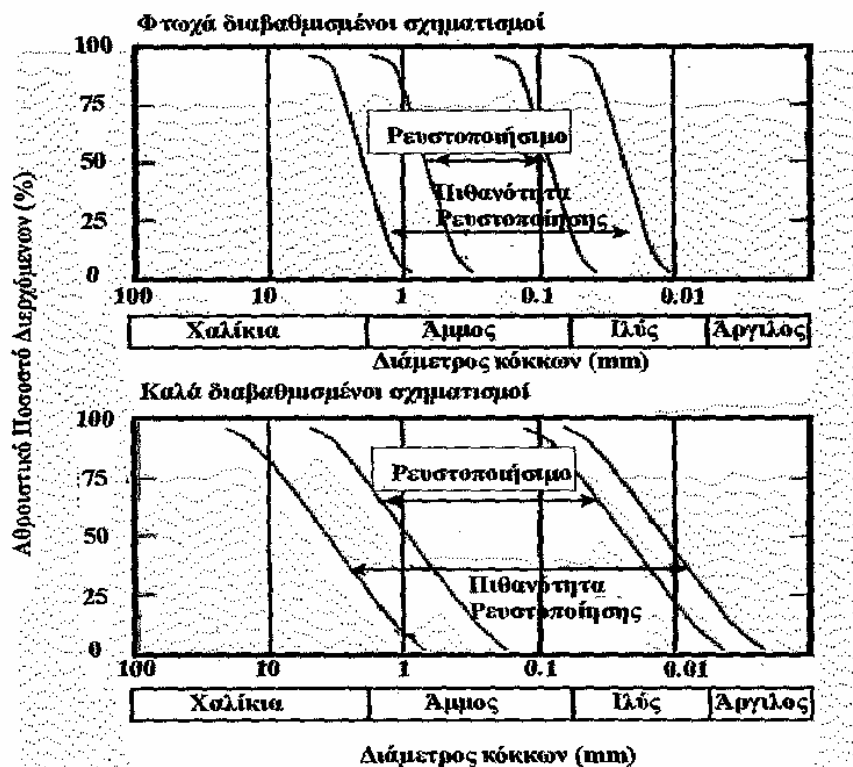
Πίνακας σχετικής πυκνότητας άμμων ανάλογα με τον αριθμό κρούσεων N_{SPT} της δοκιμής τυποποιημένης διείσδυσης SPT (Obermeier et al., 2005)

Αριθμός κρούσεων N	Χαρακτηρισμός	Σχετική πυκνότητα Dr(%)
0-4	Πολύ χαλαρό	0-15
4-10	Χαλαρό	15-35
10-30	Ενδιάμεσο	35-65
30-50	Πυκνό	65-85
>50	Πολύ πυκνό	85-100

1.4.5 Κοκκομετρική σύσταση και φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφών.

Τα κριτήρια τα οποία αναπτύσσονται σε αυτήν την ενότητα, θεωρούνται τα πιο σημαντικά για τον χαρακτηρισμό ενός εδάφους ως ρευστοποιήσιμου. Τα πρώτα συμπεράσματα τα οποία είχαν προκύψει από τις αρχικές μελέτες του φαινομένου της ρευστοποίησης, χαρακτήριζαν ως επιδεκτικούς προς ρευστοποίηση εκείνους τους εδαφικούς σχηματισμούς οι οποίοι αποτελούνταν μόνο από καθαρή άμμο. Τα λεπτόκοκκα εδάφη θεωρούνταν μη ικανά να αναπτύξουν τις απαιτούμενες, για την δημιουργία του φαινομένου, υψηλές πιέσεις πόρων ενώ η παρουσία αργλικού κλάσματος σε αυτά συντελούσε στην ανάπτυξη συνοχής c . Τα χονδρόκοκκα εδάφη είναι πολύ διαπερατά ώστε να διατηρήσουν την απαιτούμενη υπερπίεση του νερού των πόρων μέχρις ότου να προκληθεί ρευστοποίηση.

Η κοκκομετρική διαβάθμιση του εδάφους επηρεάζει επίσης το βαθμό επιδεκτικότητας. Καλά διαβαθμισμένα εδάφη είναι λιγότερο πιθανό να ρευστοποιηθούν σε σχέση με εδάφη ομοιόμορφης διαβάθμισης καθώς η πλήρωση των κενών μεταξύ των μεγαλύτερων κόκκων από μικρότερους κάτω από συνθήκες πλήρους αποστράγγισης έχει ως αποτέλεσμα την συμπύκνωση σε μικρότερο όμως ποσοστό και κατά συνέπεια μικρότερη τιμή υπερπίεσης πόρων υπό αστράγγιστες συνθήκες (Kramer., 1996). Το παραπάνω συμπέρασμα έχει επιβεβαιωθεί και από ιστορικά περιστατικά ρευστοποίησης, όπου ανομοιόμορφα διαβαθμισμένοι εδαφικοί σχηματισμοί προκάλεσαν αστοχίες λόγω ρευστοποίησης. Όσον αφορά το σχήμα των κόκκων, είναι φανερό ότι εδάφη αποτελούμενα από στρογγυλοποιημένους κόκκους αυξάνουν την πυκνότητα τους σε μεγαλύτερο βαθμό από εδάφη με γωνιώδεις κόκκους. Επομένως, τα εδάφη αυτά παρουσιάζουν μεγαλύτερη επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση (Kramer 1996). Μία πρώτη προσέγγιση της πιθανότητας ρευστοποίησης εδαφικών σχηματισμών ανάλογα με την κοκκομετρική τους σύσταση, τόσο για υλικά με ομοιόμορφη όσο και με ανομοιόμορφη κατάταξη, δημοσιεύτηκε από τον Tsuchida (1971) και εμφανίζεται στα σχήματα που ακολουθούν. Οι καμπύλες ορίζουν περιοχές πολύ μεγάλης ή μεγάλης αντίστοιχα, πιθανότητας ρευστοποίησης των εδαφών.



Σχήμα 2.2. Διάγραμμα πιθανότητας ρευστοποίησης εδαφών ανάλογα με την κοκκομετρική τους καμπύλη (τροποποιημένο από Tsuchida, 1971)

Όσον αφορά τα αδρόκοκκα εδάφη, η δυνατότητα άμεσης αποστράγγισης τους τεκμηριώνει απόλυτα την ταξινόμησή τους ως μη επιδεκτικά προς ρευστοποίηση, μολονότι η συμπεριφορά τους σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση δε διέφερε σε μεγάλο βαθμό από αυτήν των άμμων, καθώς χονδρόκοκκα έως χαλικώδη εδάφη είναι εν δυνάμει ικανά να αναπτύξουν υψηλές πιέσεις πόρων και Κατά συνέπεια ρευστοποίηση. Ιστορικά περιστατικά όμως ρευστοποίησης αδρόκοκκων εδαφικών σχηματισμών οδήγησαν στην επαναδιατύπωση των παραπάνω συμπερασμάτων. Έτσι λοιπόν σύμφωνα με τους Seed et al., (2003), το πλεονέκτημα της άμεσης αποστράγγισης των αδρόκοκκων έως χαλικωδών εδαφών εξουδετερώνεται με αποτέλεσμα να θεωρούνται επιδεκτικά προς ρευστοποίηση, όταν ικανοποιούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις: α) περιστοιχίζονται από λεπτόκοκκα εδάφη κατά τέτοιο τρόπο ώστε να δημιουργούνται αστράγγιστες συνθήκες, β) υπάρχει παρουσία λεπτόκοκκων τα οποία καταλαμβάνουν τα διάκενα ανάμεσα στα αδρόκοκκα στοιχεία του σχηματισμού με αποτέλεσμα τη μείωση της διαπερατότητας του, γ) όταν το στρώμα του αδρόκοκκου σχηματισμού έχει μεγάλες διαστάσεις και κατά συνέπεια η απόσταση στην οποία θα πρέπει να γίνει άμεση αποστράγγιση κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής δόνησης είναι μεγάλη.

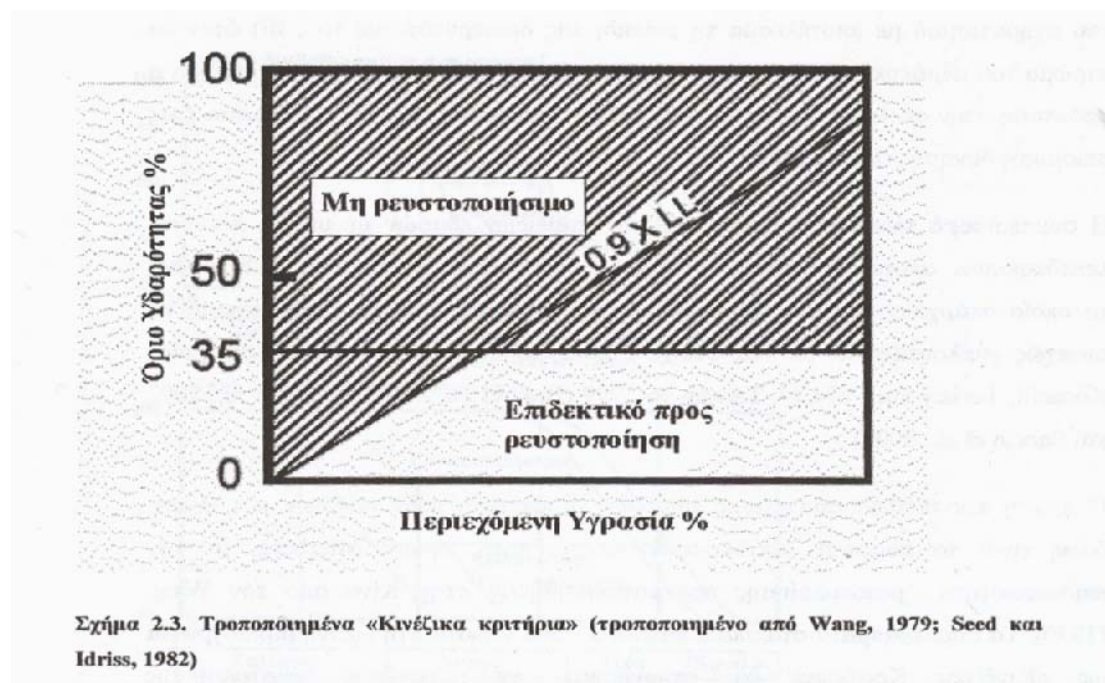
Η συμπεριφορά των λεπτόκοκκων και των αμμωδών εδαφών με υψηλό ποσοστό λεπτόκοκκων, αποτελούσε πάντα αντικείμενο επιστημονικών μελετών. Τα δεδομένα τα οποία υπάρχουν από επί τόπου δοκιμές σε περιοχές εμφάνισης ρευστοποίησης συνεχώς εμπλουτίζονται με νέα στοιχεία προερχόμενα από νεώτερους σεισμούς, Kocaeli, Turkey και Chi- Chi, Taiwan το 1999 (Bray et al., 2001; Sancio et al., 2002 και Sancio et al., 2003).

Η πρώτη προσπάθεια συσχέτισης φυσικών χαρακτηριστικών αργίλων και ιλύων, όπως είναι το ποσοστό λεπτόκοκκων και οι τιμές ορίων Atterberg, με την επιδεκτικότητα ρευστοποίησης πραγματοποιήθηκαν στην Κίνα από τον Wang (1979). Τα συμπεράσματα στα οποία κατέληξε είναι γνωστά στη διεθνή βιβλιογραφία ως «Κινέζικα Κριτήρια» και στηρίχθηκαν σε εμφανίσεις ρευστοποίησης λεπτόκοκκων εδαφικών σχηματισμών. Οι Seed και Idriss (1982) επανεξετάζοντας τα παραπάνω δεδομένα, πρόσθεσαν ότι τα αργιλικά εδάφη πρέπει να θεωρούνται μη ρευστοποιήσιμα ενώ για τον χαρακτηρισμό ενός εδάφους, το οποίο προβάλλεται πάνω από την Α-γραμμή στο διάγραμμα πλαστικότητας, ως έδαφος επιδεκτικό προς ρευστοποίηση θα πρέπει να πληρούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

Ποσοστό λεπτόκοκκων ($<0,005\text{mm}$) $< 15\%$

Όριο Υδαρότητας $< 35\%$

Περιεχόμενη υγρασία $> 0,9 * \text{Όριο Υδαρότητας}$



Η γραμμοσκιασμένη περιοχή του παραπάνω διαγράμματος, οριοθετεί την περιοχή των μη επιδεκτικών προς ρευστοποίηση εδαφών.

Ο Koester (1992) απέδειξε ότι οι τιμές του ορίου υδαρότητας, υπολογισμένες με τη συσκευή Casagrande η οποία χρησιμοποιείται στις Η.Π.Α, διαφέρουν κατά τέσσερις ποσοστιαίες μονάδες από τις αντίστοιχες τιμές με βάση τη συσκευή πενετρόμετρου κώνου (μεθοδολογία που ακολουθείται στην Κίνα). Βασιζόμενος σε αυτές τις παρατηρήσεις ο Koester (1992) πρότεινε τη μείωση της τιμής του LL από 35% σε 3 %.

Οι Andrews και Martin (2000) αφού επανεξέτασαν τα προηγούμενα δεδομένα και προσθέτοντας ταυτόχρονα νέα στοιχεία από μεταγενέστερους σεισμούς, τροποποίησαν τα «Κινέζικα Κριτήρια» με βάση τις προδιαγραφές που χρησιμοποιούνται στις Η.Π.Α αναφορικά με τη μέγιστη διάμετρο των αργιλικών υλικών (0,002 mm αντί για 0,005 mm). Το πλαίσιο στο οποίο κατέληξαν για το χαρακτηρισμό ενός λεπτόκοκκου εδαφικού σχηματισμού ως επιδεκτικού προς ρευστοποίηση παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα

Πίνακας κριτηρίων επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση ιλυώδων και αργιλώδων άμμων (τροποποιημένο από Andrews και Martin, 2000)

	Όριο Υδαρότητας, LL <32	Όριο Υδαρότητας LL≥32
Ποσοστό κόκκων μεγέθους αργίλου <10%	Επιδεκτικό	Περαιτέρω διερεύνηση κρίνεται απαραίτητη
Ποσοστό κόκκων μεγέθους αργίλου ≥10%	Περαιτέρω διερεύνηση κρίνεται απαραίτητη	Μη επιδεκτικό

Οι παραπάνω προτάσεις αποτελούσαν βασικό κριτήριο για το χαρακτηρισμό ενός εδάφους ως εν δυνάμει ρευστοποιήσιμου έως ότου δημοσιεύτηκαν τα πρώτα αποτελέσματα μελετών φαινομένων ρευστοποίησης που παρατηρήθηκαν στις πόλεις Adapazari (Τουρκία) και Wu Feng, Yuan Lin και Nantou (Taiwan), τα οποία προκλήθηκαν το 1999 από τους δύο καταστροφικούς σεισμούς Kocaeli και Chi-Chi αντίστοιχα. Σε αυτές τις πόλεις σημειώθηκαν εκτεταμένες εδαφικές παραμορφώσεις αλλά και αστοχίες κατασκευών λόγω ρευστοποίησης, σε περιοχές όπου οι εδαφικοί σχηματισμοί ταξινομούνταν ως μη ρευστοποιήσιμοι σύμφωνα με τα «Κινέζικα Κριτήρια» (Seed et al., 2003).

Σύμφωνα λοιπόν με τις μελέτες αυτές (Bray et al., 2001; Sancio et al., 2002 και Sancio et al., 2003) το κριτήριο του ποσοστού των κόκκων μεγέθους αργίλου που εμφανίζεται στις προϋποθέσεις που ορίζουν είτε τα «Κινέζικα Κριτήρια» είτε οι Andrews και Martin (2000) ως μικρότερο από 15% και 10% αντίστοιχα, θα πρέπει να αναθεωρηθεί αφού σημασία έχει το ποσοστό των αργιλικών ορυκτών και η ενεργότητα αυτών (Seed et al., 2003). Έτσι λοιπόν, ένας εδαφικός σχηματισμός που περιέχει μεγάλο ποσοστό κόκκων χαλαζία με διάμετρο 2-5 mm αλλά με μη πλαστική συμπεριφορά θα συμπεριφερθεί ως ρευστοποιήσιμο υλικό Κάτω από ανακυκλιζόμενες φορτίσεις. Συνεπώς, τα προηγούμενα κριτήρια θα πρέπει να θεωρούνται ανενεργά καθώς εδάφη επιδεκτικά προς ρευστοποίηση ταξινομούνται ως μη ρευστοποιήσιμα με αποτέλεσμα τη λανθασμένη εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης.

Τα συμπεράσματα στα οποία κατέληξαν οι Seed et al. (2003) διακρίνουν τρεις κατηγορίες επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση των εδαφικών σχηματισμών. Στην πρώτη κατηγορία ταξινομούνται εδάφη με δείκτη πλαστικότητας (PI) μικρότερο του 12 και όριο υδαρότητας (LL) μικρότερο του 37 ενώ η περιεχόμενη υγρασία τους θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 80% του LL. Τα εδάφη ονομάζονται εν δυνάμει ρευστοποιήσιμα και τοποθετούνται στη ζώνη Α του διαγράμματος πλαστικότητας. Η δεύτερη κατηγορία (ζώνη Β), περιλαμβάνει εδάφη των οποίων ο δείκτης πλαστικότητας δεν υπερβαίνει την τιμή 20 και το όριο υδαρότητας είναι μικρότερο του 37. Τα εδάφη αυτά θεωρούνται επιδεκτικά προς ρευστοποίηση όταν η περιεχόμενη υγρασία τους είναι μεγαλύτερη από το 85% της τιμής του LL αν και σύμφωνα με τους Seed et al. (2003), παρουσιάζουν πιο όλκιμη συμπεριφορά και ίσως δεν εμφανίσουν τόσο μεγάλες διαφορές στην τιμή της αντοχής και της δυστημής τους. Τέλος τα εδάφη που ταξινομούνται στη ζώνη C του διαγράμματος πλαστικότητας θεωρούνται ως μη επιδεκτικά προς ρευστοποίηση και κατά συνέπεια δε συντρέχουν λόγοι περαιτέρω διερεύνησης του δυναμικού ρευστοποίησης αυτών.

Στην περιοχή της ζώνης Β ταξινομείται και μια ειδική κατηγορία αργιλικών εδαφών, η παρουσία των οποίων σε μια περιοχή επιβάλλει τη διενέργεια περαιτέρω έρευνας. Αυτά τα εδάφη, τα οποία ονομάζονται «ευαίσθητα» είναι στην πλειοψηφία τους

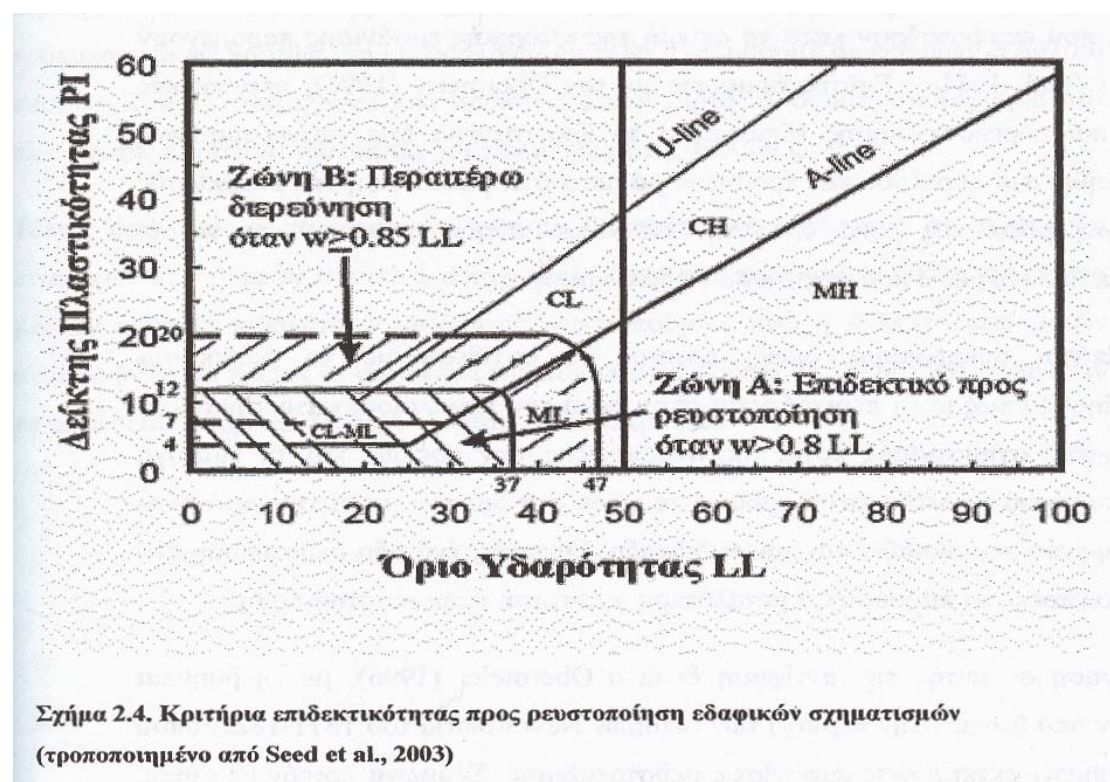
άργιοι χαμηλής πλαστικότητας CL με μερικές εξαιρέσεις ιλύων χαμηλής πλαστικότητας ML, και μπορεί να προκαλέσουν εκτεταμένες ζημιές λόγω μείωσης της αντοχής τους κατά τη διάρκεια σεισμικών ανακυκλιζόμενων διατμητικών φορτίσεων. Τα κριτήρια τα οποία χρησιμοποιούνται από τους ερευνητές για την αναγνώριση τέτοιων εδαφών, σύμφωνα με τον Youd (1998), είναι τα παρακάτω

Τιμή ευαισθησίας μεγαλύτερη του 4,

Όριο Υδαρότητας μικρότερο του 40

Περιεχόμενη υγρασία μεγαλύτερη του 90% του LL και

Διορθωμένος αριθμός κρούσεων δοκιμής SPT $(N_1)_{60}$ μικρότερος του 5



Μετά την πραγματοποίηση προκαταρκτικού ελέγχου της επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση και εφόσον οι εδαφικοί σχηματισμοί σε μια τοποθεσία πληρούν τις προϋποθέσεις που αναπτύχθηκαν παραπάνω, τότε και μόνο τότε δικαιολογείται η συνέχιση της έρευνας για την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης των επιμέρους εδαφών. Εάν προηγηθεί η εξέταση του δυναμικού των στρωμάτων τότε στον τελικό υπολογισμό των εδαφικών παραμορφώσεων λόγω ρευστοποίησης δε θα πρέπει να μετέχουν τα εδάφη τα οποία δεν πληρούν τα προαναφερθέντα κριτήρια.

1.4.6 Ιστορικά περιστατικά

Η καταγραφή ιστορικών εμφανίσεων ρευστοποίησης αποτελεί ακόμα ένα κριτήριο (Kramer, 1996) για τη διερεύνηση της επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση ενός εδάφους σε μια θέση στην ύπαιθρο. Σύμφωνα με τον Iwasaki (1986), το δυναμικό ρευστοποίησης των σχηματισμών μιας περιοχής στην οποία παρατηρήθηκαν φαινόμενα ρευστοποίησης κατά το παρελθόν είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο δυναμικό σε περιοχές όπου δεν καταγράφηκαν ιστορικά περιστατικά ρευστοποίησης. Η παραπάνω συνθήκη ισχύει μόνο σε περιπτώσεις κατά τις οποίες στη ρευστοποιημένη κατά το παρελθόν περιοχή, οι γεωλογικές και υδρογεωλογικές συνθήκες, που επικρατούσαν κατά τη στιγμή της ιστορικής εμφάνισης παραμένουν ως είχαν (Yould, 1984). Επίσης σύμφωνα με τον Obermeier (1996), ερευνητικές εργασίες παλαιορευστοποίησης έδειξαν ότι το ίδιο στρώμα έχει επανειλημμένως ρευστοποιηθεί στο παρελθόν και πρόσθεσε μάλιστα ότι η εκτόνωση της υπερπίεσης των πόρων, μέσω της ροής προς την επιφάνεια μίγματος άμμου και νερού, πραγματοποιήθηκε μέσω προυπάρχουσων οδών διαφυγής.

Το παραπάνω συμπέρασμα όμως, έρχεται σε αντίθεση με τη διαδικασία ρευστοποίησης όπως αυτή περιγράφεται στην αρχή του κεφαλαίου, κατά την οποία ένας εδαφικός σχηματισμός λόγω της αναδιάταξης των κόκκων και τη διαφυγή μέρους του νερού το οποίο καταλαμβάνει το χώρο στα διάκενα, μετά την εκτόνωση του φαινομένου παρουσιάζει πιο πυκνή διάταξη. Συνεπώς, ένα ήδη ρευστοποιημένο έδαφος, θα έπρεπε να παρουσιάζει μεγαλύτερη αντίσταση στην ρευστοποίηση.

Την εξήγηση σε αυτήν την αντίφαση δίνει ο Obermeier (1996) με τη βοήθεια δεδομένων από θέσεις στην περιοχή των σεισμών New Madrid του 1811-1822, όπου παρατηρήθηκαν εκτεταμένες εμφανίσεις ρευστοποίησης. Σύμφωνα λοιπόν με αυτές, όταν ένα στρώμα χαλαρού σχηματισμού υπόκειται ενός αδιαπέρατου και ρευστοποιείται, τότε πράγματι το μεγαλύτερο τμήμα του συμπυκνώνεται μετά το συμβάν. Στην κορυφή όμως του συγκεκριμένου στρώματος, δηλαδή κοντά στην επαφή με το αδιαπέρατο, ένα τμήμα του παραμένει σε χαλαρή κατάσταση το οποίο συνεχίζει να παρουσιάζει μεγάλη επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση ακόμα και μετά την εκτόνωση του φαινομένου. Αυτό συμβαίνει διότι στην περιοχή αυτή συγκεντρώνονται ποσότητες νερού οι οποίες στη συνέχεια χαλαρώνουν τους δεσμούς μεταξύ των κόκκων (Obermeier, 1996). Το φαινόμενο αυτό επαληθεύτηκε με εργαστηριακές δοκιμές με τις οποίες μελετήθηκε η συμπεριφορά αμμωδών σχηματισμών ανάμεσα σε αργιλικά λεπτά στρώματα, στις οποίες παρατηρήθηκε κατά μήκος της βάσης των αργίλων η δημιουργία ενός νέου χαλαρού στρώματος άμμου (Elgamal et al., 1989)

Ο συνδυασμός ιστορικών εμφανίσεων ρευστοποίησης με το βαθμό επιδεκτικότητας των περιοχών, με βάση τα γεωλογικά και γεωμορφολογικά χαρακτηριστικά της τοποθεσίας όπως αυτά αναλύθηκαν παραπάνω, παρέχει τη δυνατότητα οριοθέτησης περιοχών επιδεκτικών προς ρευστοποίηση και τη σύνταξη αντίστοιχων προκαταρκτικών χαρτών.

Τέλος, όσον αφορά τα ιστορικά κριτήρια θα πρέπει να τονίσουμε ότι η ύπαρξη ιστορικών περιγραφών συντελεί στην αξιολόγηση της περιοχής ως θέση όπου στο μέλλον υπάρχει πιθανότητα εμφάνισης ρευστοποίησης ενώ η έλλειψη παρόμοιων αναφορών δε θα πρέπει να αποκλείει την πιθανότητα πρόκλησης ρευστοποίησης όταν τα υπόλοιπα δεδομένα οδηγούν σε αυτό το συμπέρασμα.

2 ΚΕΦΑΛΑΙΟ

Μέθοδος εκτίμησης του κινδύνου ρευστοποίησης βασιζόμενη στην προσέγγιση των κυκλικών τάσεων (Cyclic stress approach).

Μετά τους καταστροφικούς σεισμούς του 1964 (Alaska, USA, Niigata, Ιαπωνία) υπήρξε σημαντική πρόοδος όσον αφορά τη γνώση σχετικά με τα φαινόμενα ρευστοποίησης και το μηχανισμό πρόκλησης αυτών. Η έρευνα για την κατανόηση αυτών των μηχανισμών επικεντρώθηκε στον υπολογισμό της σεισμικής φόρτισης η οποία απαιτείται για τη δημιουργία του φαινομένου. Αυτή η σεισμική φόρτιση εκφράστηκε ως κυκλικές διατμητικές τάσεις ενώ το δυναμικό ρευστοποίησης εκτιμήθηκε με βάση το πλάτος και τον αριθμό των κύκλων της σεισμικής δόνησης.

Η εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης ενός εδαφικού σχηματισμού με βάση την προσέγγιση των κυκλικών τάσεων στηρίζεται στη σύγκριση των κυκλικών διατμητικών τάσεων της σεισμικής φόρτισης με την αντίσταση στη ρευστοποίηση του εν λόγω σχηματισμού, εκφρασμένη σε κυκλικές διατμητικές τάσεις (Kramer, 1996). Σε θέσεις όπου η σεισμική φόρτιση υπερσχύει της αντίστασης, δηλαδή όταν ο λόγος των δύο μεγεθών είναι μικρότερος της μονάδας, προκαλείται ρευστοποίηση.

Τα μεγέθη της σεισμικής φόρτισης και της αντοχής ενός σχηματισμού έναντι στη ρευστοποίηση μπορούν να υπολογιστούν είτε με τη βοήθεια εργαστηριακών δοκιμών σε εδαφικά δείγματα είτε μέσω εμπειρικών σχέσεων οι οποίες έχουν προκύψει από τη συσχέτιση παρατηρούμενων εδαφικών συμπεριφορών με τις αντίστοιχες παραμέτρους επί τόπου δοκιμών (Seed et al., 2003)

Η χρήση εργαστηριακών δοκιμών περιπλέκεται λόγω των δυσκολιών οι οποίες εμφανίζονται κατά τη διατήρηση και διαμόρφωση στο εργαστήριο δοκιμών καθώς προκαλούνται αλλοιώσεις στο δείγμα κατά την εξόρυξη αλλά και κατά την επαναστερεοποίηση του. Επίσης, είναι αρκετά δύσκολη και συνάμα ακριβή η απόδοση στο εργαστήριο των συνθηκών οι οποίες επικρατούν κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης (Seed., 2003), χωρίς αυτό να συνεπάγεται την αδυναμία εκτέλεσης των δοκιμών. Αυτά τα προβλήματα μπορούν να μειωθούν εν μέρει εφόσον κατά τη διάτρηση χρησιμοποιηθούν ειδικές τεχνικές π.χ. παγοποίησης “frozen”, οι οποίες αυξάνουν όμως σημαντικά το κόστος.

Η χρησιμοποίηση εμπειρικών σχέσεων βασίζεται στο συνδυασμό των παρατηρήσεων εδαφικών αστοχιών με τα αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών (Seed et al., 2003). Σύμφωνα λοιπόν με τον Youd και Idriss (2001), υπάρχουν τέσσερις μεθοδολογίες για αντίστοιχες επί τόπου δοκιμές, οι οποίες πλέον παρουσιάζουν αξιόπιστα αποτελέσματα αναφορικά με την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης ενός εδάφους: μέθοδος SPT, CPT, Vs, BPT. Στη συνέχεια ιδιαίτερη έμφαση θα δοθεί στη μέθοδο με βάση τη δοκιμή SPT, η οποία αποτελεί και την παλιότερη και ευρύτερα χρησιμοποιούμενη μέθοδο.

Εκτίμηση δυναμικού ρευστοποίησης με βάση επιτόπου δοκιμές

Οι Seed και Idriss (1971) χρησιμοποίησαν τα αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών SPT σε θέσεις εμφάνισης ρευστοποίησης με στόχο τη δημιουργία εμπειρικής σχέσης εκτίμησης του δυναμικού ρευστοποίησης ενός εδαφικού σχηματισμού σε βάθος z κάτω από την επιφάνεια, η οποία θα βασίζεται στη σύγκριση της σεισμικής φόρτισης με τις τιμές των παραμέτρων της δοκιμής SPT. Αυτή η μέθοδος είναι γνωστή ως απλοποιημένη μέθοδος (simplified procedure) και παραμένει έως σήμερα σε ισχύ μετά τις απαραίτητες τροποποιήσεις που έγιναν σε αυτήν από διάφορους επιστήμονες (Seed et al., 1985, Youd και Idriss, 1997, Youd et al., 2001, Seed et al., 2003, Idriss και Boulanger 2006). Αυτές οι αναθεωρήσεις βασίστηκαν είτε σε νέα δεδομένα τα οποία προέκυψαν κατά την εκτέλεση επί τόπου δοκιμών σε θέσεις πρόκλησης ρευστοποίησης από νέες σεισμικές δονήσεις είτε λόγω επανεκτίμησης των παλιών δεδομένων.

Για την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης είναι απαραίτητος ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας F , ο οποίος ορίζεται ως το πηλίκο του λόγου της κυκλικής αντοχής CRR (cyclic residual ratio) προς το λόγο των αναπτυσσόμενων κυκλικών τάσεων CSR (cyclic stress ratio), $F = CRR / CSR$, δηλαδή ο λόγος της αντίστασης σε ρευστοποίηση του εδαφικού σχηματισμού (capacity) προς τον κίνδυνο της αναμενόμενης σεισμικής εδαφικής ταλάντωσης (seismic demand). Για τιμές του $F > 1$ το έδαφος χαρακτηρίζεται ως μη ρευστοποιήσιμο ενώ για $F \leq 1$ ως ρευστοποιήσιμο.

Προσδιορισμός δυναμικού σεισμικής εδαφικής ταλάντωσης (seismic demand).

Το δυναμικό της σεισμικής εδαφικής κίνησης χαρακτηρίζεται από το πλάτος και τη διάρκεια της (seismic demand). Ο προσδιορισμός του πλάτους μπορεί να επιτευχθεί είτε με λεπτομερέστερες αναλύσεις της εδαφικής κίνησης είτε με της χρήση απλοποιημένων προσεγγίσεων εκτίμησης του λόγου των αναπτυσσόμενων κυκλικών τάσεων (CSR).

Σύμφωνα με τους Seed και Idriss (1971), ο λόγος των αναπτυσσόμενων κυκλικών τάσεων (CSR) σεισμικής δόνησης μεγέθους $M 7.5$, ενός εδαφικού σχηματισμού σε βάθος z μπορεί να προσδιοριστεί με τη βοήθεια της παρακάτω εξίσωσης, για επίπεδες ή με μικρή κλίση περιοχές.

$$CSR_{7.5} = 0.65(a_{max}/g) (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) r_d$$

Όπου a_{max} = η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA), g = επιτάχυνση της βαρύτητας, σ_{vo} = ολική κατακόρυφη τάση, σ'_{vo} = ενεργή τάση, r_d = συντελεστής μείωσης της τάσης με το βάθος z . Ο συντελεστής 0.65 χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της μέγιστης τιμής του CSR κατά τη διάρκεια της φόρτισης στην αντιπροσωπευτική τιμή του CSR για όλη τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης.

Συντελεστής αναγωγής τάσης r_d (stress reduction factor).

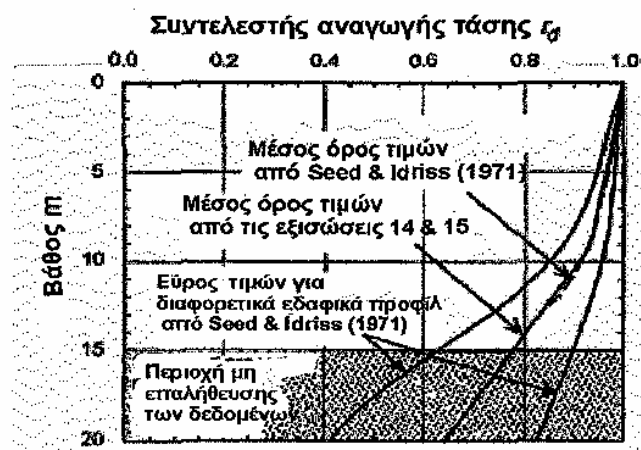
Ο παράγοντας r_d εκφράζει την ευκαμψία του εδαφικού προφίλ και ο τρόπος υπολογισμού του αρχικά προτάθηκε από τους Seed και Idriss (1971) με βάση

σεισμικές εδαφικές κινήσεις και τομές γεωτρήσεων αποτελούμενες από λεπτόκοκκη άμμο στα πρώτα 15 μέτρα. Η τιμή του μπορεί να υπολογιστεί με βάση τους δημοσιευμένους τύπους από τους Liao και Whitman (1986):

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \text{ για } z \leq 9.15\text{m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \text{ για } 9.15 < z \leq 23\text{m}$$

όπου z = βάθος κάτω από την επιφάνεια του εδάφους σε μέτρα. Στο σχήμα που ακολουθεί απεικονίζονται οι κύριες τιμές του r_d σε σχέση με το βάθος, όπως δημοσιεύτηκαν από τους Youd και Idriss (2001) και υπολογίζονται από τις παραπάνω εξισώσεις καθώς επίσης και οι προτεινόμενες τιμές με τις αντίστοιχες διακυμάνσεις τους, έτσι όπως αναπτύχθηκαν από τους Seed και Idriss (1971).

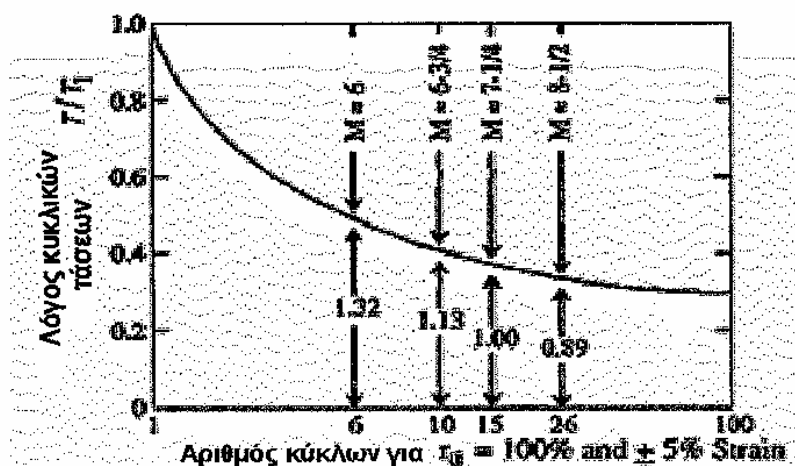


Σχήμα 3.4 Μεταβολή του r_d σε σχέση με το βάθος (από Youd και Idriss, 2001)

Συντελεστής αναγωγής μεγέθους MSF (magnitude scaling factor).

Η διάρκεια της σεισμικής δόνησης συσχετίζεται με το μέγεθος M με τη βοήθεια του συντελεστή MSF (magnitude scaling factor). Εξαιτίας του μικρού αριθμού δεδομένων, οι Seed και Idriss (1982) δεν κατάφεραν να κατασκευάσουν καμπύλες ορίων μεταξύ ρευστοποιημένων και μη ρευστοποιημένων περιοχών για σεισμικές δονήσεις μεγέθους διαφόρου του 7.5. Συνεπώς, ανέπτυξαν αντιπροσωπευτικές, για διαφορετικά μεγέθη M σεισμών, τιμές του M με τη βοήθεια των μέσων όρων κυκλικών φορτίσεων προκαλούμενων από σεισμούς και εργαστηριακές δοκιμές. Στο επόμενο σχήμα εμφανίζεται η αντιπροσωπευτική καμπύλη του αριθμού των κυκλικών φορτίσεων που απαιτούνται για την πρόκληση ρευστοποίησης για συγκεκριμένο CSR (Seed και Idriss, 1982) μαζί με το μέσο όρο των κυκλικών φορτίσεων για διάφορες σεισμικές δονήσεις. Οι πρώτες τιμές του MSF προέκυψαν από αυτό το σχήμα, από τη διαίρεση των τιμών CSR της αντιπροσωπευτικής καμπύλης για τον αριθμό των κυκλικών φορτίσεων σεισμικής δόνησης συγκεκριμένου μεγέθους με την τιμή του CSR για 15

κυκλικές φορτίσεις οι οποίες αντιστοιχούν σε σεισμό μεγέθους 7.5.



Σχήμα 3.7 Μεταβολή του CRR σε σχέση με τον αριθμό των απαιτούμενων για την πρόκληση ρευστοποίησης κυκλικών φορτίσεων (από Youd και Idriss, 2001)

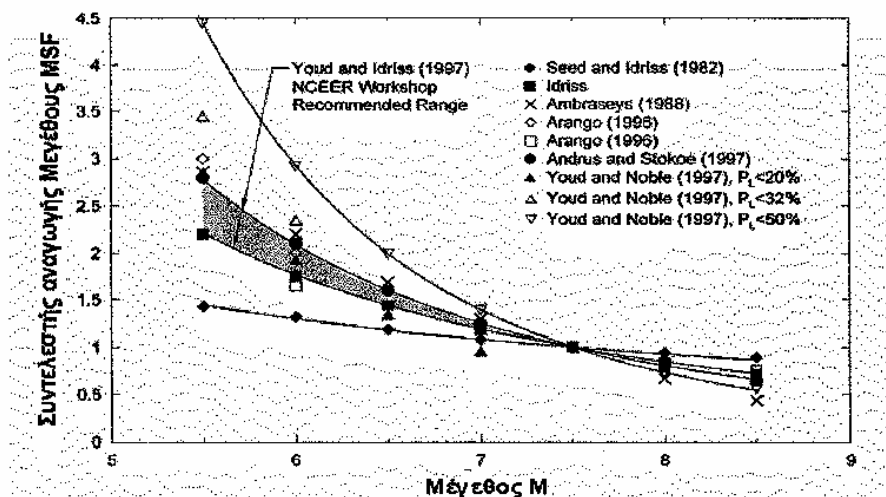
Έτσι, κατά την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης θα πρέπει η τιμή του CSR του μεγέθους M της αναμενόμενης σεισμικής δόνησης να ανάγεται με τη βοήθεια του MSF στην τιμή CSR_{7.5}.

Οι προτεινόμενες για χρήση σχέσεις του υπολογισμού του συντελεστή MSF είναι οι προτεινόμενες από τον Idriss (1995), και τους Andrus και Stokoe (1997):

$$MSF = 10^{2.24} / M^{2.56} = (M_w/7.5)^{-2.56}, \text{ Idriss (1995)}$$

$$MSF = (M / 7.5)^{-3.3}, \text{ Andrus και Stokoe (1997)}$$

Αναλυτικότερα, οι αρχικά προτεινόμενες τιμές του M θεωρούνται συντηρητικές ενώ για σεισμικές δονήσεις μεγέθους M μικρότερο του 7,5 Θα πρέπει να λαμβάνεται ως κατώτερο όριο της επιτρεπόμενης διακύμανσης του MSF, γραμμοσκιασμένη περιοχή του σχήματος, η γραφική παράσταση της προτεινόμενης από τον Idriss (1995) εξίσωσης. Η ανώτερη τιμή για M >7 μπορεί να υπολογιστεί με βάση τις προτεινόμενες από τους Andrus και Stokoe (1997) Ambraseys (1988), και Arango (1996) εξισώσεις. Για σεισμικές δονήσεις μεγέθους M μεγαλύτερου του 8, προτάθηκε από την επιτροπή NCEER- 1998 η χρησιμοποίηση της εξίσωσης του Idriss (1995) καθώς τα ελάχιστα δεδομένα δεν επέτρεπαν τη δημιουργία μιας πιο αξιόπιστης εμπειρικής σχέσης (Youd και Idriss, 2001)

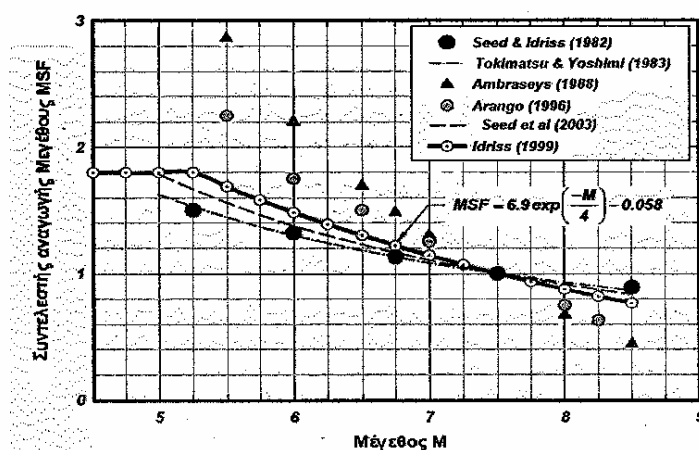


Σχήμα 3.8 Προτεινόμενες γραφικές παραστάσεις μεταβολής της τιμής του MSF σε σχέση με το μέγεθος της σεισμικής δόνησης (από Youd και Idriss, 2001)

Στη συνέχεια, Idriss και Boulanger (2006) αναδημοσιεύουν τις προτεινόμενες από τον Idriss (1999) τιμές του συντελεστή MSF, οι οποίες προκύπτουν με τη βοήθεια της εξίσωσης

$$MSF = 6.9 \exp(-M/4) - 0.058 \text{ για } MSF \leq 1.8$$

Στο σχήμα που ακολουθεί προβάλλονται οι γραφικές παραστάσεις των εξισώσεων υπολογισμού του συντελεστή MSF (Idriss 1999) μαζί με τις νέες, προτεινόμενες από τον Idriss (1999), τιμές. Όπως είναι εμφανές αυτές οι τιμές του MSF (Idriss, 1999) είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες προτεινόμενες από τους Seed και Idriss (1982) και τους Seed et al. (2003) ενώ είναι μικρότερες για σεισμικές δονήσεις μέγεθος $M < 7$ από τις αντίστοιχες δημοσιευμένες από τους Ambraseys (1988) και Arango (1996)



Σχήμα 3.9 Προτεινόμενες γραφικές παραστάσεις μεταβολής της τιμής του MSF σε σχέση με το μέγεθος της σεισμικής δόνησης (από Idriss και Boulanger, 2006)

Στο συνοπτικά πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές του MSF σε σχέση με το μέγεθος της σεισμικής δόνησης έτσι όπως έχουν προταθεί από τις μέχρι τώρα δημοσιευμένες επιστημονικές εργασίες.

Πίνακας 3.1. Πίνακας τιμών του MSF σε σχέση με το μέγεθος της σεισμικής δόνησης

Μέγεθος	Seed και Idriss	Ambraseys	Idriss	Andrus και Stokoe	Idriss
5.5	1.43	2.86	2.20	2.8	1.69
6	1.32	2.2	1.76	2.1	
6.5	1.19	1.69	1.44	1.6	1.3
7	1.08	1.3	1.19	1.25	
7.5	1	1	1	1	1
8	0.94	0.67	0.84	0.8	
8.5	0.89	0.44	0.72	0.65	0.77

Συνεπώς, εφόσον υπολογιστεί ο συντελεστής MSF, τότε είναι δυνατή η τελική εκτίμηση του δυναμικού της σεισμικής εδαφικής κίνησης (seismic demand), για σεισμική δόνηση μεγέθους M 7.5, με τη βοήθεια του παρακάτω τύπου:

$$CSR_{7.5} = 0.65(a_{\max}/g) (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) r_d (1/MSF)$$

Προσδιορισμός της αντίστασης σε ρευστοποίηση του εδαφικού σχηματισμού (capacity)

Έχοντας υπολογίσει την ένταση της σεισμικής εδαφικής φόρτισης για σεισμική δόνηση μεγέθους M 7.5 ως λόγο των αναπτυσσόμενων κυκλικών τάσεων, $CSR_{7.5}$, απομένει ο υπολογισμός της αντίστασης σε ρευστοποίηση των εδαφικών σχηματισμών CSR στη συγκεκριμένη θέση για να είναι εφικτός ο χαρακτηρισμός ενός εδαφικού σχηματισμού ως ρευστοποιήσιμου ή μη ρευστοποιήσιμου με τη βοήθεια του συντελεστή ασφάλειας $F = CRR / CSR$. Στη συνέχεια αναλύεται αυτή η διαδικασία προσδιορισμού του CRR για την δοκιμή SPT.

Δοκιμή Πρότυπης Διείσδυσης (Standard Penetration Test -SPT)

Η δοκιμή πρότυπης διείσδυσης SPT είναι η περισσότερο χρησιμοποιούμενη επί τόπου δοκιμή για τον προσδιορισμό της αντοχής σε ρευστοποίηση ενός εδάφους. Κατά την εκτέλεση της δοκιμής καταγράφεται ο αριθμός των κρούσεων που απαιτούνται για την ανά 15 cm διείσδυση του δειγματολήπτη στο έδαφος. μέχρι αυτός να εισχωρήσει συνολικά 45 εκατοστά. Ως αριθμός N, ονομάζεται ο αριθμός των κρούσεων που απαιτήθηκαν για τη διείσδυση του κώνου στα τελευταία 30 cm

στο έδαφος και εκφράζει την αντίσταση του εδάφους στη διείσδυση του δειγματολήπτη (Κούκης και Σαμπατάκης, 2002). Ο αριθμός των κρούσεων που χρειάστηκαν για τη διείσδυση των πρώτων 15 εκατοστών δε λαμβάνεται υπόψη διότι το έδαφος σε αυτήν τη θέση μπορεί να έχει διαταραχθεί κατά την εκτέλεση της δοκιμής. Το πλεονέκτημα της δοκιμής SPT είναι ότι ταυτόχρονα με τη διείσδυση πραγματοποιείται δειγματοληψία από το συγκεκριμένο σημείο, με αποτέλεσμα να είναι δυνατός ο προσδιορισμός των φυσικο-μηχανικών ιδιοτήτων του σχηματισμού. Η δοκιμή θα πρέπει να εκτελείται όπως ορίζεται από τις προδιαγραφές ASTM - 1586 και από τις αντίστοιχες ελληνικές Ε106/86 ΥΠΕΧΩΔΕ.

Η αντίσταση σε ρευστοποίηση ενός εδάφους με ποσοστό λεπτόκοκκων $FC < 5\%$, CSR, για σεισμική δόνηση μεγέθους $M 7.5$, δίνεται σε σχέση με τον αριθμό N με τη βοήθεια της εξίσωσης (Youd, 1998):

$$CRR_{7.5} = (a + cx + ex^2 + gx^3) / (1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4)$$

Όπου $a=0.048$, $b=-0.1248$, $c=-0.004721$, $d=0.009578$, $e=0.0006136$, $f=-0.0003285$, $g=-1.674E-0.6$ και $x = (N_1)_{60cs}$, η διορθωμένη τιμή του N .

Η παραπάνω σχέση ισχύει για τιμές του συντελεστή διόρθωσης, (N_{160cs}) μικρότερες του 30, αφού για μεγαλύτερες τιμές του N το έδαφος είναι πολύ σκληρό για να ρευστοποιηθεί και χαρακτηρίζεται ως μη ρευστοποιήσιμο. Κατά την ημερίδα του NCEER το 1998, τα αποτελέσματα της οποίας δημοσιεύτηκαν από τους Youd και Idriss (2001), προτάθηκε μια διαφορετική σχέση για τον υπολογισμό του CRR:

$$CRR_{7.5} = 1 / (34 - (N_1)_{60cs}) + (N_1)_{60cs} / 135 + 50 / [10 (N_1)_{60cs} + 45]^2 - 1/200$$

Η τιμή του $CRR_{7.5}$ μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με του Boulanger και Idriss (2004) με τη βοήθεια του τύπου:

$$CRR_{7.5} = \exp [(N_1)_{60cs} / 14.1] + [(N_1)_{60cs} / 126]^2 - [(N_1)_{60cs} / 23.6]^3 + [(N_1)_{60cs} / 25.4]^4 - 2.8\}$$

Υπολογισμός $(N_1)_{60cs}$

Για να γίνει αναγωγή του αριθμού κρούσεων N στο διορθωμένο αριθμό $(N_1)_{60cs}$ θα πρέπει να πραγματοποιηθούν αρκετές διορθώσεις οι οποίες έχουν σα στόχο την κανονικοποίηση του N , καθώς λόγω της ποικιλίας στον χρησιμοποιούμενο εξοπλισμό για την εκτέλεση της δοκιμής SPT, δεν συνίσταται η απευθείας χρησιμοποίηση του N στις παραπάνω εξισώσεις υπολογισμού του $CRR_{7.5}$. Αυτή η αναγωγή πραγματοποιείται με τη βοήθεια διορθωτικών συντελεστών οι οποίοι πιστοποιούν την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων. Ο $(N_1)_{60cs}$ συντελεστής υπολογίζεται με βάση τους παρακάτω τύπους:

$$(N_1)_{60} = N C_N C_E C_B C_R C_S$$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

όπου N = ο αριθμός κρούσεων κατά την εκτέλεση της δοκιμής, C_N = διορθωτικός συντελεστής για να ληφθεί υπόψη η επιρροή της πίεσης σ'_{vo} του υπερκείμενου εδάφους (Liao και Whitman, 1986), C_E = συντελεστής του λόγου ενέργειας (ER), C_B = συντελεστής αναφερόμενος στη διάμετρο της γεώτρησης, C_R = διορθωτικός συντελεστής του μήκους των στελεχών κάτω από τον άκμονα, C_S = διόρθωση για δείγματα με ή χωρίς φραγμούς.

Ο διορθωτικός συντελεστής C_N χρησιμοποιείται για την κανονικοποίηση τις τιμές του N για ενεργή τάση υπερκειμένων εδαφών σ'_{vo} ίση με 100 KPa (1atm). Αυτή η αναγωγή είναι απαραίτητη καθώς η τιμή του N κατά τη δοκιμή SPT αυξάνει καθώς αυξάνει και η ενεργός πίεση των υπερκειμένων στρωμάτων. Η προτεινόμενη από την επιτροπή NCEER εξίσωση υπολογισμού του C_N είναι αυτή η οποία δημοσιεύτηκε από τους (Liao καιWhitman, 1986):

$$C_N = (Pa / \sigma'_{vo})^{0.5}$$

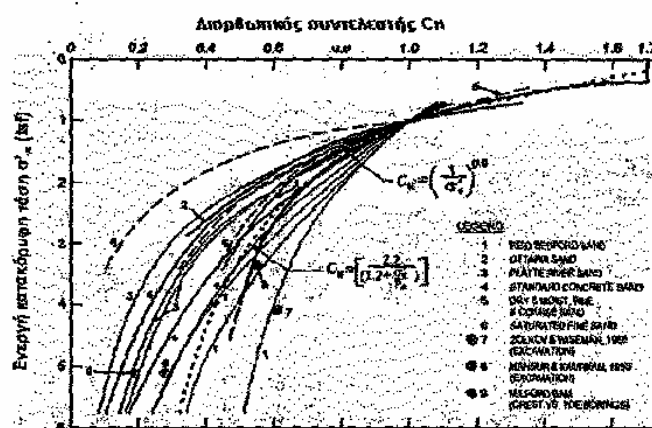
ενώ στα ίδια αποτελέσματα καταλήγει και η δημοσιευμένη από τους Kayen et al. (1992) εξίσωση:

$$C_N = 2,2 / (1,2 + \sigma'_{vo} / Pa) \quad (33)$$

Ως ανώτερη τιμή του C_N αρχικά ορίστηκε το 2, όμως αργότερα έγινε αποδεκτή η τιμή 1.7. Το 2004, οι Boulanger και Idriss δημοσίευσαν έναν νέο τύπο υπολογισμού του C_N :

$$C_N = (Pa / \sigma'_{vo})^{\alpha} \leq 1,7$$

Όπου $\alpha = 0,784 - 0,0768 [(N_1)_{60}]^{1/2}$ για $(N_1)_{60} \leq 46$



Σχήμα 3.10 Διάγραμμα προτεινόμενων γραφικών παραστάσεων υπολογισμού του C_N (από Youd και Idriss, 2001)

Ακόμη ένας σημαντικός παράγοντας, ο οποίος πρέπει να ληφθεί υπόψη, είναι η ενέργεια η οποία μεταφέρεται κατά την πτώση της σφύρας στο δειγματολήπτη της δοκιμής SPT. Ο λόγος ενέργειας ER ορίζεται ως ο λόγος της ενέργειας που αποδίδεται στο στέλεχος κάτω από τον άκμονα, προς την ενέργεια που προκύπτει από μια θεωρητικά ελεύθερη πτώση του πρότυπου βάρους, στον άκμονα (Κούκης και Σαμπατάκης, 2002). Η τιμή του αποδεχόμενου λόγου ενέργειας (ER) είναι 60% και εξαρτάται από τον τύπο της σφύρας και από τη μέθοδο απελευθέρωσής της. Οι διορθωτικοί συντελεστές $C_E = ER/60\%$ για τη μετατροπή των αποτελεσμάτων της δοκιμής SPT για λόγο ενέργειας 60% εμφανίζονται στον πίνακα 2. Πλέον συνηθίζεται να πραγματοποιείται ο υπολογισμός του λόγου ενέργειας για κάθε τιμή του N κατά την εκτέλεση της δοκιμής SPT και όχι εκ των υστέρων με τη βοήθεια του πίνακα, Στην περίπτωση κατά την οποία αυτό δεν είναι εφικτό, τότε θα πρέπει να

πραγματοποιείται η δοκιμή σύμφωνα με τις προδιαγραφές ASTM — 1586 για να λαμβάνονται αξιόπιστα αποτελέσματα.

Ο διορθωτικός συντελεστής C_R , αντιστοιχεί στη διόρθωση του μήκους των στελεχών κάτω από τον άκμονα. Αρχικά ο Skempton (1986) και στη συνέχεια οι Robertson και Wride (1998) πρότειναν τιμές του C_R για βάθη μεγαλύτερα των 10 μέτρων. Για βάθη μικρότερα των 3 μέτρων θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι δημοσιευμένες τιμές από τον Seed et al. (1985), $C_R = 0.75$. Στον πίνακα εμφανίζονται οι προτεινόμενες, από την επιτροπή NCEER-1998, τιμές για το συντελεστή C_R καθώς επίσης και για τους διορθωτικούς συντελεστές C_B και C_S .

Πίνακας 3.2. Τιμές διορθωτικών συντελεστών για τη δοκιμή SPT

Παράγοντας	Εξοπλισμός	Συντελεστής	Διορθωτικές τιμές
Πίεση υπερκείμενων		C_N	$C_N = (Pa / \sigma'_{vo})^{0.5}$
Πίεση υπερκείμενων		C_N	$C_N \leq 1.7$
Λόγος ενέργειας	Donut hammer	C_E	0.5 - 1.0
Λόγος ενέργειας	Safety hammer	C_E	0.7 - 1.2
Λόγος ενέργειας	Automatic - Trip	C_E	0.8 - 1.4
Διάμετρος	65-115 mm	C_B	1.0
Διάμετρος	150 mm	C_B	1.05
Διάμετρος	200 mm	C_B	1.15
Μήκος στελεχών	<3 m	C_R	0.75
Μήκος στελεχών	3-4 m	C_R	0.8
Μήκος στελεχών	4-6 m	C_R	0.85
Μήκος στελεχών	6-10 m	C_R	0.95
Μήκος στελεχών	10-30 m	C_R	1
Μέθοδος		C_S	1.0
Μέθοδος		C_S	1.3

Η τελευταία διόρθωση η οποία πραγματοποιείται στην τιμή N της δοκιμής SPT, αναφέρεται στο ποσοστό των λεπτόκοκκων υλικών στον εδαφικό σχηματισμό. Πρέπει να τονιστεί ότι αυτή η διόρθωση επιβάλλεται μόνο στην περίπτωση κατά την οποία θέλουμε να προσδιορίσουμε τη συμπεριφορά του σχηματισμού με τη βοήθεια του διαγράμματος $CSR - (N_1)_{60cs}$ σε σχέση με την καμπύλη καθαρής άμμου “clean sand base curve”. Οι Seed et al. (1985), αφού συμπέραναν ότι η αύξηση του ποσοστού των λεπτόκοκκων προκαλεί αύξηση του CRR, προχώρησαν στην κατασκευή καμπυλών ποσοστά λεπτόκοκκων 5%, 15% και 35%. Οι Youd και Idriss, (2001) δημοσίευσαν τις προτεινόμενες από την επιτροπή NCEER-1998 εξισώσεις υπολογισμού του $(N_1)_{60cs}$ με τις οποίες μπορεί να γίνει αναγωγή της τιμής του CRR εδαφικών σχηματισμών με διάφορα ποσοστά λεπτόκοκκων στην τιμή του CRR για εδάφη με ποσοστό λεπτόκοκκων μικρότερο του 5%. Αυτοί οι τύποι, οι οποίοι μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σε υπολογιστικά προγράμματα excel είναι:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

όπου $\alpha = 0$ για $FC \leq 5\%$,

$$\alpha = \exp [1.76 - (190 / FC^2)] \text{ για } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ για } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1.0 \text{ για } FC \leq 5\%$$

$$\beta = [0.99 + FC \cdot 1.5 / 1000] \text{ για } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ για } FC \geq 35\%$$

Οι Seed et al (2003) προτείνουν τον παρακάτω τύπο για τον υπολογισμό του $(N_1)_{60cs}$:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} \cdot C$$

όπου ο συντελεστής είναι ίσος με 1 για $FC \leq 5\%$, ενώ λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του για $FC \geq 35\%$.

Η εξίσωση βάση της οποίας υπολογίζεται ο συντελεστής είναι:

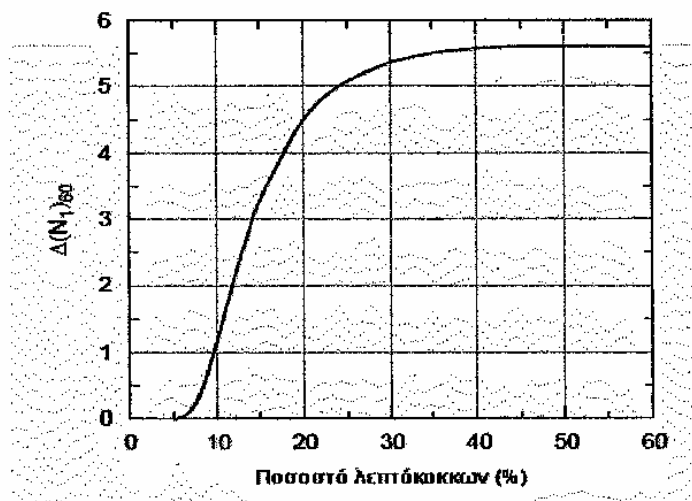
$$C = (1 + 0.004 FC) + [FC / (N_1)_{60}]$$

Όπου FC είναι το ποσοστό των λεπτόκοκκων εκφρασμένο ως καθαρός αριθμός (πχ 15% λεπτόκοκκα εκφράζεται ως 15) και $(N_1)_{60}$ είναι ο αριθμός των κρούσεων σε μονάδες blows/ft

Οι Boulanger και Idriss (2004) δημοσίευσαν τον ακόλουθο τύπο βάση του οποίου προτείνουν να γίνεται η διόρθωση στην τιμή $(N_1)_{60}$ για λεπτόκοκκα εδάφη:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

όπου $\Delta(N_1)_{60} = \exp \{ 1.63 + [9.7 / (FC + 0.1)] - [15.7 / (FC + 0.1)^2] \}$ και FC είναι το ποσοστό των λεπτόκοκκων στον εδαφικό σχηματισμό. Στο σχήμα που ακολουθεί απεικονίζεται η μεταβολή του $\Delta(N_1)_{60}$ με το ποσοστό FC των λεπτόκοκκων.



Σχήμα 3.11 Διάγραμμα μεταβολής της τιμής $(N_1)_{60}$ με το ποσοστό των λεπτόκοκκων σε ένα εδαφικό σχηματισμό (από Idriss και Boulanger, 2006)

Συντελεστής διόρθωσης για την πίεση των υπερκείμενων στρωμάτων K_σ (Correction for high overburden stress).

Από την εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών κυκλικών φορτίσεων σε ισοτροπικά στερεοποιημένα αμμώδη δείγματα διαπιστώθηκε ότι η αντίσταση σε ρευστοποίηση αυξάνει με την αύξηση της πλευρικής ισότροπης τάσης. Αυτή η μεταβολή θα πρέπει να υπολογίζεται κατά τον προσδιορισμό του CRR για να είναι εφικτή η αναγωγή των τιμών του για ενεργή τάση υπερκείμενων ίση με 1 atm. Λαμβάνοντας υπόψη το λόγο του CRR για διαφορετικές τιμές της πλευρικής ισότροπης τάσης προς CRR για πίεση ίση προς 100 kPa & (1 atm), ο Seed (1983) ανέπτυξε την αρχική καμπύλη διόρθωσης του συντελεστή K_σ ενώ στη συνέχεια διάφοροι επιστήμονες πρότειναν τροποποιήσεις σε αυτήν για τον πιο ακριβή προσδιορισμό της τιμής του.

Η επιτροπή NCEER-1998 κατέληξε ότι ο πιο αξιόπιστος υπολογισμός του K_σ γίνεται με την βοήθεια της προτεινόμενης εξίσωσης των Hynes και Olsen (1999):

$$K_\sigma (\sigma'_{vo} / \text{Pa})^{f-1}$$

Όπου σ'_{vo} είναι η ενεργή τάση, Pa η ατμοσφαιρική πίεση και f ένας δείκτης ο οποίος εξαρτάται από την σχετική πυκνότητα, την ηλικία και τον λόγο υπερστερεοποίησης του εδαφικού σχηματισμού. Οι τιμές του f σύμφωνα με την επιτροπή NCEER-1998, οι οποίες δημοσιεύονται από τους Youd και Idriss (2001), είναι $f = 0.6-0.7$ για σχετική πυκνότητα μεταξύ 60% και 80% και $f = 0.7 - 0.8$ για $40\% < Dr < 60\%$

Οι Idriss και Boulanger (2006) διατύπωσαν τις παρακάτω εξισώσεις για τον υπολογισμό του συντελεστή K_σ , πάντα σε σχέση με τη σχετική πυκνότητα Dr του εδαφικού σχηματισμού:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln (\sigma'_{vo} / \text{Pa}) \leq 1$$

$$C_\sigma = 1 / (18.9 - 17.3Dr) \leq 0.3$$

$$Dr = [(N_1)_{60} / 46]^{1/2}$$

ενώ ο συντελεστής C_σ μπορεί να προσδιοριστεί επίσης από τη μαθηματική σχέση:

$$C_\sigma = 1 / (18.9 - 2.25 (N_1)_{60}^{1/2}) \text{ για τιμές } (N_1)_{60} < 37.$$

Συνεπώς, αφού υπολογιστεί η τιμή του CRR είναι εφικτός πλέον ο χαρακτηρισμός του σχηματισμού ως ρευστοποιήσιμου ή μη ρευστοποιήσιμου με βάση τον συντελεστή ασφαλείας $F = \text{CRR} / \text{CSR}_{7.5}$. Για τιμές του $F > 1$ δεν υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησης ενώ για $F \leq 1$ τότε το έδαφος μπορεί θεωρητικά να ρευστοποιηθεί.

Επειδή από τις εξισώσεις που προαναφέρθηκαν υπολογίζεται η τιμή του CRR για σεισμική δόνηση μεγέθους M 7.5 Θα πρέπει να προσεχθεί ιδιαίτερα η χρησιμοποίηση του παράγοντα MSF. Συνήθως όταν επιθυμούμε να υπολογίσουμε το συντελεστή ασφαλείας τότε, αρχικά διαιρούμε την τιμή του CSR_M με την τιμή του MSF που αντιστοιχεί σε σεισμό μεγέθους M δηλαδή $(\text{CSR})_{7.5} = (\text{CSR})_M / \text{MSF}$. Έπειτα ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζεται από τη σχέση $F = (\text{CRR})_{7.5} / (\text{CSR})_7$. Αντίθετα, για να υπολογίσουμε το συντελεστή ασφαλείας F για συγκεκριμένη σεισμική δόνηση μεγέθους M, τότε πολλαπλασιάζουμε τον υπολογισμένο $(\text{CRR})_{7.5}$ με το συντελεστή MSF, $(\text{CRR})_M = (\text{CRR})_{7.5} \text{MSF}$ και στη συνέχεια διαιρούμε τον $(\text{CRR})_M$ με την υπολογισμένη τιμή του $(\text{CRR})_M$, $F = (\text{CRR})_M / (\text{CSR})_M$.

Συντελεστής ασφαλείας σε ρευστοποίηση

Στο παραπάνω σελίδες παρουσιάζονται οι μέθοδοι οι οποίες κυριαρχούν σήμερα αναφορικά με τον τρόπο υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας σε ρευστοποίηση ενός εδαφικού στρώματος. Στα πλαίσια της δημιουργίας του προγράμματος EXCEL, για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας των εδαφών στις επί τόπου SPT δοκιμές που επισυνάπτεται στην παρούσα εργασία υιοθετήθηκε η απλοποιημένη μέθοδος των Seed και Idriss (1971) με τις τροποποιήσεις οι οποίες δημοσιεύονται από τους Youd et al. (2001).

Έτσι λοιπόν, η αντίσταση στην ρευστοποίηση των εδαφικών στρωμάτων, CRR, υπολογίστηκε με βάση τη σχέση:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 \times (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (\text{Youd et al., 2001})$$

Όπου $(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$

$\alpha = 0$ για $FC \leq 5\%$,

$\alpha = \exp [1.76 - (190 / FC^2)]$ για $5\% < FC < 35\%$

$\alpha = 5$ για $FC \geq 35\%$

$\beta = 1.0$ για $FC \leq 5\%$

$\beta = [0.99 + FC \cdot 1.5 / 1000]$ για $5\% < FC < 35\%$

$\beta = 1.2$ για $FC \geq 35\%$

ενώ η κανονικοποιημένη τιμή του $(N_1)_{60}$ των κρούσεων N, υπολογίζεται με τη βοήθεια της παρακάτω εξίσωσης:

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

όπου N = ο αριθμός κρούσεων κατά την εκτέλεση της δοκιμής, C_N = διορθωτικός συντελεστής για να ληφθεί υπόψη η επιρροή της πίεσης σ'_{vo} του υπερκείμενου εδάφους (Liao και Whitman, 1986), C_E = συντελεστής του λόγου ενέργειας (ER), C_B = συντελεστής αναφερόμενος στη διάμετρο της γεώτρησης, C_R = διορθωτικός συντελεστής του μήκους των στελεχών κάτω από τον άκμονα, C_S = διόρθωση για δείγματα με ή χωρίς φραγμούς.

Η προτεινόμενη από την επιτροπή NCEER εξίσωση υπολογισμού του C_N είναι αυτή η οποία δημοσιεύτηκε από τους (Liao και Whitman, 1986):

$C_N = (Pa / \sigma'_{vo})^{0.5}$, ενώ οι υπόλοιποι συντελεστές υπολογίστηκαν με τη βοήθεια του πίνακα 3.2

Όσον αφορά το λόγο των αναπτυσσόμενων κυκλικών τάσεων (CSR), αυτός υπολογίστηκε με τη βοήθεια της εξίσωσης

$$CSR = 0.65 \times \frac{a_{\max}}{g_n} \times \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \times r_d$$

Όπου $a_{\max}$ = η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA), g = η επιτάχυνση ης βαρύτητας, σ_{vo} = η ολική κατακόρυφη τάση, σ'_{vo} = ενεργή τάση, r_d = συντελεστής μείωσης της τάσης με το βάθος z.

Ο παράγοντας r_d , ο οποίος εκφράζει την ευκαμψία του εδαφικού προφίλ υπολογίστηκε με βάση τους δημοσιευμένους τύπους από τους Liao και Whitman (1986)

$$r_d = 1.0 - 0.0076z \text{ για } z \leq 9.15\text{m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z \text{ για } 9.15\text{m} < z \leq 23 \text{ m}$$

όπου z = βάθος κάτω από την επιφάνεια

Οι τιμές του $CSR_{7.5}$, οι οποίες υπολογίστηκαν με τη βοήθεια των παραπάνω εξισώσεων στη συνέχεια διαιρέθηκαν με το συντελεστή αναγωγής MSF για την αντίστοιχη σεισμική δόνηση. Ο συντελεστής MSF για κάθε σεισμό υπολογίστηκε με βάση τη μαθηματική σχέση των Youd και Idriss (1997):

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{2.56}$$

Για το χαρακτηρισμό ενός εδαφικού σχηματισμού ως εν δυνάμει ρευστοποιήσιμου, υιοθετήθηκε η τιμή του συντελεστή ασφαλείας ίση με 1.2 (Sonmez, 2003). Έπειτα, στα εδάφη με $F < 1.2$ εφαρμόστηκαν τα κριτήρια των Seed et al. (2003), για να διερευνηθεί η επιδεκτικότητα τους προς ρευστοποίηση.

Εγχειρίδιο χρήσης υπολογιστικού προγράμματος EXCEL

Το υπολογιστικό πρόγραμμα EXCEL δημιουργήθηκε με σκοπό τον χαρακτηρισμό ενός εδαφικού σχηματισμού ως ρευστοποιήσιμου ή μη ρευστοποιήσιμου με βάση τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας F .

Το πρόγραμμα EXCEL χωρίζεται σε τρία μέρη. Στο πρώτο μέρος που είναι το φύλλο 1 γίνεται η εισαγωγή δεδομένων για τον υπολογισμό $CRR_{7.5}$ (αντίσταση στη ρευστοποίηση των εδαφικών στρωμάτων). Επάνω δεξιά ο χρήστης του προγράμματος τοποθετεί την ημερομηνία εκτέλεσης της δοκιμής, τη θέση της δοκιμής, το μέγεθος M του σεισμού, την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_{max} , το βάθος στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα γ_w , τη διάμετρο της γεώτρησης (mm), και το μήκος των στελεχών (m). Στη συνέχεια τοποθετεί στις στήλες 'lithology', 'USCS', 'βάθος δοκιμής', 'N (κρούσεων)', ' C_E ', 'FC', τα δεδομένα του. Οι υπόλοιπες στήλες υπολογίζονται αυτόματα και στην τελευταία στήλη υπολογίζεται αυτόματα η $CRR_{7.5}$.

Στο δεύτερο μέρος που είναι το φύλλο 2 γίνεται η εισαγωγή δεδομένων για CSR (λόγος αναπτυσσόμενων ανακυκλικών τάσεων). Οι στήλες 'M', ' a_{max} ', ' γ_w ', 'βάθος δοκιμής', υπολογίζονται αυτόματα από το φύλλο 1. Ο χρήστης τοποθετεί στις στήλες ' γ (φαινόμενο ειδικό βάρος)', ' d (πάχος) (m)', 'βάθος δοκιμής (m)', τα δεδομένα του. Οι υπόλοιπες στήλες υπολογίζονται αυτόματα και στη τελευταία στήλη υπολογίζεται αυτόματα CSR .

Στο τρίτο μέρος που είναι το φύλλο 3 υπολογίζεται αυτόματα F συντελεστής ασφαλείας ο οποίος αν είναι μεγαλύτερος του 1 ($F > 1$) τα εδάφη δεν ρευστοποιούνται, ενώ αν είναι μικρότερο του 1 ($F < 1$) τα εδάφη ρευστοποιούνται.

S24

A

στερεομορφο

Αριθ. Γκρεκ

10 B J U

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1															
2	Ηλεκτρονία επίτλισης δοκιμής:														
3	Θέση:														
4	Μέγεθος M:														
5	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναμ:														
6	Βάθος στρώσης υδροφόρου ορίζοντα γ'w:														
7	Διμέτρως (mm) της γειώτρησης:														
8	Μήκος στελέχων (m):														
9															
10															
11															
12	Εισαγωγή διόρθωσης για CRRs (μετάβαση στη φωτομετρία των εδαφικών στρώσεων)														
13	Lithology				USCS				πάθος δοκιμής				Μικρομετρώ		
14					Cu	Ce	Cb	Cr	Cs	a	b	FC	(Mho)	Νέγες	CRR's
15					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
16					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
17					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
18					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
19					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
20					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
21					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
22					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
23					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
24					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
25					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
26					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
27					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
28					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
29					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
30					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
31					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
32					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
33					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
34					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
35					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
36					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
37					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
38					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
39					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
40					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
41					#ΔΙΑΡΟΙ			1	0.75	0	1		#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ	#ΔΙΑΡΟΙ
42															
43															

Σελίδα 2

Συμπερασματική του Αδγίου επιμέτρησης (ER)

Συμπερασματική του Αδγίου επιμέτρησης (ER)

Αποδοτικότητα του Αδγίου επιμέτρησης (ER)

Προσοχή: Η επιμέτρησης (ER) επιμέτρησης (ER)

Αποδοτικότητα του Αδγίου επιμέτρησης (ER)

Βιβλιογραφία

Ambraseys, N.N., 1988 Engineering seismology, Int. J. Earthq. Eng. Struct. Dyn. 17, pp1-105

Andrews, D.C., Martin, G.R., 2000. Criteria for liquefaction of silty sands, In: 12th Word Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand

Andrus, R.D., Stokoe K.H., 1997. Liquefaction resistance based on shear wave velocity, NCEER Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Nat. Ctr for earthquake Engr. Res., Univ. of New York , pp 89-128

Arango, I., 1996 . Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations , J. Geotect . Engr. ASCE, 122 (11), pp.929-936

Bray , J.D., Sancio, R.B., Durgunoglu, H.T., Onalp , A., Seed, R.B., Stewart, J.P., Youd , T.L., Batuary, M.L., Cetin, K.O, Christensen, C., Karadayilar, T., Emren , C., 2001. Ground failure in Adaparazi, Turkey . Proc . Of earthquake Geot. Eng. Sat. Conf of the XVth Int Conf on Soil Mechanics & Geot Eng, Istanbul, Turkey , August 24-25

Cetin, K.O., Seed, R.B., Moss, R.E.S., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder, Jr., L.F., Kayen, R.E., 2000. Field case histories for SPT-based in-situ liquefaction potential evaluation. Report No: UCB/GT-2000/09. Univ. of California at Berkeley, 69 p.

Elgamal, A.-W.M., Dobry, R. Adalier, K., 1989. Study of effect of clay layers on liquefaction of sand using small-scale models. In T.D. O'Rourke and M. Hamada (Editors), Proceedings from the Second US-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines. State University of New York at Buffalo, National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-89-0032, pp. 233-245.

Hynes, M.E., Olsen, R.S., 1999. Influence of confining—stress on- liquefaction resistance, Proc. Int. Workshop on Phys. and Mech. Of soil liquefaction, Balkema, Rotterdam, pp. 145-152

Idriss, I.M., 1999. An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential, Proc., TRB workshop on new approaches to liquefaction, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration

Idriss, I.M., Boulanger, R.W., 2006. Semi empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, Soil Dynamics and earthquake engineering, Vol. 26, pp. 115-130

Iwasaki, T., 1986. Soil liquefaction studies in Japan: state-of-the-art. Soil Dyn.-Earthquake Eng., 5(1), pp. 1-71

Koester, J.P., 1992. The influence of test procedure on correlation of Atterberg Limits with liquetiction in fine-grained soils, (Geotechnical testing Journal, ASTM, Vol. 15, 4, pp. 352-361

Κούκης, Γ., Σαμπατάκης 2002. Τεχνική Γεωλογία, Εκδόσεις Παπασωτηρίου ,515 σελ

Kramer, S.V., 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Practice Hall, New Jersey. 653pp.

Liao, S., Whitamn, R.V., 1986. Overbuden correction factor for SPT in sand, J. Geotech. Eng., ASCE, 114(4), pp. 389-411

Obermeier, S.F., 1996. Using liquefaction-induced features for paleoseismic analysis - an overview of how seismic liquefaction features can be distinguished from other fatures and how their regional distrinution and properties of source sediment can be used to infer the location and strength of Holocene paleoearthquakes, Engineering Geology, 44, pp. 1-76'.

Παπαθανασίου Γ., 2006. Φαινόμενα ρευστοποίησης εδαφών στον Ελληνικό χώρο Διδακτορική διατριβή , Θεσσαλονίκη

Sancio, R.B., Bray, J.D., Stewart, J.P., Youd, T.L., Durgunoglu, H.T., Onalp A., Seed, R.B., Christensen, C., Baturay, M.L Karadayilar, T., 2002. Correlation between ground failure and soil condition in Adapazari, Tureky, Soil dynamics and Earthquake Engineering, 22, pp. 1093-1102

Sancio, R.B., Bray, J.D. Riemer, M.F., Durgunoglu, H.T., 2003. An assessment of the liquefaction susceptibility of Adapazari Silt, Paper 172, Pacific Conf on Eartqhuake Engineering, Proceedings, New Zealand

Seed, H.B., Idriss, I.M., 1971. Simplified Procedure for evaluation Soil liquefaction potential, J. Soil Mech. Pound. Div., ASCE, 97 SM9, pp. 1249-1273

Seed, H.B., Idriss, I.M., 1982. Ground motion and soil liquefaction during earthquakes, monograph, EERI, Oakland, Ca, 134 pp.

Seed, R.B., Cetin, O.K., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A., 2003. Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework, 26th annual ASCE L.A. Geot. Spring Sem., Long Death, California, April 30, 71 pp.

Sonmez, H 2003. Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol Turkey), Env Geology, 44, 862-871

Terzaghi, K., Pech, R., 1967. Soil mechanics in engineering practice, 2nd edition, John Wiley and sons, New York, 729p

Tsuchida, H., 1971. Estimation of liquefaction potential of sandy soils, In: Proc. 3rd Joint Meeting, US-Japan, UNJIR

Youd, T.L., 1984a. Reccurence of liquefaction at the same site, Proc 8th World Conf on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 231-238

Youd, T.L., 1998. Screening guide for rapid assessment of liquefaction hazard at highway bridge site, Technical report MCEER-98-0005, 58 pp.

Youd, T.L., Idriss, I.M., eds, 1997. Proceeding of the NCEER Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, National Center for earthquake engineering research technical report, NCEER — 97— 0022, 276 p.

Youd, TL., Idriss, I.M., 2001. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, J. Geotec. Geoenv. Eng., 817-833

Youd, TL., Idriss, I.M., Andrus, RD Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L Harder, LF., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcursion, III WF, Marti, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, MS., Robertson, P.K., Seed, RB., Stokoe II K.H 2001. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, J. Geotec. Geoenv. Eng., 817-833

Wang, W., 1979. Some findings in soil liquefaction, Research report, water conservancy and hydroelectric power scientific research institute, Beijing, August.