



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ**  
University of the Peloponnese

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΡΟΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

---

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
«ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΔΑΦΩΝ – ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ»  
“SOIL LIQUEFACTION – EXPERIMENTAL DEVISE”

ΦΟΙΤΗΤΡΙΕΣ:  
ΑΛΥΣΑΝΔΡΑΤΟΥ ΜΑΡΙΑ 19008  
ΔΑΟΥΤΗ ΜΑΡΙΑ 19025

ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ ΚΑΘΗΓΗΤΕΣ:  
ΒΓΕΝΟΠΟΥΛΟΥ ΕΙΡΗΝΗ  
ΣΤΑΘΑΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

ΠΑΤΡΑ,  
ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2024



## *Υπεύθυνη Δήλωση Φοιτητριών*

*Βεβαιώνουμε ότι είμαστε συγγραφείς αυτής της εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχαμε για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, έχουμε αναφέρει τις όποιες πηγές από τις οποίες κάναμε χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε αυτές αναφέρονται ακριβώς είτε παραφρασμένες. Επίσης, βεβαιώνουμε ότι αυτή η εργασία προετοιμάστηκε από εμάς προσωπικά ειδικά για τη συγκεκριμένη εργασία.*

*Η έγκριση της Διπλωματικής Εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων των συγγραφέων εκ μέρους του Τμήματος.*

*Η παρούσα εργασία αποτελεί πνευματική ιδιοκτησία των φοιτητριών Αλυσανδράτου Μαρία και Δαούτη Μαρία που την εκπόνησαν.*

*Στο πλαίσιο της πολιτικής ανοικτής πρόσβασης οι συγγραφείς/δημιουργοί εκχωρούν στο Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου, μη αποκλειστική άδεια χρήσης του δικαιώματος αναπαραγωγής, προσαρμογής, δημόσιου δανεισμού, παρουσίασης στο κοινό και ψηφιακής διάχυσης τους διεθνώς, σε ηλεκτρονική μορφή και σε οποιοδήποτε μέσο, για διδακτικούς και ερευνητικούς σκοπούς, άνευ ανταλλάγματος και για όλο το χρόνο διάρκειας των δικαιωμάτων πνευματικής ιδιοκτησίας. Η ανοικτή πρόσβαση στο πλήρες κείμενο για μελέτη και ανάγνωση δεν σημαίνει καθ' οιονδήποτε τρόπο παραχώρηση δικαιωμάτων διανοητικής ιδιοκτησίας των συγγραφέων/δημιουργών ούτε επιτρέπει την αναπαραγωγή, αναδημοσίευση, αντιγραφή, αποθήκευση, πώληση, εμπορική χρήση, μετάδοση, διανομή, έκδοση, εκτέλεση, «μεταφόρτωση» (downloading), «ανάρτηση» (uploading), μετάφραση, τροποποίηση με οποιοδήποτε τρόπο, τμηματικά ή περιληπτικά της εργασίας, χωρίς τη ρητή προηγούμενη έγγραφη συναίνεση του συγγραφέα/δημιουργού. Οι συγγραφείς/δημιουργοί διατηρούν το σύνολο των ηθικών και περιουσιακών του δικαιωμάτων.*



## Περίληψη

Στη παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται το φαινόμενο της ρευστοποίησης των εδαφικών σχηματισμών. Για το σκοπό αυτό παρουσιάζεται η φύση και οι συνέπειες του φαινομένου, με αναφορές σε ιστορικά παραδείγματα καθώς και αναλυτική περιγραφή των επιπτώσεων του. Αναλύονται μέθοδοι εκτίμησης του κινδύνου ρευστοποίησης, περιλαμβάνοντας τόσο θεωρητικές προσεγγίσεις όσο και επιτόπου δοκιμές. Περιγράφονται τεχνικές πρόληψης και ενίσχυσης του εδάφους και των κατασκευών, με στόχο τη μείωση των κινδύνων από το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Τέλος, διεξήχθη εργαστηριακή δοκιμή με σκοπό την οπτική – ποιοτική παρατήρηση του φαινομένου της ρευστοποίησης, σε δύο εδαφικά δείγματα με διαφορετική αναλογία άμμου στο καθένα.

## Summary

In this thesis, the phenomenon of liquefaction of soil formations is examined. For this purpose, the nature and consequences of the phenomenon are presented, with references to historical examples as well as a detailed description of its effects. Liquefaction risk assessment methods are analyzed, including both theoretical approaches and field tests. Techniques for prevention and reinforcement of soil and structures are described, with the aim of reducing the risks of the phenomenon. Finally, a laboratory test was carried out to visually - qualitatively observe the phenomenon, in two soil samples with a different proportion of sand in each.



## Πρόλογος – Ευχαριστίες

Στην ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, που αποτελεί το τελευταίο βήμα για την ολοκλήρωση του Προπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών μας ως Πολιτικοί Μηχανικοί του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου, νιώθουμε την ανάγκη να εκφράσουμε τις θερμές μας ευχαριστίες σε όλους όσους μας στήριξαν και συνέβαλαν καθοριστικά στη συγγραφή και την επιτυχή της ολοκλήρωση.

Πρώτα και κύρια, θα θέλαμε να εκφράσουμε τις θερμές μας ευχαριστίες στον κ. Νικόλαο Σταθά, ο οποίος με μεγάλη προθυμία, όταν του ζητήθηκε, δέχτηκε να μας βοηθήσει στην υλοποίηση της εργαστηριακής δοκιμής. Χάρης στη δική του εισήγηση μας επιτράπη η πρόσβαση και χρήση της μονάδας σεισμικού προσομοιωτή «Νικήτας Μπαζαΐος» του Πανεπιστημίου Πατρών. Ο κ. Σταθάς ήταν παρών καθ' όλη τη διάρκεια της εργαστηριακής δοκιμής και τη συντόνισε με ακρίβεια και επιτυχία. Χωρίς τη βοήθειά του, η δοκιμή δεν θα μπορούσε να πραγματοποιηθεί, και γι' αυτό του οφείλουμε ιδιαίτερες ευχαριστίες.

Την ευγνωμοσύνη μας εκφράζουμε για την επιβλέπουσα καθηγήτριά μας, την κα. Ειρήνη Βγενοπούλου, η οποία συνέβαλε με την καθοδήγησή της, τις συνεχείς διορθώσεις και συντονισμό όλων των καθηγητών που μας παρείχαν την πολύτιμη βοήθεια τους. Καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μας, μας μετέδωσε τον ενθουσιασμό και η αγάπη της για τα γεωτεχνικά έργα. Η θετική και παιχνιδιάρικη της διάθεση και το αμέριστο ενδιαφέρον της για την πρόδοό μας ήταν καθοριστικοί παράγοντες στην ολοκλήρωση της διπλωματικής αυτής.

Επιπροσθέτως, ευχαριστούμε τον κ. Ζαχαρία Χρήστου, ο οποίος μας παραχώρησε πρόσβαση στα εργαστήρια του Οπλισμένου Σκυροδέματος και της Εδαφομηχανικής. Μας εμπιστεύθηκε με τα εδαφικά υλικά και τα εργαλεία του εργαστηρίου, ενώ μας παρείχε πολύτιμες συμβουλές και βοήθεια στην προετοιμασία της δοκιμής.

Στο σημείο αυτό, να αναφέρουμε την εκτίμηση και την αγάπη μας για όλους τους φίλους και συγγενείς που ήταν στο πλευρό μας το τελευταίο διάστημα και μας βοήθησαν στην υλοποίηση της διπλωματικής μας, ο καθένας με τον δικό του ιδιαίτερο τρόπο.

Τέλος, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε το Πανεπιστήμιο Πατρών που μας επέτρεψε να αξιοποιήσουμε τη μονάδα σεισμικού προσομοιωτή «Νικήτας Μπαζαΐος» για τη δοκιμή μας. Η συνεργασία αυτή αποτέλεσε καθοριστικό παράγοντα για την ολοκλήρωση της εργασίας μας.

Σας ευχαριστούμε όλους ολόψυχα για τη στήριξη και τη συμβολή σας. Ευχόμαστε μελλοντικά να σταθούμε αντάξιοι συνάδελφοι σας και να σας κάνουμε περήφανους με το έργο μας.





## Περιεχόμενα

<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</b> .....	<b>4</b>
<b>SUMMARY</b> .....	<b>4</b>
<b>ΠΡΟΛΟΓΟΣ – ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ</b> .....	<b>6</b>
<b>ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ</b> .....	<b>8</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΔΑΦΩΝ</b> .....	<b>11</b>
<b>1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟΥ</b> .....	<b>11</b>
<b>1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ</b> .....	<b>14</b>
1.2.1 Παραδείγματα στατικής φόρτισης .....	14
1.2.2 Παραδείγματα δυναμικής φόρτισης.....	18
<b>1.3 ΣΥΝΕΠΕΙΕΣ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟΥ</b> .....	<b>26</b>
1.3.1 Απώλεια φέρουσας ικανότητας στη θεμελίωση .....	26
1.3.2 Ανάδυση θαμμένων κατασκευών. ....	26
1.3.3 Εξάρθρωση τοίχων αντιστήριξης.....	27
1.3.4 Αστοχία φυσικών ή τεχνητών πρανών.....	27
1.3.5 Πλευρική κίνηση εδάφους- Οριζόντια εξάπλωση.....	28
1.3.6 Βρασμός.....	28
<b>ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΕΠΕΙΩΝ ΤΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ</b> .....	<b>29</b>
<b>1.4 ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑ ΕΔΑΦΩΝ (ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ)</b> .....	<b>30</b>
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ</b> .....	<b>34</b>
<b>2.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΚΥΚΛΙΚΩΝ ΤΑΣΕΩΝ</b> .....	<b>34</b>
<b>2.2 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΕΩΝ</b> .....	<b>36</b>
2.2.1 Μειωτικός συντελεστής διατμητικής τάσης $r_d$ .....	37
<b>2.3 ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΕΣ</b> .....	<b>39</b>
2.3.1 Δοκιμή Πρότυπης Διείσδυσης SPT (Standard Penetration Test) .....	39
2.3.2 Δοκιμή Στατικής Πενετρομέτρησης CPT .....	41
2.3.3 BPT and LPT.....	43
2.3.4 Δοκιμή ταχύτητας κύματος διάτμησης.....	43
<b>2.4 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΝΑΓΩΓΗΣ ΜΕΓΕΘΟΥΣ MSF (MAGNITUDE SCALING FACTOR)</b> .....	<b>44</b>
<b>2.5 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΔΙΟΡΘΩΣΗΣ ΑΡΧΙΚΗΣ ΕΝΕΡΓΟΥ ΤΑΣΕΩΣ, <math>K_s</math></b> .....	<b>44</b>
<b>2.6 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΔΙΟΡΘΩΣΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ, <math>K_A</math></b> .....	<b>44</b>
<b>2.7 ΔΕΙΚΤΕΣ ΣΟΒΑΡΟΤΗΤΑΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ</b> .....	<b>45</b>
2.7.1 Δείκτης Δυναμικού Ρευστοποίησης LPI (Liquefaction Potential Index) .....	45
2.7.2 Αριθμός Σοβαρότητας Ρευστοποίησης (LSN) .....	46
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΔΑΦΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ</b> .....	<b>47</b>
<b>3.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ</b> .....	<b>47</b>
3.1.1 Μέθοδος περιορισμού διατμητικής παραμόρφωσης.....	47
3.1.1.A Μέθοδος διαφραγματικού τοιχώματος : .....	47
3.1.1.B Μέθοδος βαθιάς έμπτυξης σε σχήμα πλέγματος.....	48
3.1.1.Γ Μέθοδος φύλλων-πασσάλων .....	49
3.1.2 Μέθοδος ενίσχυσης με οπλισμό .....	49

3.1.3 Μέθοδος ενίσχυσης με χαλικοπασσάλους .....	50
3.1.4 Μέθοδος μείωσης στάθμης υπογείου υδροφόρου ορίζοντα .....	52
3.1.5 Μέθοδοι στερεοποίησης εδαφών με χημικές προσθήκες .....	53
3.1.6 Μέθοδος αντικατάστασης εδάφους .....	54
3.1.7 Μέθοδοι δονητικής πύκνωσης.....	55
3.1.7.A Μέθοδος Vibro-compaction .....	55
3.1.7.B Μέθοδος Vibro-flotation και vibro-rod .....	55
3.1.7.Γ Μέθοδος δονητικής παραβίασης .....	55
3.1.8 Μέθοδος επιφανειακής συμπίκνωσης.....	56
3.1.9 Μέθοδος προφόρτισης .....	57
<b>3.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....</b>	<b>58</b>
3.2.1. Σε έργα θεμελίωσης με πασσάλους .....	58
3.2.2. Κρηπιδότοιχοι .....	58
3.2.3. Σε κατασκευές θεμελίων μεγάλης επιφάνειας .....	58
3.2.4. Υπόγειες κατασκευές.....	58
3.2.5. Επιχώματα.....	58
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΗ ΔΟΚΙΜΗ.....</b>	<b>60</b>
<b>4.1 ΣΚΟΠΟΣ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΗΣ ΔΟΚΙΜΗΣ.....</b>	<b>60</b>
<b>4.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΑΤΑΞΗΣ .....</b>	<b>60</b>
<b>4.3 ΕΠΙΛΟΓΗ ΥΛΙΚΟΥ .....</b>	<b>61</b>
4.3.1 Υπολογισμοί .....	61
4.3.2 Διαδικασία με φωτογραφικό υλικό.....	66
<b>4.4 ΔΟΚΙΜΗ .....</b>	<b>68</b>
4.4.1 Προετοιμασία δειγμάτων .....	68
4.4.2 Δοκιμή Πρώτη 25% της σεισμικής έντασης .....	71
4.4.3 Δοκιμή Δεύτερη 50% της σεισμικής έντασης .....	74
4.4.4 Δοκιμή Τρίτη 75% της σεισμικής έντασης.....	77
4.4.5 Δοκιμή Τέταρτη 100% της σεισμικής έντασης .....	81
<b>4.5 ΣΦΑΛΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ.....</b>	<b>85</b>
4.5.1 Αναπαράσταση Πέδιλου / Φορτίο Δοκιμίου .....	85
4.5.2 Επιθυμητές Κοκκομετρικές Καμπύλες .....	85
<b>4.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>86</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>87</b>



## Κεφάλαιο 1 Ρευστοποίηση εδαφών

### 1.1 Περιγραφή φαινομένου

Ρευστοποίηση, είναι η κατάσταση κατά την οποία το κορεσμένο αμμώδες έδαφος χάνει την διατμητική του αντοχή και οι ενεργές τάσεις μειώνονται λόγω της αυξημένης πίεσης του νερού των πόρων.

Για να γίνει κατανοητό το φαινόμενο της ρευστοποίησης χρειάζεται να αναγνωριστούν οι συνθήκες που επικρατούν εντός ενός εδαφικού δείγματος.

Ένα εδαφικό δείγμα αποτελείται από ένα σύνολο μεμονωμένων σωματιδίων εδάφους. Κάθε σωματίδιο βρίσκεται σε άμεση επαφή με έναν αριθμό γειτονικών σωματιδίων. Μεταξύ των εδαφικών σωματιδίων δημιουργούνται δυνάμεις επαφής που τα συγκρατούν στη θέση τους και προσδίδουν στο έδαφος τις ιδιότητες αντοχής του.

Το φαινόμενο μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί σε μια χαλαρή, κορεσμένη άμμο. Η άσκηση μιας συνεχώς, αυξανόμενης φόρτισης στο έδαφος προκαλεί την μετακίνηση των σωματιδίων του εδάφους σε πυκνότερες διατάξεις. Στη περίπτωση μιας σεισμικής φόρτισης, το νερό που υπάρχει ανάμεσα στους πόρους του εδαφικού δείγματος, δεν έχει χρόνο να «δραπετεύσει». Το νερό παγιδεύεται ανάμεσα στα εδαφικά σωματίδια και παραλαμβάνει μέρος της φόρτισης, εμποδίζοντας τα εδαφικά σωματίδια να έρθουν σε επαφή και να συμπυκνωθούν. Η μείωση των δυνάμεων επαφής μεταξύ των σωματιδίων λόγω της ύπαρξης του νερού προκαλεί αποδυνάμωση του εδαφικού δείγματος.

Σε περιπτώσεις που η πίεση του νερού υπερβεί κάποια όρια, τα εδαφικά σωματίδια μπορούν να χάσουν πλήρως την επαφή μεταξύ τους. Έτσι, το έδαφος θα έχει πολύ μικρή αντοχή και θα συμπεριφερθεί περισσότερο σαν υγρό.

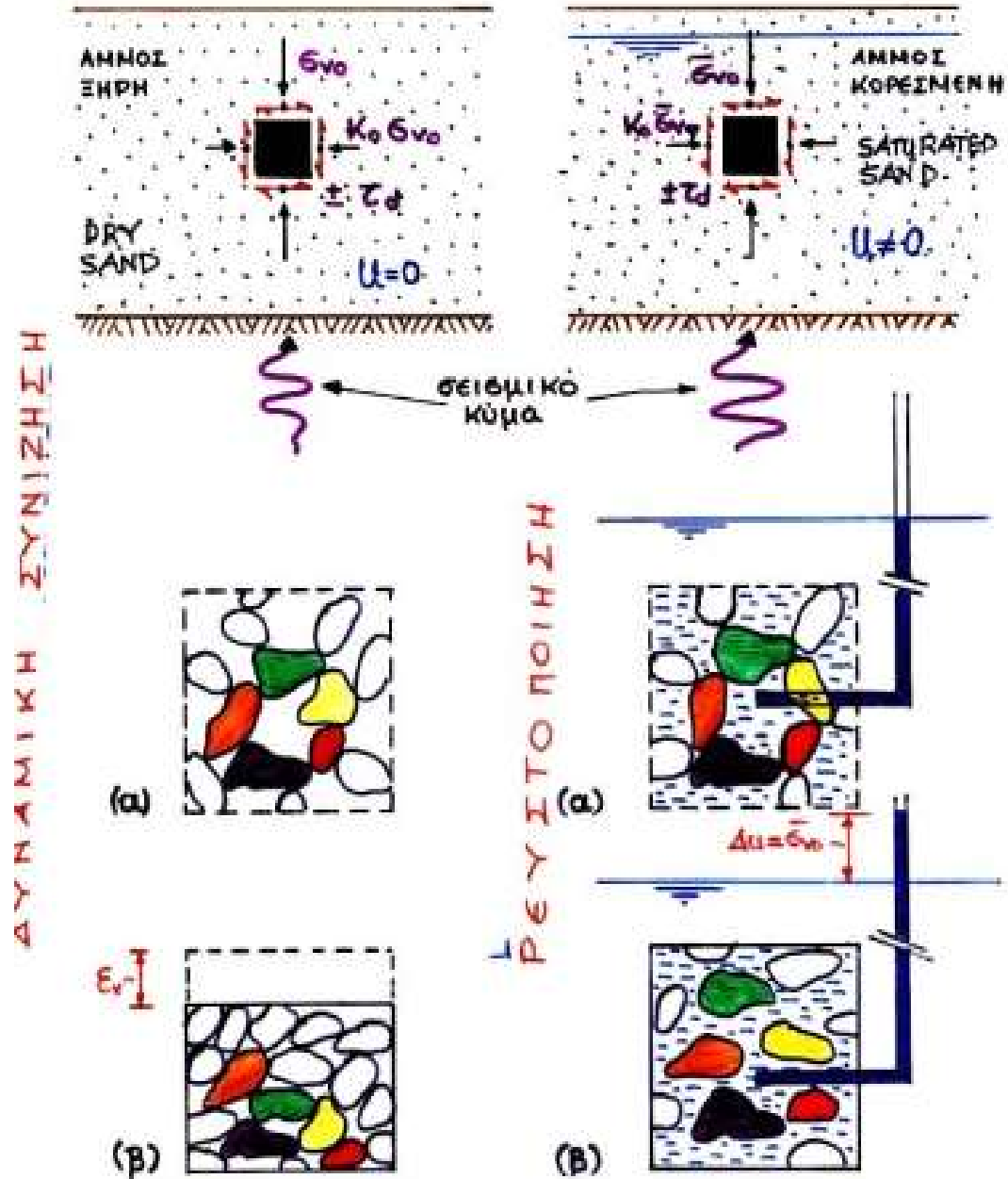
Στο σχήμα που ακολουθεί, απεικονίζεται ένα ξηρό εδαφικό δείγμα που υπόκειται σε διατμητικές εναλλασσόμενες τάσεις, οι μεμονωμένοι κόκκοι θα έρθουν σε επαφή μεταξύ τους παραλαμβάνοντας όλο το φορτίο.

Στη περίπτωση που το εδαφικό δείγμα είναι κορεσμένο και του ασκηθεί ένα δυναμικό φορτίο, μειώνεται ο κενός χώρος μεταξύ των πόρων και αυξάνεται η πίεση του νερού. Όταν η πίεση του νερού των πόρων εξισωθεί με τη συνολική τάση, η ενεργός τάση μηδενίζεται με αποτέλεσμα το μηδενισμό της διατμητικής αντοχής. Έτσι, οδηγείται το εδαφικό δείγμα σε ρευστοποίηση.

Το έδαφος θα παραμείνει σε αυτή τη κατάσταση μέχρις ότου η υπερπίεση επέλθει σε μέγεθος μικρότερο από τη συνολική τάση.

Ο λόγος της υπερπίεσης νερού στους πόρους κατά τη διάρκεια των σεισμών αρχίζει να αυξάνεται αρχικά στα επιφανειακά στρώματα της άμμου, και εν συνεχεία εκτονώνεται στα βαθύτερα στρώματα.

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης παρατηρείται όταν στο έδαφος ασκείται μια δυναμική φόρτιση ικανή να προκαλέσει τις μετακινήσεις που προαναφέρθηκαν. Τέτοιες φορτίσεις μπορεί να προκληθούν για παράδειγμα από εκρήξεις, λειτουργία μηχανών, κυκλοφορία βαρέων οχημάτων και κυρίως σεισμικές δονήσεις. Μπορεί όμως να προκληθεί και από τη διακύμανση της στάθμης των υπογείων υδάτων (υδροφόρου ορίζοντα) και τις δράσεις των κυμάτων σε συνδυασμό με τη δράση εναλλασσόμενων διατμητικών τάσεων στο κορεσμένο αμμώδες έδαφος κατά την διάρκεια σεισμών.



Σχήμα 1.1 Μπουκουβάλας (2019) Σημειώσεις μαθήματος, Εισαγωγή

Το φαινόμενο μαθηματικά περιγράφεται ως εξής:

Οι κάθετες δυνάμεις είναι αποτέλεσμα της ολικής τάσης (total stress) «σ» σε συνδυασμό με την αντίστοιχη αντίδραση (φαινόμενο δράσης-αντίδρασης) «F» λόγω της επαφής των κόκκων μεταξύ τους και της πίεσης του νερού των πόρων (pore-water pressure) «u». Στην εξίσωση λαμβάνεται υπόψη και το εμβαδό της επιφάνειας στην οποία ασκείται η δύναμη επαφής (βλέπε εξίσωση).

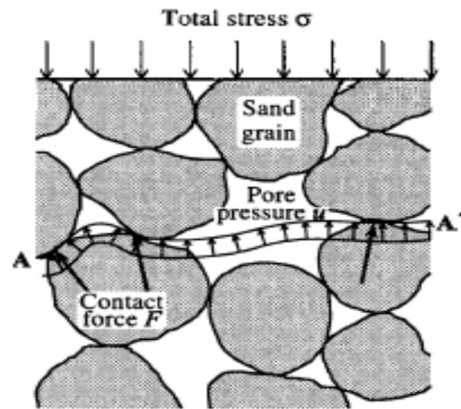
$$\text{Ολική τάση } \sigma = \frac{\text{Δύναμη επαφής } F}{\text{Εμβαδό επιφάνειας } A-A} + \text{Πίεση των πόρων } u$$

Επαναλαμβάνοντας, τόσο στην οριζόντια αλλά και σε αυθαίρετες διευθύνσεις, συμπεραίνεται ότι η ενεργός τάση (effective stress) «σ'» ισούται με τη συνιστώσα της δύναμης λόγω επαφής ανά μονάδα επιφάνειας στην διεύθυνση μελέτης.

Με βάση το κριτήριο αστοχίας του Coulomb η διατμητική αντοχή των εδαφών περιγράφεται ως εξής:

$$\tau = \sigma' \tan \varphi + c$$

Όπου, η ενεργός τάση «σ'» ισούται με την δύναμη επαφής ανά μονάδα επιφάνειας που περιγράφεται στην πρώτη εξίσωση. Η συνεκτικότητα «c» είναι μηδενική όταν το εδαφικό δείγμα είναι πλήρως κορεσμένο. Όταν η ενεργός τάση είναι μηδενική, υπονοείται μηδενική επαφή μεταξύ των κόκκων. Με αποτέλεσμα να γλιστράνε μεταξύ τους υπό οποιαδήποτε φόρτιση.



Σχήμα 1.2 Μαθηματική εξήγηση (Remedial Measures against soil liquefaction, 1998)

Όσο αφορά την πίεση του νερού των πόρων, αυξάνεται και χαρακτηρίζεται υπερπίεση «Δu» όταν σε κορεσμένο εδαφικό μείγμα παρατηρούνται συνθήκες που εμποδίζουν τη στράγγιση. Υπό φόρτιση, όπως έχει αναφερθεί, οι κόκκοι έρχονται σε επαφή. Επιβάλλοντας αστράγγιστες συνθήκες σε κορεσμένο δείγμα, αποτρέπεται η επαφή των κόκκων και αυξάνεται η πίεση του νερού, εφόσον παραλαμβάνει την συνεχώς αυξανόμενη πίεση. Ο όγκος του δείγματος παραμένει σταθερός και το αστράγγιστο νερό αναπτύσσει πίεση. Η ποσότητα κατά την οποία η πίεση του νερού των πόρων αυξάνεται πάνω από την υδροστατική πίεση ονομάζεται υπερπίεση νερού πόρων (excess pore water pressure) και η αναλογία της υπερπίεσης νερού πόρων προς την αρχική ενεργή τάση (initial effective overburden) ονομάζεται λόγος υπερπίεσης νερού πόρων.

$$\frac{\Delta u}{\bar{\sigma}} = \text{λόγος υπερπίεσης} \quad \Delta u > \bar{\sigma}$$

Να σημειωθεί ότι οι παραπάνω παραδοχές έχουν εφαρμογή σε ιδανικές συνθήκες και όχι πραγματικές, καθώς στο πραγματικό έδαφος δεν υπάρχουν σταθερές συνθήκες στράγγισης-αποστράγγισης και η ροή του νερού αναλογεί στη διαπερατότητα του εδάφους.

Αναφορικά επισημαίνονται περιπτώσεις που η ρευστοποίηση συμβαίνει παρόλο που δεν υπάρχουν αστράγγιστες συνθήκες, όπως:

- A) Ρευστοποίηση του βυθού της θάλασσας λόγω μακροχρόνιας δράσης των κυμάτων ή λόγω καταιγίδας,
- B) Ρευστοποίηση υλικού λόγω υψηλής διαπερατότητας όπως χαλίκι,
- Γ) Ρευστοποίηση εδάφους που έχει επέλθει σε ενίσχυση με υλικά υψηλής διαπερατότητας,
- Δ) Δευτερογενής ρευστοποίηση λόγω διαρροής του νερού των πόρων από γειτονικό έδαφος που έχει ρευστοποιηθεί.

## 1.2 Ιστορική Αναδρομή

Για τη καταγραφή του ιστορικού πλαισίου στο οποίο μελετάτε η ρευστοποίηση τα παραδείγματα χωρίστηκαν σε ρευστοποίηση λόγω στατικού φορτίου και ρευστοποίηση λόγω δυναμικού.

### 1.2.1 Παραδείγματα στατικής φόρτισης

#### Φράγμα Fort Peck, Μοντάνα (1934)

Το Φράγμα Fort Peck είναι ένα παράδειγμα ρευστοποίησης από στατικό φορτίο. Η κατασκευή ξεκίνησε το 1934 στο ποταμό Μισσούρι στη Μοντάνα. Άμμοι από το ποτάμι και καλώς διαβαθμισμένα φερτά υλικά τοποθετήθηκαν στις όχθες του φράγματος δημιουργώντας πρανή προς το κεντρικό ταμιευτήρα. Η τοποθέτηση έγινε με βάση της διαβάθμιση με τα πιο τραχεία να τοποθετούνται προς το εξωτερικό του πρανούς και τα καλώς διαβαθμισμένα προς το εσωτερικό. Προς το τέλος της κατασκευής παρατηρήθηκε υποχώρηση του πρανούς στο άνω μέρος της κατασκευής. Στη φάση της αστοχίας το φράγμα είχε ύψος 60 m και κλίση 4:1. Η αστοχία έγινε σε μια λωρίδα περίπου 500 m, με δημιουργία έντονου εξογκώματος το προηγούμενο δωδεκάωρο. Με το πέρας της αστοχίας η μελέτη αξιολόγησης ήρθε στο συμπέρασμα ότι η μάζα των φερτών υλικών προκάλεσε το φαινόμενο του βρασμού κάτω από τα πρανή με αποτέλεσμα να διαρρεύσει υλικό από τα κατώτερα στρώματα.



Εικόνα 1.1 Αεροφωτογραφία του φράγματος (U.S. Army Corp Of Engineers, Report of the slide of the upstream face at Fort Dam, US Government Printing Office, Washington, DC, 1939)

### Ανθρακωρυχείο Aberfan, Νότια Ουαλία (1966)

Το 1966 στο χωριό Aberfan της Νότιας Ουαλίας μετά από έντονη βροχόπτωση παρατηρήθηκε υποχώρηση των εναπομεινάντων καταλοίπων του ανθρακωρυχείου. Τα αδρανή που βρίσκονταν στη πλαγιά απορρόφησαν τον νερό της βροχής με αποτέλεσμα αύξηση του βάρους της μάζας αυτής καθώς και αύξηση της υδροστατικής πίεσης. Το αποτέλεσμα ήταν η υποχώρηση της πλαγιάς και η κάλυψη μιας έκτασης περίπου 600 m.

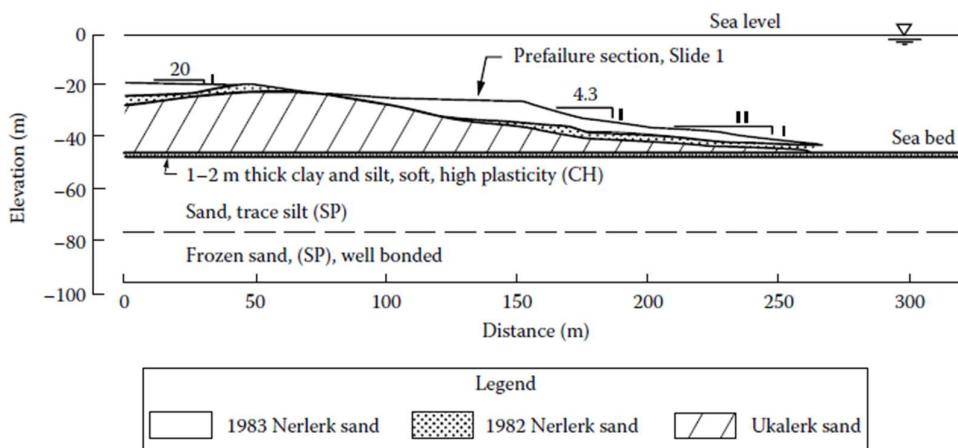


Εικόνα 1.2 Εικόνα από τη πλαγιά μετά την αστοχία (Soil Liquefaction A Critical State Approach, 2016)

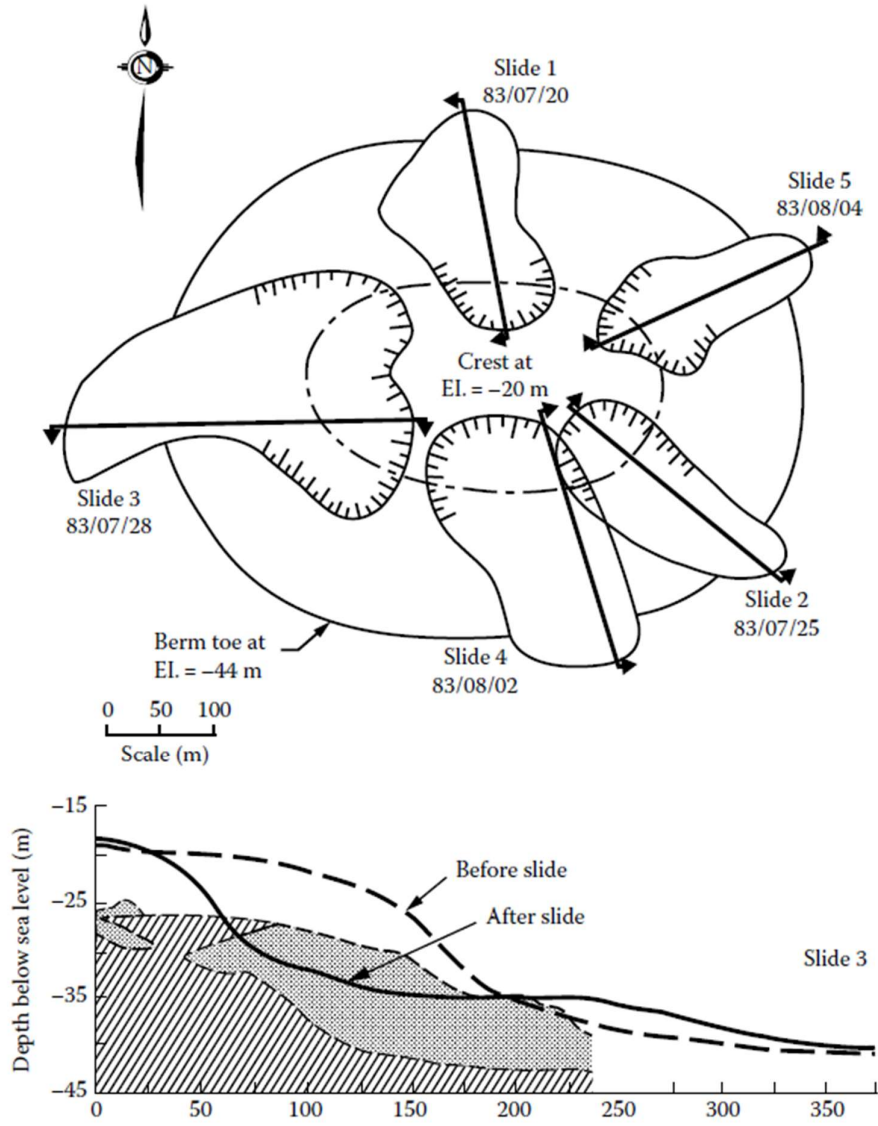


## Αναβαθμός Nerlerk, Καναδάς (1982-83)

Η κατασκευή του αναβαθμού ξεκίνησε το 1982 με χρήση αδρανών (άμμου και χαλικιών) που προερχόμενα από εκσκαφή του πυθμένα στη περιοχή Ukalerk. Η τοποθέτηση τους έγινε με εναπόθεση του υλικού στη κεντρική περιοχή της διάταξης, σε μία προσπάθεια να μετακινηθεί η αργιλική υπόστρωση που ήδη υπήρχε προς το εξωτερικό της διάταξης. Έγιναν εκσκαφές του πυθμένα για την απομάκρυνση του υλικού από το κεντρικό σημείο και την ανατοποθέτηση του σε εξωτερικά σημεία της διάταξης. Το εδαφικό προφίλ του τοπικού υποστρώματος ήταν πολύ πιο λεπτόκοκκα αδρανή από αυτά που προήλθαν από άλλη περιοχή. Η κλίση του πρανούς διατηρήθηκε 5:1 καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής. Το καλοκαίρι του 1983 και ενώ συνεχίζονταν οι εργασίες παρατηρήθηκε υποχώρηση κατά 10 m μεγάλου μέρους του αναβαθμού. Μεγαλύτερη υποχώρηση παρατηρήθηκε στο υλικό τοπικής εκσκαφής που είχε τοποθετηθεί εξωτερικά του αναβαθμού. Το συμπέρασμα των μελετητών ήταν ότι το βάρος των επιχωμάτων ξεπέρασε τα όρια διαμητικής αστοχίας της αργιλικής στρώσης του πυθμένα με αποτέλεσμα να ρευστοποιηθεί και να υποχωρήσει.



Σχήμα 1.3 Σχηματική απεικόνιση της τελικής εναπόθεσης των αδρανών πριν την αστοχία. Με λευκό: υλικό τοπικής εκσκαφής 1983, κουκίδες: υλικό τοπικής εκσκαφής 1982, με διαγράμμιση: υλικό εκσκαφής Ukalerk, με έντονη γραμμή: στρώση αργίλου (Been, K. et al., *Can. Geotech.*)



Σχήμα 1.4 Σχηματική απεικόνιση των αστοχιών (Been K et al, Can Geotech. J.)

## 1.2.2 Παραδείγματα δυναμικής φόρτισης

### Mino – Owari, Ιαπωνία (1891)

Ο σεισμός είχε μέγεθος 7.5-8 Ρίχτερ προκαλώντας στις περιοχές έντονα φαινόμενα ρευστοποίησης. Παρατηρήθηκαν φαινόμενα βρασμού, αλλά και μεγάλη καθίζηση λόγω ρευστοποίησης.



Εικόνα 1.3 Καθίζηση εδαφών (Koto, Bunjiro, 1893, *On the cause of the great earthquake in central Japan*)

### Τακόμα, Ουάσιγκτον (1949)

Σεισμός στη Τακόμα της Ουάσιγκτον, μεγέθους 7.1 Ρίχτερ προκάλεσε υποχώρηση του πρσανούς κατά μήκος του ποταμού. Η περιοχή της αστοχίας διερευνήθηκε για να εκτιμηθεί η στατική και η σεισμική επάρκεια της κλίσης του πρσανούς. Τα αποτελέσματα υποδηλώνουν ότι η κλίση του πρσανούς ήταν οριακής ευστάθειας και η ύπαρξη υπογείων υδάτων οδήγησε στη μείωση της ευστάθειας του.



Εικόνα 1.4 Φωτογραφία Τακόμα, Ουάσιγκτον 1949 (Μπουκουβάλας 2019)

### Νιγκάτα, Ιαπωνία (1964)

Σεισμός στη Νιγκάτα της Ιαπωνίας μεγέθους 7.6 Ρίχτερ προκάλεσε καθίζηση του εδάφους αλλά και σχηματισμό κωνικών αμμόλοφων. Έρευνες υποστηρίζουν ότι λόγω πλευρικής εξάπλωσης προκλήθηκε αστοχία της γέφυρας Showa.



Εικόνα 1.5 Υποχώρηση κτηρίων λόγω ρευστοποίησης (Μπουκουβάλας 2019)

### Αλάσκα, Η.Π.Α (1964)

Σεισμός μεγέθους 9.2 Ρίχτερ και διάρκεια 3 λεπτών, στη Νοτιοκεντρική Αλάσκα (ΗΠΑ). Ο σεισμός συνοδεύτηκε από κατακόρυφη μετατόπιση σε έκταση περίπου 520.000 km<sup>2</sup> και κατακόρυφες μετατοπίσεις κυμαίνονταν σε απόλυτη κατακόρυφη μετατόπιση περίπου 13-15m.



Εικόνα 1.6 Εδαφική ροή στα στρώματα αργίλου στο Anchorage (Παπαθανασίου Γ., 2006)

Σαν Φερνάντο, Η.Π.Α (1971)

Σεισμός στους πρόποδες του Σαν Γκάμπριελ στη Νότια Καλιφόρνια ήταν μεγέθους 6.6 Ρίχτερ. Το φράγμα Lower San Fernando Dam (LSFD) είχε ύψος περίπου 44m και κατασκευάστηκε με τη μέθοδο της «υδραυλικής πλήρωσης». Λόγω της μεθόδου αυτής δημιουργήθηκε ένας πυρήνας από άργιλο, ενώ τα ανάντη και κατόντη του φράγματος αποτελούνταν από άμμο και ίλη. Η ρευστοποίηση στο ανάντη τμήμα του φράγματος προκάλεσε μέρος της κορυφής του να ολισθήσει με αποτέλεσμα μείωση της κορυφής του κατά περίπου 10 m.



Εικόνα 1.7 Αεροφωτογραφία του φράγματος (R.Seed, 2021)



Εικόνα 1.8 Αστοχία λιμενικού κρητιδότοιχου (Μπουκουβάλας, 2019)

Κόμπε, Ιαπωνία (1995)

Ο σεισμός του Κόμπε είχε μέγεθος 7.2 Ρίχτερ και προκάλεσε ρευστοποίηση ακόμη και σε στρώσεις χονδρόκοκκης άμμου και χαλικιών που είχαν θεωρηθεί ως μη επιδεκτικές στη ρευστοποίηση.

Ιζμίτ, Τουρκία (1999)

Σεισμός μεγέθους 7.4 Ρίχτερ προκάλεσε ρήξη επιφάνειας μήκους περίπου 145 χιλιομέτρων. Η μεγαλύτερη παράκτια αστοχία πραγματοποιήθηκε στην περιοχή της Degirmendere, όπου έρευνες έδειξαν πως η ρευστοποίηση βαθύτερων στρωμάτων είναι υπεύθυνη για την ολίσθηση του εδάφους.



Εικόνα 1.9 κ' 1.10 Υποχώρηση πολυκατοικιών λόγω ρευστοποίησης του εδάφους (D'Ayala, 2003)

### Τσί-Τσί, Ταιβάν (1999)

Σεισμός μεγέθους 7.6 Ρίχτερ προκάλεσε ρευστοποίηση σε παράκτιες περιοχές. Κατά μήκος του ποταμού Mao-Lo, της πόλης Nantou, εκδηλώθηκαν φαινόμενα πλευρικής εξάπλωσης αλλά και καθιζήσεις εδάφους.



Εικόνα 1.11 Πλευρική εξάπλωση (Xiao-wei Tang et al, 2018)



Εικόνα 1.12 Πλευρική εξάπλωση (Μπουκουβάλας, 2019)

### Λευκάδα, Ελλάδα (2003)

Σεισμός μεγέθους 6.2 Ρίχτερ προκάλεσε εκτεταμένες αστοχίες του εδάφους, όπως ρευστοποίηση, κατολισθήσεις, απόσχιση εδάφους και καθιζήσεις. Παρατηρήθηκε δημιουργία κώνων άμμου και απόσχιση εδάφους με εκτόξευση λάσπης. Επίσης, εδαφικές καθιζήσεις και έντονες πλευρικές μετακινήσεις προκλήθηκαν και εξαιτίας συνίζησης των χαλαρών επιφανειακών εδαφικών στρώσεων και των ανεπαρκώς συμπυκνωμένων τεχνητών επιχωματώσεων πίσω από τους κρηπιδότοιχους.



Εικόνα 1.13 Καθιζήσεις επιχώματος κρηπιδότοιχου (Δημητρίου, 2008)

Hokkaido, Ιαπωνία (2003)

Μετά από σεισμό μεγέθους 8.3 Ρίχτερ, παρατηρήθηκε ρευστοποίηση του εδάφους σε μια ευρεία γεωλογική περιοχή. Συνέβη σε τοπικές περιοχές σχεδόν αποκλειστικά περιορισμένες σε ανθρωπογενή επιχώματα.



Εικόνα 1.14 Ανάδυση υπόγειων κατασκευών (Μπουκουβάλας,2019)

Yogyakarta, Ινδονησία (2006)

Σεισμός μεγέθους 6.2 Ρίχτερ προκάλεσε φαινόμενα ρευστοποίησης κοντά στην περιοχή του Fault Orak. Το γεωλογικό προφίλ της περιοχής (αλλούβιες αποθέσεις και αβαθής υδροφόρος ορίζοντας) προκάλεσε το φαινόμενο της ρευστοποίησης προξενώντας σημαντικές βλάβες σε κτήρια και έργα υποδομής.



Εικόνα 1.15 Πλευρική εξάπλωση και καθίζηση (Xiao-Wei Tang et al, 2018)



### Christchurch, Νέα Ζηλανδία (2010-11)

Μεταξύ του Σεπτεμβρίου 2010 έως το Δεκέμβρη του 2011, μια ακολουθία σεισμών διακύμανσης 5.9 – 7.1 Ρίχτερ έπληξε τη περιοχή Christchurch. Σχεδόν το μισό της αστικής περιοχής ρευστοποιήθηκε και το έδαφος παραμορφώθηκε. Ανά περιοχές παρατηρήθηκε εκτενής εκτόξευση άμμου και ιλύος.



Εικόνα 1.10.3 Έδαφος περιοχή Christchurch (Γκαζέτας Γ., 2010)



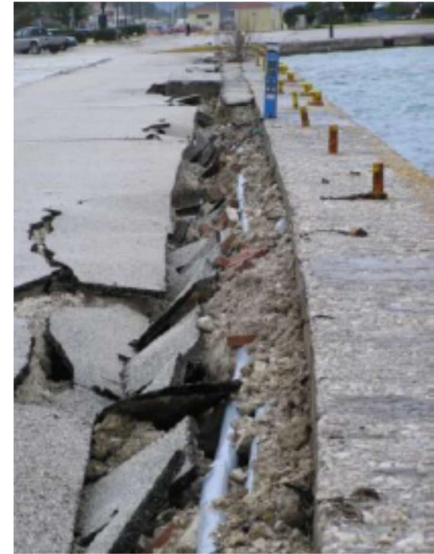
Εικόνα 1.17 Ανάδυση υλικού (Γκαζέτας Γ., 2010)

## Κεφαλονιά, Ελλάδα (2014)

Δύο ισχυροί σεισμοί μεγέθους 6.1 και 6.0 Ρίχτερ διέρρηξαν το δυτικό τμήμα της Κεφαλονιάς. Παρατηρήθηκε έντονα το φαινόμενο της ρευστοποίησης σε εδαφικούς σχηματισμούς στις παράκτιες περιοχές. Επιπλέον, παρατηρήθηκαν οριζόντιες μετατοπίσεις, στρέψη κρηπιδότοιχων, εκτεταμένες ρηγματώσεις και ανάδυση εδαφικού υλικού.



Εικόνα 1.18 Οριζόντιες μετατοπίσεις (Παπαδόπουλος, 2014)



Εικόνα 1.19 Υποχώρηση προβλήτας (Παπαδόπουλος, 2014)

## Kathmandu, Νεπάλ (2015)

Ο σεισμός μεγέθους 7.8 Ρίχτερ και η ακολουθία μετασεισμών του, προκάλεσαν φαινόμενα ρευστοποίησης του εδάφους με τη μορφή ανάδυσης άμμου και πλευρικής εξάπλωσης.



Εικόνα 1.20 Ανύψωση εδάφους (Goda, 2015)



Εικόνα 1.21 Ανύψωση εδάφους (Goda, 2015)



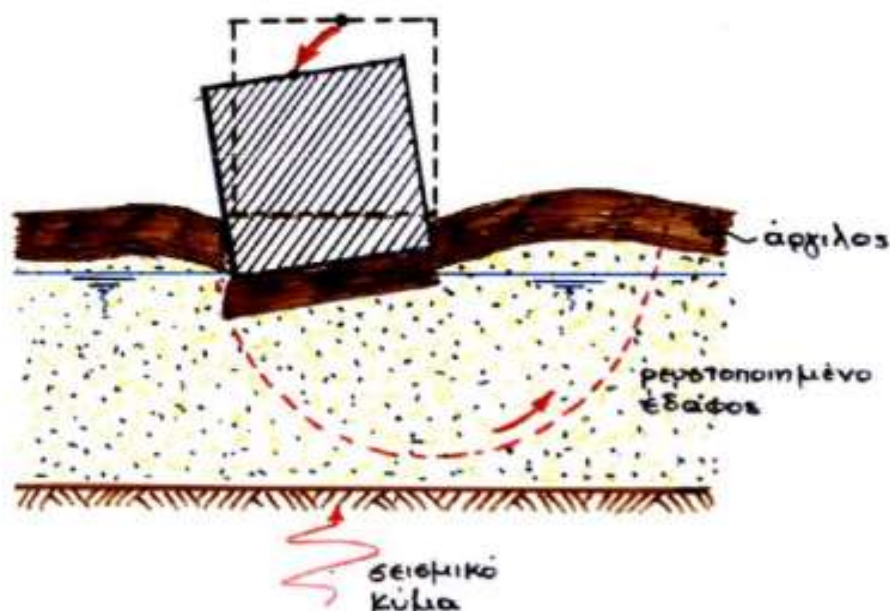
Εικόνα 1.22 Ανάβλυση νερού λόγω εκτόνωσης υδροστατικής πίεσης (Goda, 2015)

### 1.3 Συνέπειες φαινομένου

Οι κυριότερες συνέπειες της ρευστοποίησης των εδαφών είναι: παραμόρφωση ή αστάθεια εδαφικών μαζών που κυμαίνονται από ήπια κλίση εδάφους έως πρηνές επιχώματος, αυξημένες πλευρικές τάσεις στις κατασκευές αντιστήριξης, απώλεια στήριξης εδράνων για ρηγά ή βαθιά θεμέλια, απώλεια πλευρικής στήριξης για ενσωματωμένες κατασκευές ή πασσάλους, κλίση επιπέδου εδάφους, επίπλευση θαμμένων αγωγών ή σηράγγων και καθίζηση που προκαλείται από την επανασυγκράτηση των υδροποιημένων εδαφών.

#### 1.3.1 Απώλεια φέρουσας ικανότητας στη θεμελίωση.

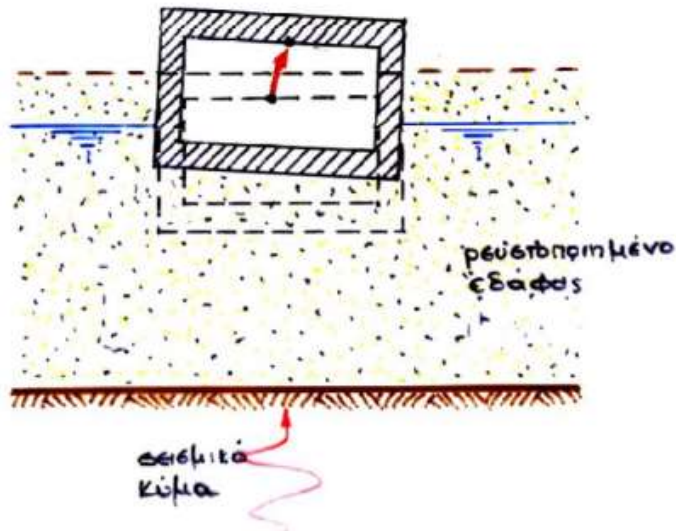
Όταν η υπερβολική πίεση του νερού στους πόρους αυξάνεται, η ενεργός τάση στο έδαφος μειώνεται και η διατμητική τάση μειώνεται επίσης. Ακόμη και όταν στο μέγεθος του το φορτίο διατηρείται σταθερό, η μειωμένη αντοχή του εδάφους οδηγεί σε σημαντική παραμόρφωση του. Κατά συνέπεια, τα κτίρια υποχωρούν και γέρνουν.



Σχήμα 1.5 Αστοχία Θεμελιώσεων (Μπουκουβάλας Γ., Παπαδημητρίου Αχ., 2016)

#### 1.3.2 Ανάδυση θαμμένων κατασκευών.

Η ρευστοποίηση του εδάφους μπορεί να προκαλέσει επίπλευση υπόγειων εγκαταστάσεων. Η επίπλευση μιας δεξαμενής συναντά αντίσταση από τα γύρω εδάφη. Κανονικά αυτή η αντίσταση είναι αρκετά μεγάλη για να αποτρέψει οποιαδήποτε αιώρηση. Ωστόσο, μετά την ρευστοποίηση, το έδαφος χάνει την αντίστασή του και αρχίζει να συμπεριφέρεται σαν υγρό ειδικού βάρους 1,9 έως 2,0 φορές μεγαλύτερο από αυτό του νερού.



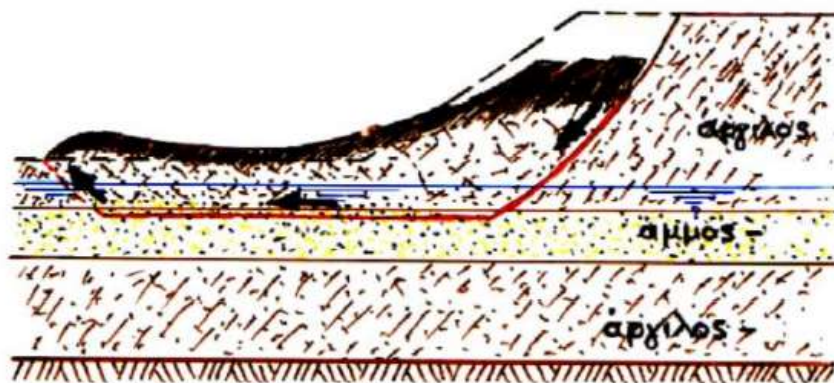
Σχήμα 1.6 Αστοχία Θεμελιώσεων υπογείων έργων (Μπουκουβάλας Γ., Παπαδημητρίου Αχ., 2016)

### 1.3.3 Εξάρθρωση τοίχων αντιστήριξης

Τα ρευστοποιημένα επιχώματα πίσω από τους τοίχους αντιστήριξης χάνουν δραστικά τη διατμητική αντοχή. Επομένως, η ενεργή γεωστατική τάση που τους ασκείται αυξάνεται. Από την άλλη, η παθητική αντίσταση μπροστά στον τοίχο και η αντίσταση αγκύρωσης, εάν υπάρχει, μειώνεται παράλληλα, καθιστώντας τον τοίχο λιγότερο σταθερό.

### 1.3.4 Αστοχία φυσικών ή τεχνητών πρανών

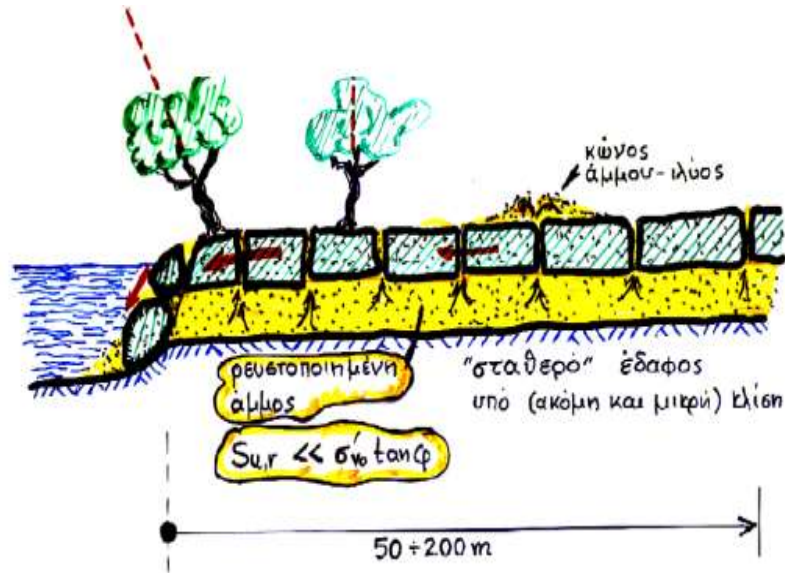
Αναπτύσσεται επιφάνεια αστοχίας διαμέσου της ρευστοποιημένης εδαφικής στρώσης



Σχήμα 1.6 Αστοχία φυσικών ή τεχνητών πρανών (Μπουκουβάλας Γ., Παπαδημητρίου Αχ., 2016)

### 1.3.5 Πλευρική κίνηση εδάφους- Οριζόντια εξάπλωση

Όταν δεν υπάρχει τοίχος αντιστήριξης, το ρευστοποιημένο χώμα ρέει πλευρικά. Η πλευρική κίνηση του ρευστοποιημένου εδάφους συμβαίνει κάτω από κτίρια και επιχώματα. Επίσης, δημιουργούνται ρωγμές λόγω ολισθητικών κινήσεων στο επιφανειακό στρώμα εδαφικού σχηματισμού, το οποίο εδράζεται σε ρευστοποιημένη στρώση



Σχήμα 1.7 Πλευρική - Οριζόντια εξάπλωση (lateral spreading) (Μπουκουβάλας Γ., Παπαδημητρίου Α., 2016)

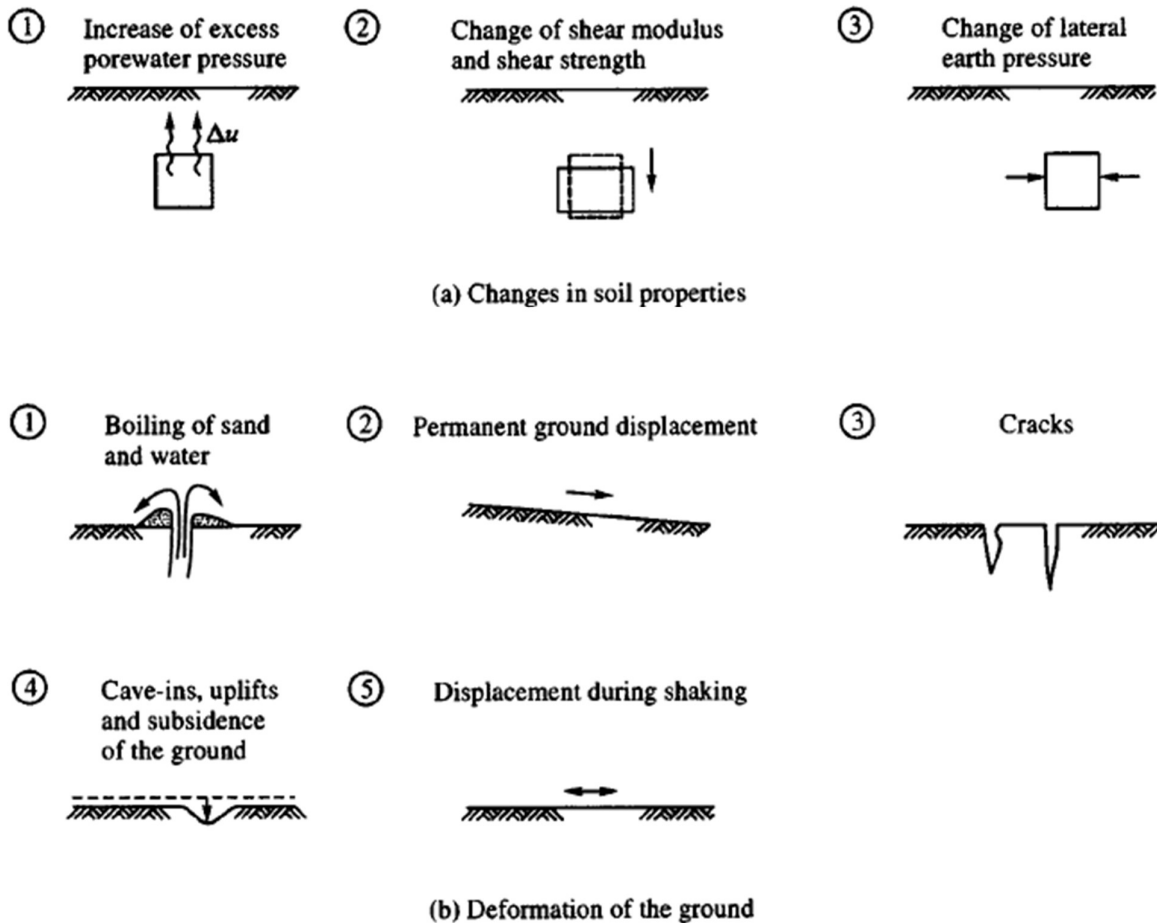
### 1.3.6 Βρασμός

Μια συχνή εκδήλωση ρευστοποίησης είναι ο σχηματισμός άμμου που βράζει ή εκρών λάσπης στην επιφάνεια του εδάφους λόγω διαρροής νερού μέσω ρωγμών του εδάφους ή σε ορισμένες περιπτώσεις, από την ανάπτυξη συνθηκών κινούμενης άμμου σε σημαντικές περιοχές. Το Σχήμα 1 δείχνει την άμμο που βράζει κατά μήκος μιας ρωγμής στο έδαφος που προκαλείται από σεισμό.



Εικόνα 1.23 Βρασμός άμμου που προκλήθηκε από ρευστοποίηση υποκείμενων ιζημάτων το 1978, Miyagi-ken-Oki, σεισμός Ιαπωνία, SOIL LIQUEFACTION DURING EARTHQUAKES, σελ. 2

Συνοπτική απεικόνιση των συνεπειών της ρευστοποίησης



Σχήμα 1.8 Σχηματική απεικόνιση των συνεπειών της ρευστοποίησης (Remedial Measures Against Soil Liquefaction, 1994)

- α) Συνέπειες στις ιδιότητες του εδάφους
- 1- Αύξηση της πίεσης των πόρων
  - 2- Αλλαγή διατμητικής αντοχής
  - 3- Αλλαγή οριζόντιων γεωστατικών τάσεων
- β) Αλλαγή της μορφολογίας του εδάφους
- 1- Βρασμός
  - 2- Μόνιμη μετακίνηση του εδάφους
  - 3- Ρωγμές
  - 4- Υποχωρήσεις εδαφικών στρώσεων
  - 5- Μετακίνηση κατά τη διάρκεια δόνησης

## 1.4 Επικινδυνότητα εδαφών (με βάση την κοκκομετρία)

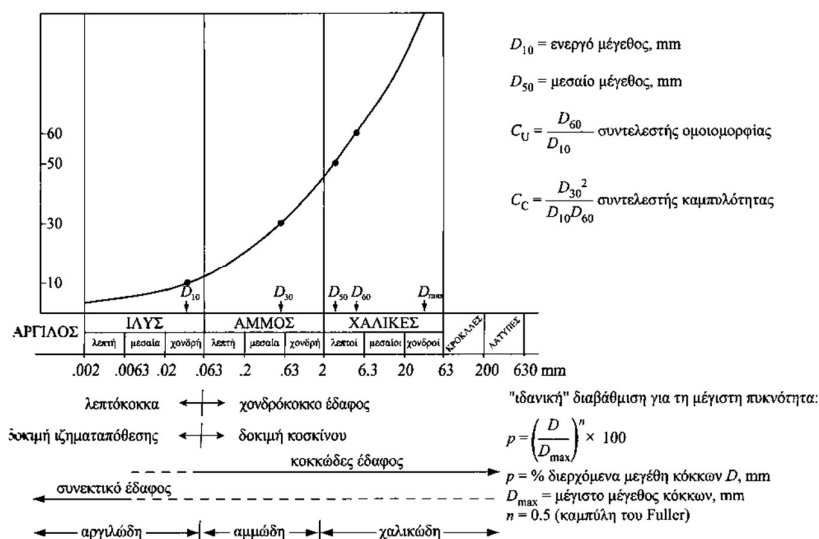
Η κοκκομετρική διαβάθμιση του εδάφους επηρεάζει τον βαθμό επιδεκτικότητας σε ρευστοποίηση. Εδάφη των οποίων οι κόκκοι έχουν παρόμοιο μέγεθος είναι πιο επιδεκτικά σε ρευστοποίηση από τα εδάφη που αποτελούνται από κόκκους που καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα μεγεθών. Αυτό συμβαίνει διότι στο έδαφος το οποίο έχει κόκκους διαφορετικού μεγέθους, οι μικρότεροι κόκκοι τείνουν να συμπληρώνουν τα κενά που δημιουργούνται μεταξύ των μεγαλύτερων σε μέγεθος κόκκων, μειώνοντας έτσι την τάση για συμπίκνωση και αναπτύσσοντας μικρότερη τιμή υπερπίεσης των πόρων που δημιουργείται κατά την εφαρμογή δυναμικών φορτίων. Έτσι, ένα ομοιόμορφα διαβαθμισμένο έδαφος είναι πιο επιδεκτικό στη ρευστοποίηση του εδάφους παρά ένα καλά διαβαθμισμένο έδαφος.

Τα περισσότερα φυσικά εδάφη είναι σύνθετα, δηλαδή είναι ένα μίγμα διαφορετικών κλασμάτων. Για τον προσδιορισμό της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους γίνεται κατανομή των μεγεθών των κόκκων. Αυτός ο διαχωρισμός γίνεται με την διαδικασία της κοκκομετρικής διαβάθμισης, είτε με κοσκίνισμα είτε με ιζηματοπόθεση.

Το κοσκίνισμα γίνεται με κόσκινα ποικίλων διατομών (μεταξύ 75 mm και 63 mm) για χάλικες και άμμους. Η ιζηματοπόθεση διαχωρίζει μικρότερους κόκκους (<63mm) όπως ιλύες και άργιλοι). Κόκκοι μεγαλύτεροι από 75mm (μέγεθος κροκάλας) συνήθως δεν συμπεριλαμβάνονται στις δοκιμές.

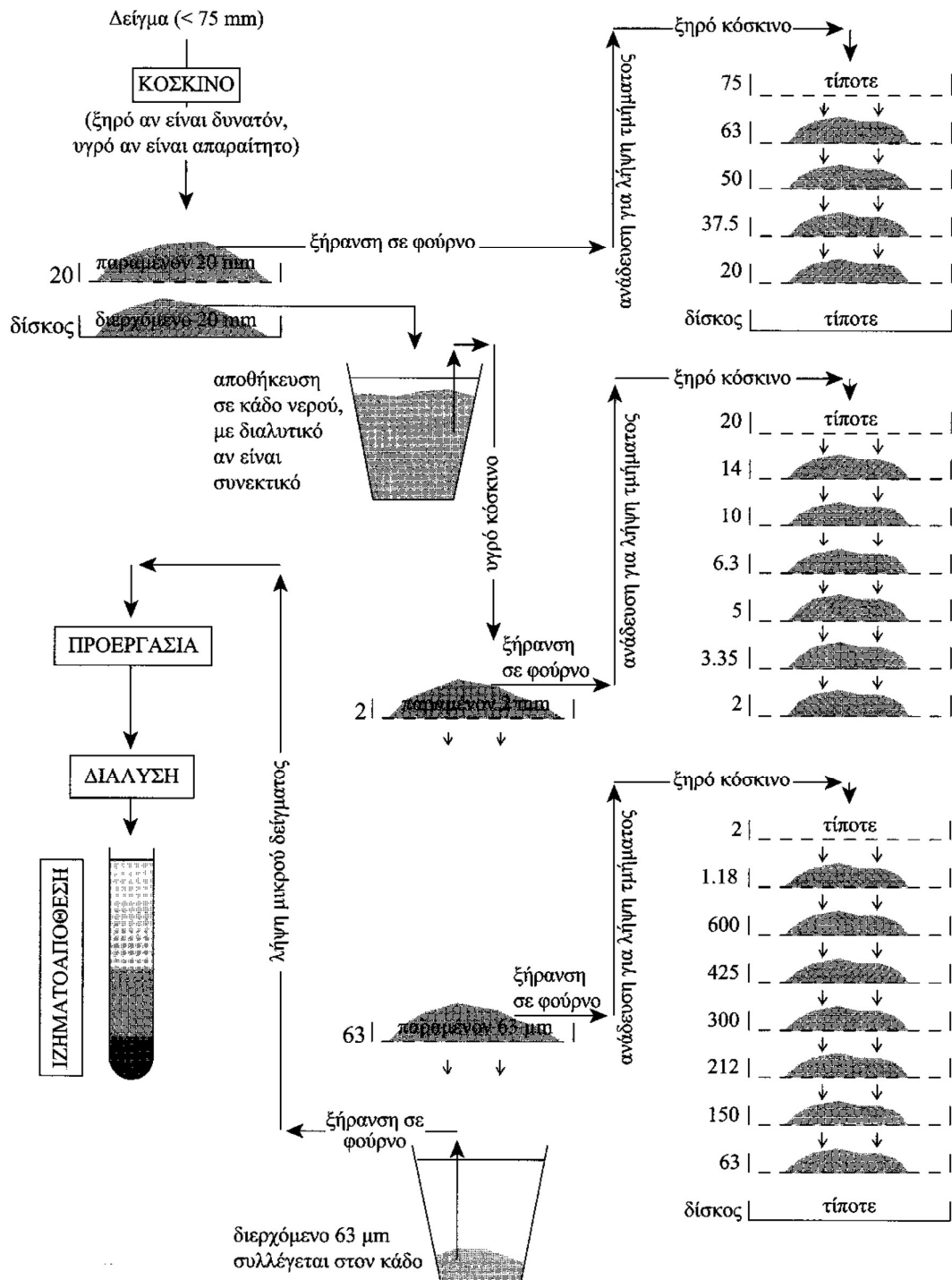
Γενικά, οι ιδιότητες ενός σύνθετου εδάφους (με κόκκους ευρείας κλίμακας μεγεθών), καθορίζονται από τους λεπτότερους κόκκους των αδρανών που περιέχονται σε αυτό. Οι χονδρότεροι κόκκοι αναλαμβάνουν τη λειτουργία του «γεμίσματος» σε μια λεπτότερη μάζα σε ένα λεπτότερο δέμας.

Στο σχήμα που ακολουθεί ορίζονται κάποια μεγέθη κόκκων από τα οποία υπολογίζονται οι συντελεστές καμπυλότητας και ομοιομορφίας. Με βάση τις παραμέτρους αυτές καθορίζεται το σχήμα της κοκκομετρικής καμπύλης και κατατάσσεται το έδαφος σε καλά διαβαθμισμένο ή όχι.



Σχήμα 1.9 Παράμετροι διαβάθμισης των κόκκων (G. Barnes, 2014)

## Διαδικασία Κοκκομετρικής Διαβάθμισης



Σχήμα 1.10 Δοκιμή κοκκομετρικής κατανομής (G.Barnes, 2014)



Η κατάταξη των εδαφών γίνεται με κοσκίνισμα εδαφικού δείγματος συγκεκριμένου βάρους. Η σειρά των κοσκίνων γίνεται με προοδευτικά μικρότερες οπές.

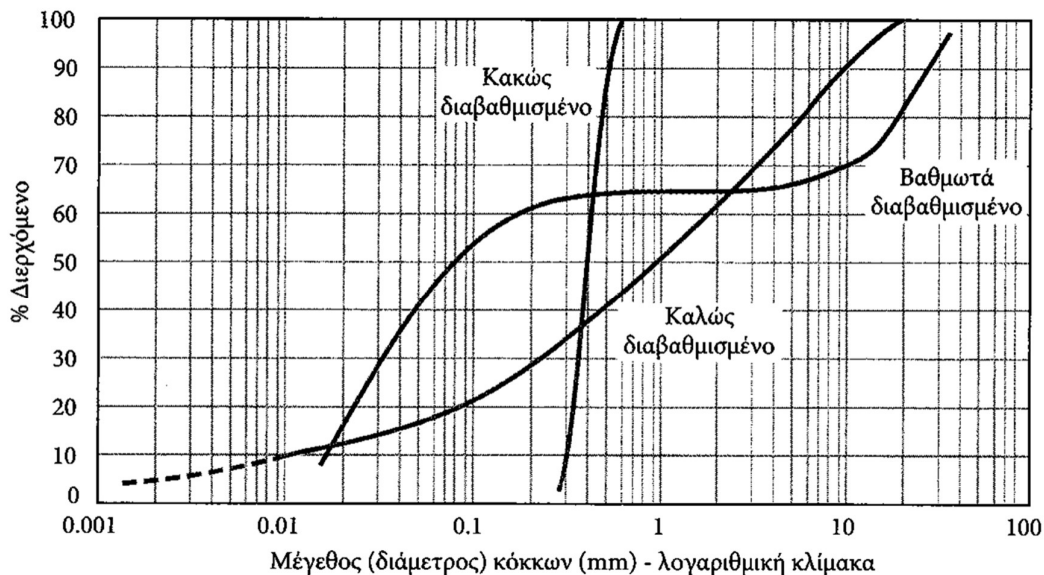
Η διαδικασία κοσκίνισματος προσδιορίζει τη μέγιστη διάσταση των κόκκων οι οποίοι θα διέλθουν από τις οπές του πλέγματος ενός συγκεκριμένου κόσκινου.

Για την ανάλυση τοποθετείται ξηρό εδαφικό δείγμα γνωστού βάρους στο κόσκινο με το μεγαλύτερο άνοιγμα οπών (κορυφή διάταξης). Η διάταξη τοποθετείται σε σείστρο (δονητής κοσκίνων) και τίθεται σε λειτουργία για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα. Με την ολοκλήρωση της δόνησης η διάταξη αποσυναρμολογείται και τα κόσκινα ζυγίζονται ώστε να υπολογιστεί το βάρος και το ποσοστό συγκρατούμενου εδάφους.

Τα αποτελέσματα μεταφέρονται σε διάγραμμα όπου στον άξονα ψ σημειώνεται το διερχόμενο ποσοστό, ενώ στον άξονα χ η διάμετρος των κόκκων σε λογαριθμική κλίμακα. Η καμπύλη ονομάζεται καμπύλη κοκκομετρικής διαβάθμισης ή κοκκομετρική καμπύλη.

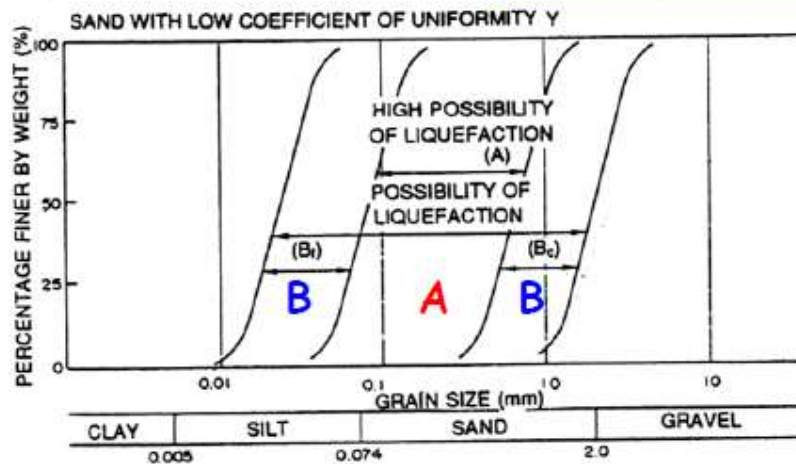
Παρακάτω παρατίθεται εικόνα με παραδείγματα εδαφικών δειγμάτων διαφορετικών διαβαθμίσεων.

Η ανωτέρω διαδικασία δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε λεπτόκοκκα εδάφη (ιλύες και άργιλοι) λόγω της μικρής διατομής των κόκκων που το αποτελούν.

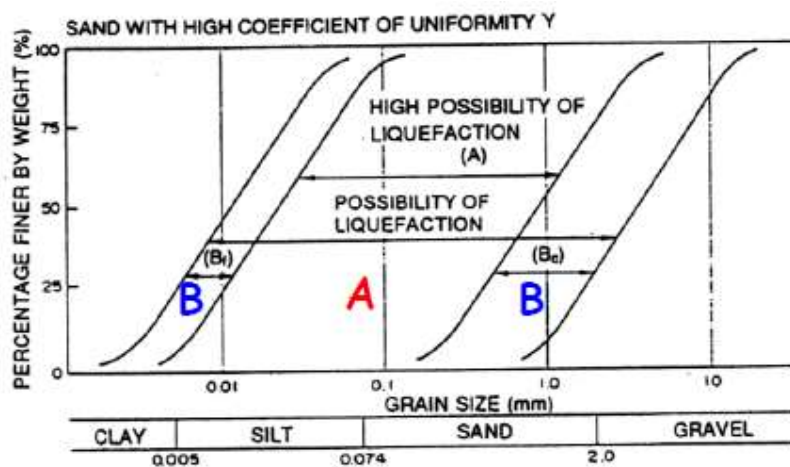


Σχήμα 1.11 Καμπύλες κατανομής μεγέθους κόκκων (κοκκομετρικές καμπύλες) (M.Budhu, 2010)

$$C_u = d_{60}/d_{10} < 3.5$$



Σχήμα 1.12 Κοκκομετρική Διαβάθμιση εδάφους χαμηλής συνεκτικότητας (Μπουκουβάλας, 2019)



$$C_u = d_{60}/d_{10} > 3.5$$

Σχήμα 1.13 Κοκκομετρική Διαβάθμιση εδάφους υψηλής συνεκτικότητας (Μπουκουβάλας, 2019)

**Ζώνη A:** Κατ' εξοχήν ρευστοποιημένα εδάφη

**Ζώνη B:** Πιθανώς (πιο δύσκολα) ρευστοποιήσιμα εδάφη

## Κεφάλαιο 2 Μέθοδοι εκτίμησης κινδύνου ρευστοποίησης

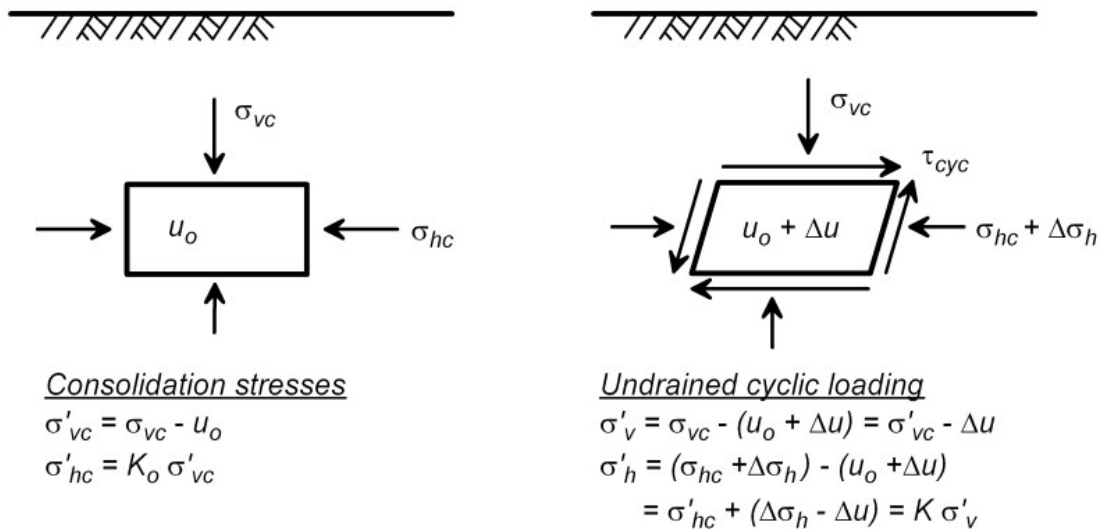
### 2.1 Μέθοδος των κυκλικών τάσεων

Η πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη μέθοδος για πρόβλεψη της πιθανότητας ρευστοποίησης σε ένα έδαφος είναι μέθοδος τάσεων (stress-based approach), η οποία συγκρίνει τις κυκλικές τάσεις που προκαλούνται από σεισμό με την κυκλική αντίσταση του εδάφους.

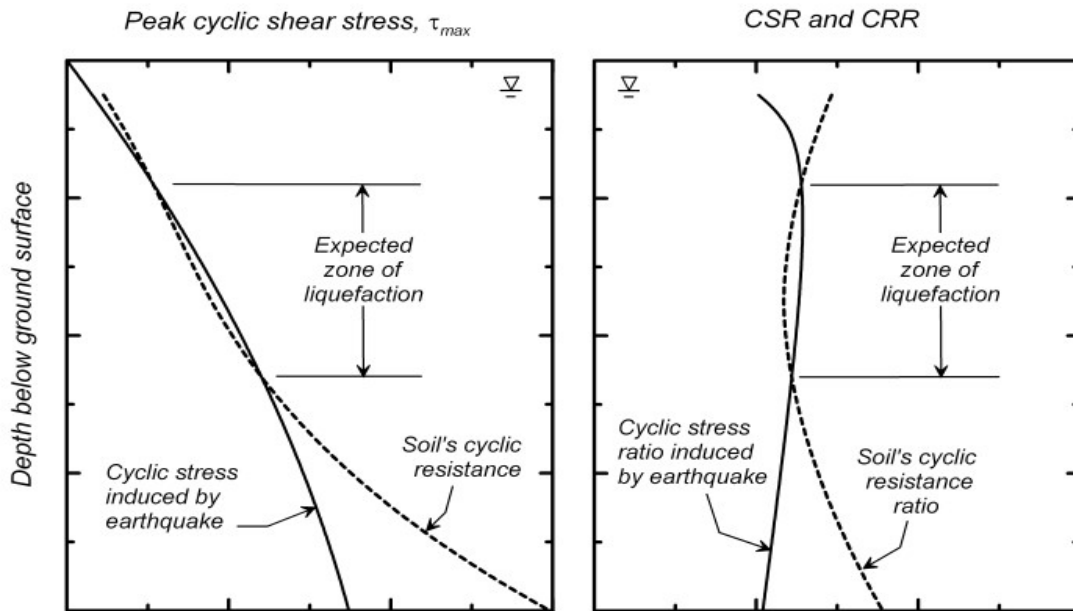
Κυκλικές τάσεις που προκαλούνται από σεισμό κάτω από το επίπεδο του εδάφους αποδίδονται κυρίως στις επιπτώσεις της οριζόντιας ανακίνησης. Στην παρακάτω εικόνα, απεικονίζονται σχηματικά οι τάσεις και οι πιέσεις του νερού των πόρων που επιδρούν σε ένα στοιχείο του εδάφους που βρίσκεται κάτω από μια επίπεδη επιφάνεια, πριν και κατά τη διάρκεια των οριζόντιων μετακινήσεων από σεισμό.

Η κάθετη φόρτιση της επιφάνειας παράγει πρόσθετες παροδικές αλλαγές της συνολικής κατακόρυφης τάσης, της ολικής οριζόντιας τάσης και της πίεσης του νερού των πόρων. Οι κάθετες και οριζόντιες ενεργές τάσεις δεν επηρεάζονται. Αυτός είναι ο λόγος για τον οποίο τα αποτελέσματα της κατακόρυφης μετακίνησης δεν λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση των εδαφικών προφίλ.

Οι παραγόμενες οριζόντιες κυκλικές τάσεις εξομαλύνονται από την κάθετη ενεργό τάση ( $\sigma_{vc}$ ) για να καταλήξουμε στο λόγο κυκλικών τάσεων CSR (Cyclic Stress Ratio), ο οποίος συγκρίνεται με το λόγο κυκλικών αντιστάσεων CRR (Cyclic Resistance Ratio) του εδάφους, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Ρευστοποίηση αναμένεται σε βάθη όπου οι παραγόμενες τάσεις υπερβαίνουν τις κυκλικές αντιστάσεις.



Σχήμα 2.1 Κυκλικές τάσεις κατά την διάρκεια οριζοντίων μετακινήσεων (Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008)



Σχήμα 2. 2 Το εύρος ρευστοποίησης καθορίζεται από τη σύγκριση των σεισμικών κυκλικών τάσεων με τις δυνάμεις αντίστασης του (Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008)

### Εκτίμηση δυναμικού ρευστοποίησης με βάση επιτόπου δοκιμές

Η ανάπτυξη διαδικασιών σχεδιασμού μελετάτε στις περιοχές εμφάνισης ρευστοποίησης ώστε να προσδιορισθεί μια εμπειρική σχέση που θα εκφράζει τη πιθανότητα εμφάνισης του φαινομένου σε ένα συγκεκριμένο βάθος του εδάφους. Απαιτεί μεθόδους για την εκτίμηση των προκαλούμενων κυκλικών διατμητικών τάσεων (CSR), και της αντίστασης του εδαφικού σχηματισμού σε ρευστοποίηση (CRR).

Προκειμένου να προσδιοριστεί το δυναμικό ρευστοποίησης αρχικά πρέπει να υπολογιστεί ο συντελεστής ασφαλείας  $F$ . Η τιμή του οποίου ορίζεται ως ο λόγος της κυκλικής διατμητικής αντοχής (αντίστασης του εδάφους σε ρευστοποίηση) προς τις αναπτυσσόμενες κυκλικές τάσεις (τον κίνδυνο ενδεχόμενης σεισμικής ταλάντωσης του εδάφους).

$$F = CRR/CSR$$

Ισχύει ότι αν  $F > 1$ , το έδαφος δεν είναι ρευστοποιημένο, ενώ για  $F \leq 1$  λέμε ότι το έδαφος έχει ρευστοποιηθεί.

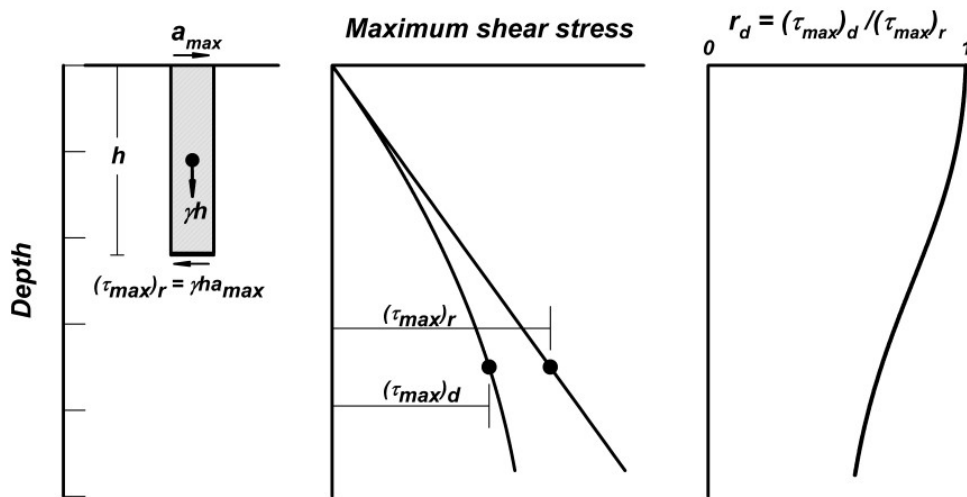
Η γενική κατανόησή για τη συμπεριφορά κυκλικής φόρτισης της κορεσμένης άμμου, με βάση πειραματικά ευρήματα, δείχνει ότι τα αποτελέσματα των επιτόπου δοκιμών για τη κυκλική διατμητική αντοχή της άμμου εξαρτώνται επίσης από τη διάρκεια της φόρτισης, την ενεργό τάση καταπόνησης ( $\sigma_{vc}$  και  $K_\sigma$ ), και τη παρουσία κεκλιμένου εδάφους ( $K_\alpha$ ).

## 2.2 Απλοποιημένη διαδικασία εκτίμησης σεισμικών καταπονήσεων

Οι διατμητικές τάσεις που προκαλούνται σε οποιοδήποτε βάθος σε έδαφος με επίπεδη επιφάνεια εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού φαίνεται να οφείλονται κυρίως στην κατακόρυφη διάδοση των οριζώντιων διατμητικών κυμάτων.

Διατίθενται αναλυτικές διαδικασίες για τον υπολογισμό αυτών των τάσεων, εάν είναι γνωστά τα χαρακτηριστικά του εκάστοτε εδάφους και οι εισαγόμενες τάσεις σε αυτό.

Τέτοιες πληροφορίες δεν είναι διαθέσιμες για τα περισσότερα ανά καιρούς φαινόμενα «ρευστοποίησης/ μη ρευστοποίησης» που έχουν χρησιμοποιηθεί για την ανάπτυξη δεδομένων με βάση παρατηρήσεις πεδίου. Επιπλέον, οι γεωτρήσεις που διεξάγονται για τα περισσότερα έργα, σπάνια εκτείνονται στα βάθη που απαιτούνται για να καθοριστεί το προφίλ του εδάφους με επαρκή λεπτομέρεια για μελέτες απόκρισης. Για αυτούς τους λόγους, η απλοποιημένη διαδικασία αξιολόγησης ρευστοποίησης των Seed and Idris (1971), για τον υπολογισμό των προκαλούμενων διατμητικών τάσεων, και της CSR, συνεχίζει να χρησιμοποιείται ευρέως.



Σχήμα 2. 3 Διάγραμμα προσδιορισμού διατμητικών τάσεων  $t$  και μειωτικού συντελεστή  $r_d$ . (Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008)

Η στήλη εδάφους που αντιστοιχεί σε βάθος  $z$ , συμπεριφέρεται ως άκαμπτο σώμα. Η μέγιστη διατμητική τάση στη βάση αυτής της στήλης, μπορεί να υπολογιστεί ως το γινόμενο της μάζας και της μέγιστης επιτάχυνσης της οριζόντιας επιφάνειας με βάση την εξίσωση:

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma * z}{g} a_{max} = \sigma_v \frac{a_{max}}{g}$$

Όπου,  $a_{max}$ : μέγιστη επιτάχυνση της επιφάνειας του εδάφους,  $\gamma$ : μέσο συνολικό μοναδιαίο βάρος του εδάφους πάνω από το βάθος  $z$  και  $\sigma_v$ : συνολική κατακόρυφη τάση στο βάθος  $z$ .

Στην πραγματικότητα, η στήλη του εδάφους συμπεριφέρεται ως πλαστικό σώμα και ως εκ τούτου η μέγιστη διατμητική τάση θα διαφέρει από την τιμή για ένα άκαμπτο σώμα με την ίδια μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους.

Η μέγιστη διατμητική τάση για ένα παραμορφώσιμο σώμα μπορεί να προσδιοριστεί από αναλύσεις δυναμικής απόκρισης θέσης και τα αποτελέσματα συγκρίνονται με την περίπτωση του άκαμπτου σώματος ως εξής:

$$(\tau_{max})_d = r_d(\tau_{max})_r$$

Όπου,  $r_d$ : μειωτικός συντελεστής διατμητικής τάσης.

### 2.2.1 Μειωτικός συντελεστής διατμητικής τάσης $r_d$

Με την χρήση μονοδιάστατων αναλύσεων δυναμικής απόκρισης τοποθεσίας, έχουν αναπτυχθεί απλοποιημένες εκφράσεις για την περιγραφή του  $r_d$ . Σύμφωνα με αυτές παρατηρήθηκε ότι το  $r_d$  εξαρτάται κυρίως από τα χαρακτηριστικά τις κίνησης του εδάφους κατά την διάρκεια σεισμού, το προφίλ της ταχύτητας του διατμητικού κύματος στο σημείο, και τις μη γραμμικές δυναμικές ιδιότητες του εδάφους

Προκειμένου να αναπτυχθούν τεχνικές εκτίμησης της ρευστοποίησης, η παράμετρος θα μπορούσε να εκφραστεί ως συνάρτηση του βάθους και του μεγέθους του σεισμού.

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z)M)$$

$$\alpha(z) = -1,012 - 1,126 \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right)$$

$$\beta(z) = 0,106 + 0,118 \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right)$$

Όπου,  $z$ : βάθος σε m,  $M$ : μέγεθος ροπής, και τα ορίσματα εντός των ημιτονοειδών όρων εκφρασμένα σε ακτίνια (rad).

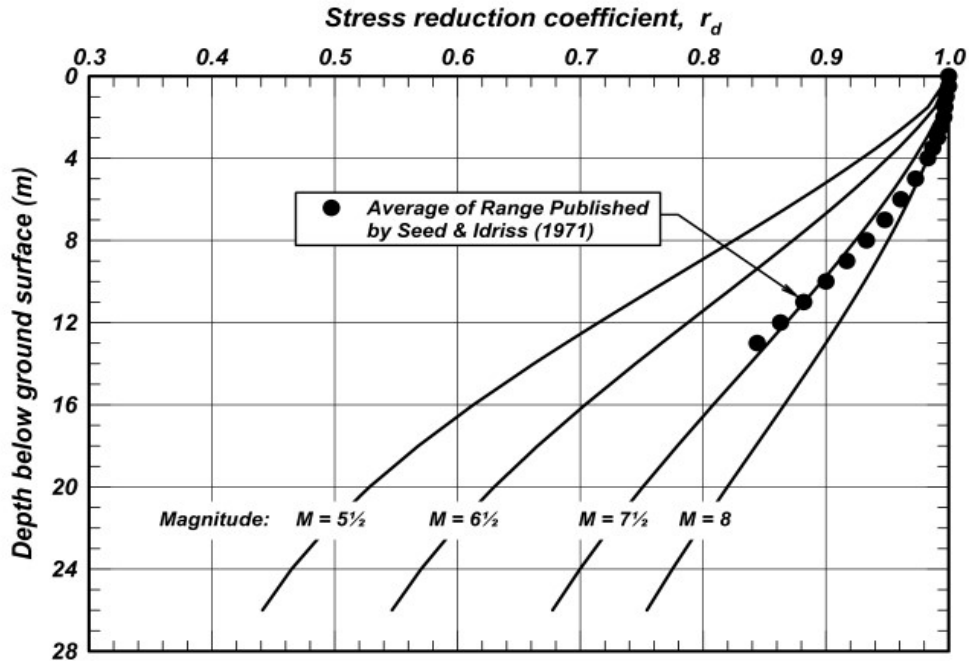
Οι παραπάνω εξισώσεις ισχύουν για βάθος  $z \leq 34$  m.

Ωστόσο, η αβεβαιότητα στο  $r_d$  αυξάνεται με την αύξηση του βάθους, άρα οποιεσδήποτε εξισώσεις για τον υπολογισμό του θα πρέπει να εφαρμόζονται μόνο για βάθη που είναι μικρότερα από περίπου 20 m.

Οι αξιολογήσεις ρευστοποίησης σε μεγαλύτερα βάθη συχνά περιλαμβάνουν ειδικές συνθήκες οι οποίες απαιτούν πιο λεπτομερείς αναλύσεις. Για τον λόγο αυτό συνιστάται η CSR, σε βάθη μεγαλύτερα από περίπου 20 m, να βασίζεται σε αναλυτικές μελέτες σχετικές με τις αντιδράσεις του εδάφους επί τόπου, υπό την προϋπόθεση, ότι μπορεί να ολοκληρωθεί ένας υψηλής ποιότητας υπολογισμός απόκρισης για το τοπικό έδαφος.

Ανάλυση της ανταπόκρισης του αντικειμένου μελέτης απαιτεί επαρκή χαρακτηρισμό του υπεδάφους και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη τυχόν μεταβολές στην εισαγόμενες κινήσεις.

Με τις παραπάνω εξισώσεις προκύπτει το παρακάτω σχήμα των τιμών  $r_d$  που προκύπτουν για τιμές  $M = \{5,5 ; 6,5; 7,5; 8\}$ . Ο μέσος όρος αυτού του εύρους συγκρίνεται με την καμπύλη που διαμορφώνεται από τις εξισώσεις για  $M=7,5$  και βάθη έως περίπου 14m.



Σχήμα 2. 4 Τιμές  $r_d$  για διαφορετικά βάθη και σεισμικών επιταχύνσεων. (Idriss 1999) (Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008)

Οι Seed και Idriss (1971) επέλεξαν να αναπαραστήσουν τις κυκλικές τάσεις που προκαλούνται από σεισμό χρησιμοποιώντας μια αντιπροσωπευτική τιμή (ή ισοδύναμη ομοιόμορφη τιμή) ίση με το 65% της μέγιστης κυκλικής τάσης. Η αντίστοιχη εισαγόμενη από σεισμό CSR υπολογίζεται επομένως ως:

$$CSR = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{vc}} = 0.65 \frac{\sigma_{vc}}{\sigma'_{vc}} \frac{\alpha_{max}}{g} r_d$$

Η επιλογή του 0,65 έγινε αυθαίρετα στην αρχή της ανάπτυξης των διαδικασιών αξιολόγησης της ρευστοποίησης το 1966 και χρησιμοποιείται από τότε.

## 2.3 Επιτόπου δοκιμές

Οι επιτόπου δοκιμές που έχουν χρησιμοποιηθεί ευρύτερα ως δείκτες για την αξιολόγηση των χαρακτηριστικών της ρευστοποίησης περιλαμβάνουν της SPT, CPT, BPT, δοκιμή μεγάλου διεσδυτικού μέτρου (LPT) και δοκιμή ταχύτητας κύματος διάτμησης ( $V_s$ ).

### 2.3.1 Δοκιμή Πρότυπης Διείσδυσης SPT (Standard Penetration Test)

Η SPT είναι μια μέθοδος δειγματοληψίας που δείχνει πόσο συμπαγή είναι ένα έδαφος και καθορίζει την αντοχή του έναντι ρευστοποίησης.

Η SPT μετρά τον αριθμό των χτύπων ( $N$ ) από ένα σφυρί 63kg που πέφτει ελεύθερα σε ύψος 0.8m. Αυτή η διαδικασία, απαιτεί για την διείσδυση, ένα τυπικό σωλήνα δειγματοληψίας ανά 15cm στο έδαφος έως ότου αυτός φτάσει σε βάθος 45cm.

Ο αριθμός χτυπημάτων SPT ή η «τιμή  $N$ » είναι χαμηλή σε μαλακά ή χαλαρά εδάφη και αυξάνεται με την αύξηση της ακαμψίας ή της αντοχής του εδάφους. Αυτή η τιμή μπορεί επομένως να χρησιμοποιηθεί ως δείκτης της επιτόπου αντοχής ή του πόσο συμπαγή είναι το έδαφος.

Η δοκιμή χρησιμοποιείται για την αξιολόγηση των φυσικο-μηχανικών ιδιοτήτων του εδαφικού σχηματισμού και κατά συνέπεια η τιμή  $N$  έχει συσχετιστεί με ένα ευρύ φάσμα μηχανικών χαρακτηριστικών.

Μεταξύ των πιο σημαντικών μεταβλητών είναι η ποσότητα ενέργειας που παρέχεται στο στέλεχος της ράβδου διάτμησης από κάθε πρόσκρουση του σφυριού SPT. Το εύρος της προσφέρουσας ενέργειας μπορεί να είναι 30–90% της θεωρητικής μέγιστης ενέργειας, ανάλογα με την ποσότητα ενέργειας που χάνεται στις τριβές και τις μηχανικές αντιστάσεις που εξαρτώνται από τον τύπο του εξοπλισμού και της κατάστασης λειτουργίας του.

Η τιμή  $N$  είναι ουσιαστικά αντιστρόφως ανάλογη με την προσφέρουσα ενέργεια. Η τιμή  $N_{60}$  υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$N_{60} = N_m \frac{ER_m}{60}$$

Όπου,  $N_m$ : αριθμός χτυπημάτων,  $ER_m$ : προσφερόμενη αναλογία ενέργειας σε ποσοστό, και το  $N_{60}$ : αριθμός χτυπημάτων για ενέργεια περίπου 60%. Η αναλογία  $ER_m/60$ : συντελεστής διόρθωσης αναλογίας ενέργειας (CE).

Υπάρχει περίπτωση να χρειαστούν πρόσθετοι διορθωτικοί συντελεστές για τον υπολογισμό της  $N_{60}$ .

$$N_{60} = C_E C_B C_R C_S N_m$$

Όπου,  $C_E$ : συντελεστής διόρθωσης του λόγου ενέργειας που περιγράφεται παραπάνω,  $C_B$ : διορθωτικός συντελεστής για τη διάμετρο της γεώτρησης,  $C_R$ : διορθωτικός συντελεστής για το μήκος της ράβδου, και  $C_S$ : διορθωτικός συντελεστής για τον δειγματολήπτη. Τα εύρη των τιμών φαίνονται στο παρακάτω πίνακα.

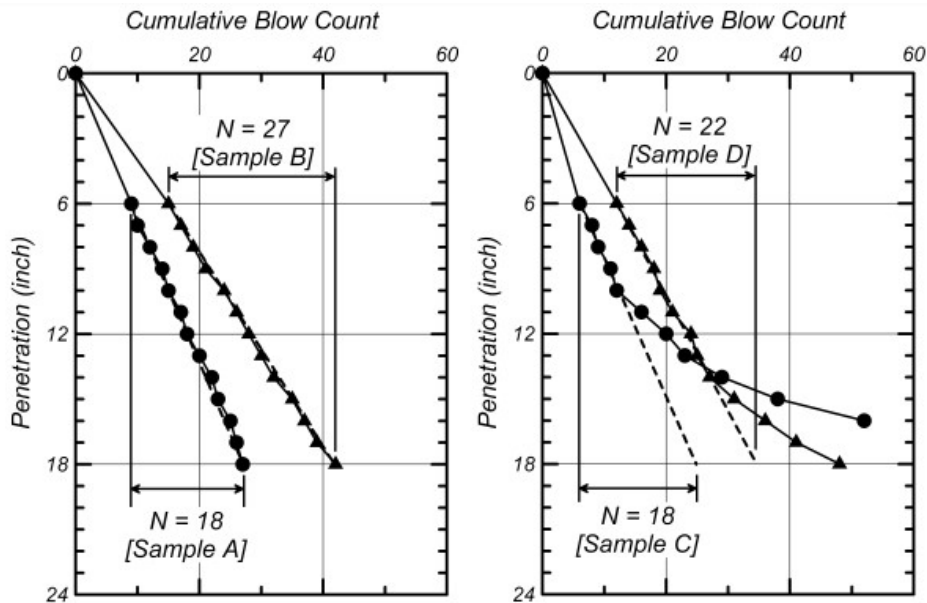


Table 3 Correction factors for SPT  $N$  values.

Factor	Description										
Energy ratio	<p>Energy measurements are required to determine the delivered energy ratios or to calibrate the specific equipment being used. The correction factor is then computed as</p> $C_E = \frac{ER_m}{60}$ <p>where <math>ER_m</math> is the measured energy ratio as a percentage of the theoretical maximum.</p> <p>Empirical estimates of <math>C_E</math> (for rod lengths of 10 m or more) involve considerable uncertainty, as reflected by the following ranges:</p> <table> <tr> <td>Doughnut hammer</td> <td><math>C_E = 0.5-1.0</math></td> </tr> <tr> <td>Safety hammer</td> <td><math>C_E = 0.7-1.2</math></td> </tr> <tr> <td>Automatic triphammer</td> <td><math>C_E = 0.8-1.3</math></td> </tr> </table> <p>(Seed et al. 1984, Skempton 1986, NCEER 1997)</p>	Doughnut hammer	$C_E = 0.5-1.0$	Safety hammer	$C_E = 0.7-1.2$	Automatic triphammer	$C_E = 0.8-1.3$				
Doughnut hammer	$C_E = 0.5-1.0$										
Safety hammer	$C_E = 0.7-1.2$										
Automatic triphammer	$C_E = 0.8-1.3$										
Borehole diameter	<table> <tr> <td>Borehole diameter of 65–115 mm</td> <td><math>C_B = 1.0</math></td> </tr> <tr> <td>Borehole diameter of 150 mm</td> <td><math>C_B = 1.05</math></td> </tr> <tr> <td>Borehole diameter of 200 mm</td> <td><math>C_B = 1.15</math></td> </tr> </table> <p>(Skempton 1986)</p>	Borehole diameter of 65–115 mm	$C_B = 1.0$	Borehole diameter of 150 mm	$C_B = 1.05$	Borehole diameter of 200 mm	$C_B = 1.15$				
Borehole diameter of 65–115 mm	$C_B = 1.0$										
Borehole diameter of 150 mm	$C_B = 1.05$										
Borehole diameter of 200 mm	$C_B = 1.15$										
Rod length	<p>Where the <math>ER_m</math> is based on rod lengths of 10 m or more, the ER delivered with shorter rod lengths may be smaller. Recommended values from Youd et al. (2001) are as follows:</p> <table> <tr> <td>Rod length &lt; 3 m</td> <td><math>C_R = 0.75</math></td> </tr> <tr> <td>Rod length 3–4 m</td> <td><math>C_R = 0.80</math></td> </tr> <tr> <td>Rod length 4–6 m</td> <td><math>C_R = 0.85</math></td> </tr> <tr> <td>Rod length 6–10 m</td> <td><math>C_R = 0.95</math></td> </tr> <tr> <td>Rod length 10–30 m</td> <td><math>C_R = 1.00</math></td> </tr> </table>	Rod length < 3 m	$C_R = 0.75$	Rod length 3–4 m	$C_R = 0.80$	Rod length 4–6 m	$C_R = 0.85$	Rod length 6–10 m	$C_R = 0.95$	Rod length 10–30 m	$C_R = 1.00$
Rod length < 3 m	$C_R = 0.75$										
Rod length 3–4 m	$C_R = 0.80$										
Rod length 4–6 m	$C_R = 0.85$										
Rod length 6–10 m	$C_R = 0.95$										
Rod length 10–30 m	$C_R = 1.00$										
Sampler	<p>Standard split spoon without room for liners (the inside diameter is a constant <math>1\frac{3}{8}</math> in.), <math>C_S = 1.0</math>.</p> <p>Split-spoon sampler with room for liners but with the liners absent (this increases the inside diameter to <math>1\frac{1}{2}</math> in. behind the driving shoe):</p> <table> <tr> <td><math>C_S = 1.1</math></td> <td>for <math>(N_1)_{60} \leq 10</math></td> </tr> <tr> <td><math>C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}</math></td> <td>for <math>10 \leq (N_1)_{60} \leq 30</math></td> </tr> <tr> <td><math>C_S = 1.3</math></td> <td>for <math>(N_1)_{60} \geq 30</math></td> </tr> </table> <p>(from Seed et al. 1984, equation by Seed et al. 2001)</p>	$C_S = 1.1$	for $(N_1)_{60} \leq 10$	$C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}$	for $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$	$C_S = 1.3$	for $(N_1)_{60} \geq 30$				
$C_S = 1.1$	for $(N_1)_{60} \leq 10$										
$C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}$	for $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$										
$C_S = 1.3$	for $(N_1)_{60} \geq 30$										

Πίνακας 2.1 Διορθωτικοί συντελεστές για τα μεγέθη της μεθόδου SPT (Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008)

Η παρουσία μεγάλων σωματιδίων (χοντρόκοκκο χαλίκι και μεγαλύτερα σωματίδια) σε μια άμμο μπορεί να προκαλέσει αδικαιολόγητα υψηλή αντίσταση διείσδυσης SPT όταν ο δειγματολήπτης χτυπήσει ένα από τα σωματίδια. Αυτές οι επιρροές έχουν αξιολογηθεί σε πολλά έργα παρακολουθώντας τον αθροιστικό αριθμό χτυπημάτων για κάθε 1 in. (ή 0,1-ft) αύξηση της διείσδυσης. Στο πίνακα που ακολουθεί απεικονίζονται αυτές οι επιρροές.



Σχήμα 2.5 Παραδείγματα απορρόφησης χτύπων ανά ίντσα.

(α) μαλακό έδαφος που δεν απαιτεί διορθωτικούς συντελεστές

(β) κοκκώδες έδαφος με μεγάλα αδρανή, όπως διαφαίνεται από την αύξηση της αντίστασης.

Μια απότομη αύξηση του πλήθους χτυπήματος ανά ίντσα διείσδυσης υποδηλώνει ότι συναντήθηκε ένα μεγάλο σωματίδιο, ενώ ένας ομοιόμορφος ρυθμός διείσδυσης δείχνει σχετικά ομοιόμορφες συνθήκες εδάφους κατά το διάστημα δειγματοληψίας.

Στη περίπτωση ύπαρξης ενδιάμεσων στρωμάτων μαλακής αργίλου στις αποθέσεις άμμου, μπορεί να προκληθεί αδικαιολόγητα χαμηλή αντίσταση διείσδυσης.

### 2.3.2 Δοκιμή Στατικής Πενетроμέτρησης CPT

Το CPT εξυπηρετεί το χαρακτηρισμό των συνθηκών του υπεδάφους και την αξιολόγηση των διαφόρων ιδιοτήτων του εδάφους, συμπεριλαμβανομένης της εκτίμησης της πιθανότητας ρευστοποίησης.

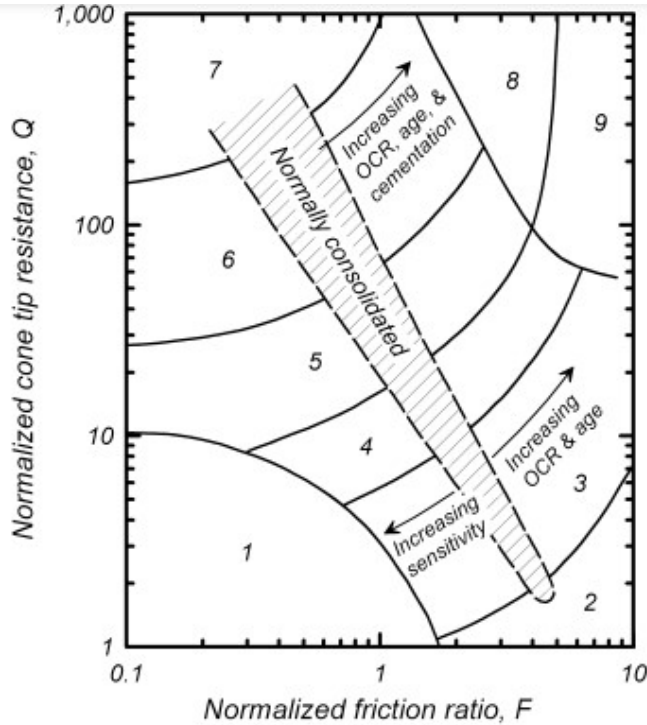
Μια τυπική CPT περιλαμβάνει το σπρώξιμο ενός κώνου διείσδυσης διαμέτρου 35,7mm στο έδαφος με τυπικό ρυθμό 2 cm/s. ενώ οι ηλεκτρονικοί αποδέκτες καταγράφουν (συνήθως σε διαστήματα 2 cm ή 5 cm) τη δύναμη στο κωνικό άκρο, τη δύναμη οπισθέλκουσας σε ένα κοντό τμήμα πίσω από το άκρο, την πίεση του νερού των πόρων πίσω από το άκρο (ή μερικές φορές σε άλλες θέσεις), και άλλα μεγέθη (π.χ. κλίση και θερμοκρασία).

Η δύναμη του άκρου διαιρείται με την περιοχή διατομής του διείσδυτικού μέτρου για να προσδιοριστεί η αντίσταση του άκρου,  $q_c$ , και η δύναμη έλξης του χιτωνίου διαιρείται με την επιφάνεια της διατομής για να προσδιοριστεί η τριβή,  $f_s$ .

Τα κύρια πλεονεκτήματα του CPT είναι ότι παρέχει συνεχή καταγραφή της αντίστασης διείσδυσης. Τα κύρια μειονεκτήματα είναι η δυσκολία διείσδυσης στρωμάτων που έχουν μεγαλύτερα σωματίδια (π.χ. χάλικες) ή πολύ υψηλή αντίσταση διείσδυσης (π.χ. ισχυρά τσιμεντωμένα εδάφη) και η ανάγκη εκτέλεσης συνοδευτικών διατρήσεων ή βυθομετρήσεων για τη λήψη πραγματικών δειγμάτων εδάφους.

Έχουν αναπτυχθεί εμπειρικές συσχετίσεις μεταξύ των τύπων εδάφους και των διαφόρων μετρήσεων CPT, επομένως το προφίλ του εδάφους μπορεί να συναχθεί κατά προσέγγιση

ακόμη και χωρίς άμεση δειγματοληψία εδάφους. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι κατηγορίες που ταξινομούνται τα εδάφη ανάλογα με τη συμπεριφορά τους.



Σχήμα 2.6 Ταξινόμηση εδαφών με βάση τη συμπεριφορά τους (Robertson, 1990) (Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008)

(1) Ευαίσθητα, λεπτόκοκκα, (2) Οργανικά εδάφη/τύρφη, (3) Άργιλος/λίγος άργιλος, (4) Αργιλικά μείγματα, (5) Αμμώδη μείγματα, (6) Άμμος, (7) Άμμος με χοντρά αδρανή, (8) Ασβεστολιθικά εδάφη (συμπιεσμένα), (9) Σκληρά εδάφη, λεπτόκοκκα (συμπιεσμένα)

Η αντίσταση του άκρου του κώνου (Q) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{vc}}{P_a}\right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vc}}\right)^n \quad \text{όπου, } \sigma_{vc}: \text{συνολική κατακόρυφη τάση, } \sigma'_{vc}: \text{ενεργός κατακόρυφη τάση, } P_a: \text{ατμοσφαιρική πίεση, και } n: 0,5 \text{ για άμμους και } 1 \text{ για αργίλους.}$$

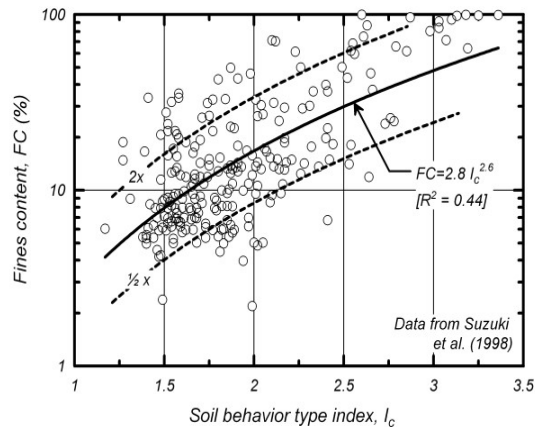
Η τιμή του F υπολογίζεται ως εξής:

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{vc}}\right) \cdot 100\%$$

Οι τιμές Q και F συνδέθηκαν μεταγενέστερα από τους Robertson and Wride (1998) με τη σχέση:

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (\log F + 1.22)^2]^{0.5}$$

Ο δείκτης  $I_c$  έχει συσχετιστεί με την περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα (κόσκινο No.200) και την αντίσταση σε ρευστοποίηση της άμμου. Στο σχήμα απεικονίζεται αυτή η σχέση.



Σχήμα 2.7 Συσχέτιση μεταξύ λεπτόκοκκων εδαφών και δείκτη συμπεριφοράς εδαφών (Suzuki et al. 1998) (Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008)

### 2.3.3 BPT and LPT

Η BPT και η LPT έχουν χρησιμοποιηθεί σε εδάφη με μεγάλα σωματίδια που μπορεί να δημιουργήσουν πρόβλημα στην ακρίβεια των SPT και CPT, ή ακόμα να αποκλείσουν την χρήση τους.

Η BPT χρησιμοποιεί ένα σφυρί πασσάλων ντίζελ διπλής ενέργειας για να φέρει στο έδαφος ένα περίβλημα διπλού τοιχώματος διαμέτρου 168 mm, μήκους 3 m και με κλειστό μύτη (closed bit).

Η δοκιμή BPT παρέχει συνεχόμενα ένα αρχείο μετρήσεων, από το οποίο ο αριθμός χτυπημάτων είναι ο αριθμός των χτυπημάτων σφυριού που απαιτούνται για να οδηγηθεί το περίβλημα κάθε 300 mm (1 ft) στο έδαφος.

Η LPT είναι παρόμοια με την SPT, με τη διαφορά ότι χρησιμοποιεί ένα μεγαλύτερο δειγματολήπτη χωρισμένων κουταλιών και ένα μεγαλύτερο σφυρί για να το οδηγή.

Το BPT εξαρτάται από διάφορους παράγοντες που επηρεάζουν την ενέργεια που παρέχεται στο άκρο του περιβλήματος, συμπεριλαμβανομένης της ενεργειακής απόδοσης του σφυριού ντίζελ και της τριβής σε ολόκληρο το περίβλημα.

Οι συσχετίσεις μεταξύ των τιμών BPT και SPT σε κοιτάσματα άμμου χρησιμοποιούνται για τη μετατροπή των μετρήσεων χτυπημάτων BPT σε ισοδύναμες τιμές SPT N για χρήση σε αναλύσεις ρευστοποίησης.

Πολλά διαφορετικά LPT έχουν αναπτυχθεί σε όλο τον κόσμο που έχουν εξωτερικές διαμέτρους δειγματολήπτη 7,3–14 cm (σε σύγκριση με 5,1 cm για το SPT) και δυναμικές ενέργειες σφυριού 1,2–5,9 φορές τη δυναμική ενέργεια για το σφυρί SPT.

Τα LPT έχουν συσχετιστεί με αυτά από SPT, επομένως οι τιμές LPT μπορούν να μετατραπούν σε ισοδύναμες τιμές SPT  $N_{60}$  για χρήση σε αξιολογήσεις ρευστοποίησης.

### 2.3.4 Δοκιμή ταχύτητας κύματος διάτμησης

Οι δοκιμές ταχύτητας διατμητικού κύματος μετρούν το μέτρο διάτμησης μικρής παραμόρφωσης (ακαμψία) του εδάφους και επομένως αντιπροσωπεύουν μια μέτρηση μηχανικής ιδιότητας και όχι μια δοκιμή δείκτη.

Υπάρχουν πολλές διαφορετικές μέθοδοι για τη μέτρηση του  $V_s$  στο πεδίο (π.χ. διασταυρούμενη οπή, κάτω οπή, σεισμική CPT και φασματική ανάλυση επιφανειακών κυμάτων (SASW)), καθεμία με ιδιαίτερα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα.

Ένα γενικό πλεονέκτημα των δοκιμών  $V_s$  είναι ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για θέσεις που βρίσκονται κάτω από εδάφη που είναι δύσκολο να διεισδύσουν ή να ληφθούν δείγματα (π.χ. χάλικες, λιθόστρωτα και ογκόλιθοι). Τα γενικά μειονεκτήματα των δοκιμών  $V_s$  είναι ότι παρέχουν πολύ περιορισμένη χωρική ανάλυση για τον χαρακτηρισμό της στρωματογραφίας και της ετερογένειας της τοποθεσίας (π.χ. μετρούν μια μέση ταχύτητα σε σχετικά μεγάλους όγκους), δεν παρέχουν δείγματα εδάφους και δεν αποτελούν πολύ ευαίσθητο μέτρο αντίστασης ρευστοποίησης.

## 2.4 Συντελεστής αναγωγής μεγέθους MSF (Magnitude Scaling Factor)

Ένας συντελεστής κλίμακας μεγέθους (MSF) χρησιμοποιείται για την προσαρμογή του CSR και/ή CRR σε μια κοινή τιμή M (συμβατικά λαμβάνεται ως  $M = 7,5$ ), επειδή το CRR εξαρτάται από τον αριθμό των κύκλων φόρτωσης, που συσχετίζεται με τον M.

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}}$$

Οι σχέσεις των MSF μπορούν να προκύψουν συνδυάζοντας (1) εργαστηριακά σχέσεις μεταξύ του CRR και του αριθμού των ομοιόμορφων κύκλων τάσης και (2) συσχετίσεις του αριθμού των ισοδύναμων ομοιόμορφων κύκλων με μέγεθος σεισμού. Αυτές οι δύο σχέσεις είναι αλληλεξαρτώμενες, όπως περιγράφεται παρακάτω, και επομένως πρέπει να αναπτυχθούν παράλληλα διατήρηση της συμβατότητας και της συνέπειας.

## 2.5 Συντελεστής διόρθωσης αρχικής ενεργού τάσεως, $K_\sigma$

Ο συντελεστής διόρθωσης αρχικούς ενεργούς τάσεως ( $K_\sigma$ ) εισήχθη από τον Seed (1983) για να προσαρμόσει το CSR και/ή το CRR σε μια κοινή τιμή ενεργούς τάσης, επειδή το CRR της άμμου εξαρτάται από την αρχική ενεργό τάση. Ο ορισμός του  $K_\sigma$  είναι:

$$K_\sigma = \frac{CRR_{\sigma'_{vc}}}{CRR_{\sigma'_{vc}=1}}$$

Όπου,  $CRR_{\sigma'_{vc}}$ : το CRR ενός εδάφους κάτω από μια συγκεκριμένη τιμή του  $\sigma'_{vc}$ , και  $CRR_{\sigma'_{vc}=1}$ : το CRR του ίδιου εδάφους όταν  $\sigma'_{vc} = 1 \text{ atm}$ .

## 2.6 Συντελεστής Διόρθωσης Στατικής Διάτμησης, $K_a$

Το CRR επηρεάζεται από την παρουσία στατικών διατμητικών τάσεων, εντός πρανών ή επιχωμάτων φραγμάτων, αλλά τα διαθέσιμα δεδομένα ιστορικών περιπτώσεων δεν επαρκούν για τον εμπειρικό προσδιορισμό αυτής της επίδρασης. Ο Seed (1983) εισήγαγε τον συντελεστή διόρθωσης  $K_a$  για να ρυθμίσει το CRR για τις επιδράσεις των στατικών διατμητικών τάσεων.

$$K_a = \frac{CRR_a}{CRR_{a=0}}$$

Όπου,  $a$ : λόγος της στατικής διατμητικής τάσης προς την ενεργό τάση σταθεροποίησης στο επίπεδο ενδιαφέροντος,  $CRR_a$ : το CRR ενός εδάφους κάτω από μια συγκεκριμένη τιμή  $a$ , και  $CRR_{a=0}$ : CRR του ίδιου εδάφους όταν  $a = 0$ .

Η παράμετρος  $K_a$  συχνά παραλείπεται σε αναλύσεις πλευρικής διασποράς σε οριζόντιες ή με ήπια κλίση τοποθεσίες. Η συμπερίληψη του  $K_a$  μπορεί, ωστόσο, να είναι σημαντική για τις αναλύσεις φαινομένων ρευστοποίησης σε πιο απότομες πλαγιές και φράγματα.

## 2.7 Δείκτες Σοβαρότητας Ρευστοποίησης

Οι δείκτες σοβαρότητας ρευστοποίησης προορίζονται να παρέχουν ένα τρόπο μέτρησης της σοβαρότητας των επιφανειακών εκδηλώσεων με βάση την αθροιστική απόκριση ρευστοποίησης του εδαφικού προφίλ. Υπάρχουν διάφοροι δείκτες σοβαρότητας ή πιθανής βλάβης, μεταξύ των οποίων: ο Δείκτης Δυναμικού ρευστοποίησης (LPI, Iwasaki et al., 1978), ο εμπνευσμένος από την Ishihara Δείκτης Δυναμικού Ρευστοποίησης (LPISH, Maurer et al., 2015c), η μονοδιάστατη ογκομετρική ανασύνθεση (S1VD) και τον αριθμό σοβαρότητας της ρευστοποίησης (LSN, van Ballegooy et al., 2012).

### 2.7.1 Δείκτης Δυναμικού Ρευστοποίησης LPI (Liquefaction Potential Index)

Το LPI, που προτάθηκε από τους Iwasaki και τους συνεργάτες του (1978), παρέχει έναν σταθμισμένο σε βάθος δείκτη της δυνατότητας ενεργοποίησης της ρευστοποίησης σε μια τοποθεσία.

$$LPI = \int_0^{20m} Fw(z) dz$$

Όπου,  $F = 1 - (FS)$  για  $FS \leq 1$  και  $F = 0$  για  $FS > 1$ ,  $w(z)$ : γραμμική συνάρτηση στάθμισης βάθους που δίνεται από  $w(z) = 10 - 0,5z$  ( $z$  είναι το βάθος σε μέτρα κάτω από την επιφάνεια του εδάφους) και  $w(z) = 0$  για  $z > 20$  m.

Ο δείκτης που προκύπτει εξαρτάται από το πάχος των ρευστοποιήσιμων στρωμάτων στο ανώτατο όριο των 20 μέτρων, την εγγύτητα αυτών των στρωμάτων στην επιφάνεια του εδάφους και την ποσότητα κατά την οποία το FS έναντι της ρευστοποίησης είναι μικρότερο από 1.

Το LPI εφαρμόζεται σε ένα προφίλ με πολλαπλά ρευστοποιήσιμα στρώματα. Το LPI μπορεί να κυμαίνεται από 0 (κανένα στρώματα με FS μικρότερο από 1 στα ανώτατα 20 μέτρα εδάφους) έως το μέγιστο 100 (το FS έναντι της ρευστοποίησης είναι μηδέν για όλα τα στρώματα στα ανώτατα 20 μέτρα).

Πρέπει να σημειωθεί η επιρροή της μη-ρευστοποιημένης στρώσεως στον μετριάσμο της ρευστοποίησης στην επιφάνεια του εδάφους. Οι προτεινόμενες καμπύλες ορίων για την πρόβλεψη εκδήλωσης ρευστοποίησης ως συνάρτηση του ύψους της μη-ρευστοποιημένης στρώσης (H1) και του ύψους της ρευστοποιημένης στρώσης (H2), για διάφορες εδαφικές επιταχύνσεις (PGA). Από αυτό προέκυψαν νέες σχέσεις υπολογισμού του συντελεστή LPI από τον Ishihara (1985). Δηλαδή,

$$LPI_{ISH} = \int_0^{20m} F(FS) \frac{25.56}{z} dz$$

Ισχύει,  $F(FS) = \begin{cases} 1 - FS & \text{αν } FS \leq 1 \cap H_1 m(FS) \leq 3 \\ 0 & \text{σε άλλες περιπτώσεις} \end{cases}$  και

$$m(FS) = \exp\left(\frac{5}{25.56(1-FS)}\right) - 1$$

Αν και το  $LPI_{ISH}$  εμφανίζει βελτιωμένες προγνωστικές ικανότητες σε σχέση με το LPI, ωστόσο μπορεί να δώσει λανθασμένες προβλέψεις για τις συνέπειες της ρευστοποίησης. Ως αποτέλεσμα, εξακολουθεί να υπάρχει ανάγκη για περαιτέρω ανάπτυξη δεικτών ζημιών ρευστοποίησης, εάν πρόκειται να θεωρηθούν αξιόπιστοι.

### 2.7.2 Αριθμός Σοβαρότητας Ρευστοποίησης (LSN)

Το LSN χρησιμοποιεί έναν συντελεστή στάθμισης βάθους νόμου ισχύος για να προσδιορίσει την αθροιστική απόκριση ρευστοποίησης ενός προφίλ. Περιλαμβάνει επίσης συνεισφορές από όλα τα επίπεδα που έχουν  $FS < 2$  (σε αντίθεση με τη χρήση μόνο επιπέδων με  $FS < 1$  κατά τον υπολογισμό του LPI).

Το LSN υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz$$

Όπου,  $\varepsilon_v$ : υπολογιζόμενη μετασεισμική ογκομετρική τάση σε βάθος  $z$  (m).

Το LSN φτάνει σε μια οριακή μέγιστη τιμή καθώς μειώνεται το FS. Αυτή η οριακή τιμή είναι συνάρτηση της σχετικής πυκνότητας του εδάφους, με αποτέλεσμα ένα μέγιστο LSN για ένα δεδομένο προφίλ εδάφους ανεξάρτητα από την ένταση της κίνησης του εδάφους (π.χ., μέγιστη επιτάχυνση εδάφους [PGA]).

## Κεφάλαιο 3 Ενίσχυση εδαφών έναντι ρευστοποίησης

Οι μέθοδοι ενίσχυσης και βελτιστοποίησης του εδάφους έχουν ως κύριο στόχο την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Στοχεύουν στην γρήγορη και αποτελεσματική απομόνωση της υπερπίεσης του νερού και την αύξηση των ενεργών τάσεων. Επιπλέον, αποσκοπούν στη μείωση του εύρους των αναμενόμενων καθιζήσεων. Παρακάτω παρουσιάζονται μερικές από τις πιο γνωστές και αποτελεσματικές μεθόδους πρόληψης του φαινομένου καθώς και μέθοδοι ενίσχυσης των κατασκευών.

### 3.1 Μέθοδοι ενίσχυσης εδαφών

#### 3.1.1. Μέθοδος περιορισμού διατμητικής παραμόρφωσης

Η μέθοδος στοχεύει στην αποτροπή της εμφάνισης ρευστοποίησης ή επακόλουθης δομικής βλάβης περιβάλλοντας το έδαφος κάτω από μια κατασκευή με διαφραγματικά στοιχεία.

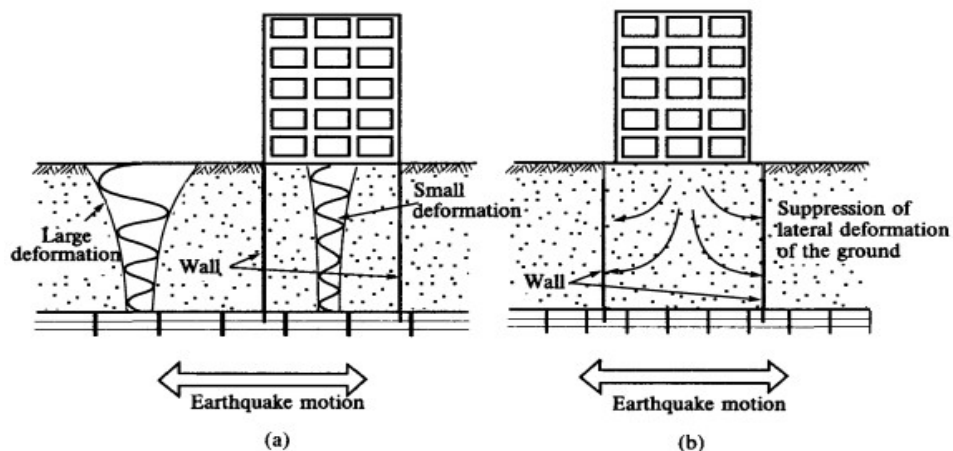
Οι γενικές αρχές αυτής της μέθοδο συνοψίζονται ως εξής:

1. Περιορισμός της διατμητικής παραμόρφωσης κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Η διατμητική παραμόρφωση στο έδαφος καταστέλλεται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού και η ρευστοποίηση εμποδίζεται από τα στοιχεία, τα οποία ταυτόχρονα αποτρέπουν σοβαρές ζημιές από μικρο-φαινόμενα ρευστοποίησης στηρίζοντας δομές με τις δύσκαμπτες μάζες τους.

2. Περιορισμός της πλευρικής ροής του εδάφους μετά την ρευστοποίηση.

Αποτροπή υπερβολικής παραμόρφωσης κατασκευών περικλείοντας το έδαφος κάτω από τις κατασκευές με τοίχους και περιορίζοντας τις πλευρικές μετακινήσεις του εδάφους μετά την εμφάνιση ρευστοποίησης.



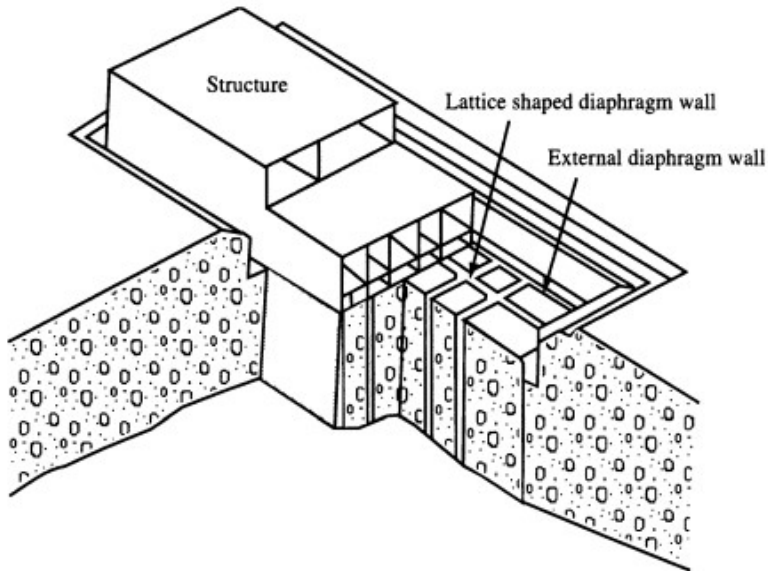
Σχήμα 3.1 Γενικές αρχές διατμητικών παραμορφώσεων. α) Περιορισμός (1) , β) Περιορισμός πλευρικής ροής (2) (Remedial Measures Against Soil Liquefaction, 2006)

#### 3.1.1.A Μέθοδος διαφραγματικού τοιχώματος :

Η κατασκευή περικλείεται με διαφραγματικά τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία τοποθετούνται σε δικτυωτό σχήμα και σε κατάλληλα διαστήματα στο έδαφος. Τα γύρω τοιχώματα του διαφράγματος μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως τοίχοι αντιστήριξης,

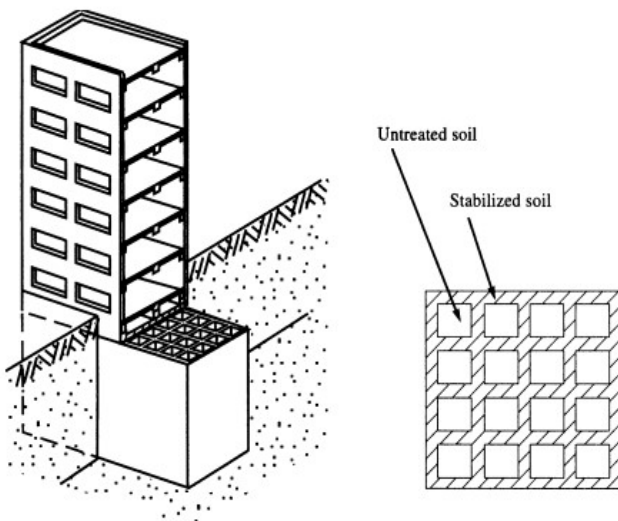


εξωτερικοί τοίχοι υπόγειων ορόφων ή πασσάλων, ενώ τα εσωτερικά δικτυωτά τοιχώματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως πάσσαλοι.



Σχήμα 3.2 Μέθοδος Διαφραγματικού τοίχου (Remedial Measures Against Soil Liquefaction, 2006)

### 3.1.1.B Μέθοδος βαθιάς έμπτυξης σε σχήμα πλέγματος

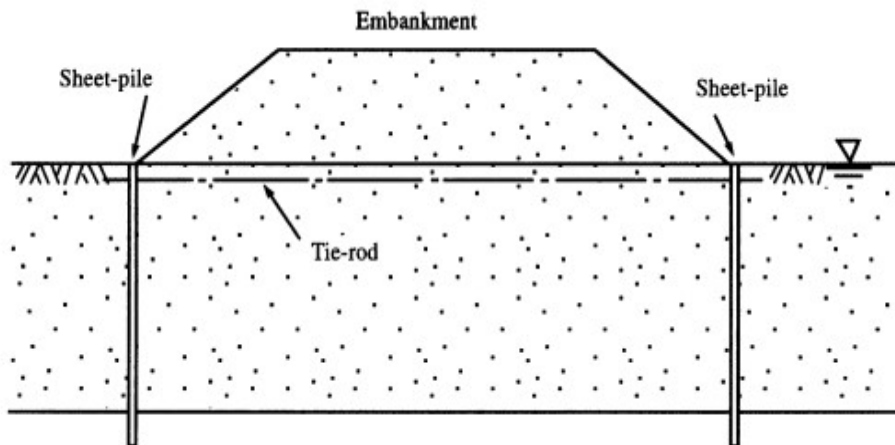


Το έδαφος κάτω από μια κατασκευή στερεοποιείται με δικτυωτό τρόπο με τη μέθοδο της βαθιάς έμπτυξης. Η ρευστοποίηση εμποδίζεται με τον περιορισμό της διατμητικής παραμόρφωσης στο έδαφος κατά τη διάρκεια σεισμού, σταθεροποιώντας με συνεχείς τοίχους υποστλωμάτων. Η στήριξη επιτυγχάνεται με τη μετάδοση του φορτίου από την κατασκευή στο μη ρευστοποιημένο, δικτυωτής μορφής, σταθεροποιημένο πλέον έδαφος.

Σχήμα 3.3 Μέθοδος βαθιάς έμπτυξης (Remedial Measures Against Soil Liquefaction, 2006)

### 3.1.1.Γ Μέθοδος φύλλων-πασσάλων

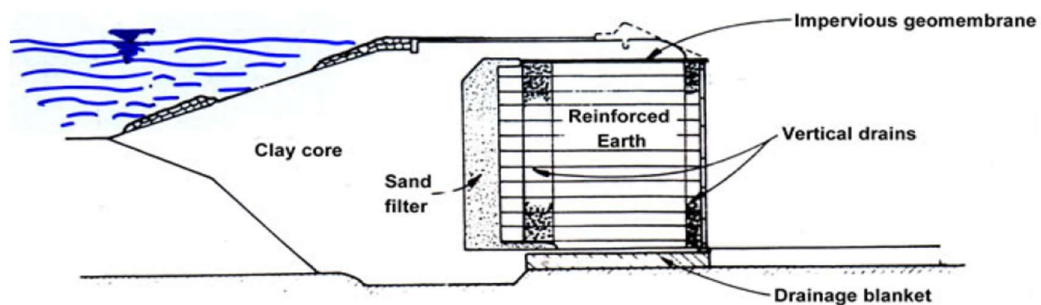
Το έδαφος κάτω από την κατασκευή περικλείεται με φύλλα πασσάλων. Η πλευρική κίνηση του εδάφους καταστέλλεται κατά τη διάρκεια της ρευστοποίησης για να αποφευχθεί η υπερβολική παραμόρφωση της κατασκευής. Όταν η πλευρική κίνηση του εδάφους δεν μπορεί να περιοριστεί μόνο από την ακαμψία των πασσάλων, οι κεφαλές των πασσάλων ενώνονται με ράβδους σύνδεσης για ενίσχυση τόσο της ακαμψίας όσο και της αντοχής σε εφελκυσμό των ενώσεων.



Σχήμα 3.4 Μέθοδος φύλλων-πασσάλων (Remedial Measures Against Soil Liquefaction, 2006)

### 3.1.2 Μέθοδος ενίσχυσης με οπλισμό

Στόχος της μεθόδου είναι η μείωση της διατμητικής παραμόρφωσης του εδάφους υπό συνεχή σεισμική καταπόνηση αλλά και η αποφυγή ανάπτυξης υπερπίεσεων των πόρων. Η ενίσχυση μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε με γεωφάσματα είτε με γεωπλέγματα. Είναι μια μέθοδος που εφαρμόζεται για διαφορετικές εδαφικές συνθήκες. Τα γεωφάσματα και τα γεωπλέγματα λειτουργούν ως οπλισμός μέσω του μηχανισμού διάτμησης και του μηχανισμού αγκύρωσής τους στο περιβάλλον έδαφος.



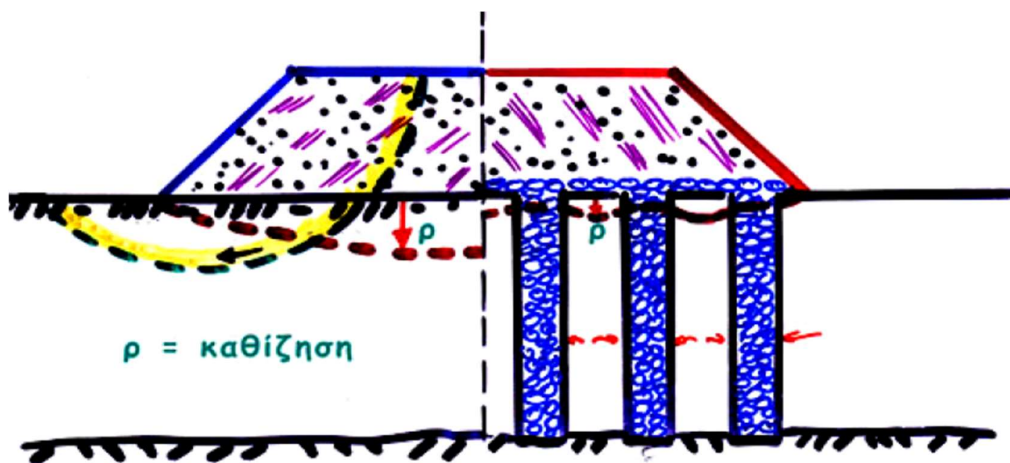
Σχήμα 3.5 Ενίσχυση με οπλισμό (γεωφάσματα) κάτω από φράγμα (Μπουκουβάλας, 2009)

### 3.1.3 Μέθοδος ενίσχυσης με χαλικοπασσάλους

Βασικός τρόπος εφαρμογής της μεθόδου αυτής είναι η χρήση στραγγιστηρίων είτε από χαλίκι είτε τεχνητά στραγγιστήρια. Τοποθετούνται σε μάζες άμμου για την μείωση της πίεσης του νερού των πόρων.

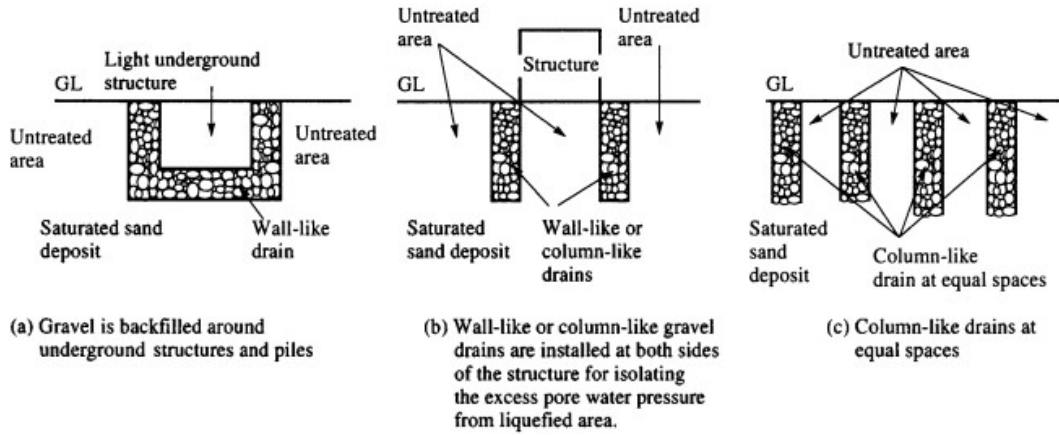
Με τον όρο στραγγιστήρια εννοούμε κατακόρυφες στήλες υψηλής διαπερατότητας που εγκαθίστανται στο έδαφος, με σκοπό την επιτάχυνση του φαινομένου της στερεοποίησης. Τα στραγγιστήρια συνορεύουν με ένα οριζόντιο στρώμα μεγάλης διαπερατότητας (π.χ. ένα κοκκώδες στρώμα στην επιφάνεια του εδάφους, κάτω από το επίχωμα προφόρτισης). Μ' αυτόν τον τρόπο το νερό των πόρων ρέει οριζόντια προς το πλησιέστερο στραγγιστήριο και από εκεί κατακόρυφα προς τη στρώση αποστράγγισης.

Η μέθοδος εφαρμόζεται σε λεπτόκοκκα αργιλικά εδάφη, στα οποία η καθίζηση από δευτερεύουσα στερεοποίηση δεν είναι σημαντική. Τα στραγγιστήρια μπορεί να αποτελούνται είτε από αμμοπασσάλους ή χαλικοπασσάλους με συνήθη διάμετρο 0,50 - 1,0 m είτε από γεωσύνθετα στραγγιστήρια μορφής λωρίδας με σύνηθες πλάτος 100 mm. Δεδομένου ότι αυτή η μέθοδος μπορεί να εκτελεστεί με χαμηλό θόρυβο και χαμηλές δονήσεις, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ακόμη και σε αστικές περιοχές.

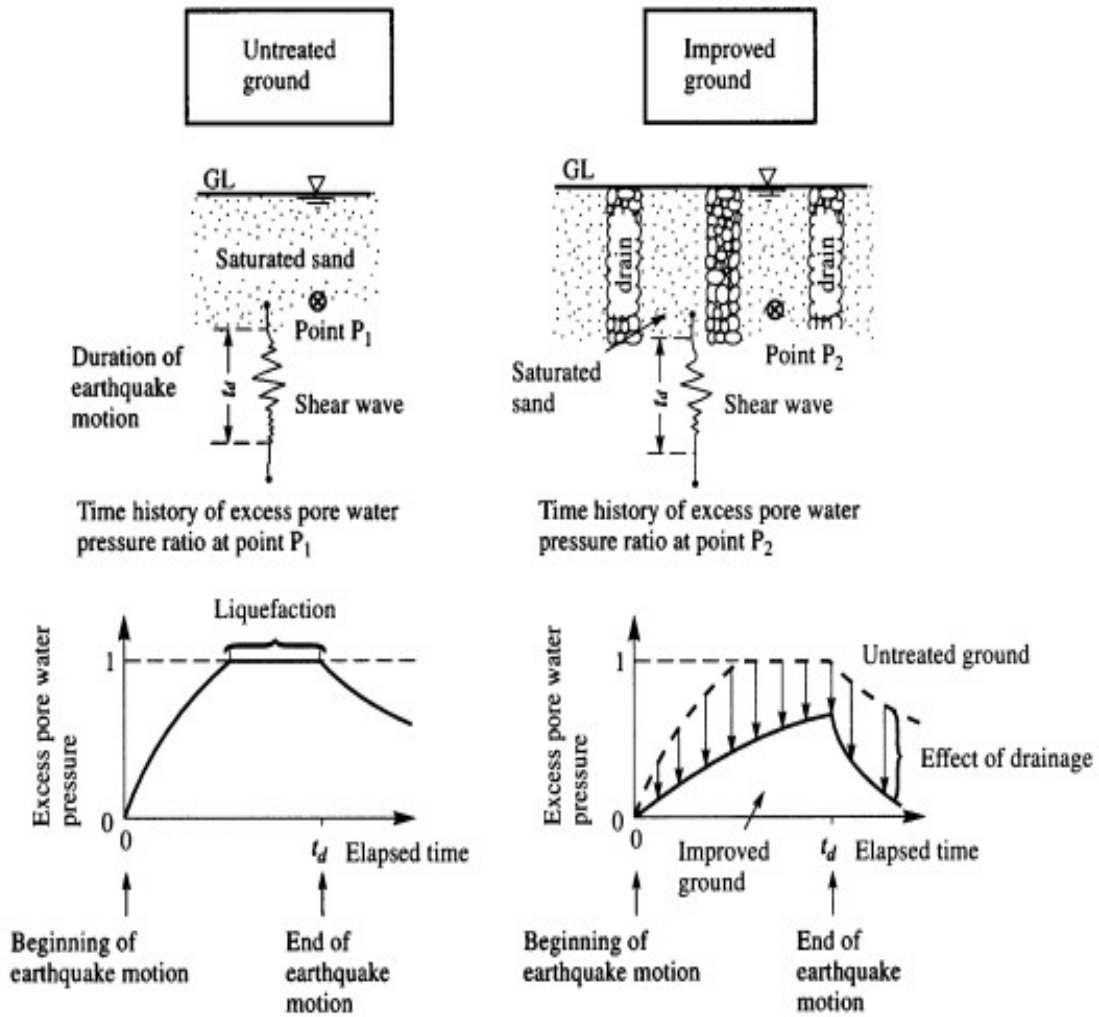


Σχήμα 3.6 Σχηματική απεικόνιση της χαλικοπασσάλων (Μπουκουβάλας, 2009)

Μπορεί να χωριστεί ανάλογα με το υλικό των στραγγιστηρίων σε μέθοδο αποστράγγισης αμμοχάλικου και σε τεχνητή αποστράγγιση. Μπορεί επίσης να χωριστεί ανάλογα με τον μηχανισμό για τη μείωση των ζημιών που οφείλονται στην ρευστοποίηση σε δυο περεταίρω μεθόδους. Η μία είναι η εγκατάσταση στραγγιστηρίων μορφής πασσάλων σε ίσες αποστάσεις εντός αποθεμάτων άμμου για να αποτραπεί η ρευστοποίηση, και στραγγιστηρίων μορφής τοίχου ή πασσάλου που τοποθετούνται σε αποθέσεις άμμου δίπλα σε κατασκευές για τη μείωση της ζημιάς από την ρευστοποίηση αποκόποντας στη διαρροή νερού από τη ρευστοποιημένη περιοχή.



Σχήμα 3.7 Ταξινόμηση μεθόδων χαλικοποσσάλων (Remedial Measures Against Soil Liquefaction, 2006)

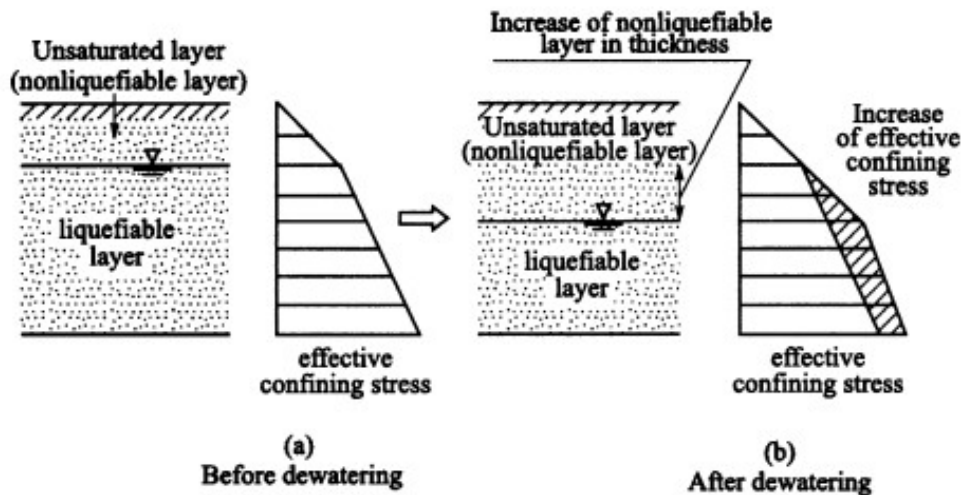


Σχήμα 3.1 Αποτελέσματα εφαρμογής χαλικοποσσάλων (Remedial Measures Against Soil Liquefaction, 2006)

### 3.1.4 Μέθοδος μείωσης στάθμης υπογείου υδροφόρου ορίζοντα

Αυτή η μέθοδος στοχεύει στη αύξηση της αντίστασης του εδάφους στην ρευστοποίηση με την μείωση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα. Η βελτίωση της στάθμης του νερού εξαρτάται από τους ακόλουθους τρεις παράγοντες.

1. Ένα τμήμα της στρώσης του εδάφους επιρρεπές σε ρευστοποίηση να τοποθετείται πάνω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα ώστε να αποφευχθεί ο κορεσμός, κατά συνέπεια να μην ρευστοποιηθεί.
  2. Η ενεργός πλευρική (confining) τάση της κρίσιμης στρώσης θα αυξηθεί. Αντίστοιχα, ο λόγος της διατμητικής τάσης κατά τη διάρκεια ενός σεισμού δηλαδή η ενεργός περιοριστική τάση στο βάθος, θα μειωθεί, γεγονός που θα κάνει λιγότερο πιθανή την ρευστοποίηση.
  3. Το πάχος του μη ρευστοποιήσιμου επιφανειακού στρώματος θα αυξηθεί έτσι η επίδραση του υποκείμενου ρευστοποιημένου στρώματος στο παραπάνω στρώμα θα μειωθεί. Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σε (α) επίπεδο έδαφος με μικρή υφιστάμενη ροή νερού, και (β) κεκλιμένο έδαφος με κάποια υπάρχουσα ροή υπόγειων υδάτων.
- Ενώ σε περίπτωση (α) απαιτείται άντληση των υπόγειων υδάτων για τη μείωση του υπογείου υδροφόρου ορίζοντα, σε περίπτωση (β) τα υπόγεια ύδατα μπορεί να μειωθούν με κάποια ανάκαμψη χρησιμοποιώντας την υπάρχουσα ροή νερού. Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για θεμέλια κάτω από υφιστάμενες κατασκευές. Ωστόσο, η αξιολόγηση της επίδρασης της αφυδάτωσης σε τέτοιες κατασκευές και στις γύρω περιοχές πρέπει να εξεταστεί περαιτέρω.

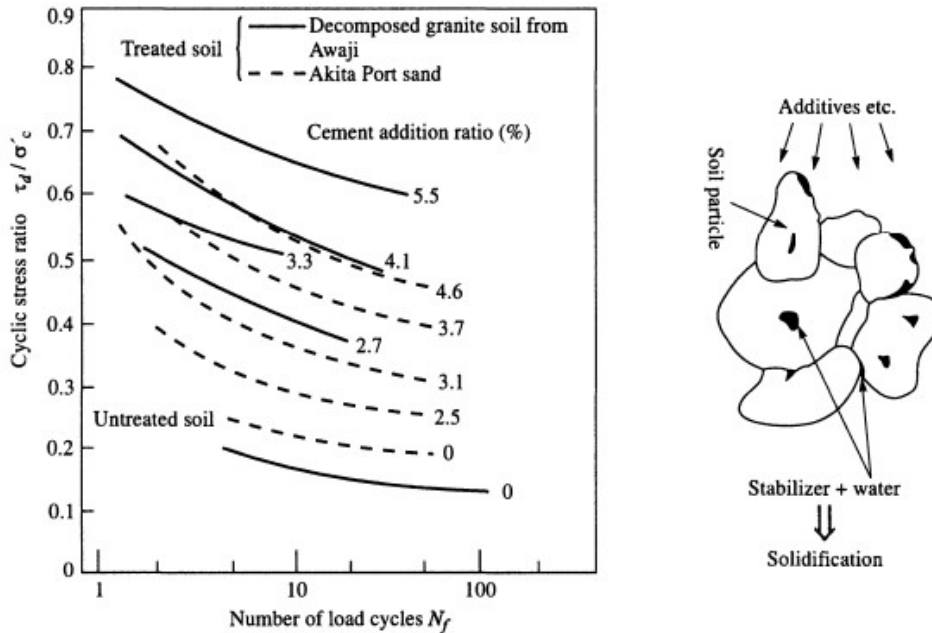


Σχήμα 3.2 Αλλαγή των εδαφικών συνθηκών λόγω αφυδάτωσης

### 3.1.5 Μέθοδοι στερεοποίησης εδαφών με χημικές προσθήκες

Στη μέθοδο στερεοποίησης του εδάφους, χρησιμοποιείται χημική σταθεροποίηση για την ενίσχυση της αντίστασης σε ρευστοποίηση του αμμώδους εδάφους με προσθήκη και ανάμειξη με τσιμέντο ή άλλους σταθεροποιητές.

Το σχήμα 8 δείχνει τον βαθμό στον οποίο η αντίσταση σε ρευστοποίηση αμμώδους εδάφους αυξάνεται με ανάμειξη με τσιμέντο.



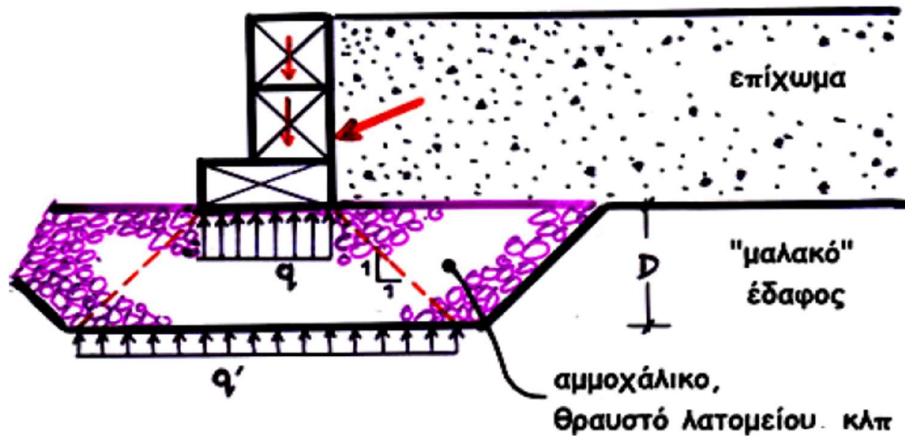
Σχήμα 3.3 Παράδειγμα αυξημένης αντίστασης στη ρευστοποίηση λόγω χημικής ρευστοποίησης (Remedial Measures Against Soil Liquefaction, 2006)

Επικρατούν δύο θεωρίες για την αρχή της μεθόδου στερεοποίησης του εδάφους. Η μια είναι ότι ο σταθεροποιητής ενώνει σωματίδια άμμου, όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα. Αυτή η δομή σωματιδίων είναι σταθερή έναντι σεισμικών εξωτερικών δυνάμεων και θα αποτρέψει την εμφάνιση υπερπίεσης νερού πόρων, έτσι ώστε να μην ρευστοποιηθεί. Ο άλλος είναι ότι το αμμώδες έδαφος αποκτά συνοχή από τον σταθεροποιητή, και επομένως το έδαφος μπορεί να αντισταθεί στην εξωτερική δύναμη με τη συνοχή του, όπως περιγράφεται στην παρακάτω εξίσωση. Καμία ζημιά δεν προκύπτει από την ρευστοποίηση αφού το έδαφος μπορεί να αντισταθεί στην εξωτερική δύναμη λόγω της συνοχής του.

$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$  όπου  $\tau_f$ : τάση,  $c'$ : συνοχή,  $\sigma$ : αρχική δύναμη,  $u$ : υδροστατική πίεση,  $\phi'$ : εσωτερική γωνία τριβής.

### 3.1.6 Μέθοδος αντικατάστασης εδάφους

Στη μέθοδο αντικατάστασης εδάφους, το έδαφος αντικαθίσταται με υλικά που δεν είναι επιρρεπή σε ρευστοποίηση. Για παράδειγμα, το έδαφος δεν ρευστοποιείται αν το αντικαταστήσουμε με ένα έδαφος που είναι αρκετά χονδρόκοκκο. Διαφορετικά το έδαφος μπορεί να αντικατασταθεί από χώμα αναμιγμένο με τσιμέντο ή άλλο σταθεροποιητή, αν και αυτό μπορεί να εμπίπτει στην κατηγορία στερεοποίησης του εδάφους. Έτσι, η μέθοδος της αντικατάστασης παρέχει αντίσταση στην ρευστοποίηση αντικαθιστώντας το αρχικό έδαφος με άλλα υλικά, σε αντίθεση με άλλες μεθόδους που αλλάζουν τις ιδιότητες του πρωτοτύπου χώματος (π.χ. πυκνότητα ή διαπερατότητα) για αύξηση της αντοχής στην ρευστοποίηση.



Σχήμα 3.4 Μέθοδος αντικατάστασης "μαλακού" εδάφους (Μπουκουβάλας, 2009)

### 3.1.7 Μέθοδοι δονητικής πύκνωσης

#### 3.1.7.A Μέθοδος Vibro-compaction

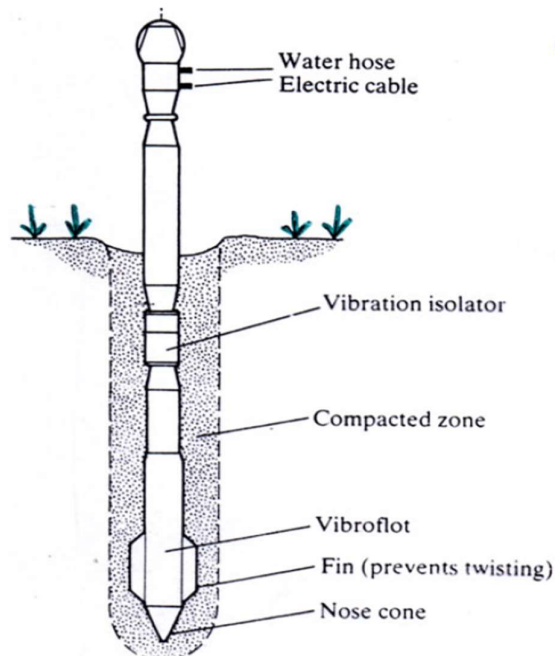
Αυτή η μέθοδος αποτελείται ουσιαστικά από έναν δονητή συνδεδεμένο με έναν σωληνωτό καθετήρα ανοιχτού άκρου από χάλυβα. Σχηματίζονται συμπυκνωμένοι σωροί άμμου με καθορισμένη διάμετρο και το περιβάλλον έδαφος μπορεί να συμπυκνωθεί σε όλο το βάθος της κοκκώδους απόθεσης από το δονητικό φαινόμενο.

#### 3.1.7.B Μέθοδος Vibro-flotation και vibro-rod

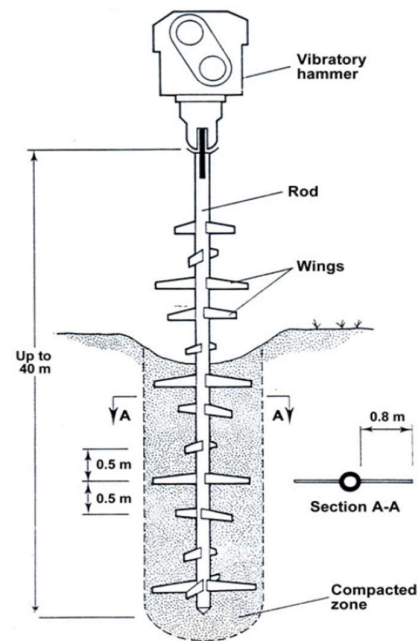
Συνδυασμός πολλών διαφορετικών τύπων ράβδων με διαφορετικούς δονητές θα συμπυκνώσουν το έδαφος με δονητική επίδραση και θα προκαλέσουν μείωση των κενών.

#### 3.1.7.Γ Μέθοδος δονητικής παραβίασης

Μια άκαμπτη χαλύβδινη πλάκα (παραβίαση) συνδεδεμένη με έναν δονητή στην επιφάνεια του εδάφους θα συμπιεστεί σε σχετικά μικρό βάθος.



Σχήμα 3.12 Vibro-flotation (Μπουκουβάλας, 2009)

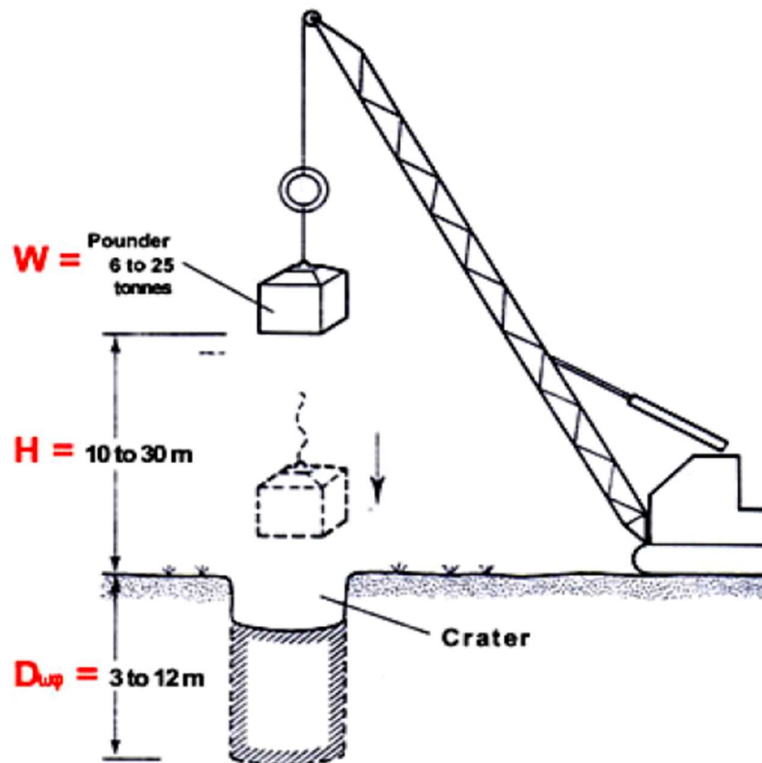


Σχήμα 3.13 Vibro-compaction ((Μπουκουβάλας, 2009)



### 3.1.8 Μέθοδος επιφανειακής συμπίκνωσης

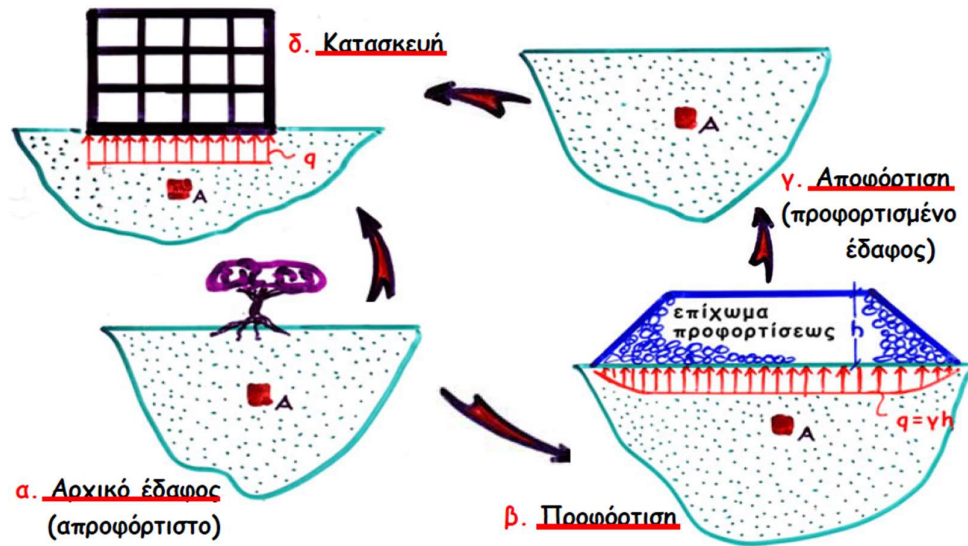
Η μέθοδος πύκνωσης στοχεύει στην αύξηση της αντίστασης έναντι της ρευστοποίησης βελτιώνοντας τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους με την επαναλαμβανόμενη εφαρμογή υψηλής έντασης κρούσης στο έδαφος, με την πτώση ενός μεγάλου βάρους (συνήθως 100 -200 kN) συνήθως από ύψος 10 - 25 m σε κορυφές επιλεγμένου κανάβου σε διάφορες θέσεις (διελεύσεις). Με τον τρόπο αυτό μειώνεται ο όγκος των κενών μεταξύ των σωματιδίων του εδάφους, μειώνοντας έτσι την αναλογία κενού και αλλάζοντας την αντοχή σε καταπόνηση.



Σχήμα 3.5 Μέθοδος επιφανειακής συμπίκνωσης (Μπουκουβάλας, 2009)

### 3.1.9 Μέθοδος προφόρτισης

Στη μέθοδο προφόρτισης, το «μαλακό» έδαφος, υποβάλλεται σε φόρτιση με ένα επίχωμα προφορτίσεως. Έτσι, προκαλείται συμπίκνωση του εδάφους, με τα κενά των πόρων να μειώνονται και το νερό των πόρων να διαφεύγει. Το έδαφος βελτιώνεται σε ρευστοποίηση και μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερο φορτίο από όταν ήταν αφόρτιστο.



Σχήμα 3.6 Μέθοδος προφόρτισης α-β-γ-δ (Μπουκουβάλας, 2009)

## 3.2 Μέθοδοι ενίσχυσης κατασκευών

### 3.2.1. Σε έργα θεμελίωσης με πασσάλους

Σκοπός είναι η βελτίωση της φέρουσας ικανότητας και η μείωση των υποχωρήσεων χαλαρών κοκκώδων και ενίοτε κορεσμένων υλικών θεμελιώσεως. Αυτή επιτυγχάνεται με τη βοήθεια δονητικής τορπίλης, που δημιουργεί οριζόντιες δονήσεις επαρκούς μεγέθους ώστε να μειωθούν προσωρινά οι τριβές μεταξύ των κόκκων του εδάφους και το χαλαρό έδαφος να αναδομηθεί σε πυκνότερη κατάσταση. Αντίστοιχη εφαρμογή, με τη βοήθεια δονητικής τορπίλης και ταυτόχρονη πλήρωση των οπών με κοκκώδες υλικό, είναι και η κατασκευή χαλικοπασσάλων σε μαλακά αργιλικά εδάφη (μέθοδος vibro-displacement για μαλακά ως συνεκτικά και vibro-replacement για πολύ μαλακά εδάφη). Οι χαλικοπάσσαλοι λειτουργούν επίσης ως στραγγιστήρια.

### 3.2.2. Κρηπιδότοιχοι

Λόγω αύξησης της ενεργούς τάσης του εδάφους και της μείωσης των παθητικών τάσεων, επηρεάζεται η στατικότητα των κρηπιδώτοιχων, Για την ενίσχυση τους κατασκευάζονται εκ νέου με πιο συμπαγή μορφή (ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία, κλπ)

### 3.2.3. Σε κατασκευές θεμελίων μεγάλης επιφάνειας

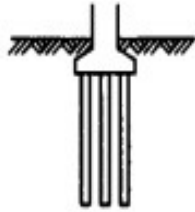
Σε τέτοιου είδους κατασκευές μπορούν να παρατηρηθεί διαφορική καθίζηση και ρωγμές στη θεμελίωση λόγω μείωσης της φέρουσας ικανότητας που προκαλείται λόγω ρευστοποίησης. Επομένως, ενισχύεται το υπέδαφος με χαλύβδινες ράβδους ή γίνεται στήριξη με πασσάλους.

### 3.2.4. Υπόγειες κατασκευές

Υπόγειες κατασκευές όπως πχ σωληνώσεις μπορεί να λυγίσουν, να συμπιεστούν ή να επεκταθούν λόγω μεγάλης μετατόπισης του εδάφους που προκαλείται από την ρευστοποίηση. Οι θαμμένες δεξαμενές ή οι αγωγοί είναι πιθανό να αναδυθούν λόγω υπερπίεσης του νερού των πόρων. Στις περιπτώσεις αυτές χρησιμοποιούνται εύκαμπτοι σύνδεσμοι για την απορρόφηση μεγάλων μετατοπίσεων εδάφους και θεμελιώσεις με πασσάλους.

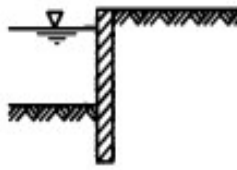
### 3.2.5. Επιχώματα

Σε τέτοιου είδους κατασκευές υπάρχει το ενδεχόμενο της ολίσθησης ή της καθίζησης λόγω της μείωσης της αντοχής σε διάτμηση ή του συντελεστή διάτμησης λόγω ρευστοποίησης. Οι σωροί φύλλων (sheet piles) και οι γέμιση αντίβαρων (berms) έχουν χρησιμοποιηθεί για την αποφυγή των φαινομένων αυτών.



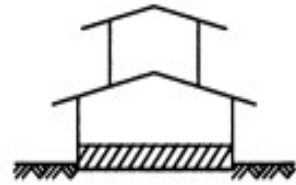
- increase the number of piles
- large piles
- inclined piles

① Structures with pile foundation



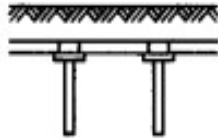
- strong quay walls, e. g., steel pile quay walls

② Quay walls



- strengthening spread foundations with iron bars

③ Structures with spread foundations



- pile foundations
- flexible joints

④ Underground structures



- sheet piles
- berms

⑤ Embankments

Πίνακας 3.1 Τυπικά παραδείγματα ενίσχυσης για πέντε τύπους κατασκευών (Remedial Measures Against Soil Liquefaction, 1998)

## Κεφάλαιο 4 Εργαστηριακή Δοκιμή

### 4.1 Σκοπός εργαστηριακής δοκιμής

Η εργαστηριακή δοκιμή διεξήχθη με σκοπό την οπτική - ποιοτική παρατήρηση του φαινομένου της ρευστοποίησης.

Γνωρίζοντας ότι το φαινόμενο παρατηρείται συχνότερα σε κορεσμένες άμμους, δημιουργήθηκαν δύο εδαφικά δείγματα, τα οποία υποβλήθηκαν σε ίδιες φορτίσεις υπό ίδιες συνθήκες κορεσμού.

Το πρώτο εδαφικό δείγμα αποτελείται κατά κύριο βαθμό από χαλαζιακή άμμο, ενώ το δεύτερο από χαλαζιακή άμμο και χάλικες.

Πάνω σε κάθε δείγμα τοποθετήθηκε ένα δοκίμιο από σκυρόδεμα για την προσομοίωση τμήματος πέδλου θεμελίωσης.

Με βάση: Μπουκουβάλα, 2014, όπως αναλύεται παρακάτω, υποθέτουμε ότι το πρώτο δείγμα θα εμφανίσει ρευστοποίηση σε μεγαλύτερο βαθμό από το δεύτερο.

### 4.2 Κατασκευή Διάταξης

Η διάταξη είναι κατασκευασμένη από 5 επιφάνειες plexiglass, δημιουργώντας ένα πεντάπλευρο όγκο διαστάσεων 50\*50\*50 cm (β\*μ\*υ). Η μεταξύ τους συγκόλληση έγινε με υδραυλική σιλικόνη και οι γωνίες ενισχύθηκαν με γωνιές αλουμινίου.

Διανοίχθηκαν τέσσερις οπές στην βάση της διάταξης σε τετραγωνικό κάναβο, με αξονική απόσταση 30cm, κεντρικά στο πάτο του κουτιού, μεγέθους 30mm. Στο μέσο κάθε κατακόρυφου τοιχώματος και σε απόσταση 3cm από το πάνω μέρος διανοίχθηκαν από μία οπή των 20mm.

Για την προσομοίωση τμήματος πέδλου θεμελίωσης κατασκευάστηκαν στο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος, 2 δοκίμια σκυροδέματος 10\*10\*10cm, τα οποία ενώθηκαν μεταξύ τους.



Εικόνα 4.1 Διάταξη στο τέλος της κατασκευής

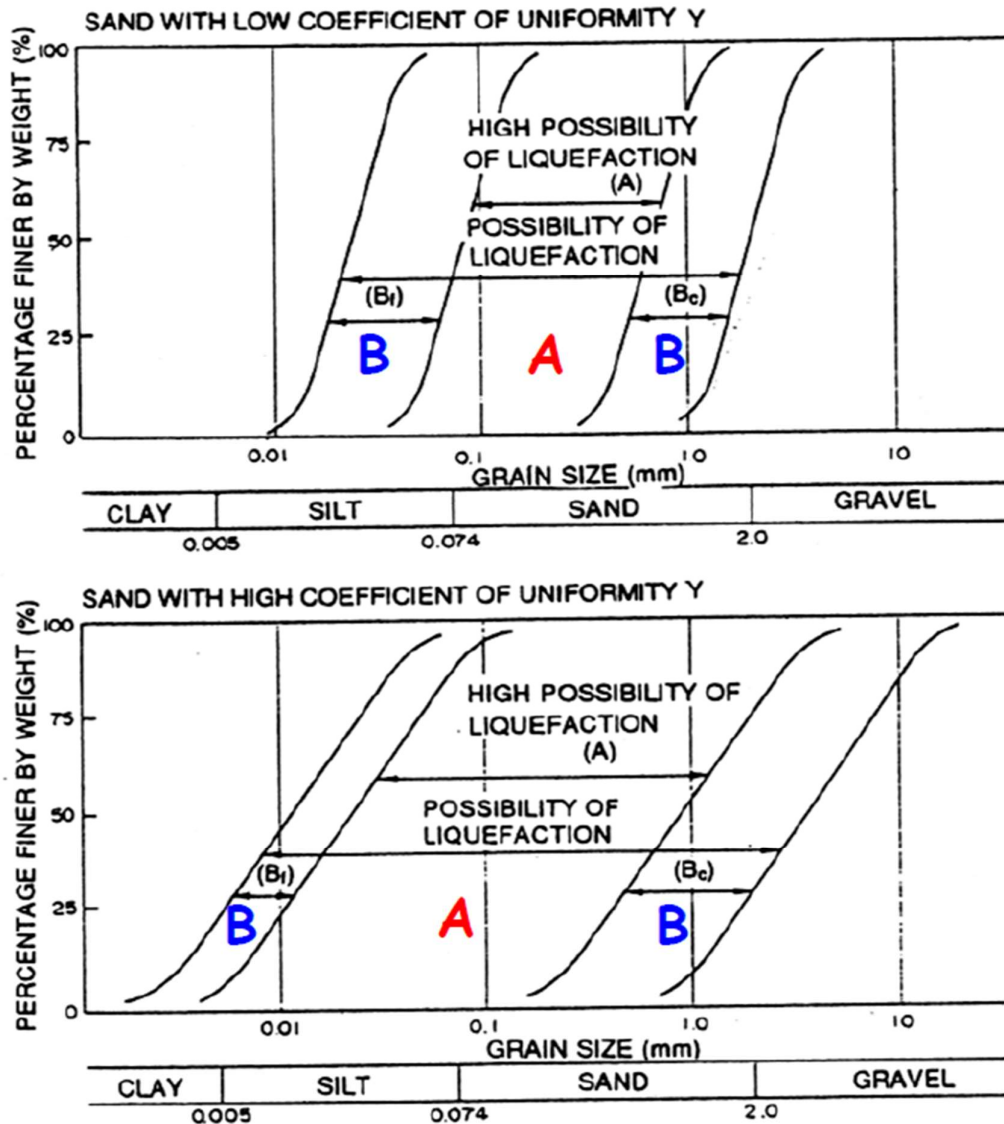


Εικόνα 4.2 Δοκίμια στο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος πάνω δεξιά και κάτω αριστερά τα δοκίμια που χρησιμοποιήθηκαν στη δοκιμή

## 4.3 Επιλογή Υλικού

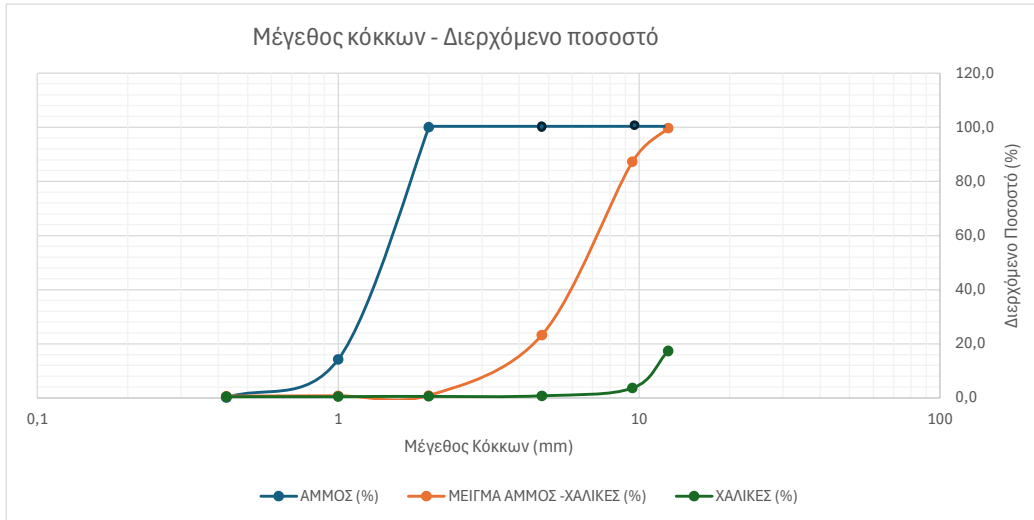
### 4.3.1 Υπολογισμοί

Για την επιλογή του κατάλληλου υλικού για το πείραμα μελετήθηκαν τα παρακάτω διαγράμματα που από τις σημειώσεις του κ. Μπουκουβάλα «Κεφάλαιο 6 Πρόβλεψη, Συνέπειες και Μέτρα Αντιμετώπισης» Φεβρουάριος 2014.



Διάγραμμα 4.1 Διαγράμματα κοκκομετρίας εδαφικών δειγμάτων και πιθανότητες ρευστοποίησης Κεφάλαιο 6 Πρόβλεψη, Συνέπειες και Μέτρα Αντιμετώπισης σελ 4, Γ.Μπουκουβάλας, Φεβρουάριος 2014

Διαθέσιμα στο εργαστήριο της σχολής υπήρχαν Χάλικες, Μείγμα άμμου και χαλίκων και Χαλαζιακή Άμμος. Για το κάθε υλικό έγινε κοκκομετρική διαβάθμιση και προέκυψαν οι εξής καμπύλες:



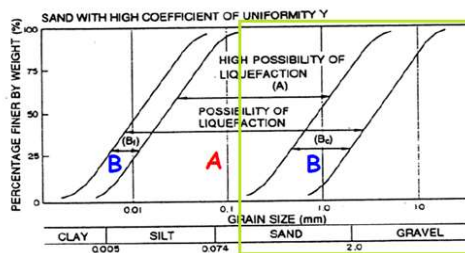
Διάγραμμα 4. 2 Μέγεθος Κόκκων (mm) - Διερχόμενο Ποσοστό (%) Αδρανών Υλικών

Πίνακας4.1 Μέγεθος Κόκκων (mm) και Διερχόμενο Ποσοστό (%)

ΜΕΓΕΘΟΣ ΚΟΚΚΩΝ (mm)	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΑ ΠΟΣΟΣΤΑ		
	ΑΜΜΟΣ (%)	ΜΕΙΓΜΑ ΑΜΜΟΣ -ΧΑΛΙΚΕΣ (%)	ΧΑΛΙΚΕΣ (%)
12,5	100,0	99,7	17,4
9,5	100,0	87,3	3,6
4,75	100,0	23,2	0,8
2	100,0	0,9	0,6
1	14,3	0,8	0,5
0,425	0,1	0,6	0,5

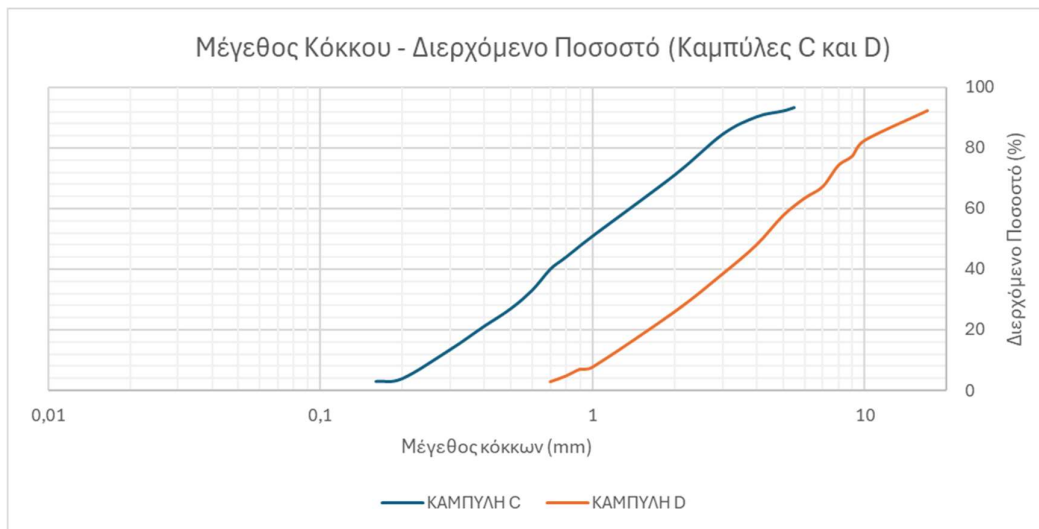
Παρατηρώντας τις καμπύλες των διαθέσιμων υλικών, αποφασίστηκε να δημιουργηθούν δύο εδαφικά δείγματα καλής διαβάθμισης με κόκκους μεγαλύτερους των 0.1 mm, εκ των οποίων το ένα θα βρίσκεται εντός της περιοχής B με πιθανότητα ρευστοποίησης και ένα εκτός αυτής.

Εάν στο Διάγραμμα 4.3 ονομαστούν οι καμπύλες από τα αριστερά προς τα δεξιά a,b,c,d για τη δοκιμή επιλέχθηκαν οι c και d.



Διάγραμμα 4. 3 Διάγραμμα Μπουκουβάλα με επισημασμένη με πράσινο τη περιοχή μελέτης

Μέσα από πρόγραμμα excel αντλήθηκαν τα παρακάτω δεδομένα και οι καμπύλες αναπαραστάθηκαν ως εξής:



Διάγραμμα 4.4 Καμπύλες από διάγραμμα Μπουκουβάλα μεταφορά σε πρόγραμμα Excel

Πίνακας 4.2 Δεδομένα για την δημιουργία των αντίστοιχων καμπύλων στο Excel

Καμπύλη C		Καμπύλη D	
Κόκκος (mm)	Διερχόμενο Ποσοστό %	Κόκκος (mm)	Διερχόμενο Ποσοστό %
5,5	93,3	17	92,3
5	92,16	10	82,5
4	90,24	9	77,3
3	84,48	8	74,2
2	71,04	7	67,2
1	50,88	6	63,36
0,8	44	5	57,6
0,7	40	4	48
0,6	33	3	38,4
0,5	26,88	2	25,92
0,4	21,12	1	7,7
0,3	13,44	0,9	7
0,2	3,84	0,8	4,8
0,16	2,88	0,7	2,88



Για τις ανάγκες της δοκιμής, δηλ. αυτών που θα βρίσκονται εντός των ορίων που προαναφέρθηκαν, εφαρμόστηκε μέσω του Excel μέθοδος ανάμειξης αδρανών υλικών. Έχοντας γνωστές τις κοκκομετρικές καμπύλες των υλικών στο εργαστήριο Πίνακας 1 προέκυψαν οι παρακάτω εξισώσεις.

$$100x + 99.7y + 17.4z = 0$$

$$100x + 87.3y + 3.6z = 0$$

$$100x + 23.2y + 0.8z = 0$$

$$100x + 0.9y + 0.6z = 0$$

$$14.3x + 0.8y + 0.5z = 0$$

$$0.1x + 0.6y + 0.5z = 0$$

Όπου x η άμμος, y το μείγμα άμμου-χάλικες και z οι χάλικες.

Με δοκιμές προέκυψαν τα ποσοστά που φαίνονται στο παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4.3 Ποσοστά υλικών για την δημιουργία των επιθυμητών δειγμάτων

	ΕΠΙΘΥΜΗΤΗ ΚΑΜΠΥΛΗ Α	ΕΠΙΘΥΜΗΤΗ ΚΑΜΠΥΛΗ Β
ΑΜΜΟΣ	0,6	0,4
ΜΕΙΓΜΑ ΑΜΜΟΣ - ΧΑΛΙΚΕΣ	0,3	0,2
ΧΑΛΙΚΕΣ	0,1	0,4

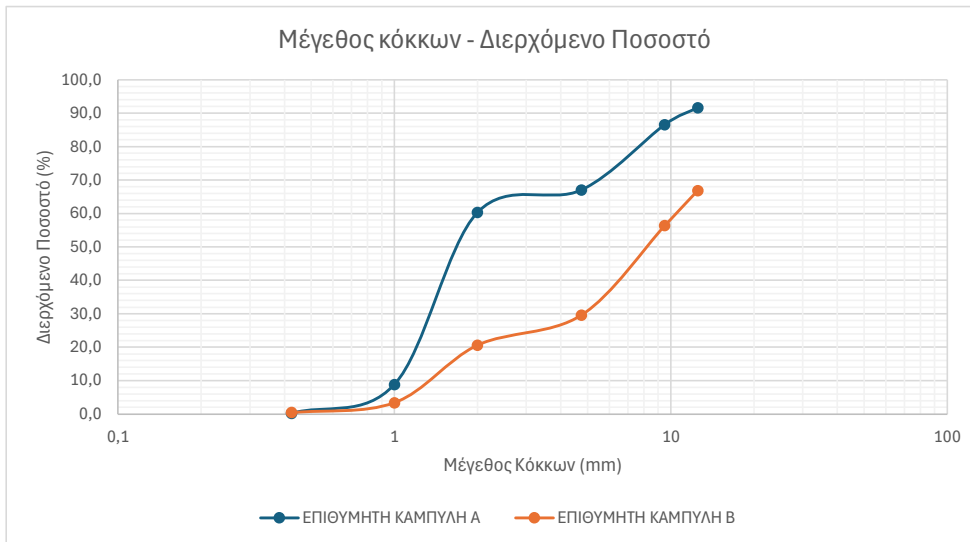
Αναλυτικά προκύπτει ότι το Α δείγμα θα αποτελείται από 60% άμμο, 30% μείγμα άμμου-χαλίκων και 10% χάλικες. Το δείγμα Β θα αποτελείται από 40% άμμο, 20% μείγμα άμμου-χαλίκων και 40% χάλικες.

Τα διερχόμενα ποσοστά για κάθε καμπύλη προκύπτουν έως εξής:

Πίνακας 4.4 Διερχόμενα Ποσοστά Επιθυμητών Καμπύλων

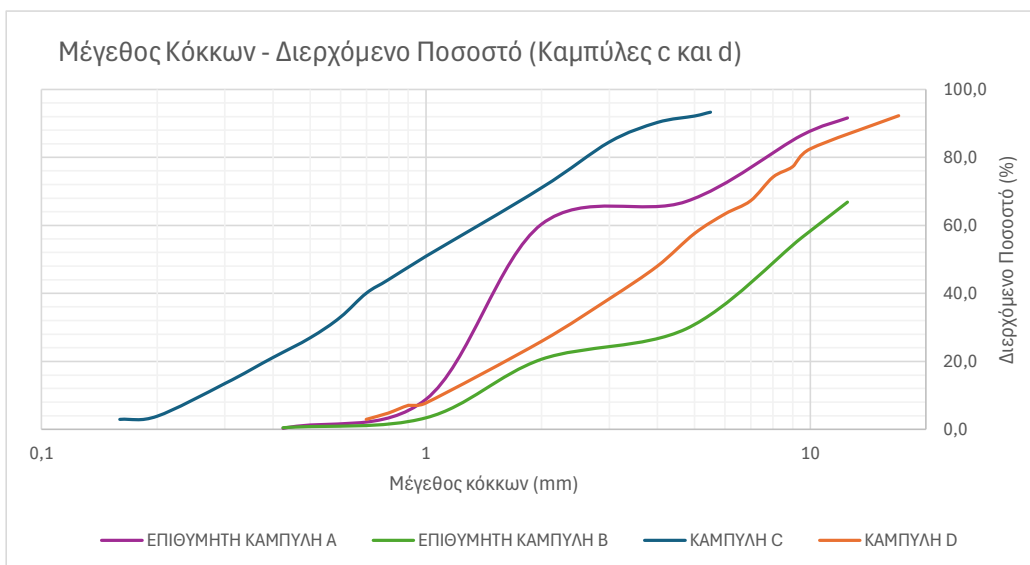
ΜΕΓΕΘΟΣ ΚΟΚΚΩΝ (mm)	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΠΟΣΟΣΤΟ (%)	
	ΕΠΙΘΥΜΗΤΗ ΚΑΜΠΥΛΗ Α	ΕΠΙΘΥΜΗΤΗ ΚΑΜΠΥΛΗ Β
12,5	91,6	66,8
9,5	86,5	56,4
4,75	67,0	29,6
2	60,3	20,6
1	8,8	3,4
0,425	0,3	0,5

Οι καμπύλες των δύο αυτών δειγμάτων παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα.



Διάγραμμα 4.5 Επιθυμητές Καμπύλες Δειγμάτων

Σε σύγκριση με τις καμπύλες που αντλήθηκαν από τα διαγράμματα Μπουκουβάλα.



Διάγραμμα 4.6 Καμπύλες Δειγμάτων σε σύγκριση με καμπύλες στα διαγράμματα Μπουκουβάλα

Παρατηρείται ότι η Επιθυμητή Καμπύλη Α βρίσκεται εντός της περιοχής με πιθανότητα ρευστοποίησης, ενώ η Επιθυμητή Καμπύλη Β βρίσκεται εκτός αυτής. Αναμένεται τα εδαφικά δείγματα να συμπεριφερθούν με βάση την υπόθεση που έγινε εξ αρχής, δηλ. το πρώτο δείγμα να ρευστοποιηθεί περισσότερο από το δεύτερο.

Κάθε δείγμα συνολικά ζυγίζει 60kg. Για το Δείγμα Α αυτό αντιστοιχεί σε 36 kg άμμο, 18kg μείγμα και 6kg χάλικες. Για το Δείγμα Β αντιστοιχεί σε 24kg άμμο, 12kg μείγμα και 24kg χάλικες.

### 4.3.2 Διαδικασία με φωτογραφικό υλικό



Εικόνα 4.3



Εικόνα 4.4



Εικόνα 1.5



Εικόνα 4.6



Εικόνα 4.7



Εικόνα 4.8



Εικόνα 4.92



Εικόνα 4.10



Εικόνα 4.11



Εικόνα 4.12



Εικόνα 4.13



Εικόνα 4.14

Εικόνα 3 Κόσκινα που χρησιμοποιήθηκαν

Εικόνα 4 Ζύγισμα Δείγματος

Εικόνα 5 Κοσκίνισμα

Εικόνα 6 και 7 Κόσκινα που χρησιμοποιήθηκαν

Εικόνα 8 Υλικό που διήλθε από κόσκινα >2mm

Εικόνα 9 Υλικό που διήλθε από κόσκινα >4.75mm

Εικόνα 10 έως 14 Ζύγισμα και Ανάμιξη αδρανών

## 4.4 Δοκιμή

### 4.4.1 Προετοιμασία δειγμάτων

Η δοκιμή πραγματοποιήθηκε στη Μονάδα Σεισμικού Προσομοιωτή «Νικήτας Μπαζαίος» του Πανεπιστημίου Πατρών.

Επιλέχθηκε τα δείγματα να υποβληθούν σε σεισμό ίδιου μεγέθους αυξάνοντας σταδιακά την ισχύ με την οποία ο σεισμός εφαρμόζεται στα δείγματα. Ο σεισμός του Κόμπε της τάξης των 7.2 ρίχτερ με μέγιστη επιτάχυνση 0.498g . Εφαρμόστηκε σε τέσσερις δοκιμές ανά δείγμα με αυξανόμενη ισχύ ανά 25%.

Η διάταξη αρχικά τοποθετήθηκε στη σεισμική τράπεζα, όπου και ασφαλίστηκε με τα κατάλληλα μέτρα. Εσωτερικά στη βάση εφαρμόστηκε λεπτή πλαστική μεμβράνη για τον περιορισμό τυχόν απωλειών.

Στη συνέχεια, ξεκίνησε η σταδιακή τοποθέτηση του πρώτου μείγματος στη διάταξη. Η τοποθέτηση έγινε σε δύο μέρη, ανά 30kg ώστε να προστεθεί το νερό και αυτό σε δύο μέρη και να πετύχουμε κορεσμό σε όλη τη στρώση του συνολικού μείγματος.

Το πρώτο μείγμα κατέλαβε συνολικό όγκο  $V_a=38750 \text{ cm}^3$  ( $50*50*15.5\text{cm}$ ), ενώ το δεύτερο μείγμα κατέλαβε όγκο  $V_b=36250 \text{ cm}^3$  ( $50*50*14.5\text{cm}$ ). Αυτό οφείλεται στη διαφορετική σύσταση του κάθε μείγματος και της κατανομής των κόκκων κατά τη ρίψη. Το συνολικό βάρος των δύο μειγμάτων ήταν ίδιο στα 60kg.



Εικόνα 4.15 Επιγραφή έξω από το χώρο του εργαστηρίου



Εικόνα 4.16 Διάταξη πάνω στη Σεισμική Τράπεζα



Εικόνα 4.17 Διάταξη σε όψη πάνω στη Σεισμική Τράπεζα



Εικόνα 4.18



Εικόνα 4.19



Εικόνα 4.20



Εικόνα 4.21



Εικόνα 4.22



Εικόνα 4.23



Εικόνα 4.24



Εικόνα 4.25

Εικόνα 18 Τοποθέτηση πρώτης στρώσης μείγματος εντός της διάταξης

Εικόνα 19 Απαλή εξομάλυνση της επιφάνειας

Εικόνα 20 Προσθήκη νερού στη πρώτη στρώση

Εικόνα 21 Δεύτερη στρώση μείγματος

Εικόνα 22 Μέτρηση πάχους στρώσης

Εικόνα 23 Τελική εικόνα πρώτου μείγματος μετά τον πλήρη κορεσμό

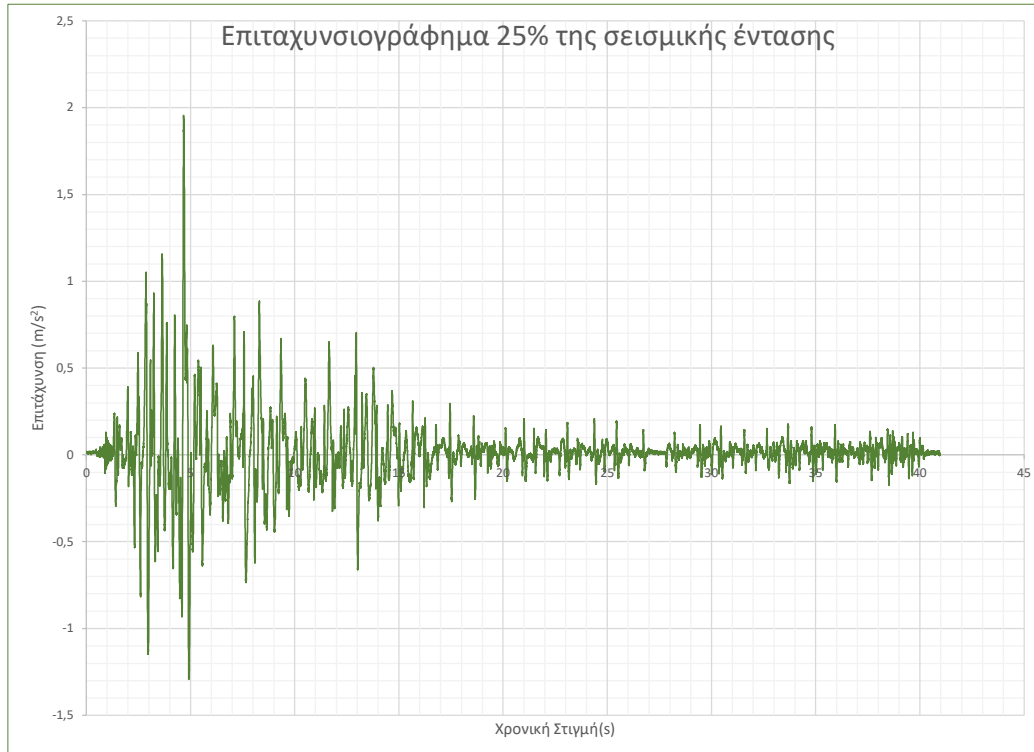
Εικόνα 24 και 25 Δεύτερο μείγμα μετά τον πλήρη κορεσμό

Την προετοιμασία των δειγμάτων ακολούθησαν οι αντίστοιχες δοκιμές.

#### 4.4.2 Δοκιμή Πρώτη 25% της σεισμικής έντασης

Η πρώτη δοκιμή είχε ισχύ 25% της σεισμικής έντασης.

Από τα δεδομένα που παραλήφθηκαν από τη σεισμική τράπεζα προκύπτει το παρακάτω επιταχυνσιογράφημα.



Διάγραμμα 4.7 Επιταχυνσιογράφημα 25% της σεισμικής έντασης

Υπό τη συγκεκριμένη φόρτιση δεν παρατηρήθηκε καμία μετακίνηση σε κανένα από τα δείγματα.

Η επιτάχυνση κυμαίνεται από  $-1,293941 \text{ m/s}^2$  έως  $1,953963 \text{ m/s}^2$  και η διάρκεια της σεισμικής δόνησης είναι  $40,95875 \text{ s}$ , με μετρήσεις να αντλούνται ανά  $0,00125 \text{ s}$ .



## Δείγμα Α



Εικόνα 4.26 Δείγμα Α Δοκιμή 25% πριν την φόρτιση



Εικόνα 4.27 Δείγμα Α Δοκιμή 25% μετά την φόρτιση

## Δείγμα Β



Εικόνα 4.28 Δείγμα Β Δοκιμή 25% πριν την φόρτιση

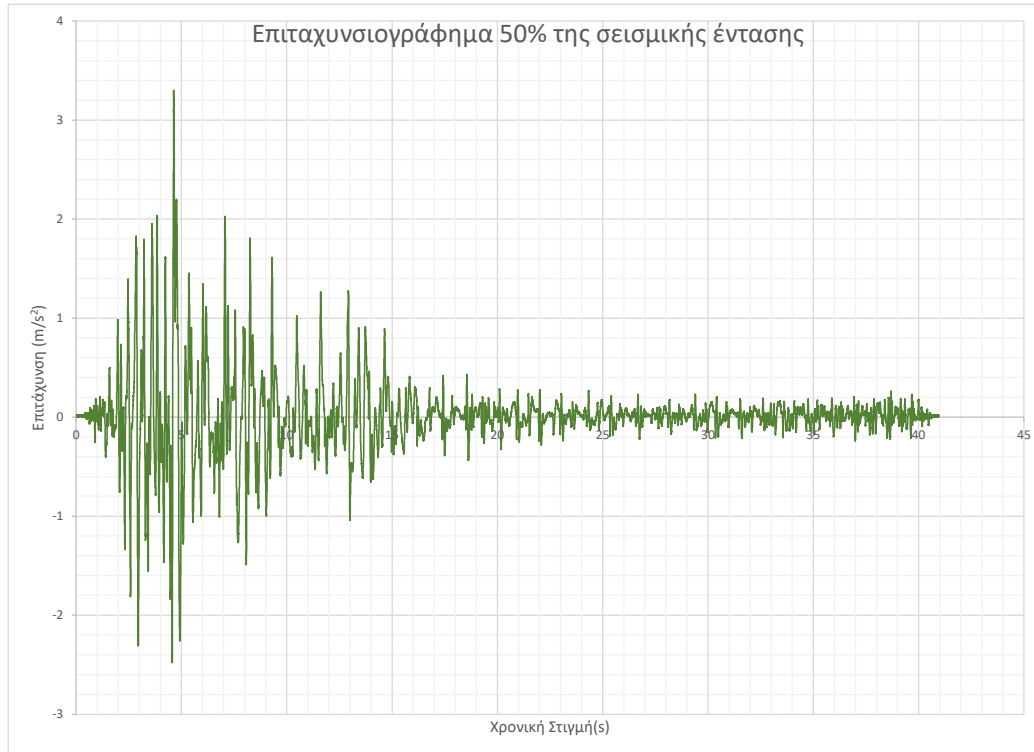


Εικόνα 4.29 Δείγμα Β Δοκιμή 25% μετά την φόρτιση

#### 4.4.3 Δοκιμή Δεύτερη 50% της σεισμικής έντασης

Η δεύτερη δοκιμή είχε ισχύ 50% της σεισμικής έντασης.

Από τα δεδομένα που παραλήφθηκαν από τη σεισμική τράπεζα προκύπτει το παρακάτω επιταχυνσιογράφημα.



Διάγραμμα 4.8 Επιταχυνσιογράφημα 50% της σεισμικής έντασης

Η επιτάχυνση κυμαίνεται από  $-2,47933 \text{ m/s}^2$  έως  $3,30143 \text{ m/s}^2$  και η διάρκεια της σεισμικής δόνησης είναι  $40,95875 \text{ s}$ , με μετρήσεις να αντλούνται ανά  $0,00125 \text{ s}$ .

Υπό αυτή την ένταση τα δείγματα συμπεριφέρονται όπως παρουσιάζεται παρακάτω.

## Δείγμα Α

Παρατηρούμε τάσεις ανατροπής του δοκιμίου με μικρή βύθιση εκ της πίσω αριστερής πλευράς, δίχως όμως να υπάρξει ανατροπή.



Εικόνα 4.30 Δείγμα Α Δοκιμή 50% πριν την φόρτιση



Εικόνα 4.31 Δείγμα Α Δοκιμή 50% μετά την φόρτιση

## Δείγμα Β

Το δοκίμιο ολοκληρώνει στιγμιαίες ταλαντώσεις, δίχως όμως αυτές να οφείλονται σε φαινόμενα ρευστοποίησης αλλά στην ίδια απόκριση του μείγματος λόγω της βραχέδους φύσης του.



Εικόνα 4.32 Δείγμα Β Δοκιμή 50% πριν την φόρτιση

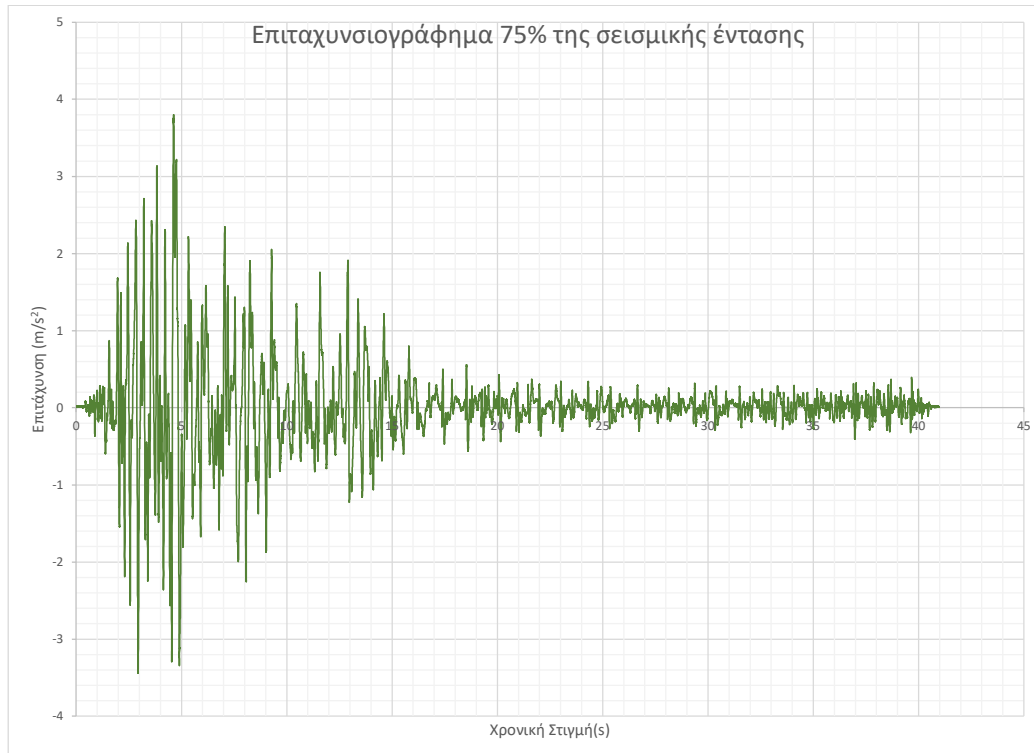


Εικόνα 4.33 Δείγμα Β Δοκιμή 50% μετά την φόρτιση

#### 4.4.4 Δοκιμή Τρίτη 75% της σεισμικής έντασης

Η τρίτη δοκιμή είχε ισχύ 75% της σεισμικής έντασης.

Από τα δεδομένα που παραλήφθηκαν από τη σεισμική τράπεζα προκύπτει το παρακάτω επιταχυνσιογράφημα.



Εικόνα 4.9 Επιταχυνσιογράφημα 75% της σεισμικής έντασης

Η επιτάχυνση κυμαίνεται από  $-3,44026 \text{ m/s}^2$  έως  $3,800375 \text{ m/s}^2$  και η διάρκεια της σεισμικής δόνησης είναι  $40,95875 \text{ s}$ , με μετρήσεις να αντλούνται ανά  $0,00125 \text{ s}$ .

Υπό αυτή την ένταση τα δείγματα συμπεριφέρονται όπως παρουσιάζεται παρακάτω.

## Δείγμα Α

Το δοκίμιο οριακά ανατράπηκε, παρατηρήθηκε το φαινόμενο του βρασμού, ανάβλυση νερού και στο πίσω μέρος τη διάταξης παρουσιάστηκε καθίζηση του υλικού. Στο τέλος της φόρτισης το δοκίμιο έχει ξεκάθαρη απόκλιση στον άξονα  $x$  από την αρχική του θέση.



Εικόνα 4.34 Δείγμα Α Δοκιμή 75% πριν την φόρτιση



Εικόνα 4.35 Δείγμα Α Δοκιμή 75% μετά την φόρτιση



Εικόνα 4.36 Δείγμα Α Δοκιμή 75% βύθιση εκ της αριστερής πλευράς πλάγια όψη



Εικόνα 4.37 Δείγμα Α Δοκιμή 75% βύθιση εκ της αριστερής πλευράς πλάγια όψη



Εικόνα 4.38 Δείγμα Α Δοκιμή 75% βύθιση εκ της αριστερής πλευράς



Εικόνα 4.39 Δείγμα Α Δοκιμή 75% βύθιση εκ της αριστερής πλευράς κάτωψη, εμφανή στα δεξιά του δοκιμίου συγκέντρωση νερού

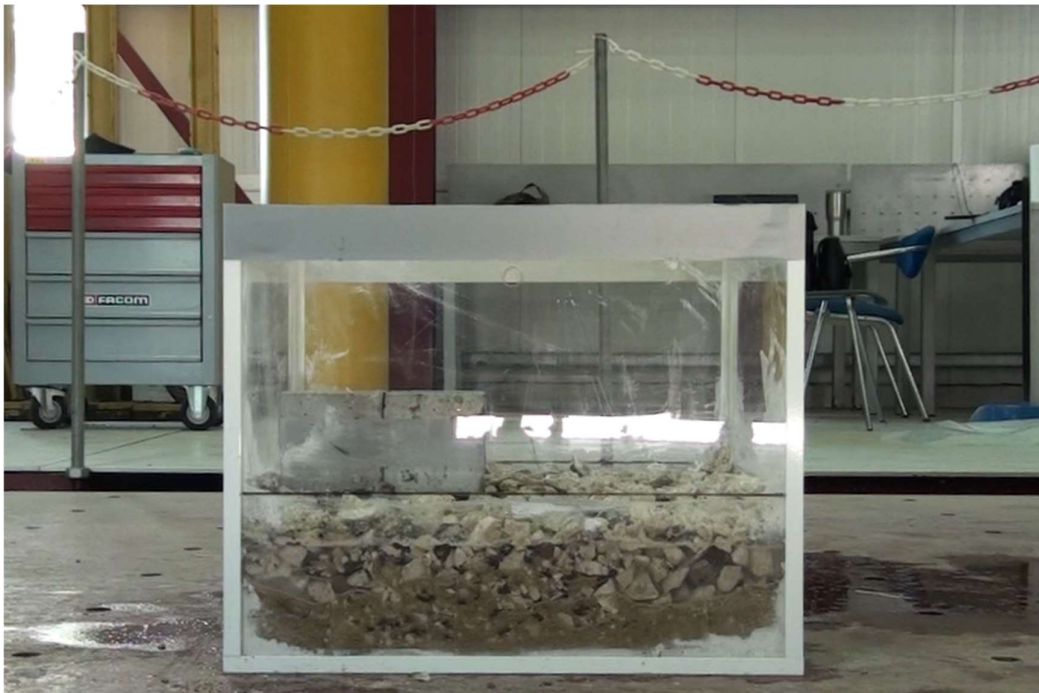


## Δείγμα Β

Υπήρξε καθαρή ανατροπή δίχως βύθιση του δοκιμίου. Δεν υπήρξε δηλαδή ανάπτυξη του φαινομένου που μελετάτε αλλά αντίδραση του δοκιμίου στην δυναμική φόρτιση.



Εικόνα 4.40 Δείγμα Β Δοκιμή 75% πριν τη φόρτιση

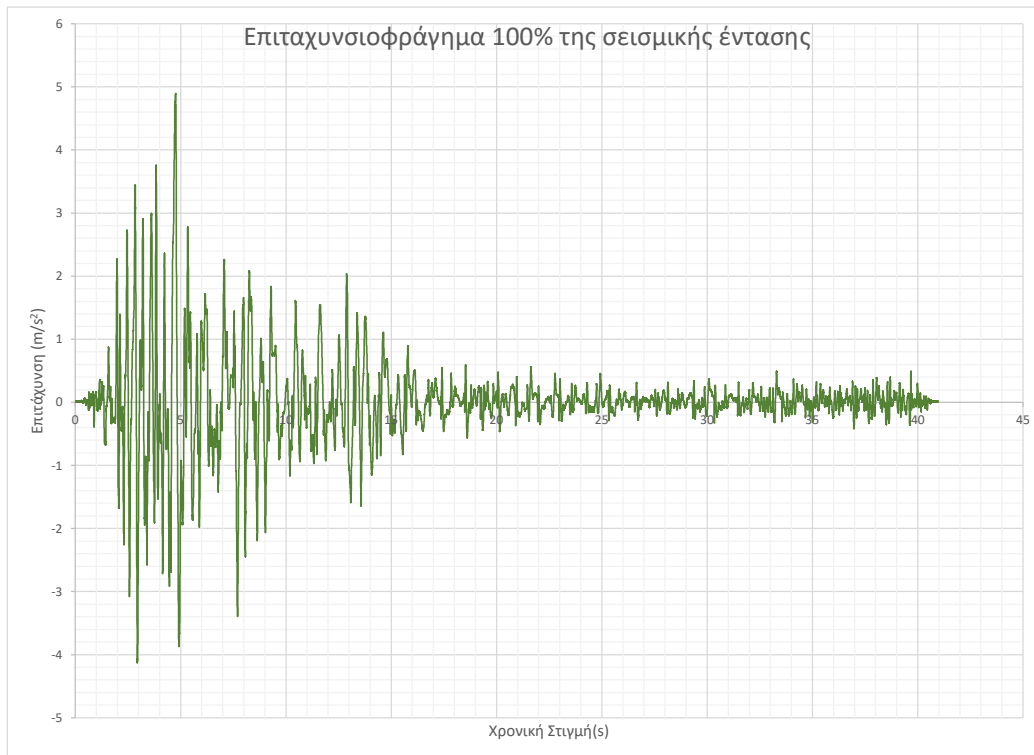


Εικόνα 4.41 Δείγμα Β Δοκιμή 75% μετά τη φόρτιση

#### 4.4.5 Δοκιμή Τέταρτη 100% της σεισμικής έντασης

Στη τέταρτη δοκιμή βρισκόμαστε πια στο 100% της ισχύς του σεισμού.

Από τα δεδομένα που παραλήφθηκαν από τη σεισμική τράπεζα προκύπτει το παρακάτω επιταχυνσιογράφημα.



Διάγραμμα 4.10 Επιταχυνσιογράφημα 100% της σεισμικής έντασης

Η επιτάχυνση κυμαίνεται από  $-4,12871\text{ m/s}^2$  έως  $4,893603\text{ m/s}^2$  και η διάρκεια της σεισμικής δόνησης είναι  $40,95875\text{ s}$ , με μετρήσεις να αντλούνται ανά  $0,00125\text{ s}$ .

Υπό αυτή την ένταση τα δείγματα συμπεριφέρονται όπως παρουσιάζεται παρακάτω.

## Δείγμα Α

Σχεδόν άμεσα παρατηρούμε βύθιση εκ της αριστερής πλευράς του δοκιμίου η οποία ακολουθείται μετά από δευτερόλεπτα από ανατροπή. Παρατηρείται έντονη ανάδυση νερού και ανά σημεία μετακίνηση υλικού.



Εικόνα 4.42 Δείγμα Α Δοκιμή 100% πριν τη φόρτιση



Εικόνα 4.43 Δείγμα Α Δοκιμή 100% μετά τη φόρτιση



Εικόνα 4.44 Δείγμα Α Δοκιμή 100% ανατροπή του δοκιμίου πλάγια όψη



Εικόνα 4.45 Δείγμα Α Δοκιμή 100% ανατροπή του δοκιμίου πρόσοψη



Εικόνα 4.46 Δείγμα Α Δοκιμή 100% κάτοψη της διάταξης, εμφανής μετακίνηση του υλικού, ανάδυση βαρύτερων αδρανών, ανάδυση νερού.

## Δείγμα Β

Στο δείγμα Β σχεδόν δευτερόλεπτα μετά την έναρξη της δυναμικής φόρτισης το δοκίμιο υπόκειται σε αναπήδηση και ανατροπή.



Εικόνα 4.47 Δείγμα Β Δοκιμή 100% πριν τη φόρτιση



Εικόνα 4.48 Δείγμα Β Δοκιμή 100% μετά τη φόρτιση

## 4.5 Σφάλματα και Παρατηρήσεις

Στο κομμάτι αυτό αναφέρονται σφάλματα που προέκυψαν κατά την υλοποίηση των δοκιμών.

### 4.5.1 Αναπαράσταση Πέδιλου / Φορτίο Δοκιμίου

Για την αντιπροσωπευτικότερη παρατήρηση του φαινομένου χρησιμοποιήθηκε ένα δοκίμιο σκυροδέματος το οποίο εκπροσωπούσε μέρος πέδιλου θεμελίωσης.

Το δοκίμιο είχε μέγεθος  $10 \times 10 \times 20$  cm, μάζα  $W = 5$  kg και ειδικό βάρος άοπλου σκυροδέματος  $\gamma = 24$  kN/m<sup>3</sup>.

$$\text{Το δοκίμιο αυτό ασκεί φορτίο } P = \frac{F}{A} = \frac{5 \text{ kg}}{50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}} = 0.002 \text{ kg/cm}^2$$

Η απαίτηση για ένα πραγματικό φορτίο βρίσκεται μεταξύ  $1.5 - 2 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\text{Για να καλυφθεί έστω } P = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ πρέπει } F = 1.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2500 \text{ cm}^2 = 3750 \text{ kg}$$

Για την κλίμακα στην οποία πραγματοποιείται το πείραμα και με τα διαθέσιμα μέσα είναι αδύνατη η κάλυψη της απαίτησης αυτής.

### 4.5.2 Επιθυμητές Κοκκομετρικές Καμπύλες

Όπως γίνεται αντιληπτό από τα διαγράμματα 4.5 και 4.6 της παραγράφου 4.3, δεν επιτεύχθηκε μεγάλος βαθμός ομοιομορφίας στην Επιθυμητή Καμπύλη Α. Η απουσία κάποιων μεγεθών κόκκων από τα διαθέσιμα υλικά περιόρισε τους πιθανούς συνδυασμούς τους, με αποτέλεσμα να μην επιτευχθεί μεγάλος βαθμός ομοιομορφίας.

Να σημειωθεί ότι, η επιλογή των Διαγραμμάτων Μπουκουβάλα δεν άλλαξε, καθότι οι επιθυμητές καμπύλες που δημιουργήθηκαν δεν βρίσκονταν εντός των περιοχών που ορίζονται για πιθανή ρευστοποίηση στα εδάφη με κακή διαβάθμιση.

## 4.6 Συμπεράσματα

Η δοκιμή ολοκληρώθηκε επιτυχώς, όπως προβλεπόταν από τη Θεωρία Μπουκουβάλα ότι ενέχει κίνδυνο ρευστοποίησης το εδαφικό δείγμα Α.

Το μείγμα Α ανταποκρίθηκε με βάση τις υποθέσεις και πράγματι ρευστοποιήθηκε. Παρατηρήθηκε, λοιπόν ότι σε πλήρη κορεσμένα εδάφη που δέχονται δυναμική φόρτιση, το νερό θα παραλάβει όλο το μέρος της δυναμικής φόρτισης διαταράσσοντας τους δεσμούς των κόκκων των αδρανών και αναγκάζοντας το έδαφος να υιοθετήσει ιδιότητες ρευστού. Οπτικά παρατηρήθηκε ότι κατά το φαινόμενο της ρευστοποίησης εκτός από την μετακίνηση – βύθιση του εδαφικού υλικού, υπήρξε διαφυγή νερού προς την επιφάνεια, βύθισμα της κατασκευής που εφάπτονταν στο έδαφος και ανά περιπτώσεις ανατροπή της. Το δοκίμιο στις περιπτώσεις που ανατράπηκε είχε πρώτα ανά σημεία βυθιστεί, αποδεικνύοντας ότι το εδαφικό δείγμα στα σημεία αυτά μετατοπίστηκε με ευκολία.

Στο μείγμα Β δεν παρουσιάστηκε το φαινόμενο της ρευστοποίησης, όπως προβλεπόταν από τη θεωρία. Η υπεροχή ποσοτικά αδρανών με μεγαλύτερους κόκκους οδήγησε στη δημιουργία κενών τα οποία καλύφθηκαν επαρκώς με την εναπομένουσα άμμο. Αυτό δεν επέτρεψε σε μεγάλο ποσοστό νερού να καταλάβει τα κενά. Η δυναμική φόρτιση που ασκήθηκε και μεν παραλήφθηκε από μέρος του νερού, όμως η μορφολογία του εδάφους δεν επέτρεψε την διαταραχή των δεσμών των κόκκων του δείγματος. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα τα αδρανή να παραλαμβάνουν μέρος της φόρτισης δίχως να μετακινούνται. Η δημιουργία ενός ακλόνητους υποστρώματος οδήγησε στην δημιουργία έντονων δυνάμεων ανατροπής. Συνεπώς το δοκίμιο του σκυροδέματος οδηγούνταν σε ανατροπή δίχως να παρατηρούμε φαινόμενα βύθισης ή μετακίνησης της επιφάνειας επαφής.

Σε αυτό το σημείο, πρέπει να σημειωθεί ότι τυχόν επανάληψη του πειράματος θα πρέπει να λάβει υπόψη τα σφάλματα που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 4.5 της παρούσας διπλωματικής.

## Βιβλιογραφία

- Achilleas Papadimitriou, e. a. (2007). *Numerical Investigation of Liquefaction Mitigation Using Gravel Drains*. Thessaloniki: 4ICEGE.
- Barnes, G. (2014). *Εδαφομηχανική Αρχές και Εφαρμογές*. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Been K., e. a. (1986). *Back Analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides*. Canada: Can Geotech.
- Budhu, M. (2020). *Εδαφομηχανική και Θεμελιώσεις*. Πάτρα: Εκδόσεις Gotsis.
- Daily Civil*. (2023, 12 12). Ανάκτηση από Soil Liquefaction Causes, Effects and Types: <https://dailycivil.com>
- DeptsWashingtonEdu*. (2023, 10 26). Ανάκτηση από Why does liquefaction occur: <https://depts.washington.edu>
- Dina D'Ayala, e. a. (2003). *The Kocaeli, Turkey Earthquake of 17 August 1999*. London: EEFIT.
- I.M.Idriss, R. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*. California: Earthquake Engineering Research Institute.
- K. Goda. (2015, 5 22). *Frontiers*. Ανάκτηση από [frontiersin.org](https://www.frontiersin.org): <https://www.frontiersin.org/articles/10.3389/fbuil.2015.00008/full>
- Kenji Ishihara. (1993). Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes. Στο K. Ishihara, *Geotechnique 43* (σσ. 351-415).
- Kenji Ishihara. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford: Clarendon Press.
- Kenji Ishihara, S. Y. (1990, Sept). Liquefaction-Induced Flow Failure of Embankments and Residual Strenght of Silty Sands. *Soils and Foundations*, σσ. 69-80.
- Koto, B. (1894). Review of the Cause of the Great Earthquake in Central Japan 1891. *The Geographical Journal* , σσ. 213-216. Ανάκτηση από Review of The Cause of the Great Earthquake in Central Japan.
- Mike Jefferies, K. B. (2016). *Soil Liquefaction A Critical State Approach*. New York: Taylor and Francis Group.
- R.B.Seed, e. a. (2003). *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework*. California: College of Engineering, University of California.
- R.Seed. (2021). *The Upper and Lower San Fernando Dams*.
- Ronaldo P. Orence, e. a. (2013). *Soil Liquefaction During Recent Large-Scale Earthquakes* . New Zealand: CRC Press.
- Salgado, F. M. (2019). *Liquefaction - Causes and effects*. Rome: Associazione Geotecnica Italiana.
- The Japanese Geotechnical Society. (1998). *Remedial Measures Against Soil Liquefaction From Investigation and Design to Implementation*. New York: Taylor and Francis Group.
- U.S Army Corp of Engineers. (1939). *Repost of the slide of the upstream face at Fort Dam*. Washington, DC: US Government Printing Office.



- Xiao- Wei Tang, e. a. (2018). Assessment of liquefaction induced hazards using Bayesian networks on standard penetration test data. 1451-1468.
- Γ.Α. Παπαδόπουλος, e. a. (2014). Οι σεισμοί του Ιανουαρίου-Φεβρουαρίου του 2014 στην Κεφαλονιά. *Γεωδυναμικό Ινστιτούτο*.
- Γκαζέτας Γ. (2010). Ο Σεισμός της Νέας Ζηλανδίας.
- Δημητρίου Π. (2008). Ο Σεισμός της Λευκάδας της 14ης Αυγούστου 2003.
- Μπουκουβάλας Γ. (2009). *Σημειώσεις Μαθήματος*.
- Μπουκουβάλας Γ. (2019). *Διαλέξεις*.
- Μπουκουβάλας Γ., Π. Α. (2014). *Ρευστοποίηση: Πρόβλεψη, Συνέπειες και Μέτρα Αντιμετώπισης*.
- Παπαθανασίου, Γ. (2006). Φαινόμενα Ρευστοποίησης εδαφών στον ελλαδικό χώρο. *Διδακτορική Διατριβή*. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.