

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΡΗΤΙΚΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΚΑΙ
ΕΞΑΓΩΓΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ
ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

ΚΑΒΟΥΣΑΝΟΣ ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ
ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ	Ζ. ΑΓΙΟΥΤΑΝΤΗΣ (ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ)
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ	Δ. ΜΟΝΟΠΩΛΗΣ
ΑΝ. ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ	Γ. ΕΞΑΔΑΚΤΥΛΟΣ

ΧΑΝΙΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2003

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει τίτλο “Αξιολόγηση γεωτρητικών δεδομένων και εξαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων για την αριθμητική προσομοίωση ευστάθειας πρανών”.

Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η αξιολόγηση των δεδομένων που προήλθαν από την πραγματοποίηση πέντε ερευνητικών – δειγματοληπτικών γεωτρήσεων, ώστε να εξαχθούν οι γεωτεχνικές παράμετροι των εδαφικών στρώσεων. Τα δεδομένα αυτά περιελάμβαναν αποτελέσματα επί τόπου, αλλά και εργαστηριακών δοκιμών όπως δοκιμή πρότυπης διείδυσης (S.P.T), κοκκομετρική ανάλυση, τριαξονική δοκιμή, άμεσης διάτμησης, μονοδιάστατης συμπίεσης και ανεμπόδιστης θλίψης. Στη συνέχεια κατασκευάστηκαν οι γεωτεχνικές τομές για κάθε γεώτρηση και με βάση αυτές ένα δυσδιάστατο εδαφικό μοντέλο (τομή) της περιοχής μελέτης. Οι γεωτεχνικές παράμετροι του παραπάνω εδαφικού μοντέλου (συνοχή c και γωνία εσωτερικής τριβής ϕ) καθορίστηκαν από τις εργαστηριακές μετρήσεις διατμητικής αντοχής, οι οποίες πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα που ελήφθησαν από την κάθε γεώτρηση.

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε ανάλυση ευστάθειας των πρανών δύο εκσκαφών με τη βοήθεια του λογισμικού πακέτου Plaxis. Το πρόγραμμα αυτό χρησιμοποιεί τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την επίλυση γεωτεχνικών προβλημάτων σε δύο διαστάσεις. Λόγω του ότι οι τιμές των παραμέτρων c και ϕ που αποδίδονται σε κάθε στρώμα του εδαφικού μοντέλου είναι μέσοι όροι, εξετάστηκε η περίπτωση κατά την οποία στη θέση των μέσων όρων αυτών των τιμών, χρησιμοποιηθούν οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές και να διαπιστωθεί σε τι βαθμό επηρεάζεται ο συντελεστής ασφάλειας των πρανών των δύο εκσκαφών.

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

1.1 Ορισμός κατολίσθησης.....	1
1.2 Ιστορική αναδρομή.....	1
1.3 Τύποι κατολισθήσεων.....	2
1.4 Μηχανική των κατολισθήσεων.....	3
1.5 Συντελεστής ασφάλειας.....	5
1.6 Οι κατολισθήσεις στην Ελλάδα.....	6
1.7 Σκοπός και διάρθρωση της εργασίας.....	7

Κεφάλαιο 2 Έννοιες και ορισμοί της εδαφομηχανικής

2.1 Εισαγωγή.....	9
2.2 Ονομασίες διαφόρων εδαφικών τύπων.....	10
2.3 Μέγεθος και σχήμα των σωματιδίων του εδάφους.....	14
2.4 Κοκκομετρική ανάλυση.....	15
2.4.1 Γενικά.....	15
2.4.2 Αρχή της μεθόδου.....	16
2.4.3 Απαιτούμενος εξοπλισμός και διαδικασία κοσκίνισματος σύμφωνα με την προδιαγραφή ASTM D422-1988.....	17
2.4.4 Κοκκομετρική ανάλυση λεπτόκοκκων σωματιδίων.....	18
2.4.5 Χαρακτηριστικά μεγέθη της κοκκομετρικής καμπύλης.....	19
2.4.6 Ερμηνεία της κοκκομετρικής καμπύλης.....	20
2.5 Πορώδες, περιεκτικότητα σε νερό και ειδικό βάρος.....	21
2.6 Όρια Atterberg.....	24
2.7 Κατάταξη των εδαφών.....	26
2.7.1 Εισαγωγή.....	26
2.7.2 Κατάταξη με βάση το μέγεθος κόκκου.....	26
2.7.3 Ενιαίο σύστημα κατάταξης εδαφών – USCS (unified soil classification system).....	27
2.8 Μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφών.....	29

Κεφάλαιο 3 Διατμητική αντοχή των εδαφών

3.1 Εισαγωγή.....	31
3.2 Οι νόμοι της τριβής και η εφαρμογή τους στα μη συνεκτικά υλικά.....	33
3.3 Συνεκτικά εδάφη.....	39

Κεφάλαιο 4 Έρευνα του εδάφους. Επί τόπου και εργαστηριακές μετρήσεις

4.1 Εισαγωγή.....	42
4.2 Δειγματοληπτικές γεωτρήσεις.....	42
4.2.1 Γενικά.....	42
4.2.2 Περιστροφικές γεωτρήσεις.....	43
4.2.3 Δειγματοληψία.....	45
4.3 Πρότυπη δοκιμή διείδυσης (SPT).....	46
4.3.1 Αρχή της μεθόδου.....	46
4.3.2 Συσχέτιση S.P.T με σχετική πυκνότητα, γωνία εσωτερικής τριβής και αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη.....	47
4.4 Εργαστηριακές δοκιμές.....	49
4.4.1 Τριαξονική δοκιμή.....	49
4.4.2 Δοκιμή απευθείας διάτμησης.....	55
4.4.3 Δοκιμή μονοδιάστατης στερεοποίησης.....	57
4.4.4 Δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης.....	58

Κεφάλαιο 5 Περιγραφή του έργου και πρόγραμμα ερευνών

5.1 Περιγραφή.....	59
5.2 Γεωλογία της περιοχής.....	61
5.3 Αξιολόγηση των εργαστηριακών δοκιμών.....	63
5.3.1 Κοκκομετρική ανάλυση και προσδιορισμός των φυσικών χαρακτηριστικών.....	63
5.3.2 Τριαξονική δοκιμή.....	65
5.3.3 Δοκιμή απευθείας διάτμησης.....	67
5.3.4 Δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης.....	68
5.3.5 Δοκιμή μονοδιάστατης στερεοποίησης.....	69
5.4 Αξιολόγηση γεωτρητικών δεδομένων και κατασκευή εδαφικών τομών.....	71
5.5 Σχόλια.....	73

Κεφάλαιο 6 Εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων για ευστάθεια πρανών

6.1 Εισαγωγή.....	89
6.2 Περιγραφή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.....	90
6.3 Διακριτοποίηση.....	92
6.3.1 Είδη στοιχείων.....	92
6.3.2 Χαρακτηριστικά της διαίρεσης του πεδίου.....	93
6.4 Φόρτιση των υλικών και συνοριακές συνθήκες.....	93
6.5 Μοντέλα συμπεριφοράς των υλικών.....	94
6.6 Κριτήρια αστοχίας των γεωϋλικών.....	95
6.7 Ανάλυση ευστάθειας πρανών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.....	96
6.8 Το λογισμικό πακέτο Plaxis.....	97
6.8.1 Εισαγωγή.....	97
6.8.2 Πρόγραμμα εισαγωγής δεδομένων.....	97
6.8.3 Υπολογισμοί (Calculations).....	103
6.8.4 Πρόγραμμα εξαγωγής αποτελεσμάτων (output).....	108
6.8.5 Πρόγραμμα σχεδιασμού καμπυλών.....	109

Κεφάλαιο 7 Ανάλυση ευστάθειας πρανών στο Plaxis

7.1 Περιγραφή.....	110
7.2 Ρυθμίσεις του προγράμματος και εισαγωγή των δεδομένων.....	110
7.3 Ανάλυση ευστάθειας.....	112
7.3.1 Εκσκαφή Α (60°).....	112
7.3.2 Εκσκαφή Α (50°).....	117
7.3.3 Εκσκαφή Β (60°).....	117

Κεφάλαιο 8 Συμπεράσματα και προτάσεις

8.1 Σχόλια και συμπεράσματα.....	121
8.2 Προτάσεις.....	123

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

1.1 Ορισμός κατολίσθησης

Με τον όρο κατολίσθηση εννοείται η καθοδική αργή ή γρήγορη μετακίνηση μιας εδαφικής μάζας λόγω της βαρύτητας. Αυτή η μετακίνηση συνοδεύεται από κάποιο βαθμό διατάραξης της φυσικής δομής του εδάφους. Μια κατολίσθηση ενεργοποιείται όταν οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στο εσωτερικό του εδάφους, υπερβαίνουν αυτές που το έδαφος μπορεί να αντισταθεί. Οι κατολισθήσεις είναι ένα φαινόμενο, με τεράστιες σε ορισμένες περιπτώσεις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες, αφού εκτός από την οικονομική επιβάρυνση λόγω της κατάρρευσης ενός τεχνικού έργου ή της διακοπής της συγκοινωνίας, συνοδεύονται από την απώλεια ανθρώπινων ζωών (Λοϊζος 1964).

1.2 Ιστορική αναδρομή

Η μετακινήσεις των γαιών αποτέλεσαν την αιτία ανάπτυξης του κλάδου της εδαφομηχανικής. Από την εποχή του Rankine και του Coulomb γύρω στα 1800 μελετήθηκαν οι ωθήσεις των γαιών και άρχισε να αναπτύσσεται η θεωρία της πλαστικότητας. Στη συνέχεια με την ανάπτυξη του σιδηροδρόμου και των επικουρικών του έργων (επιχώματα, εκχώματα, σήραγγες) δόθηκε αφορμή για περαιτέρω ανάπτυξη της επιστήμης. Το 1870 ο Σουηδός μηχανικός Fellenius εισήγαγε την τεχνική του κύκλου ολίσθησης, η οποία αποτέλεσε την πρώτη σοβαρή προσπάθεια στον τομέα της εδαφομηχανικής. Στη συνέχεια και ο K. Terzaghi - ο οποίος θεωρείται ο θεμελιωτής της εδαφομηχανικής - ασχολήθηκε με τη μελέτη ευστάθειας πρανών, όπου επισημάνθηκε ο σημαντικός ρόλος του νερού όσον αφορά την επενέργειά του στην αντοχή του εδάφους. Από αυτή την εποχή οι γνώσεις πάνω στο θέμα συστηματοποιούνται και διευρύνεται ο κύκλος των ερευνών. Ερευνητές όπως οι Bjerrum, Bishop, Peck, Taylor κ.α προσθέτουν νέα στοιχεία και προσπαθούν να δώσουν ταχύτερες λύσεις στην ανάλυση της ευστάθειας. Οι λύσεις αυτές μπορεί να απλουστεύουν την επίπονη διαδικασία της ανάλυσης, αλλά δεν δίνουν ακριβή αποτελέσματα, αφού το κάθε πρόβλημα έχει την ιδιαιτερότητα του. Γι' αυτό το λόγο

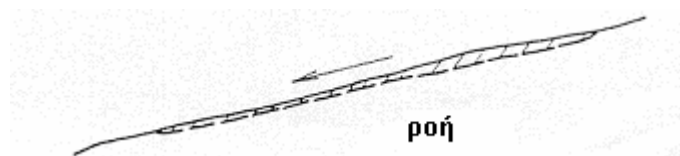
εισάγεται η χρησιμοποίηση του ηλεκτρονικού υπολογιστή (Η.Π.Α και Σοβιετική Ένωση) για τον υπολογισμό της ισορροπίας των πρανών (Λοΐζος 1964).

1.3 Τύποι κατολισθήσεων

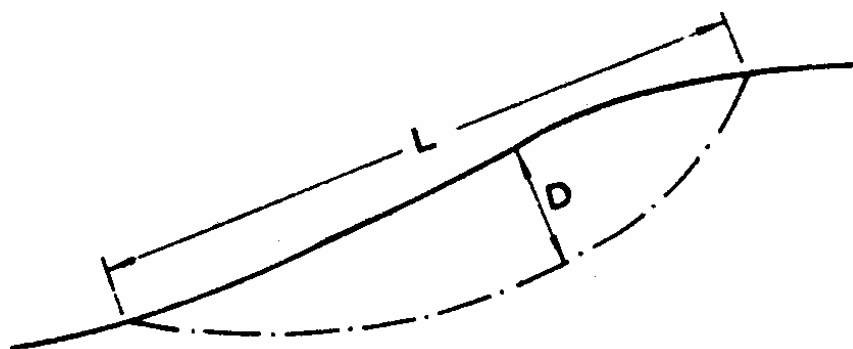
Στα επόμενα δίνεται μια γενική κατηγοριοποίηση των κατολισθήσεων, ενώ στα σχήματα 1.1 και 1.2 φαίνονται μερικές από αυτές (Λοΐζος 1964).

- Απλή κατολίσθηση, η οποία είναι περιορισμένης έκτασης και έχει σαφές περίγραμμα. Σ' αυτή την κατηγορία εμφανίζεται ρήγμα στην κορυφή και διόγκωση στο πόδι, ενώ η επιφάνεια ολίσθησης βρίσκεται σε μικρό σχετικά βάθος. Επίσης στην απλή ολίσθηση, υπάγονται όλες οι διαταράξεις της ισορροπίας του εδάφους που οφείλονται στην ανθρώπινη παρέμβαση, όπως για παράδειγμα η αποκοπή πρανών. Αιτία της απλής ολίσθησης είναι η για οποιοδήποτε λόγο διατάραξη της ισορροπίας του υλικού υπό την επίδραση των εξωτερικών δυνάμεων, όπως σεισμοί και οι βροχοπτώσεις. Τέλος οι κατολισθήσεις της κατηγορίας αυτής επέρχονται σε σύντομο χρονικό διάστημα.
- Ερπυσμός, όπου σ' αυτή την περίπτωση δεν υπάρχει σαφές περίγραμμα όπως στην απλή κατολίσθηση, δηλαδή δεν διακρίνονται η κορυφή και το πόδι αυτής. Κύριο χαρακτηριστικό του ερπυσμού είναι η μέγιστη έκταση της μετακίνησης και η μεγάλη χρονική διάρκεια αυτής. Στις περιοχές όπου εμφανίζεται ερπυσμός μπορεί να εμφανιστούν δευτερογενώς απλές ολισθήσεις σε θέσεις στις οποίες η αντοχή του εδάφους είναι μικρή.
- Μετακίνηση με ροή, όταν το έδαφος αποτελείται από μαλακή άργιλο μικρής συνοχής και κορεσμένη, τότε η μετακίνηση γίνεται με τη μορφή ροής όπως σε ένα υγρό με μεγάλο ιξώδες. Όπως και στον ερπυσμό η μετακίνηση είναι μακροχρόνια και δεν υπάρχει σαφές περίγραμμα ολίσθησης. Η βασική διαφορά μεταξύ ροής και ερπυσμού είναι ότι για την πρώτη, η έκταση της μετακίνησης και το πάχος των μετακινούμενων εδαφών, είναι περιορισμένο και ίσο με το πάχος της μαλακής αργίλου.

Οι κατολισθήσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν επίσης ανάλογα με το βάθος της επιφάνειας ολίσθησης, (επιφανειακές έως βαθιές), την ταχύτητα (εξαιρετικά αργή έως εξαιρετικά ταχεία) και τον όγκο του μετακινούμενου υλικού.



Σχήμα 1.1 Κατολίσηση ροής (Bromhead 1986)



Σχήμα 1.2 Κυκλική επιφάνεια ολίσθησης D = Βάθος της επιφάνειας ολίσθησης, L = μήκος της επιφάνειας ολίσθησης (Skempton 1969)

1.4 Μηχανική των κατολισθήσεων

Το φαινόμενο των κατολισθήσεων εξετάζεται με διαφορετικό τρόπο προσέγγισης από τους γεωλόγους και τους μηχανικούς. Κατά την επιστήμη της γεωλογίας εξετάζεται το φαινόμενο της μετακίνησης μιας εδαφικής μάζας στην οποία δεν έχει παρέμβει ο ανθρώπινος παράγοντας. Στην μηχανική όμως των κατολισθήσεων εξετάζεται η επίδραση των τεχνικών έργων στην ισορροπία των εδαφών και αυτό καθορίζει το διαχωριστικό όριο μεταξύ των δύο επιστημών (Λοΐζος 1964).

Η μηχανική των κατολισθήσεων αναφέρεται στην από στατικής πλευράς διερεύνηση της μετακινήσεως εδαφών μέσω της ανάλυσης της ισορροπίας των εξωτερικών δυνάμεων που προκαλούν τη μετακίνηση, προς τις εσωτερικές δυνάμεις που αντιστέκονται σ' αυτή. Η ανάλυση αυτή αναφέρεται σε ένα πολύπλοκο σύστημα δυνάμεων, οι οποίες ενεργούν σε ανισότροπο και ανομοιογενές υλικό, ακανόνιστου σχήματος, γεγονός που καθιστά το πρόβλημα δύσκολο. Η απλούστερη μορφή ανάλυσης μετακίνησης εδάφους, είναι η ισορροπία πρηνούς το οποίο έχει σαφή γεωμετρικά χαρακτηριστικά και σταθερά μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους. Η απλοποιημένη αυτή μορφή ανάλυσης χρησιμοποιείται στα τεχνικά έργα, για την εύρεση των αιτιών και την λήψη μέτρων για την ανάσχεση της κατολίσθησης (Βαλαλάς 1975).

Αίτια των κατολισθήσεων

- Το ίδιο το βάρος του υλικού
- Δυναμική φόρτιση (σεισμοί)
- Δυνάμεις ροής
- Μεταβολή των μηχανικών παραμέτρων του υλικού
- Μεταβολή της γεωμετρίας του πρηνούς
- Κλιματολογικές αλλαγές
- Συνδυασμός των παραπάνω

Μέτρα αντιμετώπισης των κατολισθήσεων

Το πρόβλημα της αντιμετώπισης των μετακινούμενων εδαφών μπορεί να αντιμετωπιστεί με τις μεθόδους δύο κατηγοριών (Λοϊζος 1964).

1. Μέθοδοι ``απεμπλοκής`` από την περιοχή ολίσθησης.
2. Μέθοδοι ελέγχου της ολίσθησης με έργα ανάσχεσης.

Στη πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται οι εξής μέθοδοι:

- Εγκατάλειψη της θέσεως κατασκευής, κατά την οποία η κατασκευή μεταφέρεται σε πιο ασφαλή θέση
- Ολική άρση της κατολίσθησης, όπου το υλικό (η κινούμενη μάζα που προξενεί την κατολίσθηση) σκάβεται και απορρίπτεται
- Μερική άρση της κατολίσθησης στο πόδι
- Πλήρης σταθεροποίηση του χαλαρού υλικού, Το χαλαρό υλικό γίνεται ευσταθές με την χρήση τσιμεντενέσεων στην περιοχή ολίσθησης, με αποτέλεσμα να αυξάνεται η διατμητική του αντοχή. Στα συνεκτικά εδάφη οι τσιμεντενέσεις δημιουργούν κατακόρυφους στύλους, οι οποίες ενεργούν σαν σύστημα πασσάλων.
- Γεφύρωση όπου η ολισθαίνουσα περιοχή αποφεύγεται με γέφυρα, η οποία συνδέει τα δύο σταθερά άκρα της μετακινούμενης μάζας. Απαραίτητη προϋπόθεση είναι η θεμελίωση της γέφυρας να βρίσκεται σε σταθερό και αμετακίνητο έδαφος.

Στη δεύτερη κατηγορία περιλαμβάνονται οι εξής μέθοδοι (Λοΐζος 1964):

- Κατασκευές αντιστήριξης, όπως ποδαρικά, φράκτες, τοίχοι αντιστήριξης, κοχλιώσεις και πασσαλώσεις (χαλύβδινες, τσιμεντένιες ή ξύλινες).
- Αύξηση του λόγου των δυνάμεων που αντιστέκονται στην κατολίσθηση προς τις δυνάμεις που την προξενούν. Με τα μέτρα αυτά επιδιώκεται η ελάττωση του παρανομαστή του παραπάνω λόγου και η μείωση του αριθμητή. Ορισμένα από αυτά είναι τα εξής:
 - ✓ Αποστράγγιση (Επιφανειακή ή υπόγεια)
 - ✓ Αφαίρεση υλικών στο πόδι
 - ✓ Αντικατάσταση του υλικού με ελαφρύ επίχωμα
 - ✓ Διαμόρφωση ήπιας κλίσης στην κορυφή
 - ✓ Σταθεροποίηση με χημική επεξεργασία

1.5 Συντελεστής ασφάλειας

Η ασφάλεια της ευστάθειας ενός πρανούς είναι ένα μέγεθος που δεν μπορεί να προσδιοριστεί με ένα μόνο συντελεστή, αφού πρόκειται για ένα πολυσύνθετο

φαινόμενο. Ο προσδιορισμός ενός συντελεστή ασφάλειας αποτελεί παραδοχή και αυτό πρέπει να λαμβάνεται συνεχώς υπόψη στους υπολογισμούς. Στη περίπτωση των κατολισθήσεων χρησιμοποιούνται οι εξής συντελεστές ασφάλειας (Βαλαλάς 1975):

K_1 = ροπή αντοχής / ροπή ολίσθησης

K_2 = κρίσιμο ύψος πρανούς / πραγματικό ύψος πρανούς

K_3 = προβολή των δυνάμεων συνοχής / προς των δυνάμεων κίνησης

K_4 = ελάχιστη γωνία τριβής για κατολίσθηση / πραγματική γωνία τριβής

K_5 = Ελάχιστη συνοχή c για κατολίσθηση / πραγματική συνοχή c

Συνήθως χρησιμοποιείται ο συντελεστής K_1 και ένα πρανές θεωρείται σταθερό όταν

$$1,1 < K_1 < 1,5$$

1.6 Οι κατολισθήσεις στην Ελλάδα

Οι κατολισθήσεις στην Ελλάδα έχουν ιδιαίτερη σημασία αφού πρόκειται για μια χώρα με νεότερες γεωλογικές σειρές και με πρόσφατο τεμαχισμό, ενώ παρουσιάζει σύνθετη γεωμορφολογία με μεγάλες αντιθέσεις υψομέτρων. Επιπλέον η παρουσία πετρωμάτων τα οποία επιδέχονται κατολισθήσεις ενισχύουν το φαινόμενο. Τέτοια πετρώματα είναι (Μαρίνος 1960):

- Αργιλικά και αργιλοσαμμιτικά όπως είναι ο φλύσχης (Ηπειρο και στη Στερεά Ελλάδα)
- Περιδοτίτης και σχιστοκερατολιθικά πετρώματα υποκείμενα αποσαθρωμένων πετρωμάτων (Θεσσαλία)
- Ασβεστολιθικοί όγκοι σε αργιλικούς σχιστόλιθους (Αττική, Θεσσαλία, Μακεδονία)
- Αποσαθρωμένα κροκαλοπαγή (Πελοπόννησος)

1.7 Σκοπός και διάρθρωση της εργασίας

Η ευστάθεια των εδαφικών πρανών αποτελεί ένα πρόβλημα που απασχολεί τους εδαφομηχανικούς εδώ και δεκάδες χρόνια. Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η αξιολόγηση των δεδομένων που προήλθαν από την πραγματοποίηση πέντε ερευνητικών – δειγματοληπτικών γεωτρήσεων, ώστε να εξαχθούν οι γεωτεχνικές παράμετροι των εδαφικών στρώσεων.

Αρχικά έγινε μια συνοπτική αναφορά στο πρόβλημα των κατολισθήσεων και μια ιστορική αναδρομή όσον αφορά το πρόβλημα της ευστάθειας. Αναφέρθηκαν επίσης τύποι αστοχίας πρανών και οι παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια.

Στη συνέχεια στο δεύτερο κεφάλαιο αναπτύσσονται ορισμένοι βασικοί ορισμοί και έννοιες της εδαφομηχανικής που έχουν σχέση με τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφών, ενώ στο τέλος του κεφαλαίου αναπτύσσονται κάποιες μέθοδοι κατάταξής τους.

Στο τρίτο κεφάλαιο δίνεται το θεωρητικό υπόβαθρο της διατμητικής αντοχής των εδαφών και εξετάζονται χωριστά οι περιπτώσεις των συνεκτικών και μη συνεκτικών εδαφών αντίστοιχα.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται οι ερευνητικές μέθοδοι (θεωρητικά στοιχεία) που εφαρμόστηκαν στο παρόν έργο και περιλαμβάνουν τις εργαστηριακές και επί τόπου μετρήσεις.

Το πέμπτο κεφάλαιο αναφέρεται στην περιγραφή του εξεταζόμενου έργου, όπου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την έρευνα που πραγματοποιήθηκε (επί τόπου και εργαστηριακές μετρήσεις), ενώ στο τέλος του κεφαλαίου γίνεται οι αξιολόγηση των μετρήσεων και η κατασκευή των γεωτεχνικών τομών των πέντε γεωτρήσεων. Για την κατασκευή των γεωτεχνικών τομών χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης σε συνδυασμό με τα αποτελέσματα από την δοκιμή πρότυπης διείσδυσης (SPT). Με βάση αυτές τις τομές έγινε προσπάθεια κατασκευής ενός δισδιάστατου εδαφικού μοντέλου, το οποίο να αντιπροσωπεύει την περιοχή μελέτης.

Στο έκτο κεφάλαιο αναπτύσσεται εν συντομία η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων και το λογισμικό πακέτο Plaxis που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση του εδαφικού μοντέλου που κατασκευάστηκε.

Τέλος στο έβδομο κεφάλαιο μελετάται η περίπτωση δύο εκσκαφών σε δύο διαφορετικά σημεία του εδαφικού μοντέλου που κατασκευάστηκε στο πέμπτο κεφάλαιο και η μελέτη της ευστάθειας τους με βάση τις τιμές των μηχανικών παραμέτρων c και ϕ που προέκυψαν από τις εργαστηριακές μετρήσεις. Λόγω του ότι οι τιμές αυτές είναι μέσοι όροι, εξετάζεται η περίπτωση χρησιμοποίησης των μικρότερων και των μεγαλύτερων τιμών, στη θέση των μέσων όρων ώστε να προκύψουν κάποια συμπεράσματα για την ακρίβεια της αξιολόγησης των γεωτρητικών αποτελεσμάτων και της σημασίας αυτών.

Κεφάλαιο 2 Έννοιες και ορισμοί της εδαφομηχανικής

2.1 Εισαγωγή

Τα υλικά τα οποία αποτελούν τον γήινο φλοιό διαιρούνται σε δύο μεγάλες κατηγορίες, τα εδάφη και τους πετρώματα. **Έδαφος** είναι το φυσικό σύνολο ορυκτών κόκκων, οι οποίοι μπορούν να διαχωριστούν μεταξύ τους με απλές μηχανικές μεθόδους όπως για παράδειγμα με ανακίνηση μέσα σε νερό. **Πέτρωμα** είναι το φυσικό σύνολο κόκκων, το οποίο συνδέεται με ισχυρούς δεσμούς που ασκούνται συνεχώς και προσδίδουν συνοχή στο πέτρωμα. Με βάση το γεγονός ότι οι όροι ισχυρός και συνεχής είναι αόριστοι, τα όρια μεταξύ πετρώματος και εδάφους είναι αυθαίρετα. Γι' αυτό το λόγο υπάρχουν πολλά φυσικά σύνολα ορυκτών σωματιδίων, τα οποία είναι δύσκολο να χαρακτηριστούν είτε ως έδαφος είτε ως πέτρωμα (Terzaghi and Peck 1969).

Ανάλογα με την προέλευση των συστατικών τους τα εδάφη μπορούν να διακριθούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες, τα εδάφη που αποτελούνται από προϊόντα **φυσικής και χημικής αποσάθρωσης** των πετρωμάτων και σε εδάφη **οργανικής προέλευσης**. Εάν τα προϊόντα της αποσάθρωσης των πετρωμάτων βρίσκονται ακόμα στη θέση που σχηματίστηκαν ονομάζονται **αυτόχθονα εδάφη**, ενώ στην αντίθετη περίπτωση ονομάζονται **ετερόχθονα εδάφη** ανεξάρτητα από τον τρόπο που προκάλεσε τη μεταφορά των συστατικών (Terzaghi and Peck 1969).

- Τα **αυτόχθονα εδάφη**, τα οποία σχηματίστηκαν σε ημίξηρα ή ήπια κλίματα είναι στιφρά και δεν φτάνουν σε μεγάλο βάθος. Στα θερμά όμως και υγρά κλίματα όπου ο χρόνος έκθεσης των πετρωμάτων στη δράση των κλιματικών παραγόντων είναι σημαντική, τα αυτόχθονα εδάφη μπορούν να φτάνουν σε βάθος εκατοντάδων μέτρων. Τα εδάφη αυτά μπορεί να είναι ανθεκτικά, αλλά και να αποτελούνται από αρκετά συμπιεσμένα υλικά, τα οποία περιβάλλουν όγκους λιγότερο αποσαθρωμένων πετρωμάτων. Έτσι αυτά μπορούν να προκαλέσουν δυσκολίες σε γεωτεχνικά έργα.

- Τα εδάφη **οργανικής προέλευσης** έχουν σχηματιστεί κυρίως επί τόπου, είτε με την ανάπτυξη και στη συνέχεια την αποσύνθεση φυτών, είτε με τη συσσώρευση θραυσμάτων ανόργανων σκελετών ή από όστρακα διάφορων οργανισμών. Έτσι τα εδάφη αυτά είναι δυνατόν να αποτελούνται από οργανικά ή/και ανόργανα συστατικά. Ο όρος οργανικό έδαφος αναφέρεται συνήθως σε έδαφος από μεταφορά, το οποίο αποτελείται από προϊόντα αποσάθρωσης πετρωμάτων με εμφανείς προσμίξεις αποσυντεθειμένων φυτικών υλών.

2.2 Ονομασίες διαφόρων εδαφικών τύπων

Παρακάτω δίνονται οι κυριότερες ονομασίες εδαφικών τύπων που συναντούνται στο φλοιό της γης (Terzaghi and Peck 1969).

- Η **άμμος** και οι **χάλικες** είναι εδάφη χωρίς συνοχή και αποτελούνται από στρογγυλεμένα γωνιώδη και υπογωνιώδη τεμάχια συνήθως μη εξαλλοιωμένων πετρωμάτων και ορυκτών. Σωματίδια μικρότερα των 3 mm χαρακτηρίζονται ως άμμος και από 3 έως 150 mm ως χάλικες. Σωματίδια μεγαλύτερα των 150 mm είναι γνωστά ως **κροκάλες**.
- Το **σκληρό έδαφος (Hardpan)** είναι έδαφος το οποίο παρουσιάζει εξαιρετικά μεγάλη αντίσταση στη διείσδυση γεωτρητικών εργαλείων. Τα περισσότερα αποτελούνται από καλά συμπυκνωμένα και καλά διαβαθμισμένα, κυρίως συνεκτικά σύνολα ορυκτών σωματιδίων.
- Η **ανόργανη ιλύς** είναι λεπτόκοκκο έδαφος με λίγη έως μηδενική πλαστικότητα. Τα λιγότερο πλαστικά εδάφη αυτής της κατηγορίας αποτελούνται από ισοδιάστατους κόκκους χαλαζία και διακρίνονται με την ονομασία **παιπάλη**. Από την άλλη οι τύποι με μεγαλύτερη πλαστικότητα περιέχουν μεγάλο ποσοστό λεπτών πλακοειδών σωματιδίων και χαρακτηρίζονται ως πλαστική ιλύς. Λόγω της λείας υφής της, η ανόργανη ιλύς προσδιορίζεται λανθασμένα συχνά ως άργιλος μπορεί όμως να διακριθεί – χωρίς να απαιτηθεί για αυτό εργαστηριακή δοκιμή – με την δοκιμή αναταράξεως (shaking test).

- Η **οργανική ιλύς** είναι λεπτόκοκκο και αρκετά πλαστικό έδαφος με προσμίξεις λεπτών καταμερισμένων σωματιδίων οργανικής ιλύς. Είναι δυνατόν επίσης να υπάρχουν όστρακα καθώς και ορατά θραύσματα μερικώς αποσυντεθειμένων φυτικών ουσιών. Το χρώμα του εδάφους αυτού κυμαίνεται από ανοιχτό έως σκούρο γκρι. Η οργανική ιλύς εγκλείει συνήθως σημαντικές ποσότητες H_2S , CO_2 και άλλων αερίων, τα οποία προέρχονται από την αποσύνθεση οργανικών ουσιών και προσδίδουν χαρακτηριστική οσμή στο έδαφος. Η διαπερατότητα της οργανικής ιλύς είναι αρκετά μικρή, ενώ η συμπίεστότητά της αρκετά υψηλή.
- Η **άργιλος** αποτελείται από σωματίδια ορατά ή μη με μικροσκόπιο και τα οποία προέρχονται από χημική αποσύνθεση των συστατικών των πετρωμάτων. Είναι πλαστική με μέση ή μεγάλη περιεκτικότητα σε νερό. Τα ξηρά δείγματα είναι πολύ ξηρά και δεν αποβάλλουν σκόνη, όταν η επιφάνεια τους τρίβεται με τα δάκτυλα. Η διαπερατότητα της αργίλου είναι εξαιρετικά μικρή. Στις Η.Π.Α χρησιμοποιείται ο όρος **gumbo** για τις αργίλους οι οποίες όταν βρίσκονται σε πλαστική κατάσταση έχουν εμφάνιση σαπουνιού και χαρακτηρίζονται από μεγάλη τραχύτητα. Όταν η περιεκτικότητα σε νερό αυξηθεί περαιτέρω, οι παραπάνω άργιλοι γίνονται κολλώδεις.
- Η **οργανική άργιλος** οφείλει τις φυσικές της ιδιότητες στη παρουσία λεπτά καταμερισμένων οργανικών σωματιδίων. Όταν αυτή είναι κορεσμένη έχει μεγάλη συμπίεστότητα, ενώ σε ξηρή κατάσταση εμφανίζει σημαντική αντοχή. Το χρώμα της είναι από βαθύ γκρι έως μαύρο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν να έχει και ευδιάκριτη χαρακτηριστική οσμή.
- Η **τύρφη** αποτελείται από ινώδη συμπλέγματα – μακροσκοπικά ή μικροσκοπικά ορατά – σωματιδίων αποσυντεθειμένης οργανικής ύλης. Το χρώμα της κυμαίνεται από καστανό μέχρι μαύρο. Ένα από τα χαρακτηριστικά της τύρφης είναι η πολύ μεγάλη συμπίεστότητά της, γεγονός που την καθιστά σχεδόν πάντα ακατάλληλη για την έδραση θεμελίων πάνω σ' αυτή. Κατά καιρούς έχουν αναπτυχθεί διάφοροι μέθοδοι που αποσκοπούν στην

δυνατότητα ασφαλούς έδρασης αναχωμάτων κατά μήκος αποθέσεων τύρφης και εξουδετέρωση των κινδύνων υποχώρησης αυτών.

Όταν το έδαφος αποτελείται από δύο διαφορετικούς εδαφικούς τύπους το επικρατέστερο συστατικό εκφράζεται σαν ουσιαστικό, ενώ αυτό σε μικρότερο ποσοστό με επιθετικό προσδιορισμό. Για παράδειγμα ο όρος ``ιλυώδης άργιλος`` υποδηλώνει έδαφος αποτελούμενο κυρίως από άμμο, το οποίο όμως περιέχει και μικρή ποσότητα ιλύος. Επίσης αμμώδης άργιλος είναι έδαφος το οποίο εμφανίζει ιδιότητες αργίλου περιέχει όμως και αξιόλογη ποσότητα άμμου.

Οι ιδιότητες των αμμωδών και αμμοχαλικωδών εδαφών χαρακτηρίζονται ποιοτικά με τους όρους **χαλαρή, μέση και πυκνή**, ενώ για την άργιλο με τους όρους **σκληρή, στιφρή, μέση και μαλακή**. Οι ιδιότητες αυτές εκτιμούνται συνήθως από τον επικεφαλής των ερευνητικών γεωτρήσεων, με διάφορα κριτήρια όπως η σχετική δυσκολία ή ευκολία εισχώρησης των γεωτρητικών ή δειγματοληπτικών εργαλείων και η συνεκτικότητα των λαμβανομένων δειγμάτων. Επειδή όμως οι παραπάνω εκτιμήσεις μπορούν να οδηγήσουν σε λανθασμένα συμπεράσματα, θα πρέπει οι ποιοτικές περιγραφές να συνοδεύονται από ποσοτικές ενδείξεις των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους. Οι παραπάνω ποσοτικές ενδείξεις προέρχονται από δοκιμές σε σχετικά αδιατάρακτα δείγματα εργαστηριακών δοκιμών ή από κατάλληλες επί τόπου δοκιμές (Terzaghi and Peck 1969).

Κάτω από ορισμένες γεωλογικές συνθήκες σχηματίζονται εδάφη, τα οποία χαρακτηρίζονται από μια ή περισσότερες ιδιάζουσες ιδιότητες όπως είναι η δομή αυτών με διάκενα μορφής ριζών ή η εμφανής στρωσιγενής δομή τους. Λόγω των παραπάνω ιδιοτήτων τους αυτά τα εδάφη μπορούν εύκολα να αναγνωριστούν επί τόπου μακροσκοπικά και διακρίνονται με ειδικές ονομασίες με τις οποίες είναι συνήθως γνωστά. Παρακάτω δίνονται ορισμοί και περιγραφές ορισμένων τέτοιων εδαφών (Terzaghi and Peck 1969).

- Ο **τιλλίτης (till)** είναι ακανόνιστη απόθεση παγετώδους προελεύσεως, η οποία αποτελείται από άργιλο, ιλύ, χαλίκια και κροκάλες. Καταλαμβάνει

μέρος της επιφάνειας του βράχου σε περιοχές οι οποίες καλύπτονταν από παγετώνες την αντίστοιχη γεωλογική περίοδο.

- Ο **τόφος** (tuff) είναι υδατική ή αιολική απόθεση, αποτελούμενη από λεπτά συστατικά, που σχηματίστηκαν με τη συνένωση πολύ λεπτών ορυκτών ή βραχωδών θραυσμάτων ηφαιστειακής προέλευσης.
- Η **αμμοθίνη** (loess) είναι ομοιόμορφη συνεκτική αιολική απόθεση, με συνήθως ανοικτό καστανό χρώμα. Το μέγεθος των περισσότερων σωματιδίων κυμαίνεται μεταξύ των στενών ορίων 0,01 – 0,05 mm. Η συνοχή οφείλεται στην παρουσία συνδετικού υλικού το οποίο μπορεί να είναι ασβεστολιθικό ή αργιλικό. Επειδή στη loess παρατηρούνται πάντοτε κατακόρυφες οπές, η διαπερατότητά της κατά την οριζόντια έννοια είναι κατά πολύ μικρότερη σε σχέση με την κατακόρυφη. Επί πλέον, το έδαφος αυτό έχει την ιδιότητα να ισορροπεί σε σχεδόν κατακόρυφο πρηνές. Όταν η loess διαβρέχεται, η σύνδεση μεταξύ των σωματιδίων της μειώνεται και ενδέχεται να εμφανισθεί καθίζηση της επιφάνειας της αποθέσεως.
- Η **γη διατόμων** (kieselguhr) είναι απόθεση από λεπτή και κατά κανόνα λευκή πυριτική σκόνη, αποτελούμενη σε μικρό ή μεγάλο βαθμό από υπολείμματα διατόμων. Με τον όρο διάτομα χαρακτηρίζονται ομάδες μονοκύτταρων φυκιών, τα οποία ζουν σε θάλασσες ή λίμνες και η χημική σύσταση των τοιχωμάτων τους είναι πυριτική.
- Η **λιμναία μάργα** (lake marl) είναι λευκή, λεπτόκοκκος, ασβεστολιθική απόθεση φυτικής προέλευσης σε μορφή σκόνης, η οποία σχηματίστηκε με καθίζηση στον πυθμένα λιμνών. Συναντάται συνήθως σε συνδυασμό με στρώσεις τύρφης.
- Η **στρωσιγενής άργιλος** αποτελείται από εναλλαγές στρώσεων ανόργανης ιλύος και ιλυώδους αργίλου. Το πάχος της στρώσης σπάνια υπερβαίνει το ένα μέτρο, σε κάποιες περιπτώσεις όμως μπορεί να είναι πολύ μεγαλύτερο. Τα συστατικά της στρωσιγενούς αργίλου μεταφέρθηκαν σε λίμνες κατά την τήξη

των πάγων. Τέλος εμφανίζουν τις πλέον ανεπιθύμητες για τους γεωτεχνικούς ιδιότητες τόσο της ιλύος όσο και της αργίλου.

- Ο **μπεντονίτης** είναι άργιλος με μεγάλη περιεκτικότητα σε μοντοριλλονίτη. Οι περισσότεροι μπεντονίτες σχηματίστηκαν από χημική εξαλλοίωση της ηφαιστειακής τέφρας. Ο ξηρός μπεντονίτης όταν έρχεται σε επαφή με νερό διογκώνεται περισσότερο από τα άλλα είδη αργίλου. Επίσης όταν είναι κορεσμένος, εμφανίζει κατά την ξήρανση περισσότερες και μεγαλύτερες ρωγμές σε σχέση με τις υπόλοιπες αργίλους.

Ο κάθε όρος που χρησιμοποιείται για την μακροσκοπική κατάταξη των εδαφών αφορούν μεγάλη ποικιλία διαφόρων υλικών. Επί πλέον η επιλογή των όρων που χαρακτηρίζουν την στιφρότητα και την πυκνότητα υπόκειται σε μεγάλο βαθμό στην κρίση αυτού που εκτελεί την έρευνα του εδάφους. Επομένως η μακροσκοπική κατάταξη των εδαφών είναι αβέβαιη και ανακριβής. Ακριβέστερες ενδείξεις και πληροφορίες μπορούν να αποκτηθούν μόνο με την εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών, από τις οποίες προκύπτουν αριθμητικές τιμές, αντιπροσωπευτικές των χαρακτηριστικών ιδιοτήτων του εδάφους (Terzaghi and Peck 1969).

2.3 Μέγεθος και σχήμα των σωματιδίων του εδάφους

Τα σωματίδια τα οποία αποτελούν το έδαφος διαφέρουν σημαντικά σε μέγεθος, κυμαινόμενα από κροκάλες μέχρι μεγάλα μόρια. Σωματίδια μεγέθους μεγαλύτερου των 0,06 mm περίπου διακρίνονται με γυμνό μάτι ή με φακό. Αυτά αποτελούν τον **λίαν χονδρόκοκκο** και **απλώς χονδρόκοκκο** σχηματισμό των εδαφών. Τα λίαν χονδρόκοκκα συστατικά π.χ οι χάλικες, αποτελούνται από θραυσμένα πετρώματα κάθε ένα από τα οποία αποτελείται από ένα ή και περισσότερα ορυκτά. Τα θραύσματα αυτά μπορεί να είναι γωνιώδη, υπογωνιώδη, στρογγυλεμένα ή πλακοειδή. Τέλος μπορεί να εμφανίζουν ενδείξεις σημαντικής αποσάθρωσης και είναι δυνατόν να είναι ανθεκτικά ή εύθραυστα. Τα χονδρόκοκκα εδάφη όπως π.χ η άμμος αποτελούνται κυρίως από χαλαζιακούς κόκκους. Οι μεμονωμένοι κόκκοι μπορεί να είναι γωνιώδεις, υπογωνιώδεις ή στρογγυλεμένοι. Ορισμένες ποικιλίες άμμου

περιέχουν σχετικό υψηλό ποσοστό μαρμαρυγιακών κόκκων, οι οποίοι καθιστούν το έδαφος ελαστικό ή σπογγώδες (Terzaghi and Peck 1969).

Από την άλλη, κόκκοι μεγέθους 0,06 mm – 2 μm μπορούν να διακριθούν μόνο με μικροσκόπιο και αποτελούν το λεπτόκοκκο σχηματισμό. Τέλος κόκκοι μικρότεροι των 2 μm αποτελούν τον λίκαν λεπτόκοκκο σχηματισμό. Και σ' αυτή την περίπτωση μπορούν να διακριθούν με ηλεκτρονικό μικροσκόπιο (έως 0,1 μm), το σχήμα τους όμως δεν μπορεί να εξακριβωθεί. Σ' αυτά τα εδάφη ο κάθε κόκκος αποτελείται από ένα μόνο ορυκτό. Τα σωματίδια μπορεί να είναι γωνιώδη, πλακοειδή ή σπανιότερα σωληνοειδή. Γενικώς το ποσοστό των πλακοειδών σωματιδίων δεδομένου εδάφους είναι μεγαλύτερο στα λεπτότερα συστατικά αυτού (Terzaghi and Peck 1969).

Gravel (χάλικες)				Sand (άμμος)			Silt (ιλύς)			Clay (άργιλος)		
C	M	F		C	M	F	C	M	F	C	M	F
60	20	6	2	0.6	0.2	0.06	0.02	.006	.002	.0006	.0002	

Σχήμα 2.1 Χαρακτηρισμός εδαφικού υλικού με βάση τη διάσταση κόκκου C (coarse) χονδρόκοκκο, M (medium) μεσόκοκκο, F (fine) λεπτόκοκκο (Lambe and Whitman 1979)

2.4 Κοκκομετρική ανάλυση

2.4.1 Γενικά

Σε πολλά γεωτεχνικά έργα, όπως σε έργα οδοποιίας, στη κατασκευή φραγμάτων, αναχωμάτων, ευστάθεια πρανών κ.α η καταλληλότητα των εδαφικών υλικών που θα χρησιμοποιηθούν για την κατασκευή θα κριθούν μεταξύ των άλλων και από την ανάλυση της κοκκομετρικής τους διαβάθμισης. Τα αποτελέσματα που θα ληφθούν από μια τέτοια διαβάθμιση θα χρησιμοποιηθούν για την πρόβλεψη της υδροδιαπερατότητας, ή της ευαισθησίας του εδάφους στον παγετό. Έτσι για παράδειγμα λεπτόκοκκα εδάφη κάτω από την επίδραση του νερού εύκολα θα διαβρωθούν και θα διηθηθούν μέσα από το πορώδες δημιουργώντας αλλού κενά και αλλού αποφράξεις, εκτός αν προστατευτούν από κατάλληλα σχεδιασμένα φίλτρα, των οποίων οι ιδιότητες καθορίζονται από την κοκκομετρική τους διαβάθμιση σε σχέση με τα εν λόγω εδάφη που καλούνται να προστατεύσουν. Η κοκκομετρική

ανάλυση ενός εδαφικού δοκιμίου θα μας δώσει τα στοιχεία για την κατασκευή της κοκκομετρικής καμπύλης, η οποία με τη σειρά της είναι μια αθροιστική κατανομή της χαρακτηριστικής διάστασης (διαμέτρου) D των διαφόρων κόκκων που την συνθέτουν,

$$N = N(x < D)$$

όπου N είναι το ποσοστό σε βάρος του κοκκώδους υλικού, το οποίο έχει κόκκους διαμέτρου μικρότερης της τιμής του D (Βαρδουλάκης 2001).

2.4.2 Αρχή της μεθόδου

Για τον προσδιορισμό της κοκκομετρικής καμπύλης πραγματοποιείται το λεγόμενο πείραμα διαβαθμίσεως, όπου τοποθετείται σε συσκευή ένα εδαφικό δοκίμιο δεδομένου βάρους που αποτελείται από διαφορετικά κόσκινα με άνοιγμα οπής μειούμενο διαδοχικά από πάνω προς τα κάτω (σχήμα 2.2). Μέσω μηχανικής δόνησης των κόσκινων, ο τυχαίος κόκκος δεδομένης διάστασης θα διέλθει από τα κόσκινα με οπές μεγαλύτερες από τη διάστασή του για να συγκρατηθεί τελικά στο κόσκινο εκείνο το οποίο έχει οπές μικρότερη απ' αυτή. Οι συγκρατούμενες ποσότητες κόκκων σε κάθε κόσκινο ζυγίζονται και στη βάση αυτών των μετρήσεων υπολογίζεται η κοκκομετρική καμπύλη (Βαρδουλάκης 2001).



Σχήμα 2.2 Δονούμενη συσκευή κοσκινίσματος και κόσκινα (www.eleusa.com)

2.4.3 Απαιτούμενος εξοπλισμός και διαδικασία κοσκίνισματος σύμφωνα με την προδιαγραφή ASTM D422-1988.

Απαιτούμενος εξοπλισμός

- Συσκευή κοσκίνισματος
- Σειρά κόσκινων
- Γουδί και γουδοχέρι
- Ζυγαριά με ακρίβεια δύο δεκαδικών ψηφίων

Πίνακας 2.1 Τυποποιημένα ανοίγματα κόσκινων για την εκτέλεση της δοκιμής κοκκομετρικής ανάλυσης (ASTM)

Αριθμός κόσκινου	Άνοιγμα οπής (mm)	Αριθμός κόσκινου	Άνοιγμα οπής (mm)
3''	75	#20	0.85
1.5''	38	#40	0.425
0.75''	19	#60	0.25
0.375''	9.5	#100	0.15
#4	4.75	#140	0.106
#10	2.00	#200	0.075

Διαδικασία εκτέλεσης

- Τα κόσκινα τοποθετούνται στη συσκευή με τις διαμέτρους να αυξάνουν από κάτω προς τα πάνω
- Αν το δείγμα περιέχει κυρίως άμμος, επιλέγεται μια ποσότητα 500 g, η οποία έχει ξηρανθεί. Αν το δείγμα περιέχει χαλίκια, τότε επιλέγεται ποσότητα 1500 έως 5000 g ανάλογα με τη διάμετρο των κόκκων
- Τοποθετείται το δείγμα του εδάφους στο επάνω κόσκινο
- Κοσκινίζεται το δείγμα για 5 έως 10 λεπτά.
- Αφαιρούνται τα κόσκινα και ζυγίζονται μαζί με την ποσότητα του εδάφους που έχουν συγκρατήσει.

- Στη συνέχεια υπολογίζεται το ποσοστό του συγκρατούμενου υλικού σε κάθε κόσκινο, διαιρώντας το βάρος του συγκρατούμενου με το συνολικό βάρος του δείγματος.
- Υπολογίζεται το ποσοστό του διερχόμενου ξεκινώντας από το 100% και αφαιρώντας σταδιακά το ποσοστό του συγκρατούμενου σε κάθε κόσκινο
- Τοποθετούνται τα αποτελέσματα των υπολογισμών σε ημιλογαριθμικό διάγραμμα και σχεδιάζεται την καμπύλη που διέρχεται από τα σημεία.

2.4.4 Κοκκομετρική ανάλυση λεπτόκοκκων σωματιδίων

Δεδομένου ότι το λεπτότερο διαθέσιμο άνοιγμα οπής σε κόσκινο είναι 0,075 mm, η χρήση των κόσκινων περιορίζεται στην κοκκομετρική διαβάθμιση της καθαρής άμμου. Εάν το έδαφος περιέχει και κόκκους διαμέτρου μικρότερης των 0,075 mm μπορεί να διαχωριστεί σε δύο μέρη με έκπλυση με νερό. Κατά αυτή τη μέθοδο το νερό απομακρύνεται όταν γίνει θολό. Το πλέον χονδρόκοκκο μέρος του εδάφους παραμένει εντός του δοχείου και μπορεί να υποβληθεί σε ανάλυση μέσω κόσκινων. Τα σωματίδια που βρίσκονται μέσα στο θολό νερό, τα οποία είναι τόσο λεπτόκοκκα που δεν μπορούν να συγκρατηθούν στα κόσκινα, μπορούν να υποβληθούν σε κοκκομετρική ανάλυση ``εν υγρώ`` (μέθοδος πυκνόμετρου) (Βαρδουλάκης 2001).

Η παραπάνω μέθοδος στηρίζεται στο νόμο του Stokes, με βάση τον οποίο προσδιορίζεται η ταχύτητα καθίζησης σφαιρικού σωματιδίου δεδομένης διαμέτρου μέσα σε υγρό που βρίσκεται σε ηρεμία. Κατά τη συνήθη εφαρμογή της μεθόδου γίνεται ανάμιξη 20 έως 40 g αργλικού εδάφους με ένα λίτρο νερό το οποίο ανακινείται και χύνεται εντός δοχείου. Η πυκνότητα του αιωρήματος μετριέται σε διάφορες χρονικές στιγμές με τη βοήθεια ενός πυκνόμετρου. Σε κάθε χρονική στιγμή το μέγεθος των μεγαλύτερων σωματιδίων, τα οποία αιωρούνται στη στάθμη του πυκνόμετρου, μπορούν να υπολογιστούν με το νόμο του Stokes. Έτσι παρατηρείται ότι τη χρονική στιγμή t μετά την έναρξη της καθίζησης των κόκκων και σε στήλη βάθους z από την ελεύθερη επιφάνεια δεν θα υπάρχουν κόκκοι με διάσταση μεγαλύτερη από μια χαρακτηριστική διάσταση D_t (Βαρδουλάκης 2001).

$$D_t = [(1/\lambda) * (z/t)]^{0.5} \quad \text{όπου,}$$

$$\lambda = [1/18 * (\rho_s/\rho_w) - 1] * g / \nu \quad , \quad \text{όπου}$$

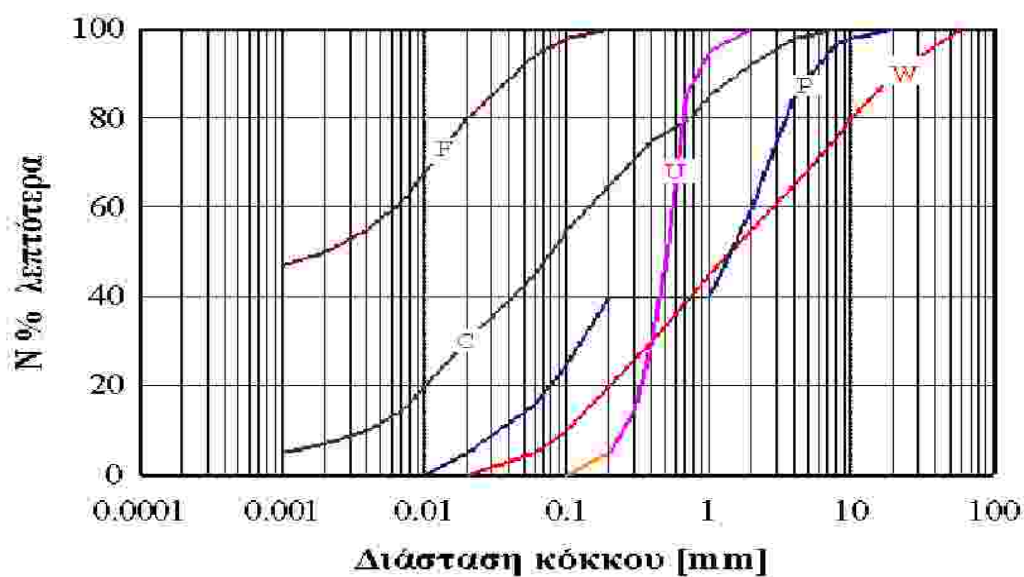
- ρ_s , πυκνότητα υλικού κόκκων
- ρ_w , πυκνότητα ύδατος
- ν , κινηματικό ιξώδες
- g , επιτάχυνση της βαρύτητας

2.4.5 Χαρακτηριστικά μεγέθη της κοκκομετρικής καμπύλης

- **Ενεργός διάμετρος D_{10}** , η οποία ορίζεται ως η διάμετρος από όπου διέρχεται το 10% του δείγματος. Είναι ιδιαίτερα χρήσιμη καθώς συνδέεται με τη δυνατότητα ροής του νερού μέσα στο έδαφος. Μικρή τιμή της ενεργού διαμέτρου δείχνει ότι το έδαφος περιέχει μεγάλο ποσοστό λεπτόκοκκου υλικού. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι ιδιότητες του εδάφους επηρεάζονται σημαντικά από το λεπτόκοκκο υλικό που περιέχει.
- **Συντελεστής ομοιομορφίας C_u** , ο οποίος ορίζεται ως το πηλίκο D_{60}/D_{10} , όπου D_{60} δηλώνει την διάμετρο από την οποία διέρχεται το 60% του δείγματος. Μεγάλη τιμή του συντελεστή δηλώνει ότι τα μεγέθη των κόκκων είναι καλά διαβαθμισμένα από τους μικρότερους στους μεγαλύτερους κόκκους. Έδαφος με συντελεστή ομοιομορφίας ίσο προς 1 αποτελείται από κόκκους της ίδιας διαμέτρου. Εδάφη με συντελεστή $C_u < 5$ είναι σχετικά ομοιόμορφα, ενώ αν είναι $C_u > 5$, είναι καλά διαβαθμισμένα.
- **Συντελεστής καμπυλότητας C_c** , ορίζεται ως το πηλίκο $(D_{30})^2 / (D_{10} * D_{60})$. Ο συντελεστής αυτός είναι ένα μέτρο καμπυλότητας της καμπύλης μεταξύ των σημείων D_{60} και D_{10} (Lambe and Whitman 1979).

2.4.6 Ερμηνεία της κοκκομετρικής καμπύλης

Από τη μορφή της κοκκομετρικής καμπύλης παίρνουμε χρήσιμες πληροφορίες για τις ιδιότητες του εδάφους. Στο σχήμα 2.3 φαίνονται οι κοκκομετρικές καμπύλες διαφόρων εδαφών. Από τη μορφή τους συμπεραίνεται ότι το έδαφος W είναι **καλά διαβαθμισμένο**. Αυτό σημαίνει ότι οι λεπτοί κόκκοι εισχωρούν στα κενά μεταξύ των μεγαλύτερων κόκκων με αποτέλεσμα το έδαφος να έχει αντοχή στη διάβρωση, να μπορεί να συμπυκνώνεται καλά, να έχει μεγάλη αντοχή και μικρή παραμόρφωση. Η καμπύλη P δείχνει ότι το έδαφος έχει κακή διαβάθμιση, καθώς επικρατεί ένα μέγεθος διαμέτρου, με συνέπεια να παρουσιάζει μεγάλα κενά. Τέλος το έδαφος U είναι ομοιόμορφο υλικό καθώς στερείται κόκκων με διαμέτρους που να καλύπτουν μεγάλο εύρος (Lambe and Whitman 1979).



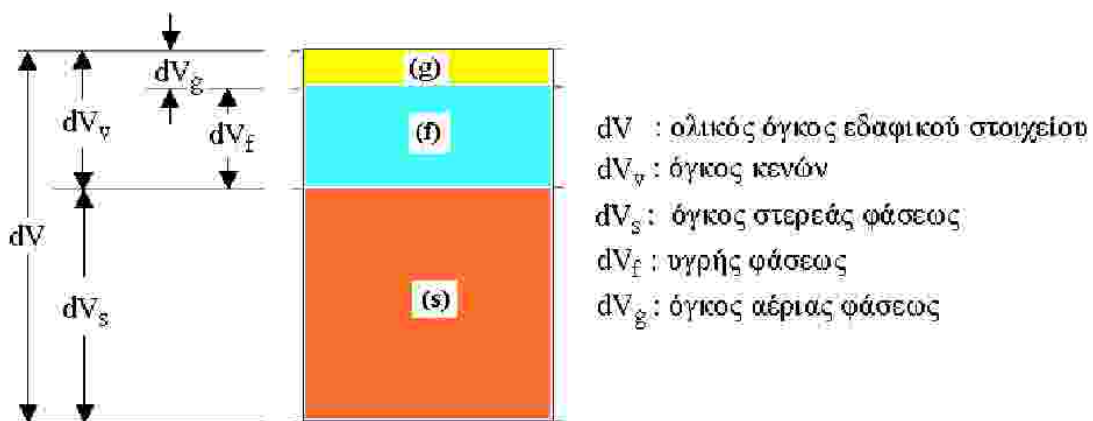
- W well graded material (καλώς διαβαθμισμένο υλικό)
- U uniform material (ομοιόμορφο υλικό)
- P poorly graded material (κακώς διαβαθμισμένο υλικό)
- C well graded with some clay (καλώς διαβαθμισμένο υλικό με άργιλο)
- F well graded with an excess of fines (καλώς διαβαθμισμένο υλικό με λεπτόκοκκα)

Σχήμα 2.3 Χαρακτηριστικές κοκκομετρικές καμπύλες (Lambe and Whitman 1979)

2.5 Πορώδες, περιεκτικότητα σε νερό και ειδικό βάρος

Ο χαρακτηριστικός στοιχειώδης όγκος ενός εδαφικού υλικού, αποτελείται από ένα πληθυσμό από στερεούς κόκκους με κενά μεταξύ τους. Τα στερεά είναι μικροί κόκκοι διαφορετικής ορυκτολογικής σύστασης. Η φάση των στερεών συμβολίζεται με τον δείκτη (s, solids), ενώ τα κενά συνθέτουν το πορώδες του υλικού (v, voids). Το έδαφος είναι ένα πορώδες μέσο. Τα κενά μπορούν να περιέχουν είτε ένα ρευστό (f, fluid) είτε ένα αέριο (g, gas). Οι τρεις φάσεις που συνθέτουν το τυχόν χαρακτηριστικό εδαφικό στοιχείο μπορούν σχηματικά να παρασταθούν στο διάγραμμα φάσεων κάνοντας χρήση των παρακάτω συμβολισμών (Βαρδουλάκης 2001).

- dV : ολικός όγκος εδαφικού στοιχείου
- dV_v : όγκος κενών
- dV_s : όγκος στερεάς φάσης
- dV_f : όγκος υγρής φάσης
- dV_g : όγκος αέριας φάσης



Σχήμα 2.4 Διάγραμμα φάσεων εδαφικού στοιχείου (Βαρδουλάκης 2001)

Με την βοήθεια των παραπάνω το πορώδες η εκφράζεται σαν,

$$n = dV_v / dV$$

και ο δείκτης πόρων εκφράζεται σαν,

$$e = dV_v / dV_s$$

Η σχέση μεταξύ n και e είναι,

$$e = n / (1-n), \quad n = e / (1+e)$$

Από μόνο του το πορώδες δεν μπορεί δώσει ενδείξεις για το αν ένα δεδομένο έδαφος είναι πυκνό ή χαλαρό, γιατί εξαρτάται από το σχήμα των κόκκων και το βαθμό ομοιομορφίας αυτών. Αυτές οι ενδείξεις μπορούν να προκύψουν μόνο με την σύγκριση των τιμών του πορώδους, οι οποίες αντιστοιχούν στην πλέον χαλαρή και την πλέον πυκνή κατάσταση αυτού. Ο βαθμός κατά τον οποίο τα αμμώδη εδάφη είναι χαλαρά ή πυκνά, μπορεί να εκφραστεί αριθμητικά με τη **σχετική πυκνότητα D_r** η οποία ορίζεται σαν,

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

όπου e_o λόγος κενών του εδάφους στη χαλαρότερη σταθερή κατάσταση αυτού, e_{min} ο λόγος κενών στην πυκνή κατάσταση και e ο λόγος κενών του φυσικού εδάφους επί τόπου (Βαρδουλάκης 2001).

Η περιεκτικότητα σε νερό w των εδαφών ορίζεται σαν ο λόγος του βάρους του περιεχομένου νερού προς το ξηρό βάρος αυτών και εκφράζεται σε ποσοστό επί της 100. Εάν ο όγκος που καταλαμβάνεται από το νερό ανά μονάδα όγκου στερεών παριστάνεται με e_w ο λόγος,

$$S_r (\%) = 100 e_w / e$$

δίνει το **βαθμό κορεσμού** του εδάφους. Τα αμμώδη εδάφη ως προς τον βαθμό κορεσμού διακρίνονται με χαρακτηρισμούς όπως ξηρά ή υγρά.

Ειδικό βάρος γ του εδάφους ορίζεται ως το ανά μονάδα όγκου συνολικό βάρος αυτού (βάρος στερεού υλικού και περιεχομένου νερού) και εξαρτάται από το ειδικό βάρος των στερεών συστατικών, από το πορώδες και από το βαθμό κορεσμού.

Αν γ_s = μέσο ειδικό βάρος των στερεών συστατικών, γ_w = ειδικό βάρος του νερού και n = πορώδες, το ειδικό βάρος του ξηρού εδάφους γ_d και του κορεσμένου είναι,

$$\gamma_d = (1-n) \gamma_s, \quad \gamma = \gamma_s - n(\gamma_s - \gamma_w)$$

Στους πίνακες 2.2 και 2.3 δίνεται το πορώδες και το ειδικό βάρος διαφόρων τύπων εδαφών και εδαφικών συστατικών.

Πίνακας 2.2 Ειδικό βάρος των κυριότερων εδαφικών συστατικών

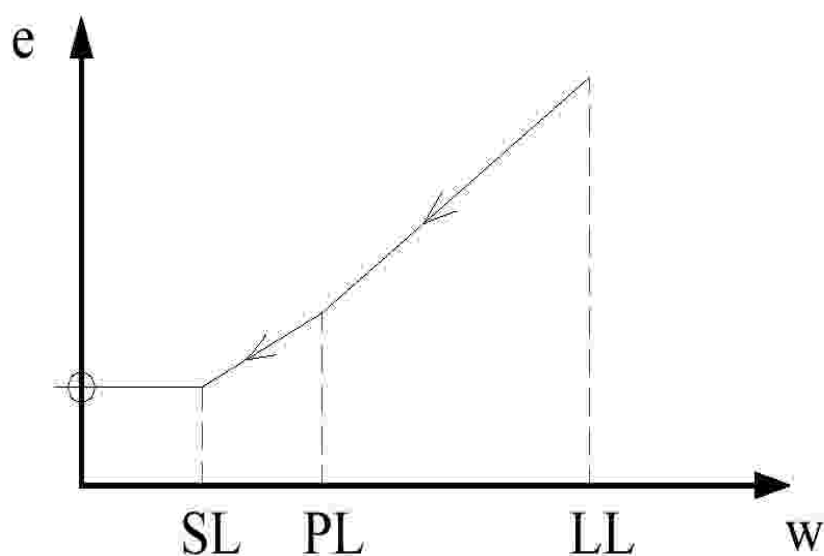
Συστατικά	γ (g / cm ³)	Συστατικά	γ (g / cm ³)
Γύψος	2,32	Μοσχοβίτης	2,8-2,9
Μοντοριλονίτης	2,4	Δολομίτης	2,87
Ορθόκλαστο	2,56	Αραγονίτης	2,94
Καολινίτης	2,6	Βιοτίτης	3,0-3,1
Ιλλίτης	2,6	Αυγίτης	3,2-3,4
Χλωρίτης	2,6-3,0	Κεροσίλβη	3,2-3,5
Χαλαζίας	2,66	Λειμονίτης	3,8
Τάλκης	2,7	Αιματίτης	4,3
Ασβεστίτης	2,72	Μαγνητίτης	5,17

Πίνακας 2.3 Πορώδες, λόγος κενών, ειδικό βάρος και υγρασία διάφορων εδαφικών τύπων

Χαρακτηρισμός εδάφους	Πορώδες n %	Λόγος κενών e	W %	γ_d g/cm ³	γ_s g/cm ³
Ομοιόμορφη άμμος, χαλαρή	46	0,85	32	1,43	1,89
Ομοιόμορφη άμμος, πυκνή	34	0,51	19	1,75	2,09
Ανάμικτη άμμος, χαλαρή	40	0,67	25	1,59	1,99
Ανάμικτη άμμος, πυκνή	30	0,43	16	1,86	2,16
Παγετώδης till, λίαν ανάμικτη	20	0,25	9	2,12	2,32
Παγετώδης άργιλος, μαλακή	55	1,2	45		1,77
Παγετώδης άργιλος, στιφρά	37	0,6	22		2,07
Ελαφρώς οργ. άργιλος, μαλακή	66	1,9	70		1,58
Λίαν οργ άργιλος, μαλακή	75	3,0	110		1,43

2.6 Όρια Atterberg

Στα συνεκτικά εδάφη (ιλύς και άργιλος) δεν είναι δυνατό να γίνει κοσκίνισμα λόγω του πολύ μικρού μεγέθους των κόκκων. Μια παράμετρος, η οποία φαίνεται πως έχει μεγάλη επιρροή σ' αυτά τα εδάφη είναι η περιεχόμενη υγρασία και τα όρια Atterberg. Η παρουσία νερού είναι καθοριστική για τη μηχανική συμπεριφορά των συνεκτικών εδαφών (σχήμα 2.5). Μεταβάλλοντας την περιεχόμενη υγρασία παρατηρούμε ότι με την αύξηση της έχουμε μεταβολή της κατάστασης του εδάφους από τη στερεή κατάσταση στην υδαρή. Η ερμηνεία αυτής της επιρροής έγκειται στην ιδιότητα που έχουν τα πολύ λεπτόκοκκα υλικά να προσροφούν στην επιφάνεια των κόκκων τους νερό, με ισχυρές δυνάμεις. Τα όρια Atterberg είναι οι τιμές της περιεχόμενης υγρασίας στις οποίες παρατηρείται μετάπτωση της κατάστασης του εδάφους από την υγρή στην πλαστική και στην συνέχεια στην ημιστερεή και στη στερεή κατάσταση (Καββαδάς 2000).



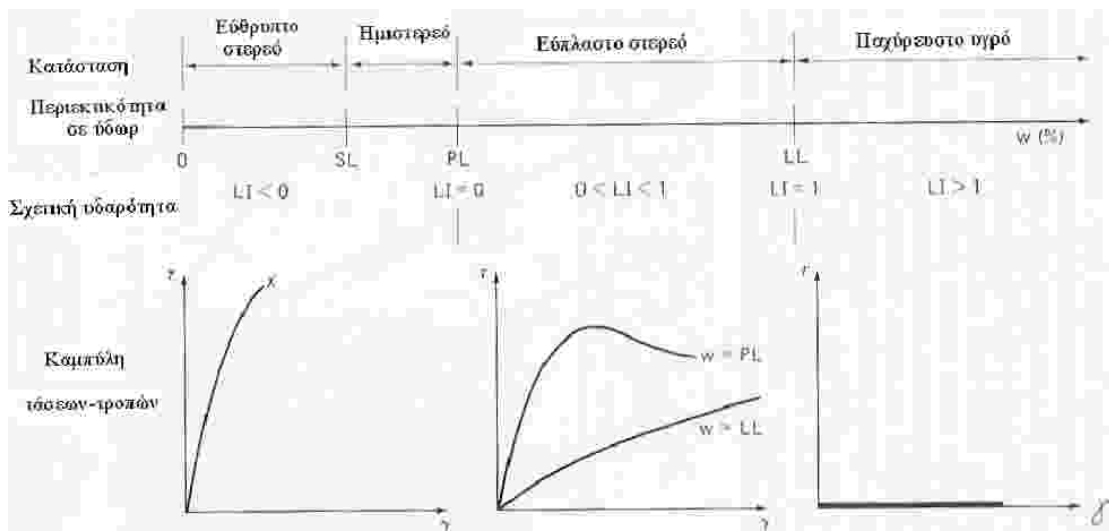
Σχήμα 2.5 Μετάπτωση της κατάστασης του εδάφους (Καββαδάς 2000)

Ειδικότερα τα παραπάνω όρια ορίζονται ως εξής:

- **Όριο υδαρότητας (LL):** Είναι η τιμή της περιεχόμενης υγρασίας, εξαιτίας της οποίας τα τοιχώματα διαμορφωμένης εγκοπής ενός δείγματος εδάφους, που τοποθετείται στη συσκευή Casagrande έρχονται σε επαφή

- **Όριο πλαστιμότητας (PL):** Είναι η περιεχόμενη υγρασία εξαιτίας της οποίας ένα δείγμα εδάφους αρχίζει να θρυμματίζεται σε μικρά τεμάχια όταν πλάθεται σε λεπτές ίνες, μόλις φτάσει σε διάμετρο 3mm.
- **Όριο συρρίκνωσης (SL) :** Είναι η περιεχόμενη υγρασία που αντιστοιχεί στην απαιτούμενη ποσότητα ύδατος για την πλήρωση των πόρων, όταν το δείγμα έχει τον ελάχιστο του όγκο μετά από ξήρανση. Για μικρότερη περιεκτικότητα σε νερό το δείγμα παύει να είναι κορεσμένο. Με τη βοήθεια αυτών των ορίων προσδιορίζονται οι παρακάτω δείκτες.
- **Δείκτης πλαστιμότητας (PI) :** Η διαφορά μεταξύ των ορίων υδαρότητας και πλαστιμότητας $PI = LL - PL$
- **Δείκτης υδαρότητας (LI) :** $LI = (w-PL) / (LL-PL)$
- **Δείκτης συνεκτικότητας (Cr) :** $Cr = (LL-w) / (LL-PL)$

Στο σχήμα 2.6 παρουσιάζεται η αλλαγή συμπεριφοράς μιας αργίλου σε συνάρτηση με την περιεκτικότητα σε νερό.



Σχήμα 2.6 Σχηματική παράσταση αλλαγής της μηχανικής συμπεριφοράς μιας αργίλου ως συνάρτηση της περιεκτικότητας της σε νερό (Καββαδάς 2000)

2.7 Κατάταξη των εδαφών

2.7.1 Εισαγωγή

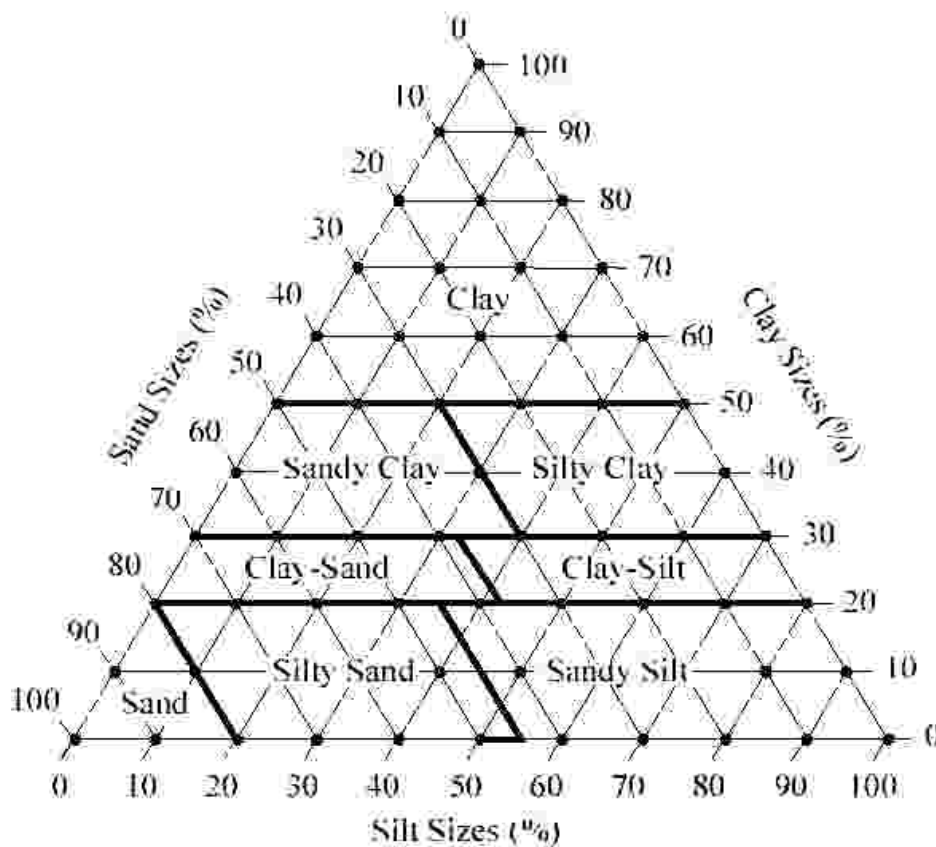
Από την στιγμή που η επιστήμη άρχισε να ενδιαφέρεται για τις φυσικές ιδιότητες των εδαφών, κατεβλήθησαν επανειλημμένες προσπάθειες για την συσχέτιση των απλών δοκιμών κατάταξης με της εδαφικές σταθερές, των οποίων η γνώση είναι αναγκαία για την επίλυση των προβλημάτων που εμφανίζονται. Δυστυχώς, τα αποτελέσματα των προσπαθειών, οι οποίες απέβλεπαν στη διαμόρφωση μεθόδων κατατάξεως βασιζόμενες αποκλειστικά στο μέγεθος των κόκκων του εδάφους, υπήρξαν απογοητευτικές. Για παράδειγμα οι απόπειρες που έγιναν για τον υπολογισμό του συντελεστή διαπερατότητας στη βάση των αποτελεσμάτων της κοκκομετρικής ανάλυσης απέτυχαν, γιατί η διαπερατότητα εξαρτάται κατά πολύ από το σχήμα των κόκκων το οποίο μπορεί να διαφέρει σημαντικά για εδάφη που εμφανίζουν την ίδια κοκκομετρική καμπύλη. Επιπλέον ο απ' ευθείας προσδιορισμός της διαπερατότητας απαιτεί συνήθως πολύ μικρότερη δαπάνη σε σχέση με την κοκκομετρική ανάλυση (Terzaghi and Peck 1969).

2.7.2 Κατάταξη με βάση το μέγεθος κόκκου

Παρά τα μειονεκτήματά της, η κατάταξη των εδαφών με βάση το μέγεθος των κόκκων εφαρμόζεται ευρέως και ιδίως στην περίπτωση συντάξεως προκαταρκτικών εκθέσεων ή γενικών εκθέσεων για τις εδαφικές συνθήκες. Όπως προαναφέρθηκε στην κατάταξη αυτή οι γενικές ονομασίες των εδαφών όπως ιλύς ή άργιλος αποδίδονται σε ομάδα κόκκων των οποίων το μέγεθος βρίσκεται μέσα σε κάποια όρια (Terzaghi and Peck 1969).

Τα φυσικά εδάφη, με εξαίρεση κάποιων σπάνιων περιπτώσεων, αποτελούνται από μείγμα δύο ή και περισσότερων κοκκομετρικών ομάδων. Έτσι με βάση την κοκκομετρική τους σύνθεση, τα εδάφη μπορούν να χαρακτηριστούν συναρτήσει των κυριότερων συστατικών του με χαρακτηρισμούς όπως ``ιλώδης άργιλος`` ή ``αμμώδης ιλύς``. Ο χαρακτηρισμός των εδαφών συναρτήσει των κυριότερων συστατικών διευκολύνεται με τη χρησιμοποίηση κατάλληλων διαγραμμάτων όπως το

σχήμα 2.7, το οποίο καταρτίστηκε από την υπηρεσία δημοσίων οδών των Η.Π.Α. Σ' αυτό το διάγραμμα ο κάθε ένας από τους τρεις άξονες αντιστοιχεί σε μια από τις τρεις κοκκομετρικές ομάδες, οι οποίες χαρακτηρίζονται ως άμμος, ιλύς και άργιλος. Το διάγραμμα διαιρείται σε τμήματα αντίστοιχα με τους διάφορους τύπους εδάφους. Οι τρεις συντεταγμένες ενός τυχαίου σημείου του διαγράμματος, παριστάνουν τα ποσοστά άμμου, ιλύς και αργίλου του συγκεκριμένου εδάφους (Terzaghi and Peck 1969).



Σχήμα 2.7 Διάγραμμα κατάταξης των εδαφών (Terzaghi and Peck 1969)

2.7.3 Ενιαίο σύστημα κατάταξης εδαφών – USCS (unified soil classification system)

Η ανεπάρκεια των περισσότερων συστημάτων κατάταξης των εδαφών, ο μεγάλος αριθμός αυτών αλλά και οι μεταξύ τους υπάρχουσες διαφορές οδήγησαν στην πρόταση καθιέρωσης του ενιαίου συστήματος κατάταξης (A.U.S.C.S). Αυτό

υιοθετήθηκε το 1952 από το στρατιωτικό σώμα μηχανικού και την υπηρεσία εγγείων βελτιώσεων των Η.Π.Α και στη συνέχεια από άλλες υπηρεσίες και οργανισμούς.

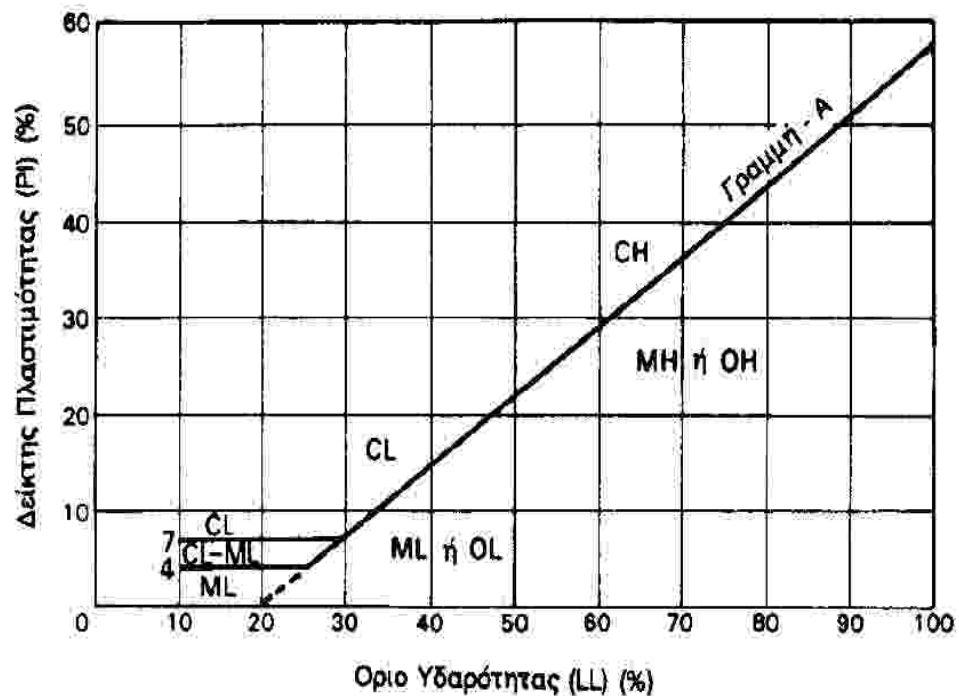
Σύμφωνα με το σύστημα αυτό τα εδάφη διαιρούνται σε τρεις μεγάλες κατηγορίες. Τα χονδρόκοκκα, τα λεπτόκοκκα και τα οργανικά (τυρφώδη). Σαν όριο μεταξύ των χονδρόκοκκων και λεπτόκοκκων ορίζεται το κόσκινο με άνοιγμα οπής 0,075 mm. Τα χονδρόκοκκα εδάφη κατατάσσονται ως χαλικώδη (G), όταν οι ορατοί κόκκοι τους είναι σε ποσοστό 50 % τουλάχιστον μεγαλύτεροι από τη διάμετρο των οπών του κόσκινου με αριθμό 4. Όταν το ποσοστό αυτό είναι μικρότερο του 50%, τα χονδρόκοκκα εδάφη θεωρούνται ως αμμώδη (S). Τόσο τα χαλικώδη όσο και τα αμμώδη εδάφη υποδιαιρούνται στις εξής τέσσερις ομάδες (Terzaghi and Peck 1969).

- W : καλώς διαβαθμισμένο (συντελεστής ομοιομορφίας $U > 4$), μετρίως καθαρό (<5% λεπτότερα των 0,075 mm)
- P : ατελώς διαβαθμισμένο (ασυνεχής κοκκομετρική καμπύλη, ($U < 4$ για τα χαλικώδη και $U < 6$ για τα αμμώδη), μέτρια καθαρό (<5% λεπτότερα των 0,075 mm)
- C : καλώς διαβαθμισμένο, με προσμίξεις (>12% λεπτότερα των 0,075 mm) και με πλαστικά (αργιλώδη) λεπτά συστατικά
- F : Ατελώς διαβαθμισμένο, με προσμίξεις (>12% λεπτότερα των 0,075 mm) και με μη πλαστικά ή ιλυώδη λεπτά συστατικά.

Τα εδάφη παριστάνονται με σύμβολα όπως GW ή SP. Τα εδάφη τα οποία βρίσκονται στο όριο μεταξύ δύο ομάδων (οριακά εδάφη), χαρακτηρίζονται με διπλό σύμβολο όπως για παράδειγμα GW-GP. Τα λεπτόκοκκα εδάφη χωρίζονται στις εξής τρεις ομάδες. Ανόργανοι ιλείς (M), ανόργανοι άργιλοι (C) και οργανικοί ιλείς και άργιλοι (O). Η διάκριση μεταξύ των ανόργανων αργίλων, ιλύων και οργανικών εδαφών γίνεται με βάση του σχήματος 2.8 και με τη βοήθεια των πινάκων που βρίσκονται στο παράρτημα Α. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής (Terzaghi and Peck 1969).

- Από πειραματικές μετρήσεις υπολογίζονται τα όρια υδαρότητας και πλαστιμότητας LL και PL αντίστοιχα
- Από τα παραπάνω υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας PI
- Από την κοκκομετρική διαβάθμιση υπολογίζεται το ποσοστό % των λεπτόκοκκων, το ποσοστό % της άμμου και το ποσοστό % των χαλικιών.
- Πηγαίνουμε στον κατάλληλο πίνακα και βρίσκουμε τον συμβολισμό του εδάφους, καθώς και την περιγραφή του π.χ CL – ισχνή άργιλος με άμμο.

Οι αναλυτικοί πίνακες του ενιαίου συστήματος κατάταξης δίνονται στο παράρτημα Α.



Σχήμα 2.8 Τροποποιημένο διάγραμμα πλαστικότητας Casagrande (Βαρδουλάκης 2001)

2.8 Μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφών

Παρακάτω δίνονται κάποιοι βασικοί ορισμοί που σχετίζονται με τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφών (Βαλαλάς 1975).

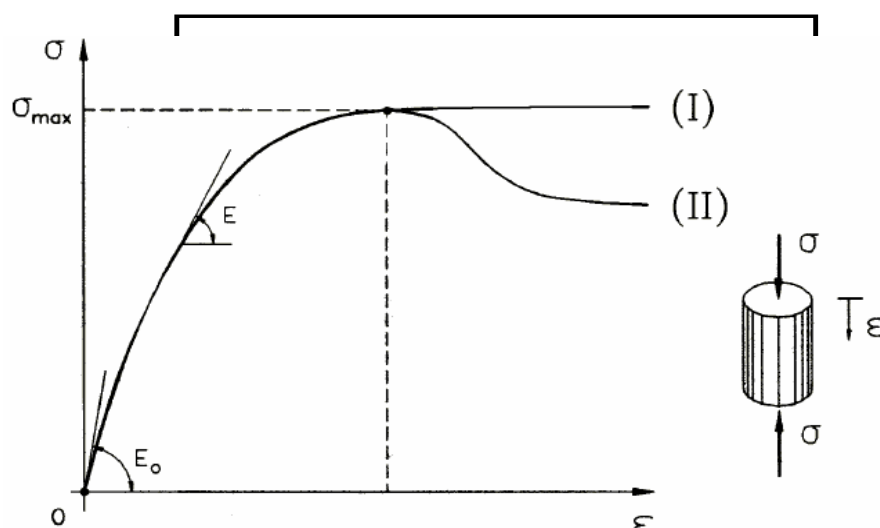
- **Αντοχή του εδάφους**, πρόκειται αποκλειστικά για την αντοχή θραύσης σε διάτμηση κατά μήκος ορισμένων επιφανειών ολίσθησης.

- **Επιτρεπόμενη τάση**, ενός εδάφους είναι η μέγιστη φόρτιση ανά μονάδα επιφάνειας που μπορεί να εφαρμοστεί, χωρίς να συμβούν παραμορφώσεις εκτός ορίων των κανονισμών.
- **Γωνία εσωτερικής τριβής ϕ** του εδάφους, είναι η μια από τις δύο παραμέτρους των μηχανικών χαρακτηριστικών αντοχής του εδάφους και εξαρτάται από την τριβή μεταξύ των κόκκων.
- **Συνοχή c** είναι η δεύτερη παράμετρος των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους και οφείλεται σε δυνάμεις μεταξύ των κόκκων του υλικού. ($\tau_a = c + \sigma \tan \phi$, όπου τ_a η διατμητική αντοχή του εδάφους).
- **Συντελεστής Poisson ν** , είναι ο λόγος μεταξύ της παραμόρφωσης κατά τη διεύθυνση του φορτίου και της αντίστοιχης παραμόρφωσης κατά την κάθετη διεύθυνση.
- **Μέτρο ελαστικότητας E** , είναι η κλίση της καμπύλης σε ένα διάγραμμα τάσης - παραμόρφωσης και δείχνει την ικανότητα παραμόρφωσης ενός υλικού.
- **Μέτρο διάτμησης G** , το οποίο συνδέει τις παραπάνω μεταβλητές ν και E με τη σχέση $G = E / 2 \cdot (1 + \nu)$

Κεφάλαιο 3 Διατμητική αντοχή των εδαφών

3.1 Εισαγωγή

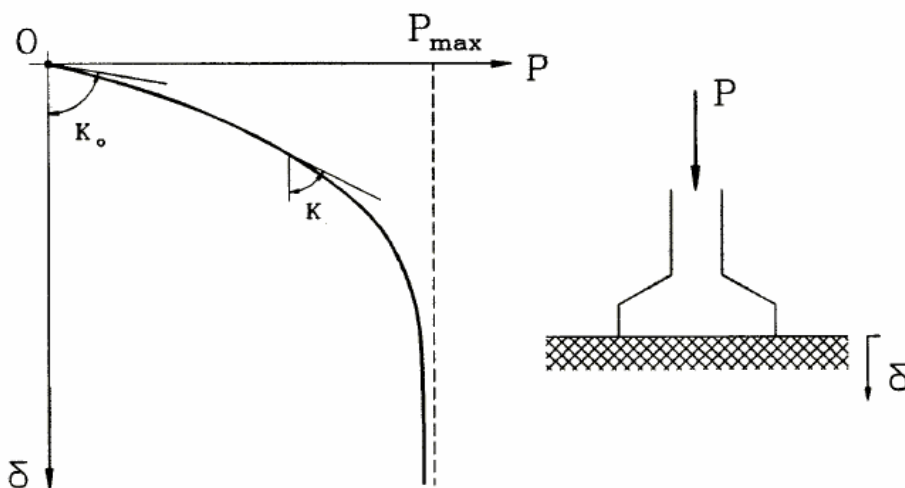
Όταν σε ένα εδαφικό υλικό επιβληθούν εξωτερικά φορτία, αναπτύσσονται εσωτερικές τάσεις και παραμορφώσεις. Το σχήμα 3.1 παρουσιάζει τη μορφή μιας τυπικής καμπύλης τάσεων – που προκύπτει κατά τη μονοαξονική θλίψη ενός κυλινδρικού δοκιμίου αργίλου. Η καμπύλη είναι όμοια με αντίστοιχες καμπύλες άλλων υλικών όπως το σκυρόδεμα, ο χάλυβας, τα πλαστικά υλικά κλπ. Το αρχικό τμήμα της είναι πρακτικά ευθύγραμμο με μέτρο ελαστικότητας E_0 , ενώ στη συνέχεια η θλιπτική τάση αυξάνει με βαθμιαία με μειούμενο ρυθμό, οπότε το μέτρο ελαστικότητας E μικραίνει. Με παραπάνω αύξηση της παραμόρφωσης, το υλικό φθάνει σε μία κατάσταση στην οποία η παραμόρφωση δεν συνοδεύεται πλέον από αντίστοιχη αύξηση της τάσης, αλλά είτε η τάση παραμένει σταθερή (I) είτε βαθμιαία μειώνεται (II). Η κατάσταση αυτή ονομάζεται **κατάσταση αστοχίας** και αντιστοιχεί στη μέγιστη φόρτιση που μπορεί να αναληφθεί από το υλικό. Η κατάσταση αστοχίας του εδάφους έχει καταστροφικές συνέπειες στα εδαφομηχανικά έργα, επειδή συνοδεύεται από σημαντικές παραμορφώσεις που υπερβαίνουν τις ανοχές των συνήθων κατασκευών (Καββαδάς 2000).



Σχήμα 3.1 καμπύλη φόρτισης αργίλου (Καββαδάς 2000)

Το σχήμα 3.2 παρουσιάζει την καμπύλη φορτίου - ενός θεμελίου με αξονική φόρτιση το οποίο εδράζεται σε αμμώδες εδαφικό υλικό. Η μορφή της καμπύλης είναι όμοια με την καμπύλη τάσεων του σχήματος 3.1. Με την αύξηση του φορτίου η

υποχώρηση αυξάνει με συνεχώς αυξανόμενο ρυθμό, δηλαδή η κλίση K της καμπύλης μειώνεται. Όταν τελικά το φορτίο φθάσει την τιμή P_{max} , το έδαφος θεμελίωσης αστοχεί, δηλαδή η υποχώρηση αυξάνει ανεξέλεγκτα και το θεμέλιο "βυθίζεται" στο έδαφος. Στο πρώτο παράδειγμα (3.1) η αστοχία αφορά ένα εδαφικό στοιχείο στο οποίο επιβάλλεται μία ορισμένη εντατική κατάσταση ($\sigma' = \sigma_{max}$, $\sigma'_{xx} = \sigma'_{yy} = \sigma'_{xy} = \sigma'_{yz} = \sigma'_{xz} = 0$) ή πιο σωστά, η αστοχία αφορά όλα τα εδαφικά στοιχεία του δοκιμίου επειδή έχουν την ίδια εντατική κατάσταση. Στο δεύτερο παράδειγμα (3.2) η φόρτιση του θεμελίου προκαλεί την ανάπτυξη τάσεων στο έδαφος κάτω από το θεμέλιο, αλλά η ένταση των αναπτυσσόμενων τάσεων ποικίλει από θέση σε θέση. Στην περίπτωση αυτή η αστοχία του εδάφους συνδέεται με την αστοχία πολλών εδαφικών στοιχείων σε μια εκτεταμένη περιοχή κάτω από το θεμέλιο. Τα στοιχεία αυτά έχουν διαφορετικές εντατικές καταστάσεις, οι οποίες όμως είναι όλες καταστάσεις αστοχίας, δηλαδή κάθε εδαφικό στοιχείο στη ζώνη αστοχίας δεν μπορεί να αναλάβει μεγαλύτερες τάσεις αλλά παραμορφώνεται απεριόριστα με το συγκεκριμένο συνδυασμό τάσεων της κατάστασης στην οποία ευρίσκεται (Καββαδάς 2000).



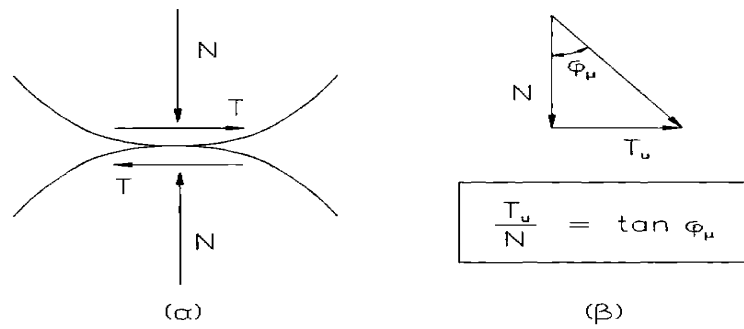
Σχήμα 3.2 Καμπύλη φορτίου – υποχώρησης θεμελίου (Καββαδάς 2000)

3.2 Οι νόμοι της τριβής και η εφαρμογή τους στα μη συνεκτικά υλικά

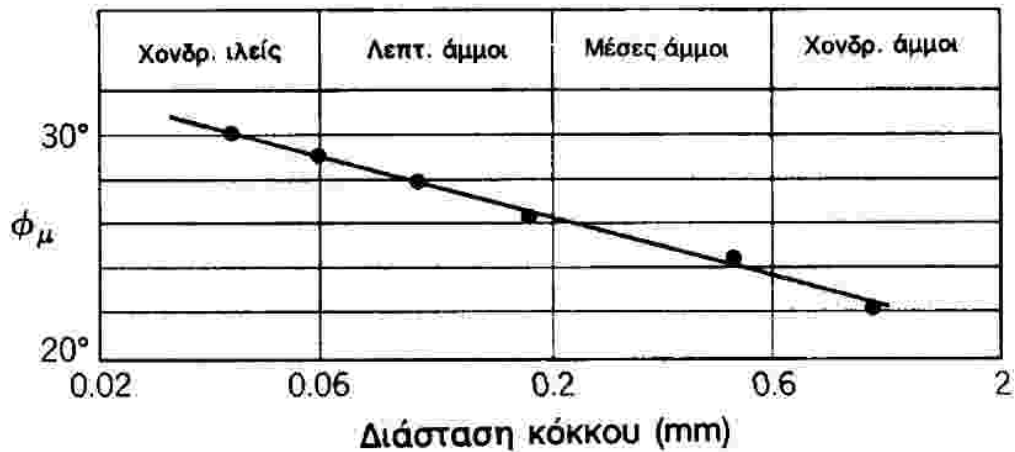
Τα μη συνεκτικά εδαφικά υλικά αποτελούνται από ασύνδετους ή χαλαρά συνδεδεμένους στερεούς κόκκους που σχηματίζουν τον εδαφικό σκελετό. Τα εξωτερικά επιβαλλόμενα φορτία αναλαμβάνονται από τον εδαφικό σκελετό με την ανάπτυξη ορθών και διατμητικών δυνάμεων μεταξύ των κόκκων και οδηγούν σε παραμορφώσεις που κυρίως οφείλονται σε ολισθήσεις και κυλίσεις μεταξύ τους. Είναι προφανές ότι η τριβή μεταξύ των κόκκων επηρεάζει σημαντικά την παραμόρφωση των εδαφικών υλικών. Ένας άλλος παράγοντας που επίσης συντελεί στην παραμόρφωση των εδαφών είναι η πραγματική συνοχή, η ``συγκόλληση`` δηλαδή των κόκκων λόγω ηλεκτροχημικών ή άλλων δυνάμεων. Στα αμμώδη εδαφικά υλικά η τριβή αποτελεί τον κύριο παράγοντα παραμορφώσεων, επειδή η επιρροή της πραγματικής συνοχής είναι αμελητέα, με εξαίρεση τις "σιμεντωμένες" άμμους. Το σχήμα 3.3 παρουσιάζει την επαφή μεταξύ δύο κόκκων αμμώδους υλικού και τις ορθές (N) και διατμητικές (T) δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των κόκκων. Ο θεμελιώδης νόμος της μηχανικής τριβής καθορίζει ότι για κάθε τιμή της ορθής δύναμης (N) ορίζεται η διατμητική αντοχή (T_u) της επαφής μεταξύ των κόκκων από τη σχέση :

$$T_u = N \tan \varphi_\mu$$

έτσι ώστε, αν η πραγματική διατμητική δύναμη (T) είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή (T_u), η επαφή μεταξύ των κόκκων είναι ευσταθής, ενώ, αν $T = T_u$ παρατηρείται ολίσθηση μεταξύ των κόκκων (υπέρβαση της διατμητικής αντοχής) και αναδιάταξή τους σε μία νέα δομή στην οποία η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή. Ο συντελεστής ($\tan \varphi_\mu$) είναι σταθερά, χαρακτηριστική του υλικού των κόκκων, η οποία εξαρτάται από τον τύπο και την ομαλότητα της επιφάνειας επαφής μεταξύ των κόκκων και η γωνία φ_μ ονομάζεται πραγματική γωνία τριβής του υλικού των κόκκων. Εργαστηριακές μετρήσεις αποδεικνύουν ότι η πραγματική γωνία τριβής του υλικού των κόκκων εξαρτάται και από το μέγεθος των κόκκων. Το σχήμα 3.4 παρουσιάζει τυπικές τιμές της πραγματικής γωνίας τριβής χαλαζιακών κόκκων ως προς τη διάσταση των κόκκων (Καββαδάς 2000).



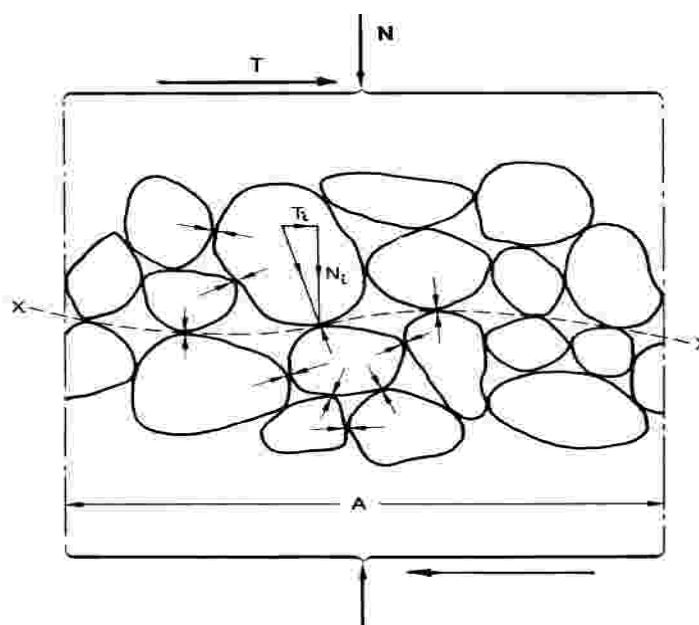
Σχήμα 3.3 Δυνάμεις μεταξύ των κόκκων (Lambe and Whitman 1979)



Σχήμα 3.4 Γωνία τριβής υλικών κόκκου(Lambe and Whitman 1979)

Εάν σε ένα δοκίμιο μη συνεκτικού εδαφικού υλικού (αποτελείται από πολλούς κόκκους) επιβληθούν εξωτερικά μία ορθή δύναμη (N) και μία διατμητική δύναμη T (σχήμα 3.5), στις επαφές μεταξύ των κόκκων θα αναπτυχθούν ορθές δυνάμεις N_i και διατμητικές δυνάμεις T_i . Το μέγεθος των δυνάμεων N_i και T_i είναι διαφορετικό σε κάθε θέση και ικανοποιεί τις στερεοστατικές συνθήκες ισορροπίας σε οποιοδήποτε τμήμα του δοκιμίου. Λόγω της ποικιλίας των σχημάτων και μεγεθών των κόκκων του εδαφικού υλικού, στις επαφές μεταξύ των κόκκων αναπτύσσονται ορθές και διατμητικές δυνάμεις ακόμη και στην περίπτωση που εξωτερικά επιβάλλεται μόνο ορθή δύναμη N. Βέβαια όσο μεγαλύτερη είναι η εξωτερικά επιβεβλημένη ορθή δύναμη N, τόσο αυξάνει ο μέσος όρος των ορθών δυνάμεων μεταξύ των κόκκων, όπως επίσης όσο μεγαλύτερη είναι η εξωτερικά επιβεβλημένη διατμητική δύναμη T τόσο αυξάνει ο μέσος όρος των διατμητικών δυνάμεων μεταξύ των κόκκων. Εάν η εξωτερικά επιβεβλημένη διατμητική δύναμη είναι αρκετά μεγάλη, τότε κάποιες από

τις διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των κόκκων θα υπερβούν τη διατμητική αντοχή της επαφής μεταξύ των κόκκων. Κατά συνέπεια, το ποσοστό των επαφών μεταξύ των κόκκων στις οποίες η διατμητική δύναμη υπερβαίνει τη διατμητική αντοχή της επαφής $\tan\phi_{\mu} = T_i/N_i$ αυξάνει όσο αυξάνει ο λόγος T/N . Σύμφωνα με τα προηγούμενα, ακόμη και στην περίπτωση της ισότροπης συμπίεσης ($T=0$), σε κάποιο μικρό ποσοστό επαφών κόκκων συμβαίνει υπέρβαση της διατμητικής αντοχής του υλικού και, συνεπώς, ολισθήσεις. Οι ολισθήσεις αυτές, αν και διατμητικές σε μικροσκοπική κλίμακα, μακροσκοπικά (στη διάσταση του δοκιμίου) εμφανίζονται με τη μορφή ισότροπης συμπίεσης του εδαφικού υλικού (Καββαδάς 2000).



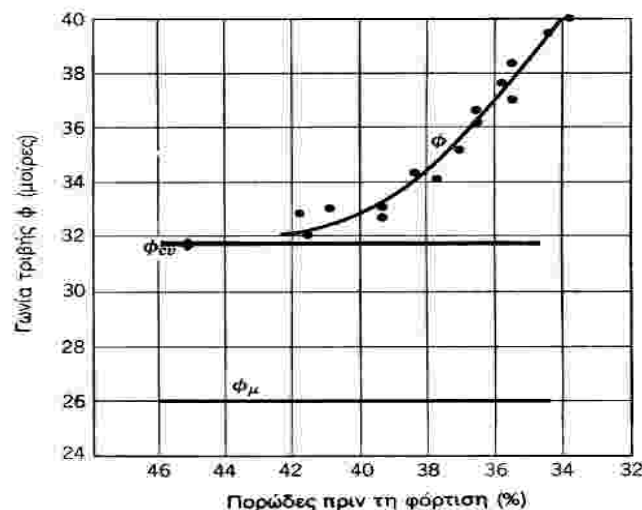
Σχήμα 3.5 Δυνάμεις μεταξύ των κόκκων (Καββαδάς 2000)

Με την αύξηση του λόγου T/N , το ποσοστό των επαφών των κόκκων που ολισθαίνουν αυξάνει και η παραμόρφωση του εδάφους μακροσκοπικά παρουσιάζει μία ισότροπη συνιστώσα (συμπίεση) και μία διατμητική συνιστώσα (στρέβλωση), η συμμετοχή της οποίας διαρκώς αυξάνεται. Τελικά, για κάποια τιμή του λόγου T/N ολισθαίνει ένα σημαντικό ποσοστό των επαφών μεταξύ των κόκκων, ώστε η μακροσκοπική παραμόρφωση του υλικού να εμφανίζεται σαν μια γενικευμένη ολίσθηση (διατμητική παραμόρφωση). Στην κατάσταση αυτή το δοκίμιο δεν μπορεί να αναλάβει μεγαλύτερη διατμητική δύναμη, έχει δηλαδή αστοχήσει μακροσκοπικά. Η εξωτερικώς επιβεβλημένη διατμητική δύναμη (T_u) στην κατάσταση αστοχίας ονομάζεται διατμητική αντοχή του υλικού και εξαρτάται από την ορθή δύναμη (N) (Καββαδάς 2000).

Πειραματικές μετρήσεις δείχνουν ότι ο λόγος T_u/N κατά την αστοχία είναι σταθερός και μπορεί να γραφεί με τη μορφή :

$$T_u = N \tan \varphi$$

όπου η γωνία φ ονομάζεται (μακροσκοπική) γωνία τριβής του εδαφικού υλικού. Αξίζει να σημειωθεί ότι η γωνία τριβής (φ) εξαρτάται από την πραγματική γωνία τριβής του υλικού των κόκκων (φ_μ), χωρίς όμως γενικά να είναι ίση με αυτή. Ειδικότερα, όσο μεγαλύτερη είναι η πραγματική γωνία τριβής του υλικού των κόκκων (φ_μ), τόσο μεγαλύτερη είναι και η γωνία τριβής του εδαφικού υλικού (φ) όταν οι υπόλοιπες συνθήκες είναι ίδιες. Τέλος, η γωνία (φ) δεν είναι ιδιότητα του υλικού επειδή εξαρτάται και από την επιτόπου κατάσταση του υλικού π.χ αυξάνεται, με την αύξηση της σχετικής πυκνότητα (D_r) ή όταν μειώνεται το πορώδες του κοκκώδους εδαφικού υλικού. Το σχήμα 3.6 παρουσιάζει τη μεταβολή της γωνίας τριβής (φ) με το πορώδες για μια μεσόκοκκη άμμο. Στο ίδιο σχήμα σημειώνονται η πραγματική γωνία τριβής του υλικού των κόκκων (φ_μ) και η χαρακτηριστική γωνία τριβής (φ_{cv}) που αντιστοιχεί στη χαλαρότερη δυνατή διάταξη των κόκκων (Καββαδάς 2000).



Σχήμα 3.6 Γωνία τριβής ως προς το πορώδες (Καββαδάς 2000).

Κατά το νόμο του Coulomb η αστοχία των κοκκωδών εδαφών διέπεται από τα γνωστά χαρακτηριστικά των νόμων της μηχανικής τριβής. Ειδικότερα, σε κάθε επίπεδο του εδαφικού στοιχείου ορίζεται η διαθέσιμη διατμητική αντοχή (τ_u) στο επίπεδο αυτό από τη σχέση :

$$\tau_u = \sigma' \tan \varphi$$

οπότε το εδαφικό στοιχείο αστοχεί όταν σε κάποιο επίπεδο (επίπεδο αστοχίας) η διατμητική τάση (τ) γίνει ίση με τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή (τ_u). Η αστοχία του εδάφους εκδηλώνεται με τη μορφή γενικευμένης ολίσθησης κατά μήκος του συγκεκριμένου επιπέδου αστοχίας. Αντίθετα, ένα εδαφικό στοιχείο δεν αστοχεί όταν σε όλα τα επίπεδα η διαθέσιμη διατμητική αντοχή είναι μεγαλύτερη από την υπάρχουσα διατμητική τάση. Κατά το νόμο του Coulomb για τα μη συνεκτικά εδάφη, το έδαφος δεν αστοχεί κατά μήκος του επιπέδου στο οποίο αναπτύσσεται η μέγιστη διατμητική τάση (όπως ίσως θα αναμενόταν) αλλά κατά μήκος ενός επιπέδου στο οποίο ο λόγος της διατμητικής τάσης (τ) προς την ορθή τάση (σ') έχει μια ορισμένη τιμή (ίσος με $\tan \varphi$) (Βαλαλάς 1975).

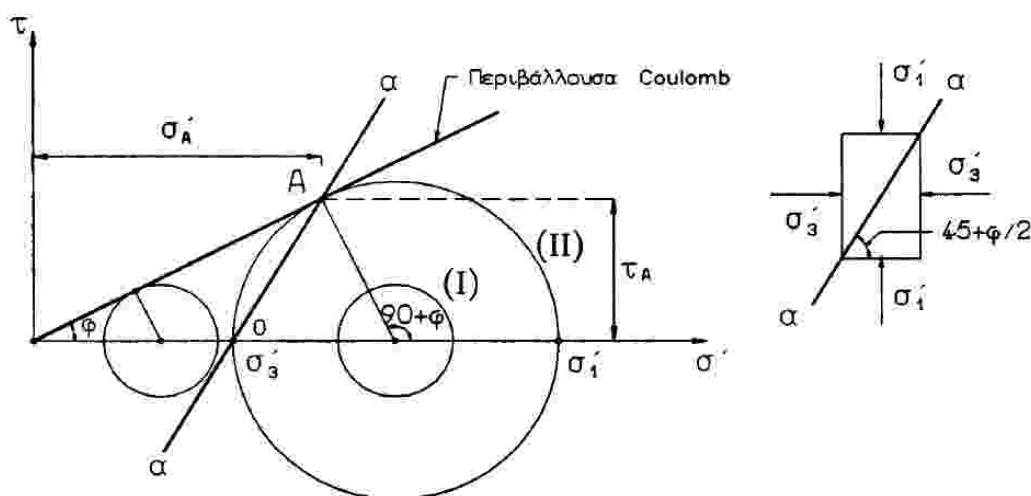
Μία άλλη συνέπεια του νόμου του Coulomb για τα μη συνεκτικά εδάφη είναι ότι η διατμητική τους αντοχή μηδενίζεται όταν μηδενισθεί η ορθή τάση. Κατά τη ρευστοποίηση των κοκκωδών εδαφών οι ενεργές τάσεις μηδενίζονται οπότε μηδενίζεται και η διατμητική τους αντοχή και συνεπώς τα ρευστοποιημένα εδάφη συμπεριφέρονται σαν ρευστά (δεν μπορούν να αναλάβουν διατμητικές τάσεις). Η μορφή του νόμου αστοχίας που δίνεται από τη σχέση $\tau_u = \sigma' \tan \varphi$ δεν είναι πρακτική επειδή κατά τον έλεγχο της αστοχίας απαιτεί τον υπολογισμό των ορθών και διατμητικών τάσεων σε όλες τις διευθύνσεις επιπέδων του εδαφικού στοιχείου (Βαλαλάς 1975).

Η γραφική παράσταση του νόμου αστοχίας του Coulomb φαίνεται στο σχήμα 3.7, είναι ευθεία με κλίση φ και ονομάζεται περιβάλλουσα Coulomb ή περιβάλλουσα αστοχίας. Από την παραπάνω εξίσωση προκύπτει ότι, όταν ο κύκλος Mohr που παριστάνει την εντατική κατάσταση σε ένα σημείο του εδάφους εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας (ο κύκλος II), τότε η εντατική κατάσταση στο σημείο αυτό

είναι κατάσταση αστοχίας. Πράγματι, το επίπεδο που αντιστοιχεί στο σημείο A του κύκλου Mohr έχει ορθές και διατμητικές τάσεις σ'_A, τ_A τέτοιες ώστε :

$$\tau_A = \sigma'_A \tan \varphi$$

δηλαδή τάσεις που ικανοποιούν το νόμο αστοχίας του Coulomb. Η διατμητική τάση (τ_A) στο επίπεδο αστοχίας κατά την αστοχία του εδαφικού στοιχείου ονομάζεται διατμητική αντοχή στο επίπεδο αστοχίας (Καββαδάς 2000).



Σχήμα 3.7 Περιβάλλουσα αστοχίας Coulomb (Καββαδάς 2000)

Γενικότερα, η περιβάλλουσα Coulomb έχει τις εξής ιδιότητες (Καββαδάς 2000) :

1. Όταν η εντατική κατάσταση σε ένα σημείο του εδάφους (στοιχείο) παριστάνεται με κύκλο Mohr που δεν τέμνει την περιβάλλουσα αστοχίας (όπως π.χ ο κύκλος I), τότε η κατάσταση του εδαφικού στοιχείου είναι ευσταθής.
2. Όταν η εντατική κατάσταση σε ένα σημείο του εδάφους παριστάνεται με κύκλο Mohr που εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας (ο κύκλος II), τότε το εδαφικό στοιχείο αστοχεί και μάλιστα η ολίσθηση συμβαίνει κατά μήκος ενός επιπέδου (αα) που παριστάνεται στον κύκλο Mohr με το σημείο (A), το σημείο επαφής του κύκλου με την περιβάλλουσα αστοχίας.

3. Εντατική κατάσταση κατά την οποία ο κύκλος Mohr τέμνει την περιβάλλουσα είναι ανέφικτη, επειδή αντιστοιχεί σε διατμητικές τάσεις μεγαλύτερες από τη διατμητική αντοχή του εδάφους στα επίπεδα που παριστάνονται με σημεία του κύκλου Mohr πάνω από την περιβάλλουσα.

Τέλος η αντοχή των μη συνεκτικών εδαφών εξαρτάται αποκλειστικά από την ύπαρξη ορθών ενεργών τάσεων και συνεπώς μηδενίζεται όταν οι ενεργές τάσεις μηδενισθούν. Πράγματι, μία άμμος δεν μπορεί να δημιουργήσει κατακόρυφο πρηνές επειδή στο μέτωπό του η ορθή πίεση είναι μηδέν (ατμοσφαιρική), οπότε η αντοχή του είναι μηδέν και το πρηνές καταρρέει. Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται σε ξηρές άμμους και σε πλήρως κορεσμένες άμμους (π.χ κάτω από τη στάθμη της θάλασσας). Αντίθετα, μια υγρή άμμος συχνά μπορεί να σταθεί με κατακόρυφο μέτωπο. Το φαινόμενο αυτό οφείλεται στις τριχοειδείς δυνάμεις που δημιουργούν οι μηνίσκοι του νερού στα κενά της μερικώς κορεσμένης άμμου (Καββαδάς 2000).

3.3 Συνεκτικά εδάφη

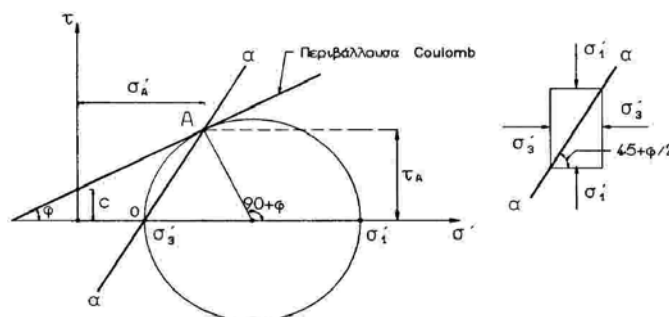
Στα συνεκτικά ή αργιλικά εδάφη η διατμητική αντοχή οφείλεται από τη μια στη μηχανική τριβή μεταξύ των κόκκων, και από την άλλη στην συνοχή των κόκκων. Η συνοχή αυτή αναπτύσσεται είτε λόγω της ``σιμέντωσης`` μεταξύ των κόκκων είτε λόγω ηλεκτροχημικών δυνάμεων συνάφειας μεταξύ των προσροφημένων διπλών στρώσεων και των αργιλικών πλακιδίων. Αντίθετα στα μη συνεκτικά εδάφη η διατμητική αντοχή οφείλεται αποκλειστικά στη μηχανική τριβή μεταξύ των κόκκων. Από τα παραπάνω εξηγείται και η διαφορετική συμπεριφορά των άμμων και των αργίλων κατά την αστοχία. Ειδικότερα η διατμητική αντοχή των αμμωδών εδαφών εξαρτάται αποκλειστικά από την ύπαρξη ορθής ενεργού τάσης (πίεσης), οπότε όταν η τάση αυτή μηδενισθεί μηδενίζεται και η αντοχή τους. Αντίθετα, τα αργιλικά εδάφη έχουν πραγματική συνοχή και έτσι εμφανίζουν διατμητική αντοχή ακόμη και όταν η ορθή τάση είναι μηδέν, π.χ τα κατακόρυφα πρηνή ύψους αρκετών μέτρων σε αργιλικά εδάφη (Καββαδάς 2000).

Εργαστηριακές μετρήσεις της διατμητικής αντοχής συνεκτικών εδαφών οδηγούν στην ακόλουθη έκφραση του νόμου αστοχίας των αργιλικών εδαφών :

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

όπου ϕ είναι η γωνία τριβής και c η πραγματική συνοχή του υλικού. Η γωνία τριβής και η συνοχή ονομάζονται παράμετροι διατμητικής αντοχής. Όπως η γωνία τριβής έτσι και η πραγματική συνοχή δεν είναι ιδιότητα του υλικού και συνεπώς δεν είναι σταθερή αλλά εξαρτάται από την προϊστορία των φορτίσεων και άλλους παράγοντες. Όπως στις άμμους έτσι και στις αργίλους, όταν η διατμητική τάση (τ_u) σε όλα τα επίπεδα ενός εδαφικού στοιχείου είναι μικρότερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη διατμητική αντοχή ($\tau_u = c + \sigma' \tan \phi$), το εδαφικό στοιχείο δεν αστοχεί. Αντίθετα αν σε κάποιο επίπεδο του εδαφικού στοιχείου η διατμητική τάση είναι ίση με τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή, τότε το εδαφικό στοιχείο αστοχεί και μάλιστα η αστοχία εκδηλώνεται με ολίσθηση κατά μήκος του επιπέδου αυτού. (Βαλαλάς 1975).

Η γραφική παράσταση του νόμου αστοχίας για συνεκτικά εδάφη φαίνεται στο σχήμα 3.8 (περιβάλλουσα Coulomb). Στο ίδιο σχήμα φαίνεται και ο κύκλος Mohr που παριστάνει την εντατική κατάσταση στο εδαφικό στοιχείο. Ο κύκλος Mohr εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας και συνεπώς το εδαφικό στοιχείο αστοχεί. Συγκεκριμένα, στο επίπεδο (αα), που παριστάνεται από το σημείο A του κύκλου του Mohr, αναπτύσσεται ο κρίσιμος συνδυασμός ορθής και διατμητικής τάσης που ικανοποιεί τη σχέση $\tau = c + \sigma' \tan \phi$ και συνεπώς το επίπεδο αυτό είναι επίπεδο αστοχίας (Βαλαλάς 1975).



Σχήμα 3.8 Περιβάλλουσα αστοχίας coulomb σε αργίλους (Καββαδάς 2000)

Όσον αφορά τις τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής των αργιλικών εδαφών, δηλαδή της γωνίας τριβής και της συνοχής, παρατηρούνται τα εξής (Καββαδάς2000):

- Οι κανονικά στερεοποιημένες άργιλοι, οι άργιλοι δηλαδή που δεν έχουν υποστεί στο παρελθόν μεγαλύτερη "συμπύεση" από αυτή στην οποία υποβάλλονται κατά τη δοκιμή προσδιορισμού των παραμέτρων διατμητικής αντοχής, συνήθως δεν εμφανίζουν συνοχή ($c = 0$), οπότε η περιβάλλουσα αστοχίας των υλικών αυτών είναι ευθύγραμμη και διέρχεται από την αρχή των αξόνων. Η κλίση της περιβάλλουσας αστοχίας είναι σταθερή φ_{NC} (Normal Consolidated) και ονομάζεται γωνία τριβής της κανονικά στερεοποιημένης άργιλου.
- Οι υπερστερεοποιημένες άργιλοι, οι άργιλοι δηλαδή που έχουν υποβληθεί στο παρελθόν σε "συμπύεση" (προστερεοποίηση) μεγαλύτερη από αυτή στην οποία υποβάλλονται κατά τη δοκιμή προσδιορισμού των παραμέτρων διατμητικής αντοχής, εμφανίζουν μη μηδενική συνοχή και γωνία τριβής φ_{OC} (Over Consolidated) μικρότερη από τη γωνία φ_{NC} του ίδιου υλικού. Η γωνία φ_{OC} είναι πρακτικά σταθερή για μια συγκεκριμένη άργιλο, δηλαδή ανεξάρτητη της τιμής της τάσης προστερεοποίησης. Αντίθετα η συνοχή εξαρτάται από τον εκάστοτε δείκτη πόρων (e) και μάλιστα αυξάνει όσο μειώνεται ο δείκτης πόρων. Στις πρακτικές εφαρμογές γίνονται συνήθως οι εξής παραδοχές :

α) Κανονικά στερεοποιημένες άργιλοι : $c = 0$ $\varphi = \varphi_{NC} =$ σταθερό

β) Υπερστερεοποιημένες άργιλοι : $c =$ σταθ $\varphi = \varphi_{OC} =$ σταθερό και $\varphi_{OC} < \varphi_{NC}$

Κεφάλαιο 4 Έρευνα του εδάφους. Επί τόπου και εργαστηριακές μετρήσεις.

4.1 Εισαγωγή

Η μελέτη των γεωτεχνικών έργων (θεμελιώσεων, τοίχων αντιστήριξης κ.α) δεν μπορεί να γίνει ορθολογικά και σωστά, παρά μόνο αν ο μελετητής μηχανικός έχει σαφή εικόνα και γνώση των φυσικών ιδιοτήτων του εδάφους. Οι ερευνητικές εργασίες που εκτελούνται επί τόπου, καθώς και οι εργαστηριακές μετρήσεις των δειγμάτων που λαμβάνονται – οι οποίες δίνουν τα απαραίτητα στοιχεία για τις παραπάνω ιδιότητες - ονομάζονται **έρευνα του εδάφους**. Στο παρελθόν η έρευνα του εδάφους ήταν συνήθως ανεπαρκής, αφού δεν είχαν αναπτυχθεί σε ικανοποιητικό βαθμό οι μέθοδοι έρευνας. Σήμερα η μεγάλη ανάπτυξη της τεχνικής αυτών των δοκιμών φαίνεται είναι δυσανάλογη με την πρακτική αξία των αποτελεσμάτων που δίνουν. Για αυτό το λόγο θα πρέπει το πρόγραμμα των ερευνητικών εργασιών να καταρτίζεται λαμβάνοντας υπ' όψη τις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες, αλλά και την σπουδαιότητα του έργου που θα κατασκευαστεί (Terzaghi and Peck 1969).

4.2 Δειγματοληπτικές γεωτρήσεις

4.2.1 Γενικά

Με τον όρο ``γεώτρηση`` ονομάζεται η διαδικασία εκείνη κατά την οποία ανοίγεται διάτρημα με καθορισμένο βάθος, τελική διάμετρο και διεύθυνση. Η παραπάνω εργασία γίνεται είτε περιστροφικά, είτε κρουστικά με τη βοήθεια συνήθως νερού ή αέρα. Οι γεωτρήσεις χωρίζονται σε κατηγορίες ανάλογα με τα χαρακτηριστικά τους. Μερικές απ' αυτές τις κατηγορίες παρουσιάζονται παρακάτω: (Παπαχαρίσης 2001)

Ως προς το βάθος:

- Σε αβαθείς (μέγιστο βάθος 500 m)
- Σε βαθιές (μέγιστο βάθος 4000 m)
- Σε υπερβαθείς (βάθος 7000 m).

Ως προς τον σκοπό:

- Σε ερευνητικές, είτε για μεταλλειολογική έρευνα, είτε για γεωτεχνική μελέτη για τον καθορισμό των γεωτεχνικών δεδομένων
- Σε παραγωγικές ή εκμετάλλευσης, φυσικών αερίων ή υγρών καυσίμων
- Σε βοηθητικές, όπως στην περίπτωση τσιμεντενέσεων, αποστραγγίσεων, καταβίβασμού του υδροφόρου ορίζοντα κ.α.

Ως προς τη μέθοδο διάτρησης

- Σε περιστροφικές, όπου η διάτρηση γίνεται με υδραυλική πίεση και περιστροφή της στήλης δειγματοληψίας
- Σε κρουστικές, όπου η προχώρηση γίνεται κρουστικά χωρίς την λήψη καρότων.

Ως προς τη μέθοδο εξαγωγής του υλικού

- Με τη μέθοδο έκπλυσης, δηλαδή με τη διοχέτευση υγρού διάτρησης. Η διοχέτευση αυτή μπορεί να γίνει είτε μέσα από τα κοίλα στελέχη της διατρητικής στήλης υπό πίεση (κανονική έκπλυση), είτε μέσα από τα σωληνωμένα τοιχώματα και επιστροφή μέσα από τα κοίλα στελέχη της στήλης (αντίθετη έκπλυση)
- Με την ξηρή μέθοδο (φραγμός), με διακοπή των υγρών έκπλυσης

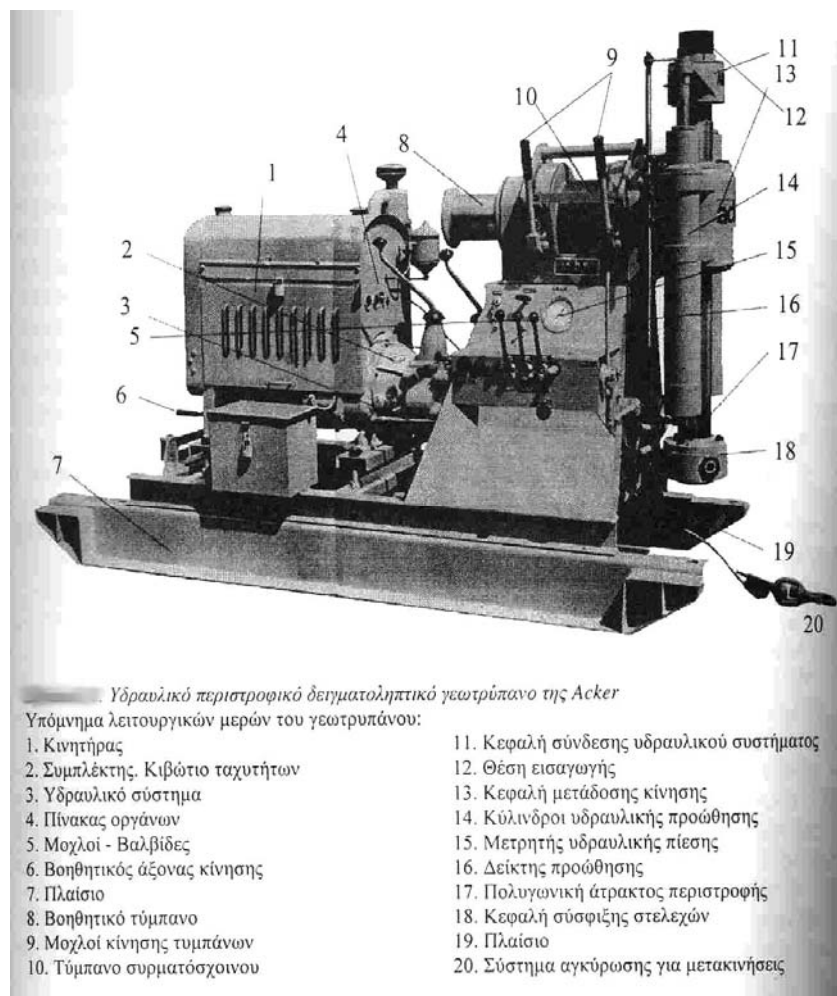
4.2.2 Περιστροφικές γεωτρήσεις

Ο γεωτρητικός εξοπλισμός χωρίζεται σε τρεις κατηγορίες:

1. Εξοπλισμός επιφάνειας, ο οποίος περιλαμβάνει τα γεωτρύπανα, τις αντλίες πύργους ανύψωσης και άλλα βοηθητικά μηχανήματα.
2. Εξαρτήματα διάτρησης και δειγματοληψίας, όπως στελέχη διάτρησης, σωλήνες επένδυσης, δειγματολήπτες και άλλα βοηθητικά εξαρτήματα
3. Όργανα επί τόπου δοκιμών

Στις περιστροφικές γεωτρήσεις τα στελέχη του γεωτρύπανου και το κοπτικό άκρο περιστρέφονται μηχανικά, καθώς προχωρεί η διάνοιξη της γεώτρησης. Το κοπτικό άκρο έχει οπές από τις οποίες διαφεύγει το υγρό και ανυψώνει τα θραύσματα του εδάφους καθώς διέρχεται από τον χώρο γύρω από τα στελέχη. Όταν απαιτείται η λήψη δειγμάτων, τα στελέχη ανασύρονται και το κοπτικό άκρο αντικαθίσταται με τον κατάλληλο δειγματολήπτη. Σε ορισμένες περιπτώσεις αντί για νερό σαν

``κυκλοφορούν`` υγρό, χρησιμοποιείται γεωτρητικός πολτός, ο οποίος αποτελείται από συνεκτικό αιώρημα μπεντονίτη με ειδικό βάρος περίπου $1,10 \text{ g/cm}^3$. Το μεγαλύτερο ειδικό βάρος του ρευστού διευκολύνει την απομάκρυνση των θραυσμάτων από το εσωτερικό της γεώτρησης, ενώ ο θιξοτροπικός χαρακτήρας του αιωρήματος βοηθάει στην παρεμπόδιση της συσσώρευσης θραυσμάτων στον πυθμένα για το χρονικό διάστημα μεταξύ της διάτρησης και της δειγματοληψίας. Μια άλλη χρησιμότητα του πολφού, είναι η δημιουργία λεπτής στρώσης στα τοιχώματα της γεώτρησης, η οποία βοηθάει στην σταθερότητα αυτών. Στο σχήμα 4.1 παρουσιάζεται ένα υδραυλικό περιστροφικό γεωτρήπανο. (Terzaghi and Peck 1969)



Σχήμα 4.1 Υδραυλικό περιστροφικό γεωτρήπανο (Παπαχαρίσης 2001)

4.2.3 Δειγματοληψία

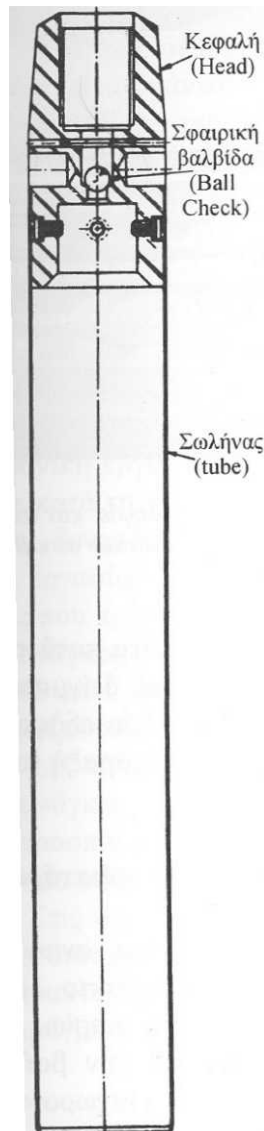
Όπως αναφέρθηκε στα προηγούμενα σκοπός της δειγματοληψίας είναι η απόληψη δειγμάτων για τον προσδιορισμό των εδαφικών στρωμάτων, αλλά και τον καθορισμό των φυσικών ιδιοτήτων του εδάφους. Όσο η παραπάνω διαδικασία είναι πληρέστερη και αντιπροσωπευτικότερη, καθώς και όσο τα δείγματα είναι κατά το δυνατόν αδιατάρακτα, τόσο η επεξεργασία των αποτελεσμάτων θα είναι ακριβέστερη. Η προσπάθεια για την λήψη αδιατάρακτων δειγμάτων σε όλο το βάθος της γεώτρησης δεν είναι εφικτή για τους παρακάτω λόγους (Παπαχαρίσης 2001):

1. Λόγω της κοκκομετρικής σύνθεσης ή της πυκνότητας του εδάφους.
2. Ακόμα και όταν είναι δυνατή η λήψη αδιατάρακτων δειγμάτων, η δαπάνη είναι αρκετά σημαντική.

Για να θεωρηθεί ένα δείγμα αδιατάρακτο θα πρέπει να ισχύουν οι παρακάτω προϋποθέσεις (Παπαχαρίσης 2001):

- Το γεώτρημα θα πρέπει να έχει καθαριστεί με επιμέλεια.
- Να χρησιμοποιείται κάθε φορά ο κατάλληλος δειγματολήπτης.
- Η καλή συντήρηση αυτού πριν και μετά τη δειγματοληψία.
- Η δειγματοληψία να γίνεται αργά και μόνο με την πίεση του υδραυλικού συστήματος.
- Να μην γίνεται άλλη ενέργεια για την πραγματοποίηση της δειγματοληψίας όπως για παράδειγμα ελαφρά κτυπήματα για την εισχώρηση του δειγματολήπτη σε σκληρό έδαφος.

Ο δειγματολήπτης που χρησιμοποιήθηκε στο παρών έργο για την απόληψη αδιατάρακτων δειγμάτων, είναι ο δειγματολήπτης τύπου Shelby (σχήμα 4.2). Σ' αυτό το σωλήνα έχει προσαρμοστεί στο ένα άκρο του κεφαλή με βαλβίδα σφαιριδίου, ενώ το άλλο άκρο έχει διαμορφωθεί σε κοπτικό. Ο δειγματολήπτης κατά τη χρήση του προσαρμόζεται στο άκρο της διατρητικής στήλης. Στη συνέχεια με τη βοήθεια του υδραυλικού συστήματος του γεωτρύπανου προωθείται ο δειγματολήπτης με σταθερή ταχύτητα (8 – 15 cm / sec) μέσα στο αδιατάρακτο έδαφος (Παπαχαρίσης 2001).



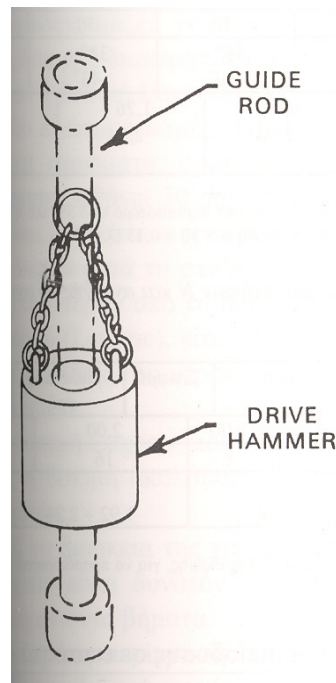
Σχήμα 4.2 Δειγματολήπτης τύπου Shelby (Παπαχαρίσης 2001)

4.3 Πρότυπη δοκιμή διείσδυσης (SPT)

4.3.1 Αρχή της μεθόδου

Η δοκιμή αυτή είναι ίσως η πιο διαδεδομένη από τις επί τόπου δοκιμές, όχι τόσο για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της, όσο για το μεγάλο χρονικό διάστημα το οποίο χρησιμοποιείται αλλά και για τις συσχετίσεις που έχουν αναπτυχθεί με τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους όπως τη γωνία εσωτερικής τριβής ϕ , τη σχετική πυκνότητα D_r κ.α. Η δοκιμή βασίζεται στην προχώρηση του ειδικού διααιρετού

δειγματολήπτη Terzaghi (σχήμα 4.2) με πτώση βάρους 63,4 kg από ύψος 76 cm. Κατά την δοκιμή μετράται ο αριθμός των πτώσεων N που απαιτείται για την προώθηση του δειγματολήπτη κατά 30 cm, μετά από μια αρχική προώθηση 15 cm κατά την οποία δεν συνυπολογίζεται ο αριθμός κρούσεων N. Μετά το τέλος της δοκιμής ανακτάται διαταραγμένο εδαφικό δείγμα από το εσωτερικό του δειγματολήπτη. Σε περίπτωση που ο αριθμός των κρούσεων υπερβεί τις 50 χωρίς να εισχωρήσει στο έδαφος, θεωρείται ότι υπάρχει άρνηση εισχώρησης και διακόπτεται η δοκιμή. Στο σχήμα 4.3 φαίνεται ο οδηγός δοκιμής S.P.T. (Καββαδάς 2000)



Σχήμα 4.3 Οδηγός δοκιμής SPT (Sew 2001)

4.3.2 Συσχέτιση S.P.T με σχετική πυκνότητα, γωνία εσωτερικής τριβής και αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη

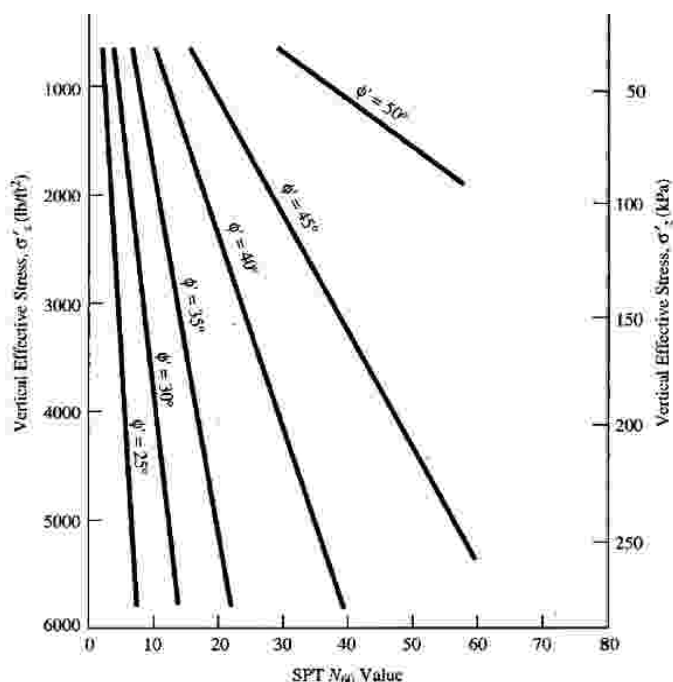
Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω τα αποτελέσματα της πρότυπης δοκιμής διείσδυσης χρησιμοποιούνται στο αρχικό στάδιο της έρευνας για την συσχέτισή τους με τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους. Αυτό όμως θα πρέπει να γίνεται με πολλή

προσοχή αφού η εμπειρία έχει δείξει ότι ο καθορισμός των παραπάνω ιδιοτήτων σε ορισμένες περιπτώσεις είναι αναξιόπιστος. (Lambe and Whitman 1979).

Στον πίνακα 4.1 δίνονται οι συσχετίσεις της S.P.T με την σχετική πυκνότητα για άμμο και την ανεμπόδιστη θλίψη για την άργιλο, ενώ στο διάγραμμα με την γωνία εσωτερικής τριβής με διόρθωση για την κατακόρυφη τάση.

Πίνακας 4.1 Συσχέτιση σχετικής πυκνότητας και αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη q_u , με S.P.T (Lambe and Whitman 1979)

Σχετική πυκνότητα άμμου		Αντοχή αργίλου		
N	Σχετική πυκνότητα	N	Ανεμπόδιστη θλίψη q_u (kN/m ²)	Συνεκτικότητα
0-4	Πολύ χαλαρή	<2	<24	Πολύ μαλακή
4-10	Χαλαρή	2-4	24-48	Μαλακή
10-30	Μέση	4-8	48-96	Μέση
30-50	Πυκνή	8-15	96-192	Στιφρή
>50	Πολύ πυκνή	15-30	192-388	Πολύ στιφρή
		>30	>388	Σκληρή



Σχήμα 4.4 Συσχέτιση ϕ με πρότυπη δοκιμή διεύθυνσης (U.S Army Corps of engineers 1994)

4.4 Εργαστηριακές δοκιμές

4.4.1 Τριαξονική δοκιμή

Πρόκειται για ένα από τα πολυπλοκότερα πειράματα της εδαφομηχανικής και για αυτό το λόγο υστερεί έναντι των δοκιμών διάτμησης και της δοκιμής ανεμπόδιστης θλίψης. Από την άλλη όμως διαθέτει αρκετά πλεονεκτήματα τα οποία την καθιστούν από τα σημαντικότερα πειράματα. Στα πλεονεκτήματα της τριαξονικής δοκιμής συγκαταλέγονται τα παρακάτω (Παπαχαρίσης 2001):

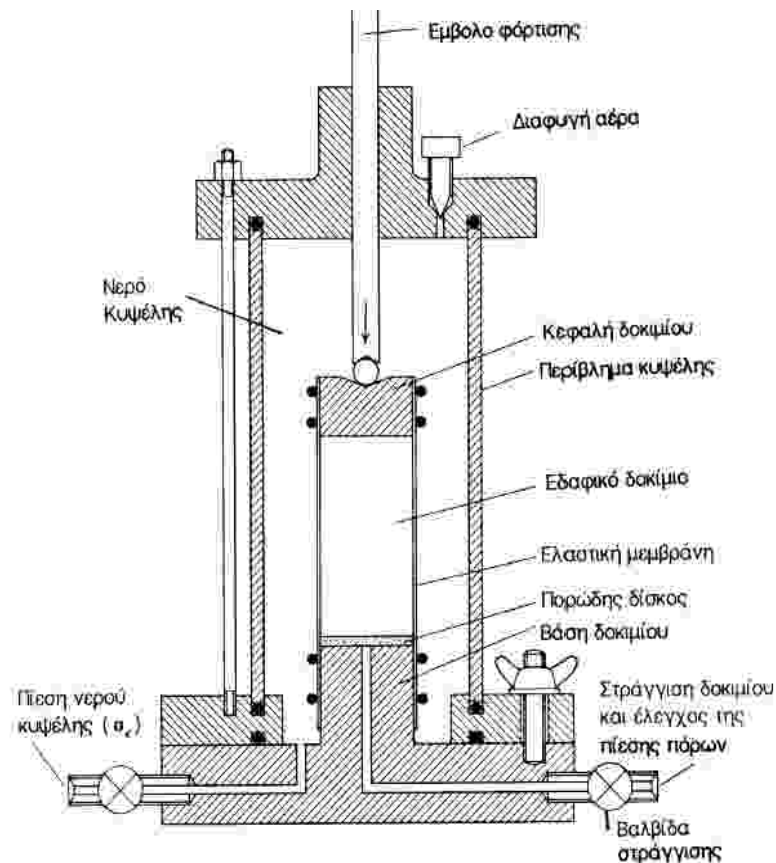
- Υπάρχει σαφής εικόνα της εντατικής κατάστασης του δοκιμίου, αφού η μέτρηση της πίεσης των πόρων είναι συνεχής.
- Μπορεί να μετρηθεί η μεταβολή του όγκου του δοκιμίου, ώστε να υπολογιστούν το μέτρο ελαστικότητας E και ο συντελεστής Poisson ν .
- Το δοκίμιο υποβάλλεται σε ομοιόμορφα κατανεμημένες τάσεις.
- Η συσκευή μπορεί να προσαρμοστεί εύκολα σε ειδικές απαιτήσεις.
- Χρησιμοποιείται για εδάφη όλων των τύπων.

Αρχή της μεθόδου:

Το κυλινδρικό δοκίμιο τοποθετείται στην συσκευή τριαξονικής φόρτισης (σχήμα 4.5) και υποβάλλεται σε κατάσταση τάσεων $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ (κύριες τάσεις), όπου σ_1 η κατακόρυφη αξονική τάση. Η δοκιμή διεξάγεται κρατώντας σταθερή την πίεση της κυψέλης (σ_2, σ_3) και αυξάνοντας σταδιακά την αξονική τάση μέχρι την θραύση του δοκιμίου. Τα χρησιμοποιούμενα στη συσκευή της τριαξονικής δοκιμής είναι τα εξής (Παπαχαρίσης 2001) :

- Μηχανή θλίψης
- Κυψέλη και τα εξαρτήματά της
- Συσκευή παροχής σταθερής πίεσης
- Συσκευή μέτρησης όγκου
- Συσκευή μέτρησης πίεσης πόρων

- Το δοχείο νερού
- Αεροσυμπιεστής
- Τα καταγραφικά όργανα
- Τα μηκυνσιόμετρα
- Τους μορφοποιητές δειγμάτων
- Τα βοηθητικά όργανα και εξαρτήματα



Σχήμα 4.5 Συσκευή κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης (Καββαδάς 2000)

Είδη τριαξονικών δοκιμών

Ένα ιδιαίτερο χαρακτηριστικό της δοκιμής της κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης είναι ο έλεγχος της στράγγισης και της υδατικής πίεσης στο εσωτερικό του δοκιμίου. Στο σχήμα 4.4 φαίνεται ο αγωγός που συνδέει τον πορώδη δίσκο στη βάση του δοκιμίου διαμέσου της βάσης της κυψέλης με τον εξωτερικό χώρο (αγωγός στράγγισης). Ο αγωγός αυτός μπορεί να συνδεθεί το σύστημα επιβολής πίεσης, οπότε η υδατική πίεση στο εσωτερικό του δοκιμίου (πίεση πόρων) μπορεί να ελέγχεται. Σε ορισμένες περιπτώσεις ο αγωγός στράγγισης επικοινωνεί ελεύθερα με τον εξωτερικό

χώρο χωρίς την παρεμβολή ειδικού συστήματος επιβολής υδατικής πίεσης. Και στην περίπτωση αυτή η πίεση στο σύστημα στράγγισης ελέγχεται, δεδομένου ότι στην ουσία διατηρείται σταθερή και ίση με την ατμοσφαιρική πίεση. Τέλος η κεφαλή του δοκιμίου μπορεί επίσης να συνδεθεί με σύστημα επιβολής πίεσης διαμέσου κατάλληλου εύκαμπτου σωληνίσκου, οπότε και η υδατική πίεση στην κεφαλή του δοκιμίου ελέγχεται είτε ανεξάρτητα είτε με το ίδιο σύστημα που ελέγχει την πίεση πόρων στη βάση του δοκιμίου (Καββαδάς 2000).

Πιο συγκεκριμένα διακρίνονται τρεις βασικούς τύπους τριαξονικής δοκιμής (Παπαχαρίσης 2001):

1. **Δοκιμή UU** (Unconsolidated Undrained) Η δοκιμή γίνεται χωρίς στερεοποίηση και χωρίς αποστράγγιση, αφού το δοκίμιο οδηγείται στη θραύση γρήγορα (ταχεία δοκιμή). Σ' αυτή την περίπτωση η βαλβίδα στράγγισης που επιτρέπει την επικοινωνία του εσωτερικού του δοκιμίου με το σύστημα ελέγχου της πίεσης πόρων είναι κλειστή, ώστε να παρεμποδίζεται η διαφυγή νερού από το εσωτερικό του δοκιμίου (η εισρόφηση νερού από το δοκίμιο), οπότε η παραμόρφωση του εδάφους γίνεται υπό σταθερό όγκο. Εφόσον κατά τη δοκιμή παρεμποδίζεται η στράγγιση του δοκιμίου, η υδατική πίεση πόρων στο εσωτερικό του δοκιμίου μεταβάλλεται ώστε να ικανοποιηθεί η συνθήκη της μη μεταβολής του όγκου. Κατά τη δοκιμή αυτή συνήθως δεν μετράται η πίεση των πόρων και εφαρμόζεται σε κορεσμένα δοκίμια.
2. **Δοκιμή CU** (Consolidated Undrained). Και σ' αυτή την περίπτωση επιτυγχάνονται αστράγγιστες συνθήκες με τη διαφορά ότι πριν την θραύση επέρχεται στερεοποίηση του δοκιμίου.
3. **Δοκιμή CD** (Consolidated Drained στερεοποίηση και αποστράγγιση). Σ' αυτή την περίπτωση η βαλβίδα στράγγισης διατηρείται ανοικτή και το σύστημα επιβολής της υδατικής πίεσης βρίσκεται σε ελεύθερη επικοινωνία με το εσωτερικό του δοκιμίου και έτσι μπορεί να διατηρεί οποιαδήποτε σταθερή πίεση στο εσωτερικό του. Ο μόνος περιορισμός (εκτός προφανώς από τους περιορισμούς μηχανικής αντοχής των υλικών του συστήματος κυψέλης, αγωγών κλπ) είναι ότι η επιβαλλόμενη υδατική πίεση στο εσωτερικό του δοκιμίου πρέπει να είναι μικρότερη από την πίεση του νερού της κυψέλης, αλλιώς η ελαστική μεμβράνη που περιβάλλει το δοκίμιο θα ``φουσκώσει``, επειδή στο εσωτερικό της

επιβάλλεται πίεση μεγαλύτερη απ 'ότι στο εξωτερικό της. Στην περίπτωση επιβολής σταθερής υδατικής πίεσης στη βάση (ή/και την κεφαλή) του δοκιμίου, η διαφυγή νερού από το δοκίμιο ή η είσοδος νερού στο δοκίμιο διαμέσου του αγωγού στράγγισης δεν παρεμποδίζονται.

Διαδικασία εκτέλεσης της δοκιμής

Κορεσμός του δοκιμίου. Μετά την τοποθέτηση του εδαφικού δοκιμίου στο εσωτερικό της κυψέλης και την πλήρωση της κυψέλης με νερό, επιχειρείται ο κορεσμός του δοκιμίου, δηλαδή η πλήρωση των πόρων του με νερό. Αυτό επιτυγχάνεται συνήθως με την αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων και τη διάλυση της ποσότητας του αέρα που υπάρχει στους πόρους, επειδή η διαλυτότητα των αερίων στο νερό αυξάνει σημαντικά με την αύξηση της πίεσης. Προφανώς η αύξηση της αντιπίεσης πόρων πρέπει να συνοδεύεται και από ισόποση αύξηση της πίεσης της κυψέλης, για να αποφευχθεί η διόγκωση της μεμβράνης που περιβάλλει το δοκίμιο. Έτσι η πίεση της κυψέλης και η αντιπίεση πόρων αυξάνονται βαθμιαία και ισόποσα, μέχρι να επιτευχθεί ο κορεσμός του δοκιμίου (Καββαδάς 2000).

Στερεοποίηση του δοκιμίου. Ένας από τους σκοπούς της δοκιμής της κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης είναι η μέτρηση της διατμητικής αντοχής για διάφορες τιμές των ενεργών τάσεων. Με τη μέθοδο αυτή προκύπτουν περισσότεροι του ενός κύκλοι αστοχίας (Mohr), οπότε η περιβάλλουσα αστοχίας μπορεί να προσδιορισθεί σαν η κοινή τους εφαπτομένη. Συχνά επίσης είναι επιθυμητός ο προσδιορισμός της διατμητικής αντοχής σε κάποιο βάθος κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή λαμβάνονται εδαφικά δείγματα από το συγκεκριμένο βάθος (δειγματοληψία), στα οποία γίνονται εργαστηριακές δοκιμές. Κατά τη δειγματοληψία οι ολικές τάσεις που ασκούνται στο δοκίμιο μηδενίζονται και συνεπώς αυτό αποφορτίζεται. Πάντως είναι σωστό να επιβληθούν στο δοκίμιο οι ενεργές τάσεις που υπήρχαν στο έδαφος πριν από τη δειγματοληψία, ώστε να προκύψει μια αντιπροσωπευτική τιμή της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Οι τάσεις αυτές, γεωστατικές ως επί το πλείστον, είναι άνισες και ως γνωστόν, ίσες με (Καββαδάς 2000):

$$\sigma_v = \rho' g h \text{ , } \sigma'_h = K_o \sigma'_v$$

Αξονική φόρτιση και θραύση του δοκιμίου Μετά τη ισότροπη στερεοποίηση του δοκιμίου, ακολουθεί το στάδιο της αξονικής φόρτισής του μέχρι τη θραύση του. Με τον τρόπο αυτό μπορεί να προσδιορισθεί η διατμητική αντοχή του δοκιμίου που αντιστοιχεί στην τάση της ισότροπης στερεοποίησης (σ_c) που προηγήθηκε. Κατά το στάδιο αυτό, η πίεση της κυψέλης διατηρείται σταθερή ($\sigma_c = \sigma_3$), ενώ ταυτόχρονα το έμβολο κινείται προς τα κάτω, συμπιέζει το δοκίμιο και του επιβάλλει την αποκλίνουσα τάση ($\sigma_1 - \sigma_3$). Το αξονικό φορτίο συνήθως επιβάλλεται με μια διάταξη που κινεί το έμβολο προς τα κάτω με σταθερή ταχύτητα, προκαλώντας σταθερή ταχύτητα αξονικής παραμόρφωσης του δοκιμίου. Κατά τη διάρκεια της φόρτισης μετράται το φορτίο (P) του εμβόλου, οπότε η αξονική τάση (σ_1) υπολογίζεται από τη σχέση :

$$\sigma_1 = P/A + \sigma_c (1 - a/A)$$

όπου (A) είναι η διατομή του δοκιμίου και (a) η διατομή του εμβόλου. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι το έμβολο δέχεται και την πίεση του νερού της κυψέλης, που ισοδυναμεί με δύναμη $F = \sigma_c a$ (με διεύθυνση προς τα πάνω), ακόμη και στην περίπτωση που δεν βρίσκεται σε επαφή με το δοκίμιο (Καββαδάς 2000).

Αποτελέσματα τριαξονικής δοκιμής

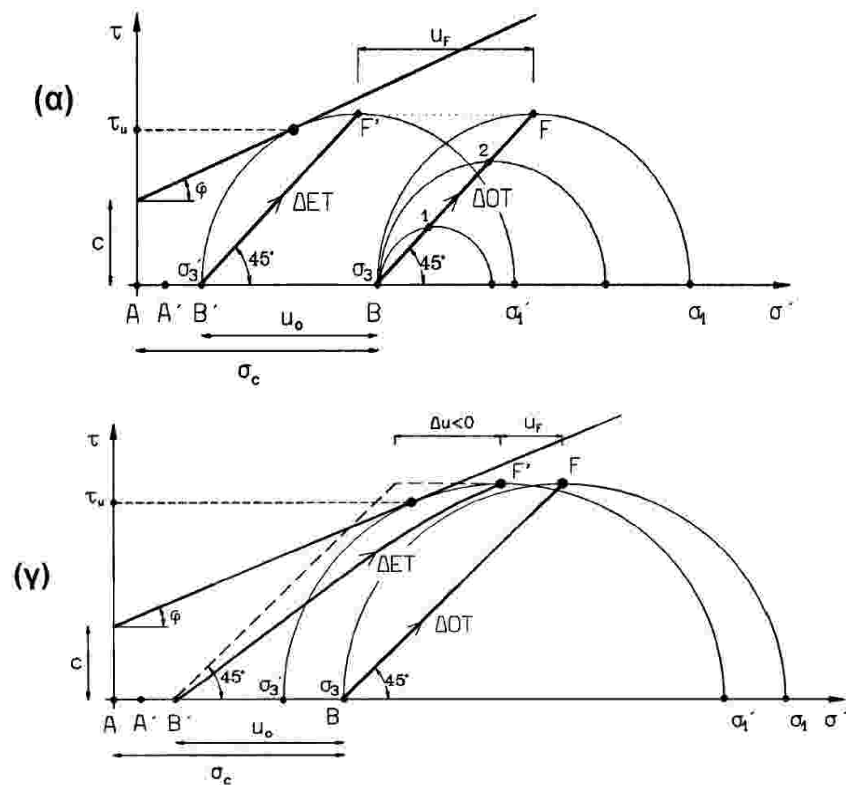
Οι μετρήσεις που λαμβάνονται κατά τη διάρκεια της αξονικής φόρτισης του δοκιμίου μπορούν να παρασταθούν γραφικά με τη μορφή των εξής καμπύλων (Παπαχαρίσης 2001):

1. Διατμητική τάση ($\sigma_1 - \sigma_3$) ως προς την αξονική παραμόρφωση (ϵ_1).
2. Υπερπίεση πόρων (Δu) ως προς την αξονική παραμόρφωση (ϵ_1) στην περίπτωση της αστράγγιστης φόρτισης ή ογκομετρική παραμόρφωση ($\Delta \epsilon_{vol}$) ως προς την αξονική παραμόρφωση (ϵ_1) στην περίπτωση της πλήρως στραγγισμένης φόρτισης.

Η μορφή των παραπάνω καμπυλών εξαρτάται από το είδος του εδαφικού υλικού (κοκκώδες ή συνεκτικό), την κατάστασή του (σχετική πυκνότητα ή συνεκτικότητα) και τέλος από το είδος της δοκιμής (αστράγγιστη ή στραγγισμένη).

Το σχήμα 4.6 παρουσιάζει τις διαδρομές ενεργών τάσεων (ΔET), τις διαδρομές ολικών τάσεων (ΔOT) και τους κύκλους Mohr ολικών και ενεργών τάσεων

κατά την αστοχία για (α) μια πλήρως στραγγισμένη φόρτιση και (β) μια αστράγγιστη φόρτιση κατά την οποία αναπτύσσονται (αρνητικές πιέσεις) υποπίεσεις πόρων. Σε όλες τις περιπτώσεις τα σημεία A αντιστοιχούν στην κατάσταση του δοκιμίου πριν τοποθετηθεί στην κυψέλη, τα σημεία B στην κατάσταση μετά το τέλος της ισότροπης και τέλος τα σημεία F αντιστοιχούν στην κατάσταση αστοχίας. Τα τονούμενα σημεία αντιστοιχούν στην κατάσταση των ενεργών τάσεων, ενώ τα άτονα σημεία αντιστοιχούν στην κατάσταση των ολικών τάσεων. Και στα δύο σχήματα θεωρήθηκε η ίδια περιβάλλουσα αστοχίας και η ίδια αρχική κατάσταση του δοκιμίου, ώστε οι ΔΕΤ να είναι συγκρίσιμες. Παρόλα αυτά, η διατμητική αντοχή (που εκφράζεται από τη διατμητική τάση τ_u στο επίπεδο αστοχίας) είναι διαφορετική στις δύο δοκιμές και μάλιστα είναι μέγιστη στη δοκιμή (β). Αυτό οφείλεται στο διαφορετικό μέγεθος των πιέσεων πόρων κατά την αστοχία και συγκεκριμένα, η διατμητική αντοχή είναι μέγιστη όταν η πίεση πόρων κατά την αστοχία είναι ελάχιστη (επειδή τότε οι ενεργές τάσεις είναι μέγιστες) (Καββαδάς 2000).



Σχήμα 4.6 Διαδρομές τάσεων κατά την τριαξονική δοκιμή (Καββαδάς 2000)

4.4.2 Δοκιμή απευθείας διάτμησης

Η δοκιμή της απευθείας διάτμησης χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής των εδαφών και των υπολογισμό των παραμέτρων c και ϕ για τη μελέτη της ευστάθειας πρανών ή την φέρουσα ικανότητα θεμελίων. Το εδαφικό δείγμα τοποθετείται σε μια συσκευή διάτμησης (π.χ συσκευή Casagrande), το οποίο υποβάλλεται σε μια κατακόρυφη δύναμη και διατέμνεται με ελεγχόμενη ταχύτητα της τάξης των 1,5 mm / min. Στη συνέχεια σημειώνεται η μέγιστη διατμητική δύναμη για την αντίστοιχη κατακόρυφη τάση. Η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται για δύο ακόμα δείγματα και τα αποτελέσματα τοποθετούνται σε διάγραμμα $\tau - \sigma$. Η ευθεία που διέρχεται από αυτά τα σημεία είναι η περιβάλλουσα Coulomb (Παπαχαρίσης 2001).

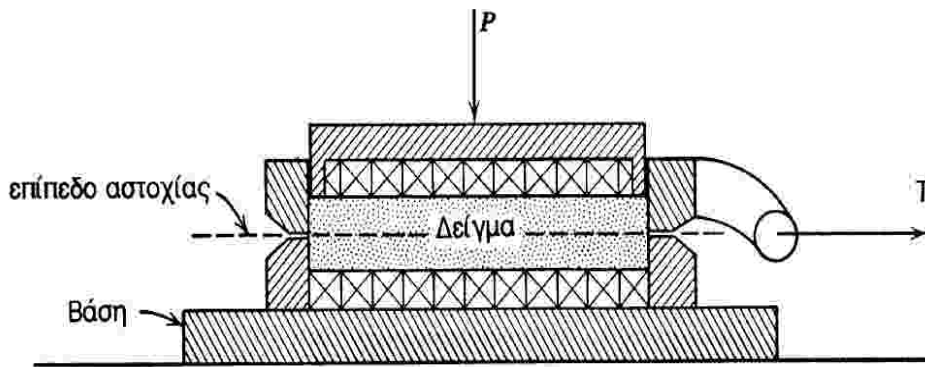
Αρχή της μεθόδου

Το σχήμα 4.7 παρουσιάζει μία τυπική διάταξη για την εκτέλεση της δοκιμής απευθείας διάτμησης. Το εδαφικό δείγμα τετραγωνικής ή κυκλικής διατομής και μικρού πάχους (π.χ 19 mm) τοποθετείται στο εσωτερικό δύο μεταλλικών δακτυλίων μεταξύ πορωδών δίσκων. Η συσκευή επιτρέπει την εφαρμογή ενός κατακόρυφου φορτίου (P) στο δοκίμιο καθώς και τη σχετική κίνηση του άνω δακτυλίου σε σχέση με τον κάτω στην οριζόντια διεύθυνση με την εφαρμογή οριζόντιας δύναμης (T). Η συσκευή πληρούται με νερό, ώστε το δοκίμιο να είναι εμβαπτισμένο. Το νερό όμως έχει την ατμοσφαιρική πίεση επειδή δεν υπάρχει δυνατότητα επιβολής αντιπίεσης πόρων όπως στην τριαξονική δοκιμή. Κατά συνέπεια, οι υδατικές πιέσεις στο εσωτερικό του δοκιμίου δεν ελέγχονται και δεν μπορεί να εξασφαλισθεί ο κορεσμός του δοκιμίου ούτε να ελεγχθούν οι συνθήκες στράγγισης (Καββαδάς 2000).

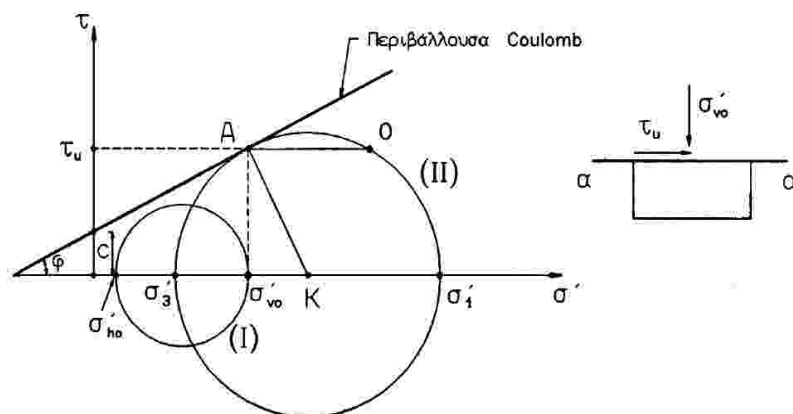
Αποτελέσματα

Η δοκιμή της απευθείας διάτμησης μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας αστοχίας. Πράγματι, κατά την αστοχία είναι γνωστή η ορθή τάση (σ'_{vo}) και η διατμητική τάση (τ_u) στο οριζόντιο επίπεδο, που όμως είναι και το επίπεδο αστοχίας, οπότε το "σημείο αστοχίας" (σ'_{vo}, τ_u) ανήκει στην περιβάλλουσα αστοχίας (σχήμα 4.8). Αν λοιπόν εκτελεστούν μερικές δοκιμές

απευθείας διάτμησης σε όμοια δοκίμια, τα οποία όμως έχουν στερεοποιηθεί σε διαφορετικές κατακόρυφες ορθές τάσεις (σ'_{vo}), τα σημεία αστοχίας ορίζουν την περιβάλλουσα αστοχίας Coulomb. Μετά τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας αστοχίας, ο κύκλος Mohr κατά την αστοχία μπορεί πλέον να κατασκευασθεί, εφόσον το κέντρο του Κ ανήκει στην κάθετο προς την περιβάλλουσα αστοχίας στο σημείο Α. Έτσι, κατά τη δοκιμή της απευθείας διάτμησης είναι γνωστοί οι κύκλοι Mohr μετά τη στερεοποίηση (I) και κατά την αστοχία (II) αλλά όχι και η εξέλιξή τους (δηλαδή η διαδρομή των ενεργών τάσεων) (Καββαδάς 2000).



Σχήμα 4.7 Δοκιμή απευθείας διάτμησης (Καββαδάς 2000)



Σχήμα 4.8 Κύκλοι Mohr – Απευθείας διάτμηση (Καββαδάς 2000)

4.4.3 Δοκιμή μονοδιάστατης στερεοποίησης

Λόγω των πολλών εφαρμογών της μονοδιάστατης συμπίεσης αλλά και της σχετικά εύκολης επιβολής του τρόπου φόρτισης στο εργαστήριο, αναπτύχθηκε η εργαστηριακή δοκιμή του συμπιεσομέτρου (οιδημέτρου). Στην περίπτωση κορεσμένων εδαφικών σχηματισμών, ένα κατά το δυνατόν αδιατάρακτο δείγμα της εδαφικής στρώσης κόβεται προσεκτικά και τοποθετείται στον κυλινδρικό δακτύλιο της συσκευής. Ο δακτύλιος αυτός είναι αρκετά άκαμπτος, ώστε κατά την κατακόρυφη φόρτιση του δοκιμίου να εξασφαλίζεται η μη – παραμόρφωσή του στην οριζόντια διεύθυνση. Πάνω και κάτω από το δοκίμιο τοποθετούνται πορώδεις δίσκοι, οι οποίοι επιτρέπουν την ελεύθερη στράγγιση από το πάνω και κάτω σύνορο. Στη συνέχεια το δοκίμιο φορτίζεται στην κατακόρυφη διεύθυνση με διαδοχικά βήματα επιβολής φορτίου, σε καθένα από τα οποία το φορτίο διατηρείται σταθερό επί αρκετό χρόνο, ώστε να συμβεί το φαινόμενο της στερεοποίησης. Μία τυπική αλληλουχία φορτίσεων είναι: (φόρτιση) 5, 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800 kPa και κατόπιν αποφόρτιση στα 400, 200, 100, 50 kPa (Παπαχαρίσης 2001).

Κατά τη δοκιμή μονοδιάστατης συμπίεσης μετρούνται (Παπαχαρίσης 2001):

1. Οι αρχικές διαστάσεις και το βάρος του δοκιμίου, η πυκνότητα των στερεών κόκκων και το αρχικό ποσοστό υγρασίας. Από τις τιμές αυτές υπολογίζεται ο αρχικός δείκτης πόρων (e) από τη σχέση:

$$M/V = \rho = \rho_s(1+w)/(1+e)$$

2. Σε κάθε βήμα επιβολής νέας φόρτισης μετράται η υποχώρηση του δοκιμίου σε διάφορους χρόνους (5 sec, 30 sec, 1, 2, 4, 8, 16 min,...) κατά την εξέλιξη της στερεοποίησης.

4.4.4 Δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης

Η δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης διεξάγεται μόνο σε δείγματα συνεκτικών εδαφών. Τα αδιατάρακτα δείγματα κόβονται σε κυλίνδρους διαμέτρου συνήθως 3,5 cm και ύψους 7 cm. Γενικά ο λόγος του ύψους προς τη διάμετρο του δοκιμίου είναι περίπου 2 – 2,5. Τα δείγματα συμπυκνώνονται με μια τυποποιημένη μέθοδο π.χ (Proctor) και στη συνέχεια τοποθετούνται σε υγρό θάλαμο για την απόκτηση της επιθυμητής περιεκτικότητας σε νερό. Στη συνέχεια τα δοκίμια τοποθετούνται στη συσκευή θλίψης, αφού πρώτα μετρηθεί ο όγκος και το βάρος τους για των προσδιορισμό της υγρασίας και του δείκτη πόρων τους (Παπασπύρου 1964).

Το δοκίμιο τοποθετείται μεταξύ δύο μεταλλικών πλακών. Επίσης υπάρχει δυναμόμετρο το οποίο μετράει την κατακόρυφη θλιπτική δύναμη και μηκυνσιόμετρα για την μέτρηση των κατακόρυφων παραμορφώσεων. Η δοκιμή πραγματοποιείται με σταθερή ταχύτητα παραμόρφωσης του δοκιμίου (μέχρι τη θραύση αυτού) και είναι της τάξης του 0,5 έως 1 mm / min (Παπασπύρου 1964).

Έτσι προκύπτει το διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης του δοκιμίου και την αντοχή του q_u . Η δοκιμή της μονοαξονικής θλίψης διεξάγεται με μεγάλη ταχύτητα. Αν ληφθεί υπόψη ότι πρόκειται για συνεκτικό έδαφος με υψηλή φυσική υγρασία ή πλήρως κορεσμένο, εξάγεται το συμπέρασμα ότι το νερό των πόρων βρίσκεται υπό πίεση κατά τη διάρκεια της δοκιμής. Είναι δηλαδή ταχεία δοκιμή μη στερεοποιημένου δοκιμίου κατά την οποία η πίεση του νερού των πόρων αυξάνει μέχρι της τιμής της ορθής τάσης (Παπασπύρου 1964).

Κεφάλαιο 5 Περιγραφή του έργου και πρόγραμμα ερευνών

5.1 Περιγραφή

Το παρόν έργο περιλαμβάνει την εκτέλεση πέντε ερευνητικών γεωτρήσεων με σκοπό τη μελέτη των φυσικών χαρακτηριστικών του εδάφους για την διάνοιξη ορυγμάτων και την ανάλυση της ευστάθειας των πρανών τους. Στον πίνακα 5.1 δίνονται οι θέσεις εκτέλεσης των γεωτρήσεων με συντεταγμένες και υψόμετρα, οι ημερομηνίες έναρξης και περάτωσης των εργασιών, τα βάθη των γεωτρήσεων, καθώς επίσης και οι στάθμες των υπογείων υδάτων (όπου τοποθετήθηκε πιεζόμετρο). Για την διάτρηση των γεωτρήσεων που εκτελέστηκαν, χρησιμοποιήθηκε περιστροφικό γεωτρύπανο τύπου BOYLES και ο κατάλληλος εξοπλισμός, σε σχέση με τη φύση του εδάφους ώστε να επιτευχθεί το μέγιστο ποσοστό δειγματοληψίας και η ελάχιστη διατάραξη των δειγμάτων.

Καθ' όλη τη διάρκεια του έργου και για κάθε γεώτρηση συγκεκριμένα, διατηρήθηκε ημερήσιο δελτίο στο οποίο αναγράφονται όλες οι εργασίες και οι επί τόπου δοκιμές που εκτελέστηκαν. Κατά την διάρκεια εκτέλεσης των γεωτρήσεων πραγματοποιήθηκαν επί τόπου δοκιμές πρότυπης διείδυσης (SPT) . Στον πίνακα 5.1 δίνονται συγκεντρωτικές πληροφορίες για την εκτέλεση των γεωτρήσεων και τις επί τόπου δοκιμές.

Πίνακας 5.1 Πληροφορίες εκτέλεσης των γεωτρήσεων

No.	Συντεταγμένες		Υψόμετρο (m)	Ημερομηνίες		Βάθος Γεώτρ. (m)	Τοποθέτηση Πιεζομέτρου/ Στάθμη υδάτων (m)
	x	y		Έναρξης	Περάτωσης		
Γ-1	259775,29	4199950,19	10,21	16/12/02	19/12/02	40,00	OXI
Γ-2	259728,43	4199927,88	9,71	11/01/03	13/01/03	45,09	ΝΑΙ / 2,0
Γ-3	259635,40	4199905,02	9,76	07/01/03	10/01/03	40,75	ΝΑΙ / 2,0
Γ-4	259548,14	4199873,21	9,37	18/01/03	21/01/03	42,51	OXI
Γ-5	259484,99	4199859,89	9,10	14/01/03	17/01/03	42,43	OXI

Πίνακας 5.2 Πληροφορίες εκτέλεσης της δοκιμής SPT

No.	Βάθος Γεώτρησης (m)	Σωληνώσεις (m)			S.P.T. Σύνολο δειγμάτων	Αδιατάρακτα Σύνολο δειγμάτων
		128/119	114/103	98/89		
Γ-1	40,00	3.30	38.60	-	19	7
Γ-2	45,09	3.30	38.90	45.00	22	8
Γ-3	40,75	2.60	40.30	-	20	7
Γ-4	42,51	3.30	42.40	-	21	8
Γ-5	42,43	2.30	34.20	42.30	21	8

Τα δείγματα τα οποία ελήφθησαν κατά την εκτέλεση των γεωτρήσεων, μεταφέρθηκαν στο εργαστήριο, φωτογραφήθηκαν και ακολούθως εκτελέστηκαν εργαστηριακές δοκιμές για τον προσδιορισμό των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών τους. Οι εργαστηριακές δοκιμές που εκτελέστηκαν σε δείγματα εδάφους είναι:

1. Δοκιμές κατάταξης και προσδιορισμού των φυσικών χαρακτηριστικών:
 - Κοκκομετρικές αναλύσεις
 - Προσδιορισμός ορίων Atterberg (όριο υδαρότητας , όριο πλαστικότητας)
 - Φυσική υγρασία, w
 - Ειδικό βάρος, Gs

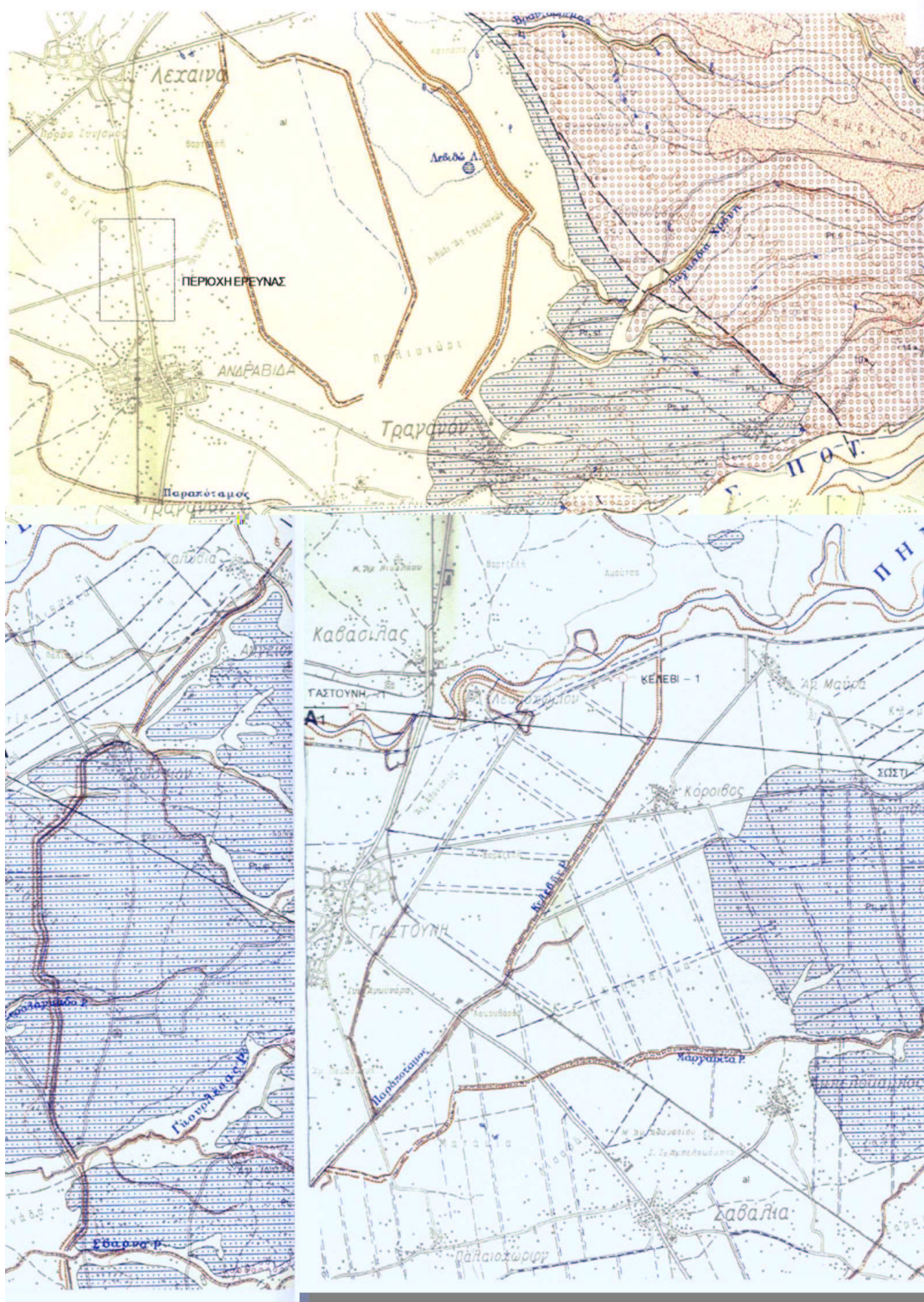
2. Δοκιμές προσδιορισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών:
 - Δοκιμές συμπίεστότητας
 - Δοκιμές διάτμησης
 - Δοκιμές τριαξονικής φόρτισης (UU και CUPP)
 - Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης

5.2 Γεωλογία της περιοχής

Στην ευρύτερη περιοχή (σχήμα 5.1) υπάρχουν πλειο - πλειστοκαινικές αποθέσεις ιλιούχων και αμμούχων αργιλομαργών ποικίλου χρωματισμού (κυανές, κιτρινόφαιες, ανοιχτότεφρες). Κατά τόπους εμφανίζονται εντός του σχηματισμού φακοί ασβεστούχων πηλών και λιγνιτών (πάχους έως 40 cm.).

Σε μικρότερο βαθμό μαργαϊκοί ή ασβεστιτικοί ψαμμίτες και άμμοι συνήθως υπερκείμενοι των μαργών, ενώ κατά τόπους υπάρχουν εμφανίσεις μικροκροκαλοπαγών. Ταυτόχρονα η ύπαρξη του ποταμού Πηνειού στην περιοχή Λεχαιών – Ανδραβίδας – Κυλλήνης (σχήμα 5.1) προκαλεί από τη μια αποσάθρωση των παραπάνω σχηματισμών και από την άλλη απόθεση υλικών με αποτέλεσμα να κυριαρχούν επιφανειακά αλούβιες προσχώσεις άμμων και αργίλων.

Γενικά στην στενή περιοχή της προμελέτης επικρατούν επιφανειακά υποκίτρινες λεπτομερείς αργιλώδεις άμμοι χαλαρές οι οποίες σύμφωνα και με τα δεδομένα των γεωτρήσεων φτάνουν περίπου ως τα 10-15 m. Υπέρκεινται κυανών αργίλων τα βάθη των οποίων φτάνουν στα 35-40 m εντός των οποίων κατά τόπους βρίσκονται μικροαπολιθώματα (πιθανόν υφάλμυρης φάσης) και λεπτά στρώματα φυτοαπολιθωμάτων (ξυλίτης). Στην συνέχεια υπάρχει στρώμα γκριζόλευκης άμμου πολύ πυκνής ποικίλου πάχους τουλάχιστον 5-7 m. Εξάλλου πρέπει να τονισθεί η ύπαρξη σχεδόν επιφανειακού υδροφόρου ορίζοντα.



Σχήμα 5.1 Χάρτης περιοχής μελέτης

5.3 Αξιολόγηση των εργαστηριακών δοκιμών

5.3.1 Κοκκομετρική ανάλυση και προσδιορισμός των φυσικών χαρακτηριστικών

Για την κοκκομετρική ανάλυση του εδάφους, ελήφθησαν δείγματα από διάφορα βάθη και για τις πέντε γεωτρήσεις που έγιναν, ώστε να κατασκευαστεί η κοκκομετρική καμπύλη. Για μέγεθος κόκκου μεγαλύτερο από 0,074 mm (άμμος και χάλικες) έγινε κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα, ενώ για τα μικρότερα μεγέθη κόκκου χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος του υδρομέτρου (περιγράφονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 2). Στη συνέχεια προσδιορίστηκαν τα χαρακτηριστικά της παραπάνω καμπύλης (συντελεστής ομοιομορφίας U, συντελεστής κοιλότητας C) και τα όρια Atterberg (LL, PL, PI). Ακόμα προσδιορίστηκαν η υγρασία w, το φαινόμενο βάρος γ, το ξηρό φαινόμενο βάρος γ_d, το ειδικό βάρος G_s, ο δείκτης πόρων e και ο βαθμός κορεσμού Sr. Τέλος έγινε κατάταξη των εδαφικών δειγμάτων σύμφωνα με το σύστημα AUSCS (American Unified Soil Classification System). Επίσης στο παράρτημα Β της διπλωματικής, δίνεται ένα πρότυπο εργαστηριακό φύλλο με τα αποτελέσματα και τα διαγράμματα της κοκκομετρικής ανάλυσης.

Στον πίνακα 5.3 δίνονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα της κοκκομετρικής ανάλυσης για τις πέντε γεωτρήσεις.

Πίνακας 5.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα κοκκομετρικής ανάλυσης

Γ1

Βάθος (m)	LL	PL	w %	LI	PI	AUSCS	άμμος%	ιλύς%	άργιλος%
3,30	27,70	20,70	23,40	7,00	0,39	CL-ML	4	85,4	10,6
7,00			22,00			ML	40	54,6	5,4
12,50			14,20			SP	99	0,5	0,5
17,70	39,60	20,80	25,50	18,80	0,25	CL	1	69,5	29,5
21,30	25,10	17,90	27,70	7,20	1,36	CL	12	76,4	11,6
27,60	41,70	22,90	26,90	18,80	0,21	CL	0,8	68,1	31,2
31,90	23,20	19,20	27,60	4,00	2,10	CL-ML	4	82,7	13,3
37,60	56,00	20,20	27,60	35,80	0,21	CH	2	50,3	47,7
39,80			25,40			SM	59	23	11

Γ2

Βάθος (m)	LL	PL	w %	LI	PI	AUSCS	άμμος%	ιλύς%	άργιλος%
3,30	29,80	17,90	28,60	11,90	0,90	CL	6	77,2	16,8
7,40	27,50	16,70	24,60	10,80	0,73	CL	11	71,6	17,4
11,60	32,00	16,50	28,30	15,50	0,76	CL	2	73,5	24,5
14,00	22,90	19,00	14,10	3,90	-1,26	ML	7	86,2	6,8
17,50	24,20	15,20	27,00	9,00	1,31	CL	9	72,4	18,6
21,80	25,30	18,40	36,40	6,90	2,61	CL-ML	4	83,3	12,7
30,70	28,50	18,30	27,60	10,20	0,91	CL	4	78,2	17,8
37,20	34,30	13,00	22,60	21,30	0,45	CL	13	50,9	36,1
39,60			24,60			SP	99	0,5	0,5

Γ3

Βάθος (m)	LL	PL	w %	LI	PI	AUSCS	άμμος%	ιλύς%	άργιλος%
3,40	27,10	16,30	22,50	10,80	0,57	CL	9,00	69,4	21,6
8,45			22,00			SP	98,70	1	0,3
11,00	21,40	17,60	22,90	3,80	1,39	ML	22,00	69,6	8,4
13,40	23,10	18,20	23,60	4,90	1,10	CL-ML	18,00	69,6	12,4
17,60	27,20	18,50	33,10	8,70	1,68	CL	3,00	82,7	14,3
21,50	23,10	20,50	26,10	2,60	2,15	ML	5,00	83,5	11,5
25,70			22,80			ML	30,00	61,6	8,4
29,50	29,70	19,10	28,10	10,60	0,85	CL	1,00	78	21
40,00			12,80			SM	55,90	10	3,8

Γ4

Βάθος (m)	LL	PL	w %	LI	PI	AUSCS	άμμος%	ιλύς%	άργιλος%
3,30	25,00	15,70	23,60	9,30	0,85	CL	21,00	61,7	17,3
5,60	25,10	17,90	24,00	7,20	0,85	CL	10,00	79,9	10,1
7,70			20,70			ML	33,00	58,1	8,9
11,40	21,70	17,60	21,50	4,10	0,95	CL-ML	9,00	88	11
15,20	24,60	17,10	28,40	7,50	1,51	CL	9,00	73,7	17,3
23,30	25,90	18,00	22,90	7,90	0,62	CL	8,00	80,2	11,8
27,50	23,00	17,60	29,10	5,40	2,13	CL-ML	13,00	74,4	12,6
31,60	32,90	17,40	26,70	15,50	0,60	CL	2,00	69,2	28,8
33,40	31,10	17,40	22,70	13,70	0,39	CL	17,00	69,9	13,1
36,45			25,50			SM	68,00	14,9	17,1
40,80			25,50			SP-SM	92,70	3,6	3,7

Γ5

Βάθος (m)	LL	PL	w %	LI	PI	AUSCS	άμμος%	ιλύς%	άργιλος%
5,70	24,90	17,70	19,50	7,20	0,25	CL	15,00	75	10
8,00			20,00			ML	34,00	58,3	7,7
9,10	25,40	18,30	40,10	7,10	3,07	CL	14,00	73	13
13,50	26,50	18,50	25,60	8,00	0,89	CL	6,00	83,2	10,8
17,80			23,60	0,00		ML	22,00	72,5	5,5
21,10	27,10	17,40	23,80	9,70	0,66	CL	4,00	79,6	16,4
23,50	38,40	20,40	27,90	18,00	0,42	CL	1,00	65,5	33,5
25,60	22,80	18,30	21,10	4,50	0,62	ML	14,00	73	13
27,70	30,70	16,80	30,00	13,90	0,95	CL	1,00	75,8	23,2
33,50	30,30	16,20	22,40	14,10	0,44	CL	1	75,3	23,7
37,80			22,40			SM	73	11,5	15,5

Περιγραφή των συμβολισμών της κατάταξης AUSCS

- **CL**, Ανόργανη άργιλος μικρής ή μέσης πλαστιμότητας, χαλικώδης άργιλος, αμμώδης άργιλος, ιλυώδης άργιλος
- **ML**, Ανόργανη ιλύς, λεπτόκοκκη άμμος, ιλυώδης ή αργιλώδης λεπτόκοκκη άμμος
- **CH**, Ανόργανη άργιλος μεγάλης πλαστιμότητας
- **SP**, Άμμος κακής διαβάθμισης με χαλίκια, λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα
- **SM**, ιλυώδης άμμος

Για την λεπτομερέστερη περιγραφή των σχηματισμών χρησιμοποιούνται οι πίνακες του συστήματος κατάταξης AUSCS που βρίσκονται στο παράρτημα.

5.3.2 Τριαξονική δοκιμή

Στο παρόν έργο πραγματοποιήθηκαν δύο είδη τριαξονικής δοκιμής.

- Η δοκιμή UU (Undrained, Unconsolidated, χωρίς αποστράγγιση, χωρίς στερεοποίηση), η οποία γίνεται γρήγορα και χωρίς μέτρηση πίεσης πόρων.
- Η δοκιμή CU (Consolidated, Undrained, στερεοποίηση, χωρίς αποστράγγιση) με μέτρηση της πίεσης πόρων (pore pressure) (Lambe and Whitman 1979).

Τα κύρια χαρακτηριστικά της δοκιμής UU είναι (Παπαχαρίσης 2001):

- Δεν υφίσταται στερεοποίηση πριν την δοκιμή
- Η αξονική πίεση ($\sigma_1 - \sigma_3$) εφαρμόζεται γρήγορα μέχρι τη θραύση, ώστε η αποστράγγιση του δοκιμίου να μην είναι δυνατή κατά τη διάρκεια της δοκιμής
- Η ουδέτερη πίεση u δεν μετράται
- Όταν εφαρμόζεται σε εδάφη κορεσμένα, τότε $\phi_u = 0$ ενώ σε μη κορεσμένα $\phi_u > 0$
- Το χρονικό διάστημα πραγματοποίησης της δοκιμής είναι μικρό (γρήγορη δοκιμή) (Παπαχαρίσης 2001)

Τα κύρια χαρακτηριστικά της δοκιμής CUPP είναι (Παπαχαρίσης 2001):

- Η φάση της στερεοποίησης πριν τη δοκιμή γίνεται με ανοιχτή αποστράγγιση εφαρμόζοντας μια υδροστατική πίεση σ_3 και χαράζονται η καμπύλες της στερεοποίησης
- Μετράται η ουδέτερη πίεση u
- Η δοκιμή εφαρμόζεται σε εδάφη κορεσμένα
- Το χρονικό διάστημα πραγματοποίησης της δοκιμής είναι μικρό (γρήγορη δοκιμή)

Η δοκιμή UU έγινε σε κάθε δείγμα για τρεις διαφορετικές τιμές της υδροστατικής πίεσης σ_3 και κατασκευάζονται δύο διαγράμματα :

1. Ένα διάγραμμα όπου στον κάθετο άξονα τοποθετούνται οι τιμές της διαφορικής πίεσης $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ και στον οριζόντιο η αξονική παραμόρφωση ϵ_a (%)
2. Ένα διάγραμμα $\tau - \sigma$ όπου σχεδιάζονται οι τρεις κύκλοι του Mohr.

Από το τελευταίο διάγραμμα προσδιορίζονται οι τιμές της συνοχής c_u και γωνίας τριβής ϕ_u . Το έντυπο μετρήσεων και απεικόνισης διαγραμμάτων δίνεται στο παράρτημα, ενώ στον πίνακα 5.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δοκιμής UU (c_u και ϕ_u).

Πίνακας 5.4 Αποτελέσματα δοκιμής UU

Βάθος (m)	c_u (kPa)	ϕ_u (deg)
	Γ1	
3,30	40	2,5
21,30	30	9
	Γ2	
3,30	40	3
11,60	30	3,3
30,70	45	5
	Γ3	
13,40	40	7
21,50	15	7
	Γ4	
7,70	60	19
15,20	20	10
31,60	60	1,5
	Γ5	
17,80	60	9
23,50	50	4

Η δοκιμή CUPP έγινε σε κάθε δείγμα για τρεις διαφορετικές τάσεις στερεοποίησης και τα διαγράμματα που κατασκευάστηκαν ήταν :

- Διαφορική τάση $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ με αξονική παραμόρφωση ε_a
- Του λόγου $\sigma_1' - \sigma_3'$ με την αξονική παραμόρφωση ε_a
- Πίεση πόρων $u - \varepsilon_a$
- Διατμητική τάση τ – ορθές τάσεις σ , όπου σχεδιάζονται οι κύκλοι του Mohr τόσο σε ολικές, όσο και σε ενεργές τάσεις. Έτσι από αυτό το διάγραμμα προσδιορίζονται τόσο τα c, φ , όσο και τα φ', c' .

Το έντυπο μετρήσεων και διαγραμμάτων δίνεται στο παράρτημα Β, ενώ στον πίνακα 5.5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δοκιμής CUPP (c', φ', c, φ)

Πίνακας 5.5 Αποτελέσματα δοκιμής CUPP

Βάθος (m)	c (kPa)	φ (deg)	c' (kPa)	φ (deg)
Γ1				
7,00	30	31	20	33
27,60	15	17	0	24
Γ2				
7,40	30	22,5	0	39
21,80	100	25	60	35
Γ3				
3,40	90	27	0	56
17,60	65	16,5	50	25
Γ4				
3,30	140	26	30	33,5
19,60	160	31	100	37
Γ5				
13,50	100	15	40	27
21,10	105	26	0	38

5.3.3 Δοκιμή απευθείας διάτμησης

Με την δοκιμή απευθείας διάτμησης προσδιορίζεται η αντοχή του εδάφους σε διάτμηση και οι παράμετροι αντοχής φ και c . Οι συνθήκες που εφαρμόστηκαν στη

δοκιμή για το παρόν έργο, ήταν με στερεοποίηση και χωρίς να επιτρέπεται η στράγγιση. Χρησιμοποιήθηκαν για κάθε δείγμα τρία δοκίμια στα οποία εφαρμόστηκε διαφορετική κατακόρυφη τάση σ_v . Έτσι κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα :

- Διατμητικής τάσης τ – αξονικής παραμόρφωσης ε
- Κατακόρυφης καθίζησης ε_v – αξονικής παραμόρφωσης ε

Από το πρώτο διάγραμμα προσδιορίζεται η μέγιστη διατμητική τάση τ_{max} για τα τρία δοκίμια και οι τιμές που προκύπτουν τοποθετούνται σε διάγραμμα $\tau - \sigma$, από όπου προσδιορίζονται οι τιμές των ϕ_u και c_u (αστράγγιστες συνθήκες). Το έντυπο μετρήσεων και απεικόνισης διαγραμμάτων δίνεται στο παράρτημα Β, ενώ στον πίνακα 5.6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δοκιμής απευθείας διάτμησης.

Πίνακας 5.6 Αποτελέσματα δοκιμής απευθείας διάτμησης

Βάθος (m)	c_u (kPa)	ϕ_u (deg)
Γ1		
39,80	0	45
Γ2		
27,00	0	21,5
39,60	15	34
Γ3		
36,75	10	12,5
Γ4		
5,6	0	24
36,45	30	31
Γ5		
8	90	31
37,8	50	23

5.3.4 Δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης

Με τη παραπάνω δοκιμή προσδιορίζετε η αντοχή του εδάφους q_u . Το δοκίμιο τοποθετείται στη συσκευή μονοαξονικής θλίψης και φορτίζεται προοδευτικά μέχρι τη θραύση του. Η αντοχή σε θλίψη q_u υπολογίζεται από το λόγο της δύναμης που εφαρμόζεται την στιγμή της θραύσης προς την ενεργή διατομή του δοκιμίου (διάγραμμα $\sigma - \varepsilon$). Στο παράρτημα παρουσιάζεται το εργαστηριακό φύλλο εργασίας

της δοκιμής με το διάγραμμα, τα χαρακτηριστικά του δοκιμίου και τα αποτελέσματα, ενώ στον πίνακα 5.7 τα αποτελέσματα της δοκιμής για κάθε δείγμα.

Πίνακας 5.7 Αποτελέσματα δοκιμής ανεμπόδιστης θλίψης

Βάθος (m)	q_u (kg/cm ²)	q_u (kPa)	c_u (kPa)
Γ1			
5,60	1,77	173,46	86,73
10,65	0,93	91,14	45,57
33,50	1,82	178,36	89,18
35,20	1,77	173,46	86,73
Γ2			
7,40	0,8	78,4	39,2
17,00	0,94	92,12	46,06
27,60	0,36	35,28	17,64
33,20	0,71	69,58	34,79
Γ3			
5,60	1,13	110,74	55,37
13,40	0,59	57,82	28,91
21,00	0,88	86,24	43,12
28,70	1,38	135,24	67,62
33,60	1,1	107,8	53,9
Γ4			
3,30	0,28	27,44	13,72
25,40	0,93	91,14	45,57
27,50	0,28	27,44	13,72
33,40	0,32	31,36	15,68
Γ5			
5,70	0,92	90,16	45,08
12,65	1,04	101,92	50,96
19,30	0,67	65,66	32,83
31,70	1,94	190,12	95,06

5.3.5 Δοκιμή μονοδιάστατης στερεοποίησης

Στο συγκεκριμένο πείραμα από τη δοκιμή συμπιεστότητας (οιδήμετρο) λήφθηκαν τα παρακάτω διαγράμματα :

- Καμπύλες χρόνου – υποχώρησης για κάθε πίεση που εφαρμόσθηκε (από 0,125 έως 8 kg/cm²)

- Διάγραμμα δείκτη πόρων e – πίεσης σ
- Μεταβολή συντελεστή στερεοποίησης C_v – πίεση σ

Από το διάγραμμα e – πίεση σ , προσδιορίζεται ο δείκτης συμπίεστικότητας $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma$ και η τάση προφόρτισης P_0 σύμφωνα με τη μέθοδο Casagrande. Στο παράρτημα παρουσιάζεται το εργαστηριακό φύλλο της δοκιμής, με τα χαρακτηριστικά των δοκιμίων και τα διαγράμματα. Τέλος στον πίνακα 5.8 φαίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για όλα τα δείγματα που υποβλήθηκαν σε μονοδιάστατη στερεοποίηση.

Πίνακας 5.8 Δοκιμή μονοδιάστατης στερεοποίησης

Βάθος (m)	λόγος κενών e	C_c	P_0 (kPa)
Γ1			
3,30	0,637	0,17	65
7,00	0,603	0,111	100
17,70	0,758	0,195	60
Γ2			
4,80	0,53	0,009	60
14,00	0,474	0,069	90
Γ3			
3,40	0,663	0,124	80
11,00	0,61	0,087	42
25,70	0,621	0,072	85
Γ4			
3,30	0,666	0,156	70
7,70	0,582	0,079	70
19,60	0,764	0,173	55
Γ5			
5,70	0,599	0,11	100
17,80	0,771	0,169	100

5.4 Αξιολόγηση γεωτρητικών δεδομένων και κατασκευή εδαφικών τομών

Σκοπός των εργαστηριακών και των επί τόπου δοκιμών, οι οποίες πραγματοποιήθηκαν στα διάφορα δείγματα που συλλέχθηκαν, είναι ο προσδιορισμός των φυσικών χαρακτηριστικών και των παραμέτρων αντοχής του εδάφους για κάθε βάθος που έγινε δειγματοληψία, καθώς και η κατασκευή ενός εδαφικού μοντέλου που να αντιπροσωπεύει όσο το δυνατό καλύτερα τις στρώσεις.

Για την κατασκευή των γεωτεχνικών τομών για κάθε γεώτρηση, χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα από τις δοκιμές κατάταξης, τα αποτελέσματα από την δοκιμή πρότυπης διείσδυσης και τα γεωλογικά στοιχεία που υπήρχαν για την περιοχή μελέτης. Έτσι από την δοκιμή πρότυπης διείσδυσης SPT (πίνακας 5.9, σχήμα 5.2), η κάθε γεώτρηση χωρίστηκε σε στρώματα διαφορετικής αντοχής (διαφορετικό εύρος τιμών του N). Στο σχήμα 5.2 δίνεται η μεταβολή του αριθμού N και των τιμών της ϕ' (συσχέτιση με SPT από το σχήμα 4.4) με το βάθος και στο σχήμα 5.3 η μεταβολή της υγρασίας και των ορίων Atterberg με το βάθος. Στη συνέχεια δόθηκε η γεωλογική περιγραφή του κάθε στρώματος και σχεδιάστηκαν οι γεωτεχνικές τομές για κάθε γεώτρηση (σχήματα 5.4 – 5.8).

Στο αριστερό μέρος των γεωτεχνικών τομών φαίνονται τα βάθη στα οποία έγινε δειγματοληψία, καθώς και η κατάταξή τους σύμφωνα με το σύστημα A.U.S.C.S. Στο δεξιό μέρος των τομών εκτός από τη γεωλογική περιγραφή δίνονται σε παρένθεση οι μέσοι όροι του αριθμού κρούσεων N, της υγρασίας W και το βάθος του πατώματος κάθε στρώσης. Τέλος στο αριστερό τμήμα δίνονται το βάθος της γεώτρησης και το υψόμετρο στο οποίο πραγματοποιήθηκε.

Στον πίνακα 5.10 δίνονται τα χαρακτηριστικά των στρώσεων για κάθε γεωτεχνική τομή. Στις δύο πρώτες στήλες δίνεται το βάθος στο οποίο βρίσκεται το ταβάνι και το πάτωμα του κάθε στρώματος, στην τρίτη στήλη ο αριθμός των δειγμάτων που ανήκουν στο κάθε στρώμα και χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή των μέσων όρων (όρια Atterberg, περιεκτικότητα σε υγρασία w κ.τ.λ).

Στο σχήμα 5.9 φαίνεται η κάτοψη των 5 γεωτρήσεων και η τομή (διακεκομμένη γραμμή) που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή του δυσδιάστατου εδαφικού μοντέλου της περιοχής μελέτης. Αυτό το εδαφικό μοντέλο (σχήμα 5.10) προέκυψε από την ομαδοποίηση των στρωμάτων των γεωτεχνικών τομών και περιλαμβάνει τα εξής στρώματα:

1. Αλλούβιες αργλικές προσχώσεις (κόκκινο)
2. Φακούς άμμου (πράσινο)
3. Πλειοκαινικές μαργαϊκές αποθέσεις μικρής έως μέσης πυκνότητας (γαλάζιο)
4. Πλειοκαινικές σκληρές μάργες (μπλε)
5. Πλειοκαινικό στρώμα γκριζόλευκης πυκνής άμμου (πράσινο)

(Οι αλλουβιες προσχώσεις συμβολίζονται με πλάγιες γραμμές ενώ οι πλειοκαινικές αποθέσεις με δικτύωμα.)

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των παραπάνω στρωμάτων (τιμές συνοχής c και γωνία εσωτερικής τριβής ϕ) προκύπτουν από τις εργαστηριακές δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν. Στο πίνακα 5.11 δίνονται οι μέσες τιμές των c και ϕ για τα εδαφικά στρώματα του μοντέλου. Παρακάτω αναφέρονται τα χαρακτηριστικά και οι παραδοχές για την κατασκευή του πίνακα 5.11.

- Για τις ενεργές τιμές των μηχανικών παραμέτρων (c' , ϕ') των αργλικών στρωμάτων χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα της τριαξονικής δοκιμής CU_{PP}.
- Για τις ενεργές τιμές των μηχανικών παραμέτρων (c' , ϕ') των άμμων θεωρήθηκε $c' = 0$ (δεν υπήρχαν δεδομένα) και οι τιμές της ϕ' προέκυψαν από τη συσχέτιση της με την δοκιμή SPT.
- Για τις αστράγγιστες παραμέτρους (c_u , ϕ_u) χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα της τριαξονικής δοκιμής UU για τα αργλικά στρώματα, ενώ για τα στρώματα άμμου τα αποτελέσματα από την δοκιμή άμεσης διάτμησης.
- Δίπλα σε κάθε τιμή υπάρχει σε παρένθεση ο αριθμός των δειγμάτων που χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή του μέσου όρου.
- Για τις τιμές c_u , ϕ_u για το αλλούβιο στρώμα άμμου δεν υπάρχουν δεδομένα.
- Οι ενεργές τιμές των μηχανικών παραμέτρων προέκυψαν από γραμμική περιβάλλουσα coulomb, η οποία δεν αντιπροσωπεύει πλήρως το μηχανισμό αστοχίας

- Οι τιμές c_u , ϕ_u που προκύπτουν από διαφορετικές δοκιμές μπορεί να είναι συγκρίσιμες μόνο αν εφαρμοσθούν οι ίδιες συνθήκες και τα δείγματα είναι αδιατάρακτα.

5.5 Σχόλια

Η κατασκευή των γεωτεχνικών τομών όπως αναφέρθηκε και παραπάνω έγινε με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών κατάταξης, την επί τόπου δοκιμή πρότυπης διείσδυσης και της πληροφορίας που δόθηκαν για την γεωλογία της περιοχής. Αντιπροσωπευτικότερη εικόνα των εδαφικών στρώσεων του υπεδάφους θα μπορούσε να ληφθεί εάν υπήρχαν στοιχεία από τους πυρήνες (καρότα) των γεωτρήσεων, ώστε να δινόταν καλύτερη περιγραφή των στρωμάτων αυτών.

Επίσης τα εδαφικά υλικά παρουσιάζουν σημαντική ανομοιογένεια αφού η συμπεριφορά τους μεταβάλλεται όχι μόνο μεταξύ διαφορετικών τύπων εδαφών, αλλά και μεταξύ υλικών του ίδιου τύπου. Αυτό γίνεται σαφές από τα εργαστηριακά αποτελέσματα όπου υπάρχει διαφορά στις τιμές των μηχανικών παραμέτρων των υλικών του ίδιου τύπου. Κατά συνέπεια η ομαδοποίηση των γεωτεχνικών τομών, η οποία γίνεται για την κατασκευή ενός δυσδιάστατου εδαφικού μοντέλου δεν αντιπροσωπεύει πλήρως το υπέδαφος.

Αυτό το γεγονός μπορεί να έχει επιπτώσεις στον σωστό σχεδιασμό και την κατασκευή του έργου. Στην περίπτωση της μελέτης ευστάθειας πρανών το παραπάνω γεγονός μπορεί να επηρεάσει τον σωστό υπολογισμό του συντελεστή ευστάθειας, τόσο λόγω μιας πιθανής παράληψης κάποιου εδαφικού σχηματισμού ο οποίος μπορεί να παίζει σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια του πρανούς, όσο και από την χρησιμοποίηση μέσω των τιμών των μηχανικών παραμέτρων του εδάφους (συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής).

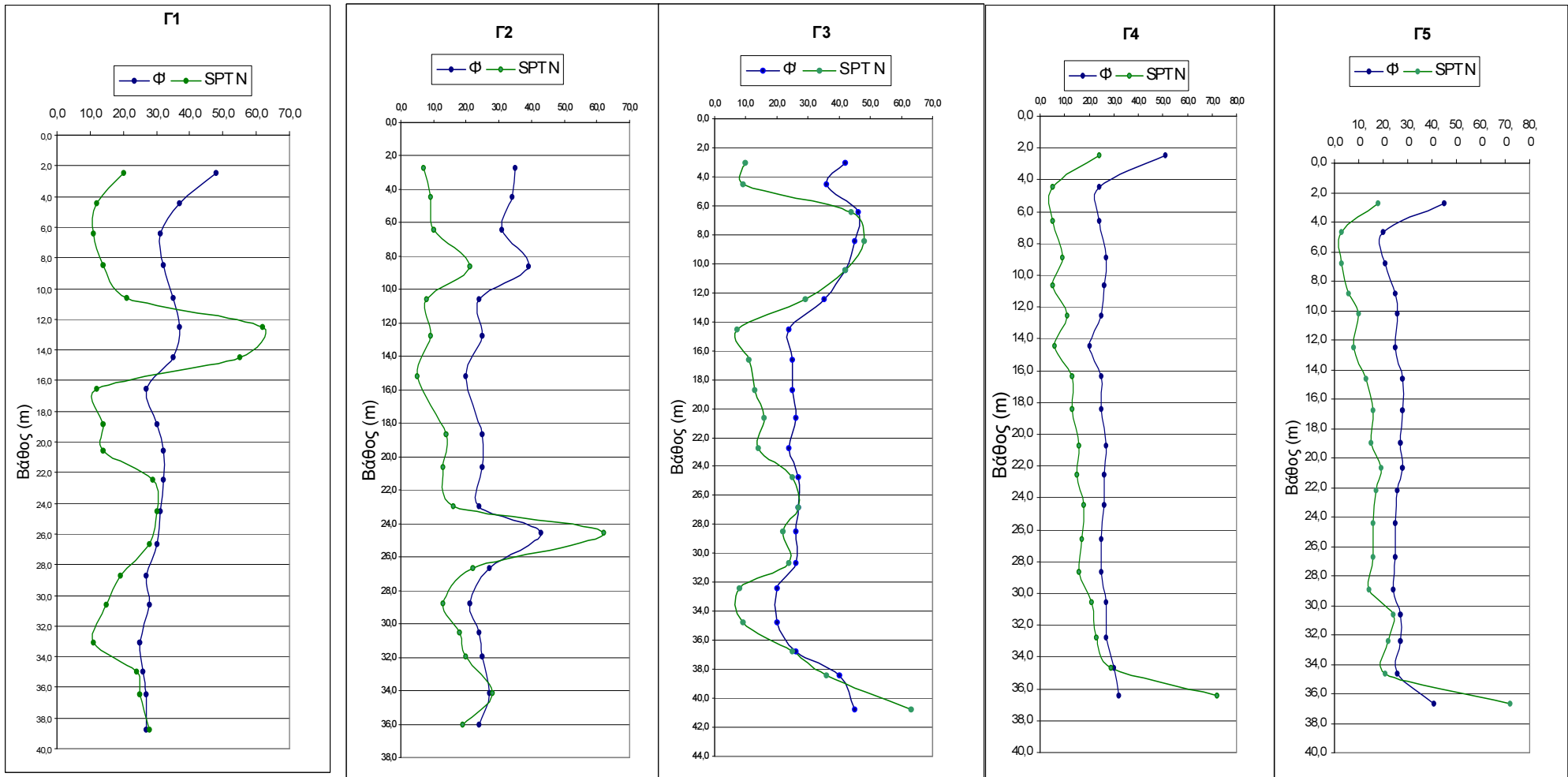
Στα επόμενα κεφάλαια αναπτύσσεται η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων και η χρησιμοποίησή τους στην ανάλυση ευστάθειας πρανών. Επίσης στο λογισμικό πακέτο Plaxis θα γίνει ο υπολογισμός των συντελεστών ευστάθειας των πρανών δύο εκσκαφών του εδαφικού μοντέλου που κατασκευάστηκε στο παρόν κεφάλαιο (σχήμα 5.10), τόσο με χρήση των μέσων όρων των τιμών c και ϕ που υπολογίστηκαν, όσο και με την χρήση των μικρότερων και των μέγιστων τιμών, ώστε να συγκριθούν τα αποτελέσματα.

Πίνακας 5.9 Αποτελέσματα δοκιμής SPT

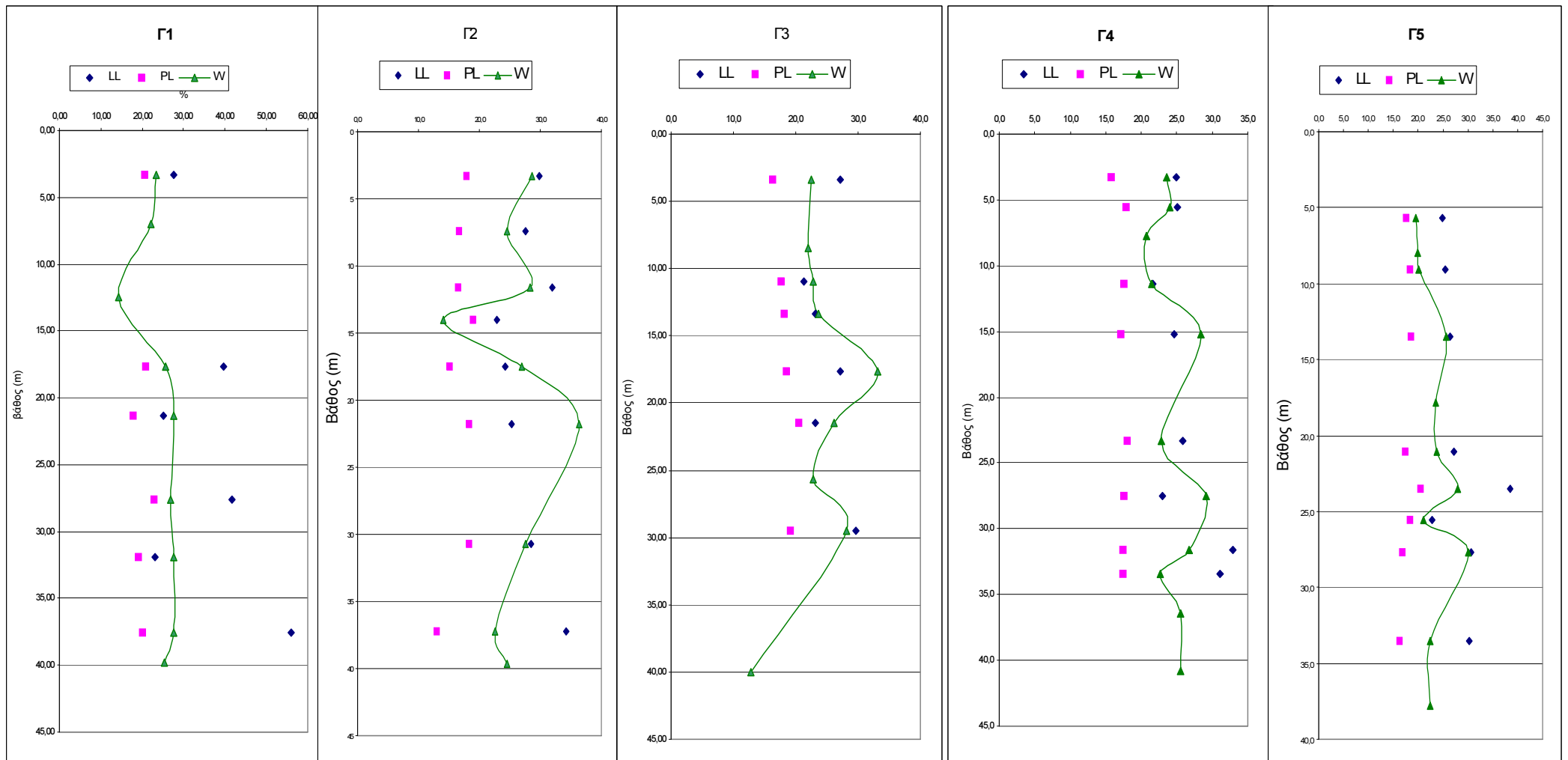
	Γ1			Γ2			Γ3		
Αρ. βάθος (m)	Τελ. βάθος (m)	Αρ. κρούσεων N	Αρ. βάθος (m)	Τελ. βάθος (m)	Αρ. κρούσεων N	Αρ. βάθος (m)	Τελ. βάθος (m)	Αρ. κρούσεων N	
2,00	2,45	20	2,30	2,75	7	2,60	3,05	10	
4,00	4,45	12	4,00	4,45	9	4,10	4,55	9	
6,00	6,45	11	6,00	6,45	10	6,00	6,45	44	
8,00	8,45	14	8,20	8,65	21	8,00	8,45	48	
10,20	10,65	21	10,10	10,55	8	10,00	10,45	42	
12,10	12,55	62	12,30	12,75	9	12,00	12,45	29	
14,00	14,45	55	14,70	15,15	5	14,10	14,55	7	
16,10	16,55	12	18,20	18,65	14	16,20	16,65	11	
18,40	18,85	14	20,20	20,65	13	18,30	18,75	13	
20,10	20,55	14	22,50	22,95	16	20,20	20,65	16	
22,00	22,45	29	24,10	24,55	62	22,30	22,75	14	
24,10	24,55	30	26,20	26,65	22	24,30	24,75	25	
26,20	26,65	28	28,30	28,75	13	26,40	26,85	27	
28,30	28,75	19	30,10	30,55	18	28,00	28,45	22	
30,20	30,65	15	31,50	31,95	20	30,20	30,65	24	
32,60	33,05	11	33,70	34,15	28	32,00	32,45	8	
34,50	34,95	24	35,60	36,05	19	34,30	34,75	9	
36,00	36,45	25	38,10	38,55	APN	36,30	36,75	25	
38,30	38,75	28	40,10	40,55	APN	38,00	38,45	36	
			42,20	42,65	APN	40,30	40,75	63	
			43,40	43,85	APN				
			45,00	45,45	APN				

Πίνακας 5.9 Αποτελέσματα δοκιμής SPT (συνέχεια)

	Γ4			Γ5	
Αρ. βάθος (m)	Τελ. βάθος (m)	Αρ. κρούσεων N	Αρ. βάθος (m)	Τελ. βάθος (m)	Αρ. κρούσεων N
2,00	2,45	24	2,30	2,75	18
4,00	4,45	5	4,20	4,65	3
6,10	6,55	5	6,40	6,85	3
8,40	8,85	9	8,40	8,85	6
10,20	10,65	5	9,80	10,25	10
12,10	12,55	11	12,10	12,55	8
14,00	14,45	6	14,20	14,65	13
15,90	16,35	13	16,30	16,75	16
18,00	18,45	13	18,50	18,95	15
20,30	20,75	16	20,20	20,65	19
22,10	22,55	15	21,80	22,25	17
24,00	24,45	18	24,00	24,45	16
26,10	26,55	17	26,30	26,75	16
28,20	28,65	16	28,50	28,95	14
30,10	30,55	21	30,20	30,65	24
32,30	32,75	23	32,00	32,45	22
34,20	34,65	29	34,20	34,65	21
36,00	36,45	72	36,20	36,65	72
38,00	38,45	APN	38,20	38,65	APN
40,20	40,65	APN	40,10	40,55	APN
42,40	42,85	APN	42,30	42,75	APN



Σχήμα 5.2 Μεταβολή N και ϕ με το βάθος

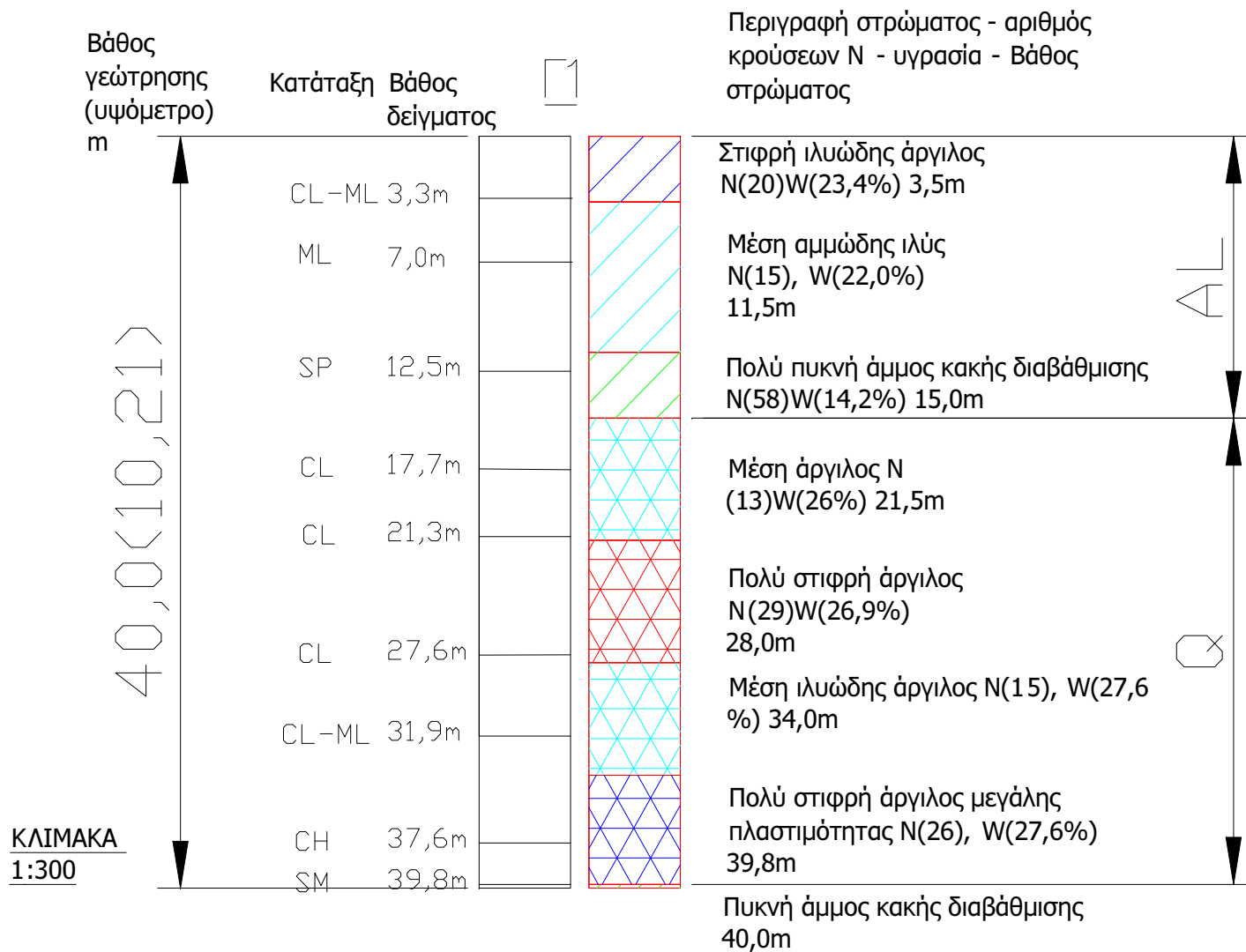


Σχήμα 5.3 Μεταβολή PL, LL, W με το βάθος

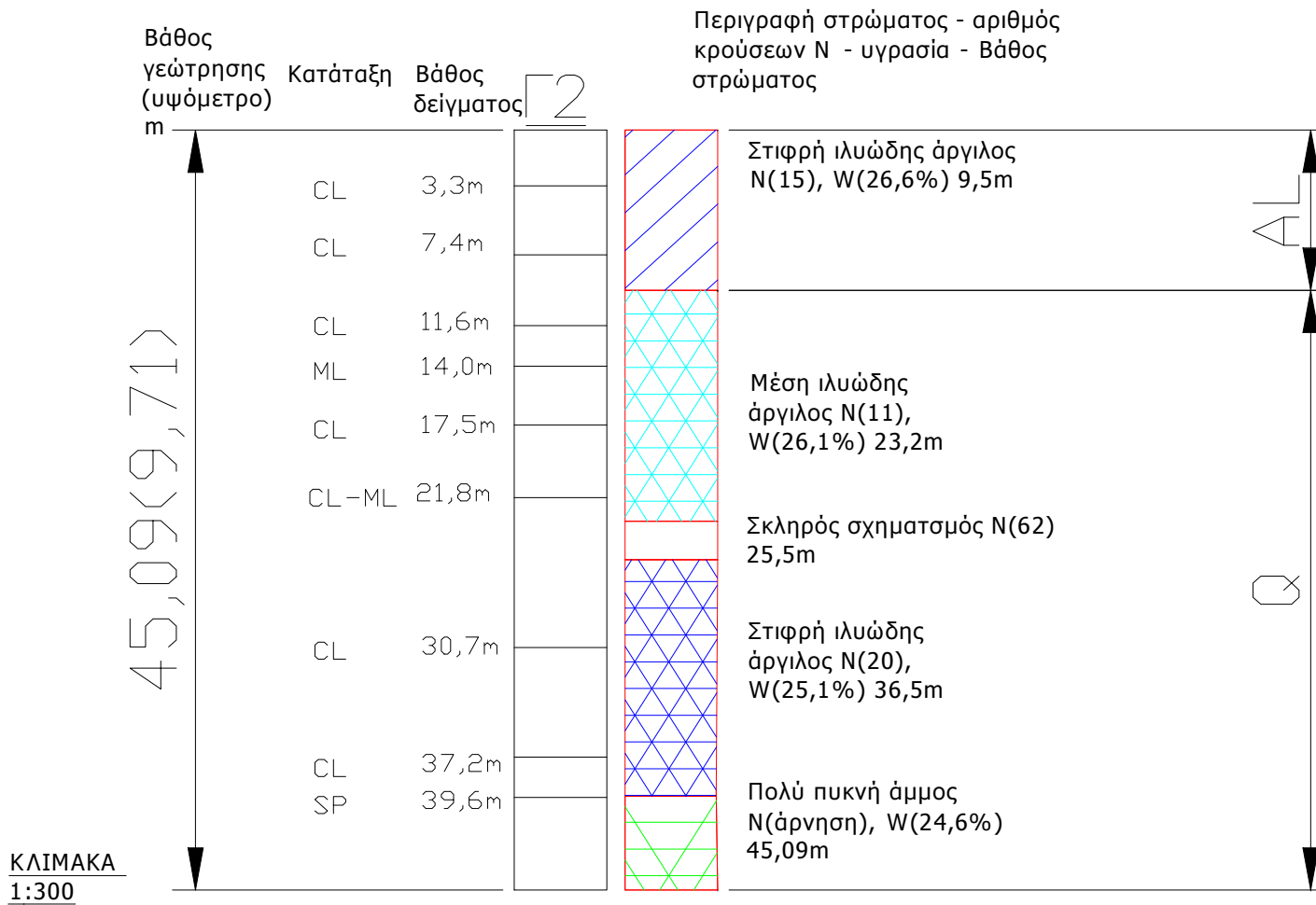
Πίνακας 5.10 Μέσες τιμές των χαρακτηριστικών των εδαφικών στρωμάτων για κάθε γεώτρηση

	Αρχ. Βάθος	Τελικό βάθος	# δειγμάτων	w%	LL	PL	άμμος %	ίλος %	άργιλος %	Χάλικες %	N
	0,00	3,50	1	23,4	27,7	20,7	4,0	85,4	10,6	0,0	20
	3,50	11,50	1	22,0			40,0	54,6	5,4	0,0	15
	11,50	15,00	1	14,2			99,0	0,5	0,5	0,0	58
Γ1	15,00	21,50	2	26,0	32,4	19,4	6,5	73,0	21,5	0,0	13
	21,50	28,00	1	26,9	41,7	22,9	0,8	68,1	31,2	0,0	29
	28,00	34,00	1	27,6	23,2	19,2	4,0	82,7	13,3	0,0	15
	34,00	39,80	1	27,6	56,0	20,2	2,0	50,3	47,7	0,0	26
	39,80	40,00	1	25,4			59,0	23,0	11,0	0,7	
	0,00	9,50	2	26,6	28,6	17,3	8,5	74,4	17,1	0,0	15
	9,50	23,20	4	26,5	26,1	17,3	6,0	78,9	15,5	0,0	11
Γ2	23,20	25,50									62
	25,50	36,50	2	25,1	31,4	15,7	8,5	64,6	26,9	0,0	20
	36,50	45,09	1	24,6							άρν
	0,00	5,50	1	22,5	27,1	16,3	9,0	69,4	21,6	0,0	10
	5,50	10,45	1	22,0			98,7	1,0	0,3	0,0	45
	10,45	13,50	2	23,3	22,3	17,9	20,0	69,6	10,4	0,0	29
	13,50	23,75	2	29,6	25,2	19,5	4,0	83,1	12,9	0,0	12
Γ3	23,75	31,50	2	22,8			30,0	61,6	8,4	0,0	25
	31,50	35,75									9
	35,75	39,60									31
	39,60	40,75	1	12,8			55,9	10,0	3,8	30,3	63
	0,00	3,50	1	23,6	25,0	15,7	21,0	61,7	17,3	0,0	24
	3,50	15,20	4	23,3	24,3	17,5	15,3	75,0	11,7	0,0	7
	15,20	29,60	2	23,7	24,4	17,8	10,5	77,3	12,2	0,0	18
Γ4	29,60	36,45	2	23,7	32,0	17,4	9,5	69,5	21,0	0,0	25

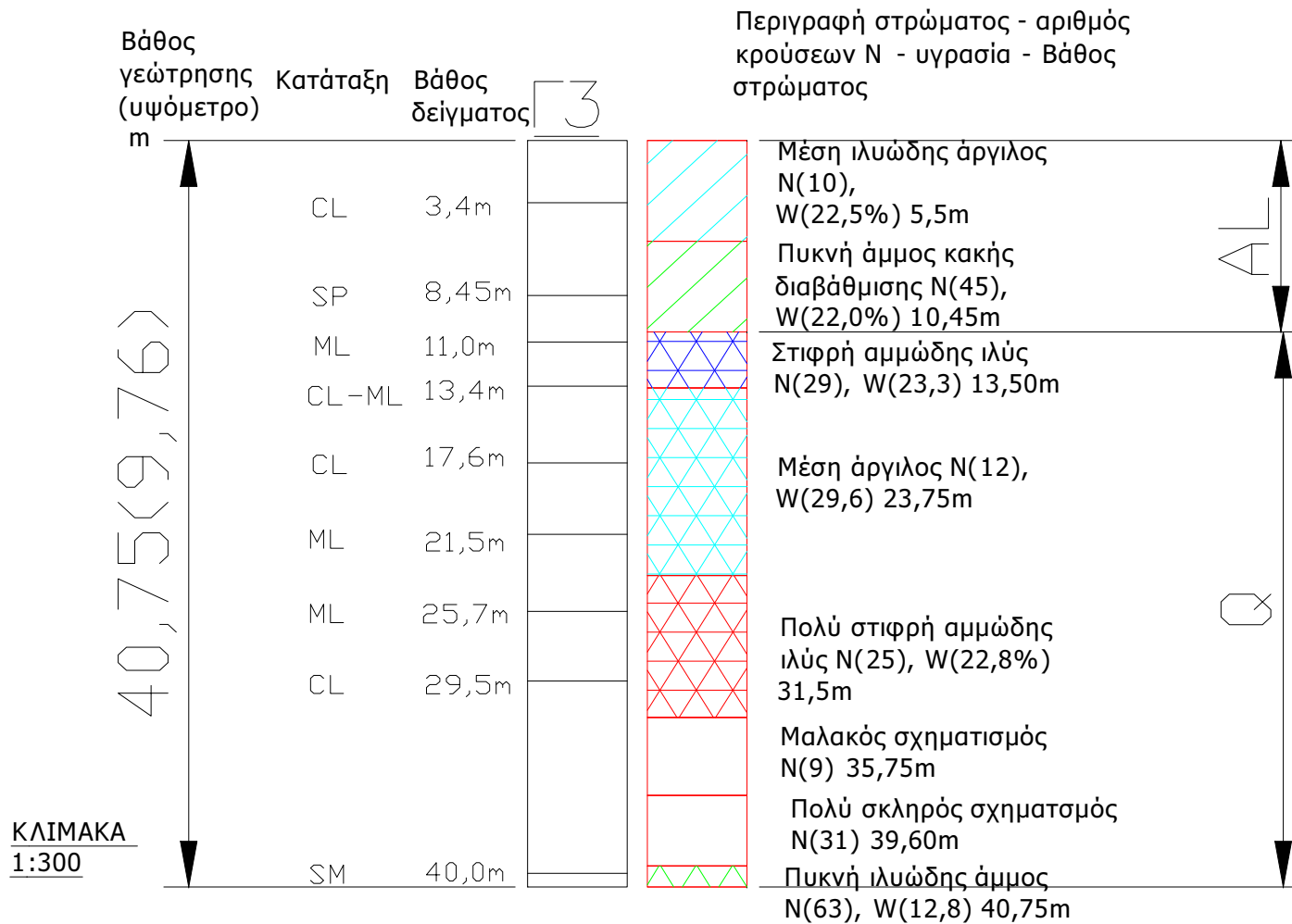
	36,45	42,51	2	23,7			70,3	9,3	21,4	0,0	άρν
	0,00	9,40	3	22,8	25,9	18,4	18,0	71,5	10,5	0,0	10
	9,40	13,50	1	26,5	26,5	18,5	6,0	83,2	10,8	0,0	9
	13,50	29,85	5	24,5			8,4	73,3	18,3	0,0	16
Γ5	29,85	35,50	1	26,2	30,4	16,5	1,0	75,5	23,5	0,0	22
	35,50	42,43	1	22,4			73,0	11,5	15,5	0,0	άρν



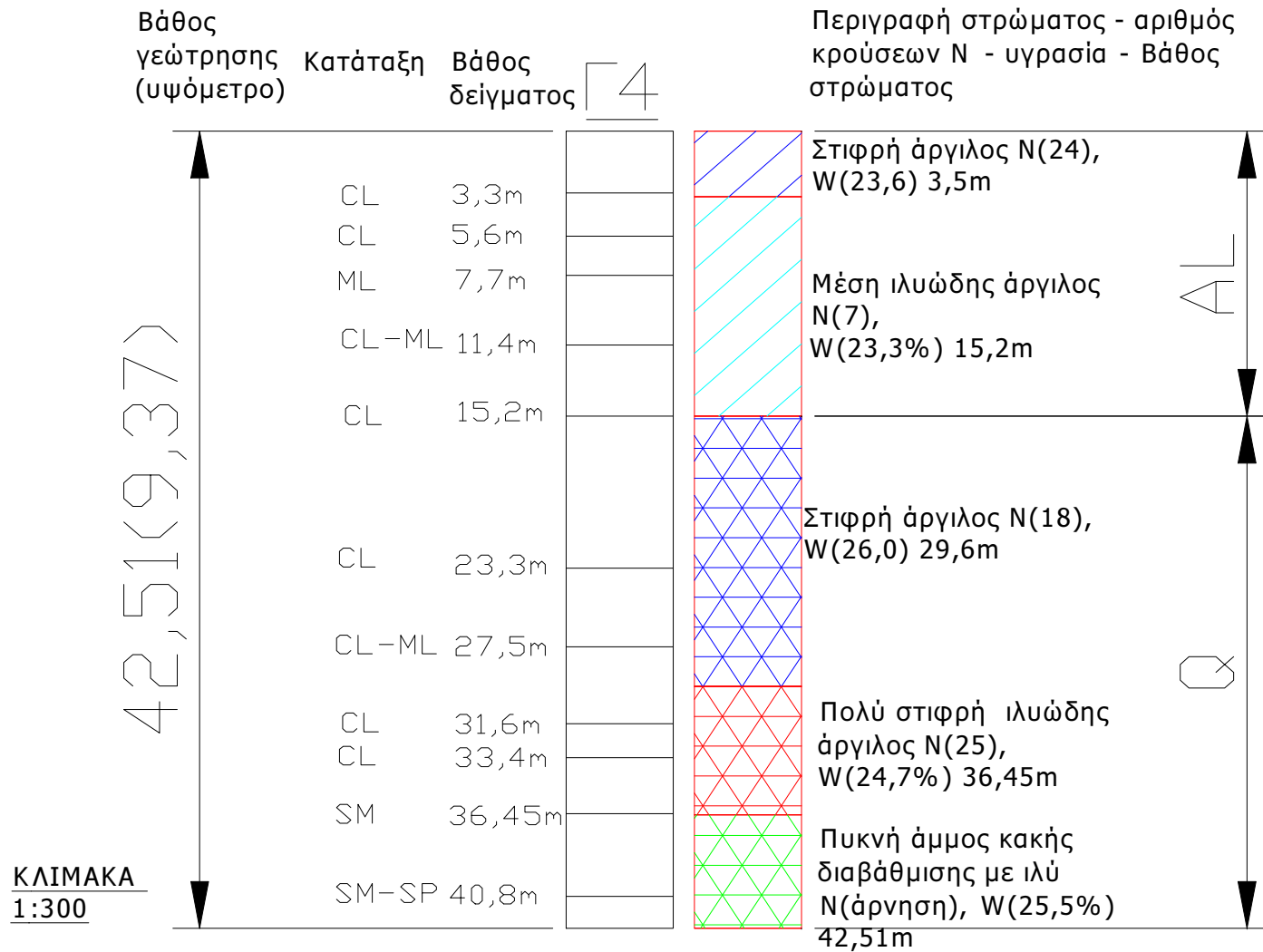
Σχήμα 5.4



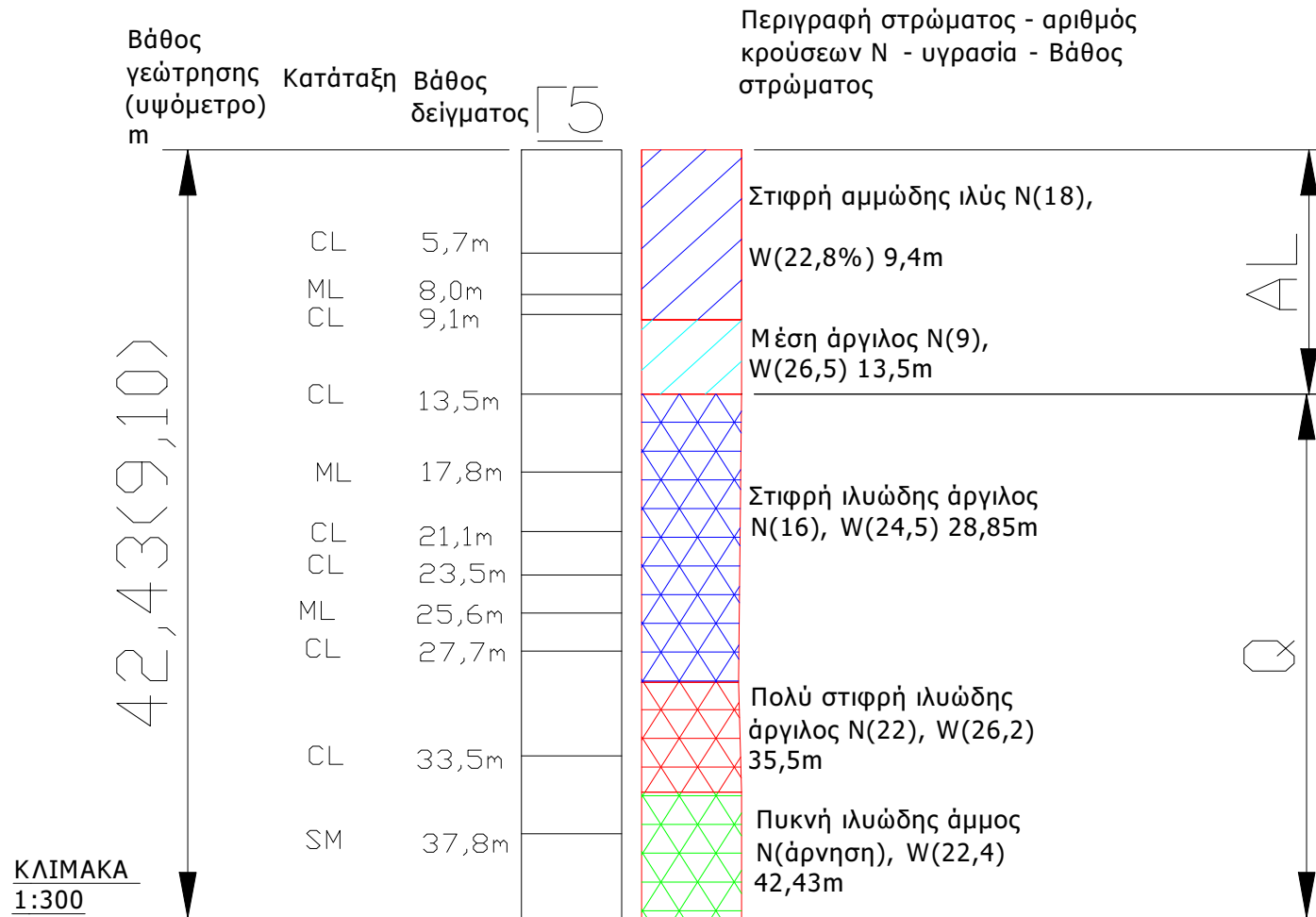
Σχήμα 5.5



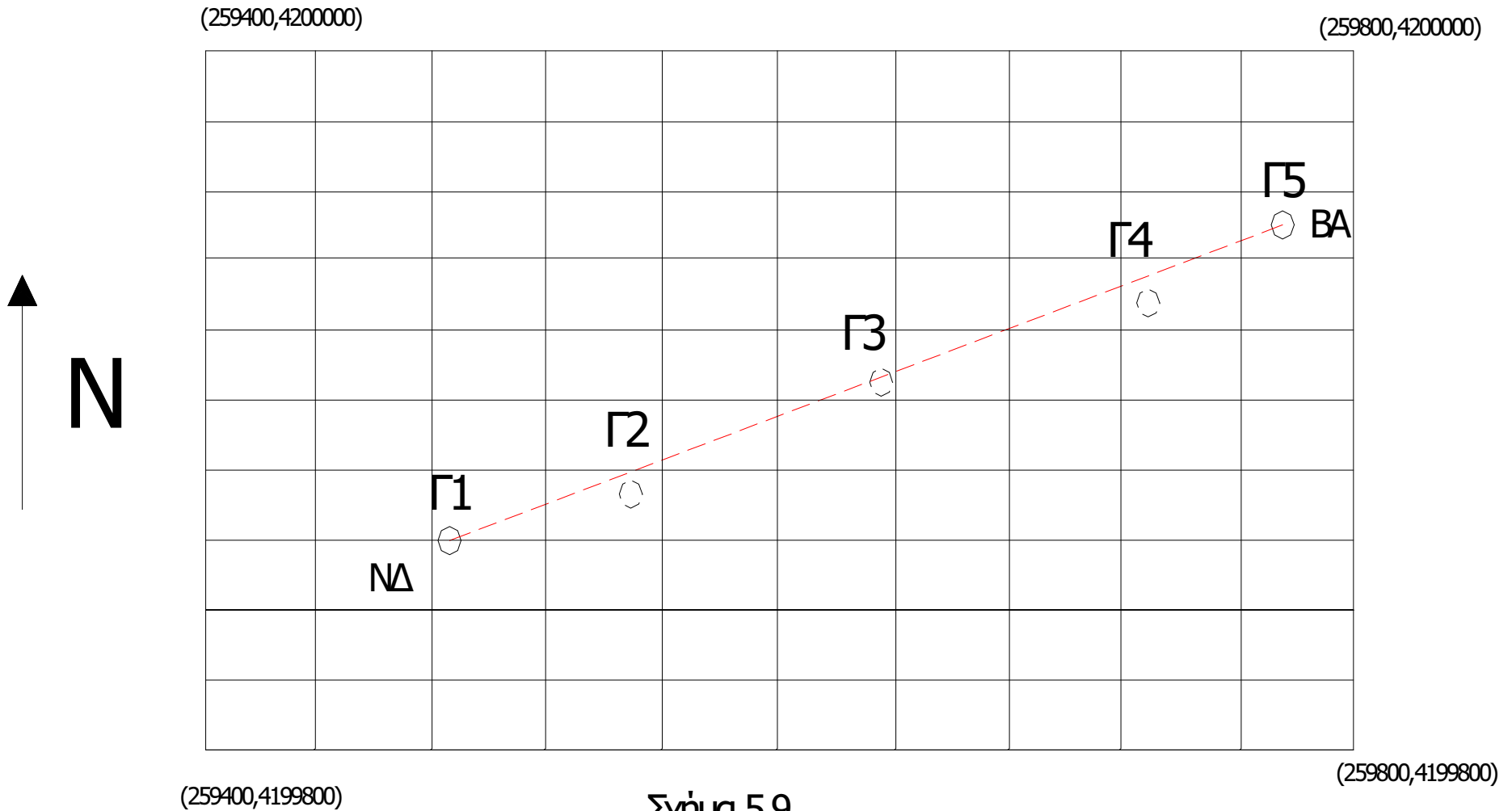
Σχήμα 5.6



Σχήμα 5.7



Σχήμα 5.8

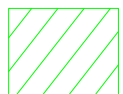


Σχήμα 5.9
 Προσανατολισμός
 εδαφικής τομής

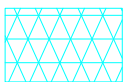
ΚΛΙΜΑΚΑ
 1:2000



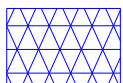
Αλλούβιες αργιλικές
προσχώσεις



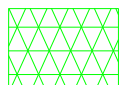
Αλλούβιες
προσχώσεις άμμου



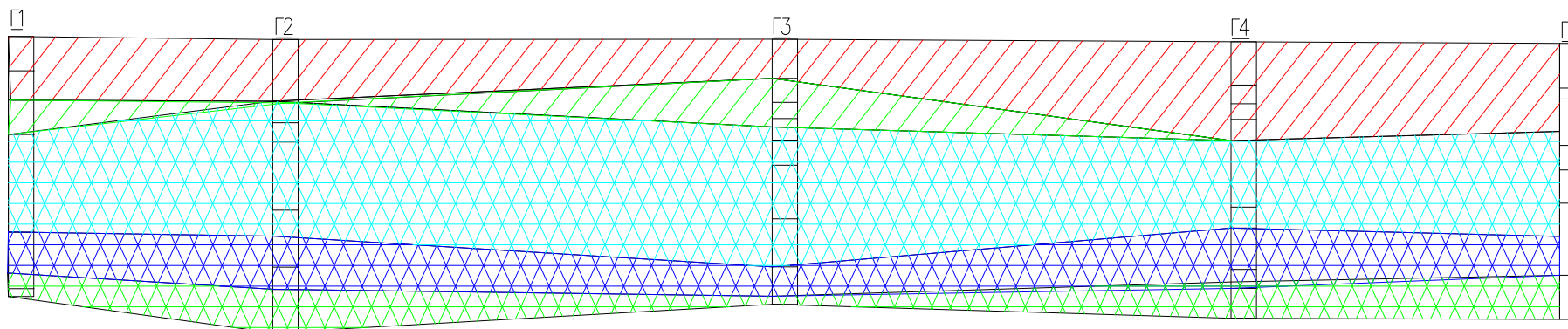
Πλειοκαινικό αργιλικό στρώμα
(Συνεκτικότητα μέση - σφιγρή)



Πλειοκαινικό αργιλικό στρώμα
(Συνεκτικότητα σφιγρή-πολύ
σφιγρή)



Πλειοκαινικό
στρώμα άμμου



Κλίμακα 1:1000

Σχήμα 5.10 Εδαφική τομή

Πίνακας 5.11 Τιμές c και φ για το τελικό μοντέλο

	c_u	φ_u	c'	φ'
Αλλούβιες αργιλικές προσχώσεις	40(3)	5(3)	30(3)	35(3)
Αλλούβιες προσχώσεις άμμου			0	39(6)
Πλειοκαινικό αργιλικό στρώμα (Συνεκτικότητα μαλακή – μέση)	25(2)	9(2)	70(3)	32(3)
Πλειοκαινικό αργιλικό στρώμα (Συνεκτικότητα μέση – σκληρή)	52(2)	4(2)	80 (2)	31(2)
Πλειοκαινικό στρώμα άμμου	19(3)	25(3)	0	43(5)

Κεφάλαιο 6 Εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων για ευστάθεια πρανών

6.1 Εισαγωγή

Η ανάλυση ευστάθειας πραγματοποιείται ώστε να εκτιμηθεί η ασφάλεια και η λειτουργικότητα της εκσκαφής ενός πρανούς ή/και οι οριακές συνθήκες (equilibrium conditions) ενός φυσικού πρανούς. Η επιλογή της τεχνικής με την οποία θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση εξαρτάται τόσο από τα συνθήκες που βρίσκεται το πρανές, όσο και από τον τρόπο που αστοχεί (mode of failure) και γίνεται με προσεκτική θεώρηση των αδυναμιών και των περιορισμών της κάθε μεθόδου.

Μέχρι και πριν από 25 χρόνια, οι περισσότερες μέθοδοι ανάλυσης είτε γινόντουσαν γραφικά είτε με τη βοήθεια υπολογιστή τσέπης, με εξαίρεση κάποιες πολύπλοκες για την εποχή αναλύσεις (για παράδειγμα η εύρεση του κρίσιμου κύκλου ολίσθησης σε πρόγραμμα Fortran). Στις μέρες μας ο μηχανικός διαθέτει ένα ευρύ φάσμα μεθόδων για την ανάλυση ευστάθειας πρανών. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιήσει πολύ εύκολα, υπολογιστικά προγράμματα, τα οποία δίνουν σχετικά γρήγορα αποτελέσματα για σύνθετα προβλήματα.

Η ανάλυση ευστάθειας πρανών εμπίπτει στη γενικότερη κατηγορία των γεωμηχανικών προβλημάτων, η επίλυση των οποίων μπορεί να γίνει με τις εξής μεθόδους (Αγιουτάντης 2002) :

1. Εμπειρικές μέθοδοι, όπου οι λύσεις βασίζονται σε συσχετίσεις αιτιών και αποτελεσμάτων που έχουν παρατηρηθεί.
2. Αναλυτικές μέθοδοι των προβλημάτων, όπου προϋποθέτουν την ύπαρξη αναλυτικής λύσεις των εξισώσεων που διέπουν το πρόβλημα (καταστατικές εξισώσεις) για τις ίδιες συνοριακές συνθήκες.
3. Αριθμητικές μέθοδοι όπου γίνεται αριθμητική επίλυση των εξισώσεων που διέπουν το πρόβλημα. Το κύριο πλεονέκτημα αυτών των μεθόδων σε σχέση με τις αναλυτικές μεθόδους είναι ότι λαμβάνουν υπόψη τις παραμορφώσεις των υλικών εξαιτίας των δυνάμεων.
4. Συνδυασμός των παραπάνω

Με βάση των Nash (1987), οι αναλυτικές μέθοδοι ταξινομούνται σε δύο μεγάλες κατηγορίες :

1. Στις μεθόδους εκείνες όπου η επίλυση γίνεται με πρώτου βαθμού εξισώσεις με μονοσήμαντη τιμή του αγνώστου (γραμμικές μέθοδοι) και οι οποίες περιλαμβάνουν :
 - Την απειροστική ανάλυση (μέθοδο πρηνούς μεγάλου μήκους)
 - Την ανάλυση σφηνοειδούς τεμάχους
 - Τη μέθοδο $\varphi_u = 0$
 - Τη Σουηδική μέθοδο
2. Στις μεθόδους εκείνες, όπου η λύση προκύπτει από εξισώσεις με διαδοχικές επαναλήψεις για διάφορες τιμές του αγνώστου με σκοπό τη προσέγγιση του συντελεστή ασφάλειας (μη γραμμικές μέθοδοι) και οι οποίες περιλαμβάνουν :
 - Τη μέθοδο Bishop
 - Την απλοποιημένη μέθοδο Janbu
 - Τη μέθοδο Spencer
 - Τη μέθοδο Morgenstern and Price

Οι κυριότερες αριθμητικοί μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την επίλυση γεωτεχνικών προβλημάτων είναι (Αγιουτάντης 2002):

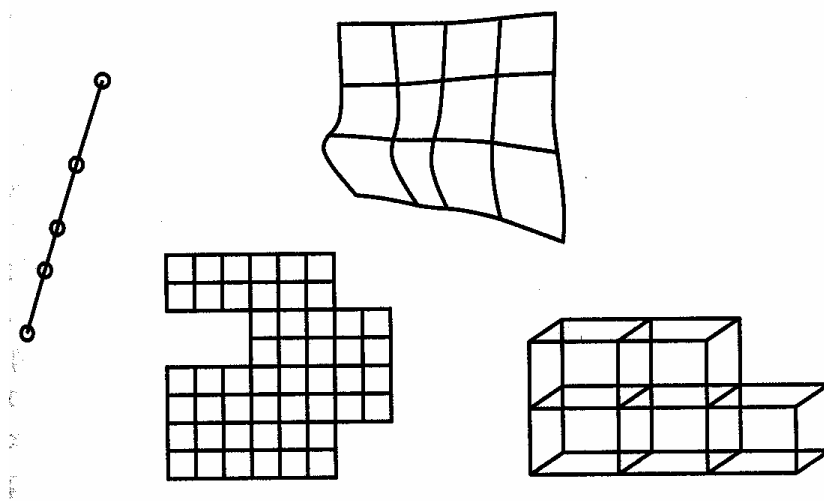
1. Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (finite element method)
2. Μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών (finite difference method)
3. Μέθοδος των συννοριακών στοιχείων (Boundary element method)
4. Μέθοδος των διακριτών στοιχείων (distinct element method)
5. Υβριδικές μέθοδοι (Hybrid methods), οι οποίες συνδυάζουν χαρακτηριστικά από δύο ή περισσότερες μεθόδους

6.2 Περιγραφή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων

Στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (ΜΠΣ) υπολογίζονται τα άγνωστα μεγέθη σε κόμβους οι οποίοι δημιουργούνται από τη διαίρεση του πεδίου σε στοιχεία.

Στη συνέχεια με τη θεώρηση κατάλληλων συναρτήσεων είναι δυνατόν να υπολογιστεί η τιμή των μεγεθών αυτών σε κάθε σημείο του πεδίου με τους κόμβους του στοιχείου αυτού. Η εφαρμογή της ΜΠΣ σε προβλήματα ελαστικότητας σε δύο ή τρεις διαστάσεις περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια (Αγιουτάντης 2002):

1. Διαίρεση του πεδίου το οποίο εξετάζεται σε κατάλληλα στοιχεία (σχήμα 5.1).
2. Επιλογή των συναρτήσεων για την κατανομή των μεταβλητών σε κάθε στοιχείο
3. Προσδιορισμό των συναρτήσεων που συνδέουν την ανηγμένη παραμόρφωση με τη μετατόπιση και των συναρτήσεων που συνδέουν την τάση με την ανηγμένη παραμόρφωση, ώστε να συνδεθεί το αίτιο (τάση, δύναμη) με το αποτέλεσμα (μετατόπιση) που αποτελεί και το άγνωστο μέγεθος.
4. Άθροιση σε κάθε κόμβο των εξισώσεων των στοιχείων για τον προσδιορισμό του τελικού συστήματος και εισαγωγή των συνοριακών συνθηκών.
5. Υπολογισμό της εντατικής κατάστασης κάθε στοιχείου ως συνάρτηση των μετατοπίσεων στους κόμβους του στοιχείου.
6. Υπολογισμός των δευτερογενών μεγεθών που προκύπτουν από την επίλυση.
7. Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων

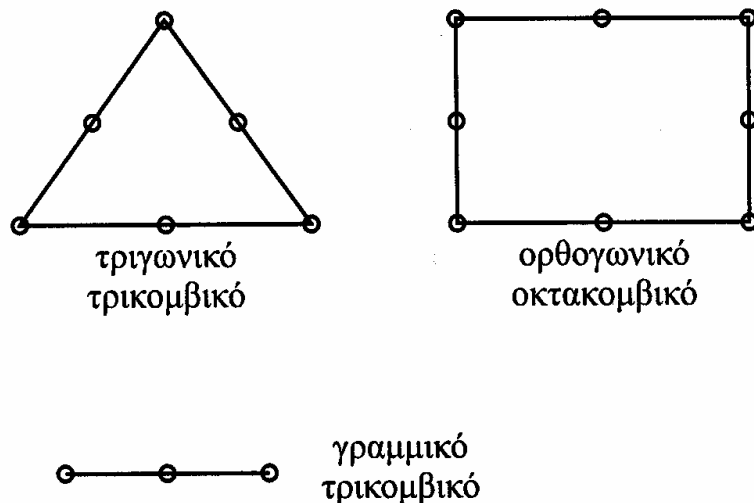


Σχήμα 6.1 Διαίρεση πεδίου (Αγιουτάντης 2002)

6.3 Διακριτοποίηση

6.3.1 Είδη στοιχείων

Απαραίτητο στοιχείο για την εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων είναι η διακριτοποίηση, δηλαδή η διαίρεση του μέσου σε στοιχεία ή τμήματα με τη βοήθεια ιδεατών γραμμών ή επιφανειών. Τα στοιχεία αυτά αποτελούνται από δύο ή περισσότερους κόμβους, οι οποίοι συνδέονται με καμπύλα ή ευθύγραμμα τμήματα. Οι κορυφές των στοιχείων ορίζουν τους κόμβους του πλέγματος ή καννάβου. Χαρακτηριστικές μορφές στοιχείων είναι τα μονοδιάστατα ή γραμμικά, τα τριγωνικά και ορθογωνικά ή γενικότερα τετραπλευρικά (quadrilateral) σε δύο διαστάσεις και τα πυραμιδοειδή και πρισματικά (τρισδιάστατα). Οι απλούστερες μορφές στοιχείων είναι αυτές που χαρακτηρίζονται από το ότι ο αριθμός των κόμβων των στοιχείων είναι ίσος με τον αριθμό των πλευρών όπως για παράδειγμα τριγωνικά και τρικομβικά στοιχεία, τετραπλευρικά και τετρακομβικά (επίπεδα) στοιχεία, πυραμιδοειδή και τετρακομβικά (στερεά) στοιχεία, κλπ. Υπάρχουν όμως και περιπτώσεις, όπου ένα στοιχείο περιγράφεται από παραπάνω κόμβους και προκύπτουν τριγωνικά εξακομβικά στοιχεία, τετραπλευρικά και οκτακομβικά (επίπεδα) στοιχεία κλπ (σχήμα 6.2) (Αγιουτάντης 2002).



Σχήμα 6.2 Είδη στοιχείων (Αγιουτάντης 2002)

6.3.2 Χαρακτηριστικά της διαίρεσης του πεδίου

Ένας σημαντικός παράγοντας για την σωστή και επιτυχημένη προσομοίωση της συμπεριφοράς ενός σώματος με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, είναι η κατάλληλη διαίρεση του σώματος (πεδίου) σε επιμέρους τμήματα (στοιχεία). Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει τις ακόλουθες παραμέτρους (Αγιουτάντης 2002):

- Την επιλογή της γεωμετρικής μορφής του στοιχείου
- Την επιλογή του αριθμού κόμβων του στοιχείου
- Την επιλογή των συναρτήσεων μορφής κάθε στοιχείου
- Την επιλογή της πυκνότητας του καννάβου.

Η συνήθης πρακτική όσον αφορά στην επιλογή των διαστάσεων και της μορφής των στοιχείων είναι ότι χρησιμοποιούνται μικρότερα στοιχεία εκεί που αναμένονται μεγάλες μεταβολές των υπολογιζόμενων μεταβλητών. Η διαίρεση του πεδίου γίνεται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε το μέγεθος των στοιχείων να είναι μικρό στα σημεία όπου απαιτείται μεγάλη ακρίβεια στους υπολογισμούς, ή εκεί που αναμένεται έντονη μεταβολή του ζητούμενου μεγέθους, ενώ το μέγεθος των στοιχείων είναι μεγαλύτερο στις υπόλοιπες περιοχές του πεδίου (Αγιουτάντης 2002).

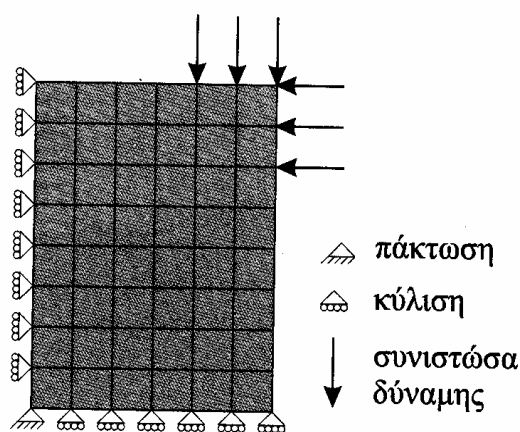
6.4 Φόρτιση των υλικών και συνοριακές συνθήκες

Από τη θεωρητική ανάπτυξη των προβλημάτων ελαστικότητας, προκύπτει ότι η φόρτιση των υλικών (αίτιο) ή η φόρτιση αντίστοιχα του διαιρεμένου πεδίου που αντιπροσωπεύει το υλικό, είναι δυνατό να επιτευχθεί με τους ακόλουθους τρόπους (Αγιουτάντης 2002).

- Επιβολή δυνάμεων πεδίου στη μάζα το στοιχείου (π.χ βαρυτικές δυνάμεις).
- Επιβολή σημειακών δυνάμεων στους κόμβους του στοιχείου.
- Επιβολή κατανεμημένων δυνάμεων στις πλευρές του στοιχείου
- Επιβολή μετατοπίσεων στους κόμβους των στοιχείων

Η εισαγωγή συνοριακών συνθηκών (σχήμα 6.3) είναι απαραίτητη για την επίλυση του προβλήματος και συνήθως εκφράζεται με τις συνθήκες ισορροπίας του πεδίου (π.χ αγκύρωση των κατώτερων ή/και πλευρικών κόμβων). Η φόρτιση του υλικού αποτελεί επίσης κατά κάποιο τρόπο μια συνοριακή συνθήκη, καθώς σε αντίθετη περίπτωση, η υπολογιζόμενη παραμόρφωση είναι μηδενική. Στην περίπτωση που φορτιστεί ένα σώμα και όλοι οι κόμβοι του είναι ελεύθερη να μετακινηθούν, τότε δεν υφίσταται παραμόρφωση, αλλά απλή μετακίνηση. Όπως φαίνεται και από τα προηγούμενα υπάρχουν τρεις τύποι συνοριακών συνθηκών (Αγιουτάντης 2002)

1. Προσδιορισμός της ζητούμενης παραμέτρου (μετατόπισης). Οι συνθήκες αυτές ονομάζονται γεωμετρικές και είναι γνωστές και ως συνθήκες Dirichlet.
2. Προσδιορισμός της μεταβολής της ζητούμενης παραμέτρου (παράγωγος της μετατόπισης). Οι συνθήκες αυτές ονομάζονται φυσικές συνοριακές συνθήκες και είναι γνωστές ως συνθήκες Newman.
3. Προσδιορισμός και των δύο παραμέτρων ή μικτές συνθήκες.



Σχήμα 6.3 Συμβολισμός συνοριακών συνθηκών (Αγιουτάντης 2002)

6.5 Μοντέλα συμπεριφοράς των υλικών

Η επιλογή του κατάλληλου μοντέλου συμπεριφοράς του υλικού, καθώς και η επιλογή των τιμών των σταθερών του μοντέλου αυτού, συνιστά έναν από τους

σημαντικότερους παράγοντες για την επιτυχημένη προσομοίωση της συμπεριφοράς φυσικών υλικών. Το απλούστερο μοντέλο που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι το γραμμικά ελαστικό μοντέλο (παρόλο που το μοντέλο αυτό δεν θεωρείται το πλέον κατάλληλο για την περιγραφή της συμπεριφοράς πετρωμάτων και εδαφικών υλικών) σε μια, ή περισσότερες διαστάσεις. Το υλικό θεωρείται ότι παραμορφώνεται γραμμικά και ισότροπα, όπως δίνεται από την ακόλουθη σχέση (Αγιουτάντης 2002):

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \left[\varepsilon_{ij} + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \right]$$

Για την περίπτωση της παραμόρφωσης σε μια διάσταση, είναι:

$$\sigma = E\varepsilon$$

όπου, σ = η τάση που επιβάλλεται στο υλικό,

E = το μέτρο ελαστικότητάς του,

ε = η ανηγμένη παραμόρφωση που αυτό επιδέχεται.

6.6 Κριτήρια αστοχίας των γεωϋλικών

Στις περιπτώσεις όπου λόγω της φόρτισης του υλικού, αυτό είναι δυνατόν να αστοχήσει, θα πρέπει μαζί με την καταστατική συμπεριφορά του, να οριστεί και το αντίστοιχο κριτήριο αστοχίας. Τα μοντέλα αστοχίας ενός υλικού είναι δυνατόν να επιδράσουν με δύο τρόπους (Αγιουτάντης 2002) :

- Με τη θεώρηση ότι ένα στοιχείο αστοχεί, όταν η εντατική κατάσταση υπερβαίνει το όριο αντοχής του υλικού και να εμποδίσει το στοιχείο αυτό να υποβληθεί σε μια μεγαλύτερη εντατική κατάσταση.
- Με τη θεώρηση ότι το υλικό αστόχησε στην παραπάνω εντατική κατάσταση, να μειώσουν κατάλληλα τις ελαστικές ή πλαστικές σταθερές των στοιχείων, ώστε να προσομοιώσουν την αστοχία.

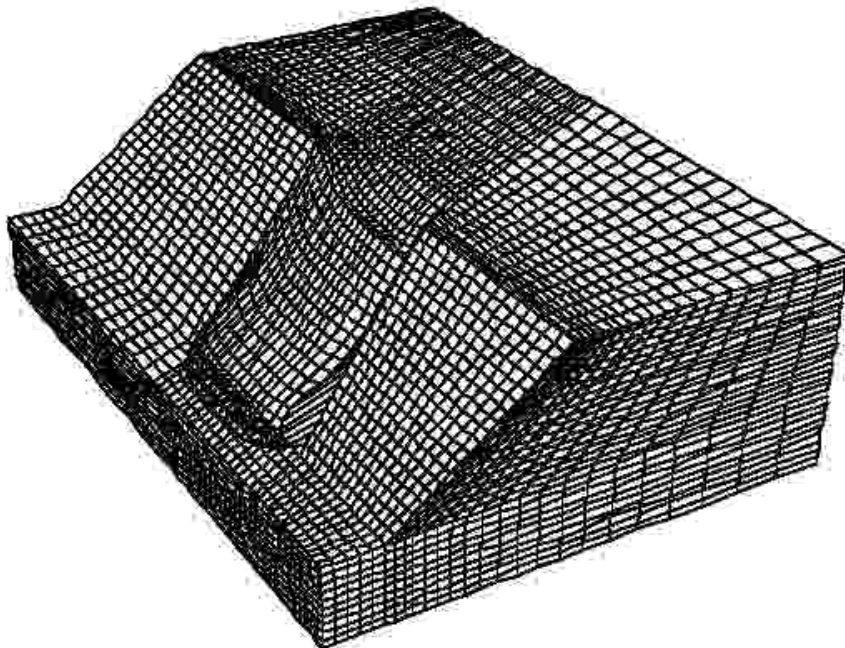
Τα μοντέλα που χρησιμοποιούνται συχνότερα για πετρώματα και εδαφικά υλικά είναι τα εξής :

- Mohr – Coulomb
- Tresca
- Von mises
- Drucker - Prager

6.7 Ανάλυση ευστάθειας πρανών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων

Οι συμβατικές μέθοδοι της ανάλυσης της ευστάθειας πρανών που βασίζονται στη θεωρία της οριακής ισορροπίας, έχουν χρησιμοποιηθεί ευρύτατα στο παρελθόν λόγω της απλότητας και της εφαρμοστικότητάς τους. Παρόλα αυτά όμως αυτές οι μέθοδοι δεν παρέχουν στοιχεία για τον μηχανισμό ολίσθησης, δεν κάνουν θεώρηση του επί τόπου τασικού πεδίου και δεν λαμβάνουν υπόψη τις παραμορφώσεις του υλικού (Stead 2001).

Αντίθετα στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, παρέχεται ανάλυση της παραμόρφωσης και της κατανομής των τάσεων σε ένα υλικό. Σε αντίθεση με τις απλουστευμένες μεθόδους, η προσέγγιση με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να αντιμετωπίσει σύνθετες ακολουθίες φόρτισης, όπου ο μηχανισμός και η επιφάνεια ολίσθησης μπορούν να προσδιοριστούν (σχήμα 6.4) (Stead 2001).



Σχήμα 6.4 Τρισδιάστατο μοντέλο όπου φαίνεται η επιφάνεια ολίσθησης (Stead 2001)

6.8 Το λογισμικό πακέτο Plaxis

6.8.1 Εισαγωγή

Το λογισμικό πακέτο Plaxis είναι ένα πρόγραμμα ειδικευμένο στην ανάλυση παραμορφώσεων και ανάλυση ευστάθειας σε γεωτεχνικά προβλήματα. Οι γεωτεχνικές εφαρμογές απαιτούν υψηλής ακρίβειας μοντέλα για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς και της χρονικά μεταβαλλόμενης συμπεριφοράς των εδαφών. Το Plaxis διαθέτει τη δυνατότητα να επιλύσει πολύπλοκα γεωτεχνικά προβλήματα όπως καθιζήσεις, ευστάθεια πρανών, τοίχους αντιστήριξης κ.α με ακρίβεια και σε σύντομο χρονικό διάστημα. Είναι αρκετά εύκολο στη χρήση, με φιλικό περιβάλλον και δουλεύει σε windows (95, 98, 2000, NT και XP). Αποτελείται από τα τέσσερα υποπρογράμματα :

- Το υποπρόγραμμα εισαγωγής δεδομένων
- Το υποπρόγραμμα υπολογισμών
- Το υποπρόγραμμα αποτελεσμάτων
- Το υποπρόγραμμα σχεδιασμού καμπυλών

Στη συνέχεια περιγράφονται εν συντομία τα κυριότερα χαρακτηριστικά τους.

6.8.2 Πρόγραμμα εισαγωγής δεδομένων

Γενικές ρυθμίσεις (General settings):

Το παράθυρο διαλόγου των γενικών ρυθμίσεων εμφανίζεται στην αρχή κάθε νέου προβλήματος (σχήμα 6.5). Σε αυτό το πρώτο στάδιο καθορίζονται :

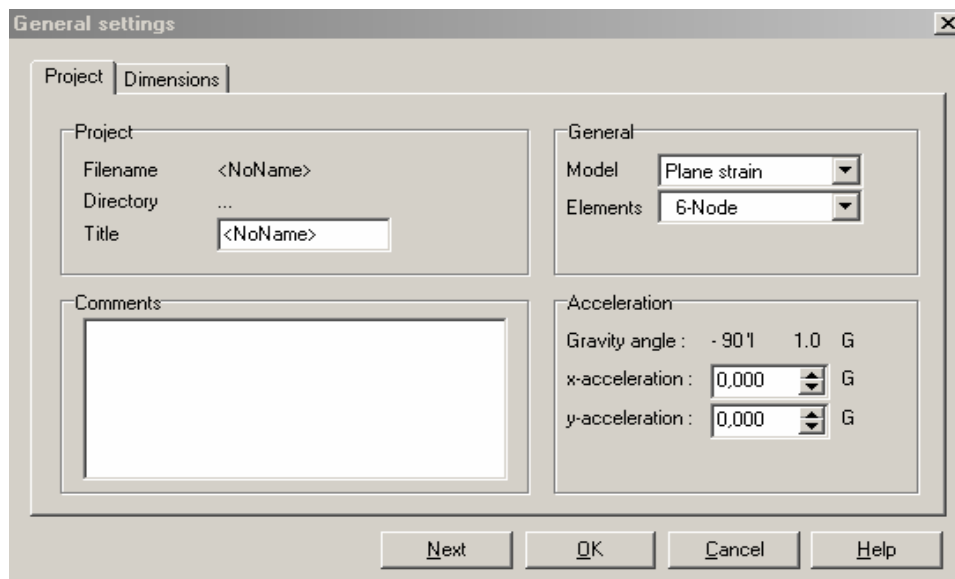
A. Υποπαράθυρο μοντέλου (Project)

1. Το όνομα του μοντέλου
2. Ο τύπος της ανάλυσης (αξονοσυμμετρική ή επίπεδη παραμόρφωση)

3. Ο τύπος του στοιχείου (εξακομβικό ή δεκαπεντακομβικό)
4. Η διεύθυνση της βαρύτητας

B. Υποπαράθυρο διαστάσεων (Dimensions)

1. Μονάδες (μήκος - δύναμη – χρόνος)
2. Διαστάσεις περιοχής σχεδίασης
3. Κάνναβος περιοχής σχεδίασης (πυκνότητα)



Σχήμα 6.5 Παράθυρο γενικών ρυθμίσεων του μοντέλου

Γεωμετρία του μοντέλου:

Η δημιουργία ενός μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων ξεκινάει με τη κατασκευή του γεωμετρικού προτύπου, το οποίο είναι αντιπροσωπευτικό του προβλήματος. Ένα γεωμετρικό πρότυπο αποτελείται από σημεία, γραμμές και επιφάνειες. Παράλληλα μπορούν να εισαχθούν κατασκευαστικά αντικείμενα όπως αγκύρια και δοκοί, αλλά και ειδικές κατασκευές όπως για παράδειγμα σήραγγες.

Φορτία και συνοριακές συνθήκες:

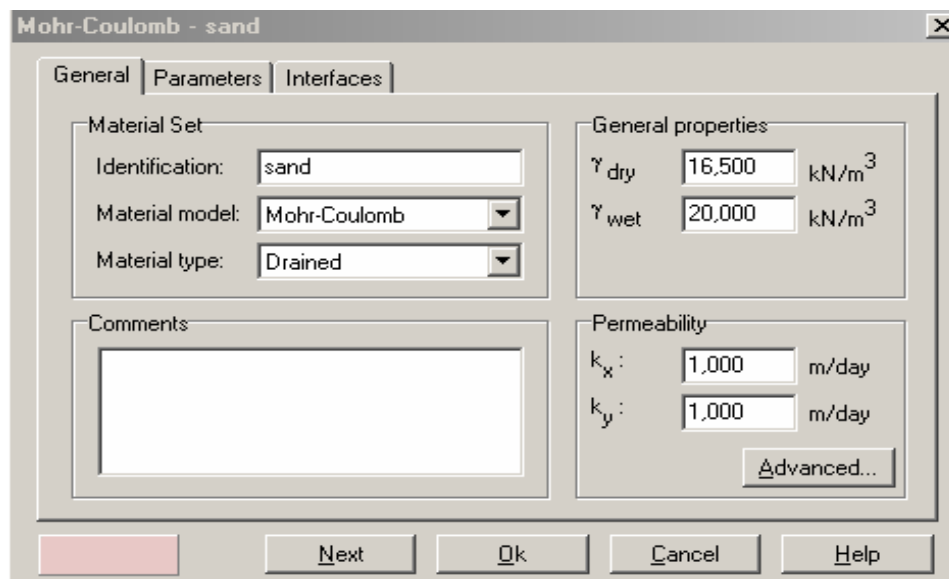
Το υπο-μενού των φορτίσεων περιέχει τις επιλογές έτσι ώστε να εισαχθούν τα κατανεμημένα φορτία, οι σημειακές δυνάμεις και οι προκαθορισμένες μετατοπίσεις στο γεωμετρικό μοντέλο.

- **Κυλίσεις και πακτώσεις:** Οι κυλίσεις και πακτώσεις (Fixities), όπου οι πακτώσεις είναι συνδυασμός κυλίσεων, είναι προδιαγεγραμμένες μετατοπίσεις ίσες με μηδέν. Αυτές οι συνθήκες μπορούν να εφαρμοστούν στις γεωμετρικές γραμμές καθώς επίσης και στα γεωμετρικά σημεία στις κατευθύνσεις x και y .
- **Προδιαγεγραμμένες μετατοπίσεις:** Οι προδιαγεγραμμένες μετατοπίσεις είναι ειδικές συνθήκες που μπορούν να επιβληθούν στις γεωμετρικές γραμμές για να ελέγξουν τις μετατοπίσεις αυτών των γραμμών.
- **Τυποποιημένες συνοριακές συνθήκες:** Υπάρχει μια κατάλληλη επιλογή για να εφαρμοστούν οι συνοριακές συνθήκες που ισχύουν στις περισσότερες περιπτώσεις. Αυτές οι συνοριακές συνθήκες παράγονται σύμφωνα με τους ακόλουθους κανόνες:
 - ✓ Το κατακόρυφο δεξί και αριστερό όριο του μοντέλου σχεδιάζονται με κύλιση ως προς τον y -άξονα ($u_x=0$).
 - ✓ Το κάτω οριζόντιο όριο σχεδιάζεται με πάκτωση ($u_x=u_y=0$) στο μοντέλο.
- **Φορτία:** Δύο ανεξάρτητα συστήματα φόρτισης μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εφαρμογή οι σημειακών δυνάμεων και ελκτικών φορτίων.
 - ✓ **Σημειακές Δυνάμεις:** Οι σημειακές δυνάμεις (Point forces) μπορούν να εφαρμοστούν σε οποιαδήποτε γεωμετρικό σημείο. Οι μονάδες των σημειακών δυνάμεων είναι δύναμη ανά μήκος.

- ✓ Φορτία επιφάνειας: Τα φορτία επιφάνειας μπορούν να εφαρμοστούν σε οποιαδήποτε γεωμετρική γραμμή, όχι μόνο σε αυτές του περιγράμματος της γεωμετρίας. Οι μονάδες στις οποίες δίνονται είναι δύναμη ανά επιφάνεια.

Ιδιότητες υλικών (Material properties)

Στο σημείο αυτό εισάγονται οι ιδιότητες των υλικών και οι παράμετροι των εδαφικών στρώσεων του μοντέλου (σχήμα 6.6).



Σχήμα 6.6 Παράθυρο εισαγωγής γενικών χαρακτηριστικών του υλικού

Μοντέλο υλικού (Material model)

Το Plaxis έχει τη δυνατότητα προσομοίωσης της συμπεριφοράς των εδαφικών στρώσεων με πέντε διαφορετικά μοντέλα. Αυτά είναι :

1. Γραμμικά ελαστικό μοντέλο
2. Μοντέλο Mohr – Coulomb
3. Μοντέλο σκλήρυνσης εδάφους (Hardening soil model)
4. Μοντέλο μαλακού εδάφους (soft soil model)
5. Μοντέλο ερπυσμού μαλακών εδαφών (soft soil creep model)

Όσον αφορά τον τύπο συμπεριφοράς του υλικού (material type) μπορεί να επιλεγεί :

- **Στραγγιζόμενη (drained)** συμπεριφορά, κατά την οποία δεν δημιουργούνται υπερπιέσεις πόρων. Αυτό συμβαίνει στην περίπτωση ξηρών εδαφών, καθώς και όταν γίνεται πλήρης αποστράγγιση λόγω υψηλής διαπερατότητας των υλικών (άμμος).
- **Μη στραγγιζόμενη (undrained)** συμπεριφορά, όπου γίνεται πλήρης ανάπτυξη της πίεσης πόρων.

Στη συνέχεια εισάγονται οι γενικές ιδιότητες του υλικού, δηλαδή το ξηρό και υγρό φαινόμενο βάρος (γ_{dry} και γ_{wet}), καθώς και η διαπερατότητα K . Το πρόγραμμα έχει την δυνατότητα να διαχωρίζει την οριζόντια διαπερατότητα (K_x) από την κατακόρυφη (K_y), αφού σε ορισμένους τύπους εδαφών έχει μεγάλη διαφορά.

Στο υποπαράθυρο του των παραμέτρων εισάγονται τα χαρακτηριστικά ακαμψίας και αντοχής του υλικού. Αυτά είναι:

- Το μέτρο ελαστικότητας του Young (E), το οποίο χρησιμοποιείται σαν βασική σταθερά του ελαστικού μοντέλου και του μοντέλου Mohr – Coulomb ενώ αυτόματα υπολογίζει κάποιες εναλλακτικές σταθερές όπως είναι το μέτρο ελαστικότητας G και το μέτρο ελαστικότητας Eoed (Hoek), το οποίο προκύπτει από τη δοκιμή μονοδιάστατης στερεοποίησης. Η επιλογή του E για τα εδαφικά μοντέλα θα πρέπει να γίνεται με προσοχή δεδομένου ότι πολλά γεωυλικά παρουσιάζουν μη γραμμική συμπεριφορά από την έναρξη της φόρτισης
- Ο λόγος Poisson ν , ο οποίος για την περίπτωση του ελαστικού μοντέλου ή για το μοντέλο Mohr – Coulomb κυμαίνεται από 0,3 – 0,4
- Η συνοχή του υλικού c , για την οποία το Plaxis μπορεί να χρησιμοποιήσει και μηδενικές τιμές. Αυτό βέβαια θα πρέπει να αποφεύγεται καθώς μια τέτοια τιμή δημιουργεί δυσκολίες στην εκτέλεση των υπολογισμών. Για αυτό το λόγο θα πρέπει να εισάγεται μια ελάχιστη τιμή για τη συνοχή ($c > 0,2$ KPa).

- Η γωνία εσωτερικής τριβής φ . Η εισαγωγή υψηλών τιμών της γωνίας εσωτερικής τριβής δυσκολεύει την προσπάθεια επίλυσης πλαστικής λύσης και για αυτό θα πρέπει να αποφεύγονται τιμές μεγαλύτερες των 35 μοιρών.

Δημιουργία δικτύματος στοιχείων (Mesh generation)

Για να πραγματοποιηθούν οι απαραίτητοι υπολογισμοί με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, απαιτείται η διαίρεση του γεωμετρικού μοντέλου σε στοιχεία (όπως έχει αναφερθεί τριγωνικά εξακομβικά ή τριγωνικά δεκαπεντακομβικά). Το Plaxis παρέχει τη δυνατότητα αυτοματοποιημένης δημιουργίας του δικτύματος και στη συνέχεια μπορεί να γίνει τοπική πύκνωση ανάλογα με το εξεταζόμενο πρόβλημα. Για την πραγματοποίηση ικανοποιητικών υπολογισμών θα πρέπει να γίνεται μια προκαταρκτική ανάλυση με αραιό δίκτυμα και στη συνέχεια να δημιουργούνται πυκνότερα τοπικά δίκτυματα ανάλογα με τις ανάγκες του προβλήματος.

Αρχικές συνθήκες (Initial conditions)

Μόλις δημιουργηθεί το γεωμετρικό μοντέλο και το πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων έχει παραχθεί, πρέπει να οριστεί και η αρχική κατάσταση όσο αφορά την πίεση πόρων και τις τάσεις. Αυτό γίνεται στο στάδιο ορισμού των αρχικών συνθηκών που αποτελείται από δύο τμήματα:

α) Δημιουργία Υδατικών συνθηκών: Με αυτή την επιλογή παράγονται οι αρχικές πιέσεις πόρων.

β) Δημιουργία αρχικών τάσεων: Με αυτή την επιλογή δημιουργούνται οι αρχικές τάσεις σε συνάρτηση με την αρχικά διαμορφωμένη γεωμετρία.

Το Plaxis χρησιμοποιείται γενικά για την απεικόνιση της κατανομής των τάσεων στις οποίες γίνεται μια σαφής διάκριση μεταξύ των ενεργών πιέσεων πόρων, p_{active} , και των ενεργών τάσεων, σ' . Στις ενεργές πιέσεις πόρων γίνεται μια περαιτέρω διάκριση μεταξύ των πιέσεων πόρων κατάστασης, των p_{steady} , και υπερπιέσεων πόρων, p_{excess} :

$$p_{active} = p_{steady} + p_{excess}$$

Η υπερπίεση των πόρων είναι η πίεση που εμφανίζεται λόγω της φόρτισης στο μοντέλο και ειδικότερα για εκείνα τα υλικά ο τύπος της συμπεριφοράς των οποίων (όσο αφορά την στράγγιση) θεωρείται μη στραγγιζόμενος.

Όταν δεν λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της πίεσης πόρων τότε το επίπεδο του υδροφόρου ορίζοντα σχεδιάζεται στο κατώτατο σημείο του γεωμετρικού μοντέλου και όλες οι πιέσεις πόρων λαμβάνονται ίσες με το μηδέν.

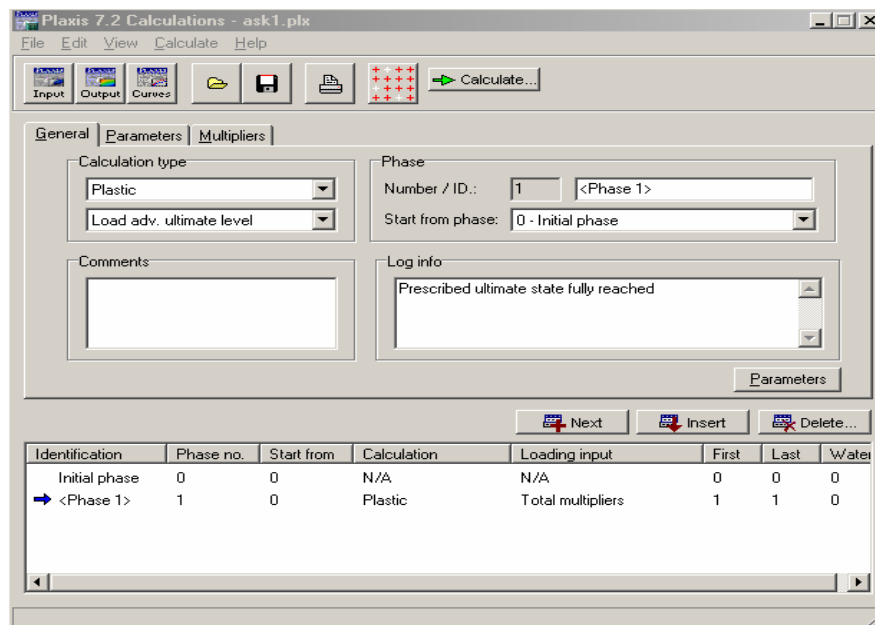
6.8.3 Υπολογισμοί (Calculations)

Μετά τη δημιουργία του μοντέλου των πεπερασμένων στοιχείων και τον καθορισμό των αρχικών συνθηκών, μπορεί να ξεκινήσει η διαδικασία των υπολογισμών. Το πρόγραμμα κάνει ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain) και διαχωρίζει τους τύπους των υπολογισμών σε :

1. Ανάλυση πλαστικής συμπεριφοράς (Plastic calculations)
2. Ανάλυση στερεοποίησης (consolidation analysis)
3. Ανάλυση ανανεωμένου καννάβου (update mesh analysis)

Στο σχήμα 6.7 φαίνεται το παράθυρο διαλόγου των υπολογισμών όπου καθορίζεται ο τύπος ανάλυσης. Επίσης ο χρήστης έχει την δυνατότητα να επιλέξει τον αριθμό των βημάτων και τον αλγόριθμο που θα χρησιμοποιηθεί. Οι αλγόριθμοι αυτοί είναι :

- Αλγόριθμος προοδευτικής φόρτισης τελικού σταδίου (Load advancement ultimate level), όπου χρησιμοποιεί αυτόματες διαδικασίες για τον καθορισμό του μεγέθους του βήματος. Ο αλγόριθμος περιλαμβάνει ένα χαρακτηριστικό το οποίο τερματίζει τους υπολογισμούς όταν επιτυγχάνεται ένα καθορισμένο επίπεδο φόρτισης ή κάποια φόρτιση οδηγεί σε αστοχία. Ο αριθμός των επιπλέον βημάτων καθορίζεται από τον χρήστη.
- Αλγόριθμος προοδευτικών βημάτων φόρτισης (Load advancement number of steps), όπου ορίζεται ο αριθμός των βημάτων υπολογισμών. Αυτή η παράμετρος παίζει σημαντικό ρόλο μια και χρησιμοποιείται ο συνολικός αριθμός των επιπλέον βημάτων. Η επιλογή αυτή είναι κατάλληλη για περιπτώσεις όπου αναμένεται αστοχία κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Η ανάλυση ευστάθειας πρανών που γίνεται με την διαδικασία μείωσης των παραμέτρων αντοχής, θα πρέπει να γίνεται μ' αυτή την επιλογή.



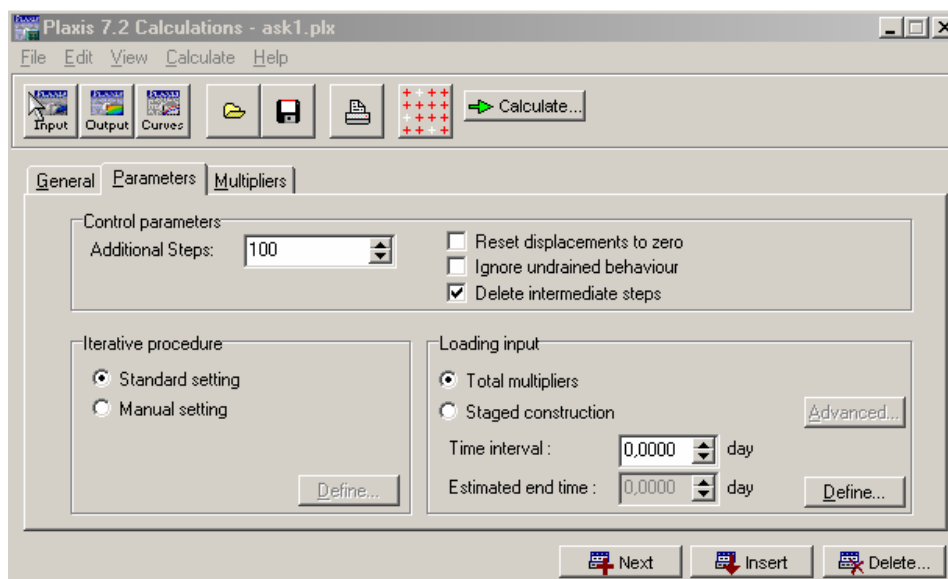
Σχήμα 6.7 Παράθυρο υπολογισμών (γενικά στοιχεία)

Παράμετροι υπολογισμών

Σε αυτό το σημείο καθορίζονται οι παράμετροι υπολογισμού και παρέχονται οι εξής επιλογές:

- Επιπλέον βήματα (additional steps), όπου καθορίζεται ο μέγιστος αριθμός βημάτων που θα πραγματοποιηθούν σε μια φάση υπολογισμών.
- Μηδενισμός παραμορφώσεων (Reset displacements to zero), όπου οι παραμορφώσεις που προέκυψαν σε μια προηγούμενη φάση δεν μας ενδιαφέρουν και η καινούρια φάση ξεκινάει με μηδενικές παραμορφώσεις.
- Αγνόηση της μη στραγγιζόμενης συμπεριφοράς (Ignore undrained behavior), όταν είναι επιθυμητός ο προσωρινός αποκλεισμός τέτοιας συμπεριφοράς π.χ όταν υπάρχουν μη στραγγιζόμενα υλικά.
- Διαγραφή ενδιάμεσων βημάτων (Delete intermediate steps), όπου όλα τα πρόσθετα βήματα υπολογισμών στη δεδομένη φάση διαγράφονται (εκτός από το τελευταίο) και αφού η φάση έχει ολοκληρωθεί με επιτυχία.
- Επαναληπτική διαδικασία (iteration procedure), όπου υπάρχει η δυνατότητα χρησιμοποίησης των καθορισμένων από το πρόγραμμα ρυθμίσεων (standard settings), ή της αλλαγής αυτών των ρυθμίσεων από τον χρήστη (manual setting).
- Εισαγωγή φορτίσεων (Loading Input) χρησιμοποιείται για να διευκρινίσει ποιος τύπος φόρτισης εξετάζεται στην συγκεκριμένη υπολογιστική φάση. Στην ανάλυση της πλαστικής συμπεριφοράς των υλικών, το Plaxis διαθέτει τους ακόλουθους τύπους φορτίσεων:
 1. Φορτίσεις που εφαρμόζονται με αύξηση ή μείωση εξωτερικών δυνάμεων, που ενεργοποιούνται από τους μεταβαλλόμενους πολλαπλασιαστές για κάθε στάδιο φόρτισης (Incremental multipliers) ή τους συνολικούς πολλαπλασιαστές (total multipliers).
 2. Φορτίσεις που εφαρμόζονται με τη μεταβολή του βάρους, της δύναμης ή της ακαμψίας των στοιχείων και ενεργοποιούνται με την αλλαγή της γεωμετρίας ή της θέσης του επιπέδου του υδροφόρου του μοντέλου στην σταδιακή κατασκευή (Staged construction).

3. Φορτίσεις με σταδιακή των παραμέτρων αντοχής, ϕ και c για ανάλυση ευστάθειας, που ενεργοποιείται με ορισμό του πολλαπλασιαστή ΣΜsf.



Σχήμα 6.8 Παράθυρο υπολογισμών (παράμετροι)

Πιο συγκεκριμένα κατά την σταδιακή κατασκευή είναι δυνατό να προσομοιωθούν οι διαδικασίες κατασκευής και εκσκαφής με την ενεργοποίηση και την απενεργοποίηση τμημάτων του μοντέλου. Αυτή η διαδικασία επιτρέπει την αξιολόγηση των δημιουργούμενων τάσεων και παραμορφώσεων π.χ λόγω της εκσκαφής ενός ορύγματος. Η επιλογή Stage Construction χρησιμοποιείται επίσης για τον υποβιβασμό ή την άνοδο του επιπέδου του υδροφόρου ορίζοντα.

Η μείωση των παραμέτρων αντοχής (c και ϕ) είναι μια επιλογή που διαθέτει το Plaxis για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας. Αυτή η επιλογή είναι διαθέσιμη μόνο στην περίπτωση που έχει επιλεγεί η ανάλυση της πλαστικής συμπεριφοράς του μοντέλου. Κατά τη διαδικασία της μείωσης των παραμέτρων αντοχής, οι παράμετροι $\tan\phi$ και c του εδάφους μειώνονται διαδοχικά μέχρι να φτάσει στην αστοχία.

Ο συνολικός πολλαπλασιαστής ΣMsf χρησιμοποιείται για να καθορίσει την τιμή των παραμέτρων της εδαφικής αντοχής:

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}$$

όπου οι παράμετροι με τον συντελεστή ``input`` αναφέρονται στις ιδιότητες των υλικών που εισάγονται στην αρχή της ανάλυσης και οι παράμετροι με τον συντελεστή ``reduced`` αναφέρονται στις μειωμένες τιμές που χρησιμοποιούνται κατά την ανάλυση. Σε αντίθεση με άλλους συνολικούς πολλαπλασιαστές, το ΣMsf τίθεται ίσο με 1,0 στην έναρξη των υπολογισμών για να θέσει όλες τις παραμέτρους των υλικών στις μη μειωμένες τιμές τους. Οι παράμετροι αντοχής μειώνονται αυτόματα και διαδοχικά μέχρι την αστοχία της δομής. Στο σημείο αυτό ο συντελεστής ασφάλειας είναι:

$$SF = \frac{\text{available strength}}{\text{strength at failure}} = \text{value of } \Sigma Msf \text{ at failure}$$

Εκτέλεση διαδικασίας υπολογισμών

Στη συνέχεια ακολουθεί η διαδικασία εκτέλεσης των υπολογισμών, αφού πρώτα έχουν επιλεγεί κάποια σημεία για την δημιουργία των γραφημάτων. Οι πληροφορίες που παρέχονται είναι οι εξής :

- Αριθμός βήματος και επανάληψης
- Συνολικό σφάλμα
- Ανεκτικότητα
- Σημεία αστοχίας
- Σημεία αστοχίας διεπιφανειών
- Ανακριβή τασικά σημεία
- Σημεία εφελκυσμού

6.8.4 Πρόγραμμα εξαγωγής αποτελεσμάτων (output)

Οι κύριες ποσότητες που υπολογίζονται από το Plaxis και παρουσιάζονται στο πρόγραμμα αποτελεσμάτων είναι οι παραμορφώσεις στους κόμβους των στοιχείων και οι τάσεις στα τασικά σημεία. Μόλις τελειώσει ο υπολογισμός μίας ή περισσότερων φάσεων το πρόγραμμα παρέχει την δυνατότητα στο χρήστη να ελέγξει αυτά τα αποτελέσματα τα οποία είναι :

1. Παραμορφώσεις (strains), οι ποσότητες των παραμέτρων απεικονίζονται σε μεγαλύτερη διάσταση από τη πραγματική ώστε τα τελικά διαγράμματα να επεξεργάζονται καλύτερα. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζονται :

- Παραμορφωμένο δικτύωμα στοιχείων
- Συνολικές μετατοπίσεις
- Συνολικές παραμορφώσεις

2. Τάσεις, όπου και εδώ απεικονίζονται σε μεγαλύτερη διάσταση από τη πραγματική και πιο συγκεκριμένα:

- Ενεργές τάσεις
- Σχετική διατμητική τάση (relative shear stress)
- Συνολικές τάσεις
- Σημεία αστοχίας
- Ενεργή πίεση πόρων
- Υπερπίεση πόρων

3. Κατασκευές και διεπιφάνειες, όπου οι παραμορφώσεις των κατασκευών απεικονίζονται πάνω στην αρχική γεωμετρία του μοντέλου

4. Πίνακες αποτελεσμάτων, όπου τα αριθμητικά δεδομένα όλων των αποτελεσμάτων εξάγονται σε πίνακες και τέλος,

5. Διαγράμματα τομών (cross sections) της κατανομής μιας παραμέτρου κατά μήκος μιας γραμμής που βρίσκεται στο σώμα του προτύπου.

6.8.5 Πρόγραμμα σχεδιασμού καμπυλών

Το Plaxis διαθέτει την δυνατότητα γραφικής απεικόνισης της μεταβολής των τάσεων και των παραμορφώσεων που υπολογίστηκαν στα σημεία που επιλέχθηκαν πριν την έναρξη της φάσης των υπολογισμών. Πιο συγκεκριμένα μπορούν να ληφθούν :

- Καμπύλες φορτίου – μετατόπισης
- Καμπύλες χρόνου – μετατόπισης
- Καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης
- Τασικές διαδρομές (stress paths) και διαδρομές παραμορφώσεων (strain paths)

Τέλος ο χρήστης μπορεί να τροποποιήσει την παρουσίαση των διαγραμμάτων και να τα προσαρμόσει στις ανάγκες του.

Κεφάλαιο 7 Ανάλυση ευστάθειας πρανών στο Plaxis

7.1 Περιγραφή

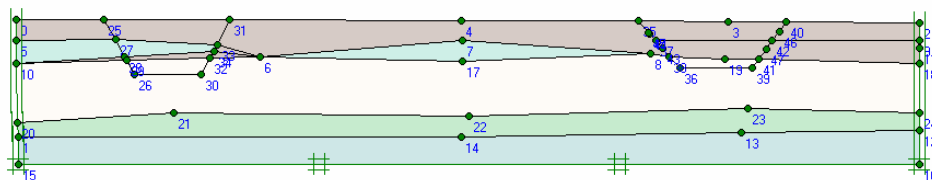
Η εδαφική τομή που κατασκευάστηκε στο πέμπτο κεφάλαιο, εισήχθη στο λογισμικό πακέτο Plaxis, στο οποίο σχεδιάστηκαν δύο εκσκαφές ώστε να πραγματοποιηθεί ανάλυση ευστάθειας πρανών. Η εκσκαφή Α (αριστερά στο σχήμα 7.1) γίνεται δια μέσου φακού άμμου και έχει κλίση 60° , ενώ η εκσκαφή Β δημιουργείται στα αργιλικά στρώματα (αλλουβιακές προσχώσεις και πλειοκαινικές αποθέσεις) με κλίση 60° . Επίσης μελετήθηκε η περίπτωση κλίσης πρανών 50° για την εκσκαφή Α.

Στη συνέχεια έγινε ανάλυση ευστάθειας με τη μέθοδο μείωσης των μηχανικών παραμέτρων (phi-c reduction), όπου για κάθε στάδιο κατασκευής (stage construction) εξάγεται ένας συντελεστής ευστάθειας (σημείο επιπέδωσης της καμπύλης). Η τιμή των μηχανικών παραμέτρων (c και φ) που χρησιμοποιούνται για κάθε στρώμα έχουν προκύψει από την αξιολόγηση των γεωτρητικών δεδομένων και τα τελικά αποτελέσματα του εδαφικού μοντέλου (πίνακας 5.11).

Λόγω του ότι οι τιμές c και φ που χρησιμοποιήθηκαν είναι μέσοι όροι, εξετάζεται η περίπτωση κατά την οποία στη θέση των μέσων όρων χρησιμοποιηθούν οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές των παραμέτρων c και φ, ώστε να διαπιστωθεί σε τι βαθμό επηρεάζεται ο υπολογισμός του συντελεστή ευστάθειας.

7.2 Ρυθμίσεις του προγράμματος και εισαγωγή των δεδομένων

Μετά την εισαγωγή της εδαφικής τομής στο Plaxis καθορίστηκαν τα στρώματα και οι ιδιότητες του κάθε στρώματος (πίνακας 7.1). Η επίλυση του προβλήματος θα γίνει με ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης (με τριγωνικά εξακομβικά στοιχεία) και με την χρησιμοποίηση των τυποποιημένων συνοριακών συνθηκών, δηλαδή το κατακόρυφο δεξί και αριστερό όριο του μοντέλου σχεδιάζονται με κίνηση ως προς τον άξονα y και το κάτω όριο σχεδιάζεται με πάκτωση (σχήμα 7.1). Το μοντέλο υλικού που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των εδαφικών στρώσεων είναι το Mohr-Coulomb.



Σχήμα 7. 1 Περίγραμμα των δύο εκσκαφών

Πίνακας 7.1 Μηχανικές παράμετροι του εδαφικού μοντέλου (σε παρένθεση οι μικρότερες και οι μέγιστες τιμές)

	c' (kPa)	ϕ' (deg)	E (kPa)	ν
1.Αλλούβιες αργιλικές προσχώσεις (καφέ)	30 (20-40)	35 (27-39)	80000	0,33
2.Αλλούβιες προσχώσεις άμμου (γαλάζιο)	5	39 (35-46)	30000	0,33
3.Πλειοκαινική άργιλος (μέση- στιφρή) (λευκό)	70 (50-100)	32(24-38)	90000	0,33
4.Πλειοκαινική άργιλος (στιφρή-πολύ στιφρή) (πράσινο)	70 (50-100)	34 (30-38)	100000	0,33
5.Πλειοκαινικό στρώμα άμμου (γαλάζιο)	5	43 (38-46)	30000	0,33

Παραδοχές για τις ιδιότητες των υλικών

- Μέτρο του Young E: Οι τιμές προέκυψαν από τα διαγράμματα p-ε της τριαξονικής δοκιμής και συγκεκριμένα υπολογίστηκε το μέτρο ελαστικότητας (ή μέτρο δυστροπίας αφού πρόκειται για εδάφη) του Young (Lambe and Whitman). Για τα στρώματα άμμου όπου δεν υπάρχουν στοιχεία από την τριαξονική δοκιμή, θεωρήθηκε $E=30000 \text{ KPa}$ (Εγχειρίδιο Plaxis).
- Λόγος Poisson ν : Επειδή στην ανάλυση του προβλήματος χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο Mohr-Coulomb, ο λόγος Poisson ν κυμαίνεται από 0,3-0,4 και για αυτό επιλέχθηκε μια τιμή ($\nu=0,33$) που να ανήκει σε αυτό το όριο.
- Συντελεστής διαπερατότητας K: Θεωρήθηκε 10^{-4} m/day για τα αργιλικά στρώματα και $0,1 \text{ m/day}$ για τα στρώματα άμμου, τόσο στον κατακόρυφο, όσο και στον οριζόντιο άξονα.
- Η τιμή της συνοχής c' για τα στρώματα άμμου θεωρήθηκε 5 Kpa για το λόγο ότι το Plaxis δεν δίνει σωστά αποτελέσματα για μικρές τιμές συνοχής.

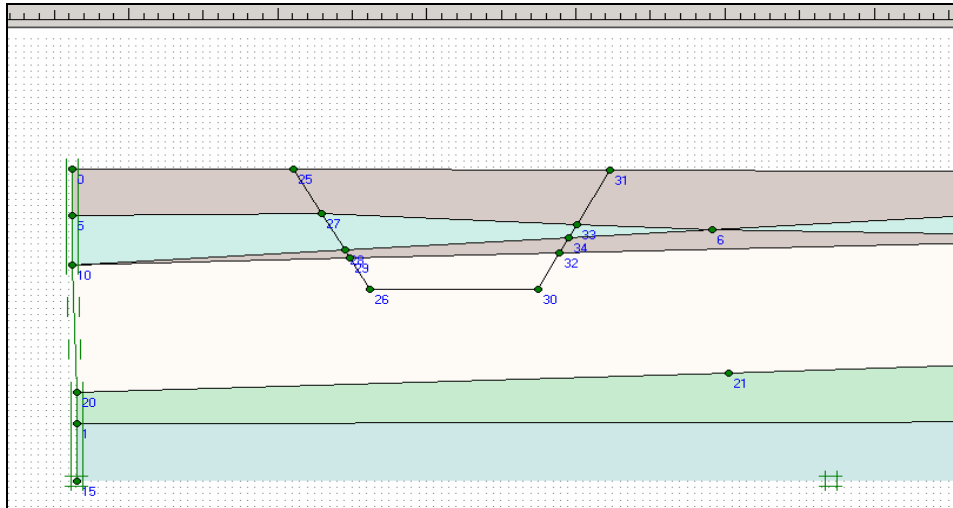
Μετά την εισαγωγή των τιμών του κάθε στρώματος, πραγματοποιήθηκε η διακριτοποίηση του προτύπου με τη δημιουργία δικτύωματος (mesh generation). Αρχικά η διακριτοποίηση έγινε αυτόματα και στη συνέχεια έγινε τοπική πύκνωση γύρω από τα πρανή. Πριν την εκκίνηση των υπολογισμών ορίστηκαν οι αρχικές συνθήκες με την προσθήκη της γραμμής του υδροφόρου ορίζοντα και την δημιουργία των αρχικών τάσεων.

7.3 Ανάλυση ευστάθειας

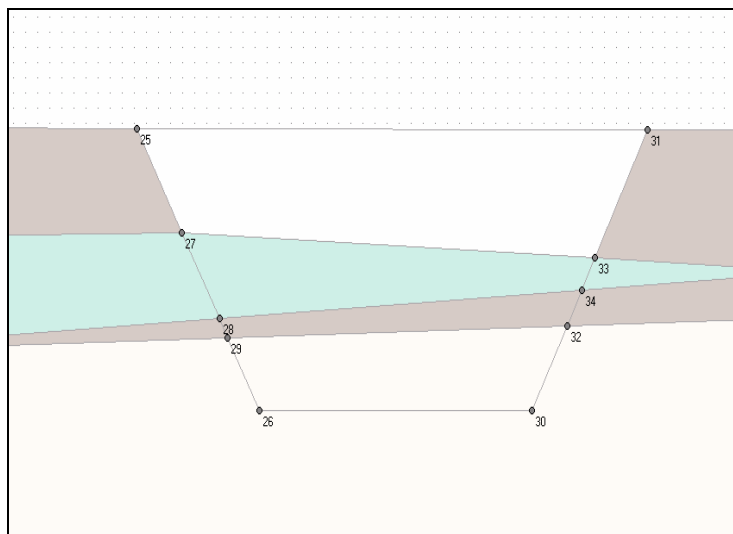
7.3.1 Εκσκαφή A (60°)

Για τον υπολογισμό του συντελεστή ευστάθειας χρησιμοποιήθηκε η διαδικασία μείωσης των μηχανικών παραμέτρων c και ϕ του υλικού ($\phi - c$ reduction) για κάθε

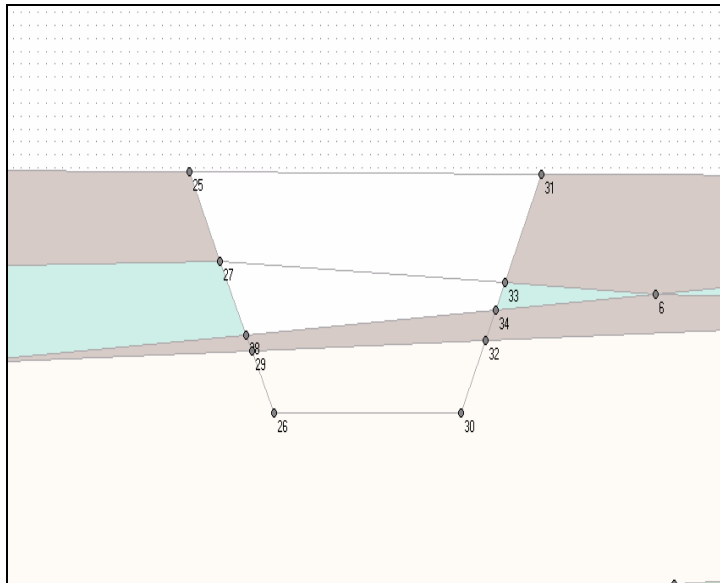
φάση αφαίρεσης υλικού (stage construction). Στο σχήμα 7.2 φαίνεται η Α σε μεγέθυνση, ενώ στα σχήματα 7.3 – 7.5 οι φάσεις κατασκευής του πρανούς. Στο σχήμα 7.6 φαίνονται οι συνολικές μετατοπίσεις από την διαδικασία “phi – c reduction” στο τελικό στάδιο εκσκαφής, όπου οι μετατοπίσεις δεν έχουν φυσική σημασία, αλλά μπορεί να διακριθεί ο πιθανός μηχανισμός αστοχίας.



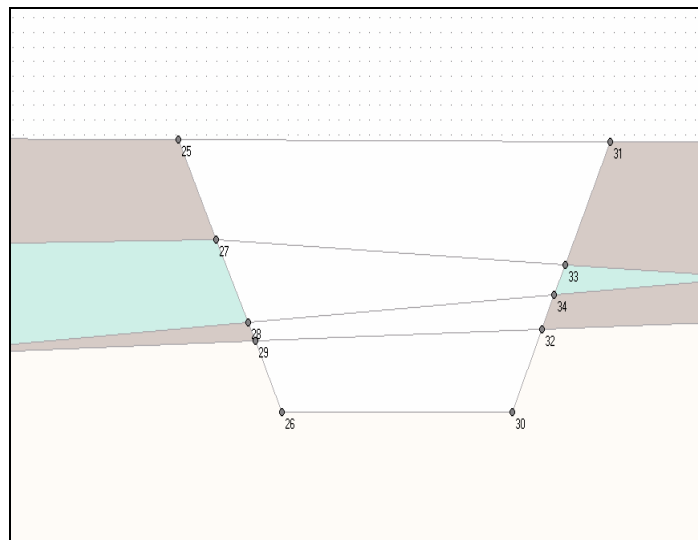
Σχήμα 7.2 Πρανές Α



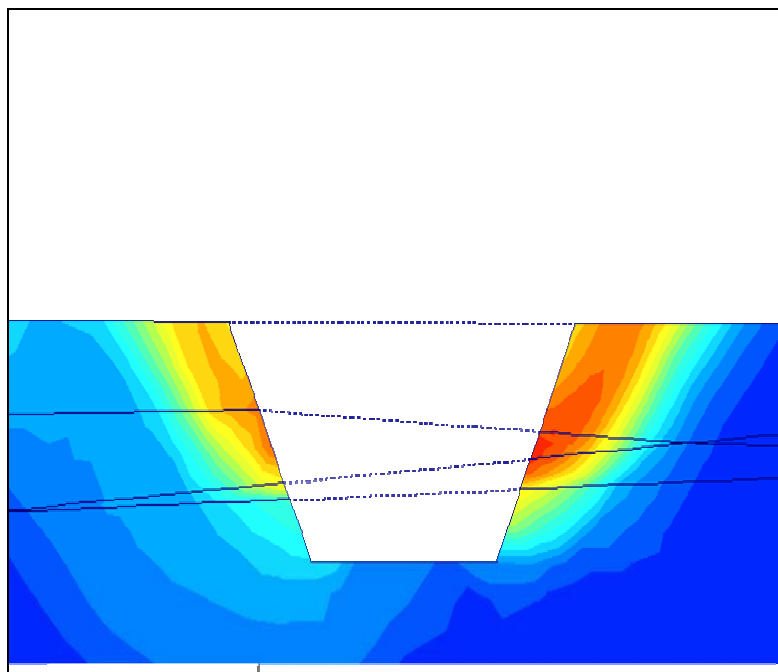
Σχήμα 7.3 Πρώτη φάση εκσκαφής



Σχήμα 7.4 Δεύτερη φάση εκσκαφής



Σχήμα 7.5 Τρίτη φάση εκσκαφής



Σχήμα 7. 6 Συνολικές μετατοπίσεις (πιθανός μηχανισμός ολίσθησης) (εκσκαφή 3)

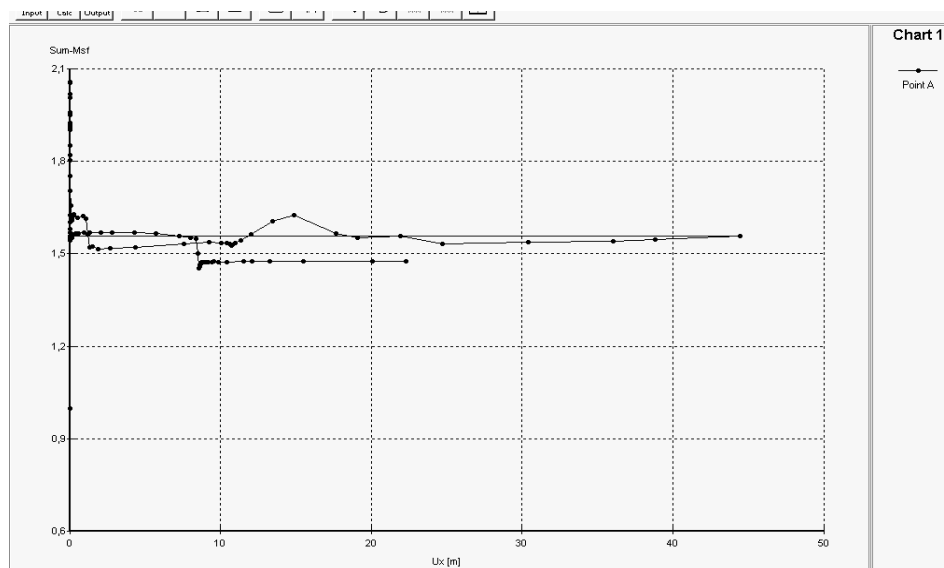
Ο συντελεστής ασφάλειας στο τελικό στάδιο της εκσκαφής είναι $\Sigma Msf = 1,472$ ενώ στο τέλος της πρώτης εκσκαφής είναι 1,903 και στο τέλος της δεύτερης εκσκαφής είναι 1,543.

Στη συνέχεια γίνεται ανάλυση ευστάθειας, στην οποία χρησιμοποιούνται οι μικρότερες τιμές των c' , ϕ' (πίνακας 7.1). Αποτέλεσμα αυτής της μείωσης ήταν να γίνει με επιτυχία η πρώτη εκσκαφή ($\Sigma Msf = 1,43$), αλλά στη συνέχεια επήλθε κατάρρευση του πρανούς.

Στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκαν οι μέγιστες τιμές των μηχανικών παραμέτρων c' και ϕ' (πίνακας 7.1). Ο συντελεστής ασφάλειας για την πρώτη εκσκαφή είναι 2,376 για την δεύτερη 1,956 και ο τελικός συντελεστής ασφάλειας (τρίτη εκσκαφή) είναι 1,798. Στον πίνακα 7.2 παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα και στο σχήμα 7.7 το διάγραμμα υπολογισμού του συντελεστή ευστάθειας.

Πίνακας 7.2 Μεταβολή συντελεστή ασφάλειας (Εκσκαφή Α, 60°)

	Εκσκαφή 1	Εκσκαφή 2	Εκσκαφή 3
Μοντέλο με μέσους όρους τιμών c και ϕ	1,903	1,543	1,472
Μοντέλο με τις μικρότερες τιμές των c και ϕ	1,432	Αστοχία	-----
Μοντέλο με τις μέγιστες τιμές c και ϕ	2,376	1,956	1,798



Σχήμα 7.7 Διάγραμμα υπολογισμού του συντελεστή ευστάθειας για την περίπτωση της χρησιμοποίησης μέσων όρων

7.3.2 Εκσκαφή Α (50°)

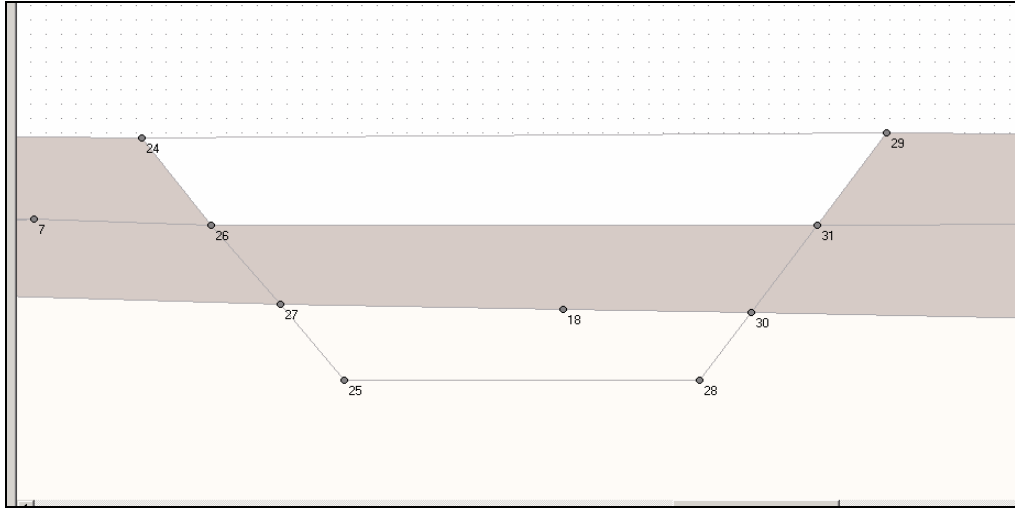
Επίσης για την εκσκαφή Α έγινε ανάλυση ευστάθειας για κλίση πρανών 50° και τα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα 7.3.

Πίνακας 7.3 Μεταβολή συντελεστή ασφάλειας (Εκσκαφή Α, 50°)

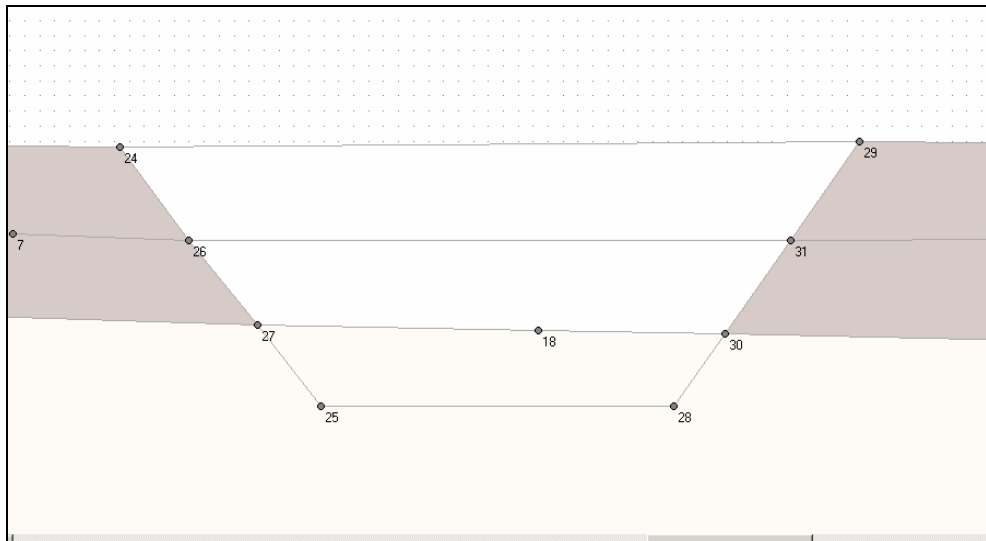
	Εκσκαφή 1	Εκσκαφή 2	Εκσκαφή 3
Μοντέλο με μέσους όρους τιμών c και ϕ	2,21	1,654	1,618
Μοντέλο με τις μικρότερες τιμές των c και ϕ	1,503	1,392	1,158
Μοντέλο με τις μέγιστες τιμές c και ϕ	2,67	2,24	1,913

7.3.3 Εκσκαφή Β (60°)

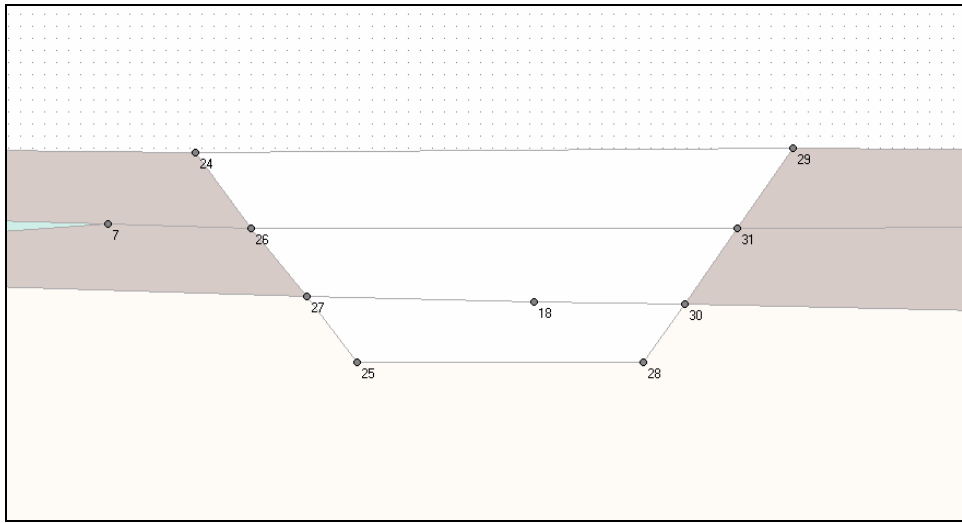
Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε η ίδια διαδικασία για την εκσκαφή Β. Όπως και στην περίπτωση της εκσκαφής Α, όταν χρησιμοποιήθηκαν οι μικρότερες τιμές των c και ϕ για την ανάλυση ευστάθειας, μετά την δεύτερη φάση κατασκευής το πρανές κατέρρευσε. Στα σχήματα 7.8 – 7.10 παρουσιάζονται οι φάσεις κατασκευής, ενώ στο σχήμα 7.11 ο πιθανός μηχανισμός ολίσθησης (διάγραμμα μετατοπίσεων). Τέλος στον πίνακα 7.4 δίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των παραπάνω διαδικασιών.



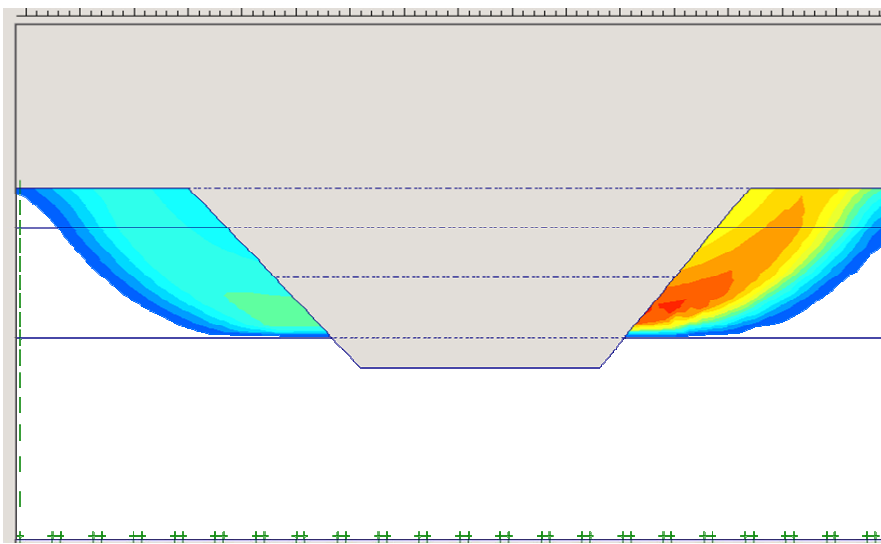
Σχήμα 7.8 Πρώτη φάση εκσκαφής



Σχήμα 7.9 Δεύτερη φάση εκσκαφής



Σχήμα 7.10 Τρίτη φάση εκσκαφής



7.11 Πιθανός μηχανισμός αστοχίας

Πίνακας 7.4 Μεταβολή συντελεστή ασφάλειας (Εκσκαφή Β, 60°)

	Εκσκαφή 1	Εκσκαφή 2	Εκσκαφή 3
Μοντέλο με μέσους όρους τιμών c και φ	2,36	1,71	1,58
Μοντέλο με τις μικρότερες τιμές των c και φ	1,64	1,02	-----
Μοντέλο με τις μέγιστες τιμές c και φ	3,04	2,22	2,04

Κεφάλαιο 8 Συμπεράσματα

8.1 Σχόλια και συμπεράσματα

Τα εδαφικά υλικά όπως είναι γνωστό παρουσιάζουν σημαντική ανομοιογένεια, αφού η συμπεριφορά τους μεταβάλλεται όχι μόνο μεταξύ των διαφορετικών τύπων εδαφών, αλλά και μεταξύ υλικών του ίδιου τύπου. Κατά συνέπεια ο προσδιορισμός της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών απαιτεί διερεύνηση των ιδιοτήτων εδαφικών δειγμάτων από τη θέση που μας ενδιαφέρει (περιοχή μελέτης). Η ακρίβεια της αξιολόγησης αυτών των αποτελεσμάτων εξαρτάται από την πολυπλοκότητα του προβλήματος, από την σωστή πραγματοποίηση των ερευνητικών εργασιών (γεωτρήσεις, επί τόπου δοκιμές) και από τη σωστή διεξαγωγή και αξιολόγηση των εργαστηριακών μετρήσεων. Επίσης η αξιολόγηση γίνεται πιο ακριβής, όσο αυξάνεται ο αριθμός των δεδομένων, που προκύπτουν από την έρευνα, για το εκάστοτε πρόβλημα. Η ερευνητικές εργασίες όμως παρά τη μεγάλη σημασία τους στην ορθή κατανόηση των μηχανισμών που διέπουν το πρόβλημα, απαιτούν χρόνο και επιβαρύνουν οικονομικά το εκάστοτε έργο.

Στο πέμπτο κεφάλαιο έγινε αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών και των επί τόπου δοκιμών με σκοπό να προσδιοριστεί η μηχανική συμπεριφορά του εδάφους στη περιοχή μελέτης. Οι τιμές των μηχανικών παραμέτρων (c και ϕ) που αποδόθηκαν σε κάθε εδαφική στρώση αποτελούν μέσες τιμές και σε καμία περίπτωση δεν αντιπροσωπεύουν πλήρως το έδαφος μελέτης, τόσο λόγω της πολυπλοκότητας των εδαφικών σχηματισμών, αλλά και λόγω της αραιής δειγματοληψίας.

Στη άποψη αυτή συνηγορούν και τα αποτελέσματα της ανάλυσης ευστάθειας των πρανών των δύο εκσκαφών που πραγματοποιήθηκαν στο παρόν κεφάλαιο με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Αρχικά υπολογίστηκε ο συντελεστής ευστάθειας κάνοντας χρήση των μέσων τιμών των παραμέτρων c και ϕ και στη συνέχεια συγκρίθηκε με τον συντελεστή ασφάλειας που προκύπτει από την χρησιμοποίηση των μικρότερων και των μεγαλύτερων τιμών αντίστοιχα. Στο πίνακα 8.1 παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα. Πιο συγκεκριμένα:

- Τόσο στην περίπτωση της εκσκαφής Α, όσο και στην περίπτωση της εκσκαφής Β (κλίση πρανών 60° με την χρησιμοποίηση των μικρότερων τιμών c και ϕ το πρανές οδηγείται σε αστοχία.
- Κατά την χρησιμοποίηση των μέσων αλλά και των μέγιστων τιμών c και ϕ , τα πρανή είναι ευσταθή με τους συντελεστές ασφάλειας που δίνονται στον πίνακα 8.1.
- Οι συντελεστές ασφάλειας που προκύπτουν στη δεύτερη περίπτωση (μέγιστες τιμές) έχουν μια αύξηση της τάξης του 15% - 20%.
- Η εκσκαφή Α με κλίση πρανών 50° δίνει μεγαλύτερο συντελεστή ασφάλειας σε σχέση με την περίπτωση όπου η κλίση είναι 60°
- Η εκσκαφή Β δίνει μεγαλύτερο συντελεστή ασφάλειας σε σχέση με την εκσκαφή Α παρά το γεγονός ότι έχουν την ίδια κλίση. Πιθανοί λόγοι είναι:
 - ✓ Η γεωμετρία του μοντέλου (απότομες κλίσεις στην περίπτωση Α)
 - ✓ Η ύπαρξη στρώματος άμμου στην Α περίπτωση

Πίνακας 8.1 Συγκριτικά αποτελέσματα

	Συντελεστής ασφάλειας		
	Εκσκαφή Α (60°)	Εκσκαφή Α (50°)	Εκσκαφή Β (60°)
Μοντέλο με μέσους όρους τιμών c και ϕ	1,472	1,618	1,58
Μοντέλο με τις μικρότερες τιμές των c και ϕ	-----	1,158	-----
Μοντέλο με τις μέγιστες τιμές c και ϕ	1,798	1,913	2,04

8.2 Προτάσεις

Η έρευνα και μελέτη του υπεδάφους αποτελεί το πρωταρχικό στάδιο στην αντιμετώπιση γεωτεχνικών προβλημάτων. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων είναι σημαντικά, τόσο για την οικονομικότητα του έργου που θα πραγματοποιηθεί, όσο και για την ασφάλειά του. Για την σωστή διεξαγωγή των παραπάνω ερευνητικών διεργασιών θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα εξής:

- Σωστός σχεδιασμός του προγράμματος γεωτρήσεων, ο οποίος θα στηρίζεται στη γεωλογία της περιοχής και στις ανάγκες του εκάστοτε έργου, ώστε να υπάρχει καλή απεικόνιση του υπεδάφους.
- Συλλογή όσο το δυνατόν περισσότερων πληροφοριών για την περιοχή μελέτης (γεωλογικά στοιχεία, ιστορικό κατολισθήσεων, άλλες μελέτες που έχουν γίνει στην περιοχή κ.α).
- Σωστή και συχνή δειγματοληψία στα τμήματα τα οποία παρουσιάζουν ενδιαφέρον, ώστε να αυξηθεί ο αριθμός πληροφοριών και να αποφευχθούν λάθος εκτιμήσεις.
- Προσεκτική επιλογή και εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών. Επίσης θα πρέπει ο αριθμός αυτός να είναι μεγαλύτερος στα σημεία που παρουσιάζουν ενδιαφέρον.

Βιβλιογραφία

Ελληνική

1. Αγιουτάντης, Ζ., (2002). “Στοιχεία Γεωμηχανικής, Μηχανική Πετρωμάτων” έκδοση Ιων, Αθήνα
2. Καλογήρου, Ειρ., (2003) “Παραμετρική ανάλυση ευστάθειας εδαφικών πρανών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων”, Μεταπτυχιακή διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά
3. Καββαδάς, Μ., (2000) “Στοιχεία εδαφομηχανικής”, Ε.Μ.Π, Αθήνα
4. Βαλαλάς, Θ., (1985) “Εδαφομηχανική” έκδοση Αφοι Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη
5. Βαρδουλάκης, Ι., (2001) “Στοιχεία εδαφομηχανικής”, Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά
6. Λοΐζος, Α., (1964) “Διαλέξεις εδαφομηχανικής και θεμελιώσεων – Κατολισθήσεις πρανών” ΤΕΕ, Αθήνα
7. Παντελόπουλος, Π., (1964) “Διαλέξεις εδαφομηχανικής και θεμελιώσεων – Γεωτεχνική έρευνα απ’ ευθείας επί του εδάφους ” ΤΕΕ, Αθήνα
8. Παπαχαρίσης, Π., (2001) “Εργαστηριακές μετρήσεις εδαφομηχανικής” έκδοση Αφοι Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη

Ξένα

9. Lambe, W. and Whitman, R., (1979) “ Soil Mechanics”, M.I.T
10. Terzaghi, K. and Peck., (1969) “Εφαρμοσμένη εδαφομηχανική”, μετάφραση, έκδοση Γκιούρδας, Αθήνα
11. Chin I.T and Sew G.S., (2001), “The determination of shear strength in residual soils for slope stability analysis” Cerun Kenbangasaan 2001
12. Chin I.T and Sew G.S., (2000), “Subsurface investigation and interpretation of test results for foundation design in soft clay”, SOGISC 2000
13. Plaxis,(1998). User’s manual for version 7.0, Balkema, Rotterdam
14. U.S Army Corps of engineers, (1994). “Geotechnical investigation”, EM 1110-2-2504 March 1994

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α
ΕΝΙΑΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΚΑΤΑΤΑΞΗΣ ΕΛΑΦΩΝ

A.U.S.C.S

Πίνακας Α.1.1 Ανόργανα συνεκτικά εδάφη

Συγκρατούμενο από Νο 200 (D = 0,074 mm) < 50% , LL < 50

ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ		ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΟΝΟΜΑΣΙΑ
			ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ No 200		ΑΜΜΟΣ – ΧΑΛΙΚΙΑ	
LL<50	<i>PI</i> > 7 Και σημεία επάνω στη ή επάνω από τη γραμμή «Α»	CL	< 30%	< 15% συγκρ. Νο 200		Ισχνή άργιλος
				15–29% συγκρατ. Νο 200	% άμμου > % χαλικιών	Ισχνή άργιλος με άμμο
					% άμμου < % χαλικιών	Ισχνή άργιλος με χαλίκια
			≥ 30%	% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης ισχνή άργιλος
					≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης ισχνή άργιλος με χαλίκια
				% άμμου < % χαλικιών	<15% άμμος	Χαλικώδης ισχνή άργιλος
	4 < <i>PI</i> < 7 Και σημεία επάνω στη ή επάνω από τη γραμμή «Α»	CL -- ML	< 30%	<15% συγκρ. Νο 200		Ιλυώδης άργιλος
				15-29% συγκρατ. Νο 200	% άμμου > % χαλίκια	Ιλυώδης άργιλος με άμμο
					% άμμου < % χαλίκια	Ιλυώδης άργιλος με χαλίκια
			≥ 30%	% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης- Ιλυώδης άργιλος
					≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης – Ιλυώδης άργιλος με χαλίκια
				% άμμου < % χαλικιών	< 15% άμμος	Χαλικώδης – Ιλυώδης άργιλος
<i>PI</i> < 4 Ή σημεία κάτω από τη γραμμή «Α»	ML	< 30%	< 15% συγκρ. Νο 200		Ιλύς	
			15-29% συγκρατ. Νο 200	% άμμου > % χαλίκια	Ιλύς με άμμο	
				% άμμου < % χαλίκια	Ιλύς με χαλίκια	
		≥ 30%	% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης ιλύς	
				≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης ιλύς με χαλίκια	
			% άμμου < % χαλικιών	< 15% άμμος	Χαλικώδης ιλύς	
		≥ 15% άμμος	Χαλικώδης ιλύς με άμμο			

Πίνακας Α 1.2 Ανόργανα συνεκτικά εδάφη

Συγκρατούμενο από Νο 200 (D = 0,074 mm) < 50% , LL ≥ 50

ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ		ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΟΝΟΜΑΣΙΑ
			ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ Νο 200		ΑΜΜΟΣ - ΧΑΛΙΚΙΑ	
LL≥50	Σημεία επάνω στη ή επάνω από τη γραμμή «Α»	CH	< 30%	< 15% συγκρ. Νο 200		Παχιά άργιλος
				15 – 29% συγκρατ. Νο 200	% άμμου > %χαλικιών	Παχιά άργιλος με άμμο
					% άμμου < % χαλικιών	Παχιά άργιλος με χαλίκια
			≥ 30%	% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης παχιά άργιλος
				% άμμου < % χαλικιών	≥ 15 % χαλίκια	Αμμώδης παχιά άργιλος με χαλίκια
					< 15% άμμος	Χαλικώδης παχιά άργιλος
	Σημεία κάτω από τη γραμμή «Α»	MH	< 30%	< 15% συγκρ. Νο 200		Ελαστική ιλύς
				15 – 29% συγκρατ. Νο 200	% άμμου > % χαλικιών	Ελαστική ιλύς με άμμο
			≥ 30%		% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια
				% άμμου < % χαλικιών	≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης ελαστική ιλύς με χαλίκια
		< 15% άμμος	Χαλικώδης ελαστική ιλύς			
		≥ 15% άμμος	Χαλικώδης ελαστική ιλύς με άμμο			

Πίνακα Α 2.1 Μη συνεκτικά εδάφη

Κοκκώδη, συγκρατούμενο από Νο 200 ($D=0,074 \text{ mm}$) $\geq 50\%$

ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΩΝ	ΣΥΜΒΟ- ΛΙΣΜΟΣ	ΑΜΜΟΣ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ
ΧΑΛΙΚΙΑ	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ	ΟΜΟΙΟ- ΜΟΡΦΙΑ				
% άμμου < % χαλικιών	Λεπτά χαλίκια ($d=4,75\text{mm}$) <5%	$C_u \geq 4$ και $1 \leq C_c \leq 3$		GW	<15%	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένα
					$\geq 15\%$	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με άμμο
		$C_u < 4$ και / ή $C_c < 1$ ή $C_c > 3$		GP	<15%	Χαλίκια κακής διαβάθμισης
					$\geq 15\%$	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με άμμο
	Λεπτά χαλίκια ($d=4,75\text{mm}$) 5-12%	$C_u \geq 4$ και $1 \leq C_c \leq 3$ (1*)	ML ή MH	GW – GM	<15%	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με ιλύ
					$\geq 15\%$	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με ιλύ και άμμο
			CL, CH ή (CL – ML)	GW – GC	<15%	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο)
					$\geq 15\%$	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο) και άμμο
		$C_u < 4$ και / ή $C_c < 1$ ή $C_c > 3$ (1*)	ML ή MH	GP – GM	<15%	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με ιλύ
					$\geq 15\%$	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με ιλύ και άμμο
			CL, CH ή (CL – ML)	GP – GC	<15%	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο)
					$\geq 15\%$	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο) και άμμο
Λεπτά χαλίκια ($d=4,75\text{mm}$) >12%		ML ή MH	GM	<15%	Ιλυώδη χαλίκια	
				$\geq 15\%$	Ιλυώδη χαλίκια με άμμο	
				<15%	Αργιλώδη χαλίκια	

Πίνακας Α 2.2 Μη συνεκτικά εδάφη

Κοκκώδη, συγκρατούμενο από Νο 200 ($D=0,074 \text{ mm}$) $\geq 50\%$

ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΩΝ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΧΑΛΙΚΕΣ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ
ΑΜΜΟΣ	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΙΑ				
% άμμου > % χαλικιών	Λεπτή άμμος ($d=0,425\text{mm}$) <5%	$C_u \geq 6$ και $1 \leq C_c \leq 3$		SW	<15%	Άμμος καλά διαβαθμισμένη
					$\geq 15\%$	Άμμος καλά διαβαθμισμένη με χαλίκια
		$C_u < 6$ και / ή $C_c < 1$ ή $C_c > 3$		SP	<15%	Άμμος κακής διαβάθμισης
					$\geq 15\%$	Άμμος κακής διαβάθμισης με χαλίκια
	Λεπτή άμμος ($d=0,425\text{mm}$) 5-12%	$C_u \geq 6$ και $1 \leq C_c \leq 3$ (1*)	ML ή MH	SW – SM	<15%	Άμμος καλά διαβαθμισμένη με ιλύ
						$\geq 15\%$
			CL, CH ή (CL – ML)	SW – SC	<15%	Άμμος καλά διαβαθμισμένη με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο)
						$\geq 15\%$
		$C_u < 6$ και / ή $C_c < 1$ ή $C_c > 3$ (1*)	ML ή MH	SP – SM	<15%	Άμμος κακής διαβάθμισης με ιλύ
						$\geq 15\%$
			CL, CH ή (CL – ML)	SP – SC	<15%	Άμμος κακής διαβάθμισης με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο)
						$\geq 15\%$
Λεπτή άμμος ($d=0,425\text{mm}$) >12%		ML ή MH	SM	<15%	Ιλυώδης άμμος	
				$\geq 15\%$	Ιλυώδης άμμος με χαλίκια	
				<15%	Αργιλώδης άμμος	

Πίνακας Α 3.1 οργανικά συνεκτικά εδάφη

Συγκρατούμενο από Νο 200 (D = 0,074 mm) < 50% , LL < 50 και (LL_αποξηραμένο σε φούρνο / LL_μη αποξηραμένο) < 0,75

ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ		ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΟΝΟΜΑΣΙΑ
			ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ Νο 200		ΑΜΜΟΣ - ΧΑΛΙΚΙΑ	
LL<50	PI ≥ 4 Και σημεία επάνω στη ή επάνω από τη γραμμή «Α»	OI	< 30%	< 15% συγκρ. Νο 200		Οργανική άργιλος
				15 – 29% συγκρατ. Νο 200	% άμμου > % χαλικιών	Οργανική άργιλος με άμμο
					% άμμου < % χαλικιών	Οργανική άργιλος με χαλίκια
			≥ 30%	% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης οργανική άργιλος
				% άμμου < % χαλικιών	≥ 15 % χαλίκια	Αμμώδης οργανική άργιλος με χαλίκια
					< 15% άμμος	Χαλικώδης οργανική άργιλος
	PI < 4 Ή σημεία κάτω από τη γραμμή «Α»	OI	< 30%	< 15% συγκρ. Νο 200		Οργανική ιλύς
				15 – 29% συγκρατ. Νο 200	% άμμου > % χαλικιών	Οργανική ιλύς με άμμο
			≥ 30%		% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια
				% άμμου < % χαλικιών	≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης οργανική ιλύς με χαλίκια
		< 15% άμμος	Χαλικώδης οργανική ιλύς			
		≥ 15% άμμος	Χαλικώδης οργανική ιλύς με άμμο			

Πίνακας Α 3.2 Οργανικά συνεκτικά εδάφη

Συγκρατούμενο από Νο 200 (D = 0,074 mm) < 50% , LL ≥ 50 και (LL_αποξηραμένο σε φούρνο) / (LL_μη αποξηραμένο) < 0,75

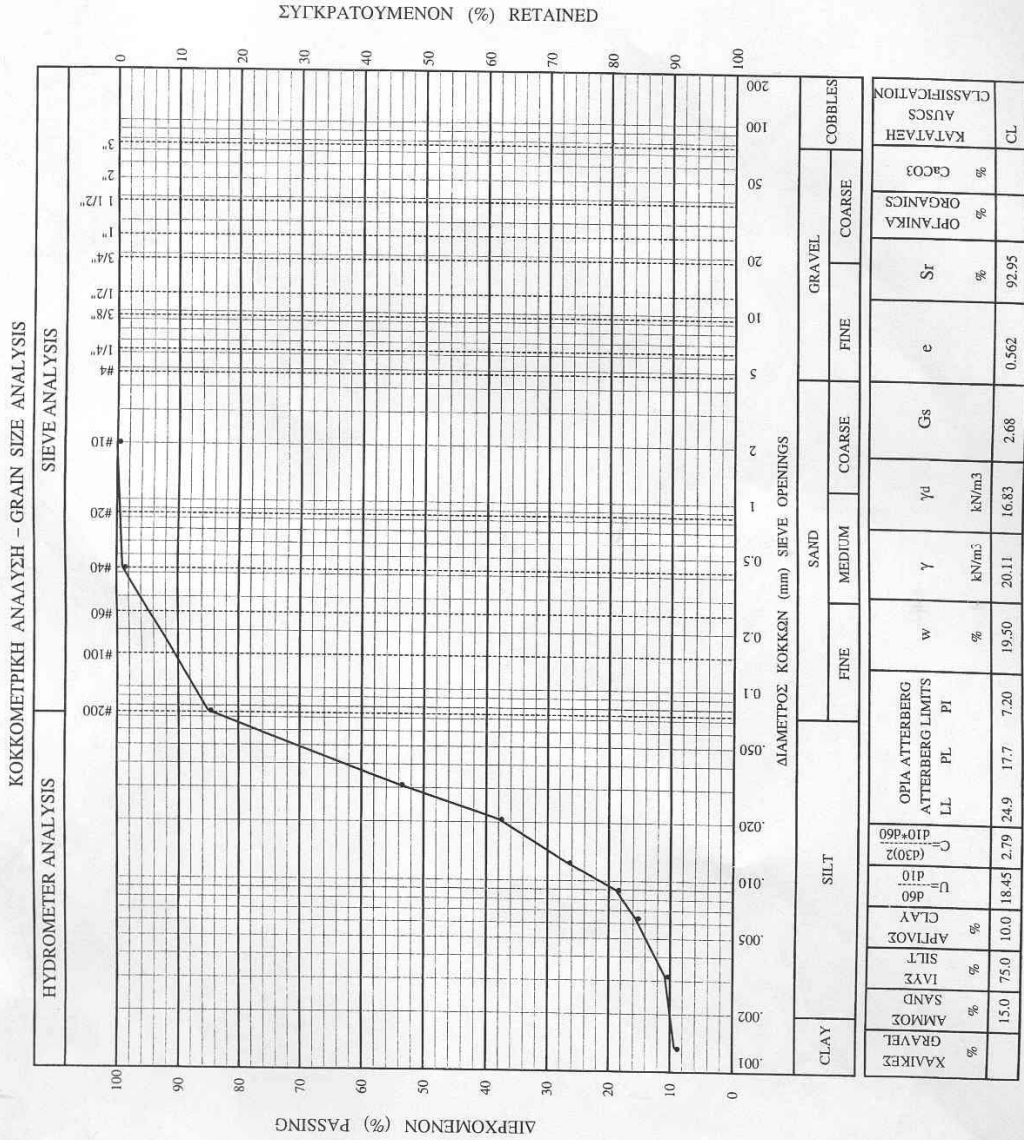
ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ		ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΟΝΟΜΑΣΙΑ
			ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ No 200		ΑΜΜΟΣ - ΧΑΛΙΚΙΑ	
LL≥50	Σημεία επάνω στη ή επάνω από τη γραμμή «Α»	OH	< 30%	< 15% συγκρ. Νο 200		Οργανική άργιλος
				15 – 29% συγκρατ. Νο 200	% άμμου > % χαλικιών	Οργανική άργιλος με άμμο
					% άμμου < % χαλικιών	Οργανική άργιλος με χαλίκια
			≥ 30%	% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης οργανική άργιλος
					≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης οργανική άργιλος με χαλίκια
				% άμμου < % χαλικιών	< 15% άμμος	Χαλικώδης οργανική άργιλος
			≥ 15% άμμος	Χαλικώδης οργανική άργιλος με άμμο		
	Σημεία κάτω από τη γραμμή «Α»	OH	< 30%	< 15% συγκρ. Νο 200		Οργανική ιλύς
				15 – 29% συγκρατ. Νο 200	% άμμου > % χαλικιών	Οργανική ιλύς με άμμο
					% άμμου < % χαλικιών	Οργανική ιλύς με χαλίκια
≥ 30%			% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης οργανική ιλύς	
				≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης οργανική ιλύς με χαλίκια	
			% άμμου < % χαλικιών	< 15% άμμος	Χαλικώδης οργανική ιλύς	
		≥ 15% άμμος	Χαλικώδης οργανική ιλύς με άμμο			

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΝΤΥΠΑ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ

ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΑΤΑΤΑΞΗΣ
CLASSIFICATION TESTS

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ:
SAMPLE DESCRIPTION:

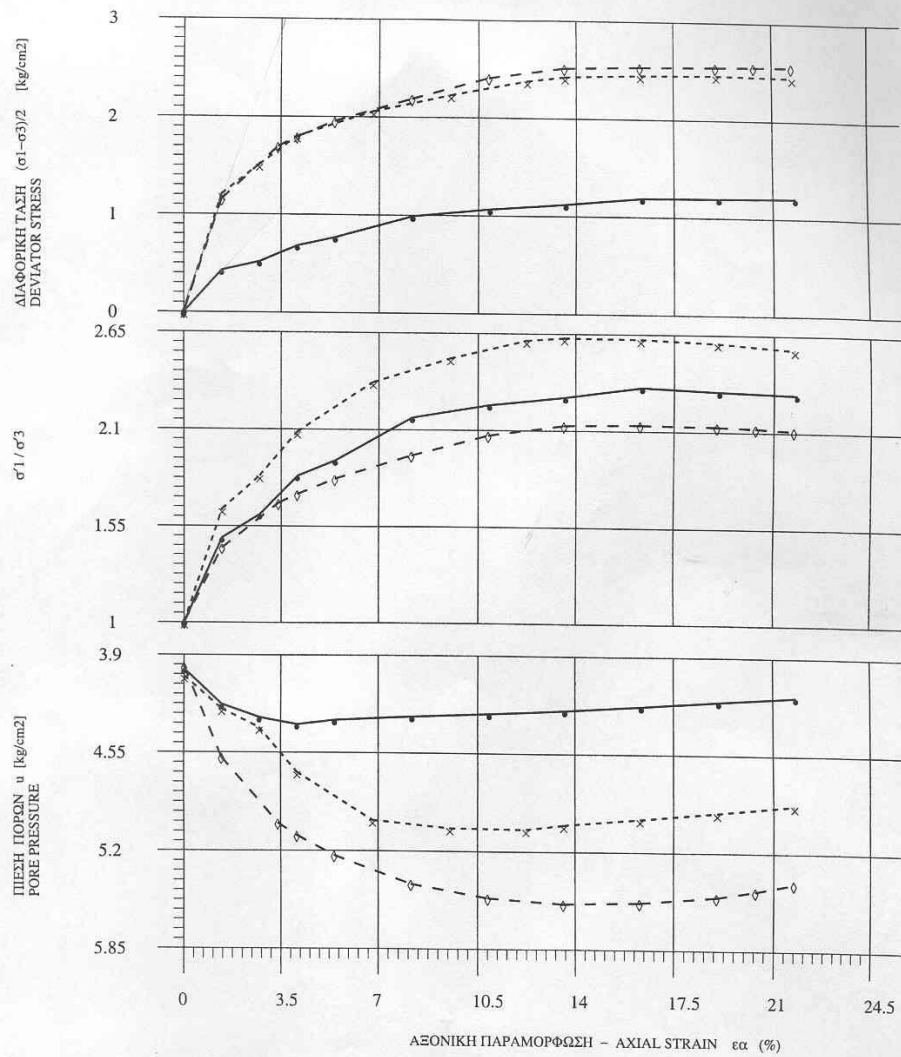


ΕΔΕΛΧΘΗΚΕ ΑΠΟ Σ.Φ.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING: Γ5	ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE: 3583	ΒΑΘΟΣ-DEPTH: 5.70
------------------------	------------------------	----------------------

ΔΟΚΙΜΗ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ CUPP
 TRIAXIAL COMPRESSION TEST CUPP

ΤΑΧΕΙΑ ΕΠΙ ΠΡΟΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΕΤΡΗΣΗ ΠΙΕΣΗΣ ΠΟΡΩΝ
 CONSOLIDATED UNDRAINED WITH PORE PRESSURE MEASUREMENTS



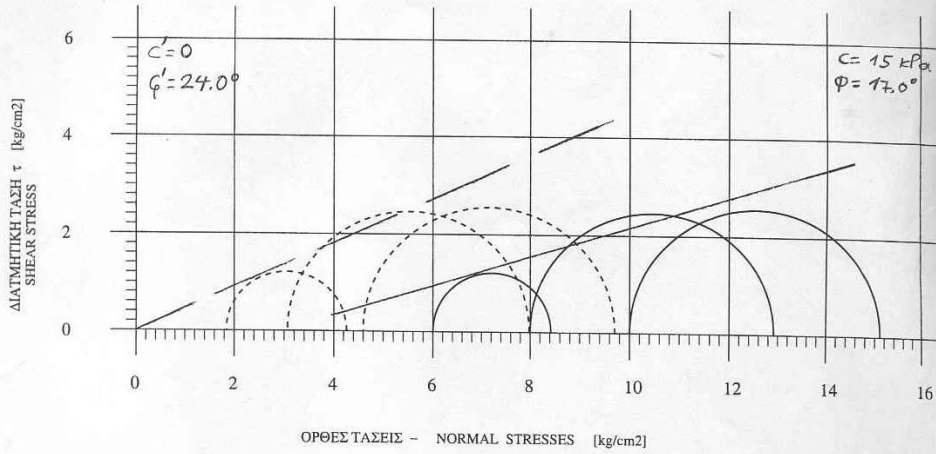
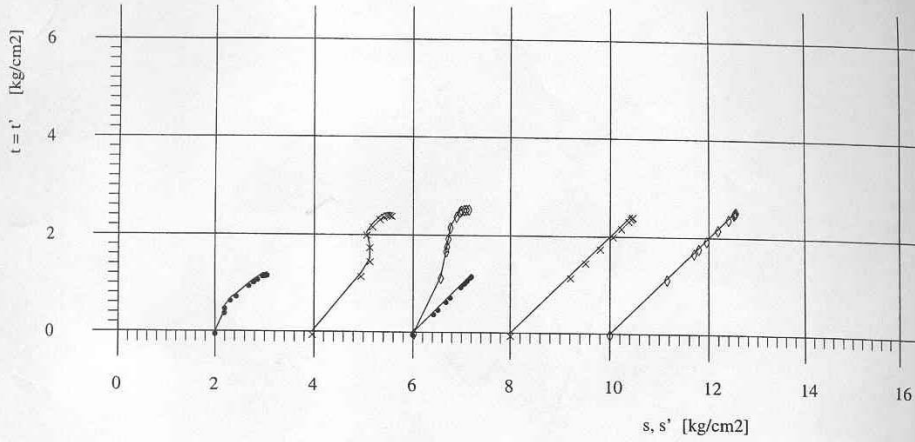
	●—●	×—×	○—○
σc (kg/cm ²)	6.00	8.00	10.00
BP (kg/cm ²)	4.00	4.00	4.00
σ3 (kg/cm ²)	2.00	4.00	6.00

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ ΑΠΟ Σ.Φ.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ—BORING:	ΔΕΙΓΜΑ—SAMPLE:	ΒΑΘΟΣ—DEPTH:
Γ1	3411	27.60

ΔΟΚΙΜΗ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ CUPP
 TRIAXIAL COMPRESSION TEST CUPP

ΤΑΧΕΙΑ ΕΠΙ ΠΡΟΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ ΜΕ ΜΕΤΡΗΣΗ ΠΙΕΣΗΣ ΠΟΡΩΝ
 CONSOLIDATED UNDRAINED WITH PORE PRESSURE MEASUREMENTS



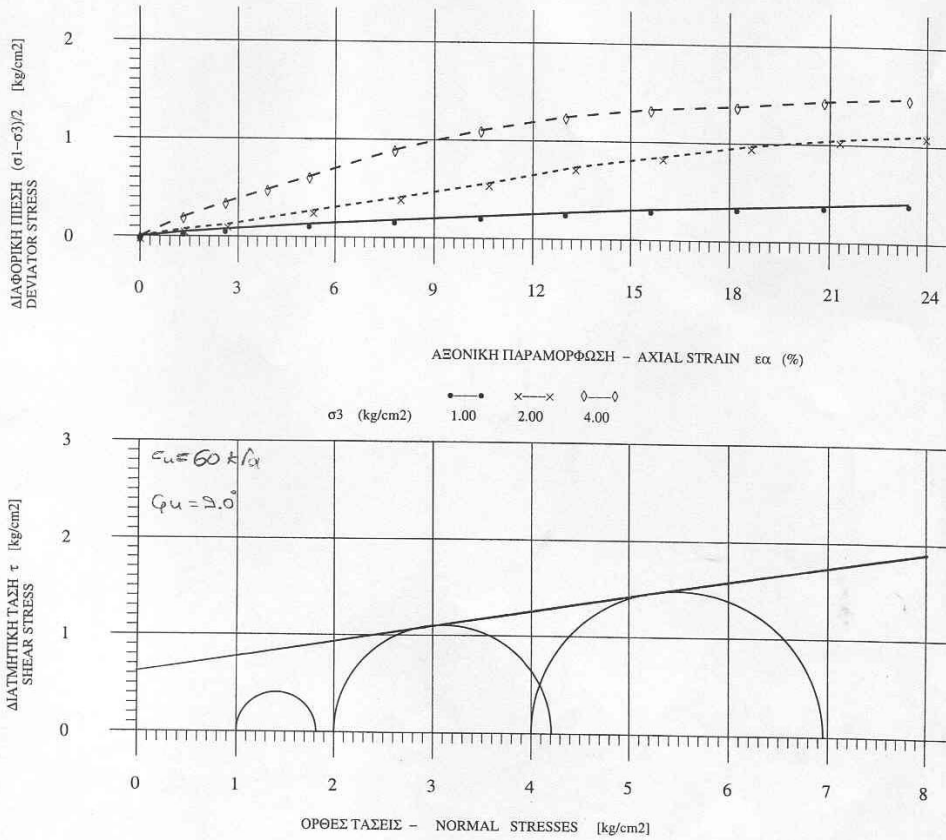
	●—●	×—×	○—○
σ_c (kg/cm ²)	6.00	8.00	10.00
BP (kg/cm ²)	4.00	4.00	4.00
σ_3 (kg/cm ²)	2.00	4.00	6.00

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ ΑΠΟ Σ.Φ.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING: Γ1	ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE: 3411	ΒΑΘΟΣ-DEPTH: 27.60
------------------------	------------------------	-----------------------

ΔΟΚΙΜΗ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΥΥ
 TRIAXIAL COMPRESSION TEST UU

ΤΑΧΕΙΑ ΔΟΚΙΜΗ ΕΠΙ ΜΗ ΠΡΟΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ ΧΩΡΙΣ ΜΕΤΡΗΣΗ ΠΙΕΣΗΣ ΠΟΡΩΝ
 UNCONSOLIDATED UNDRAINED TEST WITHOUT PORE PRESSURE MEASUREMENTS



ΔΟΚΙΜΙΟ SPECIMEN	ΑΡΧΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ INITIAL CONDITION					ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ TRIAXIAL COMPRESSION				ΤΕΛΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ FINAL CONDITION				
	D(in) cm	H(in) cm	w(in) %	γ_d (in) kN/m ³	Sr(in) %	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kPa	c_u kPa	ϕ_u deg	D(fn) cm	H(fn) cm	w(fn) %	γ_d (fn) kN/m ³	Sr(fn) %
1	3.67	7.68	31.05	14.12	100.17	1.00	80.2	60	9.0	4.53	5.11	31.05	14.12	100.17
2	3.65	7.51	26.93	15.03	100.40	2.00	216.6			4.85	4.84	26.93	15.03	100.40
3	3.68	7.68	26.08	15.25	100.80	4.00	289.5			4.38	4.82	26.08	15.25	100.80

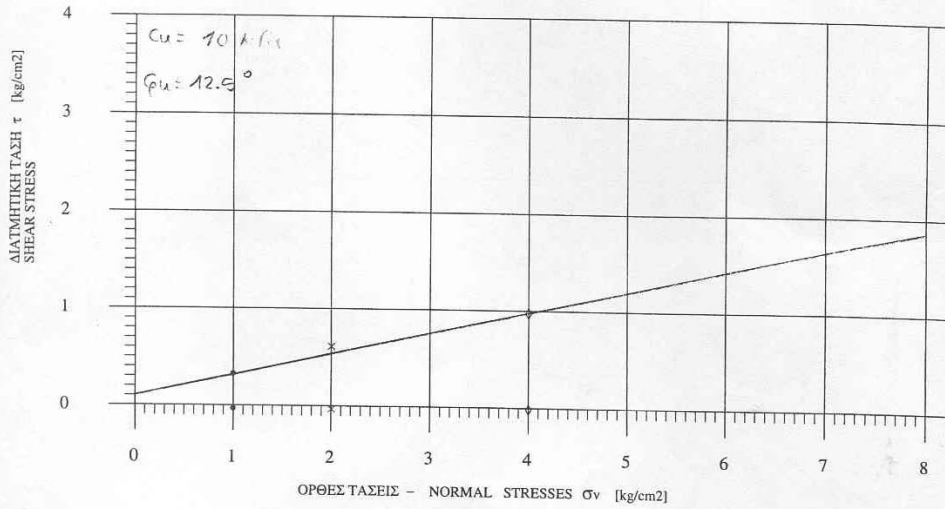
ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ ΑΠΟ Σ.Φ.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING:
Γ5

ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE:
3587

ΒΑΘΟΣ-DEPTH:
17.80

ΔΟΚΙΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ
DIRECT SHEAR TEST



	ΔΟΚΙΜΙΟ SPECIMEN	ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ CONSOLIDATION			ΔΙΑΤΜΗΣΗ SHEAR									
		time h	Δh mm	ϵ_v %	time min	U in/min	max ϵ_h mm	σ_v kg/cm ²	max τ kg/cm ²	max τ kPa	ϵ_h mm	ϵ_v %	c_u kPa	ϕ_u deg
1	●—●				6.0	0.0333	5.08	1.00	0.36	35.20	4.57	8.72		
2	x—x				5.0	0.0520	6.60	2.00	0.65	63.31	6.60	9.63	10	12.5
3	◊—◊				5.0	0.0420	5.33	4.00	0.99	97.29	5.08	17.78		

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ ΑΠΟ Σ.Φ.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING:
Γ3

ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE:
Φ

ΒΑΘΟΣ-DEPTH:
36.75

ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ

Αρχική φυσική υγρασία (%)	=	25.500
Ειδικό βάρος κοκκων (T/m ³)	=	2.67
Αρχικό υγρο φαινόμενο βάρος (T/m ³)	=	1.906
Αρχικό ξηρο φαινόμενο βάρος (T/m ³)	=	1.519
Υψος στερεά ουσίας H _s (cm)	=	1.445
Αρχικός λόγος κενων e ₀	=	0.758
Αρχικός βαθμός κορεσμού (%)	=	89.786

ΠΙΕΣΗ (Kg/cm ²)	H (in)	H (cm)	e (-)	Es (Kg/cm ²)	0.197*H ² /4 (cm ²)	t ₅₀ (sec)	C _v × 10 ⁻⁴ (cm ² /sec)
0.125	0.986	2.505	0.734	9.24	0.309		
0.250	0.977	2.482	0.718	13.44	0.303	500	6.18
0.500	0.958	2.432	0.684	12.82	0.291	800	3.79
1.000	0.938	2.381	0.648	25.00	0.279	800	3.64
2.000	0.906	2.302	0.594	32.05	0.261	600	3.49
4.000	0.875	2.222	0.538	63.68	0.243	400	6.53
8.000	0.842	2.137	0.480	119.74	0.225	400	6.03
2.000	0.848	2.155	0.492			200	11.00
0.100	0.872	2.214	0.533				

M.T. C_v = 5.85 × 10⁻⁴

Τελική φυσική υγρασία (%)	=	20.100
Τελικό υψος δοκιμίου (cm)	=	2.214
Τελικό ξηρο φαινόμενο βάρος (T/m ³)	=	1.742
Τελικός λόγος κενων e	=	0.533
Τελικός βαθμός κορεσμού (%)	=	100.701
Δεικτης συμπίεστότητας C _c	=	0.195

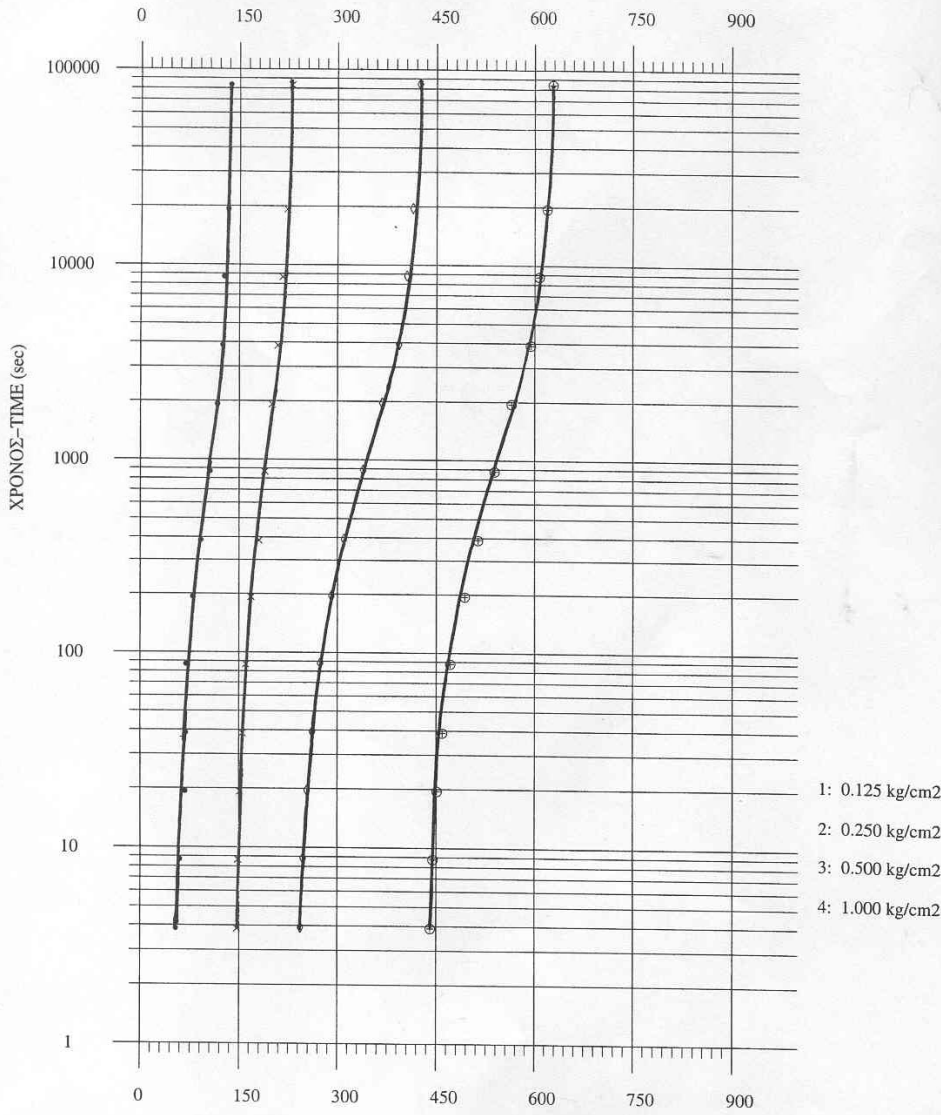
ΠΙΕΣΗ (Kg/cm ²)	H (cm)	H _i /H ₀ (-)	ΔV _i /V ₀ (-)
0.033	2.540	1.000	0.000

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ ΑΠΟ Σ.Φ.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING: Γ1	ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE: 3579	ΒΑΘΟΣ-DEPTH: 17.70
------------------------	------------------------	-----------------------

ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ
CONSOLIDATION TEST

ΚΑΜΠΥΛΗ ΧΡΟΝΟΥ-ΥΠΟΧΩΡΗΣΩΝ TIME-SETTLEMENT CURVE



ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ ΑΠΟ Σ.Φ.

ΥΠΟΧΩΡΗΣΗ - SETTLEMENT (x0.0001 in)

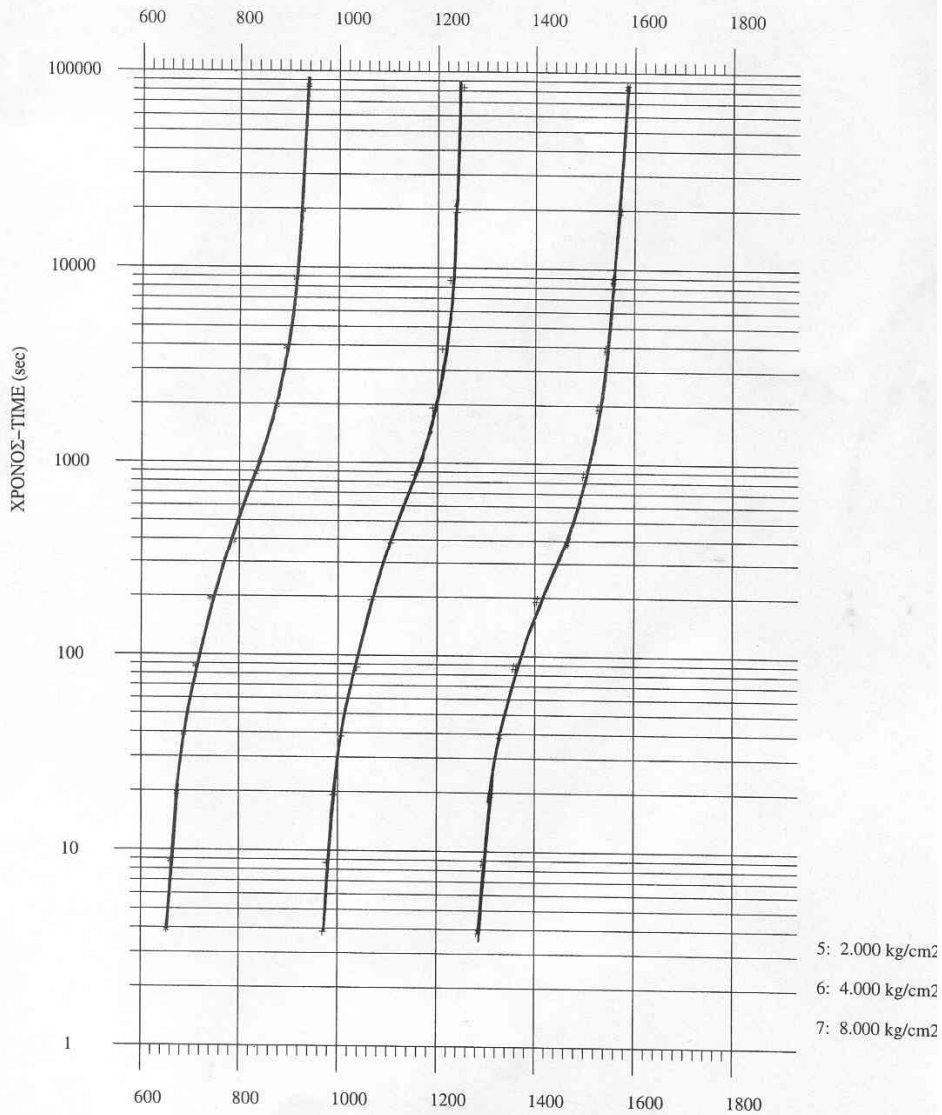
ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING:
Γ1

ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE:
3579

ΒΑΘΟΣ-DEPTH:
17.70

ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ
CONSOLIDATION TEST

ΚΑΜΠΥΛΗ ΧΡΟΝΟΥ-ΥΠΟΧΩΡΗΣΕΩΝ TIME-SETTLEMENT CURVE



ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ ΑΠΟ Σ.Φ.

ΥΠΟΧΩΡΗΣΗ - SETTLEMENT (x0.0001 in)

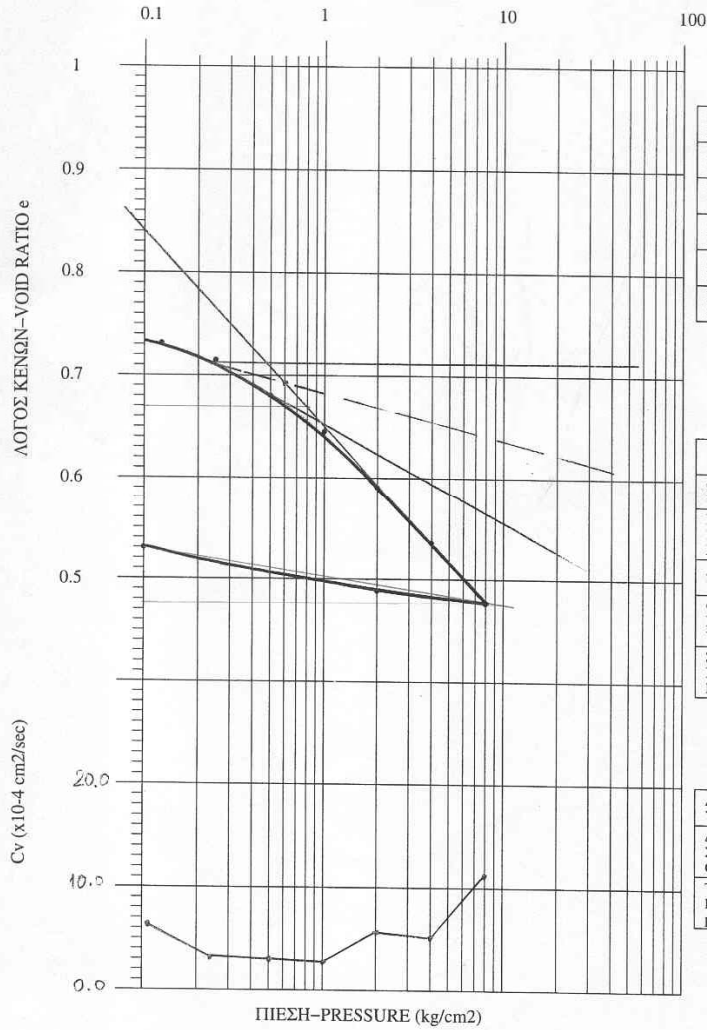
ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING:
Γ1

ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE:
3579

ΒΑΘΟΣ-DEPTH:
17.70

ΔΟΚΙΜΗ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ
CONSOLIDATION TEST

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΠΙΕΣΗΣ-ΛΟΓΟΥ ΚΕΝΩΝ
PRESSURE-VOID RATIO CURVE
ΠΙΕΣΗ-PRESSURE (kg/cm²)



ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ Passing No 4 (%)	100.0
ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ Passing No 200 (%)	99.0
ΟΡΙΟ ΥΔΑΡΟΤΗΤΑΣ Liquid Limit LL (%)	36.9
ΟΡΙΟ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ Plastic Limit PL (%)	20.8
ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ Plasticity Index PI (%)	16.1
ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ Specific Gravity Gs	2.67

	ΑΡΧΙΚΗ Initial	ΤΕΛΙΚΗ Final
ΦΥΣΙΚΗ ΥΓΡΑΣΙΑ Water Content w (%)	25.50	20.10
ΒΑΘΜΟΣ ΚΟΡΕΣΜΟΥ Sr (%) Degree of Saturation	89.8	100.7
ΛΟΓΟΣ ΚΕΝΩΝ Void Ratio e	0.758	0.533
ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ γ (KN/m ³) Unit Weight	18.7	20.5
ΞΗΡΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ γ _d (KN/m ³) Dry Unit Weight	14.9	17.1

ΛΟΓΟΣ ΚΕΝΩΝ Void Ratio e ₀	0.758
ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΙΕΣΤΟΤΗΤΑΣ Compression Index C _c	0.195
ΤΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ Precompression Load p ₀ (KPa)	60

ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ C_v
COEFFICIENT OF CONSOLIDATION C_v

ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ ΑΠΟ Σ.Φ.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ-BORING:
Γ1

ΔΕΙΓΜΑ-SAMPLE:
3579

ΒΑΘΟΣ-DEPTH:
17.70