
ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

Μ. ΚΑΒΒΑΔΑΣ

Στοιχεία Εδαφομηχανικής

Μ. Καββαδάς, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Ε. Μ. Πολυτεχνείο

Το παρόν σύγγραμμα διατίθεται δωρεάν από την ηλεκτρονική ιστο-σελίδα :

<http://www.civil.ntua.gr/~kavvadas/>

Η ηλεκτρονική διεύθυνση του συγγραφέα είναι :

kavvadas@central.ntua.gr

Έκδοση Ε. Μ. Πολυτεχνείου
Έκδοση 13, Σεπτέμβριος 2006

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το παρόν σύγγραμμα αποτελεί διδακτικό εγχειρίδιο των υποχρεωτικών μαθημάτων Εδαφομηχανική Ι και Εδαφομηχανική ΙΙ του πέμπτου και έκτου εξαμήνου του προγράμματος σπουδών στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ. Πολυτεχνείου. Τα μαθήματα αυτά αποτελούν την εισαγωγή στο αντικείμενο της Γεωτεχνικής Μηχανικής και Τεχνολογίας.

Η έμφαση του συγγράμματος δεν είναι στην παροχή μεγάλου όγκου εξειδικευμένων γνώσεων επί των μεθόδων σχεδιασμού των γεωτεχνικών έργων αλλά, αντίθετα, στην κατανόηση της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών με βάση τις αρχές της Μηχανικής και στην εμπέδωση των μεθόδων ορθολογικής αντιμετώπισης των γεωτεχνικών προβλημάτων του Πολιτικού Μηχανικού. Κατά την επιλογή και ανάπτυξη των θεμάτων θεωρήθηκε ότι τη διδασκαλία των μαθημάτων Εδαφομηχανικής θα ακολουθήσει μία σειρά εξειδικευμένων γεωτεχνικών μαθημάτων, όπως στο ΕΜΠ τα μαθήματα: Θεμελιώσεις, Ειδικά Θέματα Θεμελιώσεων, Ειδικά Θέματα Γεωτεχνικής (Σήραγγες & Φράγματα), Πειραματική Εδαφομηχανική, Βραχομηχανική, Εδαφοδυναμική και Περιβαλλοντική Γεωτεχνική, από τα οποία ο φοιτητής θα αποκομίσει τις ειδικές τεχνικές γνώσεις που απαιτούνται για το σχεδιασμό και έλεγχο των γεωτεχνικών έργων.

Στο τέλος κάθε Κεφαλαίου περιέχονται λυμένα παραδείγματα για την εμπέδωση της θεωρίας μέσω χρησίμων πρακτικών εφαρμογών και, στο τέλος του βιβλίου, περιλαμβάνονται οι διαφάνειες των διαλέξεων του μαθήματος και θέματα παλαιών διαγωνισμάτων στο ΕΜΠ.

Αθήνα, Σεπτέμβριος 2006

Μ. Ι. Καββαδάς

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Στα επόμενα δίνεται ένας ενδεικτικός κατάλογος διδακτικών βιβλίων σε θέματα Εδαφομηχανικής. Η σειρά των βιβλίων είναι αλφαβητική κατά το επώνυμο του κύριου συγγραφέα.

1. ΕΛΛΗΝΙΚΑ

- A. Αναγνωστόπουλος και Β. Παπαδόπουλος: "*Επιφανειακές Θεμελιώσεις*", Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα 1990.
Γ. Γκαζέτας: "*Σημειώσεις Εδαφομηχανικής*", Εκδοση Ε.Μ. Πολυτεχνείου, Αθήνα 1990.
Α. Λοϊζος: "*Εδαφομηχανική - Θεμελιώσεις*", Τόμος Ι, Αθήνα 1985.
Β. Παπαδόπουλος: "*Στοιχεία Γεωτεχνικής*", Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα 1990.

2. ΑΓΓΛΙΚΑ

- R.F. Craig: "*Soil Mechanics*", Van Nostrand Reinhold, 1974.
R.D. Holtz and W.W.D. Kovacs: "*An Introduction to Geotechnical Engineering*", Prentice-Hall, 1981.
T.W. Lambe and R.V. Whitman: "*Soil Mechanics*", J. Wiley and Sons, 1969.
J.K. Mitchell: "*Fundamentals of Soil Behavior*", J. Wiley and Sons, 1976.
R. Scott: "*Principles of Soil Mechanics*", Addison Wesley, 1963.
D.W. Taylor: "*Fundamentals of Soil Mechanics*" J. Wiley and Sons, 1960.
K. Terzaghi: "*Theoretical Soil Mechanics*", J. Wiley and Sons, 1966.
K. Terzaghi and R. Peck: "*Soil Mechanics in Engineering Practice*", J. Wiley and Sons, 1966.
G.P. Tschebotarioff: "*Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*", Mc-Graw Hill, 1951.
T.H. Wu: "*Soil Mechanics*", Allyn and Bacon, 1966.

3. ΓΑΛΛΙΚΑ

- H. Caquot et J. Kerisel: "*Traite de Mecanique des Sols*", Gauthier-Villars, 1966.
G. Sanglerat, G. Alivari et B. Cambou: "*Problemes Pratiques de Mecanique des Sols et des Fondations*", Dumond, Paris, 1980.

4. ΓΕΡΜΑΝΙΚΑ

- L. Brenecke und E. Lohmeyer: "*Der Grundbau*", Ernst, Berlin, 1936.
"*Grundbau Taschenbuch*", Springer Verlag, Berlin.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Η ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΩΣ ΚΛΑΔΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΣΤΗΜΗΣ ΤΟΥ ΠΟΛΙΤΙΚΟΥ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥ	9
1.1 Εισαγωγή	9
1.2 Θεμελιώσεις	9
1.3 Το έδαφος σαν Υλικό Κατασκευής	15
1.4 Έργα Αντιστηρίξεων Φυσικών Πρανών και Εκσκαφών	15
1.5 Ειδικά Έργα	16
1.6 Διαφορές του Εδάφους από τα Τεχνικά Υλικά	16
1.7 Το Αντικείμενο της Γεωτεχνικής Μηχανικής	17
1.8 Συστήματα Μονάδων	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΦΥΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΕΔΑΦΩΝ Error! Bookmark not defined.	
2.1 Εισαγωγή	Error! Bookmark not defined.
2.1.1 Προέλευση και φύση του εδάφους	Error! Bookmark not defined.
2.1.2 Σχέσεις μεταξύ των φάσεων	Error! Bookmark not defined.
2.2 Φυσικά Χαρακτηριστικά μη-Συνεκτικών Εδαφών Error! Bookmark not defined.	
2.2.1 Σχετική πυκνότητα	Error! Bookmark not defined.
2.2.2 Κοκκομετρική διαβάθμιση	Error! Bookmark not defined.
2.3 Φυσικά Χαρακτηριστικά Συνεκτικών Εδαφών Error! Bookmark not defined.	
2.4 Ταξινόμηση των Εδαφών	Error! Bookmark not defined.
2.5 Συσχετίσεις Μεταξύ Φυσικών Χαρακτηριστικών και Μηχανικών Ιδιοτήτων Error! Bookmark not defined.	
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ	Error! Bookmark not defined.
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΤΑΣΕΙΣ ΣΤΟ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ Error! Bookmark not defined.	
3.1 Εισαγωγή	Error! Bookmark not defined.
3.2 Τάση σε Σημείο Συνεχούς Μέσου	Error! Bookmark not defined.
3.3 Επίπεδη Παραμόρφωση - Κύκλος του Mohr. Error! Bookmark not defined.	
3.4 Τάσεις στο Εσωτερικό Ασυνεχούς Μέσου..... Error! Bookmark not defined.	
3.5 Η Έννοια της Ενεργού Τάσης	Error! Bookmark not defined.
3.6 Γεωστατικές Τάσεις	Error! Bookmark not defined.
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ	Error! Bookmark not defined.
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΟΝΙΜΗ ΥΔΑΤΙΚΗ ΡΟΗ ΔΙΑΜΕΣΟΥ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ..... Error! Bookmark not defined.	
4.1 Εισαγωγή	Error! Bookmark not defined.
4.2 Μονοδιάστατη Ροή – Νόμος Darcy – Συντελεστής Διαπερατότητας Error! Bookmark not defined.	
4.3 Παράδειγμα Εφαρμογής..... Error! Bookmark not defined.	

4.4 Εργαστηριακές Μέθοδοι Μέτρησης της Διαπερατότητας **Error! Bookmark not defined.**

4.5 Πολυδιάστατη Μόνιμη Ροή διαμέσου του εδάφους **Error! Bookmark not defined.**

4.6 Δύναμη Διήθησης – Γενικευμένες Εξισώσεις Ισορροπίας στην περίπτωση Μόνιμης Ροής διαμέσου του Εδάφους **Error! Bookmark not defined.**

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ..... **Error! Bookmark not defined.**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ **Error! Bookmark not defined.**

5.1 Μακροσκοπική Θεώρηση της Παραμόρφωσης **Error! Bookmark not defined.**

5.2 Μικροσκοπική Θεώρηση της Παραμόρφωσης στα Εδαφικά Υλικά..... **Error! Bookmark not defined.**

5.3 Ο Τρίπτυχος Ρόλος της Υγρής Φάσης **Error! Bookmark not defined.**

5.4 Η Αρχή των Ενεργών Τάσεων..... **Error! Bookmark not defined.**

5.5 Η Αρχή του Φαινομένου της Στερεοποίησης των Εδαφικών Υλικών **Error! Bookmark not defined.**

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ..... **Error! Bookmark not defined.**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:

ΣΧΕΣΕΙΣ ΤΑΣΕΩΝ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ..... **Error! Bookmark not defined.**

6.1 Εισαγωγή..... **Error! Bookmark not defined.**

6.2 Η Γραμμική Ισότροπη Ελαστικότητα..... **Error! Bookmark not defined.**

6.3 Μη-Γραμμικές Σχέσεις Τάσεων-Παραμορφώσεων **Error! Bookmark not defined.**

6.4 Η Έννοια της Διαδρομής των Τάσεων **Error! Bookmark not defined.**

6.5 Μονοδιάστατη Συμπύεση των Εδαφών **Error! Bookmark not defined.**

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ..... **Error! Bookmark not defined.**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ **Error! Bookmark not defined.**

7.1 Εισαγωγή..... **Error! Bookmark not defined.**

7.2 Μονοδιάστατη Στερεοποίηση Ισότροπου Γραμμικού Εδάφους **Error! Bookmark not defined.**

7.3 Η Εργαστηριακή Δοκιμή του Συμπιεσομέτρου **Error! Bookmark not defined.**

7.4 Διδιάστατη και Τριδιάστατη Στερεοποίηση **Error! Bookmark not defined.**

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ..... **Error! Bookmark not defined.**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΜΕΤΑΔΟΣΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ **Error! Bookmark not defined.**

8.1 Εισαγωγή..... **Error! Bookmark not defined.**

8.2 Ορθή Δύναμη επί Ελαστικού Ημιχώρου **Error! Bookmark not defined.**

8.3 Ορθή Πίεση σε Κυκλική Επιφάνεια **Error! Bookmark not defined.**

8.4 Ορθή Πίεση σε Ορθογωνική Επιφάνεια..... **Error! Bookmark not defined.**

8.5 Ορθή Φόρτιση σε Απειρομήκη Γραμμή **Error! Bookmark not defined.**

8.6 Ορθή Πίεση σε Απειρομήκη Λωρίδα..... **Error! Bookmark not defined.**

8.7 Γενικά Συμπεράσματα **Error! Bookmark not defined.**

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ	Error! Bookmark not defined.
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΩΝ ΕΔΑΦΩΝ	Error! Bookmark not defined.
9.1 Εισαγωγή	Error! Bookmark not defined.
9.2 Οι Νόμοι της Τριβής και η Εφαρμογή τους στα Κοκκώδη Εδαφικά Υλικά	Error! Bookmark not defined.
9.3 Νόμοι Αστοχίας των Εδαφικών Υλικών	Error! Bookmark not defined.
9.3.1 Κοκκώδη εδάφη	Error! Bookmark not defined.
9.3.2 Συνεκτικά εδάφη	Error! Bookmark not defined.
9.4 Εργαστηριακές Δοκιμές Μέτρησης της Διατμητικής Αντοχής Εδαφών ..	Error! Bookmark not defined.
9.4.1 Εισαγωγή	Error! Bookmark not defined.
9.4.2 Η δοκιμή της Κυλινδρικής Τριαξονικής Φόρτισης	Error! Bookmark not defined.
9.4.3 Η Δοκιμή Απευθείας Διάτμησης	Error! Bookmark not defined.
9.4.4 Η Δοκιμή της Απλής Διάτμησης	Error! Bookmark not defined.
9.5 Ασφράγγιστη Διατμητική Αντοχή των Εδαφών - Η Έννοια του " $\phi = 0$ " ...	Error! Bookmark not defined.
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ	Error! Bookmark not defined.
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10: ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΕΔΑΦΩΝ	Error! Bookmark not defined.
ΣΤΗ ΔΟΚΙΜΗ ΤΗΣ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗΣ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	Error! Bookmark not defined.
10.1 Εισαγωγή	Error! Bookmark not defined.
10.2 Συμπεριφορά υπό Πλήρως Στραγγισμένες Συνθήκες	Error! Bookmark not defined.
10.2.1 Κοκκώδη εδάφη	Error! Bookmark not defined.
10.2.2 Συνεκτικά εδάφη	Error! Bookmark not defined.
10.3 Συμπεριφορά υπό Ασφράγγιστες Συνθήκες...	Error! Bookmark not defined.
10.3.1 Κοκκώδη εδάφη	Error! Bookmark not defined.
10.3.2 Συνεκτικά εδάφη	Error! Bookmark not defined.
10.3.3 Τελικές παρατηρήσεις	Error! Bookmark not defined.
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ	Error! Bookmark not defined.
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11: Η ΕΡΕΥΝΑ ΤΟΥ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ	Error! Bookmark not defined.
11.1 Εισαγωγή	Error! Bookmark not defined.
11.2 Δειγματοληπτικές Γεωτρήσεις	Error! Bookmark not defined.
11.3 Επιτόπου Δοκιμές	Error! Bookmark not defined.
11.3.1 Η Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης (SPT) ...	Error! Bookmark not defined.
11.3.2 Η Δοκιμή Διείσδυσης Κώνου (CPT)	Error! Bookmark not defined.
11.3.3 Η Δοκιμή Πτερυγίου (FVT)	Error! Bookmark not defined.
11.3.4 Άλλες επιτόπου δοκιμές	Error! Bookmark not defined.
11.4 Εργαστηριακές Δοκιμές	Error! Bookmark not defined.
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ	Error! Bookmark not defined.
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12: ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ	Error! Bookmark not defined.

12.1	Εκτίμηση των Υποχωρήσεων των Κατασκευών	Error! Bookmark not defined.
12.2	Φέρουσα Ικανότητα Αβαθών Θεμελίων	Error! Bookmark not defined.
12.3	Πλευρικές Ωθήσεις Γαιών - Τοίχοι Αντιστήριξης	Error! Bookmark not defined.
12.4	Ευστάθεια Πρανών	Error! Bookmark not defined.
12.4.1	Πρανή μεγάλου ύψους με ομοιόμορφη κλίση	Error! Bookmark not defined.
12.4.2	Πρανή περιορισμένου ύψους	Error! Bookmark not defined.
12.5	Συμπύκνωση των Εδαφών	Error! Bookmark not defined.
	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ.....	Error! Bookmark not defined.
	BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	4

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Η ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΩΣ ΚΛΑΔΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΣΤΗΜΗΣ ΤΟΥ ΠΟΛΙΤΙΚΟΥ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥ

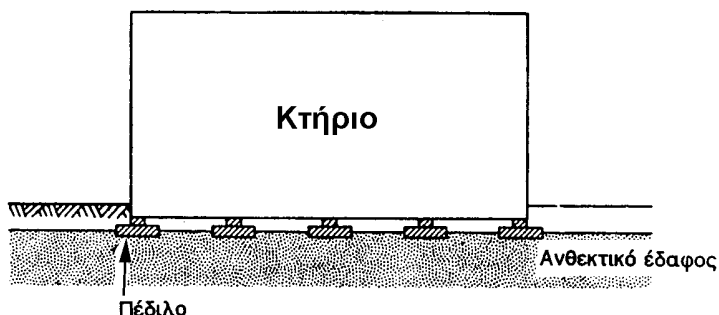
1.1 Εισαγωγή

Ο Πολιτικός Μηχανικός σχεδόν καθημερινά αντιμετωπίζει προβλήματα που αφορούν το έδαφος: το χρησιμοποιεί σαν μέσο **θεμελίωσης** (έδρασης) των τεχνικών έργων, σαν **υλικό κατασκευής** επιχωμάτων, φραγμάτων και άλλων χωμάτινων έργων, σχεδιάζει κατασκευές για να το **αντιστηρίξει** σε περιπτώσεις εκσκαφών ή σηράγγων και τέλος πρέπει να επιλύσει **ειδικά προβλήματα** που έχουν σχέση με το έδαφος, όπως: αποστραγγίσεις, αντλήσεις, διάδοση κραδασμών και σεισμικών δονήσεων κλπ. Τα ανωτέρω προβλήματα και οι μέθοδοι επίλυσής τους εξαρτώνται άμεσα από τη **μηχανική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών**, που αποτελεί το κύριο αντικείμενο της **Εδαφομηχανικής** ή γενικότερα της **Γεωτεχνικής Μηχανικής**. Στο Κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται συνοπτικά τα προβλήματα του Πολιτικού Μηχανικού που εμπίπτουν στο αντικείμενο της Εδαφομηχανικής και οι συνηθέστερες μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την επίλυσή τους.

1.2 Θεμελιώσεις

Όλα τα έργα του Πολιτικού Μηχανικού (κτίρια, γέφυρες, επιχώματα οδοποιίας, σήραγγες, τοίχοι αντιστήριξης, φράγματα κλπ) πρέπει να εδραστούν στο έδαφος. Είναι προφανές ότι η ασφαλής θεμελίωση των έργων αυτών αποτελεί έναν από τους στόχους του σχεδιασμού τους. Οι μέθοδοι θεμελίωσης των κατασκευών ποικίλουν και εξαρτώνται από το είδος του εδάφους, τις απαιτήσεις του προς θεμελίωση έργου, αλλά και τις οικονομικές συνθήκες, το διαθέσιμο μηχανικό εξοπλισμό και τέλος, την ικανότητα και εμπειρία του Μηχανικού.

Στην περίπτωση που εδαφικές στρώσεις **επαρκώς ανθεκτικές και ικανού πάχους** υπάρχουν σε **μικρό βάθος** από την επιφάνεια του εδάφους, ο **συνήθης τρόπος** θεμελίωσης είναι με **μεμονωμένα πέδιλα** (Σχήμα 1.1). Η μεταφορά των φορτίων της κατασκευής στο έδαφος γίνεται με διεύρυνση της βάσης των φερόντων στοιχείων, κατά τρόπον ώστε οι τάσεις στα στοιχεία αυτά (που συνήθως είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα) να μειωθούν σε βαθμό που να



Σχ. 1.1: Επιφανειακή θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα

μπορούν πλέον να παραληφθούν ασφαλώς από το έδαφος θεμελίωσης. Είναι φανερό ότι η μέθοδος αυτή προϋποθέτει ότι τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής μπορούν να αναλάβουν μεγαλύτερες τάσεις από το έδαφος θεμελίωσης, υπόθεση που στο σύνολο σχεδόν των

περιπτώσεων είναι ακριβής.

Θα πρέπει να τονισθεί ότι η προηγούμενη χρήση όρων με **σχετική σημασία**, όπως: "επαρκώς ανθεκτική στρώση", "ικανού πάχους", "μικρό βάθος", "συνήθης τρόπος θεμελίωσης", **δεν** είναι τυχαία και έγινε για να καταδειχθεί η σχετικότητα των αποφάσεων του Μηχανικού όσον αφορά τον τρόπο θεμελίωσης ενός έργου. Πιο συγκεκριμένα, ο όρος "επαρκώς ανθεκτική στρώση" δεν αφορά μόνο τις ιδιότητες της εδαφικής στρώσης αλλά και το είδος και τις απαιτήσεις της κατασκευής. Πράγματι, μια εύκαμπτη κατασκευή, που μπορεί να δεχθεί σημαντικές **διαφορικές υποχωρήσεις** των σημείων έδρασης χωρίς κίνδυνο να υποστεί βλάβες (π.χ. ρηγματώσεις) ή να αλλοιωθεί η λειτουργικότητά της, έχει μικρότερες απαιτήσεις "ανθεκτικότητας" του εδάφους θεμελίωσης από μια άκαμπτη κατασκευή του ίδιου μεγέθους, που έχει μικρές ανοχές σε διαφορικές υποχωρήσεις. Παράδειγμα κατασκευών με μεγάλες ανοχές σε διαφορικές υποχωρήσεις αποτελούν οι γέφυρες με ισοστατικό φορέα (στατική λειτουργία αμφιέριστης δοκού). Οι φορείς αυτοί μπορούν να αναλάβουν διαφορικές υποχωρήσεις δεκάδων εκατοστών του μέτρου χωρίς να υποστούν βλάβες. Βεβαίως, στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να ληφθεί υπόψη και η λειτουργικότητα του έργου, επειδή, όπως είναι φυσικό, οι υποχωρήσεις των βάθρων της γέφυρας θα δημιουργήσουν ανισοσταθμίες και αποκλίσεις από την ευθυγραμμία. Αλλά, ακόμη και οι απαιτήσεις ισοσταθμίας και ευθυγραμμίας ποικίλουν και εξαρτώνται κυρίως από τη χρήση του έργου: άλλες είναι οι απαιτήσεις μιας επαρχιακής οδού και άλλες μιας σιδηροδρομικής γραμμής υψηλής ταχύτητας.

Με βάση τα ανωτέρω, είναι προφανές ότι, ακόμη και στην περίπτωση ενός ισοστατικού φορέα, οι απαιτήσεις "ανθεκτικότητας" του εδάφους είναι αρκετά σύνθετες. Στην περίπτωση υπερστατικών φορέων, η κατάσταση γίνεται ακόμη δυσκολότερη επειδή οι διαφορικές υποχωρήσεις της θεμελίωσης, εκτός από τα προβλήματα λειτουργικότητας, προκαλούν πρόσθετη ένταση στο φορέα και ανακατανομή των φορτίων στα στοιχεία της κατασκευής. Θα πρέπει να αναφερθεί ότι ένα σύνηθες σημείο τριβής μεταξύ του Μελετητή (Πολιτικού Μηχανικού προκειμένου περί οικοδομικών έργων ή Μηχανολόγου Μηχανικού προκειμένου περί μηχανών) και του Εδαφομηχανικού, που ασχολείται με τη θεμελίωση του έργου, είναι οι υπερβολικές απαιτήσεις της μελέτης ως προς τις αποδεκτές υποχωρήσεις της κατασκευής. Ο όρος "μηδενική υποχώρηση" ή, έστω, "υποχώρηση μέχρι δύο χιλιοστά" λέγεται (και γράφεται) αρκετά συχνά χωρίς να γίνει κατανοητό ότι οποιοσδήποτε φορέας (άρα και το έδαφος) για να αναλάβει φορτία **πρέπει να παραμορφωθεί**. Κατά συνέπεια, οι υπερβολικές απαιτήσεις του Μελετητή για περιορισμό των υποχωρήσεων της κατασκευής οδηγούν σε σημαντική αύξηση του κόστους θεμελίωσης που συχνά είναι αδικαιολόγητη. Το πρόβλημα μπορεί να επιλυθεί μόνο με συνεννόηση μεταξύ του Μελετητή της κατασκευής και του Εδαφομηχανικού, ώστε να ευρεθεί ο οικονομικά και τεχνικά βέλτιστος συνδυασμός κατασκευής και θεμελίωσης που ικανοποιεί τις πραγματικές απαιτήσεις του έργου.

Ένας άλλος όρος που χρησιμοποιήθηκε προηγουμένως είναι το "ικανό πάχος" της στρώσης στην οποία θα εδρασθεί η κατασκευή. Είναι σαφές ότι τα φορτία της κατασκευής που ασκούνται στο έδαφος στα σημεία έδρασης των στοιχείων θεμελίωσης μεταφέρονται και πέραν των σημείων αυτών με την ανάπτυξη τάσεων, οι οποίες προκαλούν παραμόρφωση του εδάφους στην περιοχή της θεμελίωσης. Όσο αυξάνει η απόσταση από τα σημεία έδρασης, οι αναπτυσσόμενες τάσεις μειώνονται και συνεπώς μειώνονται και οι απαιτήσεις ανθεκτικότητας των εδαφικών στρώσεων. Σε όλες τις περιπτώσεις, όμως, οι πρόσθετες τάσεις λόγω των φορτίων της κατασκευής είναι σημαντικές μόνο σε μια περιοχή κάτω από τα σημεία έδρασης (**ζώνη επιρροής**).

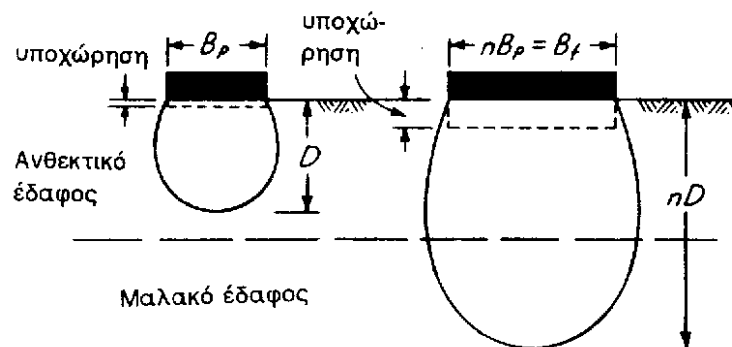
Το εύρος και το βάθος της ζώνης επιρροής εξαρτώνται προφανώς από τις διαστάσεις των στοιχείων έδρασης (βλέπε Σχήμα 1.2). Έτσι, π.χ. το βάθος επιρροής ενός τετραγωνικού πεδίλου με πλευρά δύο μέτρα είναι πολύ μικρότερο από το βάθος επιρροής μιας δεξαμενής καυσίμων με διάμετρο 30 μέτρων. Θα πρέπει όμως να τονισθεί ότι, ακόμη και στην περίπτωση αυτή, υπάρχει η πιθανότητα παρερμηνείας και εσφαλμένης εκτίμησης των πραγματικών στοιχείων του έργου: π.χ., αν το τετραγωνικό πέδιλο με πλευρά δύο μέτρα που αναφέρθηκε προηγουμένως είναι ένα από τα 100 πέδιλα ενός βιομηχανικού κτιρίου με διαστάσεις κάτοψης 50 επί 50 μέτρα, τότε το βάθος επιρροής εξαρτάται από τις διαστάσεις της κάτοψης του κτιρίου και όχι από τις διαστάσεις ενός εκάστου μεμονωμένου πεδίλου, επειδή, προφανώς, υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ των ζωνών επιρροής των πεδίων. Συνεπώς, ο όρος "ικανό πάχος του εδάφους θεμελίωσης" αναφέρεται στο βάθος της ζώνης επιρροής του συστήματος θεμελίωσης του έργου.

Χρησιμοποιήθηκε επίσης και ο όρος "μικρό βάθος" από την επιφάνεια του εδάφους. Προφανώς, ο όρος "μικρό" αναφέρεται στο κόστος εκσκαφής, αφαίρεσης, μεταφοράς και διάθεσης των υπερκείμενων μή-ανθεκτικών στρώσεων, ώστε να αποκαλυφθεί η ανθεκτική στρώση και να εδραστούν σ' αυτήν τα πέδιλα της κατασκευής. Το κόστος αυτό εξαρτάται από ποικίλους παράγοντες, όπως:

1. Τα διαθέσιμα μηχανήματα και η τεχνολογία. Είναι σαφές ότι το κόστος της εκσκαφής μερικών μέτρων εδάφους είναι πολύ μικρότερο με τη σημερινή τεχνολογία από ότι πριν από μερικά χρόνια.
2. Η ύπαρξη υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Η εκσκαφή κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα προκαλεί σημαντική επιβάρυνση στο κόστος κατασκευής λόγω των απαιτούμενων αντλήσεων, αντιστηρίξεων κλπ.
3. Η γειτνίαση του έργου με υπάρχουσες κατασκευές θεμελιωμένες σε υψηλότερη στάθμη από την επιδιωκόμενη εκσκαφή. Οι υπάρχουσες κατασκευές θα πρέπει να αντιστηριχθούν, ώστε να μή διαταραχθεί η ισορροπία τους, γεγονός που επιβαρύνει το κόστος και αυξάνει το χρόνο κατασκευής του έργου.
4. Τα περιβαλλοντικά προβλήματα κατά τη διάθεση των προϊόντων εκσκαφής. Έτσι, π.χ. η μεταφορά 10000 κυβικών μέτρων εδάφους από την Πλατεία Συντάγματος διαμέσου των οδών της Αθήνας δεν είναι εφικτή λόγω της ρύπανσης, παρεμπόδισης της κυκλοφορίας των αυτοκινήτων, θορύβου κλπ.

Με βάση όλα τα προηγούμενα, καθίσταται σαφής η σχετικότητα του όρου "μικρό βάθος" από την επιφάνεια του εδάφους.

Τέλος, αναφέρθηκε ο όρος "συνήθης τρόπος θεμελίωσης". Πράγματι, αν ικανοποιούνται σε επαρκή βαθμό οι ανωτέρω προϋποθέσεις, η έδραση με μεμονωμένα πέδιλα αποτελεί τον πιο συνηθισμένο τρόπο θεμελίωσης έργων χωρίς "ιδιαίτερες απαιτήσεις" (... η σχετικότητα και πάλι!).



Σχ. 1.2: Εξάρτηση του βάθους επιρροής από το πλάτος (B) του πεδίου

Στην περίπτωση που δεν ικανοποιούνται κάποιες από τις ανωτέρω προϋποθέσεις, θα πρέπει να διερευνηθούν **εναλλακτικές μέθοδοι θεμελίωσης** ή, τέλος, να **μετατεθεί η θέση του έργου**, μια απόφαση που μερικές φορές είναι ίσως η προσφορότερη αν δεν υπάρχει κάποια δέσμευση ως προς τη συγκεκριμένη επιλογή της θέσης. Οι εναλλακτικές μέθοδοι θεμελίωσης μπορεί να είναι είτε η επιλογή **άλλου τρόπου επιφανειακής θεμελίωσης** είτε η **βελτίωση των μή-ανθεκτικών επιφανειακών στρώσεων** είτε, τέλος, η **θεμελίωση σε μεγαλύτερο βάθος** όπου υπάρχουν επαρκώς ανθεκτικές στρώσεις. Στα επόμενα σχολιάζονται οι τρεις αυτές μέθοδοι:

Οι εναλλακτικοί τρόποι επιφανειακής θεμελίωσης βασίζονται κυρίως στη διανομή των φορτίων της κατασκευής σε μεγαλύτερη επιφάνεια, ώστε να μειωθούν οι εδαφικές τάσεις στη ζώνη επιρροής του έργου και συνεπώς να μειωθούν οι υποχωρήσεις. Οι συνηθέστερες μέθοδοι είναι:

1. Η θεμελίωση με **πεδιλοδοκούς**, κατά την οποία τα υποστηλώματα που ανήκουν στον ίδιο άξονα εδράζονται σε ενιαίο επίμηκες πέδιλο, που έχει τη μορφή (αλλά και τη στατική λειτουργία) καμπτόμενης δοκού. Στις περισσότερες περιπτώσεις οι πεδιλοδοκοί διατάσσονται σε δύο κάθετους άξονες και συνδέονται μεταξύ τους (**εσχάρα πεδιλοδοκών**).
2. Η θεμελίωση με **γενική κοιτόστρωση**, κατά την οποία το σύνολο των υποστηλωμάτων της κατασκευής εδράζονται σε ενιαίο φορέα, που έχει τη μορφή (αλλά και τη στατική λειτουργία) καμπτόμενης πλάκας.

Στις προηγούμενες περιπτώσεις η σύνδεση των σημείων έδρασης των υποστηλωμάτων με οριζόντια φέροντα στοιχεία (δοκούς ή πλάκες), πέραν της ταχύτερης απομείωσης των τάσεων που επιβάλλονται στο έδαφος, συντελεί και στη βελτίωση της στατικής λειτουργίας της κατασκευής σε περίπτωση διαφορικών υποχωρήσεων, λόγω ανακατανομής των φορτίων της ανωδομής από υποστηλώματα με μεγαλύτερες υποχωρήσεις σε υποστηλώματα με μικρότερες υποχωρήσεις.

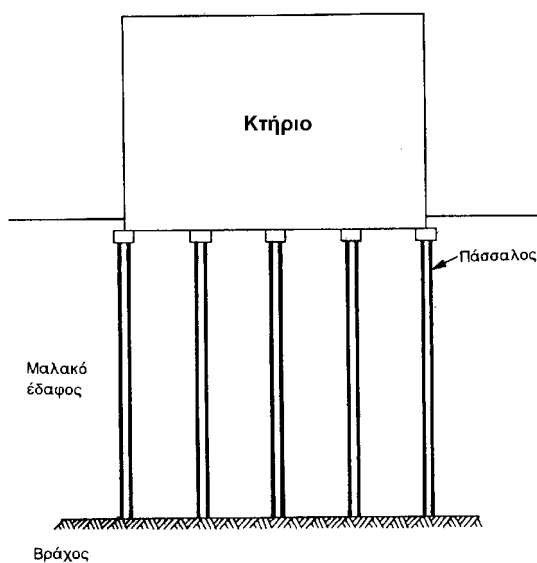
Η βελτίωση των μή-ανθεκτικών επιφανειακών στρώσεων μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους, όπως:

1. Η **προφόρτιση του εδάφους**. Κατά τη μέθοδο αυτή η περιοχή του έργου προφορτίζεται (δηλαδή φορτίζεται **πριν** από την κατασκευή του έργου). Τούτο πραγματοποιείται συνήθως με απόθεση στην περιοχή του έργου εδαφικών υλικών σε ικανό πάχος, ώστε το υποκείμενο έδαφος να φορτισθεί σε βαθμό ανάλογο με την αναμενόμενη φόρτιση από τη μελλοντική κατασκευή. Η μέθοδος βασίζεται στο γεγονός ότι το σύνολο σχεδόν των παραμορφώσεων του εδάφους είναι μή-αντιστρεπτές, δηλαδή δεν αναιρούνται με την απομάκρυνση του αιτίου που τις προκάλεσε (του επιχώματος προφόρτισης στην προκείμενη περίπτωση). Έτσι, εκτιμάται ότι το σύνολο σχεδόν των υποχωρήσεων του εδάφους θα συμβούν κατά το χρόνο της προφόρτισης και όχι μετά την κατασκευή του έργου. Βεβαίως, η μέθοδος της προφόρτισης έχει και μειονεκτήματα που σε αρκετές περιπτώσεις περιορίζουν σημαντικά το πεδίο εφαρμογής της. Τα κυριότερα από αυτά είναι:
 - (α) η χρονική καθυστέρηση, που σε αρκετές περιπτώσεις μπορεί να είναι σημαντική επειδή οι υποχωρήσεις του εδάφους λόγω της προφόρτισης δεν συμβαίνουν ακαριαία, όπως θα μελετηθεί διεξοδικά στα επόμενα Κεφάλαια, και
 - (β) η δυσκολία να διατεθούν οι αναγκαίες ποσότητες εδαφικού υλικού για την κατασκευή του επιχώματος προφόρτισης για περιβαλλοντικούς κυρίως λόγους.

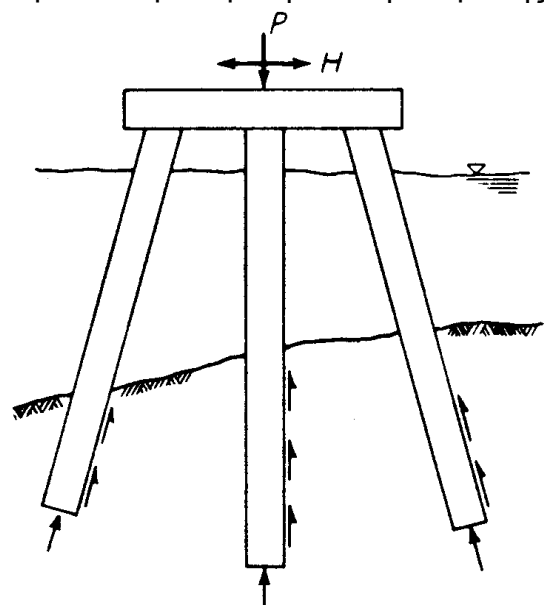
2. Η **συμπύκνωση** του εδάφους με δυναμικές κυρίως μεθόδους. Η πτώση ενός (σημαντικού) βάρους από κάποιο ύψος ή η πρόκληση δονήσεων στο έδαφος είναι συνήθεις τρόποι συμπύκνωσης. Το κυριότερο μειονέκτημα της μεθόδου είναι η όχληση ή/και η πρόκληση βλαβών σε γειτονικά κτίσματα λόγω των δονήσεων. Άλλες μέθοδοι συμπύκνωσης που δεν προκαλούν δονήσεις (όπως π.χ. η ηλεκτρο-όσμωση) δεν έχουν γίνει ακόμη ευρέως αποδεκτές κυρίως λόγω του μεγάλου κόστους και των απαιτήσεών τους σε υψηλή τεχνολογία.
3. Η **μερική ή ολική αντικατάσταση** του εδάφους με άλλα ανθεκτικότερα υλικά. Η κατασκευή μιας επιφανειακής στρώσης από σκύρα οδοστρωσίας, η κατασκευή χαλικοπασσάλων, οι ενεματώσεις, η μέθοδος της ανάμιξης (αφαίρεση του εδαφικού υλικού, ανάμιξη με τσιμέντο και στη συνέχεια επανατοποθέτηση), η κατασκευή μικροπασσάλων και, τέλος, η τοποθέτηση γεωπλεγμάτων ή ενισχυτικών μεμβρανών είναι μερικές από τις συνήθως χρησιμοποιούμενες μεθόδους βελτίωσης του εδάφους.

Η **θεμελίωση σε μεγαλύτερο βάθος** ή, ισοδύναμα, η **θεμελίωση με πασσάλους** (Σχήμα 1.3) είναι μια μέθοδος (ή καλύτερα μια ομάδα μεθόδων) η οποία εφαρμόζεται με συνεχώς αυξανόμενους ρυθμούς και βασίζεται στα εξής:

1. Αν το έδαφος κοντά στην επιφάνεια δεν είναι επαρκώς ανθεκτικό, μπορούν να κατασκευασθούν επιμήκη στοιχεία (πάσσαλοι) από υλικό με αντοχή μεγαλύτερη απ' ό,τι το περιβάλλον έδαφος (π.χ. από σκυρόδεμα ή χάλυβα) τα οποία μεταφέρουν τα φορτία της κατασκευής στο βάθος, όπου οι εδαφικές στρώσεις είναι επαρκώς ανθεκτικές. Οι πάσσαλοι που λειτουργούν με βάση την παραπάνω αρχή ονομάζονται **πάσσαλοι αιχμής**, επειδή το σύνολο σχεδόν της αντοχής τους (**φέρουσα ικανότητα**) οφείλεται στην αντοχή του εδάφους στην περιοχή της αιχμής του πασσάλου.
2. Ο πάσσαλος, σαν επίμηκες στοιχείο, έχει μεγάλη παράπλευρη επιφάνεια και συνεπώς η συνολική δύναμη που μεταφέρεται στο έδαφος μέσω της τριβής στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου είναι αρκετά σημαντική, ακόμη και στην περίπτωση που η αντοχή του εδάφους (εάν εκφρασθεί σαν η μέγιστη διατμητική δύναμη ανά μονάδα παράπλευρης επιφάνειας του πασσάλου) είναι μικρή. Έτσι, π.χ. σε ένα έδαφος μικρής αντοχής, με επιτρεπόμενη τάση έδρασης



Σχ. 1.3: Θεμελίωση με πασσάλους αιχμής σε βραχώδες στρώμα



Σχ. 1.4: Θεμελίωση με πασσάλους τριβής

μεμονωμένων πεδίων: $\sigma_{\epsilon\pi} = 50 \text{ kPa}$ και επιτρεπόμενη πλευρική τριβή πασσάλων: $\tau_{\epsilon\pi} = 25 \text{ kPa}$, το επιτρεπόμενο φορτίο ενός τετραγωνικού πεδίου με πλευρά δύο μέτρα είναι:

$$P_{\epsilon\pi} = 50 \times 2 \times 2 = 200 \text{ kN}$$

ενώ το επιτρεπόμενο φορτίο ενός πασσάλου τριβής μήκους 20 μέτρων και διαμέτρου 0,80 μέτρων (αμελώντας τη συνεισφορά της αντοχής της αιχμής του πασσάλου στη φέρουσα ικανότητα) είναι:

$$P_{\epsilon\pi} = 25 \times 3,14 \times 0,80 \times 20 = 1256 \text{ kN}$$

δηλαδή στο ίδιο έδαφος ο ανωτέρω πάσσαλος μπορεί να αναλάβει εξαπλάσιο περίπου φορτίο απ' ό,τι ένα μέσου μεγέθους πέδιλο. Οι πάσσαλοι, των οποίων η φέρουσα ικανότητα οφείλεται κατά κύριο λόγο στην τριβή που αναπτύσσεται στην παράπλευρη επιφάνειά τους, ονομάζονται **πάσσαλοι τριβής** (Σχήμα 1.4).

Στις περισσότερες περιπτώσεις η φέρουσα ικανότητα των πασσάλων οφείλεται τόσο στην αντοχή της αιχμής όσο και στην πλευρική τριβή.

Τα πλεονεκτήματα των πασσάλων δεν περιορίζονται στη σημαντική αύξηση της φέρουσας ικανότητας σε σχέση με τα μεμονωμένα πέδιλα. Ένα πρόσθετο πλεονέκτημα των θεμελιώσεων με πασσάλους είναι η δραστική μείωση των αναμενόμενων διαφορικών υποχωρήσεων σε σχέση με τις επιφανειακές θεμελιώσεις. Οι διαφορικές υποχωρήσεις μεταξύ των σημείων έδρασης μιας κατασκευής οφείλονται κυρίως στην τυχαία, συχνά σημαντική ανομοιογένεια του εδάφους **κατά την οριζόντια διεύθυνση**, λόγω της φύσης και του τρόπου γένεσής του (φυσικό υλικό). Έτσι, ακόμη και στην περίπτωση που τα φορτία δύο όμοιων πεδίων είναι ίδια, είναι δυνατόν το ένα να εδράζεται σε έδαφος ανθεκτικότερο από το άλλο, οπότε οι υποχωρήσεις τους θα είναι διαφορετικές, δηλαδή θα παρουσιασθεί διαφορική υποχώρηση ίση με τη διαφορά των υποχωρήσεων των δύο πεδίων. Το γεγονός ότι η ζώνη επιρροής ενός πεδίου είναι γενικά μικρή (έχει βάθος της τάξης του μεγέθους του πεδίου) ενισχύει την πιθανότητα εμφάνισης διαφορικών υποχωρήσεων λόγω της τυχαίας ανομοιογένειας των εδαφικών στρώσεων. Αντίθετα, στην περίπτωση πασσάλων τριβής, η παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου στην οποία αναπτύσσεται η τριβή είναι μεγάλη και συνεπώς η άθροιση των πλευρικών τριβών εξαφανίζει πρακτικά την τυχαία ανομοιομορφία του εδάφους, επειδή η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου επηρεάζεται από το **μέσο όρο των τριβών** σε ολόκληρη την παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου. Έτσι, η φέρουσα ικανότητα όλων των πασσάλων θεμελίωσης ενός έργου θα είναι παρόμοια, ακόμη και στην περίπτωση που το έδαφος παρουσιάζει σημαντική τυχαία ανομοιογένεια. Προφανώς, τα ανωτέρω δεν ισχύουν στην περίπτωση που το έδαφος παρουσιάζει **συστηματική** ανομοιογένεια, όπως π.χ. στην περίπτωση που τμήμα ενός κτιρίου εδράζεται σε μαλακούς σχηματισμούς και το υπόλοιπο σε βράχο.

Τέλος, στις θεμελιώσεις σε μεγαλύτερο βάθος υπάγεται και η μέθοδος της **μερικής ή ολικής επίπλευσης**. Η μέθοδος αυτή εκμεταλλεύεται την προφόρτιση που έχει υποστεί το έδαφος σε κάποιο βάθος κάτω από την επιφάνεια λόγω του βάρους των υπερκειμένων γαιών και το γεγονός ότι οι παραμορφώσεις του εδάφους είναι μη-αντιστρεπτές (δηλαδή δεν αναιρούνται με την αναίρεση του αιτίου που τις προκάλεσε). Έτσι, αν αφαιρεθούν τα εδαφικά υλικά μέχρι κάποιο βάθος και η κατασκευή εδρασθεί στο βάθος αυτό, τότε οι υποχωρήσεις της κατασκευής θα οφείλονται στη διαφορά μεταξύ του βάρους της κατασκευής και του βάρους των υλικών που αφαιρέθηκαν (μερική επίπλευση). Αν, ειδικότερα, το βάρος της κατασκευής είναι ίσο με το βάρος των υλικών που αφαιρέθηκαν, οι αναμενόμενες υποχωρήσεις θα είναι πρακτικά αμελητέες (ολική επίπλευση).

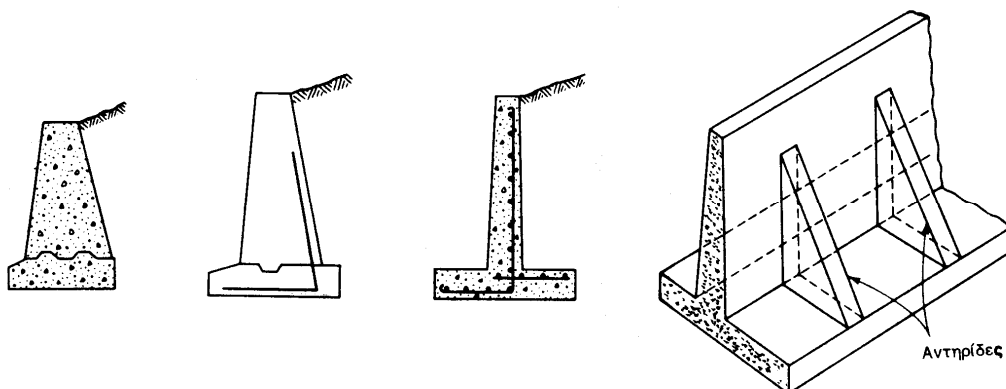
1.3 Το έδαφος σαν Υλικό Κατασκευής

Το έδαφος είναι το πλέον διαδεδομένο υλικό κατασκευής τεχνικών έργων και, σε πολλές περιοχές, το μόνο υλικό διαθέσιμο επιτόπου. Κατά συνέπεια, επί χιλιάδες χρόνια χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή μνημείων, κατοικιών, οδών και αναχωμάτων για την ανάσχεση πλημμυρών. Σήμερα το έδαφος χρησιμοποιείται σαν υλικό κατασκευής σε διάφορους τύπους έργων, όπως:

1. Οδικά και σιδηροδρομικά **επιχώματα**. Επιχώματα μεγάλου ύψους (δεκάδων μέτρων) και μήκους πολλών χιλιομέτρων κατασκευάζονται στο σύνολο σχεδόν των συγκοινωνιακών έργων. Τα εδαφικά υλικά κατασκευής των επιχωμάτων πρέπει αφενός μόν να είναι κατάλληλα, αφετέρου δέ να συμπυκνωθούν, ώστε να αποκτήσουν επαρκή αντοχή και μικρή συμπίεστικότητα.
2. **Χωμάτινα φράγματα** ποικίλου ύψους και πλάτους κατασκευάζονται για τη δημιουργία ταμιετήρων και αναρρυθμιστικών υδραυλικών έργων. Τα φράγματα αυτά κερδίζουν συνεχώς έδαφος έναντι των φραγμάτων από σκυρόδεμα για δύο κυρίως λόγους:
 - (α) Τα χωμάτινα φράγματα έχουν μεγαλύτερες ανοχές απ' ό τι τα (άκαμπτα) φράγματα από σκυρόδεμα έναντι πιθανών υποχωρήσεων της έδρασης και μετακινήσεων των αντερεισμάτων τους.
 - (β) Το κόστος κατασκευής των χωμάτινων φραγμάτων (ανά μονάδα όγκου) διαρκώς μειώνεται, κυρίως λόγω της εκτεταμένης χρήσης χωματουργικών μηχανημάτων μεγάλης απόδοσης, ενώ, αντίθετα, το κόστος των φραγμάτων από σκυρόδεμα αυξάνει.
3. **Επιχώσεις** περιοχών που κατακλύζονται από τη θάλασσα ή λίμνες και μετατροπή τους σε χρήσιμες εκτάσεις, σε συνδυασμό με έργα αποστράγγισης. Συνήθη παραδείγματα αποτελούν τα έργα κατασκευής και επέκτασης λιμένων, οι διαμορφώσεις παρακτίων περιοχών, η κατασκευή διαδρόμων αεροδρομίων σε περιοχές με έλλειψη διαθέσιμου χώρου κλπ.

1.4 Έργα Αντιστηρίξεων Φυσικών Πρανών και Εκσκαφών

Όταν το έδαφος δεν είναι οριζόντιο, η συνιστώσα του βάρους κατά τη διεύθυνση της κλίσης τείνει να το μετακινήσει προς τα κάτω. Η κατάσταση αυτή απαντάται σε φυσικά πρανή και εκσκαφές για την κατασκευή αγωγών, υπόγειων κατασκευών, ορυγμάτων συγκοινωνιακών έργων κλπ. Σε πολλές από τις περιπτώσεις αυτές στις οποίες η ασφάλεια των εδαφικών μαζών έναντι μετακινήσεων είναι ανεπαρκής (δηλαδή υπάρχει κίνδυνος αστοχίας), τα πρανή και οι εκσκαφές



Σχ. 1.5: Διάφοροι τύποι τοίχων αντιστήριξης πρανών και εκσκαφών

πρέπει να αντιστηριχθούν με την κατασκευή κάποιου τεχνικού έργου. Τοίχοι αντιστήριξης που λειτουργούν με το βάρος τους (τοίχοι βαρύτητας) και εύκαμπτοι τοίχοι από οπλισμένο σκυρόδεμα, συχνά σε συνδυασμό με συστήματα αγκύρωσης, είναι οι κατασκευές που χρησιμοποιούνται για την αντιστήριξη φυσικών πρανών και εκσκαφών (Σχήμα 1.5).

1.5 Ειδικά Έργα

Σε περιπτώσεις εκσκαφών κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα δημιουργείται η ανάγκη αντλήσεων και καταβιβασμού της στάθμης των υπογείων υδάτων, ώστε να διευκολυνθεί η εκτέλεση των εργασιών. Οι μέθοδοι καταβιβασμού της στάθμης του υπόγειου ορίζοντα και ο σχεδιασμός των συστημάτων αντλήσεων αποτελούν επίσης αντικείμενο της Εδαφομηχανικής. Θα πρέπει να τονισθεί ότι στις περιπτώσεις αυτές το νερό που διηθείται διαμέσου του εδάφους ασκεί δυνάμεις, οι οποίες μπορεί να δημιουργήσουν αστάθειες και προβλήματα έντονης διάβρωσης (διασωλήνωσης) στους εδαφικούς σχηματισμούς.

Τέλος, το έδαφος αποτελεί το μέσο διάδοσης πάσης φύσης κραδασμών, όπως δονήσεων που οφείλονται σε ανθρώπινες δραστηριότητες και σεισμικών κυμάτων. Η μελέτη των φαινομένων αυτών καθώς και η δυναμική αλληλεπίδραση των κατασκευών με το έδαφος θεμελίωσης κατά την διάδοση των κραδασμών αποτελούν αντικείμενο ενός κλάδου της Γεωτεχνικής Μηχανικής που ονομάζεται **Εδαφοδυναμική**.

1.6 Διαφορές του Εδάφους από τα Τεχνικά Υλικά

Το έδαφος, σαν φυσικό υλικό, διαφέρει από τα τεχνικά υλικά που χρησιμοποιούνται στις ανθρώπινες κατασκευές. Συγκεκριμένα, τα τεχνικά υλικά είναι **ομοιογενή** και έχουν γνωστές ιδιότητες, επειδή η διαδικασία παρασκευής τους ακολουθεί αυστηρούς ποιοτικούς ελέγχους που εξασφαλίζουν την απαιτούμενη ομοιογένεια και ακρίβεια των μηχανικών τους ιδιοτήτων (π.χ. χάλυβας, πλαστικά υλικά, σκυρόδεμα). Αντίθετα, το έδαφος είναι γενικά ιδιαίτερα **ανομοιογενές** λόγω της φυσικής του γένεσης και των επακόλουθων μετακινήσεων του φλοιού της γης, έχει μεταβλητή σύνθεση και ανεξέλεγκτη μηχανική συμπεριφορά. Για τους λόγους αυτούς, στην περίπτωση κατασκευής τεχνικών έργων κάποιας σημασίας η μελέτη των ιδιοτήτων του εδάφους γίνεται με την εκτέλεση ειδικής **Γεωτεχνικής έρευνας**, που αποτελείται από δοκιμές και μετρήσεις σε εδαφικά δείγματα από τη συγκεκριμένη θέση του έργου. Θα πρέπει, όμως, να τονισθεί ότι οι ίδιες οι δοκιμές προσδιορισμού των παραμέτρων μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους εισάγουν σφάλματα και αβεβαιότητες, επειδή:

1. είναι περιορισμένης έκτασης λόγω των οικονομικών απαιτήσεων του έργου,
2. περιλαμβάνουν μεθόδους δειγματοληψίας, οι οποίες διαταράσσουν το έδαφος και αλλοιώνουν τις μηχανικές του ιδιότητες και
3. επιβάλλουν φορτίσεις διάφορες από την εντατική κατάσταση που θα αναπτυχθεί στην πραγματικότητα λόγω της προβλεπόμενης κατασκευής. Τούτο οφείλεται είτε στην άγνοια των πραγματικών φορτίσεων είτε, συνηθέστερα, στην αδυναμία των εργαστηριακών συσκευών να επιβάλλουν φορτίσεις όμοιες με αυτές που θα αναπτυχθούν στη φύση.

Επιπλέον, η μηχανική συμπεριφορά του εδάφους είναι ιδιαίτερα σύνθετη και αποτελεί το αντικείμενο συνεχιζόμενης έρευνας στην Εδαφομηχανική. Μερικά από τα

κυριότερα χαρακτηριστικά του εδάφους που συντελούν στην πολυπλοκότητα της συμπεριφοράς του είναι:

1. Η εξάρτηση της συμπεριφοράς του εδάφους από το είδος της φόρτισης (ταχύτητα, ένταση και τρόπος επιβολής της).
2. Η εξάρτηση της συμπεριφοράς του εδάφους από την προϊστορία του σχηματισμού, δηλαδή από τις συνθήκες που μεσολάβησαν από τη γένεσή του μέχρι σήμερα (προηγούμενες φορτίσεις και αποφορτίσεις, ανάπτυξη δομής, θιξοτροπία, απόπλυση του νερού των πόρων, αλλαγή της ηλεκτροχημικής ισορροπίας των συστατικών του κλπ).

Ένας άλλος παράγοντας που συντελεί στις διαφορές μεταξύ της Εδαφομηχανικής και των άλλων κλάδων της Μηχανικής είναι η **γεωμετρία των μελετούμενων φορέων**. Οι φορείς των τεχνικών κατασκευών Πολιτικού Μηχανικού είναι συνήθως μονοδιάστατοι (ραβδωτοί φορείς, δοκοί, υποστηλώματα) ή, σπανιότερα, διδιάστατοι (πλάκες, κελύφη) και δεν περιέχουν ή περιέχουν μικρό βαθμό στατικής αοριστίας. Η επίλυση των φορέων αυτών γίνεται με χρήση των στερεοστατικών εξισώσεων ισορροπίας και, εφόσον αυτές δεν επαρκούν, με "απλές" μεθόδους που αίρουν την υπερστατικότητα. Αντίθετα, οι εδαφικές μάζες συνήθως εκτείνονται στις τρεις διαστάσεις, καταλαμβάνουν πρακτικώς άπειρη έκταση και η επίλυση των εξισώσεων που διέπουν τη συμπεριφορά τους απαιτεί προηγμένες αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους και χρήση θεωριών συνεχούς μέσου (π.χ. μή-γραμμικές μέθοδοι Πεπερασμένων Στοιχείων).

Τέλος, οι μετακινήσεις των εδαφικών μαζών είναι συνήθως πολύ μεγαλύτερες από τις μετακινήσεις των λοιπών φορέων του Πολιτικού Μηχανικού. Κατά συνέπεια, συχνά απαιτείται η χρήση μεθόδων που θεωρούν πεπερασμένες παραμορφώσεις και εισάγουν πρόσθετη πολυπλοκότητα (γεωμετρική μή-γραμμικότητα) στις εξισώσεις που διέπουν τη συμπεριφορά των εδαφικών μαζών.

1.7 Το Αντικείμενο της Γεωτεχνικής Μηχανικής

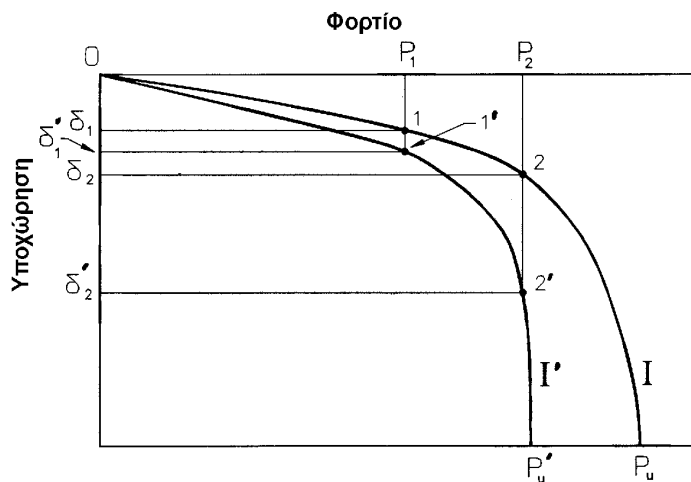
Ένα από τα κύρια αντικείμενα της Γεωτεχνικής Μηχανικής είναι η πρόβλεψη και ο έλεγχος των παραμορφώσεων (και κατά συνέπεια των μετακινήσεων) του εδάφους υπό την επίδραση των φορτίων που προέρχονται από τις κατασκευές. Είναι προφανές ότι, σε οποιοδήποτε υλικό, η αύξηση των επιβαλλόμενων φορτίων οδηγεί σε αύξηση των παραμορφώσεων και των αντιστοιχών μετακινήσεων. Εάν το υλικό συμπεριφέρεται γραμμικά, τότε η αύξηση των παραμορφώσεων είναι ανάλογη της αύξησης των φορτίων. Ακόμη, όμως, και στην περίπτωση που το υλικό έχει μή-γραμμική συμπεριφορά, αύξηση των φορτίων αντιστοιχεί γενικώς σε αύξηση των παραμορφώσεων (μετακινήσεων). Το σύνολο σχεδόν των τεχνικών κατασκευών εμφανίζουν κάποιο όριο στις μετακινήσεις που μπορούν να δεχθούν, χωρίς να υποστεί βλάβες ο φορέας τους και χωρίς να αλλοιωθεί η λειτουργικότητά τους. Κατά συνέπεια, για κάθε τύπο έργου υπάρχει κάποιο όριο στην ένταση της φόρτισης που η κατασκευή μπορεί να επιβάλει στο έδαφος, χωρίς να δημιουργηθούν προβλήματα: το όριο αυτό είναι η φόρτιση που αντιστοιχεί στις **μέγιστες ανεκτές μετακινήσεις** της συγκεκριμένης κατασκευής. Με βάση το παραπάνω σκεπτικό, η διαδικασία σχεδιασμού των θεμελιώσεων των έργων θα έπρεπε να ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Προσδιορίζονται οι μέγιστες ανεκτές μετακινήσεις της συγκεκριμένης κατασκευής με βάση τις απαιτήσεις λειτουργικότητας και στατικής επάρκειας.
2. Υπολογίζονται οι τάσεις, παραμορφώσεις και μετακινήσεις του εδάφους θεμελίωσης που οφείλονται στα φορτία της κατασκευής.

3. Συγκρίνονται οι μετακινήσεις που υπολογίσθηκαν με τις μέγιστες ανεκτές μετακινήσεις που δύναται να αναλάβει με ασφάλεια η κατασκευή. Αν οι μετακινήσεις που υπολογίσθηκαν είναι μικρότερες από τις μέγιστες ανεκτές, η κατασκευή είναι ασφαλής. Στην αντίθετη περίπτωση ο Μελετητής του έργου οφείλει να μειώσει τις τάσεις που επιβάλλονται στο έδαφος είτε με διανομή των φορτίων της κατασκευής σε μεγαλύτερη επιφάνεια είτε με μείωση των φορτίων, ώστε οι υπολογιζόμενες μετακινήσεις να μην υπερβαίνουν τις μέγιστες ανεκτές. Εφόσον τα προηγούμενα δεν είναι πρακτικώς εφικτά, επιζητείται εναλλακτική λύση, όπως π.χ. η αλλαγή της μεθόδου θεμελίωσης, η τροποποίηση της στατικής λειτουργίας του φορέα ή, τέλος, η αλλαγή της θέσης του έργου. Μετά την επιλογή κάποιας εναλλακτικής λύσης τα προηγούμενα βήματα επαναλαμβάνονται, μέχρις ότου ικανοποιηθεί το κριτήριο των μέγιστων ανεκτών μετακινήσεων της κατασκευής.

Η ανωτέρω διαδικασία αποτελεί μέρος μόνον των απαιτούμενων ελέγχων κατά το Γεωτεχνικό σχεδιασμό των έργων. Ο έλεγχος αυτός ονομάζεται **έλεγχος περιορισμού των μετακινήσεων**. Στη συνέχεια ο Γεωτεχνικός σχεδιασμός πρέπει να συμπληρωθεί με το λεγόμενο **έλεγχο επαρκούς ασφαλείας έναντι αστοχίας**. Εκ πρώτης όψεως φαίνεται ότι ο δεύτερος αυτός έλεγχος παρέλκει, εφόσον ο έλεγχος περιορισμού των μετακινήσεων εξασφαλίζει ότι οι μετακινήσεις της κατασκευής θα είναι μικρότερες από τις μέγιστες ανεκτές. Πράγματι, η άποψη αυτή θα ήταν απόλυτα ορθή, **αν οι ιδιότητες του εδάφους ήταν επακριβώς γνωστές**. Όπως, όμως, αναφέρθηκε στο προηγούμενο εδάφιο, το έδαφος είναι ένα φυσικό υλικό και ως εκ τούτου παρουσιάζει σημαντική ανομοιογένεια. Κατά συνέπεια, η οποιαδήποτε Γεωτεχνική έρευνα, όσο λεπτομερής και αν είναι, παρέχει περιορισμένη μόνον γνώση της πραγματικής συμπεριφοράς του εδάφους και της τυχαίας μεταβλητότητάς της από θέση σε θέση και εμπεριέχει κάποιο σφάλμα, που το μέγεθός του εξαρτάται μεταξύ άλλων και από την έκταση της έρευνας. Στην περίπτωση αυτή το δεύτερο βήμα του ελέγχου περιορισμού των μετακινήσεων (ο υπολογισμός των μετακινήσεων του εδάφους υπό την επίδραση των φορτίων της κατασκευής) δίνει αποτελέσματα **περιορισμένης ακριβείας**, επειδή η γνώση των πραγματικών ιδιοτήτων του εδάφους είναι ατελής.

Η επιρροή του πιθανού σφάλματος στην εκτίμηση των υποχωρήσεων μιας κατασκευής λόγω της ατελούς γνώσης των ιδιοτήτων του εδάφους φαίνεται στο Σχήμα 1.6, το οποίο αναφέρεται στην απλούστερη ίσως περίπτωση θεμελίωσης: ένα μεμονωμένο πέδιλο με κατακόρυφο αξονικό φορτίο σε ομοιογενές έδαφος. Η καμπύλη φορτίου (P) - υποχωρήσεων (δ) είναι ευθύγραμμη για μικρά φορτία, επειδή



Σχ. 1.6: Καμπύλες φορτίου-υποχώρισης ενός μεμονωμένου πεδύλου

το έδαφος συμπεριφέρεται σαν γραμμικό υλικό. Για μεγαλύτερα φορτία η κλίση της καμπύλης αυξάνει, δηλαδή ο ρυθμός αύξησης των υποχωρήσεων του πεδίου αυξάνει και, τέλος, για κάποιο φορτίο P_u η υποχώρηση γίνεται πολύ μεγάλη και το πέδιλο κυριολεκτικά "βυθίζεται" στο έδαφος. Η κατάσταση αυτή ονομάζεται **κατάσταση αστοχίας**. Στο σχήμα παρουσιάζονται δύο καμπύλες φορτίου-υποχωρήσεων:

1. Η καμπύλη I, που αντιστοιχεί στις ιδιότητες του εδάφους, όπως προσδιορίστηκαν από τη γεωτεχνική έρευνα.
2. Η καμπύλη I', που αντιστοιχεί στις πραγματικές ιδιότητες του εδάφους και εμφανίζει μικρότερη δυσκαμψία (κλίση της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων) κατά 20% περίπου.

Η θεωρούμενη μικρότερη δυσκαμψία της καμπύλης I' οφείλεται σε πιθανό σφάλμα (αβεβαιότητα) της γεωτεχνικής έρευνας, με συνέπεια η δυσκαμψία του εδάφους που προσδιορίστηκε με βάση τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας (καμπύλη I) να είναι περίπου 20% μεγαλύτερη από την πραγματική (που αντιστοιχεί στην καμπύλη I'). Ομοίως, θεωρείται ότι το ίδιο σφάλμα είναι δυνατόν να συμβεί και κατά τον προσδιορισμό του φορτίου αστοχίας του πεδίου και συνεπώς το φορτίο αστοχίας (P_u) που υπολογίστηκε με βάση τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας είναι περίπου 20% μεγαλύτερο από το πραγματικό φορτίο αστοχίας (P'_u). Θα πρέπει να τονισθεί ότι το θεωρούμενο πιθανό σφάλμα της τάξης του 20% είναι γενικά αισιόδοξο και προϋποθέτει εξαιρετικά λεπτομερή και προσεκτική γεωτεχνική έρευνα, δεδομένου ότι σε πολλές περιπτώσεις το σφάλμα μπορεί να φθάσει και το 50%. Με βάση τις προηγούμενες καμπύλες φορτίου-υποχωρήσεων μελετώνται δύο τύποι μεμονωμένων πεδίων:

1. Το πρώτο πέδιλο έχει μικρή ανεκτή υποχώρηση (δ_1). Για το πέδιλο αυτό υπολογίστηκε το μέγιστο επιτρεπόμενο φορτίο P_1 (το φορτίο που αντιστοιχεί στην υποχώρηση δ_1 σύμφωνα με την καμπύλη I). Επειδή όμως η πραγματική συμπεριφορά του εδάφους αντιστοιχεί στην καμπύλη I', η πραγματική υποχώρηση του πεδίου όταν επιβληθεί το φορτίο P_1 θα είναι $\delta'_1 \approx 1.2 \delta_1$, δηλαδή περίπου 20% μεγαλύτερη από τη μέγιστη ανεκτή. Κατά συνέπεια, ο Μηχανικός δε θα πρέπει να χρησιμοποιήσει άκριτα τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας αλλά με βάση την εμπειρία του να εκτιμήσει το πιθανό σφάλμα των μετρήσεων και να προσαρμόσει τους υπολογισμούς του, ώστε οι προκύπτουσες πραγματικές υποχωρήσεις του θεμελίου να μην υπερβούν τη μέγιστη ανεκτή υποχώρηση.
2. Το δεύτερο πέδιλο έχει μέγιστη ανεκτή υποχώρηση δ_2 (μεγαλύτερη από τη δ_1) και μάλιστα, ενώ η δ_1 αντιστοιχεί στην οιονεί-γραμμική περιοχή, η υποχώρηση δ_2 αντιστοιχεί σε φορτίο P_2 που πλησιάζει το φορτίο αστοχίας P_u του θεμελίου. Στην περίπτωση αυτή, εάν στο πέδιλο επιβληθεί το φορτίο P_2 , που σύμφωνα με τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας θα έπρεπε να αντιστοιχεί στη μέγιστη ανεκτή υποχώρηση δ_2 , η πραγματική υποχώρηση του πεδίου δ'_2 θα είναι περίπου διπλάσια από τη δ_2 .

Συνεπώς, ενώ για φορτία με μικρή ένταση (στην οιονεί-γραμμική περιοχή) το σφάλμα στην εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων του εδάφους μεταφέρεται περίπου αυτούσιο στην υπολογιζόμενη υποχώρηση (20% σφάλμα στην εκτίμηση της δυσκαμψίας του εδάφους αντιστοιχεί σε ισόποσο περίπου σφάλμα στην εκτιμώμενη υποχώρηση), για φορτία που προσεγγίζουν την κατάσταση αστοχίας το σφάλμα στην εκτίμηση των παραμέτρων του εδάφους μεγεθύνεται σημαντικά στην υπολογιζόμενη υποχώρηση (20% σφάλμα στην αντοχή του εδάφους, 100% σφάλμα στην υπολογιζόμενη υποχώρηση). Από τα ανωτέρω προκύπτει ότι, επειδή τα πιθανά σφάλματα στις υπολογιζόμενες μετακινήσεις των κατασκευών μεγεθύνονται

σημαντικά για φορτίσεις που πλησιάζουν την κατάσταση αστοχίας, κατά τη μελέτη των έργων θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι, πέραν των ανεκτών υποχωρήσεων, **η κατασκευή απέχει σημαντικά από την κατάσταση αστοχίας, ότι δηλαδή έχει επαρκή βαθμό (ή συντελεστή) ασφαλείας έναντι αστοχίας.**

Ο απαιτούμενος βαθμός ασφαλείας έναντι αστοχίας, που ορίζεται ως ο λόγος του οριακού φορτίου αστοχίας (P_u) προς το πραγματικό φορτίο της κατασκευής (P), εξαρτάται από πολλούς παράγοντες και κυρίως:

1. Από την εκτιμώμενη ακρίβεια των αποτελεσμάτων της Γεωτεχνικής έρευνας. Λεπτομερέστερη έρευνα δικαιολογεί μείωση του βαθμού ασφαλείας.
2. Από τη σχετική ομοιομορφία του εδάφους. Εδάφη εκ φύσεως ομοιογενή (π.χ. βαθιές αποθέσεις αργίλων) οδηγούν σε μικρότερα σφάλματα κατά την εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων του εδάφους και συνεπώς δικαιολογούν μικρότερο συντελεστή ασφαλείας.
3. Από τις πιθανές συνέπειες μιάς αστοχίας, δηλαδή από τις συνέπειες που θα έχει η υπέρβαση των ανεκτών υποχωρήσεων του έργου, καθώς και από τον τρόπο με τον οποίο αναμένεται να οδηγηθεί η κατασκευή στην αστοχία. Αν, π.χ., η αύξηση των καθιζήσεων αναμένεται να είναι βαθμιαία (με χρονικά αργούς ρυθμούς), υπάρχει χρόνος για τη λήψη διορθωτικών μέτρων και αποφυγή εκτεταμένων βλαβών, οπότε μπορεί να δικαιολογηθεί η θέσπιση μικρότερου συντελεστή ασφαλείας.
4. Από τις γενικές κοινωνικές και οικονομικές αξίες (επιβάρυνση του κόστους του έργου λόγω της αύξησης του βαθμού ασφαλείας, βαθμός ασφαλείας άλλων κατασκευών στην ίδια περιοχή, σημασία του έργου, προβλεπόμενη διάρκεια χρήσιμης ζωής του έργου, οικονομική κατάσταση της χώρας, κλπ).

1.8 Συστήματα Μονάδων

Στην Εδαφομηχανική χρησιμοποιούνται οι ίδιες μονάδες που χρησιμοποιούνται και στους άλλους κλάδους της Μηχανικής. Για την αποφυγή λογιστικών σφαλμάτων κατά τους υπολογισμούς, οι χρησιμοποιούμενες μονάδες θα πρέπει να είναι συνεπείς, δηλαδή να ανήκουν στο ίδιο σύστημα. Στα επόμενα συνοψίζονται οι συνήθως χρησιμοποιούμενες μονάδες στο Διεθνές Σύστημα (SI):

1. **Μονάδες θεμελιωδών μεγεθών:**
 - (α) **Μάζα:** το χιλιόγραμμα (kg) και ο τόνος (Mg), που ισούται με 1000 χιλιόγραμμα.
 - (β) **Χρόνος:** το δευτερόλεπτο (sec).
 - (γ) **Μήκος:** το μέτρο μήκους (m).
2. **Μονάδες παράγωγων μεγεθών:**
 - (α) **Δύναμη:** Το (kN), που ορίζεται από την εξίσωση: $kN \equiv Mg \cdot (m/sec^2)$, και το πολλαπλάσιό του $MN = 1000 kN$
 - (β) **Πίεση, τάση:** Το (kPa), που ορίζεται από την εξίσωση: $kPa \equiv kN/m^2$, και το πολλαπλάσιό του $MPa = 1000 kPa$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΦΥΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

2.1 Εισαγωγή

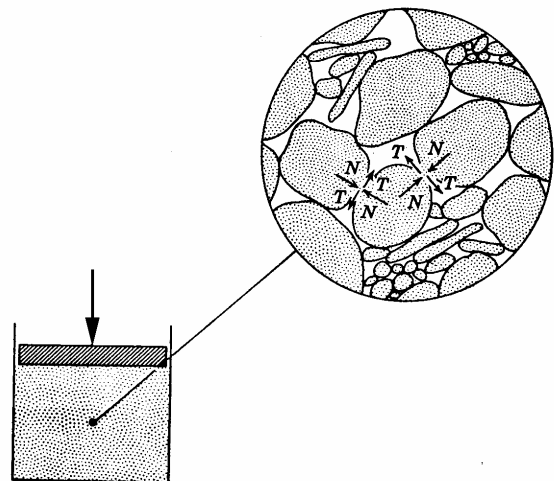
Στο Κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η προέλευση των εδαφικών υλικών και παρουσιάζονται τα φυσικά τους χαρακτηριστικά, δηλαδή οι σχέσεις μεταξύ της στερεάς, υγρής και αέριας φάσης, η κατανομή των μεγεθών των κόκκων τους και τα όρια Atterberg. Τα μεγέθη αυτά χρησιμοποιούνται κατά την κατάταξη των εδαφών σε κατηγορίες και διευκολύνουν τη μελέτη των μηχανικών τους χαρακτηριστικών. Τέλος, παρουσιάζονται τα κυριότερα συστήματα κατάταξης των εδαφών με βάση τα φυσικά τους χαρακτηριστικά.

2.1.1 Προέλευση και φύση του εδάφους

2.1.1.1 Προέλευση του εδάφους

Το έδαφος (βλέπε Σχήμα 2.1) είναι ένα μή-συμπαγές πολυφασικό υλικό, που αποτελείται από ασύνδετους ή ελαφρά συνδεδεμένους στερεούς κόκκους, τα κενά μεταξύ των οποίων (πόροι) περιέχουν υγρά (συνήθως νερό) ή/και αέρια (συνήθως αέρα). Τα εδαφικά υλικά προέρχονται από τη μηχανική ή/και χημική αποσάθρωση των πετρωμάτων. Η **μηχανική αποσάθρωση** οφείλεται σε παράγοντες, όπως ο παγετός, οι συνεχείς θερμοκρασιακές μεταβολές, η διάβρωση από το νερό και τον αέρα, οι λειτουργίες φυτών, ζώων και του ανθρώπου, και οδηγεί σε κατατεμαχισμό και θρυμματισμό των βράχων. Αντίστοιχα, η **χημική αποσάθρωση** προκαλεί την αποσύνθεση των πετρωμάτων λόγω οξειδωσης, ενανθράκωσης, αναγωγής και άλλων χημικών διαδικασιών. Γενικά, η χημική αποσάθρωση είναι ο κυριότερος παράγων γένεσης λεπτόκοκκων εδαφικών σχηματισμών (ιλύων και αργίλων), ενώ η μηχανική αποσάθρωση συντελεί κυρίως στη δημιουργία των χονδροκόκκων εδαφών (χαλίκων και άμμων), χωρίς όμως να αποκλείεται και η μερική συμμετοχή της εναλλακτικής μεθόδου αποσάθρωσης στη γένεση εδαφικών σχηματισμών κάθε τύπου.

Με βάση τον τρόπο μεταφοράς και τελικής απόθεσης των προϊόντων της αποσάθρωσης, τα εδάφη διακρίνονται σε **αυτόχθονα** και **ιζηματογενή**. Τα αυτόχθονα εδάφη προέρχονται από την επιτόπου απόθεση των προϊόντων αποσάθρωσης, χωρίς να μεσολαβήσει μεταφορά τους μακριά από την περιοχή της αποσάθρωσης. Αντίθετα, τα ιζηματο-



Σχ. 2.1: Η φύση του εδάφους

γενή εδάφη προέρχονται από τη μεταφορά των προϊόντων αποσάθρωσης με τα νερά των ποταμών μακριά από την αρχική τους θέση και την επακόλουθη απόθεσή τους στην περιοχή των εκβολών. Σε ορισμένες περιπτώσεις η μεταφορά των προϊόντων της αποσάθρωσης γίνεται και από τον αέρα (αιολικές αποθέσεις). Η μεταφορά και απόθεση των ιζηματογενών εδαφικών σχηματισμών με το νερό οδηγεί στο διαχωρισμό τους κατά μέγεθος κόκκων. Έτσι, χονδρόκοκκα ιζήματα (χάλικες και άμμοι) αποτίθενται συνήθως στις κοίτες των ποταμών και σε περιοχές κοντά στις εκβολές τους. Αντίθετα, τα λεπτόκοκκα ιζήματα (ιλείς και άργιλοι) μεταφέρονται αιωρούμενα σε μεγάλες αποστάσεις και αποτίθενται με αργό ρυθμό στον πυθμένα των θαλασσών και λιμνών μακριά από τις εκβολές των ποταμών, σχηματίζοντας οριζόντιες ή περίπου οριζόντιες στρώσεις. Αρκετά συνηθισμένη είναι και η διαδοχική απόθεση στρώσεων χονδρόκοκκων και λεπτόκοκκων ιζημάτων στην ίδια περιοχή, που οφείλεται είτε σε τεκτονικές κινήσεις του γήινου φλοιού (που συχνά μετατρέπουν κοίτες ποταμών σε πυθμένες ωκεανών και το αντίθετο) είτε στη διαδοχή περιόδων έντονων βροχοπτώσεων και απορροών (που οδηγούν στην απόθεση χονδροκλαστικών κυρίως ιζημάτων) με ήπιες περιόδους (που οδηγούν στην απόθεση λεπτόκοκκων εδαφών).

Ανεξάρτητα από τον τρόπο γένεσης, μεταφοράς και απόθεσης των εδαφών, η διάταξη των κόκκων τους δημιουργεί κενά (πόρους) τα οποία, κατά την ιζηματογένεση στους πυθμένες των θαλασσών, επληρούντο με νερό. Στο μακρό χρονικό διάστημα, όμως, που μεσολάβησε από την ιζηματογένεση πολλοί εδαφικοί σχηματισμοί βρέθηκαν τελικώς πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και το νερό των πόρων αντικαταστάθηκε μερικά ή ολικά από αέρα. Έτσι, σήμερα, τα περισσότερα εδάφη περιέχουν στους πόρους τους και νερό και αέρα.

2.1.1.2 Χονδρόκοκκα και λεπτόκοκκα εδάφη

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, τα ιζηματογενή εδάφη, που αποτελούν το σύνολο σχεδόν των εδαφικών σχηματισμών, διακρίνονται σε **χονδρόκοκκα** (χάλικες και άμμοι) και **λεπτόκοκκα** (ιλείς και άργιλοι). Αναφέρθηκε, επίσης, ότι τα χονδρόκοκκα ιζήματα προέρχονται κυρίως από τη μηχανική αποσάθρωση των βράχων, ενώ τα λεπτόκοκκα ιζήματα από τη χημική αποσάθρωση των πετρωμάτων. Οι διαφορές μεταξύ των χονδρόκοκκων και λεπτόκοκκων ιζημάτων εκτείνονται και πέραν του τρόπου γένεσής τους. Ειδικότερα, το μέγεθος των κόκκων τους διαφέρει σημαντικά: εδάφη με κόκκους μεγαλύτερους από 2 mm ανήκουν στην κατηγορία των **χαλίκων**, οι **άμμοι** έχουν κόκκους με διαστάσεις από 2mm έως 0.06 mm (η διάσταση αυτή είναι περίπου ίση με το μικρότερο μέγεθος κόκκου που είναι ορατός δια γυμνού οφθαλμού), οι **ιλείς** έχουν κόκκους από 0.06 mm έως 0.002 mm και, τέλος, οι **άργιλοι** έχουν κόκκους με μέγεθος μικρότερο από 0.002 mm (βλέπε Σχήμα 2.2).

Άργιλοι	Ιλείς			Άμμοι				Χάλικες			Κροκάλες				
	Λεπτές	Μέσες	Χονδρές	Λεπτές	Μέσες	Χονδρές	Λεπτές	Μέσες	Χονδρές						
0.001	0.002	0.006	0.02	0.06	0.1	0.2	0.6	1	2	6	10	20	60	100	200

Διαστάσεις κόκκων (mm)

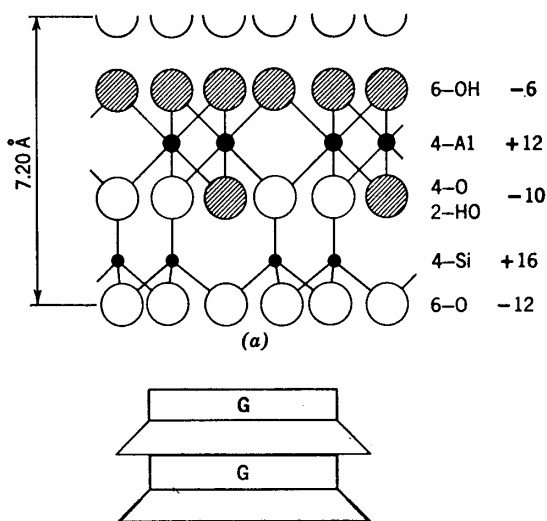
Σχ. 2.2: Όρια μεγεθών κόκκων εδαφικών υλικών

Οι κόκκοι των άμμων και των χαλίκων είναι γενικά σφαιροειδείς, με την έννοια ότι η μέγιστη και η ελάχιστη διάσταση του κόκκου δεν διαφέρουν σημαντικά: ακόμη και στην περίπτωση πολύ πεπλατυσμένων κόκκων, ο λόγος της μέγιστης προς την ελάχιστη διάσταση δεν υπερβαίνει συνήθως το πέντε (5). Η μορφή της επιφάνειας

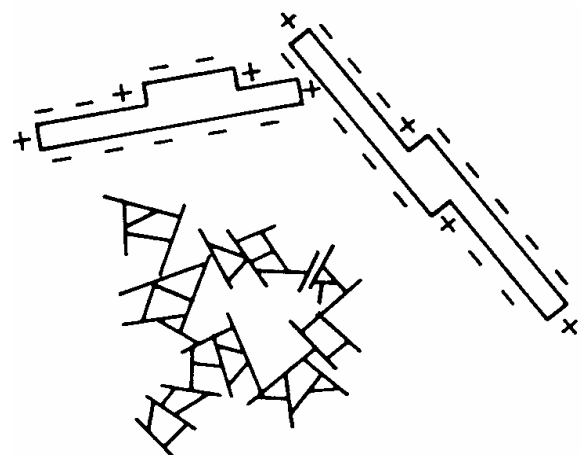
των κόκκων ποικίλλει και κυμαίνεται μεταξύ **λείας** (στην περίπτωση εδαφών που η επιφάνεια των κόκκων τους έχει λειανθεί από τη διάβρωση) και **γωνιώδους** (στην περίπτωση πρόσφατων κλαστικών ιζημάτων). Η διάταξη των κόκκων των χονδρόκοκκων εδαφών καθορίζεται από το βάρος, τις διαστάσεις, τη μορφή της επιφάνειας και τις μηχανικές δυνάμεις επαφής που ασκούνται μεταξύ των κόκκων. Η μηχανική αυτή διάταξη των κόκκων δημιουργεί μια δομή (**εδαφικός σκελετός**) με πυκνότητα που κυμαίνεται μεταξύ μιας ελάχιστης τιμής (πολύ χαλαρή δομή) και μιας μέγιστης τιμής (πολύ πυκνή δομή). Πάντως, η διαφορά μεταξύ της μέγιστης και της ελάχιστης πυκνότητας δεν είναι σημαντική, επειδή σε όλες τις περιπτώσεις οι κόκκοι βρίσκονται σε επαφή.

Σε αντίθεση με τα χονδρόκοκκα εδάφη, οι κόκκοι των λεπτόκοκκων εδαφών είναι πολύ πεπλατυσμένοι και έχουν τη μορφή πλακιδίων (αργιλικά πλακίδια) με μικρό πάχος που είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με το μόριό τους. Αντίθετα, στις άλλες δύο διαστάσεις ο κρύσταλλος των αργιλικών πλακιδίων αναπτύσσεται κανονικά με τη διάταξη μεγάλου αριθμού μορίων. Το Σχήμα 2.3 παρουσιάζει τη δομή του πλακιδίου του **καολίνης**, ενός αργιλικού ορυκτού με πάχος πλακιδίου περί τα 0.1 μm (1 μm = 0.001 mm) και μεγάλη διάσταση (διάμετρο) 0.3-1 μm, που έχει δηλαδή λόγο διαμέτρου προς πάχος ίσο με 3-10. Ο καολίνης είναι ένα από τα αργιλικά ορυκτά με μικρό λόγο διαμέτρου προς πάχος, δηλαδή ένα από τα ολιγότερο ενεργά αργιλικά ορυκτά. Άλλα περισσότερο ενεργά αργιλικά ορυκτά είναι ο **ιλλίτης**, με λόγο διαμέτρου προς πάχος του πλακιδίου ίσο με 10-30, και ο **μοντμοριλλονίτης**, με αντίστοιχο λόγο διαμέτρου προς πάχος περί το 100.

Λόγω των ιδιαίτερα μικρών διαστάσεων και της πλακοειδούς μορφής των αργιλικών ορυκτών, η αλληλεπίδραση μεταξύ των πλακιδίων διέπεται και από άλλες δυνάμεις πέραν της βαρύτητας και της τριβής μεταξύ των πλακιδίων. Ειδικότερα, η επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων είναι ηλεκτρικά φορτισμένη, η άνω και κάτω (μεγάλες) επιφάνειες φέρουν αρνητικά φορτία, και η περιφέρεια (το πάχος) φέρει ίσα και αντίθετα θετικά φορτία (βλέπε Σχήμα 2.4). Οι επιφανειακές ηλεκτρικές δυνάμεις έλξης και άπωσης, που πρακτικά δεν εμφανίζονται στα χονδρόκοκκα εδάφη, κυριαρχούν στα λεπτόκοκκα εδάφη, επειδή η έντασή τους είναι αρκετές τάξεις μεγέθους ισχυρότερη από τις δυνάμεις βαρύτητας. Πιο συγκεκριμένα, ο λόγος των ηλεκτρικών δυνάμεων (που είναι ανάλογες της επιφάνειας) προς τις δυνάμεις βαρύτητας (που είναι ανάλογες της μάζας) εξαρτάται από την **ειδική επιφάνεια**,



Σχ. 2.3: Η δομή του αργιλικού ορυκτού καολίνη



Σχ. 2.4: Ηλεκτρικά φορτία στην επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων

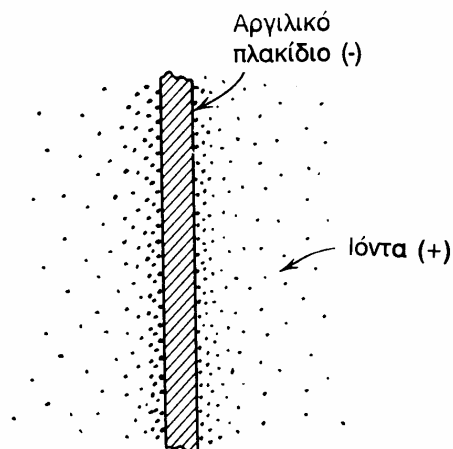
δηλαδή το λόγο της επιφάνειας προς τη μάζα του πλακιδίου. Η ειδική επιφάνεια ενός σφαιρικού κόκκου μεσόκοκκης άμμου είναι $2.3 \text{ m}^2/\text{kg}$, ενώ η ειδική επιφάνεια του καολίνη είναι $15000 \text{ m}^2/\text{kg}$ και του μοντμοριλλονίτη $800.000 \text{ m}^2/\text{kg}$. Η μεγάλη διαφορά στην ειδική επιφάνεια των κόκκων μεταξύ των χονδρόκοκκων (αμμωδών) και των λεπτόκοκκων (αργιλικών) εδαφών καθορίζει την τελείως διαφορετική δομή τους και, κατ' επέκταση, τις διαφορές της μηχανικής τους συμπεριφοράς. Τα λεπτόκοκκα εδάφη ονομάζονται επίσης και **συνεκτικά**, επειδή παρουσιάζουν συνοχή μεταξύ των κόκκων τους (που οφείλεται στις ηλεκτρικές έλξεις μεταξύ των αργιλικών πλακιδίων). Αντίστοιχα, τα χονδρόκοκκα εδάφη ονομάζονται και **μή-συνεκτικά**, επειδή δεν παρουσιάζουν συνοχή μεταξύ των κόκκων τους.

2.1.1.3 Αλληλεπίδραση μεταξύ του νερού και των αργιλικών ορυκτών

Η επιρροή του νερού στη μηχανική συμπεριφορά των χονδρόκοκκων εδαφών είναι πρακτικά μηδενική, εφόσον η επιβολή της φόρτισης γίνεται με επαρκώς βραδύ ρυθμό. Η γωνία διατμητικής τριβής, π.χ., μιας άμμου είναι η ίδια ανεξάρτητα από το εάν η άμμος είναι ξηρή ή κορεσμένη με νερό. Αντίθετα, η συμπεριφορά των αργιλικών εδαφών επηρεάζεται σημαντικά από την παρουσία και την ποσότητα του νερού στους πόρους. Η επιρροή αυτή οφείλεται κυρίως στην ηλεκτρική αλληλεπίδραση του νερού με τις φορτισμένες επιφάνειες των αργιλικών πλακιδίων. Όπως είναι γνωστό, το μόριο του νερού, αν και ηλεκτρικά ουδέτερο, παρουσιάζει τις ιδιότητες **ηλεκτρικού δίπολου**, με κέντρα θετικού και αρνητικού φορτίου που δεν ταυτίζονται. Τα ηλεκτρικά αυτά δίπολα έλκονται προς την ηλεκτρικά φορτισμένη επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων (βλέπε Σχήμα 2.5) και **προσροφώνται** σ'αυτή, δηλαδή συνδέονται ισχυρά με την επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων και αποτελούν ενιαίο σώμα. Η έλξη των διπόλων του νερού προς τα αργιλικά πλακίδια είναι πολύ ισχυρή κοντά στην επιφάνεια και μειώνεται ραγδαία με την απόσταση από την επιφάνεια, επειδή, ως γνωστόν, οι ηλεκτρικές δυνάμεις είναι αντιστρόφως ανάλογες του τετραγώνου της απόστασης. Έτσι, δημιουργείται μια ζώνη γύρω από το αργιλικό πλακίδιο, στην οποία το προσροφημένο νερό έχει ιδιότητες πολύ διαφορετικές από το ελεύθερο νερό που βρίσκεται έξω από τη ζώνη αυτή. Η ζώνη (στρώση) του προσροφημένου νερού γύρω από το αργιλικό πλακίδιο ονομάζεται **διπλή στρώση**, επειδή αναπτύσσεται και στις δύο επιφάνειες του πλακιδίου.

Η ύπαρξη και το μέγεθος της διπλής στρώσης είναι καθοριστικοί παράγοντες των μηχανικών ιδιοτήτων των αργιλικών εδαφών.

Έτσι, π.χ., με την αύξηση της υγρασίας (δηλαδή της ποσότητας του νερού στους πόρους των αργιλικών εδαφών) αυξάνει αρχικά και το πάχος της διπλής στρώσης, επειδή ένα μέρος του διαθέσιμου νερού προσροφάται στην επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων. Εάν το ποσοστό της υγρασίας αυξηθεί πέρα από κάποιο όριο, το πάχος της διπλής στρώσης γίνεται πολύ μεγάλο, οπότε τα μόρια του νερού που βρίσκονται στο απομακρυσμένο από το πλακίδιο όριο της διπλής στρώσης και είναι ασθενώς συνδεδεμένα με τη διπλή στρώση (λόγω της πτώσης του ηλεκτρικού δυναμικού με την απόσταση) αποκτούν ιδιότητες ελεύθερου νερού (δηλαδή εμφανίζουν μικρή έως

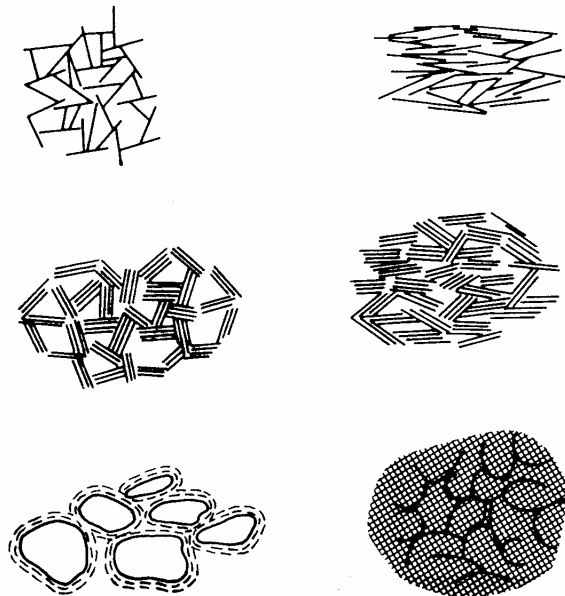


Σχ. 2.5: Προσροφημένα δίπολα νερού σε αργιλικό πλακίδιο

μηδενική διατμητική αντοχή). Κατά συνέπεια, οι επαφές μεταξύ των πλακιδίων, μέσω των μορίων του νερού που είναι ασθενώς συνδεδεμένα με τις διπλές στρώσεις, οδηγεί στη βαθμιαία μείωση της διατμητικής αντοχής της αργίλου και τη μετάπτωσή της από τη στερεά μορφή (για μικρά ποσοστά υγρασίας) στην υδαρή κατάσταση. Αντίθετα, η μείωση της υγρασίας έχει σαν συνέπεια τη μείωση του πάχους των διπλών στρώσεων, την ισχυρότερη ηλεκτρική αλληλεπίδραση μεταξύ των αργιλικών πλακιδίων (έλξη της θετικά φορτισμένης περιφέρειας ενός πλακιδίου προς τις αρνητικά φορτισμένες παρειές του γειτονικού πλακιδίου) και την αύξηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Εάν το σύνολο του προσροφημένου νερού απομακρυνθεί (π.χ. με θέρμανση σε κλίβανο), τότε οι ηλεκτρικές δράσεις μεταξύ των πλακιδίων είναι ισχυρότατες λόγω της μικρής απόστασης και η διατμητική αντοχή μέγιστη (όπως π.χ. στα κεραμικά υλικά). Στην περίπτωση αυτή η αλληλεπίδραση μεταξύ των πλακιδίων είναι τόσο ισχυρή που, ακόμη και αν η άργιλος βραχεί, τα πλακίδια δεν απομακρύνονται και δεν επιτρέπουν την είσοδο νερού στους πόρους και το σχηματισμό διπλών στρώσεων προσροφημένου νερού. Για το λόγο αυτό τα (καλά) κεραμικά δεν απορροφούν νερό και δεν χάνουν την αντοχή τους εάν βραχούν. Από όλα τα προηγούμενα καθίσταται πλέον σαφής η δραστική επίδραση της υγρασίας στα αργιλικά εδάφη.

Μια άλλη εφαρμογή της επιρροής της διπλής στρώσης του προσροφημένου νερού στη συμπεριφορά των αργιλικών εδαφών είναι οι συνέπειες της μεταβολής του ΡΗ του νερού των πόρων, λόγω π.χ. μεταβολής της αλατότητας του περιβάλλοντος. Η κατάσταση αυτή απαντάται στα θαλάσσια ιζήματα, όπου το νερό των πόρων είναι αλμυρό, δηλαδή εκτός από τα δίπολα του νερού υπάρχουν και τα ιόντα των διαλυμένων αλάτων. Στην περίπτωση αυτή, λόγω της μεγάλης συγκέντρωσης ιόντων στο νερό, η πτώση του ηλεκτρικού δυναμικού των αργιλικών πλακιδίων με την απόσταση είναι εντονότερη από ότι στην περίπτωση που οι πόροι πληρούνται με γλυκό νερό. Έτσι, το πάχος της διπλής στρώσης είναι μικρότερο, με συνέπεια την ισχυρότερη αλληλεπίδραση μεταξύ των αργιλικών πλακιδίων. Εάν το ίζημα αυτό βρεθεί πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας και εκπλυθεί με γλυκό νερό (π.χ. από τον υδροφόρο ορίζοντα), τότε η αλατότητα του νερού των πόρων θα μειωθεί, οι διπλές στρώσεις θα αυξηθούν σε μέγεθος και θα τείνουν να απομακρύνουν τα αργιλικά πλακίδια, δηλαδή να μειώσουν τη διατμητική τους αντοχή (ευαίσθητες άργιλοι).

Συνέπεια της δράσης των διπλών στρώσεων και των ηλεκτρικών αλληλεπιδράσεων μεταξύ των αργιλικών πλακιδίων είναι και η προκύπτουσα "ανοικτή" δομή της αργίλου, που εμφανίζει σημαντικό ποσοστό κενών (βλέπε Σχήμα 2.6).



Σχ. 2.6: Σχηματική διάταξη (δομή) αργιλικών πλακιδίων

2.1.2 Σχέσεις μεταξύ των φάσεων

Όπως αναφέρθηκε και στο προηγούμενο εδάφιο, το έδαφος είναι ένα πολυφασικό υλικό, που αποτελείται αφενός μεν από στερεούς κόκκους αφετέρου δέ από τα κενά (πόρους) που δημιουργούνται μεταξύ των κόκκων και περιέχουν νερό ή/και αέρα. Το Σχήμα 2.7 παρουσιάζει τις τρεις φάσεις ενός εδαφικού υλικού. Ο συνολικός όγκος V του εδάφους αποτελείται από τον όγκο V_s που καταλαμβάνουν οι στερεοί κόκκοι και τον όγκο V_v των πόρων. Ο όγκος των πόρων πληρούται από νερό (με όγκο V_w) και αέρα (με όγκο V_g). Οι αντίστοιχες μάζες (M) ή, ισοδύναμα, τα βάρη (W) των ανωτέρω ποσοτήτων είναι: M (ολική μάζα), M_s (μάζα στερεών κόκκων), M_w (μάζα νερού των πόρων) και M_g (μάζα του αέρα των πόρων). Στα επόμενα η μάζα του αέρα των πόρων αμελείται, επειδή η πυκνότητα του αέρα είναι πολύ μικρή σε σχέση με τις πυκνότητες των υπολοίπων μεγεθών (στερεών κόκκων και νερού).

Με βάση τα ανωτέρω μεγέθη, ορίζονται οι εξής χρήσιμες ποσότητες:

1. Το **πορώδες**, που είναι ο λόγος του όγκου των κενών προς τον ολικό όγκο του εδάφους:

$$n = \frac{V_v}{V}$$

Το πορώδες συχνά εκφράζεται και σαν ποσοστό επί τοις εκατό.

2. Ο **δείκτης πόρων**, που είναι ο λόγος του όγκου των κενών προς τον όγκο των στερεών κόκκων:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Το πορώδες και ο δείκτης πόρων συσχετίζονται ως εξής (να αποδειχθεί):

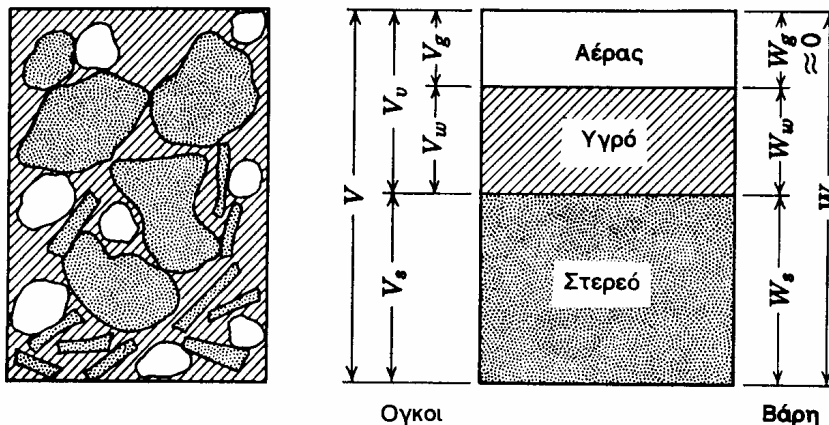
$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{ή} \quad e = \frac{n}{1-n}$$

3. Ο **βαθμός κορεσμού**, που είναι ο λόγος του όγκου του νερού των πόρων προς τον όγκο των κενών:

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

και εκφράζει το ποσοστό (συνήθως επί τοις εκατό) του όγκου των πόρων που πληρούται με νερό. Οι πιθανές τιμές του βαθμού κορεσμού ενός εδαφικού υλικού κυμαίνονται μεταξύ 0 και 100%. Ένα ξηρό εδαφικό υλικό έχει βαθμό κορεσμού μηδέν, ενώ ένα εδαφικό υλικό του οποίου το σύνολο των πόρων πληρούται με νερό (κορεσμένο) έχει βαθμό κορεσμού 1 (100%).

4. Το **ποσοστό υγρασίας**, που είναι ο λόγος της μάζας του νερού των πόρων προς



Σχ. 2.7: Φάσεις των εδαφικών υλικών

τη μάζα των στερεών κόκκων:

$$w = \frac{M_w}{M_s}$$

και συχνά εκφράζεται και επί τοις εκατό. Το ποσοστό υγρασίας ενός ξηρού εδαφικού υλικού είναι μηδέν. Το ποσοστό υγρασίας ενός (υγρού) εδαφικού υλικού υπολογίζεται με την εξής μέθοδο: ένα δείγμα του εδάφους ζυγίζεται στη φυσική του κατάσταση (μάζα M_1) και αφού ξηρανθεί σε κατάλληλο κλίβανο, ώστε να εξατμισθεί το σύνολο του νερού των πόρων (μάζα M_2). Στη συνέχεια, το ποσοστό υγρασίας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$w = \frac{M_1 - M_2}{M_2} \quad \text{ή} \quad w = \frac{M_1 - M_2}{M_2} \times 100 \quad (\%)$$

5. Η **πυκνότητα του εδαφικού υλικού**, που (κατά τον συνήθη ορισμό της πυκνότητας ενός υλικού) είναι ο λόγος της μάζας του εδαφικού δείγματος προς τον όγκο του:

$$\rho = \frac{M}{V}$$

6. Η **πυκνότητα των στερεών κόκκων**, που είναι ο λόγος της μάζας των στερεών κόκκων προς τον όγκο τους:

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

7. Τέλος, η **πυκνότητα του νερού** που (κατά τον συνήθη ορισμό) είναι:

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w} = 1 \text{ Mg/m}^3$$

Οι προηγούμενες ποσότητες συνδέονται με τις εξής σχέσεις (να αποδειχθούν):

$$\rho = \rho_s \left(\frac{1+w}{1+e} \right), \quad \rho_s w = S e \rho_w$$

Εκτός από τις ανωτέρω θεμελιώδεις ποσότητες μπορούν να ορισθούν και τα εξής παράγωγα μεγέθη:

- (i) η **ξηρή πυκνότητα** του εδαφικού υλικού:

$$\rho_d = \rho_s \frac{1}{1+e}$$

που είναι η πυκνότητα ενός εδαφικού υλικού με ποσοστό υγρασίας μηδέν.

- (ii) Η **πυκνότητα του κορεσμένου** εδαφικού υλικού:

$$\rho_{sat} = \frac{\rho_s + e \rho_w}{1+e}$$

που είναι η πυκνότητα ενός εδαφικού υλικού με βαθμό κορεσμού $S = 1$.

- (iii) Η **υπό άνωση πυκνότητα** ενός (κορεσμένου) εδαφικού υλικού:

$$\rho_b = \rho_{sat} - \rho_w = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e}$$

Στα επόμενα δίνονται μερικές τυπικές τιμές των θεμελιωδών μεγεθών για διάφορα εδαφικά υλικά:

- (1) **Πορώδες:**

Άμμοι: 0,30 έως 0,50

Άργιλοι: 0,20 έως 0,60 (ή και υψηλότερο)

- (2) **Δείκτης πόρων:**

Άμμοι: 0,40 έως 1,00

Άργιλοι: 0,30 έως 1,50 (ή και υψηλότερος)

- (3) **Βαθμός κορεσμού:** 0 έως 1
- (4) **Ποσοστό υγρασίας:**
Κυμαίνεται συνήθως στις άμμους από 0 έως 0,40 (40%) και στις αργίλους από 0 έως 1 (100%). Σε ορισμένα εδάφη (π.χ. οργανικά ή ευαίσθητες αργίλους) μπορεί να φθάνει και το 5 (500%).
- (5) **Πυκνότητα εδαφικού υλικού** (σε Mg/m^3):
Άμμοι και χάλικες: 1,70 έως 2,40
Ιλείς και άργιλοι: 1,40 έως 2,10
Οργανικά και ευαίσθητες άργιλοι: 1,00 έως 1,60.
- (6) **Πυκνότητα στερεών κόκκων:**
Για όλους τους τύπους εδαφών (πλην οργανικών):
$$\rho_s = 2,50 - 2,80 \text{ Mg/m}^3$$

Τα οργανικά εδάφη μπορεί να έχουν πυκνότητα στερεών κόκκων πολύ μικρότερη από $2,50 \text{ Mg/m}^3$.

2.2 Φυσικά Χαρακτηριστικά μη-Συνεκτικών Εδαφών

Τα κυριότερα φυσικά χαρακτηριστικά των μη-συνεκτικών (αμμωδών, κοκκωδών ή χονδρόκοκκων) εδαφικών υλικών είναι η **σχετική πυκνότητα** και η **κοκκομετρική διαβάθμιση**, που μελετώνται στα επόμενα εδάφια.

2.2.1 Σχετική πυκνότητα

Ενα συγκεκριμένο μη-συνεκτικό εδαφικό υλικό μπορεί να εμφανισθεί στη φύση με διάφορες τιμές του δείκτη πόρων (e), που εξαρτώνται από την εκάστοτε διάταξη (δομή) των κόκκων του. Η πλέον χαλαρή διάταξη των κόκκων με το μέγιστο ποσοστό κενών αντιστοιχεί στην **ελάχιστη πυκνότητα**. Η πυκνότητα αυτή μπορεί να πραγματοποιηθεί κατά τη βραδεία απόθεση μιας άμμου μέσα στο νερό με συνθήκες αντίστοιχες με αυτές της ιζηματογένεσης. Κατά συνέπεια, πρόσφατες αποθέσεις άμμων τείνουν να έχουν πυκνότητες που προσεγγίζουν την ελάχιστη πυκνότητα. Η πλέον πυκνή διάταξη των κόκκων με το ελάχιστο ποσοστό κενών αντιστοιχεί στη **μέγιστη πυκνότητα**. Η πυκνότητα αυτή μπορεί να πραγματοποιηθεί με παρατεταμένη και έντονη δόνηση της άμμου, που προκαλεί συμπύκνωση με την επαναδιάταξη των κόκκων της σε πυκνότερη δομή. Είναι σαφές ότι τόσο η ελάχιστη όσο και η μέγιστη πυκνότητα είναι συμβατικά μεγέθη και αναφέρονται σε **πρότυπες** εργαστηριακές δοκιμές (π.χ. συγκεκριμένος τρόπος απόθεσης ή συγκεκριμένος τρόπος δόνησης μιας άμμου). Κατά συνέπεια, είναι δυνατόν μια άμμος να υπάρξει στη φύση σε κατάσταση με πυκνότητα μικρότερη από την ελάχιστη ή μεγαλύτερη από τη μέγιστη συμβατική.

Ένα χρήσιμο μέγεθος για το χαρακτηρισμό της κατάστασης μιας άμμου σε σχέση με την ελάχιστη και τη μέγιστη πυκνότητα είναι η λεγόμενη **σχετική πυκνότητα** (D_r), η οποία ορίζεται ως εξής:

$$D_r \equiv \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \quad (\%)$$

- όπου: e είναι ο πραγματικός δείκτης πόρων της άμμου,
 e_{max} είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην ελάχιστη συμβατική πυκνότητα (μέγιστη τιμή του δείκτη πόρων) και
 e_{min} είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στη μέγιστη συμβατική πυκνότητα (ελάχιστη τιμή του δείκτη πόρων).

Οι τιμές της μέγιστης και ελάχιστης πυκνότητας μιας άμμου εξαρτώνται από το σχήμα και την ποικιλία των μεγεθών της. Έτσι, όσο μεγαλύτερη είναι η ποικιλία μεγεθών των κόκκων και όσο πιο σφαιρικοί είναι οι κόκκοι σε ένα αμμώδη εδαφικό σχηματισμό, τόσο η ελάχιστη και η μέγιστη πυκνότητα είναι μεγαλύτερες.

Η κατάταξη των αμμωδών εδαφών με βάση τη σχετική τους πυκνότητα γίνεται σύμφωνα με τον ακόλουθο Πίνακα:

Σχετική πυκνότητα (%)	Περιγραφή μή-συνεκτικού εδάφους
0 - 15	Πολύ χαλαρό
15 - 35	Χαλαρό
35 - 65	Μέσης πυκνότητας
65 - 85	Πυκνό
85 - 100	Πολύ πυκνό

2.2.2 Κοκκομετρική διαβάθμιση

Το μέγεθος των κόκκων και η ποικιλία (κατανομή) τους σε ένα δείγμα εδαφικού υλικού επηρεάζουν τη μηχανική συμπεριφορά των μή-συνεκτικών εδαφών και για το λόγο αυτό μελετώνται στα πλαίσια των φυσικών τους χαρακτηριστικών.

Η απαντώμενη ποικιλία μεγεθών κόκκων στους εδαφικούς σχηματισμούς είναι ευρύτατη. Οι χάλικες αποτελούνται από κόκκους μεγέθους αρκετών εκατοστών, ενώ οι άργιλοι περιέχουν κόκκους μεγέθους μικρότερου του ενός μικρού (μm), δηλαδή περισσότερο από 10000 φορές μικρότερους από τους κόκκους των χαλικών. Οι μέθοδοι κατάταξης των εδαφών με βάση το μέγεθος των κόκκων τους ποικίλουν. Ο ακόλουθος Πίνακας παρουσιάζει την κατάταξη που προτείνουν οι Βρετανικοί Κανονισμοί (British Standards), η οποία τείνει να γίνει γενικά αποδεκτή στην Ευρωπαϊκή Κοινότητα (βλέπε επίσης και Σχήμα 2.2):

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΥΠΟΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	Μέγεθος κόκκων (mm)	
		Από	Έως
Χάλικες	Χονδρόκοκκοι	60	20
	Μεσόκοκκοι	20	6
	Λεπτόκοκκοι	6	2
Άμμοι	Χονδρόκοκκες	2	0.6
	Μεσόκοκκες	0.6	0.2
	Λεπτόκοκκες	0.2	0.06
Ιλείς	Χονδρόκοκκες	0.06	0.02
	Μεσόκοκκες	0.02	0.006
	Λεπτόκοκκες	0.006	0.002
Άργιλοι	-	< 0.002	-

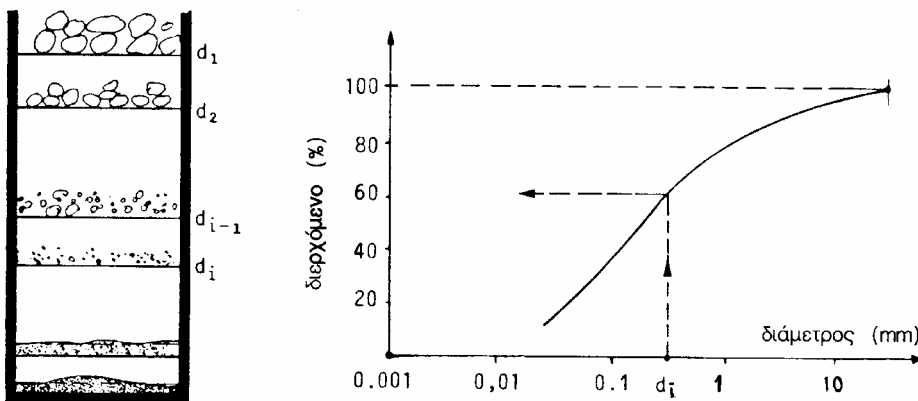
Η ποικιλία μεγεθών κόκκων των εδαφικών σχηματισμών μπορεί να γίνει κατανοητή με το ακόλουθο ανάλογο: αν η διάσταση του κόκκου ενός μέσου χάλικα αντιστοιχιστεί με μια εξαόροφη πολυκατοικία (20m ύψος), ένας κόκκος άμμου αντιστοιχεί με ένα καρπούζι, ένας κόκκος ιλύος με ένα κεράσι και ένα κόκκος αργίλου με μέγεθος μικρότερο από το κεφάλι μιας καρφίτσας.

Ο προσδιορισμός της κατανομής των μεγεθών κόκκων των εδαφικών υλικών (**κοκκομετρική διαβάθμιση**) γίνεται για μεν τους χάλικες και τις άμμους με τη λεγόμενη "κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα", για δε τις ιλείς και αργίλους με την "κοκκομετρική ανάλυση με τη μέθοδο του αραιομέτρου".

Η ανάλυση με κόσκινα γίνεται με τη μηχανική δόνηση δείγματος του εδαφικού υλικού διαμέσου σειράς κοσκίνων με βαθμιαία μικρότερη διάσταση οπής και τη μέτρηση του βάρους του υλικού που συγκρατείται σε κάθε κόσκινο (βλέπε Σχήμα

2.8). Τα πρότυπα μεγέθη (διαστάσεις οπής) των κοσκίνων ποικίλουν. Στην Ελλάδα χρησιμοποιούνται κόσκινα που ακολουθούν την Αμερικανική Προδιαγραφή ASTM D422-1980. Ο κωδικός και η διάσταση της οπής των κοσκίνων αυτών φαίνονται στον ακόλουθο Πίνακα:

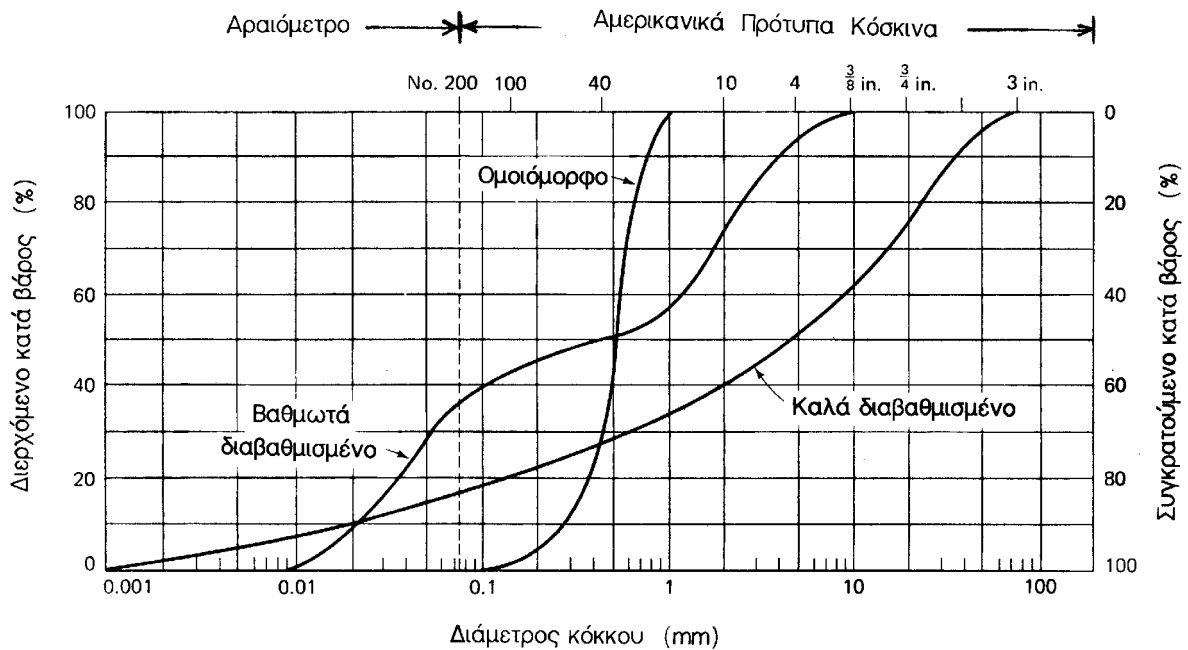
Αριθμός κοσκίνου (No)	Διάσταση οπής (mm)
4	4.75
10	2
20	0.85
40	0.425
60	0.25
100	0.15
140	0.106
200	0.075



Σχ. 2.8: Κοκκομέτρηση εδαφών με κόσκινα

Αξίζει να σημειωθεί ότι το κόσκινο No 200 αντιστοιχεί κατά προσέγγιση στο συμβατικό όριο μεταξύ άμμων και ιλύων (0.06 mm). Η κατασκευή και χρήση κοσκίνων για την κοκκομέτρηση εδαφών με μεγέθη κόκκων μικρότερα από το No 200 δεν είναι πρακτική. Κατά συνέπεια, ο προσδιορισμός της κοκκομετρικής διαβάθμισης των λεπτόκοκκων εδαφικών υλικών (ιλύων και αργίλων) γίνεται, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, με τη μέθοδο του αραιομέτρου. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στο νόμο του Stokes για την κίνηση σφαιρών σε ιξώδες ρευστό με την επίδραση της βαρύτητας, σύμφωνα με τον οποίο η οριακή ταχύτητα καθίζησης εξαρτάται από τη διάμετρο και την πυκνότητα του υλικού των σφαιρών, την πυκνότητα του ρευστού και το ιξώδες του. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου του αραιομέτρου μετράται η πυκνότητα του μίγματος νερού και εδάφους σε διάφορους χρόνους και προσδιορίζεται η ταχύτητα καταβύθισης των κόκκων του εδαφικού υλικού, από την οποία προκύπτει η κατανομή του μεγέθους των κόκκων.

Η κατανομή του μεγέθους των κόκκων ενός εδαφικού υλικού, όπως προκύπτει από την κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα και το αραιόμετρο, παρουσιάζεται συνήθως σε ένα διάγραμμα αθροιστικής συχνότητας εμφάνισης ως προς το μέγεθος του κόκκου (σε λογαριθμική κλίμακα). Ένα τέτοιο διάγραμμα φαίνεται στο Σχήμα 2.9, στο οποίο παρουσιάζονται και τυπικές κοκκομετρικές καμπύλες ενός εδάφους με ομοιόμορφους κόκκους και ενός καλά διαβαθμισμένου (δηλαδή με ποικιλία κόκκων). Από διαγράμματα αυτού του τύπου μπορούν να προσδιορισθούν ποσοτικά μεγέθη ιδιαίτερου ενδιαφέροντος, όπως το εύρος των διαμέτρων των κόκκων ενός εδαφικού υλικού και το ποσοστό (κατά βάρος) του υλικού που είναι μικρότερο από κάποια συγκεκριμένη διάμετρο. Επιπλέον, συνήθως υπολογίζονται η διάμετρος D_{10} (δηλαδή



Σχ. 2.9: Διάγραμμα κοκκομετρικής διαβάθμισης εδαφών

το μέγεθος κόκκου από τον οποίο 10% του υλικού έχει μικρότερο μέγεθος) και η διάμετρος D_{60} (δηλαδή το μέγεθος κόκκου από τον οποίο 60% του υλικού έχει μικρότερο μέγεθος).

Με βάση τα ανωτέρω, ορίζεται και ο **συντελεστής ανομοιομορφίας**:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

που εκφράζει συνοπτικά την κοκκομετρική διαβάθμιση του υλικού. Έτσι, ένα υλικό με ομοιόμορφους κόκκους έχει $C_u = 1$. Ένα υλικό με μεγάλη ποικιλία μεγεθών κόκκων, το οποίο έχει $C_u > 5$, λέγεται καλά διαβαθμισμένο. Αντίθετα, ένα υλικό με σχετικά ομοιόμορφους κόκκους, το οποίο έχει $C_u < 5$, λέγεται κακά διαβαθμισμένο. Γενικά, όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής ανομοιομορφίας, τόσο μεγαλύτερη ποικιλία κόκκων περιέχει το εδαφικό υλικό και τόσο καλύτερη είναι η κοκκομετρική του διαβάθμιση.

2.3 Φυσικά Χαρακτηριστικά Συνεκτικών Εδαφών

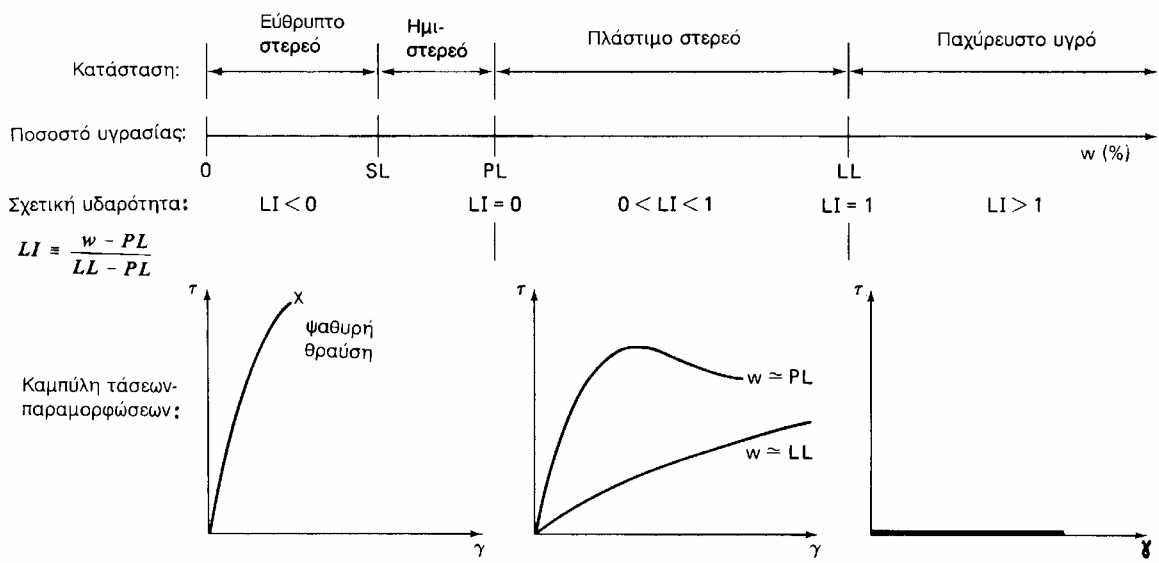
Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, τα κύρια φυσικά χαρακτηριστικά των μή-συνεκτικών εδαφών είναι η σχετική πυκνότητα και η κοκκομετρική διαβάθμιση. Με βάση τα χαρακτηριστικά αυτά, μπορεί να γίνει μια πρώτη, αδρή εκτίμηση των μηχανικών τους χαρακτηριστικών. Στα συνεκτικά (αργιλικά ή λεπτόκοκκα) υλικά ο προσδιορισμός των ανωτέρω φυσικών χαρακτηριστικών δεν είναι εύκολα εφικτός (λόγω του πολύ μικρού μεγέθους των κόκκων τους) και, επιπλέον, τα χαρακτηριστικά αυτά δεν είναι άμεσα συσχετισμένα με τις μηχανικές τους ιδιότητες. Για τους ανωτέρω λόγους, κατ' αντιστοιχία προς τα μή-συνεκτικά εδάφη, τα κύρια φυσικά χαρακτηριστικά των συνεκτικών εδαφών είναι το **ποσοστό υγρασίας** και τα **όρια Atterberg**.

Έχει ήδη αναφερθεί ότι η παρουσία νερού στους πόρους ενός εδαφικού υλικού επηρεάζει τη μηχανική του συμπεριφορά. Η επιρροή αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική (καθοριστική θα μπορούσε να πει κανείς) στα συνεκτικά εδάφη. Το Σχήμα 2.10 παρουσιάζει τη βαθμιαία μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών (τη μορφή

της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων σε δοκιμή διάτμησης) ενός συνεκτικού εδάφους με την αύξηση του ποσοστού της υγρασίας. Είναι σαφές ότι, όσο αυξάνει το ποσοστό της υγρασίας, τόσο μειώνεται η αλληλεπίδραση μεταξύ των κόκκων του εδαφικού υλικού και η συμπεριφορά του προσομοιάζει τη συμπεριφορά των ρευστών. Γενικά, μπορούν να διακριθούν τέσσερις καταστάσεις, στις οποίες ένα συνεκτικό εδαφικό υλικό μπορεί να μεταπίπτει διαδοχικά με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας:

1. **Εύθρυπτο στερεό:** Στην κατάσταση αυτή το έδαφος παρουσιάζει μεγάλο δείκτη δυσκαμψίας (δηλαδή μικρές παραμορφώσεις) και η θραύση του είναι απότομη και ψαθυρή. Ποιοτικά, η συμπεριφορά του είναι ανάλογη με άλλα ψαθυρά υλικά, όπως π.χ. το σκυρόδεμα.
2. **Ημιστερεό:** Είναι μια μεταβατική κατάσταση μεταξύ της προηγούμενης (του εύθρυπτου στερεού) και της επόμενης (του πλάστιμου στερεού) με ενδιάμεσα χαρακτηριστικά.
3. **Πλάστιμο στερεό:** Στην κατάσταση αυτή το έδαφος μπορεί να πλάθεται, δηλαδή να υφίσταται σημαντικές πλαστικές (μη-αντιστρεπτές) παραμορφώσεις χωρίς ρηγματώσεις και θραύση (θρυμματισμό). Ο δείκτης δυσκαμψίας του μειώνεται βαθμιαία με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας.
4. **Παχύρευστο υγρό:** Στην κατάσταση αυτή το έδαφος δεν μπορεί να αναλάβει διατμητικές τάσεις χωρίς συνεχιζόμενη παραμόρφωση (ροή). Στο κάτω όριο (μικρά ποσοστά υγρασίας) της κατάστασης αυτής το έδαφος παρουσιάζει χαρακτηριστικά ερπυσμού, η συμπεριφορά του, όμως, με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας γρήγορα εξελίσσεται σε πραγματική ροή.

Τα ποσοστά υγρασίας που αντιστοιχούν στα όρια μεταξύ των ανωτέρω τεσσάρων καταστάσεων ονομάζονται: **όριο συρρίκνωσης** w_s ή **SL** (μεταξύ στερεάς και ημιστερεάς), **όριο πλαστιμότητας** w_p ή **PL** (μεταξύ ημιστερεάς και πλάστιμης) και **όριο υδαρότητας** w_L ή **LL** (μεταξύ πλάστιμης και υδαρούς). Τα όρια αυτά, που συνοπτικά λέγονται **όρια Atterberg**, αποτελούν χαρακτηριστικές ιδιότητες κάθε συνεκτικού υλικού και προσδιορίζονται με πρότυπες δοκιμές. Έτσι, το όριο υδαρότητας ορίζεται σαν το ποσοστό υγρασίας, στο οποίο τα χείλη μιας σχισμής που έχει δημιουργηθεί σε δείγμα του εδαφικού υλικού στη συσκευή Casagrande (βλέπε Σχήμα 2.11) κλείνουν μετά από 25 πτώσεις της κάψας πάνω στην ειδική βάση. Το όριο πλαστιμότητας ορίζεται σαν το ποσοστό υγρασίας, στο οποίο επιμήκη στοιχεία του εδαφικού υλικού θρυμματίζονται όταν η διάμετρός τους γίνει 3 mm. Τέλος, το



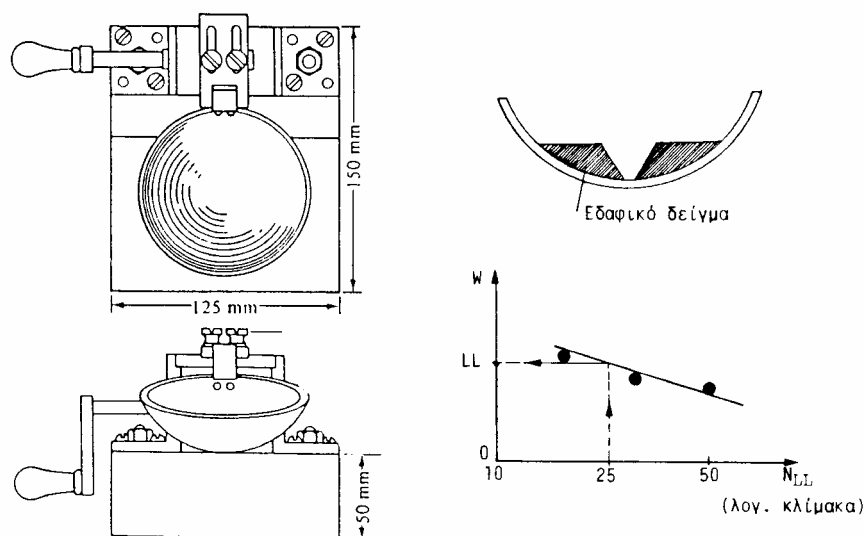
Σχ. 2.10: Μεταβολή της συνεκτικότητας των αργίλων με το ποσοστό υγρασίας

όριο συρρίκνωσης ορίζεται σαν το ποσοστό υγρασίας που αρκεί για να πληρώσει τα κενά του ξηρού εδαφικού υλικού, δηλαδή το ποσοστό της υγρασίας του οποίου περαιτέρω μείωση δεν οδηγεί σε μείωση του όγκου του εδαφικού υλικού.

Τέλος, αξίζει να αναφερθούν και δύο (ακραίες) καταστάσεις οι οποίες είναι χαρακτηριστικές της δυνατότητας μεταβολής της συμπεριφοράς των αργιλικών εδαφών με τη μεταβολή του ποσοστού υγρασίας:

1. Εάν αφαιρεθεί το σύνολο του νερού των πόρων μιάς αργίλου, π.χ. με θέρμανση σε υψηλή θερμοκρασία εντός κλιβάνου, τότε η άργιλος συμπεριφέρεται σαν πραγματικό στερεό με μεγάλη μάλιστα αντοχή. Παράδειγμα αποτελούν τα κεραμικά είδη (τούβλα, κεραμίδια κλπ.). Στην κατάσταση αυτή, μάλιστα, με την πλήρη αφαίρεση του νερού των πόρων, τα πλακίδια της αργίλου έχουν πλησιάσει πάρα πολύ και έχουν αναπτυχθεί μεταξύ τους ισχυρότατες ελκτικές ηλεκτροχημικές δυνάμεις τύπου Van der Waals. Οι δυνάμεις αυτές είναι τόσο ισχυρές, ώστε να μην επιτρέπουν πλέον την προσρόφηση νερού στα κενά της αργίλου και την αύξηση του όγκου των κενών (διόγκωση του υλικού). Πράγματι, τα (καλά) κεραμικά δεν χάνουν την αντοχή τους και δεν θρυμματίζονται όταν εκτεθούν στο νερό.
2. Η άλλη ακραία κατάσταση είναι η υδαρής κατάσταση ενός μίγματος νερού και αργιλικού υλικού. Η κατάσταση αυτή απαντάται στον πυθμένα των θαλασσών κοντά στις εκβολές μεγάλων ποταμών και αποτελεί το πρώτο στάδιο της ιζηματογένεσης. Τα πλακίδια της αργίλου στην κατάσταση αυτή βαθμιαία καθιζάνουν με την οριακή ταχύτητα κατά το νόμο του Stokes. Λόγω του μικρού μεγέθους των πλακιδίων, η οριακή ταχύτητα είναι πολύ μικρή και η διαδικασία αυτή μπορεί να διαρκέσει επί εκατοντάδες χρόνια.

Η φυσική σημασία των ορίων Atterberg έγκειται στο ότι τα συνεκτικά εδάφη έχουν την ιδιότητα να προσροφούν στην επιφάνεια των αργιλικών τους πλακιδίων νερό, το οποίο συνδέεται ισχυρά με το συγκεκριμένο πλακίδιο χωρίς να μειώνει σημαντικά το βαθμό της ηλεκτροχημικής αλληλεπίδρασης μεταξύ των πλακιδίων, με συνέπεια να μη μειώνεται ουσιαστικά και η μηχανική τους αντοχή. Προφανώς, η παραπάνω δυνατότητα προσρόφησης νερού χωρίς σημαντική απώλεια αντοχής δεν είναι απεριόριστη. Αντίθετα, το μέγιστο ποσοστό υγρασίας που μπορεί να προσροφηθεί στην επιφάνεια των πλακιδίων χωρίς να αλλάξει η κατάσταση του εδαφικού υλικού (στερεά, ημιστερεά, πλάστιμη και υδαρής) καθορίζει τα όρια Atterberg. Έτσι, εάν κάποιο εδαφικό υλικό Α έχει μεγαλύτερη τάση να προσροφά νερό στην επιφάνεια



Σχ. 2.11: Η συσκευή Casagrande για τον προσδιορισμό του ορίου υδαρότητας

των αργιλικών του πλακιδίων από ότι το εδαφικό υλικό B, τότε το ποσοστό υγρασίας στο οποίο το έδαφος A μεταπίπτει στην υδαρή κατάσταση είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο ποσοστό υγρασίας του εδάφους B, δηλαδή το έδαφος A έχει μεγαλύτερο όριο υδαρότητας από το B. Είναι προφανές ότι το ίδιο σκεπτικό μπορεί να εφαρμοσθεί και στα υπόλοιπα όρια Atterberg.

Με βάση τα ανωτέρω όρια, ορίζονται οι λεγόμενοι **δείκτες συνεκτικότητας** και συγκεκριμένα:

1. Ο **δείκτης πλαστιμότητας**:

$$PI \equiv I_p = w_L - w_p$$

που εκφράζει το εύρος της πλάστιμης περιοχής, δηλαδή το εύρος της περιοχής (μετρούμενης σε ποσοστά υγρασίας) στην οποία το εδαφικό υλικό συμπεριφέρεται σαν πλάστιμο στερεό. Είναι προφανές ότι όσο περισσότερο ενεργά είναι τα αργιλικά πλακίδια του εδαφικού υλικού, δηλαδή όσο περισσότερο νερό μπορεί να προσροφηθεί στην επιφάνεια τους χωρίς να μειωθεί σημαντικά ο βαθμός της ηλεκτροχημικής αλληλεπίδρασης μεταξύ των πλακιδίων τόσο μεγαλύτερος είναι ο δείκτης πλαστιμότητας.

2. Ο **δείκτης σχετικής υδαρότητας**:

$$LI \equiv I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$$

που εκφράζει τη σχέση του πραγματικού ποσοστού υγρασίας (w) ως προς το όριο υδαρότητας. Πράγματι, εάν το ποσοστό υγρασίας είναι ίσο με το όριο υδαρότητας τότε $I_L = 1$, ενώ εάν είναι ίσο με το όριο πλαστιμότητας $I_L = 0$. Γενικά, τιμές του I_L μεταξύ 0 και 1 αντιστοιχούν στην πλάστιμη περιοχή. Αντίθετα, τιμές του $I_L < 0$ αντιστοιχούν στην ημιστερεά και στερεά κατάσταση, ενώ τιμές του $I_L > 1$ στην υδαρή κατάσταση.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι τα όρια του Atterberg και οι δείκτες συνεκτικότητας που προκύπτουν από αυτά έχουν οριστεί εμπειρικά και κατά συνέπεια **δεν έχουν θεμελιώδη ποσοτική έννοια**, δηλαδή δεν είναι δυνατόν να συσχετισθούν απ' ευθείας, π.χ. με το πάχος της στρώσης του προσροφημένου νερού. Το μειονέκτημα αυτό, όμως, ουδόλως περιορίζει τη χρησιμότητά τους για την ποιοτική περιγραφή των συνεκτικών υλικών καθώς και για την κατάταξη των εδαφών σε κατηγορίες, όπως περιγράφεται στο επόμενο εδάφιο. Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί ότι τα όρια του Atterberg προσδιορίζονται σε διαταραγμένα (αναμοχλευμένα) δείγματα του εδαφικού υλικού και κατά συνέπεια **δεν** μπορούν να χρησιμεύσουν για την περιγραφή ιδιοτήτων του υλικού που εξαρτώνται από την ύπαρξη δομής (π.χ. ανισοτροπία, προφόρτιση, σιμέντωση, θιξοτροπικοί δεσμοί κλπ.), καθόσον η δομή του υλικού καταστρέφεται κατά την αναμόχλευση που προηγείται των δοκιμών προσδιορισμού των ορίων Atterberg.

2.4 Ταξινόμηση των Εδαφών

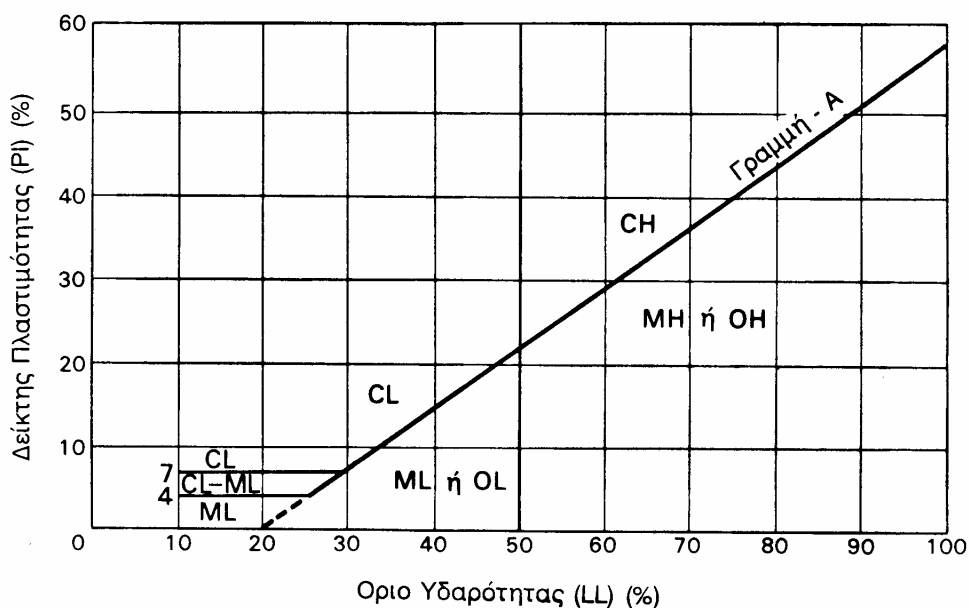
Η ταξινόμηση των εδαφών σε κατηγορίες με παρόμοιες μηχανικές ιδιότητες είναι χρήσιμη από πολλές απόψεις. Η χρησιμότητα των κατατάξεων αυτού του τύπου είναι ιδιαίτερα σημαντική, δεδομένου ότι οι απαιτούμενες δοκιμές είναι απλές, σύντομες και με μικρό κόστος. Έτσι, π.χ., σε απλά έργα Πολιτικού Μηχανικού ή σε προκαταρκτικές εκτιμήσεις των μηχανικών ιδιοτήτων εδαφών, η κατάταξη ενός εδαφικού σχηματισμού σε ορισμένη κατηγορία με την εκτέλεση απλών δοκιμών αρκεί για την κατ' αρχήν εκτίμηση των μηχανικών του ιδιοτήτων. Πράγματι, εφόσον όλα τα εδάφη της ίδιας κατηγορίας έχουν παρόμοιες (και γνωστές) ιδιότητες, το

συγκεκριμένο έδαφος που ανήκει στην κατηγορία αυτή θα έχει και αυτό τις γνωστές ιδιότητες της κατηγορίας. Το μειονέκτημα της μεθόδου έγκειται ακριβώς στην απλότητά της: η ανάγκη χρήσης απλών δοκιμών για την κατάταξη σε κατηγορίες περιορίζει την ομοιότητα των μηχανικών χαρακτηριστικών των εδαφικών υλικών που κατατάσσονται στην ίδια κατηγορία με βάση τις απλές αυτές δοκιμές.

Οι περισσότερες μέθοδοι ταξινόμησης χρησιμοποιούν σαν χαρακτηριστικές δοκιμές την κοκκομέτρηση με κόσκινα και τις δοκιμές προσδιορισμού των ορίων Atterberg, δοκιμές που πληρούν τις απαιτήσεις απλότητας, ταχύτητας και μικρού κόστους που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Διάφορες μέθοδοι κατάταξης έχουν προταθεί κατά καιρούς και πολλές από αυτές έχουν τύχει ευρείας εφαρμογής. Στην Ελλάδα, επικρατέστερη μέθοδος κατάταξης εδαφών είναι η λεγόμενη "Ενοποιημένο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών" (Unified Soil Classification System). Το σύστημα αυτό χρησιμοποιεί τα ποσοστά του εδάφους που διέρχονται από το κόσκινο Νο 200 (το λεγόμενο λεπτόκοκκο κλάσμα) και το Νο 4 (αμμώδες κλάσμα), και τα όρια του Atterberg με τη μορφή του "Χάρτη Πλαστιμότητας του Casagrande", που φαίνεται στο Σχήμα 2.12. Στο Χάρτη Πλαστιμότητας με άξονες το όριο υδαρότητας και το δείκτη πλαστιμότητας, το διάγραμμα χωρίζεται σε τέσσερις περιοχές με τη λεγόμενη γραμμή-A και τη γραμμή που αντιστοιχεί σε όριο υδαρότητας 50%. Συνεκτικά εδάφη που αντιστοιχούν σε σημεία πάνω από τη γραμμή-A ονομάζονται **άργιλοι (C)**, ενώ αυτά που αντιστοιχούν σε σημεία κάτω από τη γραμμή-A ονομάζονται **ιλείς (M)**. Αντίστοιχα, εδάφη που παριστάνονται με σημεία δεξιά από τη γραμμή με $LL = 50\%$ λέγονται εδάφη **υψηλής πλαστιμότητας (H)**, ενώ αυτά που παριστάνονται με σημεία αριστερά από τη γραμμή με $LL = 50\%$ λέγονται εδάφη **χαμηλής πλαστιμότητας (L)**. Ο Πίνακας 2.1 παρουσιάζει συνοπτικά το Ενοποιημένο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών.

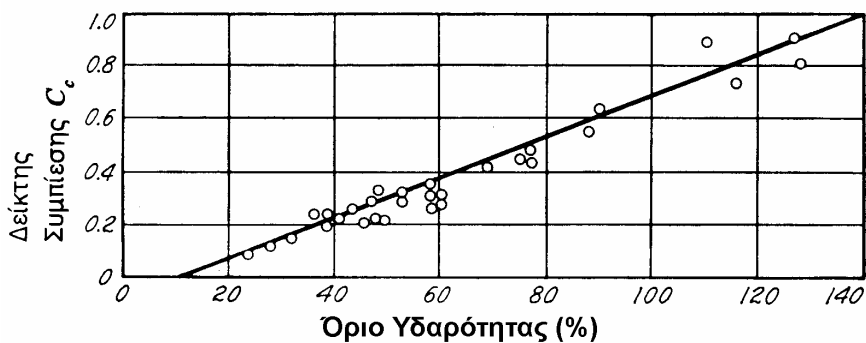
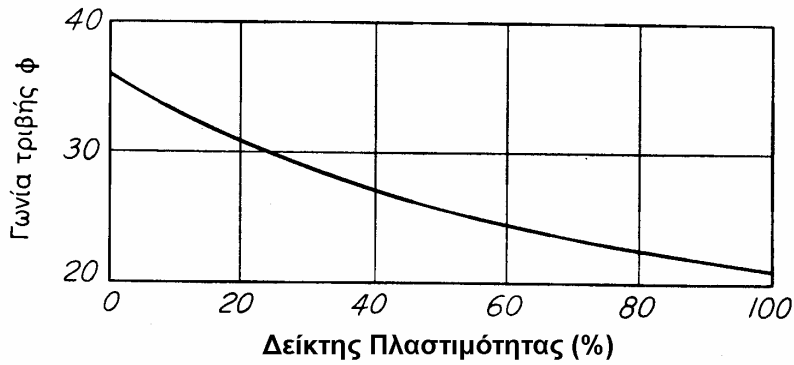
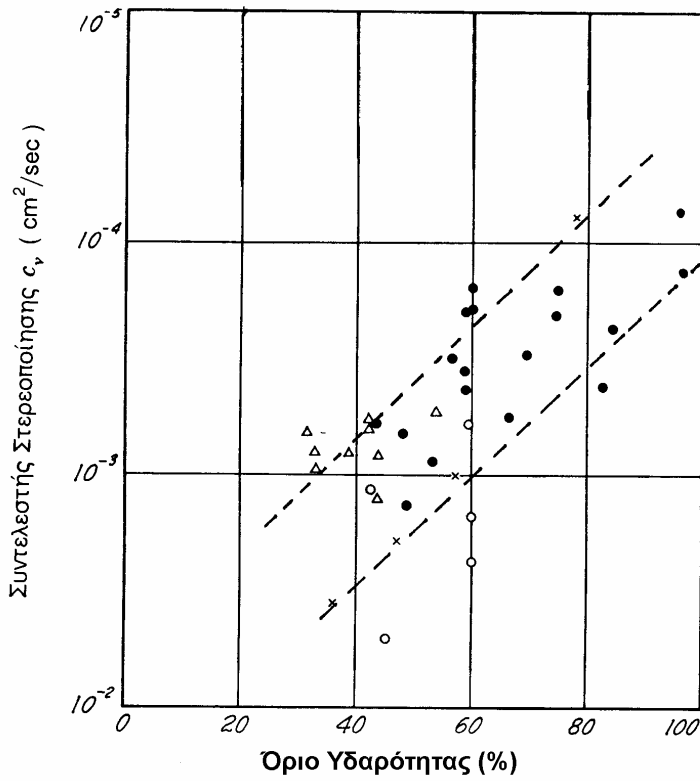
2.5 Συσχετίσεις Μεταξύ Φυσικών Χαρακτηριστικών και Μηχανικών Ιδιοτήτων

Κατά καιρούς έχουν προταθεί ποικίλες εμπειρικές συσχετίσεις μεταξύ των φυσικών χαρακτηριστικών των εδαφών και των μηχανικών τους ιδιοτήτων. Μερικές από αυτές παρουσιάζονται στα επόμενα σχήματα. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι



Σχ. 2.12: Χάρτης Πλαστιμότητας του Casagrande

συσχετίσεις αυτές έχουν αναπτυχθεί με βάση πειράματα σε **ορισμένους** τύπους εδαφών. Κατά συνέπεια, η γενικευμένη χρήση τους για οιονδήποτε τύπο εδάφους και υπό οποιεσδήποτε συνθήκες είναι δυνατόν να οδηγήσει σε εσφαλμένες εκτιμήσεις των μηχανικών ιδιοτήτων των εδαφών. Τέλος, οι συσχετίσεις αυτές θα πρέπει να χρησιμοποιούνται **μόνον για προκαταρκτικές εκτιμήσεις** και να επαληθεύονται με κατάλληλα πειράματα σε δείγματα του υπό μελέτη εδάφους.



Π Ι Ν Α Κ Α Σ 2.1

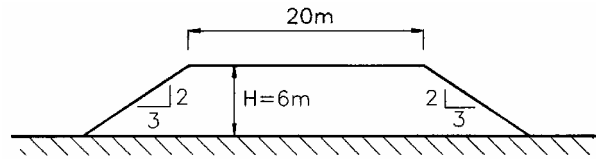
ΕΝΙΑΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ (USCS)

ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ εδάφη: < 50% διέρχεται από το Νο. 200	ΧΑΛΙΚΕΣ: < 50% του χονδροκόκκου κλάσματος διέρχεται από το Νο. 4	ΚΑΘΑΡΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: < 5% διέρχεται από το Νο. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u > 4$	GW	
			ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u < 4$	GP	
ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ εδάφη: < 50% διέρχεται από το Νο. 200	ΑΜΜΟΙ: > 50% του χονδροκόκκου κλάσματος διέρχεται από το Νο. 4	ΧΑΛΙΚΕΣ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το Νο. 200	ΙΛΥΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: κάτω από τη γραμμή A, ή $I_p < 4$	GM	
			ΑΡΓΙΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: πάνω από τη γραμμή A, ή $I_p > 7$	GC	
			ΚΑΘΑΡΕΣ ΑΜΜΟΙ: < 5% διέρχεται από το Νο. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u > 6$	SW
			ΑΜΜΟΙ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το Νο. 200	ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u < 6$	SP
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ εδάφη: > 50% διέρχεται από το Νο. 200	εδάφη ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L < 50\%$	ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A	ΙΛΥΩΔΕΙΣ ΑΜΜΟΙ: κάτω από τη γραμμή A, ή $I_p < 5$	SM	
			ΑΡΓΙΩΔΕΙΣ ΑΜΜΟΙ: πάνω από τη γραμμή A, ή $I_p > 7$	SC	
			ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	CL	
			ΙΛΕΙΣ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	ML	
Κυρίως ΟΡΓΑΝΙΚΑ υλικά	εδάφη ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L > 50\%$	ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A	ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ ή ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OL	
			ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	CH	
			ΙΛΕΙΣ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	MH	
			ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ ή ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OH	

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 2.1

Πρόκειται να κατασκευασθεί επίχωμα αυτοκινητοδρόμου, μήκους 2000 μέτρων, με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που φαίνονται στο Σχήμα 2.1-1. Για την κατασκευή του επιχώματος εντοπίστηκε μία περιοχή (δανειοθάλαμος), στην οποία τα επιτόπου υλικά έχουν τα εξής χαρακτηριστικά: Πυκνότητα: $\rho = 1.85 \text{ Mg/m}^3$, Υγρασία: $w = 9\%$, Πυκνότητα στερεών κόκκων: $\rho_\sigma = 2.70 \text{ Mg/m}^3$. Το μέσο πάχος της απολήψιμης στρώσης του δανειοθαλάμου είναι 18 μέτρα.



Σχήμα 2.1-1: Παράδειγμα 2.1

Από εργαστηριακές δοκιμές συμπύκνωσης του εδαφικού υλικού του δανειοθαλάμου προέκυψε ότι το επίχωμα πρέπει να κατασκευασθεί με υγρασία $w' = 12\%$ και να συμπυκνωθεί, ώστε η ξηρή πυκνότητα του συμπυκνωμένου υλικού να είναι $\rho_\xi = 1.90 \text{ Mg/m}^3$.

Ζητούνται:

1. Πόση έκταση του δανειοθαλάμου πρέπει να απαλλοτριωθεί (δηλαδή να καταστεί διαθέσιμη προς απόληψη εδαφικού υλικού για την κατασκευή του επιχώματος).
2. Πόσος όγκος νερού πρέπει να προστεθεί στο υλικό του δανειοθαλάμου κατά τη συμπύκνωση του επιχώματος, ώστε να επιτευχθεί η απαιτούμενη υγρασία (12%).

Λύση:

1. Από τη γεωμετρία της διατομής του επιχώματος προκύπτει το μήκος της βάσης του: $20 + 2 \times 9 = 38 \text{ m}$, το εμβαδόν της διατομής του: $0.5 \times (20 + 38) \times 6 = 174 \text{ m}^2$ και ο συνολικός όγκος του επιχώματος: $V' = 174 \times 2000 = 348000 \text{ m}^3$.

Για το συμπυκνωμένο υλικό του επιχώματος, επίσης, ισχύει:

$$\rho'_\xi = \rho_\sigma \frac{1}{1+e'} \Rightarrow 1.90 = 2.70 \frac{1}{1+e'} \Rightarrow e' = 0.421$$

δηλαδή: $V'_\kappa / V'_\sigma = 0.421$. Επιπλέον, όμως: $V' = 348000 = V'_\kappa + V'_\sigma$. Επιλύοντας, προκύπτει ότι: $V'_\kappa = 103102 \text{ m}^3$, $V'_\sigma = 244898 \text{ m}^3$.

Επειδή κατά τη συμπύκνωση του υλικού του δανειοθαλάμου για την κατασκευή του επιχώματος ο όγκος των στερεών κόκκων δεν μεταβάλλεται, ισχύει: $V_\sigma = V'_\sigma = 244898 \text{ m}^3$. Επίσης, για το υλικό του δανειοθαλάμου ισχύει:

$$\rho = \rho_\sigma \left(\frac{1+w}{1+e} \right) \Rightarrow 1.85 = 2.70 \frac{1+0.09}{e} \Rightarrow e = 0.591$$

δηλαδή $V_\kappa / V_\sigma = 0.591$ και συνεπώς: $V_\kappa = 0.591 \times 244898 = 144735 \text{ m}^3$.

Με βάση τα ανωτέρω, ο όγκος του υλικού του δανειοθαλάμου που απαιτείται είναι: $V = V_\kappa + V_\sigma = 144735 + 244898 = 389633 \text{ m}^3$ και συνεπώς, η έκταση του δανειοθαλάμου που πρέπει να απαλλοτριωθεί είναι: $A = 389633 / 18 = 21646 \text{ m}^2$, δηλαδή περί τα 22 στρέμματα.

2. Ο όγκος του νερού (V_w) που περιέχεται στον όγκο V του υλικού του δανειοθαλάμου προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$w = \frac{M_w}{M_\sigma} = \frac{V_w \rho_w}{V_\sigma \rho_\sigma} \Rightarrow V_w = w V_\sigma \frac{\rho_\sigma}{\rho_w}$$

$$\text{δηλαδή: } V_w = 0.09 \times 244898 \times \frac{2.70}{1.00} = 59510 \text{ m}^3.$$

Ο όγκος του νερού που περιέχεται στο συμπυκνωμένο επίχωμα είναι (από την ίδια σχέση):

$$V'_w = 0.12 \times 244898 \times \frac{2.70}{1.00} = 79347 \text{ m}^3.$$

Συνεπώς, ο όγκος του νερού που πρέπει να προστεθεί στο υλικό του δανειοθαλάμου είναι:

$$\Delta V_w = 79347 - 59510 = 19837 \text{ m}^3.$$

Παράδειγμα 2.2

Λόγω της εγγενούς ανομοιομορφίας των εδαφικών υλικών, αλλά και των τυχαίων σφαλμάτων κατά τη δειγματοληψία και την εκτέλεση των εργαστηριακών και επιτόπου δοκιμών σε εδαφικά δείγματα, τα αποτελέσματα των δοκιμών ακόμη και σε φαινομενικώς όμοια δείγματα (π.χ. δείγματα από γειτονικές θέσεις) σχεδόν πάντοτε διαφέρουν. Συνεπώς, κατά την επεξεργασία και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των δοκιμών Εδαφομηχανικής, είναι συχνά απαραίτητη η χρησιμοποίηση μεθόδων της **Στατιστικής**, ώστε:

- (α) να ελαχιστοποιηθεί η αβεβαιότητα στην εκτίμηση των τιμών των εδαφικών παραμέτρων και
- (β) να εκτιμηθεί η πιθανότητα οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων να περιέχονται σε κάποια αποδεκτά όρια.

Στα επόμενα παρουσιάζονται δύο από τις μεθόδους της Στατιστικής που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε εκτιμήσεις των τιμών των εδαφικών παραμέτρων με βάση τα αποτελέσματα δοκιμών Εδαφομηχανικής. Αυτές είναι: (α) η **σημειακή εκτίμηση** και (β) η **εκτίμηση διαστήματος εμπιστοσύνης**. Οι μέθοδοι αυτές αναπτύσσονται στο ακόλουθο παράδειγμα:

Για την εκτίμηση των ορίων Atterberg μιας αργίλου εκτελέστηκαν 16 εργαστηριακές δοκιμές σε δείγματα της αργίλου από γειτονικές θέσεις. Επειδή τα δείγματα έχουν ληφθεί από γειτονικές θέσεις, μπορεί να θεωρηθεί ότι ανήκουν στο ίδιο υλικό (δηλαδή στον ίδιο **πληθυσμό** κατά την ορολογία της Στατιστικής). Τα αποτελέσματα των δοκιμών προσδιορισμού των ορίων Atterberg φαίνονται στον ακόλουθο Πίνακα 2.2-1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2-1

Δείγμα	Όριο υδαρότητας LL (%)	Όριο πλαστιμότητας PL (%)	Δείκτης πλαστιμότητας PI (%)
1	31	14	17
2	35	16	19
3	36	15	21
4	34	14	20
5	32	17	15
6	31	16	15
7	37	18	19
8	33	12	21
9	34	15	19
10	38	14	24
11	30	13	17
12	36	17	19
13	33	12	21
14	32	11	21
15	35	16	19
16	34	15	19
Μέσος όρος:	33.81	14.69	19.12
Τυπική Απόκλιση:	2.33	1.97	2.38

Στον Πίνακα 2.2-1, ο δείκτης πλαστιμότητας υπολογίστηκε από τη σχέση ορισμού του: $PI = LL - PL$. Ο μέσος όρος (\bar{x}) και η αντίστοιχη τυπική απόκλιση (s) υπολογίστηκαν από τις γνωστές σχέσεις της Στατιστικής:

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i$$

$$s^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2$$

όπου $N = 16$ είναι το μέγεθος του στατιστικού δείγματος.

Το πρώτο μέγεθος που μπορεί να προσδιορισθεί με τις μεθόδους της στατιστικής είναι η "**σημειακή εκτίμηση**". Ζητείται, δηλαδή, να προσδιορισθεί η πιθανότητα η τιμή της παραμέτρου που μετράται σε μία δοκιμή να είναι μικρότερη (ή μεγαλύτερη) από κάποια συγκεκριμένη τιμή. Στο ανωτέρω παράδειγμα, π.χ., ζητείται να προσδιορισθεί η πιθανότητα ο δείκτης πλαστιμότητας που προκύπτει από μία δοκιμή να είναι μεγαλύτερος του 24%. Το πρόβλημα αυτό μπορεί να ανακύψει, π.χ., εάν το συγκεκριμένο εδαφικό υλικό πρόκειται να χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή επιχωμάτων οδοποιίας και η σχετική προδιαγραφή δεν επιτρέπει τη χρήση υλικών με δείκτη πλαστιμότητας μεγαλύτερο του 24% (επειδή τα πολύ πλάστιμα υλικά δεν συμπυκνώνονται ικανοποιητικά). Επειδή, όμως, οι ιδιότητες όλων των εδαφικών υλικών παρουσιάζουν μία τυχαία μεταβλητότητα, το όριο του 24% δεν μπορεί να επιβληθεί απόλυτα (δηλαδή: **όλα** τα δείγματα να έχουν $PI < 24\%$), αλλά θα πρέπει να γίνει δεκτή κάποια μικρή πιθανότητα τα αποτελέσματα μίας δοκιμής να δώσουν $PI > 24\%$. Πρέπει, λοιπόν, με βάση τα αποτελέσματα μιας σειράς μετρήσεων (όπως οι 16 δοκιμές στο συγκεκριμένο παράδειγμα), να εκτιμηθεί η πιθανότητα υπέρβασης του 24% και να ελεγχθεί εάν η τιμή της πιθανότητας αυτής είναι αρκετά μικρή, ώστε να γίνει αποδεκτή.

Για να προσδιορισθεί η ανωτέρω πιθανότητα, πρέπει να γίνει κάποια παραδοχή για την κατανομή των ορίων Atterberg στο εδαφικό υλικό. Είναι συνήθης η παραδοχή ότι τα όρια Atterberg (αλλά και γενικότερα οι περισσότερες ιδιότητες των υλικών) ακολουθούν την **Κανονική Κατανομή**. Στην περίπτωση αυτή, η πιθανότητα η τιμή μιας παραμέτρου x (του δείκτη πλαστιμότητας στο συγκεκριμένο παράδειγμα) να υπερβαίνει την τιμή x_o (το 24%) είναι:

$$p[x > x_o] = p\left[\frac{x - \bar{x}}{s} > \frac{x_o - \bar{x}}{s}\right] = p\left[z > \frac{24 - 19.12}{2.38}\right] = p[z > 2.05] = 0.02 = 2\%$$

Η ανωτέρω τιμή 2% προσδιορίστηκε από τους γνωστούς πίνακες της τυποποιημένης κανονικής κατανομής, δεδομένου ότι η ποσότητα $z \equiv (x - \bar{x})/s$ ακολουθεί την τυποποιημένη κανονική κατανομή.

Συνεπώς, μόνο 2% των δειγμάτων του εδαφικού υλικού (δηλαδή 2% του υλικού) έχει δείκτη πλαστιμότητας μεγαλύτερο του 24%. Το ανωτέρω ποσοστό (2%) είναι αρκετά μικρό, οπότε το συγκεκριμένο εδαφικό υλικό μπορεί να θεωρηθεί ότι πληρεί τη σχετική προδιαγραφή ($PI < 24\%$) και συνεπώς μπορεί να χρησιμοποιηθεί σαν υλικό κατασκευής του συγκεκριμένου επιχώματος οδοποιίας.

Ένα άλλο χρήσιμο μέγεθος είναι η εκτίμηση του "**διαστήματος εμπιστοσύνης**" μιας εδαφικής παραμέτρου, δηλαδή το πιθανό εύρος διακύμανσης της τιμής μιας παραμέτρου του εδαφικού υλικού (με συγκεκριμένη πιθανότητα).

Στο παράδειγμα αυτό, ζητείται να προσδιορισθεί το πιθανό εύρος διακύμανσης του δείκτη πλαστιμότητας με πιθανότητα 90%, δηλαδή ζητούνται ένα κατώτερο και ένα ανώτερο όριο, ώστε να υπάρχει 90% πιθανότητα ο (μέσος) δείκτης πλαστιμότητας του υλικού να κείται μεταξύ των ορίων αυτών. Για τον προσδιορισμό του ζητούμενου διαστήματος εμπιστοσύνης, γίνεται και πάλι η (συνήθης) παραδοχή ότι ο δείκτης πλαστιμότητας του εδαφικού υλικού ακολουθεί την κανονική κατανομή. Επιπλέον, χρησιμοποιείται το θεώρημα

της στατιστικής που ορίζει ότι εάν μία παράμετρος (x) ακολουθεί την κανονική κατανομή με μέση τιμή (μ), και σε ένα δείγμα πλήθους (N) μετρήθηκε μέσος όρος (\bar{x}) και τυπική απόκλιση (s), τότε η παράμετρος:

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{s/\sqrt{N}} \quad (2.2-1)$$

ακολουθεί την τυποποιημένη κατανομή t-Student, με $(N-1)$ βαθμούς ελευθερίας.

Με βάση τα ανωτέρω, ζητείται το διάστημα εμπιστοσύνης $[-t_o, t_o]$, για το οποίο: $p[-t_o < t < t_o] = 0.90$. Από τους πίνακες της κατανομής Student με 15 βαθμούς ελευθερίας ($N = 16$ στο συγκεκριμένο παράδειγμα) προκύπτει ότι για πιθανότητα 90% είναι: $t_o = 1.753$. Επομένως: $-t_o < t < t_o$ ή, ισοδύναμα (λόγω της σχέσης 2.2-1):

$$-t_o < \frac{\bar{x} - \mu}{s/\sqrt{N}} < t_o$$

ή, ισοδύναμα:

$$\bar{x} - t_o \frac{s}{\sqrt{N}} < \mu < \bar{x} + t_o \frac{s}{\sqrt{N}} \quad (2.2-2)$$

$$\text{οπότε: } 19.12 - 1.753 \times \frac{2.38}{\sqrt{16}} < \mu < 19.12 + 1.753 \times \frac{2.38}{\sqrt{16}}$$

ή: $18.08 < \mu < 20.16$. Συνεπώς, ο δείκτης πλαστιμότητας του συγκεκριμένου εδαφικού υλικού κυμαίνεται μεταξύ του 18% και του 20% με πιθανότητα 90%.

Είναι ενδιαφέρον να προσδιορισθεί ο απαιτούμενος αριθμός δοκιμών, ώστε ο δείκτης πλαστιμότητας να κείται και πάλι μεταξύ 18% και 20%, αλλά με αυξημένη πιθανότητα 99% (δηλαδή μόνον το 1% του εδαφικού υλικού να έχει δείκτη πλαστιμότητας εκτός των ορίων 18% - 20%). Προφανώς, θεωρείται ότι το νέο πλήθος των δοκιμών δίνει την ίδια μέση τιμή και τυπική απόκλιση με το προηγούμενο.

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, η τιμή του t_o για πιθανότητα 99% είναι $t'_o = 2.60$ (χρησιμοποιήθηκε ένας μεγάλος αριθμός βαθμών ελευθερίας, επειδή προφανώς το νέο πλήθος των δοκιμών είναι πολύ μεγαλύτερο από 16). Το διάστημα εμπιστοσύνης είναι το ίδιο, άρα (βλέπε και σχέση 2.2-2):

$$\bar{x} - t_o \frac{s}{\sqrt{N}} = \bar{x} - t'_o \frac{s}{\sqrt{N'}}$$

όπου N' είναι το ζητούμενο πλήθος δοκιμών ή, ισοδύναμα:

$$N' = N \left(\frac{t'_o}{t_o} \right)^2 = 16 \times \left(\frac{2.60}{1.753} \right)^2 = 35$$

Συνεπώς, για να αυξηθεί η πιθανότητα του διαστήματος εμπιστοσύνης του δείκτη πλαστιμότητας από 90% σε 99%, θα πρέπει να γίνουν 35 δοκιμές προσδιορισμού των ορίων Atterberg αντί των αρχικών 16.

Τέλος, μια άλλη εφαρμογή της στατιστικής στην Εδαφομηχανική είναι ο προσδιορισμός των λεγόμενων "**χαρακτηριστικών τιμών**" των εδαφικών παραμέτρων. Η χαρακτηριστική τιμή μιας παραμέτρου είναι η τιμή εκείνη, την οποία υπερβαίνει (ή είναι μικρότερο από αυτήν) μόνον το 5% των μετρήσεων. Έτσι, π.χ., η χαρακτηριστική τιμή της γωνίας τριβής (φ_c) ενός υλικού είναι η τιμή εκείνη, **μικρότερη** από την οποία δίνει μόνον το 5% των δοκιμών (δηλαδή το 95% των δοκιμών δίνουν γωνία τριβής μεγαλύτερη από τη φ_c). Αντίθετα, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη συμπίεσης (C_c) είναι η τιμή εκείνη, **μεγαλύτερη** από την οποία δίνει μόνον το 5% των δοκιμών. Γενικότερα, η "**μεγαλύτερη**" τιμή χρησιμοποιείται για τις εδαφικές παραμέτρους για τις οποίες, όταν η τιμή τους αυξάνει, ο κίνδυνος αστοχίας αυξάνει (όπως π.χ. ο δείκτης συμπίεσης), ενώ η "**μικρότερη**" τιμή

χρησιμοποιείται για τις εδαφικές παραμέτρους για τις οποίες, όταν η τιμή τους μειώνεται, ο κίνδυνος αστοχίας αυξάνει (όπως π.χ. η γωνία τριβής).

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο προσδιορισμός των χαρακτηριστικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων απαιτείται και από τον υπό σύνταξη Ευρωπαϊκό Κανονισμό Γεωτεχνικής (EC-7). Ειδικότερα, ο Ευρωπαϊκός Κανονισμός απαιτεί να χρησιμοποιούνται οι **χαρακτηριστικές τιμές** των εδαφικών παραμέτρων κατά τον σχεδιασμό των έργων αντί των **μέσων τιμών** που χρησιμοποιούνται από τους παλαιότερους Κανονισμούς.

Στα επόμενα παρουσιάζονται δύο μέθοδοι για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής μιας παραμέτρου (του δείκτη πλαστιμότητας στο συγκεκριμένο παράδειγμα), με βάση τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών που φαίνονται στον Πίνακα 2.2-1. Επειδή η ποιότητα ενός εδαφικού υλικού υποβαθμίζεται όταν ο δείκτης πλαστιμότητας (PI) αυξάνει, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη πλαστιμότητας (PI_c) είναι εκείνη από την οποία μόνον το 5% του υλικού έχει μεγαλύτερη τιμή, δηλαδή: $p [PI > PI_c] = 0.05$.

Έστω, λοιπόν, ότι η παράμετρος x (ο δείκτης πλαστιμότητας στην προκειμένη περίπτωση) έχει μέση τιμή (μ). Για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής της παραμέτρου x έγιναν N το πλήθος δοκιμές, οι οποίες έδωσαν μέση τιμή (\bar{x}) και τυπική απόκλιση (s). Για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής (x_c) της παραμέτρου (x) διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

(α) **Όταν διατίθεται ικανός αριθμός δοκιμών** (π.χ. $N > 10$)

Στην περίπτωση αυτή, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η παράμετρος:

$$t = \frac{\bar{x} - \mu}{s/\sqrt{N}}$$

ακολουθεί την κατανομή t-Student με $N - 1$ βαθμούς ελευθερίας και συνεπώς, προσδιορίζεται η τιμή t_c , ώστε: $p[t > t_c] = 0.05$. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα, $N = 16$ και συνεπώς, $t_c = 1.753$. Η ζητούμενη χαρακτηριστική τιμή της παραμέτρου (x_c) δίνεται από τη σχέση:

$$\frac{\bar{x} - x_c}{s/\sqrt{N}} = t_c$$

ή, ισοδύναμα:

$$\bar{x} = x_c \pm t_c \frac{s}{\sqrt{N}} \quad (2.2-3)$$

Επειδή για το δείκτη πλαστιμότητας ζητείται η **μεγαλύτερη** τιμή, ισχύει το θετικό πρόσημο, και συνεπώς:

$$x_c = \bar{x} + t_c \frac{s}{\sqrt{N}} = 19.12 + 1.753 \times \frac{2.38}{\sqrt{16}} = 20.16$$

Συνεπώς, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη πλαστιμότητας είναι $PI_c = 20.16\%$, ενώ η μέση τιμή του δείκτη πλαστιμότητας από το συγκεκριμένο δείγμα είναι 19.12% .

Σημείωση: Η χαρακτηριστική τιμή μιας παραμέτρου για την οποία ζητείται η **μικρότερη** τιμή προκύπτει από τη σχέση (2.2-3) με χρήση του αρνητικού προσήμου. Π.χ., η χαρακτηριστική τιμή της γωνίας τριβής είναι:

$$\varphi_c = \bar{\varphi} - t_c \frac{s}{\sqrt{N}}$$

όπου $\bar{\varphi}$ είναι η μέση τιμή των δοκιμών (πλήθους N) και s η τυπική του απόκλιση.

(β) **Όταν διατίθεται μικρός αριθμός δοκιμών** (π.χ. $N < 10$)

Στην περίπτωση αυτή, η χρήση της κατανομής Student δεν είναι αξιόπιστη (επειδή οι βαθμοί ελευθερίας είναι πολύ λίγοι), αλλά συνιστάται η χρήση της ανισότητας Chebyshev, η οποία για συμμετρική κατανομή με μία μέγιστη τιμή ορίζει ότι:

$$p\left[\mu > \bar{x} + h \frac{s}{\sqrt{N}}\right] = \frac{2}{9h^2}$$

οπότε, εάν: $2/9h^2 = 0.05$, τότε: $h = 2.11$, και:

$$\text{για το δείκτη πλαστιμότητας: } x_c = \bar{x} + h \frac{s}{\sqrt{N}}$$

$$\text{ενώ για τη γωνία τριβής: } x_c = \bar{x} - h \frac{s}{\sqrt{N}}$$

Εφαρμογή:

Εάν για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του δείκτη πλαστιμότητας χρησιμοποιηθούν μόνον οι πρώτες πέντε δοκιμές του Πίνακα 2.2-1, που έδωσαν τιμές: 17%, 19%, 21%, 20%, 15% και έχουν μέσο όρο: $\bar{x} = 18.4\%$ και τυπική απόκλιση: $s = 5.8\%$, η χαρακτηριστική τιμή του δείκτη πλαστιμότητας είναι:

$$PI_c = 18.4 + 2.11 \times \frac{5.8}{\sqrt{5}} = 23.9 \%$$

Η τιμή αυτή είναι μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική τιμή που προσδιορίστηκε όταν ο αριθμός των δοκιμών ήταν 15 ($PI_c = 20.16\%$), γεγονός που αναμένεται, επειδή όσο μειώνεται το μέγεθος του δείγματος τόσο αυξάνει η αβεβαιότητα στον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής.

Παράδειγμα 2.3

1. Ένα δείγμα εδαφικού υλικού τοποθετείται σε δοχείο (κάψα) και ζυγίζεται. Η μάζα του δείγματος και της κάψας είναι 50.70 gr. Στη συνέχεια, το εδαφικό δείγμα (μέσα στην κάψα) τοποθετείται σε κλίβανο και ξηραίνεται σε θερμοκρασία 105°C επί 24 ώρες. Μετά την ξήρανση, το δείγμα και η κάψα ζυγίζονται και έχουν μάζα 45.99 gr. Η μάζα της κάψας είναι 18.90 gr. Να προσδιορισθεί η υγρασία του εδαφικού δείγματος.

2. Ένα άλλο δείγμα του ίδιου υλικού ζυγίζει 37.6 gr (χωρίς την κάψα). Για να ευρεθεί ο όγκος του (δεδομένου ότι έχει ακανόνιστο σχήμα), το δείγμα εμβαπτίζεται σε παραφίνη (πυκνότητα παραφίνης = 0.90 gr/cm³) και επικαλύπτεται με στρώμα παραφίνης. Το δείγμα και η παραφίνη που το επικαλύπτει ζυγίζονται και έχουν μάζα 40.9 gr. Στη συνέχεια, το δείγμα (όπως είναι καλυμμένο με παραφίνη) εμβαπτίζεται στο νερό και ζυγίζεται μέσα στο νερό, οπότε το υπό άνωση βάρος του είναι 16.5 gr. Εάν είναι γνωστό ότι η πυκνότητα των στερεών κόκκων του εδαφικού δείγματος είναι 2.70 Mg/m³, να προσδιορισθούν:

- Ο όγκος του εδαφικού δείγματος.
- Η πυκνότητα του εδαφικού δείγματος.
- Η ξηρή πυκνότητα του εδαφικού δείγματος.
- Το πορώδες και ο δείκτης πόρων του εδαφικού δείγματος.
- Ο βαθμός κορεσμού του εδαφικού δείγματος.

Λύση:

1. Μάζα του υγρού εδαφικού δείγματος:

$$M = 50.70 - 18.90 = 31.80 \text{ gr}$$

Μάζα του ξηρού εδαφικού δείγματος:

$$M_x = 45.99 - 18.90 = 27.09 \text{ gr}$$

Συνεπώς, η μάζα του νερού που αφαιρέθηκε (εξατμίσθηκε) με την ξήρανση είναι:

$$M_v = 31.8 - 27.09 = 4.71 \text{ gr}$$

οπότε η υγρασία του δείγματος είναι:

$$w = \frac{M_v}{M_\xi} = \frac{4.71}{27.09} = 0.174 = 17.4 \%$$

2.(α) Η μάζα της παραφίνης που επικαλύπτει το εδαφικό δείγμα είναι:

$$M_\pi = 40.90 - 37.60 = 3.30 \text{ gr}$$

και ο όγκος της παραφίνης:

$$V_\pi = \frac{M_\pi}{\rho_\pi} = \frac{3.30}{0.90} = 3.67 \text{ cm}^3$$

Το βάρος του νερού που εκτοπίζει το εδαφικό δείγμα (με την επικάλυψη παραφίνης) ισούται με την απώλεια βάρους κατά τη βύθιση στο νερό. Επιπλέον, ο όγκος του νερού που εκτοπίζεται είναι ίσος με τον όγκο του εδαφικού δείγματος και της παραφίνης. Οπότε, εάν V είναι ο όγκος του εδαφικού δείγματος:

$$V + 3.67 = \frac{40.9 - 16.5}{1}$$

δηλαδή: $V = \underline{20.73 \text{ cm}^3}$

Σημείωση: Η επικάλυψη του εδαφικού δείγματος με παραφίνη γίνεται για να μην εισχωρήσει το νερό στους πόρους του εδαφικού δείγματος κατά τη βύθισή του στο νερό.

(β) Η πυκνότητα του εδαφικού δείγματος είναι:

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{37.60}{20.73} = \underline{1.814 \text{ Mg/m}^3}$$

(γ) Η μάζα του ξηρού εδαφικού δείγματος είναι:

$$M_\xi = \frac{M}{1+w} = \frac{37.60}{1+0.174} = 32.03 \text{ gr}$$

οπότε η ξηρή πυκνότητα είναι:

$$\rho_\xi = \frac{M_\xi}{V} = \frac{32.03}{20.73} = \underline{1.545 \text{ Mg/m}^3}$$

(δ) Υπολογισμός του δείκτη πόρων e :

$$\rho_\xi = \rho_\sigma \frac{1}{1+e} \Rightarrow e = \frac{\rho_\sigma}{\rho_\xi} - 1$$

δηλαδή: $e = 2.70 / 1.545 - 1 = \underline{0.748}$.

Υπολογισμός του πορώδους n :

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.748}{1+0.748} = \underline{0.428}$$

(ε) Υπολογισμός του βαθμού κορεσμού S :

$$\rho_\sigma w = S e \rho_w \Rightarrow S = \frac{\rho_\sigma w}{e \rho_w}$$

δηλαδή: $S = \frac{2.70 \times 0.174}{0.748 \times 1} = 0.628 = \underline{62.8 \%}$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΤΑΣΕΙΣ ΣΤΟ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

3.1 Εισαγωγή

Η λεπτομερής περιγραφή της μετάδοσης τάσεων στο εσωτερικό των εδαφικών μαζών είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη λόγω της ασυνεχούς φύσης του εδάφους. Στα επόμενα συνοψίζονται κατ' αρχήν οι βασικές έννοιες ορισμού των τάσεων σε συνεχή μέσα (γνωστές ήδη από τη Μηχανική) και στη συνέχεια γενικεύονται και επεκτείνονται οι έννοιες αυτές, για να περιγραφεί η μετάδοση τάσεων στις εδαφικές μάζες.

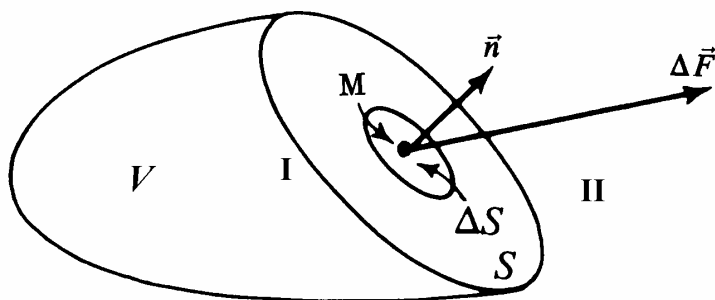
3.2 Τάση σε Σημείο Συνεχούς Μέσου

Το Σχήμα 3.1 παρουσιάζει μια στοιχειώδη επίπεδη επιφάνεια ΔS , που διέρχεται από τυχόν σημείο M στο εσωτερικό του όγκου (V) που καταλαμβάνεται από ένα συνεχές μέσον. Η επιφάνεια αυτή, που ορίζεται από το κάθετο μοναδιαίο διάνυσμα \vec{n} , αποτελεί τμήμα της διεπιφάνειας που χωρίζει ιδεατά το σώμα σε δύο τεμάχια. Κατά την επαφή μεταξύ των δύο τεμαχίων καθένα από αυτά ασκεί δυνάμεις στο άλλο, οι οποίες σύμφωνα με το νόμο του Νεύτωνα (δράση = αντίδραση) είναι ίσες και αντίθετες. Το Σχήμα 3.1 παρουσιάζει και τη στοιχειώδη δύναμη $\Delta \vec{F}$, που το τεμάχος I ασκεί στο τεμάχος II μέσω της επιφάνειας ΔS .

Ορίζεται στη συνέχεια η **ανηγμένη δύναμη** \vec{f} που ασκείται σε μια **μοναδιαία** επίπεδη επιφάνεια (με κάθετο διάνυσμα \vec{n}) που διέρχεται από το σημείο M :

$$\vec{f} = \lim \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta S} \quad (\text{όταν το } \Delta S \rightarrow 0)$$

Επειδή, όμως, από το σημείο M διέρχονται άπειρες επίπεδες επιφάνειες, είναι απαραίτητο να προσδιορισθούν οι ελάχιστες πληροφορίες που απαιτούνται, για να υπολογισθεί η ανηγμένη δύναμη σε **τυχούσα** επίπεδη επιφάνεια δια του σημείου M . Αποδεικνύεται ότι αρκεί να είναι γνωστές οι ανηγμένες δυνάμεις $\vec{f}_1, \vec{f}_2, \vec{f}_3$ σε τρία επίπεδα δια του σημείου M ανεξάρτητα μεταξύ τους (που δεν διέρχονται από την ίδια ευθεία). Ειδικότερα, σαν τέτοια επίπεδα μπορούν να θεωρηθούν τα τρία επίπεδα που ορίζονται από τα μοναδιαία διανύσματα $\vec{n}_x, \vec{n}_y, \vec{n}_z$ κατά τις διευθύνσεις των



Σχ. 3.1: Δυνάμεις στο εσωτερικό ενός σώματος

καρτεσιανών αξόνων x, y, z αντίστοιχα. Οι ανηγμένες δυνάμεις επί των επιπέδων αυτών είναι:

$$\begin{aligned} \vec{f}_x &= (\sigma_{xx}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}), \\ \vec{f}_y &= (\sigma_{yx}, \sigma_{yy}, \sigma_{yz}), \\ \vec{f}_z &= (\sigma_{zx}, \sigma_{zy}, \sigma_{zz}), \end{aligned}$$

όπου στην παρένθεση

φαίνονται οι συνιστώσες των ανηγμένων δυνάμεων κατά μήκος των καρτεσιανών αξόνων. Οι συνιστώσες των τριών αυτών ανηγμένων δυνάμεων μπορούν να γραφούν συνοπτικά με τη μορφή:

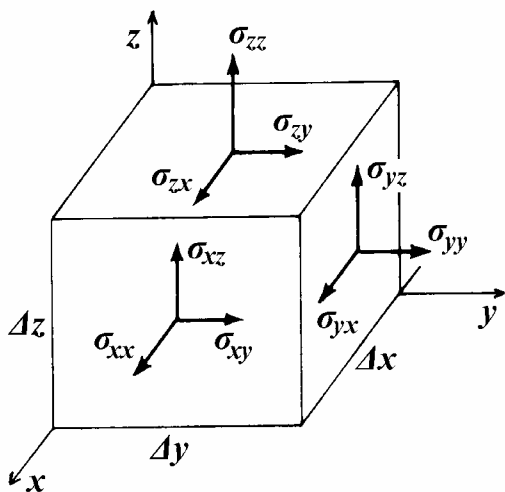
$$\boldsymbol{\sigma} \equiv \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

που ορίζει τον **τανυστή των τάσεων** ($\boldsymbol{\sigma}$) στο σημείο M. Όπως είναι γνωστό από τη Μηχανική, ο τανυστής των τάσεων είναι συμμετρικός και κατά συνέπεια:

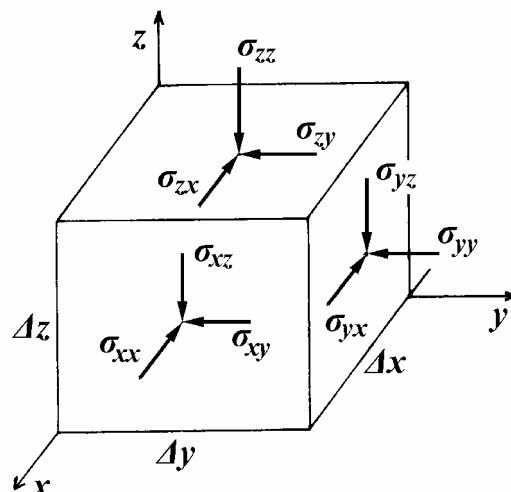
$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji} \quad (i, j = x, y, z)$$

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, ο τανυστής των τάσεων στο σημείο M αρκεί για τον προσδιορισμό της ανηγμένης δύναμης σε τυχόν επίπεδο δια του M. Ειδικότερα, ο τανυστής των τάσεων στο σημείο M συσχετίζει τη διεύθυνση \vec{n} ενός τυχόντος επιπέδου δια του M και τη μοναδιαία δύναμη \vec{f} επί του επιπέδου αυτού με τη σχέση: $\vec{f} = \boldsymbol{\sigma}^T \cdot \vec{n}$, όπου $\boldsymbol{\sigma}^T$ είναι ο ανάστροφος τανυστής τάσεων (που προκύπτει από τον τανυστή $\boldsymbol{\sigma}$ με εναλλαγή γραμμών και στηλών).

Το Σχήμα 3.2 παρουσιάζει τις συνιστώσες του τανυστή των τάσεων στα τρία επίπεδα που είναι κάθετα στους καρτεσιανούς άξονες: οι **ορθές** συνιστώσες είναι κάθετες στα επίπεδα, ενώ οι **διατμητικές** συνιστώσες κείνται επί των επιπέδων. Στο σχήμα είναι σημειωμένες οι θετικές διευθύνσεις των συνιστωσών των τάσεων κατά τη σύμβαση που χρησιμοποιείται στη Μηχανική και θεωρεί σαν θετικές τις ορθές εφελκυστικές τάσεις. Στην Εδαφομηχανική οι συνήθεις ορθές τάσεις είναι οι θλιπτικές, επειδή τα εδάφη, σαν ασυνεχή μέσα, δεν μπορούν γενικά να αναλάβουν εφελκυστικές ορθές τάσεις. Για το λόγο αυτό είναι πρακτικό στην Εδαφομηχανική να θεωρούνται θετικές ορθές τάσεις οι θλιπτικές. Εάν όμως αναστραφούν τα πρόσημα των ορθών τάσεων μόνον, πολλές από τις (γνωστές) εξισώσεις της Μηχανικής θα αλλάξουν μορφή, επειδή μερικοί όροι τους θα αλλάξουν πρόσημο. Για να μη μεταβληθεί η μορφή των εξισώσεων αυτών και ταυτόχρονα να θεωρούνται θετικές οι θλιπτικές ορθές τάσεις, αρκεί να αναστραφεί η σήμανση όλων των συνιστωσών των τάσεων (ορθές και διατμητικές). Έτσι, στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζονται οι θετικές τάσεις σύμφωνα με την **τανυστική σύμβαση της Εδαφομηχανικής**. Κατά τη σύμβαση αυτή οι θετικές τιμές των συνιστωσών του τανυστή των τάσεων ορίζονται ως εξής:



Σχ. 3.2: Θετικές συνιστώσες τάσεων (σύμβαση Μηχανικής)



Σχ. 3.3: Θετικές συνιστώσες τάσεων (σύμβαση Εδαφομηχανικής)

1. Επί των "θετικών" επιπέδων (δηλαδή των επιπέδων στα οποία το κάθετο διάνυσμα είναι ομόρροπο προς τη θετική διεύθυνση των αξόνων) θετικές τάσεις είναι οι τάσεις με διεύθυνση αντίρροπη προς τις διευθύνσεις των αξόνων. Στο Σχήμα 3.3 είναι σημειωμένες οι θετικές διευθύνσεις των τάσεων επί των "θετικών" επιπέδων.
2. Επί των "αρνητικών" επιπέδων (δηλαδή των επιπέδων στα οποία το κάθετο διάνυσμα είναι αντίρροπο προς τη θετική διεύθυνση των αξόνων) θετικές τάσεις είναι οι τάσεις με διεύθυνση ομόρροπη προς τις διευθύνσεις των αξόνων. Στο Σχήμα 3.3 τα τρία αρνητικά επίπεδα είναι οι τρεις έδρες του κύβου στις οποίες δεν είναι σημειωμένες τάσεις. Οι θετικές διευθύνσεις των τάσεων αυτών θα ήταν αντίθετες από τις σημειωμένες επί των "θετικών" επιπέδων.

3.3 Επίπεδη Παραμόρφωση - Κύκλος του Mohr

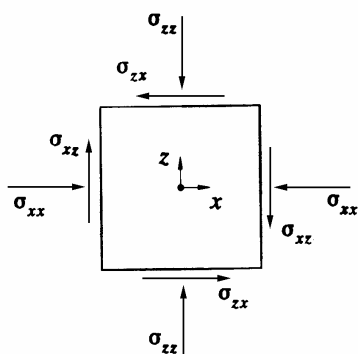
Η κατάσταση της επίπεδης παραμόρφωσης είναι αρκετά συνήθης στην Εδαφομηχανική και αναφέρεται σε περιπτώσεις, κατά τις οποίες οι συνιστώσες των τάσεων δεν μεταβάλλονται κατά τη διεύθυνση ενός άξονα (π.χ. του y), όπως φράγματα, επιχώματα και άλλες επιμήκεις κατασκευές. Στην περίπτωση αυτή ισχύει $\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = \sigma_{yz} = \sigma_{zy} = 0$ και επιπλέον, η τάση σ_{yy} προσδιορίζεται από τους κινηματικούς περιορισμούς του προβλήματος. Συνεπώς, οι τάσεις που ενδιαφέρουν είναι πλέον μόνον οι σ_{xx}, σ_{zz} και $\sigma_{xz} = \sigma_{zx}$, που μπορούν να γραφούν συνοπτικά με την απλούστερη μορφή:

$$\sigma \equiv \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

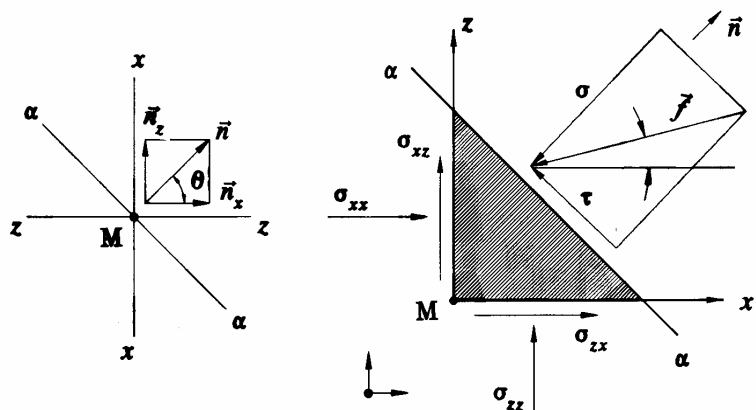
Στο Σχήμα 3.4 είναι σημειωμένες οι θετικές διευθύνσεις των τάσεων αυτών επί των "θετικών" και "αρνητικών" επιπέδων κατά την τανυστική σύμβαση της Εδαφομηχανικής. Στην περίπτωση της επίπεδης παραμόρφωσης, η ανηγμένη δύναμη \vec{f} σε τυχόν επίπεδο ($\alpha\alpha$), παράλληλο προς τον άξονα y , με κάθετο μοναδιαίο διάνυσμα $\vec{n} = \vec{n}_x + \vec{n}_z = (\cos\theta, \sin\theta)$ (βλέπε Σχήμα 3.5), έχει ορθή (κάθετη στο επίπεδο) συνιστώσα (σ) και διατμητική (επί του επιπέδου) συνιστώσα (τ), που δίνονται από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{xx} \cos^2 \theta + \sigma_{zz} \sin^2 \theta + 2\sigma_{xz} \sin \theta \cos \theta \\ \tau &= (\sigma_{xx} - \sigma_{zz}) \sin \theta \cos \theta + \sigma_{xz} (\sin^2 \theta - \cos^2 \theta) \end{aligned} \quad (3.1)$$

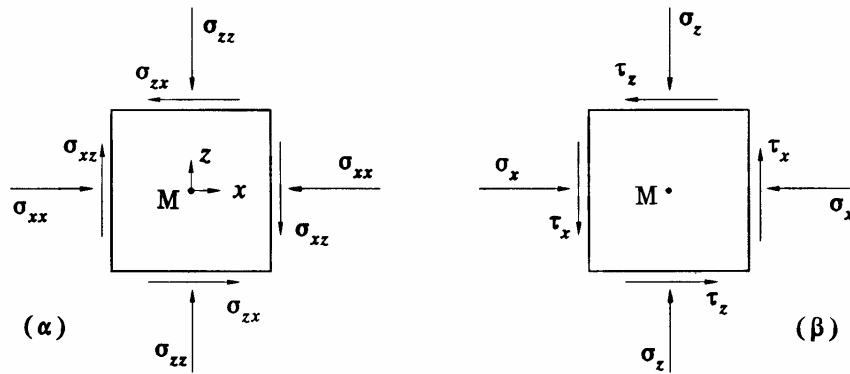
Θα πρέπει να δοθεί προσοχή στα θετικά πρόσημα της ορθής και διατμητικής τάσης επί τυχόντος επιπέδου: θετική ορθή τάση είναι η θλιπτική και θετική διατμητική



Σχ. 3.5: Επίπεδη εντατική κατάσταση



Σχ. 3.4: Τάσεις σε τυχόν κεκλιμένο επίπεδο ($\alpha\alpha$)



Σχ. 3.6: Θετικές διευθύνσεις των συνιστωσών των τάσεων

τάση είναι αυτή που δημιουργεί ανθρωλογιακή ροπή ως προς το σημείο M. Οι προσημάνσεις αυτές είναι διαφορετικές από την ταυστική σύμβαση των τάσεων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.6, που παρουσιάζει τις **θετικές** διευθύνσεις των συνιστωσών των τάσεων επί των επιπέδων x και z , (α) κατά την ταυστική σύμβαση της Εδαφομηχανικής και (β) κατά τη σύμβαση των ορθών και διατμητικών τάσεων επί επιπέδου.

Αποδεικνύεται ότι, στην περίπτωση της επίπεδης παραμόρφωσης, υπάρχουν δύο επίπεδα δια του σημείου M κάθετα μεταξύ τους στα οποία η διατμητική συνιστώσα μηδενίζεται, οπότε η ανηγμένη δύναμη είναι ορθή ($\vec{f} = -\sigma \vec{n}$). Τα επίπεδα αυτά ονομάζονται **κύρια επίπεδα** και οι διευθύνσεις των καθέτων τους **κύριες διευθύνσεις**. Αποδεικνύεται επίσης ότι, εάν είναι γνωστές οι συνιστώσες των τάσεων, τότε οι διευθύνσεις των κύριων επιπέδων σχηματίζουν γωνία θ με τον άξονα x , η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$\tan 2\theta = \frac{2\sigma_{xz}}{\sigma_{xx} - \sigma_{zz}} \quad (3.2)$$

Οι ορθές τάσεις επί των κύριων επιπέδων (**κύριες τάσεις**) συμβολίζονται συνήθως με σ_1, σ_3 . Γενικότερα, σε τυχούσα **τριδιάστατη** εντατική κατάσταση, υπάρχουν **τρία** κύρια επίπεδα κάθετα μεταξύ τους. Στην επίπεδη παραμόρφωση, το τρίτο κύριο επίπεδο (σ_2) είναι το επίπεδο που είναι κάθετο στον άξονα y .

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η ορθή και η διατμητική τάση σε τυχόν επίπεδο μπορούν να υπολογισθούν από τις σχέσεις (3.1). Στην ειδική περίπτωση που οι άξονες x, z ταυτίζονται με τους κύριους άξονες, ισχύει: $\sigma_{xx} = \sigma_1, \sigma_{zz} = \sigma_3$ και $\sigma_{xz} = \sigma_{zx} = 0$, οπότε οι σχέσεις (3.1) δίνουν:

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta \\ \tau &= (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta \end{aligned} \quad (3.3)$$

ή ισοδύναμα:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \\ \tau &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \end{aligned} \quad (3.4)$$

Οι σχέσεις (3.4) παριστάνονται γραφικά στο Σχήμα 3.7, όπου έχουν σημειωθεί οι κύριες τάσεις (σ_1, σ_3) και κύκλος με διάμετρο ($\sigma_1 - \sigma_3$) σε σύστημα με καρτεσιανές συντεταγμένες (σ, τ). Το σημείο P του κύκλου, που ορίζεται από την ακτίνα που σχηματίζει γωνία 2θ ως προς τον οριζόντιο άξονα, έχει τετμημένη (σ) και τεταγμένη

(τ), που δίνονται από τις σχέσεις (3.4), μπορεί δηλαδή να θεωρηθεί ότι παριστάνει τις τάσεις επί του επιπέδου pp , του οποίου η κάθετος \vec{n} σχηματίζει γωνία θ με την κάθετο στο επίπεδο της σ_1 . Έτσι, για κάθε επίπεδο pp δια του σημείου M παράλληλο με τον άξονα y , ορίζεται ένα σημείο P επί του κύκλου, τέτοιο ώστε οι συντεταγμένες του να είναι ίσες με την ορθή και διατμητική τάση επί του επιπέδου pp . Ορίζεται, κατ' αυτόν τον τρόπο, μια αμφιμονοσήμαντη αντιστοιχία μεταξύ της απλής απειρίας επιπέδων διά του σημείου M (παράλληλων προς τον άξονα y) και των σημείων επί του κύκλου, κατά τρόπο ώστε οι συντεταγμένες ενός τυχόντος σημείου του κύκλου να είναι ίσες με την ορθή και διατμητική τάση επί του αντίστοιχου επιπέδου. Ο κύκλος αυτός λέγεται **κύκλος του Mohr** και έχει και άλλες ενδιαφέρουσες ιδιότητες. Μια από αυτές αφορά τον **πόλο του κύκλου**, που ορίζεται ως εξής: αν από **τυχόν** σημείο του κύκλου φέρουμε ευθεία παράλληλη με το αντίστοιχο επίπεδο, η ευθεία αυτή ξανατέμνει τον κύκλο σε ένα **σταθερό** σημείο που ονομάζεται πόλος του κύκλου Mohr (σημείο O στο Σχήμα 3.7).

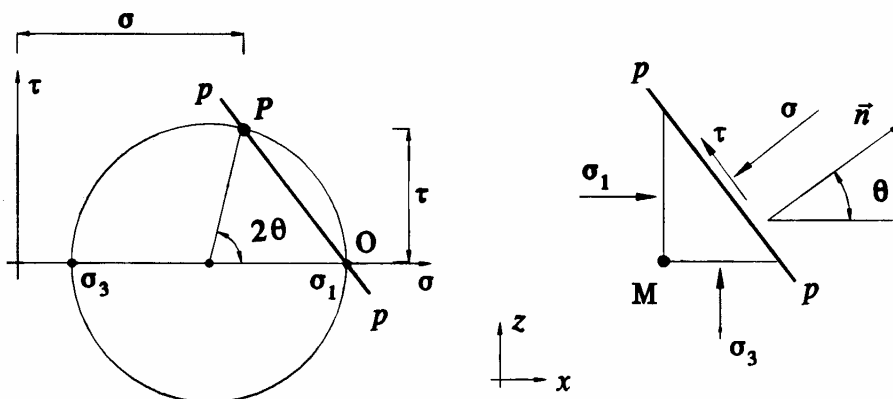
Ο προσδιορισμός του κυκλου Mohr και του πόλου του διευκολύνει σημαντικά τον υπολογισμό της ορθής και διατμητικής τάσης σε κάποιο επίπεδο: αρκεί, απλά, να φέρουμε από τον πόλο ευθεία παράλληλη προς το επίπεδο στο οποίο ζητούνται οι τάσεις, οπότε το σημείο που η ευθεία ξανατέμνει τον κύκλο έχει συντεταγμένες ίσες με την ορθή και διατμητική τάση στο επίπεδο αυτό. Τέλος, οι διευθύνσεις των κύριων επιπέδων είναι οι ευθείες που συνδέουν τον πόλο με τα άκρα της οριζόντιας διαμέτρου (δηλαδή με τα σημεία που αντιστοιχούν στα κύρια επίπεδα).

Ο κύκλος Mohr χρησιμοποιείται και σε άλλες εντατικές καταστάσεις εκτός της επίπεδης παραμόρφωσης (π.χ. επίπεδη ένταση, αξονοσυμμετρική ένταση κλπ).

3.4 Τάσεις στο Εσωτερικό Ασυνεχούς Μέσου

Το έδαφος είναι ένα ασυνεχές μέσον, που ως γνωστόν αποτελείται από ασύνδετους ή ελαφρά συνδεδεμένους κόκκους. Οι δυνάμεις που επιβάλλονται στο έδαφος μεταδίδονται στο εσωτερικό του με τους εξής μηχανισμούς:

1. Με τη μηχανική επαφή μεταξύ των κόκκων. Η επαφή μεταξύ δύο κόκκων μπορεί να μεταδώσει μία ορθή (θλιπτική) και μία διατμητική δύναμη, με σημείο εφαρμογής το σημείο επαφής των κόκκων. Η μηχανική επαφή αποτελεί τον κύριο τρόπο μετάδοσης δυνάμεων στο εσωτερικό των κοκκωδών (μή-συνεκτικών) εδαφών.
2. Στα συνεκτικά εδαφικά υλικά, δυνάμεις μεταδίδονται και με τους εξής τρόπους:
 - (α) Με την ηλεκτρική άπωση των διπλών στρώσεων.
 - (β) Με την ηλεκτρική έλξη μεταξύ ετερονύμως φορισμένων σημείων των αργιλικών πλακιδίων (αρνητικά φορισμένη πλευρική επιφάνεια προς θετικά



Σχ. 3.7: Ο κύκλος του Mohr

φορτισμένο σύνορο).

(γ) Με τις ηλεκτροχημικές δυνάμεις Van der Waals καθώς και άλλες δυνάμεις (έλξη κατά Bohr κλπ.).

Το σύνολο των ανωτέρω διακριτών (ασυνεχώς κατανεμημένων) δυνάμεων, παρά την πρόσθετη πολυπλοκότητα, μπορεί να καταλήξει στον ορισμό τάσεων ανάλογων με τις τάσεις στο εσωτερικό των συνεχών μέσων με το εξής σκεπτικό:

Ας θεωρηθεί στο εσωτερικό του εδάφους ένα σημείο M και μία "μικρή" επίπεδη επιφάνεια ΔS , που διέρχεται απ' αυτό. Η επιφάνεια αυτή θα πρέπει να είναι αρκετά μικρή σε σχέση με την τυπική διάσταση της γεωμετρίας του προβλήματος (π.χ. το πλάτος του θεμελίου, το βάθος του σημείου από την επιφάνεια κλπ.) αλλά και ταυτόχρονα αρκετά μεγάλη ως προς το τυπικό μέγεθος του κόκκου του εδάφους. Κατά συνέπεια, η επιφάνεια αυτή θα τέμνει ικανό αριθμό κόκκων, θα διέρχεται από τα σημεία επαφής ικανού αριθμού κόκκων, καθώς επίσης θα περιέχει και σημαντική επιφάνεια κενού χώρου (πληρωμένου με νερό ή/και αέρα). Ας θεωρηθούν τώρα τα δύο τμήματα στα οποία η επιφάνεια ΔS χωρίζει το έδαφος και οι δυνάμεις (ορθές και διατμητικές) που το ένα τμήμα ασκεί στο άλλο. Η συνισταμένη των δυνάμεων αυτών είναι ένα διάνυσμα $\Delta \vec{F}$. Μπορεί να θεωρηθεί ότι, επειδή η επιφάνεια ΔS είναι αρκετά μεγάλη ως προς το μέγεθος του κόκκου, η συνάρτηση $\Delta \vec{F}$ είναι συνεχής ως προς τις συντεταγμένες x, y, z . Κατά συνέπεια, ορίζεται και το όριο:

$$\vec{f} = \lim_{\Delta S \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta S} \quad (\Delta S \rightarrow 0)$$

που δίνει την ανηγμένη δύναμη \vec{f} κατά τρόπο ανάλογο με τα συνεχή μέσα, με την παρατήρηση ότι το ανωτέρω όριο υπολογίζεται για τιμές της επιφάνειας ΔS αρκετά μεγάλες ως προς το μέγεθος των κόκκων του εδάφους. Στη συνέχεια, ο ορισμός του τανυστή της τάσης σ , καθώς και των ορθών και διατμητικών τάσεων σε οποιοδήποτε επίπεδο που διέρχεται από το σημείο M , μπορεί να γίνει με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που αναφέρθηκε στο εδάφιο 3.2 (για τα συνεχή υλικά). Έτσι, στα εδαφικά υλικά, όταν λέμε *τάση*, εννοούμε τη μακροσκοπική τάση, δηλαδή τη δύναμη ανά μονάδα επιφάνειας αρκετά μεγάλης σε σχέση με το μέγεθος του κόκκου. Είναι προφανές ότι οι πραγματικές τάσεις που ασκούνται στα σημεία επαφής μεταξύ των κόκκων είναι πολύ μεγαλύτερες από τις μακροσκοπικές τάσεις που υπολογίζουμε στην Εδαφομηχανική, δεδομένου ότι οι πραγματικές τάσεις είναι δυνάμεις ανηγμένες στην πραγματική επιφάνεια επαφής μεταξύ των κόκκων, ενώ οι μακροσκοπικές τάσεις είναι δυνάμεις ανηγμένες στο σύνολο της επιφάνειας. Το πλεονέκτημα στη χρήση των μακροσκοπικών τάσεων οφείλεται στο γεγονός ότι η πραγματική επιφάνεια επαφής μεταξύ των κόκκων δεν είναι γνωστή και, έτσι, δεν είναι δυνατός ο ακριβής υπολογισμός των πραγματικών τάσεων.

3.5 Η Έννοια της Ενεργού Τάσης

Στο προηγούμενο εδάφιο ορίσθηκε η δύναμη $\Delta \vec{F}$ που ασκείται σε μία "μικρή" επιφάνεια ΔS , η οποία διέρχεται από τα σημεία επαφής μεταξύ των κόκκων και από κενό χώρο (πόρους). Η δύναμη αυτή μπορεί να γραφεί σαν:

$$\Delta \vec{F} = \Delta F_n \cdot \vec{n} + \Delta T \cdot \vec{t}$$

όπου \vec{n} είναι ένα μοναδιαίο διάνυσμα κάθετο στην επιφάνεια και \vec{t} ένα μοναδιαίο διάνυσμα πάνω στην επιφάνεια, οπότε ΔF_n είναι η ορθή συνιστώσα της δύναμης που ασκείται στην επιφάνεια ΔS και ΔT είναι η αντίστοιχη διατμητική συνιστώσα. Οι δυνάμεις αυτές μεταδίδονται αφενός μέσω των επαφών των κόκκων και αφετέρου με

δυνάμεις που ασκούνται στο χώρο που καταλαμβάνεται από τους πόρους. Είναι γνωστό, όμως, ότι η μόνη δύναμη που μπορεί να ασκηθεί στο χώρο που καταλαμβάνεται από τους πόρους είναι η πίεση του νερού των πόρων, επειδή:

1. η ατμοσφαιρική πίεση του αέρα των πόρων θεωρείται σαν η πίεση αναφοράς (δηλαδή μηδέν) και
 2. τα υγρά σε ηρεμία δεν αναλαμβάνουν διατμητικές τάσεις.
- Έτσι, αν τεθεί:

$$\Delta S = \Delta S_s + \Delta S_v$$

όπου ΔS_s είναι το τμήμα της επιφάνειας ΔS που καταλαμβάνεται από τους κόκκους και ΔS_v το υπόλοιπο τμήμα που καταλαμβάνεται από τα κενά, τότε:

$$\sigma \cdot \Delta S = \Delta F_n = \sigma_s \cdot \Delta S_s + u \cdot \Delta S_v \quad (3.5\alpha)$$

$$\tau \cdot \Delta S = \Delta T = \tau_s \cdot \Delta S_s \quad (3.5\beta)$$

όπου σ_s είναι η πραγματική ορθή τάση στην επαφή μεταξύ των κόκκων, u η πίεση του νερού των πόρων, σ η μακροσκοπική ορθή τάση, τ η μακροσκοπική διατμητική τάση και τ_s η πραγματική διατμητική τάση στην επαφή μεταξύ των κόκκων.

Οι σχέσεις (3.5) δίνουν:

$$\sigma = \sigma_s \cdot \left(\frac{\Delta S_s}{\Delta S} \right) + u \cdot \left(1 - \frac{\Delta S_s}{\Delta S} \right) \quad (3.6)$$

$$\tau = \tau_s \cdot \left(\frac{\Delta S_s}{\Delta S} \right)$$

Ο λόγος $\Delta S_s/\Delta S$ είναι γενικά πολύ μικρός, επειδή μικρό μόνο ποσοστό του συνολικού χώρου των πόρων καταλαμβάνεται από τις επαφές των κόκκων. Αντίθετα, οι τάσεις σ_s , τ_s είναι πολύ μεγάλες, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως. Έτσι, μπορεί να θεωρηθεί ότι:

$$\frac{\Delta S_s}{\Delta S} \approx 0 \quad \sigma_s \cdot \left(\frac{\Delta S_s}{\Delta S} \right) \equiv \sigma' \quad \tau_s \cdot \left(\frac{\Delta S_s}{\Delta S} \right) \equiv \tau'$$

οπότε οι σχέσεις (3.6) δίνουν:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3.7)$$

$$\tau = \tau'$$

Η πρώτη από τις παραπάνω σχέσεις δηλώνει ότι η ολική μακροσκοπική ορθή τάση ισούται με το άθροισμα της πίεσης του νερού των πόρων (u) και ενός άλλου όρου (σ'), ο οποίος καλείται **ενεργός τάση** και εκφράζει την ορθή δύναμη που μεταφέρεται μεταξύ των επαφών των κόκκων ($\sigma_s \cdot \Delta S_s$), ανηγμένη στη συνολική επιφάνεια του εδάφους (ΔS). Η δεύτερη σχέση δείχνει ότι η μακροσκοπική διατμητική τάση ισούται με τη διατμητική τάση που μεταφέρεται μεταξύ των επαφών των κόκκων, δηλαδή ότι η ολική διατμητική τάση ισούται με την ενεργό (επειδή το νερό των πόρων δεν μπορεί να αναλάβει διατμητικές τάσεις).

Η σχέση $\sigma = \sigma' + u$ διατυπώθηκε για πρώτη φορά από τον K. Terzaghi περί το 1920 και αποτέλεσε την αρχή της εξέλιξης της μοντέρνας Εδαφομηχανικής. Η ενεργός τάση (σ'), όπως αναφέρθηκε παραπάνω, έχει κάποιο φυσικό νόημα (είναι η ορθή δύναμη που μεταφέρεται μεταξύ των επαφών των κόκκων, ανηγμένη στη συνολική επιφάνεια του εδάφους), κυρίως όμως, είναι ένα παράγωγο μέγεθος που προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ δύο εύκολα μετρήσιμων μεγεθών: της ολικής τάσης (σ) και της πίεσης των πόρων (u). Στο επόμενο εδάφιο δίνονται μερικά παραδείγματα υπολογισμού των ολικών και ενεργών τάσεων σε εδαφικούς σχηματισμούς.

3.6 Γεωστατικές Τάσεις

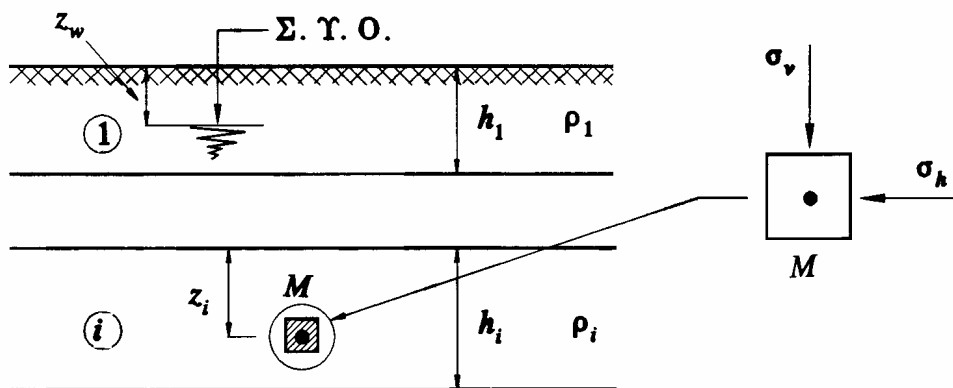
Ένα εδαφικό στοιχείο (σημείο) σε κάποιο βάθος κάτω από την επιφάνεια του εδάφους υπόκειται σε ένταση από τα γειτονικά του στοιχεία. Σε μια τυχούσα επιφάνεια που διέρχεται από το σημείο αναπτύσσονται γενικά ορθές και διατμητικές τάσεις, τα μεγέθη των οποίων στις περισσότερες περιπτώσεις είναι δύσκολο να προσδιορισθούν χωρίς απλοποιητικές παραδοχές και αναλυτικούς υπολογισμούς. Σε μερικές όμως περιπτώσεις, ορισμένες συνιστώσες των τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος μπορούν να υπολογισθούν με τη θεώρηση **μόνο** της στερεοστατικής ισορροπίας. Μια τέτοια περίπτωση είναι η **γεωστατική** κατάσταση που αναφέρεται σε έδαφος με οριζόντια επιφάνεια μεγάλης έκτασης και μια ή περισσότερες οριζόντιες στρώσεις (Σχήμα 3.8). Η περίπτωση αυτή είναι αρκετά συνήθης, λόγω της ιζηματογενούς φύσης των εδαφικών σχηματισμών που τείνει να δημιουργεί οριζόντια και ισοπαχή στρώματα (ενώ κεκλιμένα στρώματα και πρηνή δημιουργούνται εκ των υστέρων λόγω των ισχυρών τεκτονικών κινήσεων του φλοιού της γης και της διάβρωσης). Αν, επιπλέον, σημειωθεί ότι οι οριζόντιες εδαφικές στρώσεις, σαν οι γεωλογικά πιο πρόσφατες, είναι ιδιαίτερα συμπιεστές, συνήθως έχουν τις μικρότερες αντοχές και συνεπώς παρουσιάζουν τα περισσότερα γεωτεχνικά προβλήματα, τότε καθίσταται σαφής η ιδιαίτερη σημασία του υπολογισμού των τάσεων στη γεωστατική κατάσταση.

Στη γεωστατική κατάσταση, λόγω συμμετρίας, δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις σε οριζόντια και κατακόρυφα επίπεδα, και κατά συνέπεια τα επίπεδα αυτά είναι κύρια επίπεδα. Επιπλέον, η ολική ορθή (κατακόρυφη) τάση που ασκείται στο οριζόντιο επίπεδο ισούται με το ανηγμένο βάρος των υπερκείμενων γαιών (λόγω της στερεοστατικής ισορροπίας στην κατακόρυφη διεύθυνση), δηλαδή:

$$\sigma_v = \sum_{j=1}^{i-1} \rho_j g h_j + \rho_i g z_i \quad (3.8)$$

ή γενικά: $\sigma_v = \sum \rho g h$, οπότε μπορεί εύκολα να προσδιορισθεί, αν είναι γνωστή η γεωμετρία και οι πυκνότητες των υπερκείμενων εδαφικών στρώσεων.

Στα περισσότερα εδάφη, σε κάποιο βάθος κάτω από την επιφάνεια απαντάται ο υπόγειος φρεάτιος ορίζοντας. Τούτο σημαίνει ότι, αν εκσκαφεί ένα φρέαρ, στο εσωτερικό του θα συγκεντρωθεί νερό και θα δημιουργηθεί μια στάθμη ηρεμίας, που λέγεται "Στάθμη του Υπόγειου Ορίζοντα" (Σ.Υ.Ο.). Τις περισσότερες φορές το υπόγειο νερό βρίσκεται σε κατάσταση ηρεμίας (δηλαδή δεν υπάρχει κίνηση-ροή), αλλά σε ορισμένες περιπτώσεις (π.χ. αρτεσιανές συνθήκες) υπάρχει μόνιμη ή ακόμα και μή-μόνιμη ροή. Στις περιπτώσεις που ο φρεάτιος ορίζοντας βρίσκεται σε ηρεμία, οι υδατικές πιέσεις και κατά συνέπεια οι πιέσεις του ύδατος των πόρων είναι



Σχ. 3.8: Γεωστατικές συνθήκες

υδροστατικές. Έτσι, η υδατική πίεση στο σημείο M (βλέπε Σχήμα 3.8) είναι:

$$u = \rho_w g \left(\sum_{j=1}^{i-1} h_j + z_i - z_w \right) \quad (3.9)$$

Στη συνέχεια, η ενεργός κατακόρυφη τάση (σ'_v) μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

και είναι:

$$\sigma'_v = \sum_{j=1}^{i-1} (\rho_j - \rho_w) g h_j + (\rho_i - \rho_w) g z_i + \rho_w g z_w$$

ή:

$$\sigma'_v = \sum_{j=1}^k \rho_j g h_j + \sum_{j=k+1}^i (\rho_j - \rho_w) g h_j \quad (3.10)$$

όπου οι εδαφικές στρώσεις 1, 2, ..., k βρίσκονται πάνω από τη Σ.Υ.Ο. και οι στρώσεις (k+1), ..., i κάτω από τη Σ.Υ.Ο. Από τη σχέση 3.10 φαίνεται ότι η ενεργός τάση μπορεί να υπολογισθεί από ένα τύπο παρόμοιο με τον τύπο υπολογισμού της ολικής τάσης (σχέση 3.8), με μόνη διαφορά ότι για τα στρώματα που βρίσκονται κάτω από τη στάθμη του υπόγειου ορίζοντα χρησιμοποιείται η **υπό άνωση πυκνότητα** ($\rho - \rho_w$) αντί της ολικής πυκνότητας (ρ).

Τέλος, αξίζει να τονισθεί ότι η (οριζόντια) ορθή τάση σε κατακόρυφο επίπεδο (σ_h) **δεν** μπορεί να υπολογισθεί μόνον από τις στερεοστατικές εξισώσεις ισορροπίας. Για τον υπολογισμό της θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι κινηματικοί περιορισμοί της φόρτισης (δηλαδή η μηδενική παραμόρφωση στην οριζόντια διεύθυνση) και ο καταστατικός νόμος συμπεριφοράς του εδάφους (σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων), όπως αναπτύσσεται λεπτομερώς σε επόμενο Κεφάλαιο.

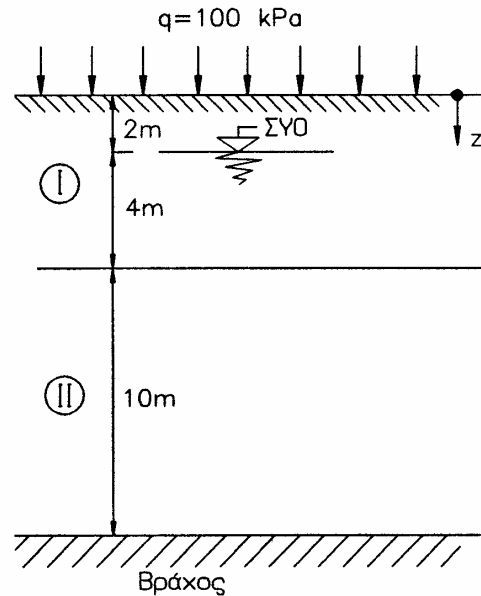
ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 3.1

Στο εδαφικό προφίλ του Σχήματος 3.1-1, να υπολογισθούν οι κατανομές ως προς το βάθος της:

- (α) Κατακόρυφης ολικής τάσης: σ_v
- (β) Πίεσης πόρων (υδροστατική κατανομή): u
- (γ) Κατακόρυφης ενεργού τάσης: σ'_v
- (δ) Οριζόντιας ενεργού τάσης: σ'_h
- (ε) Οριζόντιας ολικής τάσης: σ_h

Δίδονται: Στρώμα I: $\rho = 1.8 \text{ Mg/m}^3$
 $\rho_{\text{κορ}} = 2.0 \text{ Mg/m}^3$
 $K_o = 0.40$.
 Στρώμα II: $\rho_{\text{κορ}} = 1.7 \text{ Mg/m}^3$
 $K_o = 0.50$.



Σχήμα 3.1-1: Παράδειγμα 3.1

Λύση:

Βάθος $z = 0$:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= q = 100 \text{ kPa} \\ u &= 0 \\ \sigma'_v &= \sigma_v - u = 100 \text{ kPa} \\ \sigma'_h &= K_o \sigma'_v = 0.40 \times 100 = 40 \text{ kPa} \\ \sigma_h &= \sigma'_h + u = 40 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Βάθος $z = 2 \text{ m}$:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 100 + 1.8 \times 10 \times 2 = 136 \text{ kPa} \\ u &= 0 \\ \sigma'_v &= 136 \text{ kPa} \\ \sigma'_h &= 0.40 \times 136 = 68 \text{ kPa} \\ \sigma_h &= 68 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Βάθος $z = 6^- \text{ m}$:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 136 + 2 \times 10 \times 4 = 216 \text{ kPa} \\ u &= 1 \times 10 \times 4 = 40 \text{ kPa} \\ \sigma'_v &= 216 - 40 = 176 \text{ kPa} \\ \sigma'_h &= 0.40 \times 176 = 70.4 \text{ kPa} \\ \sigma_h &= 70.4 + 40 = 110.4 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Βάθος $z = 6^+ \text{ m}$:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 216 \text{ kPa} \\ u &= 40 \text{ kPa} \\ \sigma'_v &= 176 \text{ kPa} \\ \sigma'_h &= 0.50 \times 176 = 88 \text{ kPa} \\ \sigma_h &= 88 + 40 = 128 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Βάθος $z = 16 \text{ m}$:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= 216 + 1.7 \times 10 \times 10 = 386 \text{ kPa} \\ u &= 40 + 1 \times 10 \times 10 = 140 \text{ kPa} \\ \sigma'_v &= 386 - 140 = 246 \text{ kPa} \\ \sigma'_h &= 0.50 \times 246 = 123 \text{ kPa} \\ \sigma_h &= 123 + 140 = 263 \text{ kPa}\end{aligned}$$

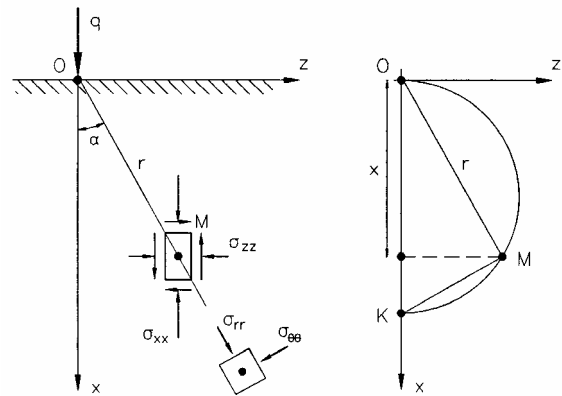
Από τις παραπάνω τιμές των εντατικών μεγεθών μπορούν να σχεδιασθούν οι κατανομές τους ως προς το βάθος.

Παράδειγμα 3.2

Κατά την επιβολή κατακόρυφης φόρτισης q (kN/m) σε απειρομήκη γραμμή κατά μήκος του άξονα y στην επιφάνεια γραμμικώς ελαστικού ημιχώρου, ισχύουν οι προϋποθέσεις της επίπεδης παραμόρφωσης. Οι αναπτυσσόμενες τάσεις σε κάποια θέση (x, z) δίνονται από τις σχέσεις (βλέπε και Σχήμα 3.2-1):

$$\sigma_{xx} = \frac{2q}{\pi} \frac{x^3}{r^4}, \quad \sigma_{zz} = \frac{2q}{\pi} \frac{x z^2}{r^4}, \quad \sigma_{xz} = \frac{2q}{\pi} \frac{x^2 z}{r^4}$$

όπου: $r^2 = x^2 + z^2$.



Σχήμα 3.2-1: Παράδειγμα 3.2

Να προσδιορισθούν οι κύριες τάσεις κατά μέγεθος και διεύθυνση.

Λύση:

Οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων στο σημείο M υπολογίζονται από τη σχέση:

$$\tan 2\theta = \frac{2\sigma_{xz}}{\sigma_{xx} - \sigma_{zz}} = \frac{2xz}{x^2 - z^2}$$

που δίνει τη γωνία θ μεταξύ του επιπέδου της μέγιστης κύριας τάσης (σ_1) και του επιπέδου στο οποίο ασκείται η σ_{xx} (οριζόντιο επίπεδο).

Από τη γεωμετρία όμως ισχύει: $\cos \alpha = x/r$, $\sin \alpha = z/r$. Συνεπώς:

$$\tan 2\theta = \frac{2 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}{\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha} = \frac{\sin 2\alpha}{\cos 2\alpha} = \tan 2\alpha$$

δηλαδή $\theta = \alpha$, που σημαίνει ότι οι κύριες διευθύνσεις ακολουθούν τη διεύθυνση της ακτίνας OM και την κάθετη σ' αυτήν.

Η μέγιστη κύρια τάση ($\sigma_{rr} = \sigma_1$) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{rr} = \sigma_{xx} \cos^2 \theta + \sigma_{zz} \sin^2 \theta + 2\sigma_{xz} \sin \theta \cos \theta \tag{3.2-1}$$

όπου $\theta = \alpha$, οπότε:

$$\sigma_1 = \sigma_{rr} = \frac{2q}{\pi} \left\{ \frac{x^3}{r^4} \cdot \frac{x^2}{r^2} + \frac{x z^2}{r^4} \cdot \frac{z^2}{r^2} + 2 \frac{x^2 z}{r^4} \cdot \frac{x}{r} \cdot \frac{z}{r} \right\}$$

δηλαδή:

$$\sigma_{rr} = \frac{2q}{\pi} \frac{x}{r^2} \tag{3.2-2}$$

Η ελάχιστη κύρια τάση ($\sigma_{\theta\theta}$) δίνεται επίσης από τη σχέση (3.2-1) για $\theta = \alpha + \pi/2$, οπότε προκύπτει ότι $\sigma_3 = \sigma_{\theta\theta} = 0$.

Ο γεωμετρικός τόπος των σημείων με σταθερή τιμή της $\sigma_{rr} = \sigma_o$ είναι κύκλος με διάμετρο (OK) = $2q / (\pi \sigma_o)$. Πράγματι, από τα όμοια τρίγωνα: (OK) = r^2 / x , και συνεπώς, η σχέση (3.2-2) δίνει:

$$\sigma_{rr} = \frac{2q}{\pi} \frac{1}{(OK)} = \sigma_o$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΜΟΝΙΜΗ ΥΔΑΤΙΚΗ ΡΟΗ ΔΙΑΜΕΣΟΥ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

4.1 Εισαγωγή

Το πρόβλημα της υδατικής ροής διαμέσου του εδάφους ενδιαφέρει ιδιαίτερα το Γεωτεχνικό Μηχανικό. Σε ορισμένες περιπτώσεις η υδατική ροή διαμέσου του εδάφους είναι επιθυμητή (π.χ. αντλήσεις για προμήθεια νερού από τον υπόγειο ορίζοντα), ενώ σε άλλες όχι (π.χ. υδατική ροή διαμέσου του πυρήνα φράγματος).

Όλα τα εδαφικά υλικά είναι **διαπερατά**, αφού οι πόροι τους επικοινωνούν και σχηματίζουν συνεχείς διόδους. Οι διαφορές που εμφανίζουν τα διάφορα εδαφικά υλικά ως προς τη διαπερατότητά τους είναι καθαρά ποσοτικές, δηλαδή άλλα υλικά έχουν μεγάλη διαπερατότητα (π.χ. χαλίκια και χονδρόκοκκες άμμοι), ενώ άλλα έχουν πολύ μικρή διαπερατότητα (π.χ. άργιλοι). Αντικείμενο του Κεφαλαίου αυτού είναι η αναλυτική μελέτη της υδατικής ροής στα εδαφικά υλικά.

Ορισμένα από τα προβλήματα στα οποία υπεισέρχεται η ανάλυση της υδατικής ροής σε εδαφικά υλικά, είναι:

1. Η υδατική ροή διαμέσου της περιμέτρου ενός ταμιευτήρα και του σώματος του φράγματος.
2. Ο βαθμός σφράγισης (στεγάνωσης) ταμιευτήρων στους οποίους αποθηκεύονται τοξικά απόβλητα. Ιδιαίτερα ενδιαφέρουν οι τρόποι στεγάνωσης, οι πιθανές απώλειες κατά τη συνήθη λειτουργία και οι συνέπειες από την ατελή λειτουργία της σφραγιστικής στρώσης (π.χ. μόλυνση του υπόγειου ορίζοντα, μεταφορά των αποβλήτων με τα υπόγεια νερά προς τα κατάντη, μόλυνση κατάντη πηγών και λοιπές περιβαλλοντικές επιπτώσεις). Ειδική περίπτωση τέτοιων ταμιευτήρων είναι οι υπόγειοι αποθηκευτικοί χώροι πυρηνικών αποβλήτων. Στην περίπτωση αυτή το πρόβλημα είναι περισσότερο πολύπλοκο, λόγω της θερμότητας που εκλύεται και συνεπώς του φαινομένου ταυτόχρονης ροής ρευστών και διάχυσης θερμότητας.
3. Η ποσότητα του νερού που διηθείται προς το εσωτερικό εκσκαφών κάτω από το φρεάτιο ορίζοντα. Στην περίπτωση αυτή τα διηθούμενα νερά, εκτός από το γεγονός ότι παρεμποδίζουν τις εργασίες στο εσωτερικό της εκσκαφής, χαλαρώνουν το έδαφος, με συνέπεια να εμφανίζονται καταπτώσεις των παρειών της εκσκαφής, χαλάρωση του πυθμένα κλπ.
4. Ο σχεδιασμός συστημάτων αντλήσεων για την προμήθεια νερού από υπόγειους φυσικούς ταμιευτήρες, την αποστράγγιση λιμνών και ελών και, τέλος, για τον καταβιβασμό της στάθμης των υπογείων υδάτων σε περιπτώσεις εκσκαφών κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα. Στις περιπτώσεις αυτές ζητείται να σχεδιασθούν τα απαραίτητα έργα (διάμετρος, βάθος και απόσταση των φρεάτων, ισχύς των αντλιών κλπ.), ώστε να κατέλθει η στάθμη του υπόγειου ορίζοντα ή να αντληθεί ορισμένη ποσότητα νερού.
5. Η βελτίωση του βαθμού ευστάθειας φυσικών πρानών ή πρानών εκσκαφών με τον καταβιβασμό της Στάθμης του Υπόγειου Ορίζοντα.

6. Η εκτίμηση της χρονικής εξέλιξης των υποχωρήσεων των κατασκευών στα κορεσμένα εδάφη. Όπως αναφέρεται στα επόμενα, η υποχώρηση των κατασκευών που προκύπτει από τη συμπίεση του εδάφους απαιτεί τη μείωση του όγκου των κενών. Επειδή, όμως, τα κενά είναι πληρωμένα με νερό, η μείωση του όγκου τους δημιουργεί την ανάγκη διαφυγής του νερού, άρα υδατική ροή.

Η υδατική ροή διαμέσου του εδάφους μπορεί να έχει ποικίλα χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση π.χ. της πρώτης πλήρωσης του ταμιευτήρα που δημιουργείται με την κατασκευή ενός φράγματος, το νερό διεισδύει στους πόρους του υλικού του φράγματος και βαθμιαία εκτοπίζει τον αέρα από τους πόρους. Συγχρόνως, όμως, η στάθμη του ταμιευτήρα ανέρχεται, οι υδατικές πιέσεις στο φράγμα αυξάνονται και ταυτόχρονα αυξάνονται οι ποσότητες του διηθούμενου νερού. Το πρόβλημα στην περίπτωση αυτή είναι ιδιαίτερα πολύπλοκο για τους ακόλουθους λόγους:

1. Λόγω της άγνωστης και χρονικά μεταβαλλόμενης θέσης της ελεύθερης υδατικής επιφάνειας της ροής στο εσωτερικό του φράγματος.
2. Λόγω της αποθήκευσης νερού στο εσωτερικό του φράγματος (στους πόρους), με συνέπεια το νερό που εξέρχεται από την κατάντη παρειά του φράγματος να είναι λιγότερο από αυτό που διηθείται από τον ταμιευτήρα προς το εσωτερικό του φράγματος.
3. Λόγω της άγνωστης κατανομής των υδατικών πιέσεων στο εσωτερικό του φράγματος. Οι πιέσεις προσαρμόζονται διαρκώς στις χρονικά μεταβαλλόμενες συνθήκες ροής στο εσωτερικό του φράγματος και στις ανάντη συνοριακές συνθήκες (μεταβαλλόμενη στάθμη ταμιευτήρα).
4. Επειδή, με τη μεταβολή των υδατικών πιέσεων στο εσωτερικό του φράγματος (χωρίς να μεταβάλλονται πάντοτε εξίσου και οι ολικές τάσεις), μεταβάλλονται οι ενεργές τάσεις που αναπτύσσονται στο εσωτερικό του φράγματος. Η μεταβολή των ενεργών τάσεων προκαλεί ογκομετρικές παραμορφώσεις του υλικού του φράγματος (διόγκωση ή συμπίεση), δηλαδή μεταβολές του όγκου των πόρων του εδαφικού υλικού, με συνέπεια την πρόσθετη αποθήκευση νερού (ή τη μείωση του αποθηκευμένου όγκου νερού) στους πόρους του υλικού του φράγματος.
5. Λόγω της εναλλαγής πολύ διαπερατών με λιγότερο διαπερατές εδαφικές στρώσεις, της παρουσίας διόδων του νερού μέσα από ρωγμές στο εσωτερικό του φράγματος, της δημιουργίας φαινομένων διασωλήνωσης (ripping) στο κατάντη πρανές του φράγματος κλπ.

Από όλα τα προηγούμενα καθίσταται σαφής η πολυπλοκότητα του προβλήματος της υδατικής ροής διαμέσου του εδάφους και η ανάγκη απλοποιητικών παραδοχών για την ανάλυσή του. Η κυριότερη παραδοχή που γίνεται στο Κεφάλαιο αυτό είναι η **μονιμότητα** της ροής, δηλαδή ότι η ταχύτητα της υδατικής ροής σε οποιοδήποτε σημείο του εδάφους **δεν μεταβάλλεται χρονικά**. Η κατάσταση της μόνιμης ροής είναι αρκετά συνήθης στη φύση: αν οι συνοριακές συνθήκες παραμείνουν αμετάβλητες για αρκετό χρονικό διάστημα, η υδατική ροή στο έδαφος βαθμιαία θα προσεγγίσει ικανοποιητικά τις συνθήκες μόνιμης ροής (ιδιαίτερα στην περίπτωση ροής χωρίς ελεύθερη επιφάνεια, η προσαρμογή στις συνθήκες μόνιμης ροής είναι ταχεία).

4.2 Μονοδιάστατη Ροή – Νόμος Darcy – Συντελεστής Διαπερατότητας

Το Σχήμα 4.1 παρουσιάζει τη μονοδιάστατη υδατική ροή διαμέσου εδαφικού στρώματος μήκους L . Εφόσον η στάθμη στις ανάντη και κατάντη δεξαμενές παραμείνει σταθερή, σε μικρό σχετικά χρόνο θα αποκατασταθούν συνθήκες μόνιμης

ροής στο εσωτερικό του εδαφικού στρώματος. Το ζητούμενο στην περίπτωση αυτή είναι η **διηθούμενη παροχή** Q (η ποσότητα του νερού που διηθείται στη μονάδα του χρόνου, μετρούμενη σε m^3/sec) και η εξάρτηση της από τη διαφορά της στάθμης Δh των δύο δεξαμενών, το μήκος L και το εμβαδόν A της διατομής του εδαφικού στρώματος. Το πρόβλημα αυτό μελετήθηκε για αμμώδεις εδαφικούς σχηματισμούς από το Γάλλο Μηχανικό D' Arcy, που κατέληξε στην έκφραση (νόμος Darcy):

$$Q = kA \frac{\Delta h}{L} \quad (4.1)$$

Η ποσότητα $i \equiv \Delta h / L$ ονομάζεται **υδραυλική κλίση** ή **κλίση της πιεζομετρικής συνάρτησης**. Ο συντελεστής k (που έχει μονάδες ταχύτητας, π.χ. m/sec) ονομάζεται **συντελεστής διαπερατότητας** και χαρακτηρίζει το εδαφικό υλικό. Ειδικότερα, όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής διαπερατότητας, τόσο μεγαλύτερη είναι η παροχетеυτικότητα του εδαφικού υλικού, δηλαδή τόσο μεγαλύτερη παροχή θα διέλθει διαμέσου του εδαφικού υλικού αν τα υπόλοιπα μεγέθη διατηρηθούν σταθερά. Προφανώς, ο συντελεστής διαπερατότητας εξαρτάται από το μέγεθος των πόρων του εδαφικού υλικού και συνεπώς δεν αποτελεί ιδιότητα του υλικού αλλά μεταβάλλεται όταν μεταβάλλεται ο βαθμός συμπύκνωσής του. Για παράδειγμα, μια συγκεκριμένη άμμος έχει πολύ μεγαλύτερη διαπερατότητα όταν είναι χαλαρή παρά αφού συμπυκνωθεί και αποκτήσει πολύ πυκνή δομή.

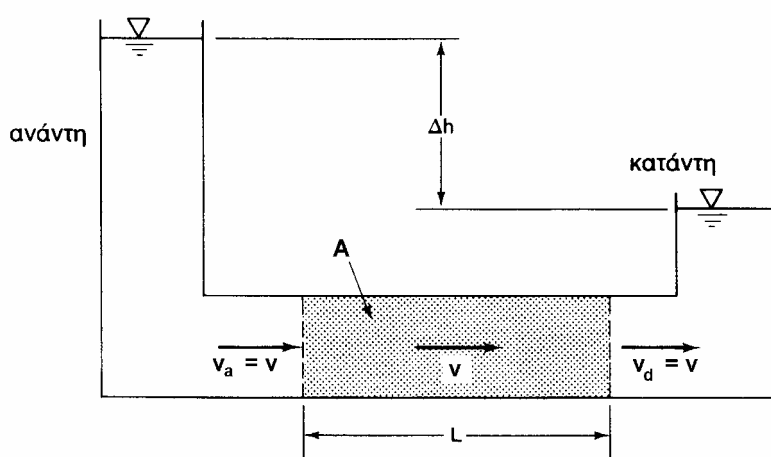
Ο συντελεστής διαπερατότητας εξαρτάται από το είδος του εδαφικού υλικού και τη σχετική πυκνότητα (ή συμπύκνωσή) του. Τυπικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας για διάφορους εδαφικούς σχηματισμούς δίνονται στον επόμενο Πίνακα:

ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	k (m/sec)
χάλικες	$1 - 10^{-2}$
καθαρές άμμοι	$10^{-2} - 10^{-5}$
λεπτόκοκκες άμμοι, ιλυώδεις άμμοι	$10^{-5} - 10^{-8}$
ιλείς, αργιλώδεις ιλείς	$10^{-6} - 10^{-9}$
άργιλο	$10^{-8} - 10^{-11}$

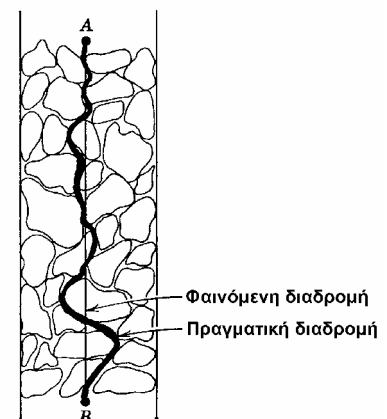
Η ποσότητα:

$$v \equiv Q/A \quad (4.2)$$

(με διαστάσεις ταχύτητας, π.χ. m/sec) ονομάζεται **φαινόμενη ταχύτητα ροής** και εκφράζει την **ευθύγραμμη** απόσταση που διανύεται από τη ροή. Η πραγματική ταχύτητα της υδατικής ροής διαμέσου του εδάφους είναι μεγαλύτερη από τη



Σχ. 4.1: Μονοδιάστατη ροή διαμέσου του εδάφους



Σχ. 4.2: Διαδρομή ροής διαμέσου του εδάφους

φαινόμενη ταχύτητα, επειδή η πραγματική διαδρομή της ροής δεν είναι ευθύγραμμη και συνεπώς έχει μεγαλύτερο μήκος (βλέπε Σχήμα 4.2). Αν θεωρηθεί ότι, κατά προσέγγιση, η επιφάνεια A_v των πόρων σε μία διατομή (εμβαδού A) του εδαφικού υλικού είναι:

$$A_v = nA \quad (4.3)$$

όπου (n) είναι το πορώδες και ότι ο λόγος της πραγματικής προς τη φαινόμενη διαδρομή της ροής ισούται με το λόγο A/A_v , τότε η πραγματική ταχύτητα της ροής $v_r = Q/A_v$ συνδέεται με τη φαινόμενη ταχύτητα ως εξής:

$$v_r = v/n \quad (4.4)$$

Ας σημειωθεί ότι $v_r > v$, επειδή $n < 1$.

Μια άλλη μορφή του νόμου Darcy που προκύπτει με συνδυασμό των προηγούμενων σχέσεων είναι η:

$$v = ki \quad (4.5)$$

Ο ορισμός της υδραυλικής κλίσης (i) που δόθηκε προηγουμένως πρέπει να γενικευθεί, ώστε να μπορεί να εφαρμοσθεί και σε περισσότερο πολύπλοκες συνθήκες ροής, όπως στη μελέτη της πολυδιάστατης ροής. Ορίζεται, λοιπόν, η **πιεζομετρική συνάρτηση** (που έχει διαστάσεις μήκους, δηλαδή στάθμης):

$$h(x, y, z) \equiv z + \frac{u}{\rho_w g} \quad (4.6)$$

όπου z είναι η κατακόρυφη απόσταση (ύψος ή στάθμη) από τυχόν αλλά συγκεκριμένο οριζόντιο **επίπεδο αναφοράς**, u είναι η υδατική πίεση, ρ_w η πυκνότητα του νερού και g η επιτάχυνση της βαρύτητας. Στη συνέχεια, ορίζεται η κλίση (gradient) της συνάρτησης h :

$$\vec{i} \equiv \vec{\nabla} h \quad (4.7)$$

που είναι επίσης συνάρτηση της θέσης (x, y, z). Ο νόμος του Darcy στη γενική του μορφή γράφεται:

$$\vec{v} = -\mathbf{k} \cdot \vec{i} \quad (4.8)$$

για την περίπτωση ανισότροπης (τανυστικής) διαπερατότητας \mathbf{k} , ή ειδικότερα:

$$\vec{v} = -k \vec{i} \quad (4.9)$$

για την περίπτωση ισότροπης (βαθμωτής) διαπερατότητας k .

Όταν το νερό στους πόρους του εδάφους ηρεμεί (οπότε η ταχύτητα ροής είναι μηδέν), οι υδατικές πιέσεις είναι υδροστατικές, η πιεζομετρική συνάρτηση είναι **σταθερή** (ίση με τη στάθμη της ελεύθερης επιφάνειας) και συνεπώς η υδραυλική κλίση είναι μηδέν, τιμή που ικανοποιεί το νόμο Darcy.

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι ο νόμος Darcy δεν είναι φυσικός νόμος (δηλαδή νόμος με γενική εφαρμογή) αλλά μια απλή προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς, δηλαδή ένας **καταστατικός νόμος**. Ειδικότερα, λόγω της γραμμικής του μορφής είναι ο απλούστερος καταστατικός νόμος για τη ροή διαμέσου ενός εδαφικού υλικού.

4.3 Παράδειγμα Εφαρμογής

Το Σχήμα 4.3α παρουσιάζει μια διάταξη για τη μελέτη της μονοδιάστατης ροής διαμέσου του εδάφους. Όταν η βαλβίδα είναι κλειστή, δεν υπάρχει ροή και οι υδατικές πιέσεις στο εσωτερικό του εδάφους είναι υδροστατικές. Το Σχήμα 4.3β παρουσιάζει τις κατανομές της πιεζομετρικής συνάρτησης (h), της υδροστατικής πίεσης (u), της ολικής κατακόρυφης τάσης (σ) και της ενεργού τάσης (σ') ως προς το βάθος. Η

υδατική (υδροστατική) πίεση αυξάνει γραμμικά με το βάθος από τη χαμηλή ελεύθερη στάθμη του νερού (προφανώς, η υψηλή ελεύθερη στάθμη δεν επηρεάζει τη συμπεριφορά, επειδή η βαλβίδα είναι κλειστή) και δίνεται από τη σχέση:

$$u = \rho_w g y \tag{4.10\alpha}$$

Η ολική κατακόρυφη τάση στο εσωτερικό της εδαφικής στρώσης ($y_1 < y < y_1 + L$) υπολογίζεται από το βάρος των υπερκείμενων υλικών και δίνεται από τη σχέση:

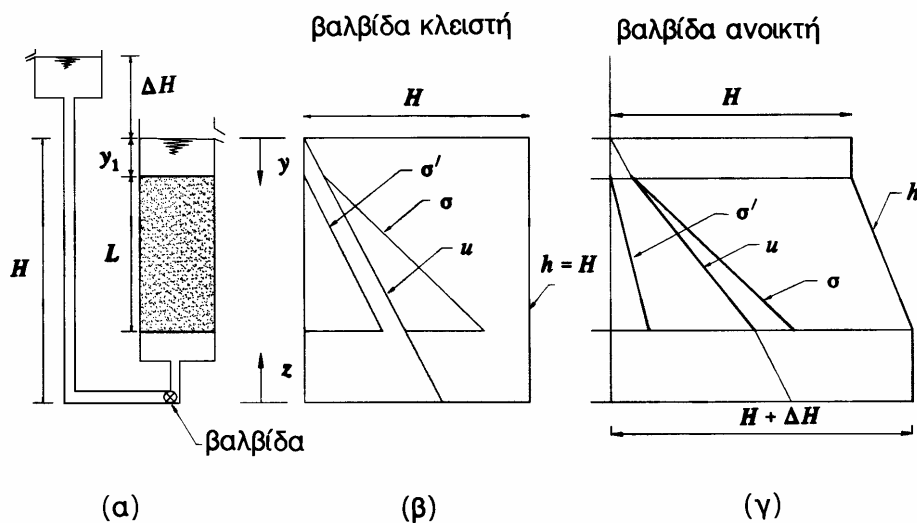
$$\sigma = \rho g(y - y_1) + \rho_w g y_1 \tag{4.10\beta}$$

δηλαδή $\sigma > u$ σε κάθε βάθος, επειδή $\rho > \rho_w$. Η ενεργός κατακόρυφη τάση υπολογίζεται από τη διαφορά μεταξύ της ολικής τάσης και της υδατικής πίεσης, αυξάνει γραμμικά με το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους και δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma' = \rho'g(y - y_1) \tag{4.10\gamma}$$

Προφανώς, η ενεργός τάση στο νερό πάνω και κάτω από το έδαφος είναι μηδέν (επειδή $\sigma = u$). Η πιεζομετρική συνάρτηση είναι σταθερή τόσο στο εσωτερικό του εδάφους όσο και στο νερό πάνω και κάτω από το έδαφος ($h = H = ct.$), που αποτελεί και την αναγκαία και ικανή συνθήκη για την ηρεμία (έλλειψη ροής) του νερού. Πράγματι, η υδραυλική κλίση (i) είναι μηδέν, στην περίπτωση που η πιεζομετρική συνάρτηση είναι σταθερή, (επειδή το i ισούται με την παράγωγο του h) και, δεδομένου ότι η φαινόμενη ταχύτητα ροής είναι ανάλογη του i ($v = -ki$), το v είναι επίσης μηδέν, δηλαδή δεν υπάρχει ροή.

Το Σχήμα 4.3γ παρουσιάζει τις κατανομές των σ , u , σ' , h , όταν η βαλβίδα είναι ανοικτή και έχουν αποκατασταθεί συνθήκες μόνιμης ροής στο εσωτερικό της εδαφικής στρώσης. Στην περίπτωση αυτή η ροή είναι μονοδιάστατη με κατακόρυφη διεύθυνση προς τα άνω. Η υδατική πίεση στο νερό που βρίσκεται πάνω από το έδαφος είναι (πρακτικά) υδροστατική, επειδή η κίνηση (ροή) στο ελεύθερο νερό είναι πολύ αργή και οι διαστάσεις του δοχείου αρκετά μεγάλες, με συνέπεια οι τριβές που δημιουργούν αποκλίσεις από την υδροστατική κατάσταση να είναι πρακτικά αμελητέες. Έτσι, στη θέση $y = y_1$, η υδατική πίεση είναι $u = \rho_w g y_1$. Με αντίστοιχο σκεπτικό, η υδατική πίεση στη βάση της εδαφικής στρώσης καθορίζεται από την ελεύθερη στάθμη του νερού στην υψηλή δεξαμενή και είναι επίσης υδροστατική, δηλαδή για $y = y_1 + L$ η υδατική πίεση είναι $u = \rho_w g (y_1 + L + \Delta H)$. Με γνωστές πλέον



Σχ. 4.3: Μονοδιάστατη ροή διαμέσου του εδάφους

τις στάθμες (z) και τις υδατικές πιέσεις στη βάση και στην άνω επιφάνεια της εδαφικής στρώσης, μπορούν να προσδιορισθούν οι τιμές της πιεζομετρικής συνάρτησης στα σημεία αυτά από την εξίσωση (4.6). Έτσι, στην άνω επιφάνεια: $h = H$ και στην κάτω επιφάνεια: $h = H + \Delta H$. Οι τιμές αυτές είναι αναμενόμενες, επειδή, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η πιεζομετρική συνάρτηση στην άνω επιφάνεια του εδάφους καθορίζεται από τη χαμηλή ελεύθερη στάθμη ($h = H$), ενώ η πιεζομετρική συνάρτηση στη βάση της εδαφικής στρώσης καθορίζεται από την υψηλή ελεύθερη στάθμη ($h = H + \Delta H$). Στην περίπτωση αυτή η πιεζομετρική συνάρτηση στο εσωτερικό της εδαφικής στρώσης δεν είναι σταθερή, οπότε η υδραυλική κλίση είναι μή-μηδενική και υπάρχει ροή προς τα άνω. Ειδικότερα, επειδή το έδαφος είναι ομοιογενές, είναι λογικό να θεωρηθεί ότι η μεταβολή της πιεζομετρικής συνάρτησης στο εσωτερικό του είναι ομοιόμορφη και, συνεπώς, η κατανομή του h είναι ευθύγραμμη, δηλαδή:

$$i = \frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\Delta H}{L}$$

και συνεπώς:

$$v = -ki = -k \frac{\Delta H}{L}$$

Το αρνητικό πρόσημο της v δηλώνει ότι η διεύθυνση της ταχύτητας ροής είναι κατά τη διεύθυνση του αρνητικού άξονα y , δηλαδή προς τα άνω. Η ευθύγραμμη κατανομή της πιεζομετρικής συνάρτησης:

$$h = H + \frac{\Delta H}{L}(y - y_1) \quad (4.11\alpha)$$

στο εσωτερικό της εδαφικής στρώσης οδηγεί (με βάση την εξίσωση 4.6) σε αντίστοιχη γραμμική κατανομή των υδατικών πιέσεων στο εσωτερικό του εδάφους:

$$u = \rho_w g \left\{ y + \frac{\Delta H}{L}(y - y_1) \right\} \quad (4.11\beta)$$

δηλαδή σε υδατικές πιέσεις μεγαλύτερες από αυτές που επικρατούσαν όταν η βαλβίδα ήταν κλειστή (βλέπε εξίσωση 4.10α).

Η κατανομή των ολικών κατακόρυφων τάσεων (σ) είναι ίδια με αυτή που επικρατούσε στην κατάσταση (β) (βλέπε εξίσωση 4.10β), επειδή το βάρος των υπερκείμενων υλικών δεν έχει μεταβληθεί. Η ενεργός κατακόρυφη τάση, όμως, έχει **μειωθεί** ως προς την κατάσταση (β) (βλέπε εξίσωση 4.10γ), επειδή η υδατική πίεση έχει αυξηθεί. Συγκεκριμένα επειδή $\sigma' = \sigma - u$, ισχύει:

$$\sigma' = \rho'g(y - y_1) - \rho_w g(y - y_1) \frac{\Delta H}{L} \quad (4.11\gamma)$$

Από την ανωτέρω σχέση φαίνεται ότι όσο μεγαλύτερη είναι η υψομετρική διαφορά ΔH μεταξύ των σταθμών στις δύο δεξαμενές τόσο μικρότερη είναι η ενεργός τάση, δηλαδή τόσο μικρότερες είναι οι δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των κόκκων. Στην ειδική περίπτωση που: $\Delta H = (\rho' / \rho_w)L$, οπότε $i = \rho' / \rho_w$, **οι ενεργές τάσεις μηδενίζονται**, οπότε οι κόκκοι απλώς αιωρούνται στο νερό χωρίς να ασκούνται μεταξύ τους δυνάμεις, δηλαδή η συμπεριφορά του εδάφους είναι παρόμοια με τη συμπεριφορά ενός **υγρού** με πυκνότητα ρ . Η κατάσταση αυτή ονομάζεται **ρευστοποίηση** και έχει καταστροφικές συνέπειες στα τεχνικά έργα που είναι θεμελιωμένα στο ρευστοποιημένο έδαφος, επειδή **η αντοχή του είναι μηδέν**. Θα πρέπει να τονισθεί ότι η κατάσταση της ρευστοποίησης μπορεί να επιτευχθεί σχετικά εύκολα, δεδομένου ότι, όπως φαίνεται από τη σχέση (4.11γ), οι ενεργές τάσεις μηδενίζονται όταν η υψομετρική διαφορά (ΔH) γίνει περίπου ίση με το πάχος της

εδαφικής στρώσης (L), επειδή $\rho' \approx \rho_w$. Κατάσταση ρευστοποίησης επικρατεί και στην "κινούμενη άμμο", που συχνά παρουσιάζεται στα κινηματογραφικά έργα (ερώτηση: Μπορεί ο άνθρωπος να βυθιστεί στην κινούμενη άμμο;).

4.4 Εργαστηριακές Μέθοδοι Μέτρησης της Διαπερατότητας

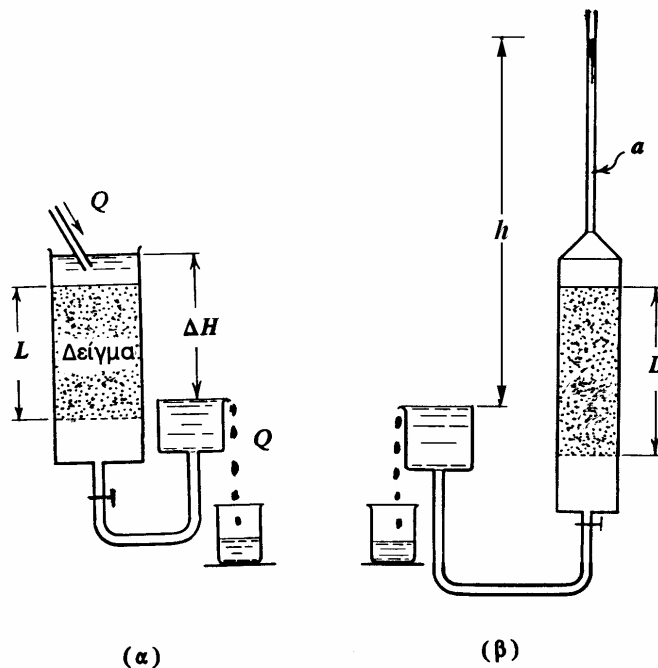
Η εργαστηριακή μέτρηση του συντελεστή διαπερατότητας γίνεται με τα **διαπερατόμετρα**, που είναι δύο τύπων: το διαπερατόμετρο **σταθερού φορτίου** και το διαπερατόμετρο **μειούμενου φορτίου**. Το διαπερατόμετρο σταθερού φορτίου φαίνεται σχηματικά στο Σχήμα 4.4α. Κατά τη δοκιμή αυτή οι ελεύθερες στάθμες στις δύο δεξαμενές με υψομετρική διαφορά ΔH παραμένουν σταθερές και μετράται η σταθερή παροχή διήθησης (Q), οπότε κατά το νόμο του Darcy ο συντελεστής διαπερατότητας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k = \frac{Q \cdot L}{A \cdot \Delta H} \quad (4.12)$$

όπου A είναι η διατομή του εδαφικού δείγματος και L το μήκος του. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται κυρίως σε εδάφη με σημαντική διαπερατότητα (χάλικες και άμμους), ώστε η παροχή Q να είναι εύκολα μετρήσιμη. Σε εδάφη με μικρή διαπερατότητα χρησιμοποιείται κυρίως το διαπερατόμετρο μειούμενου φορτίου, που φαίνεται σχηματικά στο Σχήμα 4.4β. Στη διάταξη αυτή η χαμηλή ελεύθερη στάθμη διατηρείται σταθερή, ενώ η υψηλή μειώνεται με ρυθμό που εξαρτάται από τη διηθούμενη παροχή. Η συνθήκη αυτή καθορίζει και τη μαθηματική έκφραση της λειτουργίας του διαπερατόμετρου:

$$-dh \cdot a = Q(t) \cdot dt = k \cdot A \frac{h}{L} \cdot dt$$

Η ολοκλήρωση ως προς το χρόνο της ανωτέρω διαφορικής εξίσωσης δίνει τη σχέση που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του συντελεστή διαπερατότητας:



Σχ. 4.4: Τύποι διαπερατομέτρων

$$k = \frac{a \cdot L}{t \cdot A} \ln\left(\frac{h_0}{h}\right) \quad (4.13)$$

όπου h_0 είναι η αρχική τιμή της διαφοράς στάθμης των δύο δεξαμενών και h η αντίστοιχη διαφορά μετά από την πάροδο χρόνου t .

4.5 Πολυδιάστατη Μόνιμη Ροή διαμέσου του εδάφους

Στα προηγούμενα εδάφια μελετήθηκε η περίπτωση της μόνιμης μονοδιάστατης ροής διαμέσου του εδάφους. Στο εδάφιο αυτό εξετάζεται η γενικότερη περίπτωση της πολυδιάστατης (διδιάστατης και τριδιάστατης) μόνιμης ροής. Το Σχήμα 4.5 παρουσιάζει ένα τυχόντα όγκο V στο εσωτερικό του εδάφους που ορίζεται από την επιφάνεια S . Η **αρχή διατήρησης της μάζας** ορίζει ότι η μάζα του νερού που εισέρχεται στον όγκο αυτόν διαμέσου της επιφάνειας του πρέπει να ισούται με τη μάζα που εξέρχεται από αυτόν, δηλαδή απαιτεί η καθαρή εισροή να είναι μηδέν, οπότε:

$$\int_S dm = 0 \quad (4.14)$$

Η μάζα του νερού dm , που διηθείται στη μονάδα του χρόνου διαμέσου της στοιχειώδους επιφάνειας dS (με κάθετο διάνυσμα \vec{n}) και φαινόμενη ταχύτητα διήθησης \vec{v} , δίνεται από τη σχέση:

$$dm = \rho_w \vec{v} \cdot \vec{n} dS \quad (4.15)$$

οπότε, με συνδυασμό των σχέσεων (4.14) και (4.15) και θεωρώντας ότι το νερό είναι ασυμπίεστο), προκύπτει:

$$\int_S \vec{v} \cdot \vec{n} dS = 0 \quad (4.16)$$

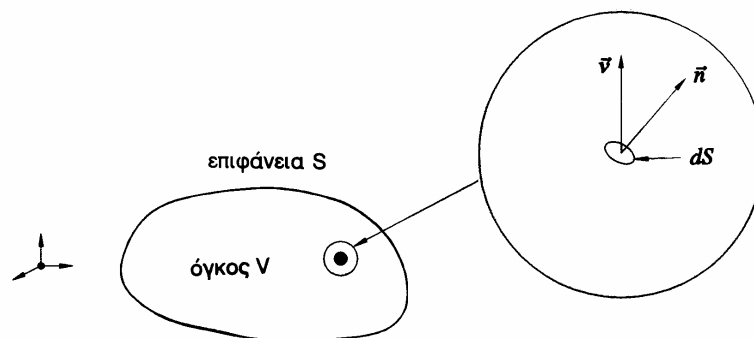
Το επιφανειακό ολοκλήρωμα της προηγούμενης σχέσης μπορεί να μετατραπεί σε ολοκλήρωμα επί του όγκου V με εφαρμογή του θεωρήματος της απόκλισης (divergence theorem), οπότε:

$$\int_V \text{div}(\vec{v}) dV = 0 \Rightarrow \text{div}(\vec{v}) \equiv \vec{\nabla} \cdot \vec{v} = 0 \quad (4.17)$$

επειδή ο όγκος V είναι τυχαίος. Η εξίσωση (4.17) είναι η γνωστή από την Υδραυλική **εξίσωση συνέχειας** και αποτελεί τη μαθηματική έκφραση της αρχής διατήρησης της μάζας. Η εξίσωση (4.17) σε καρτεσιανές συντεταγμένες έχει τη μορφή:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (4.18)$$

Η περαιτέρω αναλυτική επεξεργασία της εξίσωσης συνέχειας απαιτεί τη χρήση ενός καταστατικού νόμου συμπεριφοράς της ροής, όπως π.χ. ο νόμος του Darcy, που στην περίπτωση εδάφους με ισότροπη διαπερατότητα έχει τη μορφή (βλέπε



Σχ. 4.5: Ροή διαμέσου της επιφάνειας όγκου V

σχέσεις 4.7 και 4.9):

$$\vec{v} = -k \vec{\nabla} h \quad (4.19)$$

Συνδυασμός των σχέσεων (4.17) και (4.19) δίνει:

$$\text{div}(k \vec{\nabla} h) = 0 \quad (4.20\alpha)$$

και στην περίπτωση που ο συντελεστής διαπερατότητας είναι σταθερός:

$$\text{div}(\vec{\nabla} h) \equiv \nabla^2 h = 0 \quad (4.20\beta)$$

δηλαδή τη (γνωστή) εξίσωση Laplace για την πιεζομετρική συνάρτηση, που σε καρτεσιανές συντεταγμένες έχει τη μορφή:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 h}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 h}{\partial^2 z} = 0 \quad (4.21\alpha)$$

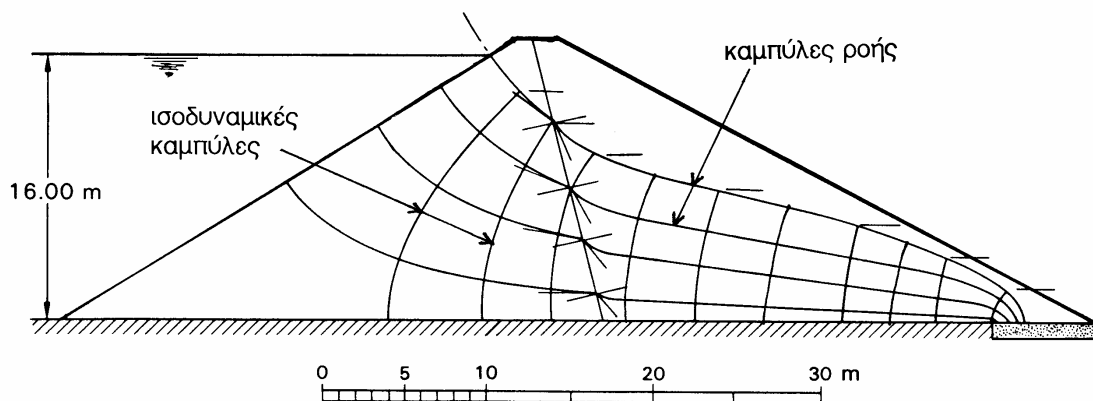
και στην περίπτωση της διδιάστατης ροής (στο επίπεδο xz):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 h}{\partial^2 z} = 0 \quad (4.21\beta)$$

Η ανωτέρω εξίσωση (4.21) μπορεί να επιλυθεί με τους γνωστούς τρόπους ανάλυσης της εξίσωσης Laplace (χωρισμός μεταβλητών, μετασχηματισμός Laplace) ή αριθμητικά με τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων. Γραφικά, η εξίσωση μπορεί να επιλυθεί (προσεγγιστικά) με τη χάραξη του λεγόμενου **δικτύου ροής**, δηλαδή ενός συστήματος δύο οικογενειών ορθογωνικών καμπύλων: των **καμπύλων ροής** (καμπύλες κατά τη διεύθυνση της ταχύτητας ροής) και των **ισοδυναμικών καμπύλων** (καμπύλες σταθερής τιμής της πιεζομετρικής συνάρτησης). Οι λεπτομέρειες της μεθόδου χάραξης του δικτύου ροής υπερβαίνουν το σκοπό του παρόντος συγγράμματος. Ένα τυπικό δίκτυο ροής στον πυρήνα ενός χωμάτινου φράγματος φαίνεται στο Σχήμα 4.6.

4.6 Δύναμη Διήθησης – Γενικευμένες Εξισώσεις Ισορροπίας στην περίπτωση Μόνιμης Ροής διαμέσου του Εδάφους

Κατά την υδατική ροή διαμέσου του εδάφους το νερό διέρχεται από τους πόρους του εδάφους και, λόγω των (αναπόφευκτων) τριβών, χάνει ενέργεια η οποία εκφράζεται με τη μείωση της τιμής της πιεζομετρικής συνάρτησης (h). Η ύπαρξη τριβών, όμως, μεταξύ του νερού και των κόκκων του εδάφους έχει σαν αποτέλεσμα και την εξάσκηση δυνάμεων επί των κόκκων. Οι δυνάμεις αυτές ονομάζονται **δυνάμεις διήθησης** και προκαλούν τη μεταβολή των ενεργών τάσεων (δηλαδή των δυνάμεων που ασκούνται μεταξύ των κόκκων). Ένα παράδειγμα της μεταβολής



Σχ. 4.6: Δίκτυο ροής στο εσωτερικό φράγματος

(μείωσης) των ενεργών τάσεων αναφέρθηκε στο εδάφιο 4.3, όπου η υδατική ροή προς τα άνω οδήγησε σε μείωση των ενεργών τάσεων ή και σε μηδενισμό τους (υπό ορισμένες προϋποθέσεις). Στα επόμενα δίνεται η μαθηματική έκφραση των δυνάμεων διήθησης στη γενική περίπτωση της τριδιάστατης ροής.

Οι (γνωστές από τη Μηχανική) εξισώσεις ισορροπίας:

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} &= \rho g_x \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} &= \rho g_y \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} &= \rho g_z\end{aligned}\quad (4.22\alpha)$$

μπορούν να γραφούν συνοπτικά με τη μορφή:

$$\vec{\nabla} \cdot \boldsymbol{\sigma} = \rho \vec{g} \quad (4.22\beta)$$

όπου ρ είναι η πυκνότητα του εδάφους και \vec{g} είναι ένα διάνυσμα με ένταση g και διεύθυνση κατακόρυφη προς τα κάτω (τη διεύθυνση του πεδίου βαρύτητας). Οι εξισώσεις αυτές, που ισχύουν για συνεχή υλικά σε ισορροπία, ισχύουν και για τα εδαφικά (ασυνεχή) υλικά, εάν οι τάσεις που εμφανίζονται στις εξισώσεις ισορροπίας είναι οι **ολικές τάσεις**. Επιπλέον, οι ανωτέρω εξισώσεις ισχύουν τόσο στην περίπτωση που το νερό των πόρων βρίσκεται σε ηρεμία όσο και στην περίπτωση **μόνιμης ροής** με μικρές ταχύτητες στο εσωτερικό των πόρων (δηλαδή κίνησης χωρίς επιταχύνσεις). Στα επόμενα θα εκφραστούν οι ανωτέρω εξισώσεις ισορροπίας ως προς τις **ενεργές τάσεις**, επειδή, ως γνωστόν, οι τάσεις αυτές καθορίζουν τη μηχανική συμπεριφορά των εδαφών.

Κατά την αρχή των ενεργών τάσεων:

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' + u \mathbf{I} \quad (4.23)$$

όπου $\boldsymbol{\sigma}'$ είναι οι ενεργές τάσεις, u η πίεση πόρων (βαθμωτό μέγεθος) και \mathbf{I} ο μοναδιαίος τανυστής δεύτερης τάξης. Η σχέση (4.23) δίνει:

$$\vec{\nabla} \cdot \boldsymbol{\sigma} = \vec{\nabla} \cdot \boldsymbol{\sigma}' + \vec{\nabla} u \quad (4.24)$$

Επιπλέον, κατά τον ορισμό της πιεζομετρικής συνάρτησης (όπου γ_w είναι το ειδικό βάρος του νερού των πόρων):

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

από την οποία προκύπτει ότι:

$$\vec{i} \equiv \vec{\nabla} h = -\frac{1}{g} \vec{g} + \frac{1}{\gamma_w} \vec{\nabla} u$$

δηλαδή:

$$\vec{\nabla} u = \gamma_w \vec{i} + \rho_w \vec{g} \quad (4.25)$$

Αντικατάσταση των σχέσεων (4.24) και (4.25) στην (4.22β) δίνει τις εξισώσεις ισορροπίας εκφρασμένες ως προς τις ενεργές τάσεις (όπου $\rho' \equiv \rho - \rho_w$ είναι η υπό άνωση πυκνότητα του εδάφους):

$$\vec{\nabla} \cdot \boldsymbol{\sigma}' = \rho' \vec{g} - \gamma_w \vec{i} \quad (4.26)$$

Η σχέση (4.26) έχει την ίδια μορφή με τις εξισώσεις ισορροπίας ως προς τις ολικές τάσεις (εξίσωση 4.22β) **με διαφορετικές όμως μαζικές δυνάμεις**. Ενώ, δηλαδή, στις εξισώσεις ισορροπίας ως προς τις ολικές τάσεις υπεισέρχεται η ολική πυκνότητα του εδάφους ($\rho \vec{g}$), στις εξισώσεις ισορροπίας ως προς τις ενεργές τάσεις υπεισέρχεται η

υπό άνωση πυκνότητα ($\rho' \bar{g}$) και η **δύναμη διήθησης** ($-\gamma_w \bar{i}$). Από τη σχέση αυτή φαίνεται ότι η διεύθυνση της δύναμης διήθησης είναι αντίρροπη προς το διάνουσμα της υδραυλικής κλίσης (\bar{i}).

Κατά συνέπεια, η ισορροπία ενός εδαφικού υλικού με μόνιμη υδατική ροή μπορεί να αναλυθεί είτε ως προς τις ολικές τάσεις είτε ως προς τις ενεργές τάσεις. Στην πρώτη περίπτωση θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν οι μαζικές δυνάμεις που προκύπτουν από την ολική πυκνότητα του εδαφικού υλικού, ενώ στη δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν μαζικές δυνάμεις ίσες με το άθροισμα της υπό άνωση πυκνότητας και της δύναμης διήθησης. Τέλος, θα πρέπει να σημειωθεί ότι, με βάση τις εξισώσεις ισορροπίας ως προς τις ενεργές τάσεις (σχέσεις 4.26), η κατάσταση της **ρευστοποίησης** προκύπτει εύκολα, αν το δεξί μέλος της εξίσωσης (4.26) μηδενισθεί. Στην περίπτωση αυτή οι μαζικές δυνάμεις μηδενίζονται και, κατά συνέπεια, μηδενίζονται και οι ενεργές τάσεις, οπότε το έδαφος αιωρείται στο νερό των πόρων χωρίς να ασκούνται δυνάμεις επαφής μεταξύ των κόκκων. Η κατάσταση της ρευστοποίησης, κατά συνέπεια, συμβαίνει όταν:

$$\rho' \bar{g} - \gamma_w \bar{i} = 0 \quad (4.27)$$

ή ισοδύναμα, εάν η υδραυλική κλίση είναι:

$$\bar{i} = \frac{\rho'}{\rho_w} \left(\frac{1}{g} \bar{g} \right) \quad (4.28)$$

όταν, δηλαδή, η υδραυλική κλίση έχει τη διεύθυνση της βαρύτητας (κατακόρυφη προς τα κάτω) και μέγεθος:

$$i_{cr} = \frac{\rho'}{\rho_w} \quad (4.29)$$

Η τιμή της υδραυλικής κλίσης (σχέση 4.29) που προκαλεί ρευστοποίηση ονομάζεται **κρίσιμη υδραυλική κλίση**. Τυπικές τιμές της κρίσιμης υδραυλικής κλίσης για συνήθη εδάφη κυμαίνονται μεταξύ 0.7 και 1.0.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 4.1

Στο παράδειγμα αυτό μελετάται η μόνιμη ροή προς ένα αντλούμενο κυλινδρικό φρέαρ. Εξετάζεται η περίπτωση ενός υδροφορέα με ελεύθερη επιφάνεια (Στάθμη Υπογείου Οριζόντα ΣΥΟ) (βλέπε Σχήμα 4.1-1) και ενός περιορισμένου υδροφορέα χωρίς ελεύθερη επιφάνεια υπογείου οριζόντα (βλέπε Σχήμα 4.1-2).

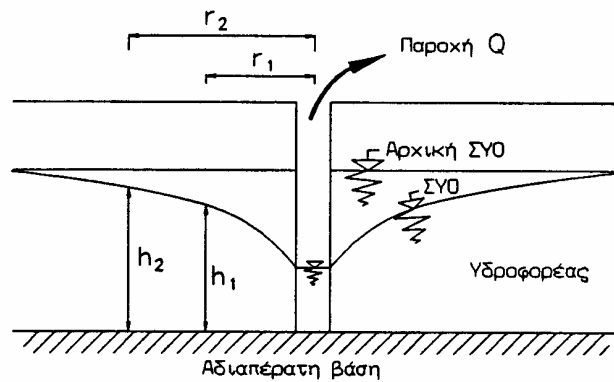
Η πρώτη περίπτωση αφορά ένα αμμώδες, ή άλλο σχετικώς διαπερατό εδαφικό στρώμα, μέσα στο οποίο δημιουργείται ελεύθερη Στάθμη Υπογείου Οριζόντα (αρχικώς οριζόντια). Για την άντληση νερού από τον υδροφορέα κατασκευάζεται κυλινδρικό φρέαρ, το οποίο διεισδύει μέχρι τη βάση του διαπερατού στρώματος.

Η δεύτερη περίπτωση αφορά ένα αμμώδες, ή άλλο σχετικώς διαπερατό εδαφικό στρώμα, το οποίο περιορίζεται μεταξύ δύο αδιαπέρατων (π.χ. αργιλικών) στρωμάτων. Το νερό στους πόρους του διαπερατού στρώματος βρίσκεται υπό πίεση και συνεπώς, αν διατηρηθεί η αδιαπέρατη στρώση που υπέρκειται του υδροφορέα, το νερό θα ανέλθει μέχρι την αρχική πιεζομετρική στάθμη, που σημειώνεται στο Σχήμα 4.1-2 (αρτεσιανός υδροφορέας).

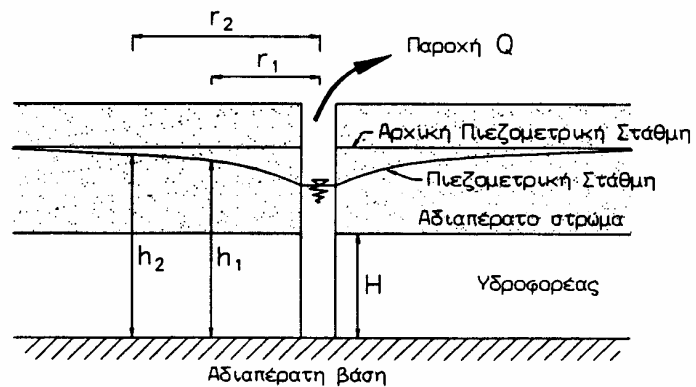
Και στις δύο περιπτώσεις, η άντληση παροχής Q στη μονάδα του χρόνου από το φρέαρ προκαλεί μείωση της πίεσης πόρων γύρω από το φρέαρ, δηλαδή ταπείνωση της στάθμης του υπογείου οριζόντα. Η ταπείνωση αυτή μειώνεται με την απόσταση από το φρέαρ, αυξάνει σε όλες τις θέσεις με την πάροδο του χρόνου και προκαλεί μία βαθμιαία επέκταση της ζώνης γύρω από το φρέαρ που επηρεάζεται από την άντληση. Στην περίπτωση που ο υδροφορέας έχει σημαντική έκταση, η βαθμιαία ταπείνωση της στάθμης συνεχίζει να εξελίσσεται (θεωρητικώς για άπειρο χρόνο) με διαρκώς μειούμενο, όμως, ρυθμό. Συνεπώς, μπορεί να θεωρηθεί ότι μετά από κάποιο χρόνο επιτυγχάνεται πρακτικώς κατάσταση μόνιμης ροής προς το φρέαρ (χωρίς δηλαδή περαιτέρω ταπείνωση της στάθμης και χωρίς περαιτέρω επέκταση της ζώνης επιρροής). Ο ρυθμός ταπείνωσης της στάθμης του υπογείου οριζόντα, καθώς και ο ρυθμός επέκτασης της ζώνης που επηρεάζεται από την άντληση εξαρτώνται από την αντλούμενη παροχή και το συντελεστή διαπερατότητας του εδάφους.

Όταν επιτευχθεί πρακτικώς κατάσταση μόνιμης ροής, η παροχή άντλησης από το φρέαρ είναι ίση με την παροχή που διηθείται διαμέσου οποιασδήποτε κυλινδρικής επιφάνειας σε απόσταση r από τον άξονα του φρέατος, η οποία κατά το νόμο Darcy είναι:

$$Q = k i A \quad (4.1-1)$$



Σχήμα 4.1-1: Παράδειγμα 4.1



Σχήμα 4.1-2: Παράδειγμα 4.1

όπου k είναι ο συντελεστής διαπερατότητας του εδάφους, i είναι η υδραυλική κλίση για ροή στην οριζόντια διεύθυνση και A το εμβαδόν της κατακόρυφης επιφάνειας διήθησης. Στα επόμενα αναλύεται η κατάσταση μόνιμης ροής προς αντλούμενο φρέαρ (α) στην περίπτωση ροής με ελεύθερη επιφάνεια (Σχήμα 4.1-1) και (β) στην περίπτωση ροής υπό πίεση (Σχήμα 4.1-2).

(α) Ροή με ελεύθερη επιφάνεια (Σχήμα 4.1-1)

Στην περίπτωση που η ταπεινώση της στάθμης του υπογείου ορίζοντα είναι μικρή σε σχέση με το συνολικό πάχος της διαπερατής στρώσης (κάτω από τη ΣΥΟ), η διεύθυνση της διήθησης προς το φρέαρ είναι περίπου οριζόντια, δηλαδή η κατακόρυφη συνιστώσα της ταχύτητας ροής (v_z) είναι μικρή σε σχέση με την οριζόντια συνιστώσα και μπορεί να αμεληθεί. Η παραδοχή αυτή, που είναι γνωστή ως παραδοχή Dupuit, οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η υδραυλική κλίση στην κατακόρυφη διεύθυνση (i_z) είναι μηδέν. Πράγματι, κατά το νόμο Darcy: $0 = v_z = -k i_z$. Κατά συνέπεια: $i_z = \partial h / \partial r$, δηλαδή η πιεζομετρική στάθμη (h) δεν μεταβάλλεται καθ' ύψος του υδροφορέα και συνεπώς εκφράζεται από την ελεύθερη στάθμη του υπογείου ορίζοντα, δηλαδή:

$$i = dh/dr \quad (4.1-2)$$

Επιπλέον, το εμβαδόν της κατακόρυφης επιφάνειας διήθησης (A) σε απόσταση r από τον άξονα του φρέατος είναι:

$$A = 2 \pi r h \quad (4.1-3)$$

Ο συνδυασμός των ανωτέρω σχέσεων (1), (2) και (3) δίνει:

$$Q = 2\pi r h k \frac{dh}{dr}$$

ή, ισοδύναμα:

$$\frac{dr}{r} = \frac{2\pi k}{Q} h dh \quad (4.1-4)$$

Με ολοκλήρωση της ανωτέρω σχέσης μεταξύ των θέσεων r_1 και r_2 , προκύπτει:

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \frac{2\pi k}{Q} \int_{h_1}^{h_2} h dh$$

και συνεπώς:

$$k = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \quad (4.1-5)$$

Από την ανωτέρω σχέση μπορεί να εκτιμηθεί η διαπερατότητα ενός υδροφορέα με ελεύθερη επιφάνεια με βάση την αντλούμενη παροχή από το φρέαρ και τις μετρήσεις της στάθμης σε δύο δορυφορικές γεωτρήσεις (σε αποστάσεις r_1 και r_2 από το φρέαρ), όταν έχουν πρακτικώς επιτευχθεί συνθήκες μόνιμης ροής.

(β) Ροή υπό πίεση (Σχήμα 4.1-2)

Στην περίπτωση αυτή, η διεύθυνση της ροής είναι πράγματι οριζόντια και συνεπώς, η παραδοχή Dupuit είναι ακριβής. Επιπλέον, το εμβαδόν της επιφάνειας διήθησης είναι σταθερό και δίνεται από τη σχέση:

$$A = 2 \pi r H \quad (4.1-6)$$

όπου H είναι το ύψος του υδροφορέα. Ο συνδυασμός των σχέσεων (1), (2) και (6) δίνει:

$$Q = 2\pi r H k \frac{dh}{dr}$$

ή, ισοδύναμα:

$$\frac{dr}{r} = \frac{2\pi k}{Q} H dh \quad (4.1-7)$$

Με ολοκλήρωση της ανωτέρω σχέσης μεταξύ των θέσεων r_1 και r_2 , προκύπτει:

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \frac{2\pi kH}{Q} \int_{h_1}^{h_2} dh$$

και συνεπώς:

$$k = \frac{Q \ln(r_2/r_1)}{2\pi H(h_2 - h_1)} \quad (4.1-8)$$

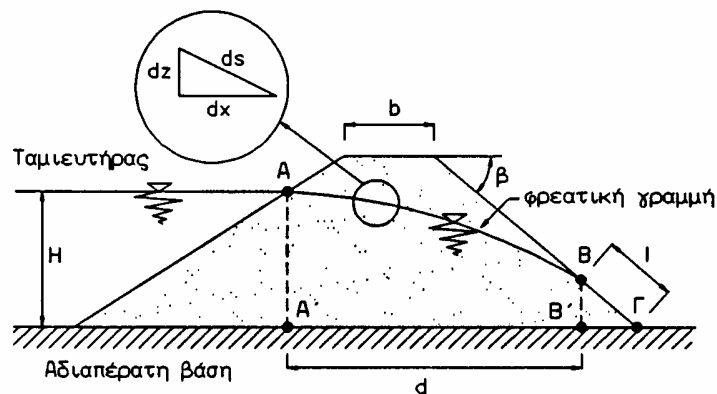
Από την ανωτέρω σχέση μπορεί να εκτιμηθεί η διαπερατότητα ενός υδροφορέα υπό πίεση, με βάση την αντλούμενη παροχή από το φρέαρ και τις μετρήσεις της πιεζομετρικής στάθμης σε δύο δορυφορικές γεωτρήσεις (σε αποστάσεις r_1 και r_2 από το φρέαρ), όταν έχουν πρακτικώς επιτευχθεί συνθήκες μόνιμης ροής.

Σημειώσεις: 1. Στην περίπτωση ροής υπό πίεση σε κορεσμένους υδροφορείς, οι συνθήκες μόνιμης ροής επιτυγχάνονται ταχέως, λόγω της μικρής συμπιεστότητας του νερού των πόρων. Αντίθετα, σε υδροφορείς με ελεύθερη επιφάνεια, οι συνθήκες μόνιμης ροής επιτυγχάνονται με βραδύτερο ρυθμό, επειδή απαιτούν στράγγιση του νερού των πόρων από την περιοχή ταπείνωσης της στάθμης του υπογείου ορίζοντα.

2. Όταν η διαπερατότητα του υδροφορέα είναι γνωστή, οι σχέσεις (5) και (8) μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση της ταπείνωσης της στάθμης, που αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη παροχή άντλησης Q .

Παράδειγμα 4.2

Στο παράδειγμα αυτό παρουσιάζεται ένας προσεγγιστικός υπολογισμός της διήθησης διαμέσου ομοιογενούς χωμάτινου φράγματος που εδράζεται σε αδιαπέρατη βάση, υπό συνθήκες μόνιμης ροής, όπως προτάθηκε από τον Casagrande (1932). Για την ανάλυση χρησιμοποιείται η παραδοχή Dupuit (που αναφέρθηκε στο προηγούμενο παράδειγμα), σύμφωνα με την



Σχήμα 4.2-1: Παράδειγμα 4.2

οποία η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στο εσωτερικό του φράγματος (φρεατική γραμμή) ορίζει την πιεζομετρική στάθμη σε όλα τα σημεία μιάς κατακόρυφης ευθείας μέσα στο πεδίο της ροής. Συνεπώς, η υδραυλική κλίση στο πεδίο της ροής εκφράζεται από την κλίση της φρεατικής γραμμής, δηλαδή: $i = dz/dx$. Ο Casagrande πρότεινε την τροποποίηση της σχέσης αυτής και τον υπολογισμό της υδραυλικής κλίσης από την ακριβέστερη σχέση (βλέπε Σχήμα 4.2-1):

$$i = \frac{dz}{ds} \quad (4.2-1)$$

για να ληφθεί υπόψη η έντονη κλίση της φρεατικής γραμμής, λόγω της οποίας η κίνηση του νερού των πόρων γίνεται κατά μήκος του στοιχείου (ds) αντί του οριζόντιου στοιχείου (dx), δηλαδή θεώρησε ότι η κίνηση του νερού διαμέσου του φράγματος δεν είναι οριζόντια (όπως υποθέτει η παραδοχή Dupuit).

Στην περιοχή του κατάντη ποδός του φράγματος (τμήμα ΒΓ) η φρεατική γραμμή ταυτίζεται με την επιφάνεια του πρανούς και συνεπώς, στην περιοχή εκείνη (μήκους l): $i = \sin \beta$, όπου β είναι η γωνία κλίσης του κατάντη πρανούς του φράγματος. Συνεπώς, η παροχή που διηθείται διαμέσου της επιφάνειας BB' είναι:

$$Q = k \cdot i \cdot (BB') = k \cdot \sin \beta \cdot (l \sin \beta) = kl \sin^2 \beta$$

Η παροχή αυτή είναι ίση με την παροχή που διηθείται διαμέσου οποιασδήποτε κατακόρυφης επιφάνειας (λόγω της μόνιμης ροής) ύψους (z) και υδραυλικής κλίσης (dz/ds), οπότε:

$$kl \sin^2 \beta = k \frac{dz}{ds} z$$

ή, ισοδύναμα: $z dz = l \sin^2 \beta ds$. Ολοκλήρωση της ανωτέρω σχέσης στο τμήμα Β'Α' δίνει:

$$\int_{l \sin \beta}^H z dz = \int_{(BF)}^{(ABF)} (l \sin^2 \beta) ds$$

δηλαδή:

$$\frac{1}{2} (H^2 - l^2 \sin^2 \beta) = (AB) \cdot l \cdot \sin^2 \beta \quad (4.2-2)$$

όπου (AB) είναι το μήκος της φρεατικής γραμμής AB. Το μήκος (AB) μπορεί να θεωρηθεί κατά προσέγγιση ίσο με το μήκος του ευθύγραμμου τμήματος AB, οπότε:

$$(AB) \approx \sqrt{H^2 + d^2} - l \quad (4.2-3)$$

Συνδυασμός των σχέσεων (2) και (3) και επίλυση της δευτεροβάθμιας εξίσωσης ως προς l , δίνει:

$$l = \sqrt{H^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - H^2 \cot^2 \beta} \quad (4.2-4)$$

οπότε, η παροχή διήθησης διαμέσου του φράγματος είναι:

$$Q = kl \sin^2 \beta \quad (4.2-5)$$

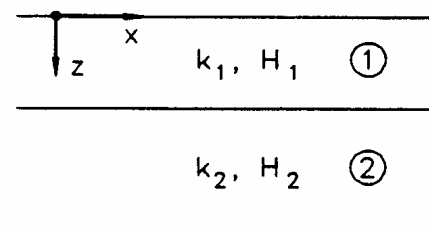
$H = 65$ m. Ύψος φράγματος: 70 m. Εύρος φράγματος: 400 m. Πλάτος στέψης $b = 6$ m.

Κλίσεις πρανών: 1 : 2.5 (1 κατακόρυφο, 2.5 οριζόντιο). Διαπερατότητα: $k = 10^{-6}$ m/sec.

Με βάση τα ανωτέρω δεδομένα: $\beta = \arctan (1/2.5) = 21.8$ μοίρες. Από τη γεωμετρία προκύπτει ότι: $d = 193.5$ m και συνεπώς: $l = 99.1$ m, οπότε: $Q = 1.37 \times 10^{-5}$ m³/sec ανά μέτρο εύρους του φράγματος, ή 5.5 lt/sec σε όλο το εύρος του φράγματος, ή 20 m³ ανά ώρα, ή περίπου 175000 κυβικά μέτρα το χρόνο. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η υδατική διήθηση στην περιοχή του ποδός του κατάντη πρανούς του φράγματος (περιοχή ΒΓ) μπορεί να προκαλέσει διάβρωση του ποδός και στη συνέχεια αστοχία του φράγματος. Στην προκειμένη περίπτωση, η υδραυλική κλίση εξόδου στον πόδα του φράγματος είναι: $i \approx \sin \beta = 0.37$. Λόγω του ανωτέρω κινδύνου διάβρωσης, κατά την κατασκευή χωμάτων φραγμάτων χωρίς αργιλικό πυρήνα (όπως αυτό που μελετήθηκε προηγουμένως), δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στη διαμόρφωση του ποδός με την κατασκευή στραγγιστηρίων κλπ.

Παράδειγμα 4.3

Υπολογισμός του μέσου συντελεστή διαπερατότητας ενός δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού με συντελεστές διαπερατότητας k_1 , k_2 και αντίστοιχα πάχη H_1 , H_2 (βλέπε Σχήμα 4.3-1) για διήθηση του νερού:
(α) παράλληλα με τη στρώση, δηλαδή κατά τον άξονα x
(β) κάθετα προς τη στρώση, δηλαδή κατά τον άξονα z .



Σχέση 4.3-1: Παράδειγμα 4.3

Λύση:

Έστωσαν Q_1 , Q_2 οι παροχές που διέρχονται από

τις στρώσεις 1 και 2, H_1 , H_2 τα αντίστοιχα πάχη και i_1 , i_2 οι αντίστοιχες τιμές της υδραυλικής κλίσης¹. Επιπλέον, έστω Q η συνολική παροχή που διέρχεται από τον εδαφικό σχηματισμό και k η μέση τιμή της διαπερατότητας. Τότε:

(α) Για ροή παράλληλη με τον άξονα x : $Q = Q_1 + Q_2 = k_1 i_1 H_1 + k_2 i_2 H_2$. Επιπλέον, $Q = k \cdot i \cdot (H_1 + H_2)$ και $i_1 = i_2 = i$. Συνδυασμός των ανωτέρω σχέσεων δίνει:

$$k = \frac{k_1 H_1 + k_2 H_2}{H_1 + H_2} \quad (4.3-1)$$

(β) Για ροή παράλληλη με τον άξονα z , η πτώση της πιεζομετρικής στάθμης στο σύνολο του εδαφικού σχηματισμού ισούται με το άθροισμα των αντίστοιχων πτώσεων σε κάθε μία από τις στρώσεις, δηλαδή: $i(H_1 + H_2) = i_1 H_1 + i_2 H_2$ ή, ισοδύναμα:

$$\frac{Q}{k} = \frac{Q_1}{k_1} + \frac{Q_2}{k_2}$$

Αλλά, η παροχή που διέρχεται διαμέσου των εδαφικών στρώσεων είναι κοινή ($Q = Q_1 = Q_2$), οπότε:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}$$

δηλαδή:

$$k = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (4.3-2)$$

Εφαρμογή:

Ο εδαφικός σχηματισμός αποτελείται από δύο στρώσεις ίσου πάχους: $H_1 = H_2 = 10$ m με διαπερατότητες $k_1 = 10^{-4}$ m/sec και $k_2 = 10^{-7}$ m/sec.

(α) Για ροή παράλληλη με τις στρώσεις, από τη σχέση (4.3-1) προκύπτει:

$$k = \frac{10^{-4} \times 10 + 10^{-7} \times 10}{20} \approx 5 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$$

δηλαδή: $k \approx \frac{1}{2} k_1$. Τούτο σημαίνει ότι η διήθηση γίνεται ουσιαστικά διαμέσου της στρώσης με τη μεγαλύτερη διαπερατότητα (στρώση 1).

(β) Για ροή κάθετη προς τις στρώσεις, από τη σχέση (4.3-2) προκύπτει:

$$k = \frac{10^{-4} \cdot 10^{-7}}{10^{-4} + 10^{-7}} \approx 10^{-7} \text{ m/sec} = k_2$$

Τούτο σημαίνει ότι η στρώση με τη μικρότερη διαπερατότητα καθορίζει τη διαπερατότητα του συνολικού εδαφικού σχηματισμού.

¹ η υδραυλική κλίση σε κάθε στρώση είναι σταθερή, λόγω της ομοιομορφίας της γεωμετρίας και του συντελεστή διαπερατότητας της κάθε στρώσης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

5.1 Μακροσκοπική Θεώρηση της Παραμόρφωσης

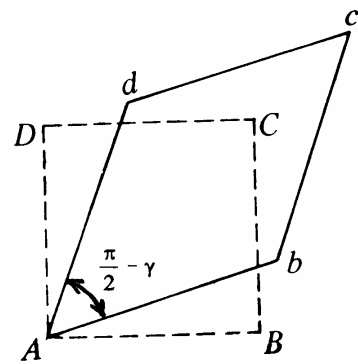
Τα εδαφικά υλικά, όπως όλα τα μηχανικά υλικά, παραμορφώνονται, δηλαδή αλλάζουν διαστάσεις και στρεβλώνονται (υφίστανται μεταβολή των γωνιών). Η παραμόρφωση των υλικών οφείλεται συνήθως στην επενέργεια δυνάμεων αλλά μπορεί να οφείλεται και σε άλλους λόγους, όπως θερμοκρασιακές μεταβολές, ξήρανση κλπ. Διακρίνονται δύο είδη παραμόρφωσης σε ένα σημείο κάποιου υλικού:

1. Η **ορθή (ή γραμμική) παραμόρφωση**, που αναφέρεται στη μεταβολή μηκών. Ειδικότερα, θεωρούνται δύο γειτονικά σημεία A, B στο εσωτερικό του υλικού πριν από την παραμόρφωση, τα οποία μετατοπίζονται στις θέσεις A', B' αντίστοιχα μετά την παραμόρφωση. Η ορθή παραμόρφωση του ευθύγραμμου τμήματος AB ορίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon = -\frac{(A'B') - (AB)}{(AB)}$$

δηλαδή σαν η μεταβολή του μήκους κατά την παραμόρφωση, ανηγμένη στο αρχικό μήκος του στοιχείου. Το αρνητικό πρόσημο πριν από το κλάσμα έχει την έννοια ότι η θετική παραμόρφωση αντιστοιχεί σε **μείωση** του μήκους.

2. Η **διατμητική (ή γωνιακή) παραμόρφωση**, που αναφέρεται στη μεταβολή γωνιών. Ειδικότερα, αν θεωρηθούν δύο στοιχειώδη ευθύγραμμα τμήματα με κοινή κορυφή, που σχηματίζουν ορθή γωνία ($\pi/2$) πριν από την παραμόρφωση και γωνία $\theta = \pi/2 - \gamma$ μετά την παραμόρφωση, τότε η διατμητική παραμόρφωση εκφράζεται από το μέγεθος γ (σε ακτίνια), δηλαδή από τη **μείωση** της ορθής γωνίας (Σχήμα 5.1).



Σχ. 5.1: Ορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι οι ανωτέρω ορισμοί αφορούν "πολύ μικρές" (θεωρητικά απειροστές) μετακινήσεις των υλικών σημείων του σώματος, οι οποίες δεν καταλύουν τη συνέχεια του υλικού (δηλαδή δεν δημιουργούν ρωγμές ή αποκολλήσεις). Στην περίπτωση πεπερασμένων μετακινήσεων, ο ορισμός της παραμόρφωσης είναι διαφορετικός (και φυσικά περισσότερο πολύπλοκος). Επιπλέον, θα πρέπει να τονισθεί ότι ο ορισμός της ορθής και της γωνιακής παραμόρφωσης αναφέρεται σε **συγκεκριμένο σημείο** του υλικού και **ορισμένη διεύθυνση** δια του σημείου (τη διεύθυνση του ευθύγραμμου τμήματος που αλλάζει μήκος ή τις διευθύνσεις που ορίζουν την ορθή γωνία που στρεβλώνεται). Μετά τους προηγούμενους ορισμούς είναι χρήσιμο να προσδιορισθούν οι ελάχιστες πληροφορίες που απαιτούνται για να μπορεί να υπολογισθεί η ορθή παραμόρφωση σε οποιαδήποτε διεύθυνση και η στρέβλωση οποιασδήποτε γωνίας στη συγκεκριμένη θέση του υλικού. Αποδεικνύεται ότι αρκεί να

είναι γνωστές οι ορθές παραμορφώσεις σε τρεις ανεξάρτητες μεταξύ τους διευθύνσεις (που δεν κείνται, δηλαδή, στο ίδιο επίπεδο) και οι γωνιακές παραμορφώσεις των μεταξύ τους γωνιών. Αν, ειδικά, σαν τέτοιες διευθύνσεις ληφθούν οι παράλληλες προς τους καρτεσιανούς άξονες συντεταγμένων που διέρχονται από τη συγκεκριμένη θέση, τότε προκύπτουν:

1. Οι ορθές παραμορφώσεις κατά τις διευθύνσεις των αξόνων x, y, z :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= -\frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \varepsilon_{yy} &= -\frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \varepsilon_{zz} &= -\frac{\partial u_z}{\partial z}\end{aligned}$$

2. Οι διατμητικές παραμορφώσεις των γωνιών που σχηματίζουν οι διευθύνσεις των ανωτέρω αξόνων:

$$\begin{aligned}\gamma_{xy} &= -\left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x}\right) \\ \gamma_{yz} &= -\left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y}\right) \\ \gamma_{zx} &= -\left(\frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z}\right)\end{aligned}$$

όπου u_x, u_y, u_z είναι οι συναρτήσεις των μετακινήσεων των σημείων του υλικού κατά τις διευθύνσεις των καρτεσιανών αξόνων (θετική είναι η μετακίνηση κατά τη θετική διεύθυνση κάθε άξονα).

Με βάση τα προηγούμενα, ορίζεται και η **ογκομετρική παραμόρφωση** (ε_{vol}) σε κάποια θέση σαν η μεταβολή (μείωση) ενός στοιχειώδους όγκου του υλικού ανηγμένη στον όγκο αυτό. Αποδεικνύεται ότι:

$$\varepsilon_{vol} \equiv -\frac{\Delta V}{V_0} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}$$

δηλαδή ότι η ογκομετρική παραμόρφωση είναι ίση με το άθροισμα των ορθών παραμορφώσεων κατά τους τρεις άξονες. Από τον προηγούμενο ορισμό προκύπτει ότι μηδενική ογκομετρική παραμόρφωση σημαίνει παραμόρφωση χωρίς μεταβολή του όγκου (υπό σταθερό όγκο).

Τέλος, αποδεικνύεται ότι κατά την παραμόρφωση σε συγκεκριμένη θέση του υλικού υπάρχουν **τρεις** διευθύνσεις κάθετες μεταξύ τους που δεν παρουσιάζουν γωνιακή παραμόρφωση, δηλαδή οι μεταξύ τους ορθές γωνίες διατηρούνται κατά την παραμόρφωση. Οι διευθύνσεις αυτές ονομάζονται **κύριες διευθύνσεις** της παραμόρφωσης και οι ορθές παραμορφώσεις κατά τις διευθύνσεις αυτές ($\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$) ονομάζονται **κύριες παραμορφώσεις**.

5.2 Μικροσκοπική Θεώρηση της Παραμόρφωσης στα Εδαφικά Υλικά

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο Κεφάλαιο, τα εδαφικά υλικά είναι **ασυνεχή υλικά** και η μετάδοση τάσεων στο εσωτερικό τους γίνεται αφενός μεν με την αλληλεπίδραση (δηλαδή με τη μετάδοση δυνάμεων) μεταξύ των κόκκων τους, αφετέρου δε με την ανάπτυξη πιέσεων στο νερό που περιέχεται στους πόρους τους.

Λόγω των δυνάμεων που ασκούνται μεταξύ των κόκκων, το έδαφος παραμορφώνεται. Στα επόμενα εξετάζονται χωριστά οι μηχανισμοί που προκαλούν την παραμόρφωση στα κοκκώδη και στα συνεκτικά υλικά.

(α) **Κοκκώδη (αμμώδη) εδάφη**

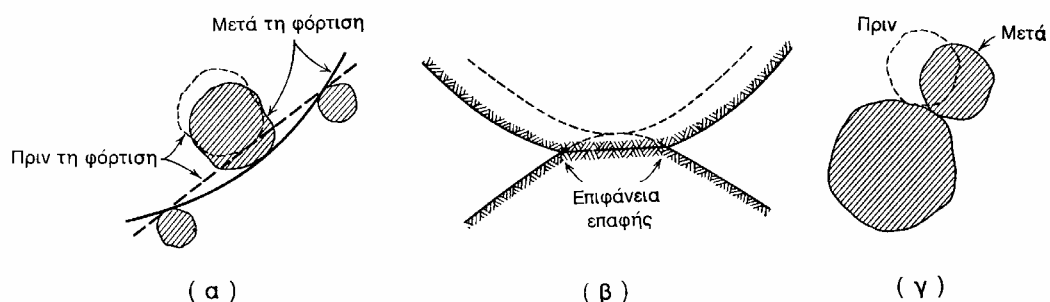
Οι κυριότεροι μηχανισμοί στους οποίους οφείλονται οι παραμορφώσεις των κοκκωδών εδαφών φαίνονται στο Σχήμα 5.2 και είναι:

1. Η **ελαστική παραμόρφωση** των κόκκων λόγω των αναπτυσσόμενων τάσεων (Σχήμα 5.2α). Η παραμόρφωση αυτή είναι εξ' ορισμού αντιστρεπτή, δηλαδή αναιρείται με την αναίρεση των αιτίων που την προκάλεσαν (δηλαδή των εξωτερικώς επιβεβλημένων φορτίων).
2. Η **ανελαστική (πλαστική) παραμόρφωση** των κόκκων. Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο Κεφάλαιο, οι τάσεις που αναπτύσσονται στις επαφές μεταξύ των κόκκων είναι πολύ μεγαλύτερες από τις μέσες τάσεις (ολικές και ενεργές) που ορίζονται μακροσκοπικά και συνεπώς μπορούν να οδηγήσουν σε ανελαστικές παραμορφώσεις ή ακόμα και σε θρυμματισμό των κόκκων στα σημεία επαφής τους (Σχήμα 5.2β). Η παραμόρφωση αυτή είναι εξ' ορισμού μη-αντιστρεπτή, δηλαδή δεν αναιρείται με την αποφόρτιση.
3. Η **σχετική ολίσθηση** μεταξύ των κόκκων. Όπως είναι γνωστό, μεταξύ των κόκκων αναπτύσσονται ορθές δυνάμεις (N) και διατμητικές δυνάμεις (T). Όταν ο λόγος T/N υπερβεί το στατικό συντελεστή τριβής του υλικού, οι κόκκοι ολισθαίνουν και μετακινούνται μεταβάλλοντας τη μεταξύ τους θέση και διάταξη. Η ολίσθηση συχνά συνοδεύεται και από την κύλιση ενός κόκκου επί άλλου (Σχήμα 5.2γ). Η ολίσθηση και η κύλιση μεταξύ των κόκκων οφείλονται στην ύπαρξη πόρων στα εδαφικά υλικά και γενικά οδηγούν **σε μεταβολή του συνολικού όγκου των κενών**, δηλαδή σε μεταβολή του όγκου του εδαφικού υλικού. Οι μηχανισμοί της ολίσθησης και κύλισης είναι μη-αντιστρεπτοί στο μεγαλύτερό τους ποσοστό.

Από τους τρεις προηγούμενους μηχανισμούς, η σχετική ολίσθηση και κύλιση μεταξύ των κόκκων είναι ο σπουδαιότερος παράγοντας παραμόρφωσης στα κοκκώδη εδάφη.

Το μέγεθος της παραμόρφωσης των κοκκωδών εδαφών εξαρτάται βέβαια από την ένταση και τον τύπο της επιβαλλόμενης φόρτισης (ισότροπη ή διατμητική), εξαρτάται όμως και από άλλους παράγοντες, οι οποίοι κατά ποιοτική θεώρηση είναι:

1. Το **σχήμα των κόκκων**. Είναι προφανές ότι οι σχετικές ολισθήσεις και κυλίσεις είναι ευκολότερες μεταξύ στρογγυλεμένων κόκκων. Αντίθετα, οι πλαστικές παραμορφώσεις και θραύσεις των αιχμών είναι πιθανότερες σε εδάφη με γωνιώδεις κόκκους.
2. Η **κοκκομετρική διαβάθμιση** και ειδικότερα η παρουσία ποικιλίας μεγεθών κόκκων. Σε υλικά με μεγάλη ποικιλία μεγεθών κόκκων το ποσοστό των κενών



Σχ. 5.2: Παραμόρφωση κοκκωδών εδαφών

είναι γενικά μικρότερο (επειδή οι μικροί κόκκοι πληρούν τα κενά μεταξύ των μεγαλύτερων) και τούτο δυσχεραίνει τις μεταξύ τους σχετικές ολισθήσεις λόγω έλλειψης χώρου για τη μετακίνηση που συνοδεύει την ολίσθηση.

3. Η **σχετική πυκνότητα** του κοκκώδους υλικού. Μεγάλη σχετική πυκνότητα, δηλαδή μικρό ποσοστό κενών, οδηγεί σε μικρότερες ολισθήσεις και κυλίσεις με το ίδιο, όπως παραπάνω, σκεπτικό.

(β) **Συνεκτικά (αργιλικά) εδάφη**

Τα συνεκτικά εδάφη δομούνται από αργιλικά πλακίδια και τις διπλές στρώσεις νερού που είναι προσροφημένες σε αυτά. Λόγω του σημαντικού πάχους των διπλών στρώσεων που περιβάλλουν τα πλακίδια, η μετάδοση των τάσεων στα συνεκτικά υλικά γίνεται εν μέρει μόνον μέσω των μηχανικών δυνάμεων επαφής μεταξύ των πλακιδίων, δηλαδή με μηχανισμούς ανάλογους με αυτούς που ισχύουν στα κοκκώδη υλικά. Αντίθετα, η μετάδοση των τάσεων στα συνεκτικά υλικά γίνεται κυρίως μέσω των ηλεκτροστατικών απώσεων των διπλών στρώσεων, των ηλεκτροστατικών έλξεων μεταξύ των διπλών στρώσεων και της θετικά φορτισμένης περιφέρειας των αργιλικών πλακιδίων, και των μοριακής υψής ελκτικών δυνάμεων τύπου Van der Waals που ασκούνται μεταξύ των πλακιδίων.

Οι κυριότεροι μηχανισμοί που συντελούν στην παραμόρφωση των συνεκτικών υλικών είναι:

1. Οι **(ελαστικές και ανελαστικές) καμπτικές παραμορφώσεις** των αργιλικών πλακιδίων, που οφείλονται στο μικρό τους πάχος. Ο μηχανισμός αυτός είναι μικρής, γενικά, σημασίας στην παραμόρφωση των συνεκτικών εδαφών.
2. Η **μεταβολή του πάχους των διπλών στρώσεων**. Με την επιβολή της φόρτισης το έδαφος υποχωρεί, τα αργιλικά πλακίδια προσεγγίζουν, οι διπλές τους στρώσεις συμπιέζονται και το πάχος τους μικραίνει. Η συμπίεση αυτή είναι γενικά αντιστρεπτή, επειδή με την αφαίρεση του φορτίου οι διπλές στρώσεις αποκτούν το αρχικό τους πάχος, που καθορίζεται από το ηλεκτρικό δυναμικό στην επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων και το pH του νερού των πόρων. Ο μηχανισμός αυτός της παραμόρφωσης είναι αρκετά σημαντικός ιδίως σε αργίλους με "διαταγμένη" δομή, δηλαδή σε αργίλους που τα πλακίδιά τους έχουν σχετικά παράλληλη διάταξη χωρίς συσσωματώματα και μακροκόκκους.
3. Η **σχετική ολίσθηση και αναδιάταξη** των αργιλικών πλακιδίων. Η ολίσθηση και μετακίνηση των πλακιδίων γίνεται γενικά χωρίς μηχανική επαφή αλλά με ολίσθηση μεταξύ των διπλών τους στρώσεων. Ο μηχανισμός αυτός, που είναι μερικώς μόνον αντιστρεπτός, εμφανίζεται κυρίως σε αργίλους θρομβοειδούς δομής, δηλαδή σε αργίλους που τα πλακίδιά τους έχουν τυχαία διάταξη και έχουν δημιουργήσει συσσωματώματα και μακροκόκκους.

Οι μηχανισμοί (2) και (3) μπορούν να ενεργοποιηθούν και χωρίς την επιβολή εξωτερικής φόρτισης, επειδή συνδέονται αποκλειστικά με την αλληλεπίδραση μεταξύ των διπλών στρώσεων. Κατά συνέπεια, παραμορφώσεις μπορούν να προκληθούν και από άλλους παράγοντες όπως η ξήρανση, η απορρόφηση νερού, η μεταβολή του pH του νερού των πόρων κλπ.

Η λεπτομερής παρακολούθηση των παραπάνω μηχανισμών κατά τη φόρτιση ενός εδαφικού υλικού και η προσπάθεια υπολογισμού της παραμόρφωσης με άθροιση των επιρροών τους υπερβαίνει τις σημερινές αναλυτικές δυνατότητες, δεδομένου ότι ο αριθμός των επαφών μεταξύ των κόκκων είναι πολύ μεγάλος (π.χ. ένα κυβικό εκατοστό λεπτόκοκκης άμμου περιέχει περί τα πέντε εκατομύρια σημείων επαφής, ενώ στην περίπτωση των συνεκτικών εδαφών ο αριθμός αυτός είναι ακόμη μεγαλύτερος. Κατά συνέπεια, είναι απαραίτητη η μακροσκοπική θεώρηση των

παραμορφώσεων των εδαφικών υλικών και η συσχέτιση των τάσεων με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις μέσω φαινομενολογικών (εμπειρικών) "νόμων".

5.3 Ο Τρίπτυχος Ρόλος της Υγρής Φάσης

Στα προηγούμενα έχει επανειλημμένα αναφερθεί η σημασία της παρουσίας νερού στους πόρους των εδαφικών υλικών. Η επιρροή του νερού των πόρων, που είναι σημαντική ακόμη και στα κοκκώδη υλικά, έχει καθοριστική σημασία στα συνεκτικά υλικά. Στα επόμενα μελετάται διεξοδικότερα ο ρόλος της υγρής φάσης στα εδαφικά υλικά:

1. Η **Χημική Αλληλεπίδραση**. Το νερό των πόρων επηρεάζει το μέγεθος της διπλής στρώσης του προσροφημένου νερού και κατά συνέπεια καθορίζει τον τρόπο μετάδοσης των δυνάμεων αλλά και τους μηχανισμούς ανάπτυξης των παραμορφώσεων στα αργιλικά υλικά. Στα κοκκώδη υλικά η χημική αλληλεπίδραση είναι επουσιώδης έως ανύπαρκτη.
2. Η **Φυσική Αλληλεπίδραση**. Καθώς το νερό κινείται διαμέσου των διασυνδεδεμένων πόρων του εδαφικού υλικού, αλληλεπιδρά με τους στερεούς κόκκους και ασκεί επ' αυτών δυνάμεις διήθησης λόγω μεταβολής του ανύσματος της ορμής. Στο προηγούμενο Κεφάλαιο μελετήθηκαν διεξοδικά οι δυνάμεις διήθησης, υπολογίσθηκε το μέγεθός τους και εξετάσθηκε η επιρροή τους στη μεταβολή των ενεργών τάσεων (δηλαδή των δυνάμεων που ασκούνται μεταξύ των κόκκων). Τέλος, διαπιστώθηκε ότι, αν το μέγεθος των δυνάμεων διήθησης αυξηθεί, οι ενεργές τάσεις μηδενίζονται και το έδαφος μετατρέπεται σε αιώρημα με μηδενική αντοχή, το οποίο δεν μπορεί να αναλάβει φορτία (συνθήκη ρευστοποίησης).
3. Η **Μηχανική Αλληλεπίδραση**, που εκφράζει τη συμμετοχή του νερού στην ανάληψη των επιβεβλημένων φορτίων. Τα φορτία που επιβάλλονται σε ένα κορεσμένο εδαφικό υλικό αναλαμβάνονται από τον εδαφικό σκελετό (με τη μορφή ενεργών τάσεων) και από το νερό των πόρων (με τη μορφή υδατικών πιέσεων). Ειδικότερα, σε προηγούμενο Κεφάλαιο αναπτύχθηκε η ακόλουθη αναλυτική σχέση, η οποία εκφράζει τη συμμετοχή του νερού στην ανάληψη του συνολικού εξωτερικώς επιβεβλημένου φορτίου (της ολικής τάσης):

$$\sigma = \sigma' + u$$

Η επιρροή της υγρής φάσης στην ανάληψη των επιβεβλημένων φορτίων εκφράζεται με τον όρο "**Αρχή των Ενεργών Τάσεων**" και μελετάται διεξοδικά στο επόμενο εδάφιο.

5.4 Η Αρχή των Ενεργών Τάσεων

Ως γνωστόν, η *ενεργός τάση* εκφράζει μακροσκοπικά τις δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των στερεών κόκκων, δηλαδή το ποσοστό του εξωτερικώς επιβεβλημένου φορτίου που αναλαμβάνεται από τον **εδαφικό σκελετό**, ενώ το υπόλοιπο φορτίο αναλαμβάνεται από την υγρή φάση με τη μορφή υδατικών πιέσεων. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται μεταξύ των κόκκων οδηγούν σε **παραμόρφωση του εδαφικού σκελετού** μέσω των μηχανισμών παραμόρφωσης που αναφέρθηκαν σε προηγούμενο εδάφιο. Με την εξαίρεση ορισμένων ειδικών περιπτώσεων παραμόρφωσης χωρίς μεταβολή του εξωτερικώς επιβεβλημένου φορτίου (όπως η ξήρανση, απορρόφηση νερού, μεταβολή του pH του υγρού των πόρων, θερμοκρασιακές μεταβολές κλπ), **κάθε παραμόρφωση του εδαφικού σκελετού συνοδεύεται από αντίστοιχη μεταβολή των φορτίων που αναλαμβάνονται από**

τον **εδαφικό σκελετό, δηλαδή από μεταβολή των ενεργών τάσεων**. Η προφανής αυτή αρχή, που ισχύει σε οποιοδήποτε υλικό και απαιτεί όπως κάθε φόρτιση συνοδεύεται από αντίστοιχη παραμόρφωση, έχει σημαντικές συνέπειες στα εδαφικά υλικά λόγω της πολυφασικότητάς τους, λόγω δηλαδή της παρουσίας νερού στους πόρους, το οποίο συμμετέχει στην ανάληψη των εξωτερικώς επιβεβλημένων φορτίων. Η ύπαρξη νερού στους πόρους των εδαφικών υλικών επιβάλλει περιορισμούς στον τρόπο παραμόρφωσης, οι οποίοι οφείλονται κυρίως στη μεγάλη διαφορά συμπιεστότητας μεταξύ του εδαφικού σκελετού αφενός και του υλικού των κόκκων και του νερού των πόρων αφετέρου.

Η **συμπιεστότητα** ενός υλικού ορίζεται από το λόγο της ισότροπης τάσης (πίεσης), που προκαλεί ορισμένη ογκομετρική παραμόρφωση, προς την παραμόρφωση αυτή και εκφράζεται με το **μέτρο ισότροπης συμπίεσης**:

$$K \equiv \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon_{vol}}$$

Το μέτρο ισότροπης συμπίεσης του υλικού των εδαφικών κόκκων (πυρίτιο, αργιλικά ορυκτά, ασβεστόλιθος κλπ), όπως και το μέτρο συμπίεσης του νερού των πόρων, είναι της τάξης των 30 - 100 GPa. Αντίθετα, το μέτρο ισότροπης συμπίεσης του εδαφικού σκελετού είναι πολύ μικρότερο, της τάξης των 10 - 200 MPa (0.01 - 0.2 GPa).

Κατά την επιβολή ενός εξωτερικού φορτίου (π.χ. μιας ισότροπης τάσης) σε ένα ισότροπο εδαφικό υλικό, θα συμβεί κάποιο από τα επόμενα ενδεχόμενα:

1. Αν το έδαφος είναι **ξηρό**, τότε το συνολικό εξωτερικώς επιβεβλημένο φορτίο θα αναληφθεί από τον εδαφικό σκελετό ($\Delta \sigma = \Delta \sigma'$), που θα παραμορφωθεί σύμφωνα με το μέτρο ισότροπης συμπίεσής του, δηλαδή θα υποστεί ογκομετρική παραμόρφωση:

$$\Delta \varepsilon_{vol} = \frac{\Delta \sigma'}{K_{SK}}$$

όπου K_{SK} είναι το μέτρο ισότροπης συμπίεσης του εδαφικού σκελετού. Η ογκομετρική παραμόρφωση θα οδηγήσει σε μεταβολή του όγκου του εδαφικού υλικού, ίση με:

$$\Delta V = -V_o \cdot \Delta \varepsilon_{vol}$$

όπου V_o είναι ο αρχικός όγκος του εδάφους.

2. Αν το έδαφος είναι **πλήρως κορεσμένο** (το σύνολο δηλαδή των πόρων του καταλαμβάνεται από νερό), τότε υπάρχουν οι εξής δύο δυνατότητες:

(α) Αν το νερό **μπορεί να διαφύγει** ελεύθερα από τους πόρους του εδαφικού υλικού, τότε και πάλι το φορτίο θα αναληφθεί πλήρως από τον εδαφικό σκελετό, που θα παραμορφωθεί όπως προηγουμένως με ανάλογη μείωση του όγκου του εδάφους. **Η μείωση του όγκου του εδάφους θα προέλθει από ισόποση μείωση του όγκου των κενών**, δηλαδή από την αναδιάταξη των κόκκων του εδάφους σε πιο πυκνή δομή (με λιγότερα κενά). Τούτο οφείλεται στο γεγονός ότι το μέτρο ισότροπης συμπίεσης του υλικού των κόκκων είναι πολύ μεγάλο σε σχέση με αυτό του εδαφικού σκελετού και, έτσι, η πραγματική **μείωση του όγκου των κόκκων είναι αμελητέα σε σχέση με τη μείωση του όγκου των κενών**. Επειδή, όμως, τα κενά καταλαμβάνονται πλήρως από νερό, η μείωση του όγκου των κενών θα συνοδευθεί από **εκροή** ίσου όγκου νερού από τους πόρους του εδαφικού υλικού.

(β) Αν το νερό **δεν μπορεί να διαφύγει** από τους πόρους (τούτο συμβαίνει πολύ συχνά, όπως αναφέρεται παρακάτω), τότε η δυνατότητα παραμόρφωσης του εδάφους είναι περιορισμένη. Πράγματι, το έδαφος αποτελείται από νερό και

κόκκους, που και τα δύο είναι πρακτικά ασυμπίεστα σε σχέση με τη συμπιεστότητα του εδαφικού σκελετού. Επειδή, λοιπόν, ούτε ο όγκος του νερού μπορεί να μεταβληθεί (έχει θεωρηθεί ότι το νερό δεν μπορεί να διαφύγει και η συμπιεστότητά του είναι πρακτικά μηδενική) αλλά ούτε και ο όγκος των κόκκων (για τους ίδιους λόγους), **ο όγκος του εδάφους δεν μεταβάλλεται**, δηλαδή η ογκομετρική παραμόρφωση του εδαφικού σκελετού είναι μηδενική. Επιπλέον, λόγω της ισότροπης φόρτισης αλλά και της υποτιθέμενης ισότροπης συμπεριφοράς του εδάφους, δεν θα αναπτυχθούν ούτε διατμητικές παραμορφώσεις, οπότε η ολική παραμόρφωση του εδάφους είναι μηδενική. Κατά την αρχή των Ενεργών Τάσεων, όμως, η ενεργός τάση που αναλαμβάνεται από τον εδαφικό σκελετό δεν μπορεί να μεταβληθεί (δηλαδή $\Delta\sigma' = 0$), εφόσον δεν συνοδεύεται από αντίστοιχη παραμόρφωση. Κατά συνέπεια, η γνωστή σχέση:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

οδηγεί στο συμπέρασμα ότι:

$$\Delta\sigma = \Delta u$$

δηλαδή ότι **το σύνολο της εξωτερικά επιβεβλημένης ισότροπης πίεσης αναλαμβάνεται από το νερό των πόρων** χωρίς πρόσθετη φόρτιση του εδαφικού σκελετού. Το παράδοξο της προφανούς ερώτησης: εφόσον ο εδαφικός σκελετός δεν αναλαμβάνει πρόσθετο φορτίο (αφού δεν παραμορφώνεται), πώς το νερό αναλαμβάνει φορτίο (και μάλιστα το σύνολο του φορτίου), εφόσον και αυτό δεν παραμορφώνεται; αίρεται ύστερα από την εξής, ακριβέστερη, διατύπωση των όσων αναφέρθηκαν προηγουμένως:

Στην προκειμένη περίπτωση, τόσο ο εδαφικός σκελετός όσο και οι κόκκοι και το νερό παραμορφώνονται **ελάχιστα** και μάλιστα σύμφωνα με το μέτρο συμπίεσής τους. Επιπλέον, η παραμόρφωση του εδαφικού σκελετού (δηλαδή, μακροσκοπικά, η παραμόρφωση του εδάφους) ισούται με το άθροισμα των παραμορφώσεων των κόκκων και του νερού, δηλαδή:

$$\Delta \varepsilon_{vol} = \Delta \varepsilon_{vol,s} + \Delta \varepsilon_{vol,w}$$

ή:

$$\frac{\Delta\sigma'}{K_{SK}} = \frac{\Delta u}{K_s} + \frac{\Delta u}{K_w} \quad (5.1)$$

όπου K_s είναι το μέτρο της ισότροπης συμπίεσης του υλικού των κόκκων, K_w το αντίστοιχο μέτρο του νερού των πόρων και, προφανώς, η πρόσθετη υδατική πίεση Δu φορτίζει τόσο το νερό όσο και τους κόκκους που περιβάλλονται από νερό. Επιπλέον:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (5.2)$$

Από τις σχέσεις (5.1) και (5.2) προκύπτει ότι:

$$\Delta u = \frac{1}{1 + \left(\frac{K_{SK}}{K_s} + \frac{K_{SK}}{K_w} \right)} \Delta\sigma$$

$$\Delta\sigma' = \frac{\left(\frac{K_{SK}}{K_s} + \frac{K_{SK}}{K_w} \right)}{1 + \left(\frac{K_{SK}}{K_s} + \frac{K_{SK}}{K_w} \right)} \Delta\sigma$$

και, εφόσον $K_{SK}/K_s \approx 0$ και $K_{SK}/K_w \approx 0$ (επειδή η συμπιεστότητα του εδαφικού σκελετού είναι πολύ μεγαλύτερη από τη συμπιεστότητα του υλικού των κόκκων και του νερού των πόρων), προκύπτει ότι:

$$\Delta u = \Delta \sigma$$

$$\Delta \sigma' = 0$$

δηλαδή οι ίδιες σχέσεις στις οποίες κατέληξε και το προηγούμενο σκεπτικό.

3. Αν το έδαφος είναι **μερικώς κορεσμένο** (δηλαδή οι πόροι του πληρούνται μερικώς με νερό και μερικώς με αέρα), τότε η συμπεριφορά του εδάφους κατά την επιβολή της φόρτισης εξαρτάται από τα σχετικά ποσοστά νερού και αέρα στους πόρους. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, εάν το έδαφος ήταν ξηρό, το σύνολο του φορτίου θα αναλαμβανόταν από τον εδαφικό σκελετό με μείωση του όγκου του κατά:

$$\Delta V = V_o \cdot \frac{\Delta \sigma}{K_{SK}}$$

Εάν ο συνολικός όγκος του αέρα στους πόρους του εδάφους είναι μεγαλύτερος ή ίσος του ΔV , τότε ο αέρας θα συμπιεσθεί, ο βαθμός κορεσμού του εδάφους θα αυξηθεί και το εξωτερικώς επιβεβλημένο φορτίο θα αναληφθεί πλήρως από τον εδαφικό σκελετό ($\Delta \sigma' = \Delta \sigma$). Εάν, όμως, ο συνολικός όγκος του αέρα V_a στους πόρους είναι μικρότερος του ΔV , τότε ο αέρας θα συμπιεσθεί πλήρως (μέχρι πρακτικά μηδενισμού του όγκου του) με συνέπεια την ισόποση μείωση του όγκου του εδάφους. Κατά τη συμπίεση του όγκου του εδάφους κατά V_a , η παραμόρφωση του εδαφικού σκελετού θα είναι:

$$\Delta \varepsilon_{vol,1} = \frac{V_a}{V_o}$$

οπότε η αντίστοιχη αύξηση των ενεργών τάσεων θα είναι:

$$\Delta \sigma'_1 = \frac{V_a}{V_o} \cdot K_{SK} < \frac{\Delta V}{V_o} \cdot K_{SK} = \Delta \sigma$$

Στην κατάσταση, όμως, αυτή το έδαφος είναι πλέον πλήρως κορεσμένο και συνεπώς το υπόλοιπο φορτίο ($\Delta \sigma - \Delta \sigma'_1$) είτε θα αναληφθεί από τον εδαφικό σκελετό (εφόσον το νερό μπορεί να διαφύγει ελεύθερα) είτε θα αναληφθεί από το νερό των πόρων (εφόσον το νερό δεν μπορεί να διαφύγει), σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως για τα κορεσμένα εδαφικά υλικά.

Στα προηγούμενα αναφέρθηκε ένα απλό παράδειγμα (η ισότροπη συμπίεση ενός εδαφικού υλικού), στο οποίο καταδείχθηκε η σημασία της **αρχής των Ενεργών Τάσεων**. Η αρχή αυτή διατυπώθηκε από τον Κ. Terzaghi περί το 1920 με τη μορφή:

"Η μεταβολή οποιουδήποτε μηχανικού χαρακτηριστικού ενός εδαφικού υλικού (όπως παραμόρφωση, αντοχή κλπ.) συνεπάγεται αντίστοιχη μεταβολή των ενεργών τάσεων και αντιστρόφως."

Κατά συνέπεια, η μεταβολή των ενεργών τάσεων είναι αναγκαία και ικανή συνθήκη για την παραμόρφωση ενός εδαφικού υλικού.

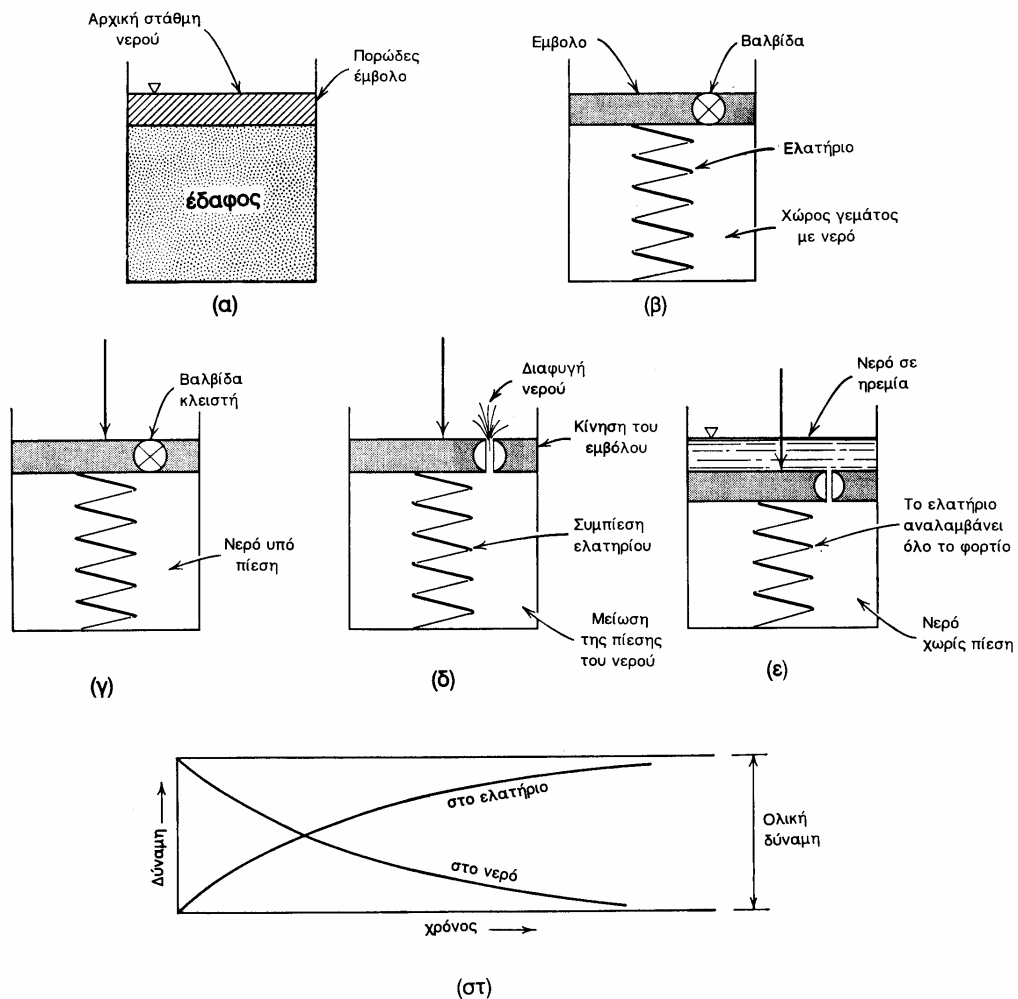
Η αρχή των Ενεργών Τάσεων δίνει απάντηση στο ερώτημα αν ο πυθμένας της θάλασσας συμπιέζεται (υποχωρεί), όταν η στάθμη της επιφάνειας της θάλασσας μεταβάλλεται λόγω παλίρροιας, κυμάτων κλπ. Αποδεικνύεται, με απλούς υπολογισμούς των γεωστατικών τάσεων, ότι κατά τη μεταβολή της στάθμης της θάλασσας οι ολικές τάσεις και οι (υδροστατικές) υδατικές πιέσεις μεταβάλλονται ισόποσα, οπότε οι ενεργές τάσεις δεν μεταβάλλονται. Κατά συνέπεια, με χρήση της αρχής των ενεργών τάσεων προκύπτει ότι το έδαφος δεν παραμορφώνεται, δηλαδή ο πυθμένας της θάλασσας δεν υποχωρεί.

Στο επόμενο εδάφιο σχολιάζεται η παραδοχή που αναφέρθηκε προηγουμένως σχετικά με τη δυνατότητα του νερού των πόρων του εδάφους να κινείται, δηλαδή να διαφεύγει ελεύθερα ή να μην μπορεί να διαφύγει, μελετάται δηλαδή η αρχή του φαινομένου της **στερεοποίησης**, που είναι μια ακόμα εφαρμογή της αρχής των Ενεργών Τάσεων.

5.5 Η Αρχή του Φαινομένου της Στερεοποίησης των Εδαφικών Υλικών

Στερεοποίηση των εδαφικών υλικών ονομάζεται το φαινόμενο κατά το οποίο τα κορεσμένα εδάφη δεν παρουσιάζουν άμεση απόκριση (δηλαδή παραμόρφωση) στην επιβολή εξωτερικών φορτίων αλλά αντίθετα παραμορφώνονται επί αρκετό χρόνο μετά την επιβολή της φόρτισης. Τούτο συμβαίνει, επειδή οι παραμορφώσεις τους συνδέονται με ταυτόχρονη διαφυγή του νερού των πόρων, η οποία δεν μπορεί να συμβεί ακαριαία. Το φαινόμενο της στερεοποίησης οφείλεται στη μεγάλη διαφορά συμπιεστότητας μεταξύ του εδαφικού σκελετού και του νερού των πόρων και ερμηνεύεται, ίσως, καλύτερα με το ακόλουθο μηχανικό ανάλογο (Σχήμα 5.3):

Ένα δείγμα εδάφους τοποθετείται σε δοχείο με ανένδοτα και αδιαπέρατα τοιχώματα και καλύπτεται με άκαμπτο αλλά πορώδες έμβολο (Σχήμα α). Το έδαφος είναι κορεσμένο με νερό που φθάνει μέχρι την άνω επιφάνεια του εμβόλου. Το βάρος του εμβόλου αναλαμβάνεται πλήρως από τον εδαφικό σκελετό, επειδή το έμβολο



Σχ. 5.3: Υδρομηχανικό ανάλογο της στερεοποίησης των εδαφών

είναι πορώδεις και, κατά συνέπεια, το νερό μπορεί να διαφύγει ελεύθερα διαμέσου του εμβόλου. Το σύστημα εδάφους-νερού-εμβόλου προσομοιάζεται με το μηχανικό ανάλογο που φαίνεται στο Σχήμα (β). Το δοχείο είναι γεμάτο με νερό, ο εδαφικός σκελετός έχει αντικατασταθεί με ένα μηχανικό ελατήριο, ενώ το έμβολο, που τώρα είναι αδιαπέρατο, διαθέτει βαλβίδα που μπορεί να ανοίγει και να κλείνει. Εάν, με τη βαλβίδα κλειστή, επιβληθεί μία δύναμη (ΔF) στο έμβολο (Σχήμα γ), τότε η δύναμη αναλαμβάνεται πλήρως από το νερό με αύξηση της πίεσης κατά:

$$\Delta u = \frac{\Delta F}{A}$$

όπου A είναι η επιφάνεια του εμβόλου. Τούτο συμβαίνει, επειδή το νερό είναι πρακτικά ασυμπίεστο και συνεπώς αναλαμβάνει φορτίο με αμελητέα υποχώρηση του εμβόλου, ενώ το ελατήριο δεν αναλαμβάνει φορτίο, **επειδή πρακτικά δεν έχει παραμορφωθεί** (είναι γνωστό ότι τα ελατήρια αναλαμβάνουν φορτίο ανάλογο της συμπίεσής τους). Εάν, με το φορτίο επί του εμβόλου, ανοιχθεί η βαλβίδα (βλέπε Σχήμα δ), τότε το νερό, λόγω της υπερπίεσης Δu , θα τείνει να διαφύγει διαμέσου της βαλβίδας. Πράγματι, στην άνω πλευρά της βαλβίδας επικρατεί ατμοσφαιρική πίεση (μηδέν), ενώ στην κάτω πλευρά της βαλβίδας επικρατεί η υδατική υπερπίεση Δu και η διαφορά αυτή προκαλεί ροή προς τα άνω διαμέσου της βαλβίδας. Η διαφυγή νερού διαμέσου της βαλβίδας έχει δύο κύρια χαρακτηριστικά:

- 1) Λόγω της μικρής διαμέτρου της οπής (βαλβίδας), η διαφυγή του νερού δεν συμβαίνει ακαριαία αλλά διαρκεί για κάποιο χρονικό διάστημα, το οποίο μάλιστα είναι τόσο μεγαλύτερο όσο μικρότερη είναι η διάμετρος της βαλβίδας.
- 2) Κατά τη διαφυγή του νερού διαμέσου της βαλβίδας, ο όγκος του νερού που βρίσκεται κάτω από το έμβολο μειώνεται και το έμβολο υποχωρεί. Με την υποχώρηση του εμβόλου συμπιέζεται το ελατήριο, που κατ' αυτόν τον τρόπο αναλαμβάνει φορτίο. Ειδικότερα, με την πάροδο του χρόνου και τη συνεχιζόμενη διαφυγή νερού διαμέσου της βαλβίδας, το ελατήριο συνεχίζει να συμπιέζεται και να αναλαμβάνει διαρκώς μεγαλύτερο φορτίο. Εάν $\Delta F'$ είναι το τμήμα του συνολικού φορτίου ΔF που αναλαμβάνεται από το ελατήριο σε κάποια χρονική στιγμή, τότε το υπόλοιπο φορτίο ($\Delta F - \Delta F'$) αναλαμβάνεται από το νερό με την ανάπτυξη υδατικής υπερπίεσης:

$$\Delta u = (\Delta F - \Delta F')/A$$

Με την πάροδο του χρόνου και τη συνεχή αύξηση του φορτίου $\Delta F'$ που αναλαμβάνεται από το ελατήριο, η υπερπίεση πόρων διαρκώς μειώνεται, δεδομένου ότι το συνολικό φορτίο ΔF παραμένει σταθερό. Η βαθμιαία διαφυγή νερού διαμέσου της βαλβίδας θα συνεχισθεί έως ότου διαφύγει αρκετή ποσότητα νερού, ώστε το ελατήριο να συμπιεσθεί επαρκώς και να αναλάβει το σύνολο του εξωτερικώς επιβεβλημένου φορτίου (δηλαδή $\Delta F' = \Delta F$), οπότε $\Delta u = 0$ και το νερό παύει να διαφεύγει διαμέσου της βαλβίδας επειδή δεν διαθέτει πλέον την απαραίτητη υπερπίεση (Σχήμα 5.3ε). Η χρονική εξέλιξη της υδατικής υπερπίεσης και της δύναμης στο ελατήριο φαίνονται κατά ποιοτική προσέγγιση στο Σχήμα 5.3στ.

Η αναλογία της λειτουργίας του ανωτέρω μηχανικού συστήματος με τα εδαφικά υλικά είναι η εξής: το μηχανικό ελατήριο αντιστοιχεί στον εδαφικό σκελετό, ο οποίος (όπως και το ελατήριο) για να αναλάβει φορτίο (με τη μορφή ενεργών τάσεων) πρέπει να παραμορφωθεί. Το νερό στο εσωτερικό του δοχείου αντιστοιχεί στο νερό που πληρεί τους εδαφικούς πόρους και, ως γνωστόν, έχει συμπίεστικότητα πολύ μικρότερη από τη συμπίεστικότητα του εδαφικού σκελετού. Τέλος, η βαλβίδα, που επιτρέπει ή παρεμποδίζει τη διαφυγή του νερού, αντιστοιχεί στους πόρους του εδάφους, οι

οποίοι επιτρέπουν μεν τη δίοδο του νερού αλλά με κάποια χρονική υστέρηση λόγω του μικρού τους μεγέθους. Είναι προφανές ότι όσο μικρότερο είναι το μέγεθος των εδαφικών πόρων (όσο δηλαδή πιο λεπτόκοκκο είναι το εδαφικό υλικό), τόσο περισσότερο παρεμποδίζεται η δίοδος του νερού και καθυστερεί η διαφυγή του, με συνέπεια να καθυστερεί και η συμπίεση του εδάφους.

Το φαινόμενο της βαθμιαίας διαφυγής του νερού των πόρων και συνεπώς της βαθμιαίας συμπίεσης του εδάφους κατά την επιβολή εξωτερικών φορτίων ονομάζεται *στερεοποίηση*. Κατά την εξέλιξη του φαινομένου της στερεοποίησης τα εξωτερικώς επιβεβλημένα φορτία, που αρχικώς αναλαμβάνονται εξ' ολοκλήρου από την υγρή φάση με τη μορφή **υδατικών υπερπίεσεων**, βαθμιαίως αναλαμβάνονται από τον εδαφικό σκελετό με την αύξηση των ενεργών τάσεων, την ταυτόχρονη μείωση των υδατικών υπερπίεσεων και τη συνεχιζόμενη παραμόρφωση του εδάφους. Αντίστοιχο φαινόμενο στερεοποίησης παρατηρείται και κατά τη μείωση των επιβεβλημένων φορτίων. Στην περίπτωση αυτή η μείωση των φορτίων δημιουργεί υδατικές υποπίεσεις (δηλαδή μείωση των πιέσεων πόρων), οι οποίες με τη βαθμιαία εισροή νερού στους πόρους σταδιακά μειώνονται και τελικώς μηδενίζονται με ταυτόχρονη διόγκωση του εδαφικού σκελετού και μείωση των ενεργών τάσεων. Το φαινόμενο της στερεοποίησης των εδαφικών υλικών μελετήθηκε για πρώτη φορά από τον K. Terzaghi περί το 1920 και οδήγησε στη θεμελίωση της επιστήμης της Εδαφομηχανικής.

Η σημασία του φαινομένου της στερεοποίησης στην Εδαφομηχανική είναι μεγάλη, επειδή προκαλεί καθυστέρηση στη χρονική εξέλιξη των εδαφικών υποχωρήσεων που οφείλονται στα επιβεβλημένα φορτία. Η μακροσκοπική (εκ του αποτελέσματος) εμφάνιση του φαινομένου της στερεοποίησης είναι παρόμοια με αυτήν του ερπυσμού, που παρατηρείται σε άλλα υλικά και επίσης προκαλεί χρονικώς εξελισσόμενες υποχωρήσεις. Οι μηχανισμοί, όμως, που προκαλούν τα δύο φαινόμενα είναι τελείως διαφορετικοί: το φαινόμενο της στερεοποίησης οφείλεται στην πολυφασικότητα των εδαφικών υλικών και παρατηρείται ακόμη και στην περίπτωση που ο εδαφικός σκελετός έχει συμπεριφορά γραμμικού ισότροπου ελαστικού υλικού, ενώ ο ερπυσμός συμβαίνει μόνον σε υλικά των οποίων η καταστατική συμπεριφορά περιλαμβάνει χρονικώς εξελισσόμενες παραμορφώσεις (δηλαδή δεν συμβαίνει σε υλικά με γραμμική συμπεριφορά).

Από την προηγούμενη ανάπτυξη του φαινομένου της στερεοποίησης **δεν** θα πρέπει να δημιουργηθεί η εντύπωση ότι, γενικά, κατά την ταχεία φόρτιση κορεσμένων εδαφικών υλικών το **σύνολο** των επιβαλλόμενων φορτίων αναλαμβάνεται αρχικώς από τις υδατικές υπερπίεσεις χωρίς (άμεση) παραμόρφωση του εδαφικού σκελετού, δηλαδή **χωρίς** άμεση υποχώρηση της επιφάνειας του εδάφους. Η ακριβής έννοια του φαινομένου της στερεοποίησης είναι ότι κατά την ταχεία φόρτιση κορεσμένων εδαφικών υλικών οι **ογκομετρικές παραμορφώσεις** του εδαφικού σκελετού είναι πρακτικώς μηδενικές, δηλαδή το έδαφος παραμορφώνεται **υπό σταθερό όγκο**, επειδή το νερό των πόρων δεν μπορεί να διαφύγει αμέσως. Τούτο σημαίνει ότι το έδαφος παραμορφώνεται, δηλαδή υφίσταται διατμητικές και ορθές παραμορφώσεις (μεταβολές γωνιών και μηκών, αντίστοιχα), χωρίς όμως μεταβολή του όγκου του, δηλαδή οι ορθές παραμορφώσεις πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = 0$$

Συνεπώς, ακόμη και εάν ένα κτίριο κατασκευασθεί με ταχύ ρυθμό, η θεμελίωσή του θα υποστεί άμεσες υποχωρήσεις, **έστω και εάν το έδαφος είναι πλήρως κορεσμένο και αποτελείται από αργιλικές στρώσεις με πολύ μικρή διαπερατότητα**. Τούτο εξηγείται, επειδή η υποχώρηση (βύθιση) κάθε πεδίου

συνοδεύεται από πλευρική εκτόπιση εδαφικού υλικού και ταυτόχρονη (μικρή) άνοδο της επιφάνειας του εδάφους γύρω από το θεμέλιο χωρίς μεταβολή του συνολικού όγκου του εδάφους, δηλαδή ο εδαφικός όγκος που εκτοπίζεται κατά τη βύθιση του θεμελίου ισούται με τον όγκο που μετακινήθηκε πάνω από την αρχική επιφάνεια του εδάφους. Η πιθανή παρανόηση της έννοιας της "μηδενικής υποχώρησης του εδάφους αμέσως μετά την επιβολή της φόρτισης" πιθανώς οφείλεται στο παράδειγμα του μηχανικού αναλόγου που μελετήθηκε προηγουμένως: στην περίπτωση αυτή το δοχείο που περιείχε το "εδαφικό υλικό" ήταν πλευρικά ανένδοτο, δηλαδή παρεμπόδιζε την (ορθή) παραμόρφωση του εδάφους στην οριζόντια διεύθυνση ($\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0$) καθώς και όλες τις διατμητικές παραμορφώσεις ($\gamma_{xy} = \gamma_{yz} = \gamma_{xz} = 0$). Οι περιορισμοί αυτοί, σε συνδυασμό με την απαίτηση μηδενικής ογκομετρικής παραμόρφωσης λόγω της ταχείας φόρτισης, οδηγούν σε μηδενική παραμόρφωση και κατά την κατακόρυφη διεύθυνση ($\varepsilon_{zz} = 0$), δηλαδή σε μηδενική υποχώρηση της επιφάνειας του εδάφους και, γενικότερα, σε μηδενισμό όλων των συνιστωσών της παραμόρφωσης. Είναι, συνεπώς, σαφές ότι το τελευταίο αυτό συμπέρασμα (η μηδενική υποχώρηση της επιφάνειας του εδάφους) οφείλεται στην παρεμπόδιση των πλευρικών παραμορφώσεων στο συγκεκριμένο παράδειγμα και δεν μπορεί να γενικευθεί σε **όλες** τις περιπτώσεις ταχείας φόρτισης εδαφικών υλικών. Στις πρακτικές εφαρμογές σημαντική παρεμπόδιση των πλευρικών παραμορφώσεων κατά την ταχεία φόρτιση εδαφικών σχηματισμών συμβαίνει, όταν το εύρος της φορτιζόμενης επιφάνειας είναι μεγάλο σε σχέση με το πάχος της συμπιεστής στρώσης. Στην περίπτωση αυτή ένα μεγάλο τμήμα του εδάφους κάτω από τη φορτιζόμενη επιφάνεια δεν παραμορφώνεται πλευρικά και συνεπώς δεν υφίσταται άμεσες υποχωρήσεις.

Τέλος, **δεν** θα πρέπει να δημιουργηθεί η εντύπωση ότι κατά την ταχεία φόρτιση κορεσμένων εδαφικών υλικών "το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων αναλαμβάνεται αρχικά από τις υδατικές υπερπίεσεις και συνεπώς οι ενεργές τάσεις **δεν** μεταβάλλονται". Η αρχή των ενεργών τάσεων καθορίζει ότι οι ενεργές τάσεις **δεν** μεταβάλλονται χωρίς ταυτόχρονη παραμόρφωση του εδάφους, δηλαδή ότι: εάν **όλες** οι συνιστώσες της παραμόρφωσης είναι μηδενικές, τότε οι ενεργές τάσεις **δεν** μεταβάλλονται (δηλαδή όλες οι συνιστώσες των μεταβολών των ενεργών τάσεων είναι μηδενικές) και αντιστρόφως. Στη γενική περίπτωση, όμως, του φαινομένου της στερεοποίησης, **μόνον η ογκομετρική παραμόρφωση είναι μηδέν** αμέσως μετά την επιβολή της φόρτισης. Συνεπώς, οι ενεργές τάσεις **μεταβάλλονται** στην περίπτωση που ορισμένες συνιστώσες των παραμορφώσεων είναι μή-μηδενικές, με βάση τον καταστατικό νόμο τάσεων-παραμορφώσεων του εδαφικού υλικού και τη δέσμευση της μηδενικής ογκομετρικής παραμόρφωσης. Στο παράδειγμα του μηχανικού αναλόγου που μελετήθηκε προηγουμένως, όλες οι συνιστώσες των παραμορφώσεων ήταν μηδενικές λόγω της πλευρικής παρεμπόδισης των μετακινήσεων, οπότε και οι ενεργές τάσεις **δεν** μεταβλήθηκαν αμέσως μετά την επιβολή της φόρτισης. Το τελευταίο συμπέρασμα οφείλεται, προφανώς, στην παρεμπόδιση των πλευρικών παραμορφώσεων στο συγκεκριμένο παράδειγμα και δεν μπορεί να γενικευθεί σε όλες τις περιπτώσεις ταχείας φόρτισης εδαφικών υλικών.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 5.1

Κατά το σχεδιασμό του διαστημοπλοίου "Απόλλων" που πραγματοποίησε την πρώτη προσελήνωση, απαιτήθηκε ο υπολογισμός της διαμέτρου των πελμάτων της σεληνακάτου, ώστε να εδρασθεί με επαρκή ασφάλεια κατά την προσελήνωση (δηλαδή με μικρές σχετικώς υποχωρήσεις και χωρίς κίνδυνο αστοχίας του εδάφους). Αποφασίσθηκε, λοιπόν, να εκτελεστούν πειράματα στη γη με τη χρήση ενός προσομοιώματος (μοντέλου) της σεληνακάτου. Από την αρχή της έρευνας διαγνώσθηκε ότι έπρεπε να ληφθεί υπόψη η διαφορά βαρύτητας μεταξύ γης και σελήνης, δεδομένου ότι η βαρύτητα στη σελήνη είναι περίπου ίση με το 1/6 της τιμής της στη γη. Αποφασίσθηκε, λοιπόν, ότι για να ληφθεί υπόψη η ανωτέρω διαφορά βαρύτητας αρκεί το προσομοίωμα της σεληνακάτου να έχει μάζα ίση με το 1/6 της μάζας της πραγματικής σεληνακάτου, οπότε το βάρος του γήινου προσομοιώματος θα είναι ίσο με το βάρος της πραγματικής σεληνακάτου κατά την προσελήνωση. Για την προσομοίωση της (άγνωστης τότε) φύσης του εδάφους της σελήνης στη θέση της προσελήνωσης, χρησιμοποιήθηκε μία περιοχή στη γη με πολύ χαλαρή, ξηρή, λεπτόκοκκη άμμο, επειδή στη σελήνη δεν υπάρχει νερό και η χαλαρή άμμος αποτελεί μία συντηρητική παραδοχή (έχει μεγάλη συμπιεστότητα και μικρή φέρουσα ικανότητα). Με βάση τα αποτελέσματα των ανωτέρω πειραμάτων, διαστασιολογήθηκαν και κατασκευάσθηκαν τα πέλματα της σεληνακάτου.

Μερικές μέρες πριν από την εκτόξευση του διαστημοπλοίου, ένας από τους μηχανικούς της ομάδας διερωτήθηκε μήπως είχε γίνει λάθος στη διαστασιολόγηση των πελμάτων με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων στη γη, επειδή στη γη ασκείται η ατμοσφαιρική πίεση, ενώ στη σελήνη δεν υπάρχει ατμόσφαιρα. Ειδικότερα, σκέφθηκε ότι ίσως η διαφορά της ατμοσφαιρικής πίεσης μεταξύ γης και σελήνης, που δεν είχε ληφθεί υπόψη στα πειράματα, επηρεάζει τη συμπεριφορά του εδάφους λόγω της αρχής των ενεργών τάσεων.

1. Είχε δίκιο να ανησυχεί ο μηχανικός ότι η διαφορά της ατμοσφαιρικής πίεσης μεταξύ γης και σελήνης επηρεάζει τα αποτελέσματα; Σε περίπτωση που είχε δίκιο (δηλαδή, αν όντως η διαστασιολόγηση ήταν εσφαλμένη), θα έπρεπε να ακυρωθεί η εκτόξευση (εάν τα πέλματα ήταν μικρότερα απ' όσο πράγματι χρειαζόταν) ή θα μπορούσε να συνεχισθεί η αντίστροφη μέτρηση (εάν τα πέλματα ήταν μεγαλύτερα απ' όσο χρειαζόταν);
2. Να εξετασθεί εάν είχε ληφθεί ορθώς υπόψη η διαφορά βαρύτητας μεταξύ γης και σελήνης, με την κατασκευή προσομοιώματος της σεληνακάτου μάζας ίσης με το 1/6 της μάζας της πραγματικής σεληνακάτου.

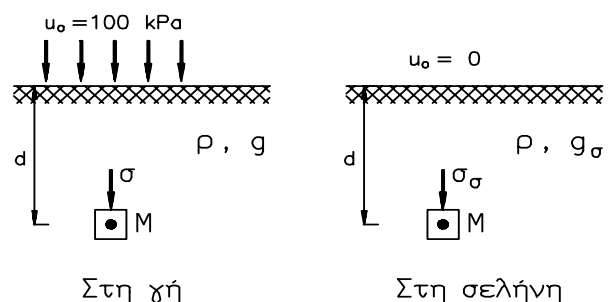
Λύση:

1. Επιρροή της διαφοράς της ατμοσφαιρικής πίεσης μεταξύ γης-σελήνης.

Κατά την αρχή των ενεργών τάσεων, η μηχανική συμπεριφορά του εδάφους εξαρτάται από τις ενεργές τάσεις. Κατά συνέπεια, θα πρέπει να συγκριθούν οι ενεργές τάσεις στο έδαφος έδρασης του γήινου προσομοιώματος και στο πραγματικό έδαφος της σελήνης.

Θεωρείται ότι:

- 1) η πυκνότητα του εδάφους (ρ) είναι ίδια στη γη και στη σελήνη (χαλαρή άμμος και στις δύο περιπτώσεις),



Σχήμα 5.1-1: Παράδειγμα 5.1

2) η βαρύτητα στη σελήνη (g_σ) είναι έξι φορές μικρότερη από τη βαρύτητα στη γη (g),

3) η ατμοσφαιρική πίεση (u_o) στη γη είναι ίση με 100 kPa, ενώ στη σελήνη είναι 0.

Με βάση τα ανωτέρω υπολογίζονται οι τάσεις λόγω ιδίου βάρους του εδάφους, οι οποίες ασκούνται σε οριζόντιο επίπεδο που διέρχεται από ένα εδαφικό σημείο M σε βάθος d από την επιφάνεια του εδάφους, στη γη και στη σελήνη (βλέπε Σχήμα 5.1-1):

Τάση	Γη	Σελήνη
Ολική τάση	$\sigma = u_o + \rho g d$	$\sigma_\sigma = u_o + \rho g_\sigma d$
Πίεση πόρων	$u = u_o$	$u_\sigma = 0$
Ενεργός τάση	$\sigma' = \sigma - u = \rho g d$	$\sigma'_\sigma = \sigma_\sigma - u_\sigma = \rho g_\sigma d$

Συνεπώς: $\sigma' = \rho g d > \sigma'_\sigma = \rho g_\sigma d$ (επειδή $g > g_\sigma$), δηλαδή σε κάθε θέση M, η ενεργός τάση λόγω ιδίου βάρους του εδάφους στη γη είναι μεγαλύτερη (περίπου εξαπλάσια) απ' ό,τι η αντίστοιχη ενεργός τάση στη σελήνη. Ας σημειωθεί, όμως, ότι η διαφορά αυτή δεν οφείλεται στη διαφορά της ατμοσφαιρικής πίεσης μεταξύ γης-σελήνης **αλλά στη διαφορά της βαρύτητας**. Συνεπώς, τα αποτελέσματα των πειραμάτων στη γη δεν επηρεάζονται από την ύπαρξη της ατμοσφαιρικής πίεσης και ο μηχανικός δεν θα έπρεπε να ανησυχεί για το λόγο αυτό. Πράγματι, η ατμοσφαιρική πίεση επηρεάζει εξ' ίσου τις ολικές τάσεις και τις πιέσεις πόρων και κατά συνέπεια **δεν επηρεάζει τις ενεργές τάσεις**, επειδή ασκείται τόσο στην επιφάνεια του εδάφους όσο και στους πόρους της ξηρής άμμου (οι πόροι βρίσκονται σε ελεύθερη επικοινωνία με την επιφάνεια χωρίς να παρεμβάλλεται κάποια διαχωριστική μεμβράνη).

Σημείωση: Σε αντιδιαστολή, στις συσκευασίες εν κενώ (π.χ. καφές), το περιτύλιγμα αποκλείει την επικοινωνία των πόρων με τον εξωτερικό χώρο, οπότε η ατμοσφαιρική πίεση ασκείται στο περιτύλιγμα (δηλαδή επηρεάζει την ολική πίεση), δεν ασκείται όμως στο εσωτερικό των πόρων (η πίεση πόρων είναι μηδέν) και συνεπώς η ενεργός τάση είναι μεγάλη (ίση με την ατμοσφαιρική πίεση). Έτσι ερμηνεύεται η δυσκαμψία των υλικών που είναι συσκευασμένα εν κενώ. Η δυσκαμψία αυτή εξαφανίζεται (ο καφές "μαλακώνει") μόλις το περιτύλιγμα σχισθεί, οπότε η ατμοσφαιρική πίεση ασκείται και στο εσωτερικό των πόρων και η ενεργός τάση μηδενίζεται.

2. Επιρροή της διαφοράς βαρύτητας μεταξύ γης-σελήνης.

Η φόρτιση (πίεση) που το πέλμα της σεληνακάτου επιβάλλει στο έδαφος στο γήινο προσομοίωμα και στη σελήνη είναι ίσες, επειδή το γήινο προσομοίωμα έχει μάζα έξι φορές μικρότερη απ' ό,τι η πραγματική σεληνακάτος και συνεπώς τα βάρη τους στη γη και τη σελήνη, αντιστοίχως, είναι ίσα. Κατά συνέπεια, οι πρόσθετες ενεργές (αλλά και ολικές) τάσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος, λόγω της φόρτισης από τα πέλματα του προσομοιώματος και της σεληνακάτου, στη γη και στη σελήνη είναι ίσες, δηλαδή: $\Delta\sigma' = \Delta\sigma'_\sigma$

Η συνολική φόρτιση του εδάφους κατά την προσελήνωση είναι αποτέλεσμα της επαλληλίας των φορτίσεων λόγω του ιδίου βάρους του εδάφους και λόγω της επιφόρτισης από τα πέλματα της σεληνακάτου. Συνεπώς, οι τελικές ενεργές τάσεις στη γη ($= \sigma' + \Delta\sigma'$) θα είναι μεγαλύτερες απ' ό,τι στη σελήνη ($= \sigma'_\sigma + \Delta\sigma'_\sigma$), επειδή, όπως υπολογίσθηκε προηγουμένως, οι ενεργές τάσεις λόγω ιδίου βάρους του εδάφους είναι μεγαλύτερες στη γη ($\sigma' > \sigma'_\sigma$). Στα επόμενα εξετάζεται η επιρροή της διαφοράς των ενεργών τάσεων μεταξύ γης και σελήνης στο μέγεθος των αναμενόμενων υποχωρήσεων και στη φέρουσα ικανότητα του εδάφους.

2α. Το μέγεθος των υποχωρήσεων των πελμάτων της σεληνακάτου.

Οι υποχωρήσεις του εδάφους κατά την προσελήνωση οφείλονται στην επιφόρτιση λόγω του βάρους της σεληνακάτου. Εάν θεωρηθεί ότι η συμπεριφορά του εδάφους είναι γραμμική, τότε οι υποχωρήσεις της πραγματικής σεληνακάτου και του γήινου προσομοιώματος θα είναι ίσες, επειδή η επιφόρτιση που τα δύο οχήματα επιβάλλουν στο

έδαφος είναι η ίδια. Αν, όμως, η συμπεριφορά του εδάφους είναι μή-γραμμική, τότε οι υποχωρήσεις εξαρτώνται και από τις αρχικές τιμές των ενεργών τάσεων (λόγω του ίδιου βάρους του εδάφους), οι οποίες, όπως αποδείχθηκε, είναι διαφορετικές στη γη και στη σελήνη.

Θα πρέπει να αναφερθεί πάντως ότι, ακόμη και στην περίπτωση μή-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους, οι υποχωρήσεις της σεληνακάτου και του γήινου προσομοιώματος δεν θα διαφέρουν σημαντικά. Πράγματι, όπως φαίνεται στα επόμενα, οι αρχικές τάσεις του εδάφους (λόγω του ίδιου βάρους του) στην περιοχή που επηρεάζεται από τα πέλματα είναι μικρές σε σχέση με την επιφόρτιση λόγω του βάρους της σεληνακάτου. Για παράδειγμα, η κατακόρυφη ενεργός τάση λόγω του ίδιου βάρους του εδάφους, σε βάθος ενός μέτρου κάτω από την επιφάνεια, είναι (για $\rho = 1.8 \text{ Mg/m}^3$):

Στη γη: $\sigma' = 1.8 \times 10 \times 1 = 18 \text{ kPa}$. Στη σελήνη: $\sigma'_s = 1.8 \times (10/6) \times 1 = 3 \text{ kPa}$.

Μία λογική τιμή της τάσης έδρασης ενός πεδύλου σε χαλαρή άμμο είναι της τάξεως των 50 kPa, τάση που είναι πολύ μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τάση λόγω ίδιου βάρους. Συνεπώς, σε βάθος ενός μέτρου, η κατακόρυφη ενεργός τάση στη γη θα αυξηθεί από 18 kPa σε 68 kPa, ενώ στη σελήνη από 3 kPa σε 53 kPa, δηλαδή η τελική ενεργός τάση σε κάποιο αντιπροσωπευτικό βάθος κάτω από το πέλμα της σεληνακάτου θα είναι κατά 30% περίπου μεγαλύτερη στη γη απ' ό,τι στη σελήνη. Η διαφορά αυτή της τελικής τιμής της τάσης δεν επηρεάζει σημαντικά την υποχώρηση, επειδή η επιφόρτιση είναι η ίδια (50 kPa στο παράδειγμα).

2β. Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους.

Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους αναφέρεται στην κατάσταση καταστροφικής αστοχίας (θραύσεως) του εδάφους, λόγω υπερβάσεως της διατμητικής του αντοχής. Η αστοχία συνοδεύεται από βύθιση του πεδύλου στο έδαφος και συνεπώς θα πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκές περιθώριο ασφαλείας από την κατάσταση αυτή.

Όπως αναφέρεται στο Κεφάλαιο 12.2, η φέρουσα ικανότητα ενός κυκλικού θεμελίου που εδράζεται στην επιφάνεια ενός ξηρού κοκκώδους εδαφικού υλικού (χωρίς συνοχή) δίνεται από τη σχέση:

$$q_u = \frac{1}{2} \rho g B N_\gamma S_\gamma$$

όπου B είναι η διάμετρος του πεδύλου, N_γ συντελεστής φέρουσας ικανότητας που εξαρτάται από τη γωνία τριβής του υλικού (και συνεπώς είναι πρακτικά ο ίδιος στο γήινο έδαφος και στη σελήνη) και S_γ είναι συντελεστής σχήματος (ίσος με 0.60 για κυκλικό πέλμα). Από την ανωτέρω σχέση προκύπτει ότι η φέρουσα ικανότητα του εδάφους στη σελήνη είναι έξι φορές περίπου μικρότερη απ' ό,τι στη γη επειδή $g_s \approx g/6$. Συνεπώς, το πέλμα της σεληνακάτου που σχεδιάστηκε με βάση τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους στη γη δεν παρέχει επαρκή ασφάλεια στη σελήνη (είναι περίπου έξι φορές μικρότερο απ' όσο χρειάζεται) και η εκτόξευση θα πρέπει να αναβληθεί.

Σημείωση: Η μειωμένη φέρουσα ικανότητα του αμμώδους εδαφικού υλικού στη σελήνη σε σχέση με τη φέρουσα ικανότητα στη γη (σχέση 1:6) είναι άμεση συνέπεια της αρχής των ενεργών τάσεων, δεδομένου ότι, λόγω της διαφοράς βαρύτητας μεταξύ γης και σελήνης, οι ενεργές τάσεις σε κάποια θέση του εδάφους στη γη είναι εξαπλάσιες από τις αντίστοιχες στη σελήνη, οπότε και η αντοχή του εδάφους στη γη είναι εξαπλάσια απ' ό,τι στη σελήνη.

Ο ορθός σχεδιασμός των πελμάτων της σεληνακάτου θα έπρεπε να γίνει ως εξής:

1. Ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους να γίνει στη γη με προσομοίωμα της σεληνακάτου μάζας ίσης με την πραγματική μάζα της σεληνακάτου. Με τον τρόπο αυτό αναίρεται η επιρροή της διαφοράς της φέρουσας ικανότητας μεταξύ γης και σελήνης,

επειδή η επιφόρτιση που τα πέλματα του προσομοιώματος επιβάλλουν στο έδαφος είναι εξαπλάσια από την πραγματική επιφόρτιση στη σελήνη.

2. Ο έλεγχος υποχωρήσεων να γίνει στη γη με προσομοίωμα της σεληνακάτου μάζας ίσης με το 1/6 της πραγματικής (δηλαδή όπως έγινε) και να ληφθούν υπόψη οι παρατηρήσεις που αναφέρθηκαν στο εδάφιο 2α.

Παράδειγμα 5.2

Ο πυρήνας των χωμάτων φραγμάτων κατασκευάζεται από συμπυκνωμένα αργιλικά υλικά. Η υγρασία στην οποία διαστρώνονται τα υλικά αυτά επιλέγεται με βάση τη δυνατότητα συμπύκνωσής τους. Πράγματι, όπως αναπτύσσεται στο Κεφάλαιο 12, η δυνατότητα συμπύκνωσης ενός εδαφικού υλικού (δηλαδή η μέγιστη πυκνότητα που επιτυγχάνεται με συγκεκριμένη ενέργεια συμπύκνωσης) εξαρτάται από την υγρασία και μάλιστα, σε μία συγκεκριμένη υγρασία (βέλτιστη υγρασία) η δυνατότητα συμπύκνωσης είναι μέγιστη. Η υγρασία συμπύκνωσης των υλικών κατασκευής του πυρήνα χωμάτων φραγμάτων αντιστοιχεί σε βαθμό κορεσμού μικρότερο της μονάδος (μερικώς κορεσμένα υλικά που περιέχουν και αέρα στους πόρους) και συνεπώς κατά τη διάστρωση και συμπύκνωση των υλικών αυτών οι πιέσεις πόρων καθορίζονται από τριχοειδή φαινόμενα και είναι γενικώς αρνητικές (μικρότερες της ατμοσφαιρικής).

Κατά την πρόοδο κατασκευής του πυρήνα, με την ανύψωση της στάθμης του φράγματος, τα υλικά του πυρήνα φορτίζονται από το βάρος των υπερκειμένων και συμπιέζονται. Η συμπίεση αυτή γίνεται με μείωση του όγκου των κενών που είναι πληρωμένα με αέρα, μέχρι μηδενισμού του. Κατά τη φάση αυτή οι πιέσεις πόρων παραμένουν αρνητικές και γενικώς τείνουν στο μηδέν (στην τιμή της ατμοσφαιρικής πλεσης), όσο ο όγκος του αέρα στα κενά του υλικού μειώνεται.

Όταν η συμπίεση αυξηθεί, ώστε ο όγκος του αέρα στα κενά να μηδενισθεί, το υλικό καθίσταται πλήρως κορεσμένο και ο όγκος του δεν μπορεί πλέον να μειωθεί χωρίς ταυτόχρονη διαφυγή (στράγγιση) του νερού των πόρων. Εάν ο ρυθμός κατασκευής του φράγματος είναι σχετικώς ταχύς και το υλικό κατασκευής του πυρήνα σχετικώς αδιαπέρατο, το ποσοστό στράγγισης κατά τη διάρκεια της κατασκευής του φράγματος είναι μικρό και μπορεί να θεωρηθεί με αρκετά καλή προσέγγιση ότι η περαιτέρω φόρτιση του πυρήνα (λόγω της συνεχιζόμενης ανύψωσης της στάθμης του φράγματος) γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, χωρίς μεταβολή του όγκου του και συνοδεύεται από αύξηση των πιέσεων πόρων. Λόγω των μεγάλων διαστάσεων της κατόψεως του πυρήνα (εύρος αρκετών δεκάδων μέτρων), μπορεί να θεωρηθεί ότι η φόρτιση γίνεται υπό συνθήκες μονοδιάστατης παραμόρφωσης, με παρεμπόδιση δηλαδή της παραμόρφωσης στο οριζόντιο επίπεδο. Στην περίπτωση αυτή, η μόνη μή-μηδενική συνιστώσα της παραμόρφωσης είναι η κατακόρυφη ($\Delta \varepsilon_v$), οπότε: $\Delta \varepsilon_{vol} = \Delta \varepsilon_v$ και, επειδή η φόρτιση γίνεται χωρίς μεταβολή όγκου: $\Delta \varepsilon_v = 0$.

Κατά τη μονοδιάστατη παραμόρφωση ενός πλήρως κορεσμένου εδαφικού υλικού υπό αστράγγιστες συνθήκες, η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων (Δu) ισούται με την αύξηση της κατακόρυφης τάσης ($\Delta \sigma_v$). Πράγματι, λόγω του περιορισμού της δυνατότητας παραμόρφωσης στο οριζόντιο επίπεδο: $\Delta \sigma'_h = K_o \cdot \Delta \sigma'_v$, όπου K_o είναι ο γνωστός συντελεστής ουδέτερης ώθησης γαιών, οπότε, επειδή κατά τα γνωστά $\Delta \sigma' = 0$, προκύπτει:

$$0 = \Delta \sigma' = \frac{1}{3}(\Delta \sigma'_v + 2 \cdot \Delta \sigma'_h) = \frac{1}{3}(1 + 2 K_o) \cdot \Delta \sigma'_v$$

δηλαδή: $\Delta \sigma'_v = 0$, οπότε: $\Delta u = \Delta \sigma_v$.

Στην περίπτωση χωμάτων φραγμάτων με συμπυκνωμένο αργιλικό πυρήνα, η αύξηση της κατακόρυφης ολικής τάσης σε κάποια θέση του πυρήνα, σε βάθος h από τη στέψη, είναι: $\Delta \sigma_v = \rho gh$, όπου ρ είναι η πυκνότητα του συμπυκνωμένου πυρήνα. Η υπερπίεση πόρων (Δu), που αναπτύσσεται σε κάποια θέση του πυρήνα στο τέλος της

κατασκευής του, είναι: $\Delta u < \rho gh = \Delta \sigma_v$, επειδή, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, το υλικό του πυρήνα κατά τη συμπίκνωση είναι μερικώς κορεσμένο και συνεπώς, κατά τα πρώτα στάδια της φόρτισής του (λόγω ανύψωσης της στάθμης του φράγματος) ο όγκος του υλικού μειώνεται με ταυτόχρονη μείωση του όγκου του αέρα στους πόρους, χωρίς ουσιαστική αύξηση των πιέσεων πόρων. Εάν λοιπόν τεθεί: $\Delta \sigma_v = \Delta \sigma_{vo} + \Delta \sigma_{vl}$, όπου: $\Delta \sigma_v$ είναι η συνολική αύξηση της κατακόρυφης τάσης ($= \rho gh$), $\Delta \sigma_{vo}$ η αύξηση της κατακόρυφης τάσης μέχρις ότου μηδενισθεί ο όγκος του αέρα στους πόρους και $\Delta \sigma_{vl}$ η αύξηση της κατακόρυφης τάσης μετά τον μηδενισμό του όγκου του αέρα στους πόρους, τότε: $\Delta u = \Delta \sigma_{vl} < \Delta \sigma_v$.

Η αύξηση της κατακόρυφης τάσης $\Delta \sigma_{vo}$ που απαιτείται για να επιτευχθεί ο πλήρης κορεσμός του εδαφικού υλικού είναι:

$$\Delta \sigma_{vo} = (1 - S_o) n_o D \quad (5.2-1)$$

όπου S_o είναι ο αρχικός βαθμός κορεσμού, n_o το αρχικό πορώδες και D το μέτρο συμπίεσης του εδαφικού σκελετού κατά τη μονοδιάστατη παραμόρφωση ($\equiv \Delta \sigma'_v / \Delta \epsilon_v$). Πράγματι, η απαιτούμενη συμπίεση (ΔV) για να μηδενισθεί ο όγκος του αέρα (V_g) στους πόρους είναι:

$$V_g = \Delta V = V_o \frac{\Delta \sigma'_{vo}}{D}$$

Κατά τον ορισμό του βαθμού κορεσμού:

$$S_o = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_v - V_g}{V_v} = 1 - \frac{V_g}{V_v} \Rightarrow V_g = (1 - S_o) V_v$$

Από τις ανωτέρω δύο σχέσεις προκύπτει η ζητούμενη, επειδή:

$$\Delta \sigma_{vo} = \Delta \sigma'_{vo} = \frac{V_g}{V_o} D = (1 - S_o) \frac{V_v}{V_o} D = (1 - S_o) n_o D$$

Για τη μελέτη των αναπτυσσόμενων υπερπιέσεων πόρων στον πυρήνα χωμάτινων φραγμάτων κατά την κατασκευή τους, συχνά χρησιμοποιείται ο **συντελεστής πίεσης πόρων** (r_u), που ορίζεται από τη σχέση:

$$r_u \equiv \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} = \frac{\Delta u}{\rho gh}$$

και εκφράζει το λόγο της πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ολική τάση λόγω του βάρους των υπερκείμενων γαιών. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως: $\Delta u < \Delta \sigma_v$ και συνεπώς: $r_u < 1$. Η εκτίμηση των τιμών του r_u είναι σημαντική, επειδή από αυτές μπορούν να υπολογισθούν οι πιέσεις πόρων στο εσωτερικό του φράγματος στο τέλος της κατασκευής ($\Delta u = r_u \cdot \rho gh$). Οι πιέσεις πόρων στο εσωτερικό του φράγματος είναι απαραίτητες για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας των πρηνών του έναντι αστοχίας.

Στο παράδειγμα αυτό υπολογίζονται οι τιμές του συντελεστή πίεσης πόρων (r_u) καθ' ύψος του φράγματος στο τέλος της κατασκευής του, θεωρώντας ότι κατά την κατασκευή του φράγματος οι αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων δεν μειώνονται λόγω μερικής στράγγισης του υλικού του πυρήνα (αστράγγιστη φόρτιση). Το υλικό κατασκευής του πυρήνα του φράγματος έχει τα εξής χαρακτηριστικά: πυκνότητα στερεών κόκκων: $\rho_\sigma = 2.65 \text{ Mg/m}^3$, υγρασία συμπίκνωσης: $w = 10\%$, ξηρή πυκνότητα κατά τη συμπίκνωση: $\rho_\xi = 2.04 \text{ Mg/m}^3$, μέτρο συμπίεσης του συμπυκνωμένου υλικού: $D = 50 \text{ MPa}$, ύψος φράγματος: $H = 130 \text{ m}$. Από τα ανωτέρω στοιχεία υπολογίζεται ο δείκτης πόρων κατά τη συμπίκνωση, από τη σχέση:

$$\rho_\xi = \rho_\sigma \left(\frac{1}{1 + e_o} \right) \Rightarrow e_o = \frac{\rho_\sigma}{\rho_\xi} - 1 = \frac{2.65}{2.04} - 1 = 0.30$$

Ο βαθμός κορεσμού κατά τη συμπίκνωση:

$$S_o = \frac{\rho_\sigma w_o}{e_o \rho_w} = \frac{2.65 \times 0.10}{0.30 \times 1.0} = 0.883 = 88.3\%$$

Η πυκνότητα του εδαφικού υλικού κατά τη συμπίκνωση:

$$\rho = \rho_{\sigma} \left(\frac{1+w_o}{1+e_o} \right) = 2.65 \times \frac{1+0.10}{1+0.30} = 2.242 \text{ Mg/ m}^3$$

και το αρχικό πορώδες:

$$n_o = \frac{e_o}{1+e_o} = \frac{0.30}{1+0.30} = 0.231$$

Από τα ανωτέρω προκύπτει ότι η αύξηση της κατακόρυφης ολικής τάσης που απαιτείται για τον πλήρη κορεσμό του συμπυκνωμένου υλικού είναι:

$$\Delta\sigma_{vo} = (1 - S_o) n_o D = (1 - 0.883) \times 0.231 \times 50000 = 1351 \text{ kPa}$$

Η αύξηση αυτή αντιστοιχεί σε βάθος h_o :

$$h_o = \frac{\Delta\sigma_{vo}}{\rho g} = \frac{1351}{2.242 \times 10} = 60.26 \text{ m}$$

Συνεπώς, από τα 130 μέτρα ύψους του φράγματος, τα ανώτερα 60 περίπου μέτρα θα είναι μερικώς κορεσμένα στο τέλος της κατασκευής (με βαθμό κορεσμού που αυξάνει από 88% στην επιφάνεια του φράγματος, μέχρι 100% σε βάθος 60 m), ενώ τα κατώτερα 70 m θα είναι πλήρως κορεσμένα.

Όσον αφορά τις πιέσεις πόρων στο τέλος της κατασκευής:

- (α) Στα ανώτερα 60 m του φράγματος οι πιέσεις πόρων θα είναι αρνητικές (λόγω των τριχοειδών φαινομένων).
- (β) Στα κατώτερα 70 m θα είναι θετικές και μάλιστα, με την παραδοχή αστράγγιστης φόρτισης:

$$\Delta u = \Delta\sigma_v - \Delta\sigma_{vo} = \rho g h - \rho g h_o = \rho g (h - h_o)$$

δηλαδή (για $h > h_o$):

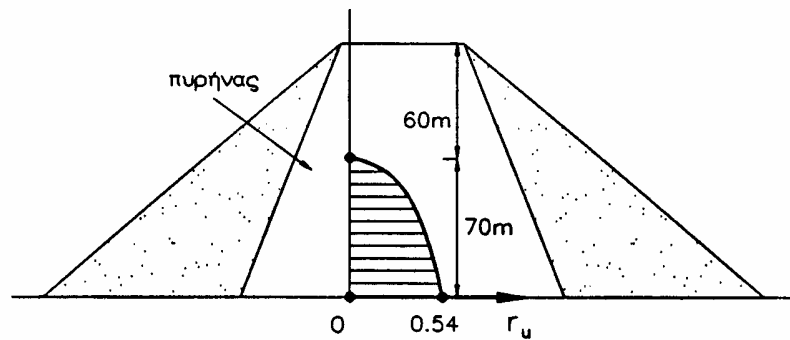
$$r_u = \frac{\Delta u}{\rho g h} = 1 - \frac{h_o}{h}$$

Οι τιμές του συντελεστή πίεσης πόρων καθ' ύψος του φράγματος στο τέλος της κατασκευής φαίνονται στον Πίνακα 5.2-1 και παρουσιάζονται γραφικά στο Σχήμα 5.2-1.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι, στην πραγματικότητα, οι τιμές του r_u θα είναι ελαφρά μικρότερες από τις υπολογισθείσες, λόγω μερικής εκτόνωσης των πιέσεων πόρων (στερεοποίηση) στο εσωτερικό του φράγματος κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.2-1

Βάθος (m)	$r_u = \frac{\Delta u}{\rho g h}$
0-60	αρνητικός
60	≈ 0.0
70	0.14
80	0.25
90	0.33
100	0.40
110	0.45
120	0.50
130	0.54



Σχήμα 5.2-1: Παράδειγμα 5.2

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΧΕΣΕΙΣ ΤΑΣΕΩΝ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

6.1 Εισαγωγή

Η μηχανική συμπεριφορά των υλικών εκφράζεται ποσοτικά με τους **καταστατικούς νόμους συμπεριφοράς**, οι οποίοι καθορίζουν τις σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων, δηλαδή τα μεγέθη των τάσεων που αναπτύσσονται κατά την παραμόρφωση του υλικού. Οι καταστατικοί νόμοι είναι απαραίτητοι κατά την αναλυτική ή αριθμητική επίλυση προβλημάτων που αφορούν φορτίσεις των υλικών, όπως π.χ. κατά τον υπολογισμό των μετακινήσεων (υποχωρήσεων) του εδάφους όταν επιβληθούν εξωτερικά φορτία. Σε ορισμένες περιπτώσεις η μηχανική συμπεριφορά των υλικών εξαρτάται και από το χρόνο, οπότε στους καταστατικούς νόμους περιγραφής της συμπεριφοράς υπεισέρχεται και ο χρόνος. Οι καταστατικοί νόμοι **δεν είναι φυσικοί νόμοι**, δεν έχουν δηλαδή τη γενική εφαρμογή των φυσικών νόμων, αλλά είναι συσχετίσεις που βασίζονται είτε στα θερμοδυναμικά αξιώματα (με κάποιες πρόσθετες παραδοχές), όπως π.χ. ο νόμος της γραμμικής ελαστικότητας, είτε σε φαινομενολογικές θεωρήσεις που προκύπτουν από πειραματικές κυρίως μετρήσεις της συμπεριφοράς των υλικών.

Στα εδαφικά υλικά οι καταστατικοί νόμοι θα έπρεπε να προκύψουν από τη μικροσκοπική θεώρηση των μηχανισμών παραμόρφωσης (ελαστικές και ανελαστικές παραμορφώσεις κόκκων, ολίσθηση και κύλιση μεταξύ των κόκκων κλπ.) και από τη μελέτη του τρόπου μετάδοσης των δυνάμεων μεταξύ των κόκκων. Όπως, όμως, αναφέρθηκε και σε προηγούμενο Κεφάλαιο, η μέθοδος αυτή υπερβαίνει τις σημερινές υπολογιστικές δυνατότητες (εκτός ίσως από ορισμένες πολύ απλές περιπτώσεις γεωμετρίας κόκκων) λόγω κυρίως του τεράστιου αριθμού επαφών μεταξύ των κόκκων: π.χ. σε ένα κυβικό εκατοστό λεπτόκοκκης άμμου υπάρχουν περί τα πέντε εκατομμύρια σημεία επαφής μεταξύ κόκκων, ενώ στην περίπτωση των αργιλικών εδαφών ο αριθμός αυτός είναι πολύ μεγαλύτερος. Κατά συνέπεια, στην περίπτωση των εδαφικών υλικών οι σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων που συνήθως χρησιμοποιούνται είτε είναι όμοιες με αυτές που εφαρμόζονται σε άλλα τεχνικά υλικά (π.χ. ο νόμος της γραμμικής ελαστικότητας) είτε προκύπτουν από γενικεύσεις των αποτελεσμάτων πειραματικών μετρήσεων σε δείγματα εδαφικών υλικών (άμμων, αργίλων κλπ).

Λόγω της πολυφασικότητας των εδαφικών υλικών και κυρίως λόγω της παρουσίας νερού στους πόρους το οποίο αλληλεπιδρά με τον εδαφικό σκελετό (όπως π.χ. κατά τη στερεοποίηση), οι καταστατικές σχέσεις των εδαφικών υλικών αναφέρονται στον **εδαφικό σκελετό**, δηλαδή συσχετίζουν τις παραμορφώσεις του εδαφικού σκελετού (που, όμως, ταυτίζονται με τις μακροσκοπικές παραμορφώσεις του εδάφους) με τις **ενεργές τάσεις**, τις τάσεις δηλαδή που αναλαμβάνονται από τον εδαφικό σκελετό. Έτσι, στα επόμενα, **όπου αναφέρονται "τάσεις", θα θεωρούνται οι ενεργές τάσεις**. Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί ότι στις πρακτικές εφαρμογές ζητείται ο υπολογισμός των τάσεων (και των παραμορφώσεων) που προκαλούνται από κάποια εξωτερική φόρτιση (π.χ. από την κατασκευή ενός κτιρίου). Επειδή, όμως,

τα εδάφη είναι συνήθως φορτισμένα και πριν από την επιβολή της συγκεκριμένης εξωτερικής φόρτισης (τυπικά υπόκεινται στις τάσεις λόγω του βάρους των υπερκείμενων εδαφικών σχηματισμών), στην πραγματικότητα ζητείται η σχέση μεταξύ της **μεταβολής των ενεργών τάσεων** και της αντίστοιχης **μεταβολής των παραμορφώσεων** που οφείλονται στην εξωτερική φόρτιση. Για τους λόγους αυτούς, οι σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων που περιγράφονται στα επόμενα εδάφια παρουσιάζονται με τη μορφή συσχετίσεων μεταξύ των μεταβολών των ενεργών τάσεων ($\Delta \sigma'_{ij}$) και των αντίστοιχων μεταβολών των συνιστωσών των παραμορφώσεων ($\Delta \varepsilon_{kl}$).

6.2 Η Γραμμική Ισότροπη Ελαστικότητα

Ο απλούστερος καταστατικός νόμος συμπεριφοράς των εδαφών περιγράφεται από τις σχέσεις της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας. Κατά τη θεωρία αυτή, οι σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων εξαρτώνται από δύο θεμελιώδεις παραμέτρους (ιδιότητες του υλικού), το **μέτρο Ελαστικότητας** (E) και το **λόγο του Poisson** (ν). Διάφορα άλλα παράγωγα μεγέθη προκύπτουν με συνδυασμό των ανωτέρω, όπως:

$$\text{Το μέτρο διάτμησης: } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$\text{Το μέτρο ισότροπης συμπίεσης: } K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

$$\text{Το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης: } D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Οι καταστατικές σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας έχουν την ακόλουθη μορφή:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{xx} &= \frac{1}{E} [\Delta \sigma'_{xx} - \nu(\Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz})] \\ \Delta \varepsilon_{yy} &= \frac{1}{E} [\Delta \sigma'_{yy} - \nu(\Delta \sigma'_{zz} + \Delta \sigma'_{xx})] \\ \Delta \varepsilon_{zz} &= \frac{1}{E} [\Delta \sigma'_{zz} - \nu(\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy})] \\ \Delta \gamma_{xy} &= \frac{1}{G} \Delta \sigma'_{xy} \\ \Delta \gamma_{yz} &= \frac{1}{G} \Delta \sigma'_{yz} \\ \Delta \gamma_{zx} &= \frac{1}{G} \Delta \sigma'_{zx} \end{aligned} \quad (6.1)$$

Οι συνέπειες των ανωτέρω σχέσεων αναφέρονται στα επόμενα:

(1) Με άθροιση κατά μέλη των τριών πρώτων εξισώσεων προκύπτει:

$$\Delta \varepsilon_{vol} = \frac{1}{K} \frac{\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz}}{3} \quad (6.2)$$

Η σχέση αυτή έχει σαν συνέπεια ότι στην περίπτωση της αστράγγιστης φόρτισης κορεσμένων εδαφικών υλικών (δηλαδή στην περίπτωση που το νερό των πόρων δεν μπορεί να διαφύγει), οπότε $\Delta \varepsilon_{vol} = 0$, η μέση ορθή ενεργός τάση δεν μεταβάλλεται, δηλαδή:

$$\Delta \sigma' \equiv \frac{1}{3} (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz}) = 0 \quad (6.3)$$

οπότε, κατά τον ορισμό των ενεργών τάσεων:

$$\Delta\sigma \equiv \frac{1}{3}(\Delta\sigma_{xx} + \Delta\sigma_{yy} + \Delta\sigma_{zz}) = \Delta u \quad (6.4)$$

δηλαδή η αύξηση της πίεσης πόρων ισούται με τη μέση αύξηση των ορθών ολικών τάσεων.

- (2) Οι σχέσεις της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας υποδηλώνουν την έλλειψη συσχέτισης μεταξύ των ορθών τάσεων και των διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και μεταξύ των διατμητικών τάσεων και των ορθών παραμορφώσεων, επειδή οι εξισώσεις (6.1) συσχετίζουν τις ορθές τάσεις μόνον με τις ορθές παραμορφώσεις και τις διατμητικές τάσεις μόνον με τις διατμητικές παραμορφώσεις. Κατά συνέπεια, η γραμμική ισότροπη ελαστικότητα προβλέπει ότι στη δοκιμή της απλής διάτμησης, κατά την οποία αυξάνει βαθμιαία η διατμητική τάση που επιβάλλεται στο δοκίμιο χωρίς να μεταβάλλονται οι ορθές τάσεις, οι ορθές συνιστώσες της παραμόρφωσης είναι μηδέν, οπότε δεν μεταβάλλεται ούτε ο όγκος του δοκιμίου.

Η μηχανική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών απέχει σημαντικά από τις προβλέψεις της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας. Έτσι, π.χ. η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων των εδαφικών υλικών δεν είναι ευθύγραμμη (δηλαδή το μέτρο ελαστικότητας δεν είναι σταθερό). Επιπλέον, η επιβολή μόνον διατμητικών τάσεων προκαλεί ορθές παραμορφώσεις (π.χ. μεταβολή του όγκου) στις στραγγιζόμενες δοκιμές και μεταβολή της πίεσης πόρων στις αστράγγιστες δοκιμές. Παρά ταύτα, η υπόθεση της ισότροπης γραμμικής ελαστικότητας χρησιμοποιείται ευρύτατα στα εδαφικά υλικά. Η ευρύτατη χρήση της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας, αν και εκ πρώτης όψεως φαίνεται αδικαιολόγητη, οφείλεται στους εξής λόγους:

1. Με την υπόθεση της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας έχουν επιλυθεί πολλά συνήθη προβλήματα της Εδαφομηχανικής, όπως π.χ. η κατανομή των τάσεων στο έδαφος κάτω από κυκλικό θεμέλιο, λωριδωτό θεμέλιο κλπ, για τα οποία δεν υπάρχει αναλυτική λύση με άλλους πιο πολύπλοκους καταστατικούς νόμους.
2. Στα γραμμικώς ελαστικά υλικά ισχύει η αρχή της επαλληλίας, η οποία χρησιμοποιείται ευρύτατα για την ανάλυση σύνθετων φορτίσεων σε άλλες απλούστερες, για τις οποίες υπάρχει αναλυτική λύση. Έτσι, π.χ. η κατανομή των τάσεων στο έδαφος από το σύνολο των μεμονωμένων πεδίων ενός κτιρίου μπορεί να θεωρηθεί σαν άθροισμα των τάσεων που οφείλονται σε ένα έκαστο των πεδίων, περίπτωση για την οποία υπάρχει αναλυτική λύση όταν το έδαφος θεωρηθεί ισότροπο και γραμμικώς ελαστικό.
3. Με τη γραμμική ελαστικότητα αποφεύγονται θεωρητικά προβλήματα, όπως η ύπαρξη μοναδικής λύσης, η πολλαπλότητα λύσεων ανάλογα με την αλληλουχία εφαρμογής των φορτίων, καθώς ορισμένα προβλήματα, καθώς επίσης και τα προβλήματα σύγκλισης των αριθμητικών μεθόδων ανάλυσης.
4. Σε πολλές περιπτώσεις συνήθων φορτίσεων η επίλυση με τη θεωρία ελαστικότητας δεν απέχει σημαντικά από επιλύσεις με "ακριβέστερους" καταστατικούς νόμους, τουλάχιστον όσον αφορά τις κατανομές των τάσεων στο έδαφος. Τούτο οφείλεται στο ότι οι κατανομές των τάσεων που προκύπτουν με βάση τη θεωρία ελαστικότητας είναι, για ορισμένους τύπους φορτίσεων, **ανεξάρτητες του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους**, δηλαδή οι κατανομές τάσεων δεν μεταβάλλονται για διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας. Βεβαίως, δεν θα ισχύει η ίδια κατανομή τάσεων, εάν το έδαφος έχει μή-γραμμική συμπεριφορά. Στις περιπτώσεις αυτές οι κατανομές τάσεων είναι ανεξάρτητες του μέτρου ελαστικότητας, υπό την προϋπόθεση ότι το υλικό είναι ισότροπο και γραμμικώς ελαστικό και ότι το μέτρο ελαστικότητας είναι σταθερό και ομοιόμορφο

σε ολόκληρη την εδαφική μάζα, δηλαδή δεν μεταβάλλεται από θέση σε θέση ούτε με τη μεταβολή της φόρτισης. Πάντως, η παραπάνω ανεξαρτησία των τάσεων από το μέτρο ελαστικότητας μειώνει, γενικά, τα σφάλματα που προκύπτουν κατά την εκτίμηση των τάσεων σε εδαφικά υλικά με θεώρηση γραμμικής ελαστικότητας, ακόμη και στις περιπτώσεις που η συμπεριφορά του εδάφους απέχει σημαντικά από την ελαστικότητα.

5. Τέλος, ένας ακόμη σημαντικός λόγος της ευρείας χρήσης της θεωρίας ελαστικότητας στα εδαφικά υλικά είναι ότι μέχρι σήμερα δεν έχει επιτευχθεί η διατύπωση ενός άλλου καταστατικού νόμου, ο οποίος **αποδεδειγμένα** να δίνει ακριβέστερες προβλέψεις σε ένα ευρύ φάσμα προβλημάτων της Εδαφομηχανικής και για μια ποικιλία εδαφικών υλικών, παρά τις έντονες προσπάθειες των ερευνητών στον τομέα αυτό.

Η έκφραση των σχέσεων ελαστικότητας ως προς τις ολικές τάσεις

Αναφέρθηκε προηγουμένως ότι οι σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων ενός εδαφικού υλικού περιγράφουν τη συμπεριφορά του **εδαφικού σκελετού** και κατά συνέπεια συσχετίζουν τις παραμορφώσεις ($\Delta \varepsilon_{ij}$) με τις αντίστοιχες μεταβολές των **ενεργών** τάσεων ($\Delta \sigma'_{kl}$).

Στην περίπτωση της **πλήρως στραγγιζόμενης φόρτισης**, στην περίπτωση δηλαδή που η φόρτιση είναι επαρκώς αργή ώστε οι τυχόν αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων να εκτονώνονται πλήρως ($\Delta u = 0$), το σύνολο των εξωτερικώς επιβεβλημένων φορτίων αναλαμβάνεται από τις ενεργές τάσεις, οπότε ισχύει:

$$\Delta \sigma'_{ij} = \Delta \sigma_{ij}$$

δηλαδή οι μεταβολές των ολικών και των ενεργών τάσεων είναι ίσες. Κατά συνέπεια, μπορεί να θεωρηθεί ότι οι γνωστές σχέσεις ελαστικότητας (δηλαδή με την ίδια ακριβώς μορφή) συσχετίζουν τις παραμορφώσεις με τις μεταβολές των **ολικών** τάσεων.

Στην περίπτωση της **αστράγγιστης φόρτισης**, στην περίπτωση δηλαδή που η φόρτιση είναι πολύ ταχεία ώστε το νερό των πόρων να μην προλαβαίνει να διαφύγει, το έδαφος παραμορφώνεται διατηρώντας σταθερό όγκο, ενώ ταυτόχρονα αναπτύσσονται υπερπιέσεις πόρων. Στην περίπτωση αυτή οι σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων **δεν** μπορούν να εκφραστούν απευθείας ως προς τις μεταβολές των ολικών τάσεων. Στα επόμενα περιγράφονται οι αναγκαίοι μετασχηματισμοί, ώστε οι γνωστές σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων της ισότροπης γραμμικής ελαστικότητας να εκφραστούν συναρτήσει των μεταβολών των ολικών τάσεων.

Κατά την αστράγγιστη φόρτιση ενός ισότροπου ελαστικού εδάφους, η συνθήκη της μή-μεταβολής του όγκου οδηγεί στη σχέση (βλέπε εξίσωση 6.3):

$$\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz} = 0 \quad (6.5)$$

ή, ισοδύναμα:

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_{xx} + \Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz}) \quad (6.6)$$

Εάν, στη συνέχεια, στην (τυπική) σχέση της ισότροπης ελαστικότητας που έχει τη μορφή:

$$\Delta \varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\Delta \sigma'_{xx} - \nu (\Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz})] \quad (6.7)$$

αντικατασταθούν οι μεταβολές των ενεργών τάσεων ($\Delta \sigma'_{ii}$) από τις σχέσεις:

$$\Delta \sigma'_{ii} = \Delta \sigma_{ii} - \Delta u$$

προκύπτει η σχέση:

$$\Delta \varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\Delta \sigma_{xx} - \nu (\Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz}) - (1 - 2\nu) \Delta u] \quad (6.8)$$

και με χρήση της σχέσης (6.6) προκύπτει ότι:

$$\Delta \varepsilon_{xx} = \frac{2(1+\nu)}{3E} \left[\Delta \sigma_{xx} - \frac{1}{2} (\Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz}) \right] \quad (6.9)$$

ή, ισοδύναμα:

$$\Delta \varepsilon_{xx} = \frac{1}{E_u} [\Delta \sigma_{xx} - \nu_u (\Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz})] \quad (6.10)$$

όπου:

$$E_u \equiv \frac{3E}{2(1+\nu)} \quad (6.11\alpha)$$

$$\nu_u \equiv 1/2 \quad (6.11\beta)$$

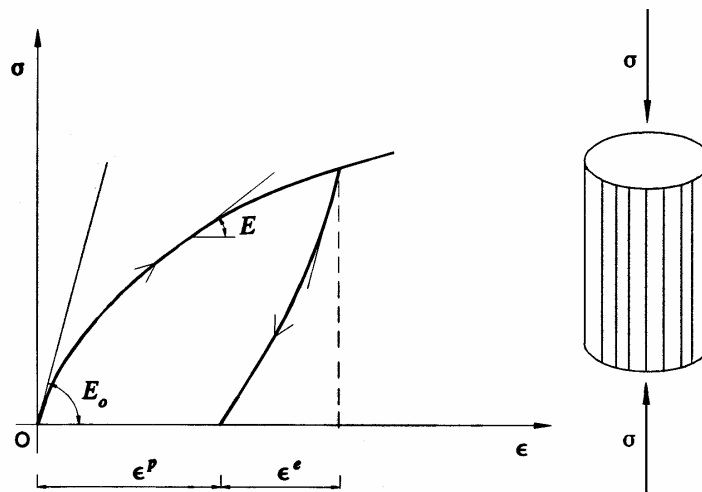
και E, ν είναι οι παράμετροι ελαστικότητας του εδαφικού σκελετού.

Κατά συνέπεια, στην περίπτωση της αστράγγιστης φόρτισης οι γνωστές σχέσεις ελαστικότητας μπορούν να γραφούν και ως προς τις μεταβολές των ολικών τάσεων (σχέσεις 6.10) με την ίδια μορφή που γράφονται ως προς τις μεταβολές των ενεργών τάσεων (σχέσεις 6.7), αρκεί να αντικατασταθεί το E με το E_u και το ν με το ν_u , όπου τα E_u και ν_u δίνονται από τις σχέσεις (6.11). Για μία τυπική τιμή του λόγου Poisson του εδαφικού σκελετού $\nu = 0.25$, η σχέση 6.11α δίνει: $E_u = 1.20E$, δηλαδή το "αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας" είναι 20% περίπου μεγαλύτερο από το μέτρο ελαστικότητας του εδαφικού σκελετού.

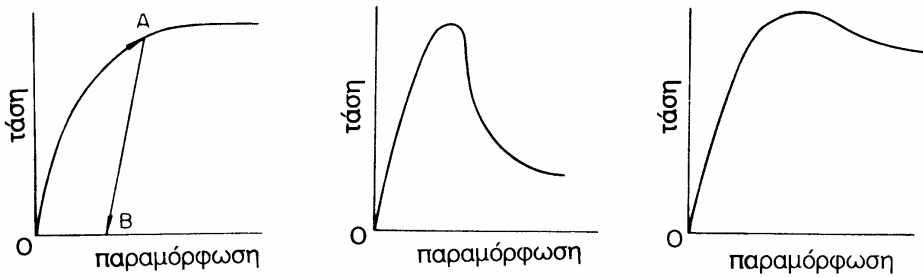
Σε ενδιαμέσες καταστάσεις μεταξύ της πλήρως στραγγιζόμενης και της αστράγγιστης φόρτισης, οι σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων μπορούν να γραφούν με τη μορφή των σχέσεων (6.8), χωρίς όμως να είναι δυνατόν να απαλειφθεί η υπερπίεση πόρων Δu .

6.3 Μη-Γραμμικές Σχέσεις Τάσεων-Παραμορφώσεων

Εκτεταμένες μετρήσεις της μηχανικής συμπεριφοράς εδαφικών σχηματισμών στο εργαστήριο, αλλά και σε φυσική κλίμακα, αποδεικνύουν ότι η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων των εδαφικών υλικών είναι έντονα μή-γραμμική. Επιπλέον, ένα σημαντικό τμήμα της παραμόρφωσης είναι ανελαστικό, δηλαδή δεν αναιρείται με την



Σχ. 6.1: Ελαστικές και ανελαστικές παραμορφώσεις εδαφών



Σχ. 6.2: Τυπικές μορφές καμπύλων τάσεων-παραμορφώσεων

αφαίρεση του φορτίου (Σχήμα 6.1). Τυπικές μορφές των καμπύλων τάσεων-παραμορφώσεων εδαφικών υλικών φαίνονται στο Σχήμα 6.2 και δείχνουν την πολυπλοκότητα της μηχανικής συμπεριφοράς των υλικών αυτών.

Η πολυπλοκότητα της συμπεριφοράς των εδαφών επιτείνεται και από τα ακόλουθα χαρακτηριστικά τους:

1. Η συμπεριφορά των κοκκωδών εδαφών είναι διαφορετική από τη συμπεριφορά των αργιλικών εδαφών. Αλλά, ακόμη και η συμπεριφορά ενός συγκεκριμένου τύπου εδάφους ποικίλει ανάλογα με την κατάσταση στην οποία ευρίσκεται. Έτσι, μια άμμος με χαλαρή δομή έχει διαφορετική συμπεριφορά από την ίδια άμμο σε πυκνή δομή και το ίδιο ισχύει για τη συμπεριφορά μαλακών και σφιγρών αργίλων.
2. Η συμπεριφορά των εδαφικών υλικών εξαρτάται από την προϊστορία των φορτίσεων, δηλαδή από την αλληλουχία των εντατικών καταστάσεων που έχουν προηγηθεί της συγκεκριμένης φόρτισης.
3. Η συμπεριφορά των εδαφών εξαρτάται από τον τρόπο μεταβολής των συνιστωσών των τάσεων, δηλαδή παρουσιάζει έντονη ανισοτροπία. Έτσι, π.χ. εάν δύο όμοια εδαφικά δοκίμια (που συνίστανται από το ίδιο υλικό και έχουν υποστεί την ίδια προϊστορία φορτίσεων) υποβληθούν το μεν πρώτο στην ακόλουθη μεταβολή των τάσεων:

$$\Delta \sigma'_{xx} = a \quad , \quad \Delta \sigma'_{yy} = \Delta \sigma'_{zz} = \Delta \sigma'_{xz} = \Delta \sigma'_{yz} = \Delta \sigma'_{xy} = 0$$

ενώ το δεύτερο σε:

$$\Delta \sigma'_{yy} = a \quad , \quad \Delta \sigma'_{xx} = \Delta \sigma'_{zz} = \Delta \sigma'_{xz} = \Delta \sigma'_{yz} = \Delta \sigma'_{xy} = 0$$

η συμπεριφορά τους θα είναι, γενικά, διαφορετική. Η συγκεκριμένη αλληλουχία μεταβολών των τάσεων στην οποία υποβάλλεται ένα εδαφικό στοιχείο ονομάζεται **διαδρομή των τάσεων** και μελετάται στο επόμενο εδάφιο.

4. Η συμπεριφορά των εδαφικών υλικών επηρεάζεται από την ύπαρξη δομικών δεσμών μεταξύ των κόκκων τους, λόγω π.χ. σιμέντωσης ή θιζοτροπίας. Τέτοιοι δεσμοί μπορούν να αναπτυχθούν στο μακρόχρονο διάστημα που έχει μεσολαβήσει από τη γένεσή τους μέχρι σήμερα. Συνέπεια της ανάπτυξης δεσμών μεταξύ των κόκκων των εδαφικών υλικών είναι ότι το ίδιο υλικό σε αδιατάρακτη μορφή (δηλαδή όπως συναντάται στην φύση) παρουσιάζει τελείως διαφορετική συμπεριφορά απ' ότι μετά από αναμόχλευση και καταστροφή των δεσμών, ακόμη και εάν μετά την αναμόχλευση υποβληθεί στην προϊστορία φορτίσεων του αδιατάρακτου υλικού.
5. Τέλος, η συμπεριφορά των περισσότερων εδαφικών υλικών εξαρτάται από την ταχύτητα επιβολής της φόρτισης και παρουσιάζει χαρακτηριστικά ερπυσμού (δηλαδή παραμόρφωση υπό σταθερές ενεργές τάσεις) ανεξάρτητα από το φαινόμενο της στερεοποίησης.

Λόγω της πολυπλοκότητας της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών, η επιτυχία γενικών καταστατικών νόμων στην ποσοτική πρόβλεψη της συμπεριφοράς τους είναι

περιορισμένη. Έτσι, η μελέτη της συμπεριφοράς των εδαφών βασίζεται συχνά σε πειραματικές μετρήσεις που γίνονται στο εργαστήριο. Επειδή, όμως, η παραμόρφωση των εδαφών εξαρτάται από το μέγεθος και τον τρόπο της μεταβολής των τάσεων, **θα πρέπει να επιβληθούν στο εργαστήριο οι ίδιες μεταβολές τάσεων που εκτιμάται ότι θα επιβληθούν και στη φύση** κατά τη φόρτιση του εδάφους. Η παραπάνω απαίτηση εισάγει πρόσθετες (και πολλές φορές ανυπερέβλητες) δυσκολίες στην ήδη πολύπλοκη μελέτη της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών. Ειδικότερα:

1. Οι μεταβολές των τάσεων που θα επιβληθούν στη φύση, γενικά, δεν είναι γνωστές. Πράγματι, ενώ τα εξωτερικώς επιβεβλημένα φορτία (π.χ. το φορτίο ενός υποστηλώματος) είναι συνήθως γνωστά, οι τάσεις που τα φορτία αυτά προκαλούν σε ένα εδαφικό στοιχείο στο εσωτερικό του εδάφους δεν είναι επακριβώς γνωστές. Ακόμη, όμως, και στην περίπτωση που οι αναπτυσσόμενες τάσεις είναι γνωστές, τα εδαφικά στοιχεία είναι άπειρα και αναγκαστικά θα πρέπει να γίνει επιλογή των εδαφικών στοιχείων που θα δοκιμασθούν στο εργαστήριο.
2. Οι δυνατότητες επιβολής τάσεων στις εργαστηριακές διατάξεις είναι περιορισμένες. Έτσι, είναι πρακτικά αδύνατον να επιβληθούν στο εργαστήριο οι γενικές τριαξονικές εντατικές καταστάσεις που θα συμβούν στη φύση και συνεπώς θα πρέπει να απλουστευθούν ώστε να μπορούν να επιβληθούν από τις διαθέσιμες εργαστηριακές διατάξεις.
3. Αν στα παραπάνω προστεθούν οι δυσκολίες λόγω της ανομοιομορφίας του εδάφους, της διατάραξης των δειγμάτων κατά τη δειγματοληψία και της αδυναμίας, πολλές φορές, λήψης δειγμάτων από τις θέσεις που είναι επιθυμητό, το πρόβλημα της μελέτης των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους καθίσταται ιδιαίτερα πολύπλοκο.

Έτσι, κατ' ανάγκη, ο Γεωτεχνικός Μηχανικός προβαίνει σε παραδοχές, επιλογές και απλοποιήσεις, η επιτυχία των οποίων καθορίζει και την επιτυχία του Γεωτεχνικού σχεδιασμού του έργου. Οι επιτυχείς αποφάσεις στα παραπάνω προβλήματα απαιτούν γνώση των μηχανισμών που διέπουν τις συνθήκες φόρτισης, κατανόηση των αρχών της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών, γνώση των αναλυτικών και υπολογιστικών δυνατοτήτων **αλλά και σημαντική εμπειρία σε παρόμοια έργα και παρόμοια εδάφη**. Στο τελευταίο, ίσως, οφείλεται συχνά και ο χαρακτηρισμός της Εδαφομηχανικής σαν Τέχνης μάλλον παρά σαν Επιστήμης. Από όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα αλλά και από όσα ακολουθήσουν, θα καταστεί σαφές ότι στην πραγματικότητα πρόκειται για ένα συνδυασμό Επιστήμης και Τέχνης.

6.4 Η Έννοια της Διαδρομής των Τάσεων

Αναφέρθηκε προηγουμένως ότι η μηχανική συμπεριφορά των εδαφών εξαρτάται από την αλληλουχία των τάσεων που τους επιβάλλονται. Η **διαδρομή των τάσεων** είναι ένας γραφικός τρόπος για την περιγραφή της αλληλουχίας των επιβεβλημένων τάσεων.

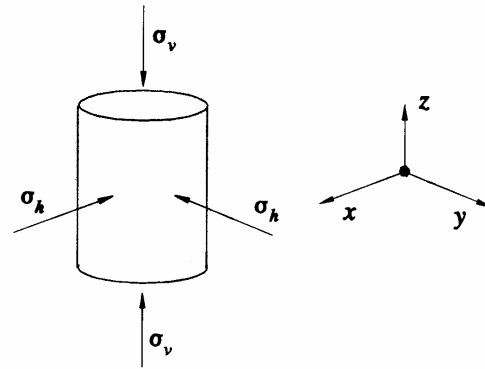
Ας θεωρηθεί ένα εδαφικό στοιχείο, στο οποίο επιβάλλονται ολικές τάσεις σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{xy} , σ_{xz} , σ_{yz} και έχει αναπτυχθεί πίεση πόρων u , οπότε οι αντίστοιχες ενεργές τάσεις ορίζουν την εντατική κατάσταση του στοιχείου, που είναι:

$$\begin{aligned} \sigma'_{xx} &= \sigma_{xx} - u, & \sigma'_{yy} &= \sigma_{yy} - u, & \sigma'_{zz} &= \sigma_{zz} - u \\ \sigma'_{xy} &= \sigma_{xy}, & \sigma'_{xz} &= \sigma_{xz}, & \sigma'_{yz} &= \sigma_{yz} \end{aligned}$$

Οι ανωτέρω τάσεις μπορούν να παρασταθούν γραφικά σε έναν **εξαδιάστατο** χώρο (στον οποίο οι άξονες αντιστοιχούν στις έξι συνιστώσες των τάσεων) από ένα

σημείο (M) που αντιστοιχεί στη διατεταγμένη εξάδα $(\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz})$ και ένα σημείο (M') που αντιστοιχεί στη διατεταγμένη εξάδα $(\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{zz}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{xz}, \sigma'_{yz})$. Το σημείο (M) παριστάνει την κατάσταση των ολικών τάσεων του εδαφικού στοιχείου ενώ το σημείο (M') την αντίστοιχη κατάσταση των ενεργών τάσεων. Αν οι τάσεις που ασκούνται στο εδαφικό στοιχείο μεταβληθούν, τότε τα σημεία M και M' μετακινούνται διαγράφοντας μια τροχιά (διαδρομή) που περιγράφει την αλληλουχία των εντατικών καταστάσεων στις οποίες υποβάλλεται το εδαφικό στοιχείο μεταξύ της αρχικής και της τελικής εντατικής κατάστασης. Η διαδρομή που διαγράφεται από το σημείο (M) των ολικών τάσεων ονομάζεται **διαδρομή ολικών τάσεων** (ΔΟΤ), ενώ η διαδρομή που διαγράφεται από το σημείο (M') των ενεργών τάσεων ονομάζεται **διαδρομή ενεργών τάσεων** (ΔΕΤ).

Σε ειδικές περιπτώσεις διαδρομών τάσεων όπου ορισμένες από τις συνιστώσες των τάσεων είναι μηδέν, οι διαδρομές των τάσεων μπορούν να παρασταθούν γραφικά σε χώρους με λιγότερες από έξι διαστάσεις. Μια αρκετά συνηθής τέτοια περίπτωση είναι η λεγόμενη "τριαξονική" ένταση (Σχήμα 6.3), κατά την οποία το εδαφικό στοιχείο υποβάλλεται στην ακόλουθη αξονοσυμμετρική ένταση:



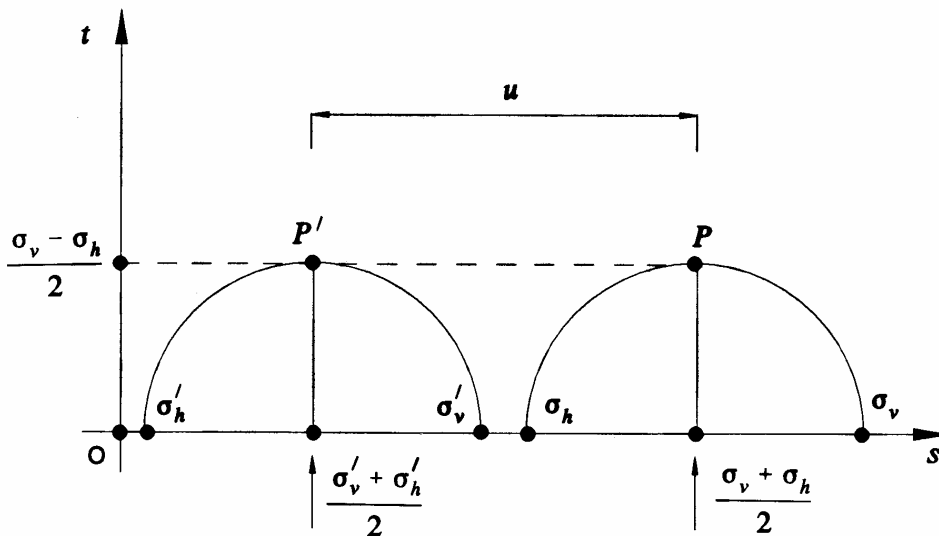
Σχ. 6.3: "Τριαξονική" ένταση

$$\begin{aligned} \sigma_{zz} &= \sigma_v \\ \sigma_{xx} &= \sigma_{yy} = \sigma_h \\ \sigma_{xy} &= \sigma_{zx} = \sigma_{yz} = 0 \end{aligned}$$

οπότε οι ανεξάρτητες (μή-μηδενικές) συνιστώσες των τάσεων είναι δύο και συνεπώς οι διαδρομές τάσεων μπορούν να παρασταθούν σε ένα διδιάστατο χώρο (π.χ. σ_v, σ_h). Στην περίπτωση αυτή συχνά χρησιμοποιείται ένας διδιάστατος χώρος, ο οποίος ορίζεται από τα εντατικά μεγέθη:

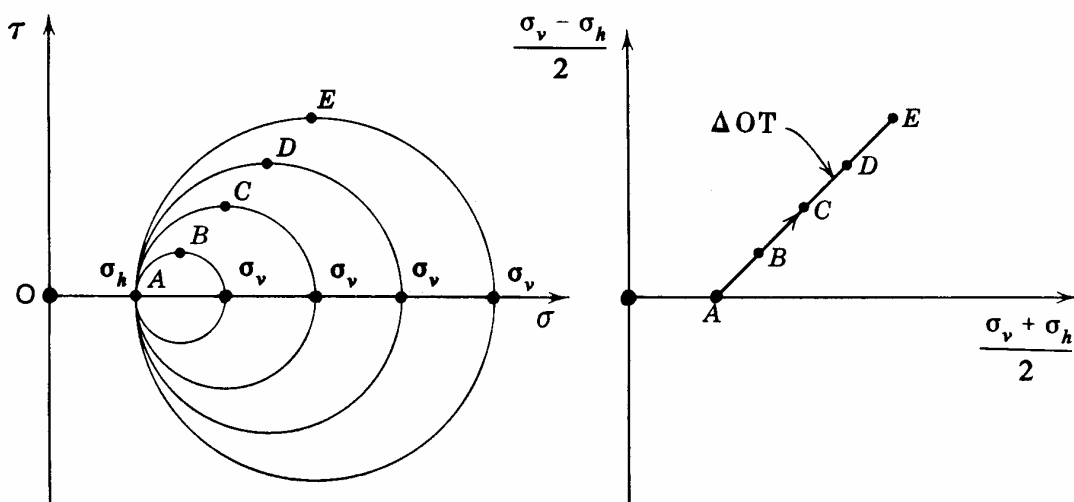
$$s = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \tag{6.12\alpha}$$

$$t = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \tag{6.12\beta}$$

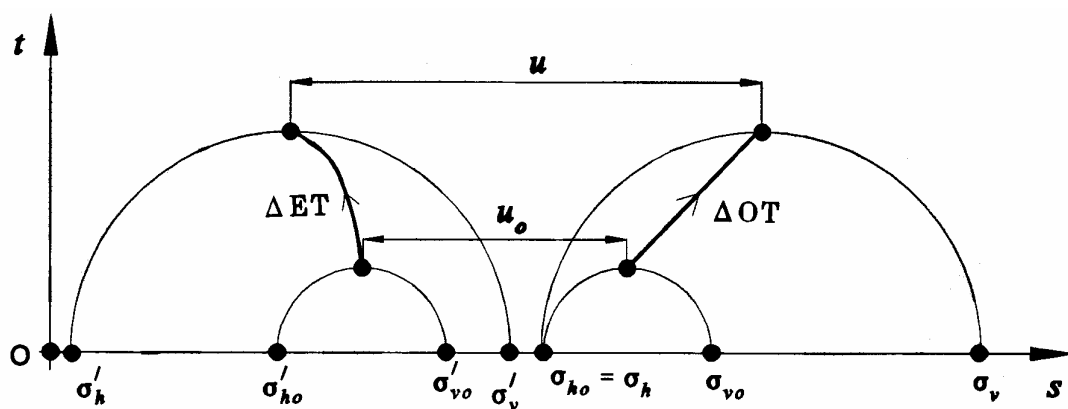


Σχ. 6.4: Χώρος τάσεων s, t

Στο Σχήμα 6.4 φαίνεται ο χώρος (s, t) και τα σημεία των ολικών τάσεων (P) και ενεργών τάσεων (P') για κάποια εντατική κατάσταση. Τα σημεία P και P' αποτελούν τις κορυφές των κύκλων Mohr που αντιστοιχούν στις ολικές και ενεργές τάσεις, βάσει του ορισμού των μεγεθών s και t . Στην ιδιότητα αυτή έγκειται και η χρήση του χώρου (s, t) αντί του (σ_v, σ_h) για τη γραφική παράσταση των διαδρομών τάσεων. Πράγματι, εάν είναι γνωστή η θέση του σημείου P , μπορεί εύκολα να σχεδιασθεί ο κύκλος Mohr των ολικών τάσεων που αντιστοιχεί στην κατάσταση αυτή (το ίδιο ισχύει και με το σημείο P'). Έτσι, η διαδρομή των ολικών τάσεων αντιστοιχεί στην τροχιά που διαγράφει η κορυφή του κύκλου Mohr των ολικών τάσεων, και η διαδρομή των ενεργών τάσεων αντιστοιχεί στην τροχιά που διαγράφει η κορυφή του κύκλου Mohr των ενεργών τάσεων. Είναι προφανές ότι οι κύκλοι των ολικών και ενεργών τάσεων έχουν ίση διάμετρο (επειδή $\sigma_v - \sigma_h = \sigma'_v - \sigma'_h$) και η (οριζόντια) απόστασή τους ισούται με την εκάστοτε πίεση πόρων, δηλαδή: $(P'P) = u$. Το Σχήμα 6.5 παρουσιάζει την εξέλιξη των κύκλων Mohr σε μία "τριαξονική" εντατική κατάσταση κατά την οποία η κατακόρυφη τάση (σ_v) αυξάνει, ενώ η οριζόντια τάση (σ_h) παραμένει σταθερή. Στο ίδιο σχήμα φαίνεται και η αντίστοιχη διαδρομή των ολικών τάσεων (ΔOT). Τέλος, το Σχήμα 6.6 παρουσιάζει μια τυπική διαδρομή ολικών τάσεων (ΔOT) και την αντίστοιχη διαδρομή ενεργών τάσεων (ΔET). Η απόσταση μεταξύ των δύο διαδρομών εκφράζει, ως γνωστόν, το εκάστοτε μέγεθος της πίεσης πόρων.



Σχ. 6.5: Διαδρομές τάσεων



Σχ. 6.6: Διαδρομές τάσεων

6.5 Μονοδιάστατη Συμπίεση των Εδαφών

Μονοδιάστατη συμπίεση είναι η φόρτιση ενός εδαφικού στοιχείου κατά την οποία του επιβάλλεται ορθή παραμόρφωση στον κατακόρυφο άξονα (z) με ταυτόχρονη παρεμπόδιση των ορθών παραμορφώσεων στους άξονες (x, y) καθώς και όλων των διατμητικών παραμορφώσεων, δηλαδή:

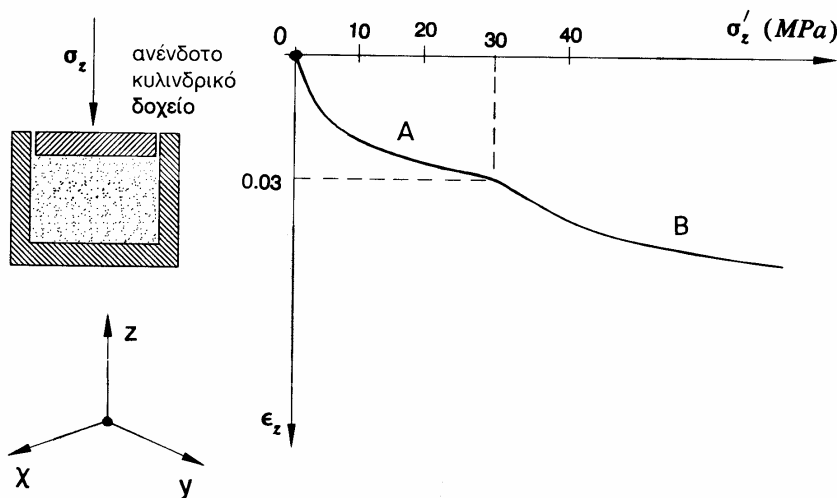
$$\varepsilon_{zz} \neq 0 \quad , \quad \varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = \gamma_{xy} = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$$

Η μονοδιάστατη συμπίεση είναι συνήθης τρόπος παραμόρφωσης των εδαφικών υλικών, επειδή π.χ. συμβαίνει κατά την ιζηματογένεση. Πράγματι, η απόθεση των εδαφικών υλικών στους πυθμένες των θαλασσών γίνεται σε οριζόντιες στρώσεις μεγάλης έκτασης, οπότε με τη συνεχιζόμενη απόθεση των υπερκείμενων ιζημάτων οι υποκείμενες εδαφικές αποθέσεις συμπιέζονται στην κατακόρυφη διεύθυνση. Επιπλέον, λόγω της μεγάλης έκτασης των αποθέσεων αυτών η παραμόρφωση στο οριζόντιο επίπεδο παρεμποδίζεται, με συνέπεια να πληρούνται οι προϋποθέσεις της μονοδιάστατης συμπίεσης. Ο τύπος αυτός της παραμόρφωσης είναι αρκετά συνήθης και στα τεχνικά έργα, επειδή κατακόρυφες φορτίσεις μεγάλης έκτασης σε οριζόντιες εδαφικές στρώσεις οδηγούν σε μονοδιάστατη συμπίεση, όπως π.χ. επιχώματα οδοποιίας μεγάλου πλάτους, δεξαμενές υγρών καυσίμων μεγάλης διαμέτρου, κτίρια με μεγάλη επιφάνεια κάτοψης εδραζόμενα σε πλάκα θεμελίωσης (γενική κοιτόστρωση) αλλά ακόμη και θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα σε εδαφικές στρώσεις μικρού πάχους (σε σχέση με τη διάσταση του πεδίου). Λόγω των εκτεταμένων πρακτικών εφαρμογών αλλά και της δυνατότητας επιβολής της στο εργαστήριο με απλές σχετικά διατάξεις, η μονοδιάστατη συμπίεση αποτελεί τη συνηθέστερη δοκιμή Εδαφομηχανικής.

Εάν θεωρηθεί ότι το έδαφος είναι ισότροπο και έχει γραμμική συμπεριφορά, η εφαρμογή των γνωστών σχέσεων ελαστικότητας οδηγεί στους ακόλουθους τύπους για τη μονοδιάστατη συμπίεση:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma'_{zz} &= D \cdot \Delta \varepsilon_{zz} \\ \Delta \sigma'_{xx} = \Delta \sigma'_{yy} &= \frac{\nu}{1-\nu} \Delta \sigma'_{zz} \\ \Delta \sigma'_{xy} = \Delta \sigma'_{yz} = \Delta \sigma'_{zx} &= 0 \\ \Delta \varepsilon_{vol} &= \Delta \varepsilon_{zz} \\ \Delta \sigma' &= K \cdot \Delta \varepsilon_{zz} \end{aligned} \tag{6.13}$$

όπου D είναι το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης και $\Delta \sigma'$ η μέση αύξηση των ορθών



Σχ. 6.7: Μονοδιάστατη συμπίεση άμμου

ενεργών τάσεων:

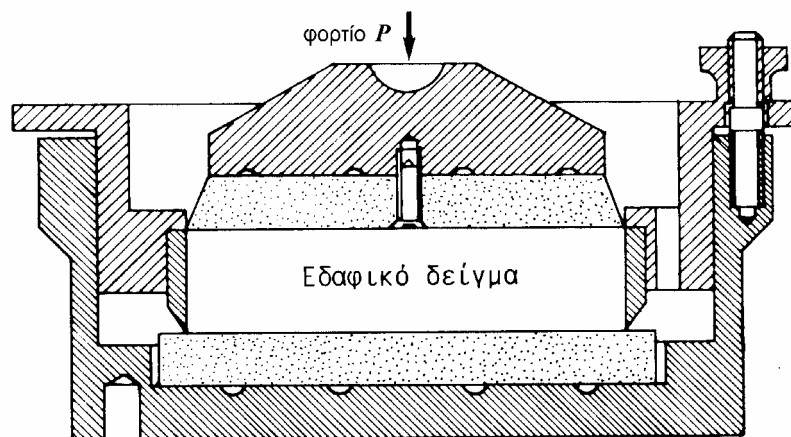
$$\Delta\sigma' \equiv \frac{1}{3}(\Delta\sigma'_{xx} + \Delta\sigma'_{yy} + \Delta\sigma'_{zz})$$

Από τις προηγούμενες σχέσεις προκύπτει ότι η γραμμική ελαστικότητα προβλέπει ευθύγραμμη σχέση μεταξύ της αξονικής τάσης (σ'_{zz}) και της αξονικής παραμόρφωσης (ε_{zz}).

Το Σχήμα 6.7 παρουσιάζει τυπικά αποτελέσματα πειραματικών μετρήσεων της αξονικής ενεργού τάσης (σ'_{zz}) και της αντίστοιχης αξονικής παραμόρφωσης κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση μιας ομοιόμορφης χονδρόκοκκης χαλαζιακής άμμου στην εργαστηριακή διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 6.8. Η θετική διεύθυνση του άξονα της παραμόρφωσης είναι προς τα κάτω και αντιστοιχεί σε συμπίεση του εδάφους, δηλαδή σε μείωση του αρχικού ύψους του δοκιμίου. Επειδή η άμμος είναι ξηρή, οι ολικές τάσεις είναι ίσες με τις ενεργές τάσεις. Θα πρέπει, όμως, να αναφερθεί ότι η συμπεριφορά θα είναι η ίδια και στην περίπτωση που η άμμος είναι υγρή ή κορεσμένη με νερό αλλά η **φόρτιση αρκετά αργή, ώστε το νερό των πόρων να διαφεύγει ελεύθερα** κατά τη συμπίεση της άμμου, χωρίς να αυξάνονται οι υδατικές πιέσεις (δηλαδή $u = 0$ κατά τη διάρκεια της φόρτισης).

Η καμπύλη φόρτισης του Σχήματος 6.7 δεν είναι ευθύγραμμη, όπως προβλέπει η γραμμική ελαστικότητα, αλλά κατά ποιοτική θεώρηση αποτελείται από τρεις κλάδους:

1. Για τάσεις μέχρι περίπου 25 MPa, η καμπύλη στρέφει τα κοίλα προς τα άνω, δηλαδή η άμμος γίνεται προοδευτικά περισσότερο "δύσκαμπτη" (παρουσιάζει συμπεριφορά σκλήρυνσης ή κράτυνσης) με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου. Η συμπεριφορά αυτή είναι αναμενόμενη, επειδή με την αύξηση του φορτίου και την επακόλουθη συμπίεση η άμμος γίνεται πυκνότερη (το πορώδες μειώνεται) και συνεπώς λιγότερο παραμορφώσιμη. Πράγματι, όπως αναφέρθηκε στα προηγούμενα, η σχετική ολίσθηση και κύλιση μεταξύ των κόκκων, στην οποία οφείλονται κυρίως οι παραμορφώσεις των αμμωδών εδαφών, είναι ευκολότερη στα χαλαρά απ' ό τι στα πυκνά εδάφη.
2. Για τάσεις μεταξύ 25 και 35 MPa, η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων παρουσιάζει ανάστροφη καμπυλότητα (στρέφει τα κοίλα προς τα κάτω), καθώς η άμμος προοδευτικά γίνεται πιά "εύκαμπτη". Το φαινόμενο αυτό, που ονομάζεται *διαρροή*, οφείλεται σε θρυμματισμό κόκκων και επιτρέπει νέες ολισθήσεις μεταξύ των κόκκων, δηλαδή συμπίεση της άμμου. Κατά τη φάση αυτή της συμπίεσης ακούγονται και χαρακτηριστικοί ήχοι που υποδηλώνουν τη θραύση κόκκων.



Σχ. 6.8: Εργαστηριακή διάταξη μονοδιάστατης συμπίεσης

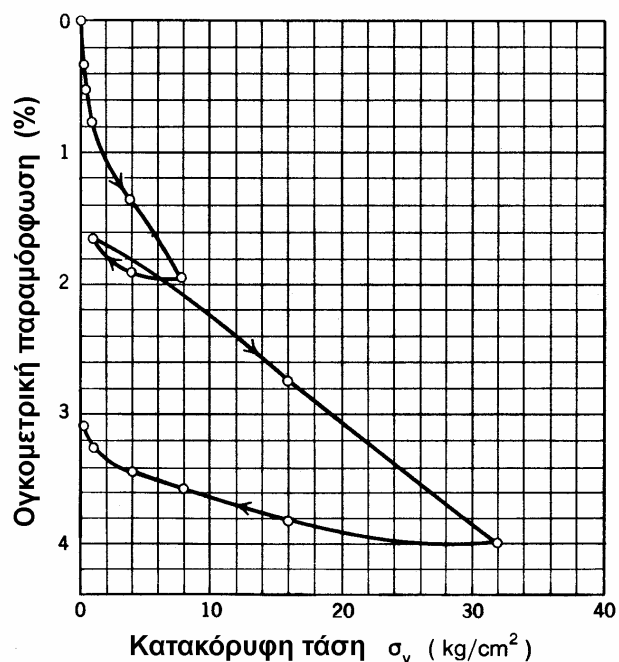
Επιπλέον, κοκκομετρικές αναλύσεις πριν και μετά τη δοκιμή αποδεικνύουν ότι η διαβάθμιση της άμμου έχει μεταβληθεί με αύξηση του ποσοστού του λεπτόκοκκου κλάσματος.

3. Για τάσεις μεγαλύτερες των 35 MPa, οι θραύσεις των κόκκων μειώνονται σημαντικά και εμφανίζεται πάλι συμπεριφορά κράτυνσης, με βαθμιαία αύξηση της "δυσκαμψίας" της άμμου και μείωση της συμπιεστότητας. Οι παραμορφώσεις οφείλονται και πάλι σε σχετικές ολισθήσεις μεταξύ των κόκκων, οι οποίες με τη μεταβολή της κοκκομετρικής διαβάθμισης λόγω των θραύσεων κόκκων αρχικά αυξήθηκαν αλλά προοδευτικά μειώνονται και πάλι.

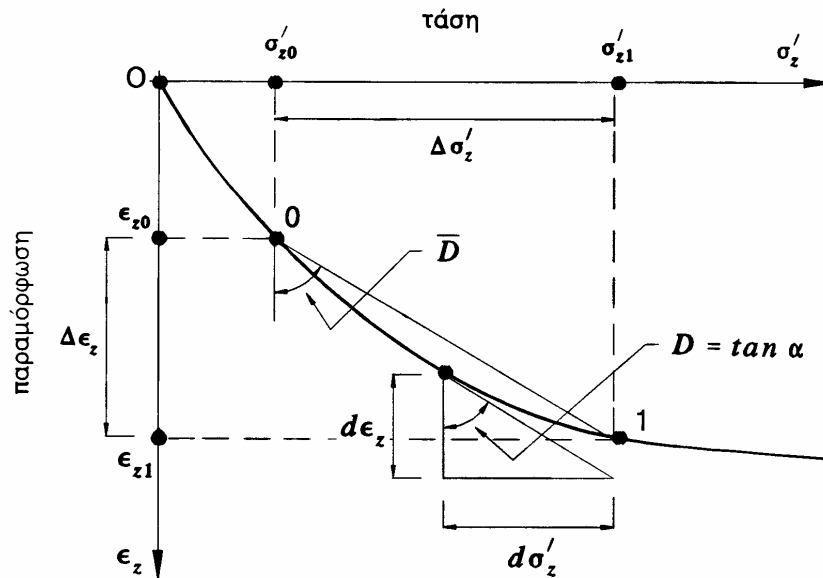
Η διαδικασία που περιγράφηκε προηγουμένως λαμβάνει χώρα κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση όλων των κοκκωδών εδαφών, ίσως χωρίς πλήρη διάκριση μεταξύ των τριών φάσεων, όπως στην ομοιόμορφη χονδρόκοκκη χαλαζιακή άμμο. Τα κύρια χαρακτηριστικά, όμως, της συμπεριφοράς, που είναι η βαθμιαία μείωση της συμπιεστότητας και η έναρξη του θρυμματισμού των κόκκων με την υπέρβαση κάποιας κρίσιμης τάσης, εμφανίζονται σε όλα τα κοκκώδη υλικά. Η κρίσιμη τάση, στην οποία εμφανίζεται θραύση κόκκων, είναι μικρότερη στις χονδρόκοκκες άμμους απ' ό,τι στις λεπτόκοκκες καθώς επίσης στις χαλαρές άμμους, σε άμμους με γωνιώδεις κόκκους, σε άμμους με ομοιόμορφους κόκκους και σε άμμους με κόκκους από υλικό μικρής αντοχής. Όλοι οι παραπάνω λόγοι (πλην του τελευταίου) συντελούν στη μείωση του αριθμού των επαφών μεταξύ των κόκκων (ανά μονάδα όγκου του υλικού), δηλαδή στην αύξηση της πραγματικής τάσης που ασκείται μεταξύ των κόκκων.

Στα περισσότερα πρακτικά προβλήματα οι τάσεις που ασκούνται μεταξύ των κόκκων είναι αρκετά μικρές, ώστε η συνεισφορά της θραύσης των κόκκων στην παραμόρφωση του εδάφους να είναι αμελητέα. Τάσεις μεγαλύτερες από την κρίσιμη εμφανίζονται σε περιπτώσεις υψηλών λιθόρριπτων φραγμάτων από εύθρυπτα υλικά και σε περιπτώσεις υποχωρήσεων του εδάφους λόγω σημαντικού και εκτεταμένου καταβιβασμού της στάθμης των υπόγειων υδάτων (αντλήσεις για ύδρευση, άρδευση κλπ), η οποία προκαλεί αύξηση των ενεργών τάσεων.

Το Σχήμα 6.9 παρουσιάζει την καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων μιας καλά διαβαθμισμένης άμμου κατά την αρχική συμπίεση, την επακόλουθη αποφόρτιση, την επαναφόρτιση σε μια τάση μεγαλύτερη της αρχικής και τελικά μια δεύτερη αποφόρτιση. Οι κλάδοι φόρτισης παρουσιάζουν βαθμιαία κράτυνση του υλικού με μείωση της συμπιεστότητας. Οι κλάδοι αποφόρτισης αναιρούν μικρό μόνο μέρος της συμπίεσης, δηλαδή η άμμος παρουσιάζει σημαντικές ανελαστικές (πλαστικές) παραμορφώσεις. Τούτο εξηγείται επειδή οι μηχανισμοί ολίσθησης και κύλισης μεταξύ των κόκκων, στους οποίους οφείλεται το μεγαλύτερο ποσοστό της παραμόρφωσης των κοκκωδών εδαφών, είναι μή-αντιστρεπτοί. Τέλος, οι καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων δείχνουν ότι ο



Σχ. 6.9: Καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων άμμου



Σχ. 6.10: Ορισμός μέτρου συμπίεσης

κλάδος επαναφόρτισης του υλικού ακολουθεί πρακτικά την καμπύλη αποφόρτισης μέχρι τη μέγιστη τάση φόρτισης και κατόπιν συνεχίζει στην προέκταση του προηγούμενου κλάδου φόρτισης. Έτσι, κατά ποιοτική θεώρηση μπορεί να θεωρηθεί ότι οι κλάδοι αποφόρτισης και επαναφόρτισης μέχρι την προηγούμενη μέγιστη τάση προκαλούν κυρίως ελαστικές παραμορφώσεις, ενώ ο κλάδος της αρχικής φόρτισης και οι κλάδοι επαναφόρτισης πέραν της μέγιστης τάσης προκαλούν τόσο ελαστικές όσο και (κυρίως) πλαστικές παραμορφώσεις.

Λόγω της έντονης καμπυλότητας του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση των κοκκωδών εδαφών, ο ορισμός του (σταθερού) μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης D πρέπει να αναθεωρηθεί. Το μέτρο D μπορεί, πλέον, να ορισθεί από την εφαπτόμενη της καμπύλης σε κάποια θέση (βλέπε Σχήμα 6.10) ως:

$$D \equiv \frac{d\sigma'_z}{d\varepsilon_z} \quad (6.14)$$

Το μέτρο D αυξάνει με την αύξηση της κατακόρυφης τάσης, καθώς η συμπιεστότητα του υλικού μειώνεται. Η έννοια του εφαπτομενικού (στιγμιαίου) μέτρου συμπίεσης έχει θεωρητική κυρίως χρησιμότητα, καθώς στις πρακτικές εφαρμογές ενδιαφέρει η συμπιεστότητα του εδαφικού υλικού μεταξύ της αρχικής κατακόρυφης τάσης (σ'_{z0}) και της τελικής ($\sigma'_{z1} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma'_z$). Αν οι παραπάνω τιμές των ενεργών τάσεων αντιστοιχούν σε παραμορφώσεις ε_{z0} και ε_{z1} , τότε η συμπιεστότητα του υλικού εκφράζεται από την πρόσθετη παραμόρφωση $\Delta\varepsilon_z = \varepsilon_{z1} - \varepsilon_{z0}$, δηλαδή από το **μέσο** μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης:

$$\bar{D} = \frac{\Delta\sigma'_z}{\Delta\varepsilon_z}$$

Με βάση τον ορισμό του μέσου μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης, η υποχώρηση δ της επιφάνειας ενός εδαφικού στρώματος πάχους H , λόγω της μεταβολής της κατακόρυφης τάσης κατά $\Delta\sigma'_z$, δίνεται από τη σχέση:

$$\delta = \Delta\varepsilon_z \cdot H = H \cdot \Delta\sigma'_z / \bar{D} \quad (6.15)$$

Προφανώς, επειδή η τιμή του \bar{D} δεν εξαρτάται μόνον από τη μεταβολή $\Delta\sigma'_z$ της κατακόρυφης τάσης αλλά και από την αρχική της τιμή σ'_{z0} , η υποχώρηση εξαρτάται

και από την αρχική τάση. Κατά συνέπεια, η υποχώρηση ενός εδαφικού στρώματος είναι μικρότερη όταν η κατακόρυφη τάση αυξηθεί από 300 kPa σε 400 kPa ($\Delta \sigma'_z = 100$ kPa), παρά όταν αυξηθεί από 150 kPa σε 250 kPa ($\Delta \sigma'_z = 100$ kPa και πάλι).

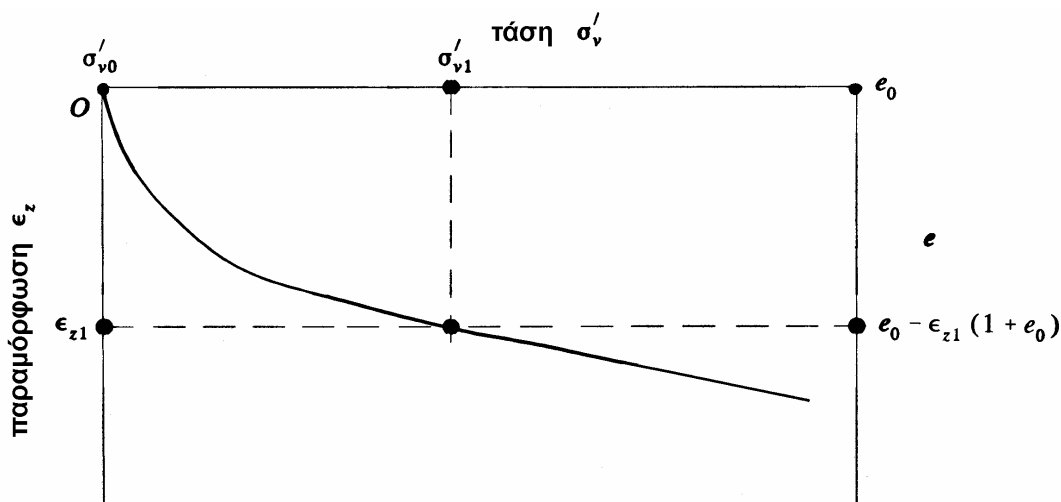
Τα αποτελέσματα της δοκιμής μονοδιάστατης συμπίεσης παρουσιάζονται συχνά σε διάγραμμα που εμφανίζει το δείκτη πόρων (e) αντί της αξονικής παραμόρφωσης (βλέπε Σχήμα 6.11). Αποδεικνύεται ότι:

$$\Delta \varepsilon_z = \Delta \varepsilon_{vol} = -\frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (6.16)$$

Η μονοδιάστατη συμπίεση των συνεκτικών (αργιλικών) εδαφών είναι ποιοτικώς όμοια με των κοκκωδών εδαφών. Οι κυριότερες διαφορές συμπεριφοράς των δύο τύπων εδαφών κατά τη δοκιμή της μονοδιάστατης συμπίεσης είναι:

1. Στα αργιλικά εδάφη δεν εμφανίζεται συνήθως το φαινόμενο της θραύσης των κόκκων, δηλαδή απουσιάζει ο Β' κλάδος της διαρροής, επειδή ο μηχανισμός παραμόρφωσης των αργιλικών εδαφών είναι διαφορετικός από αυτόν των κοκκωδών εδαφών: οι παραμορφώσεις των αργιλικών εδαφών οφείλονται κυρίως σε καμπτικές παραμορφώσεις των πλακιδίων, μεταβολή του πάχους των διπλών στρώσεων και σχετικές ολισθήσεις μεταξύ των διπλών στρώσεων. Κατά συνέπεια, η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων των αργιλικών εδαφών στρέφει διαρκώς τα κοίλα προς τα άνω με συνεχώς μειούμενη συμπίεσιτότητα.
2. Οι άργιλοι, γενικά, έχουν μεγαλύτερο ποσοστό κενών απ' ό,τι οι άμμοι και κατά συνέπεια είναι περισσότερο συμπιεστές. Επιπλέον, οι άργιλοι παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές συμπίεσιτότητας για διαφορετικές τιμές της φυσικής υγρασίας. Τυπικά, μία άργιλος παρουσιάζει δεκαπλάσια (ή και μεγαλύτερη) συμπίεσιτότητα στο όριο υδαρότητας απ' ό,τι στο όριο πλαστιμότητας.
3. Τέλος, στις άργιλους η συμπίεση απαιτεί χρόνο για να συντελεσθεί (λόγω του φαινομένου της στερεοποίησης), ενώ στις άμμους συμβαίνει πρακτικά ακαριαία. Βεβαίως, η διαφορά αυτή δεν οφείλεται σε διαφορετικά χαρακτηριστικά συμπίεσιτότητας του εδαφικού σκελετού αλλά στο υδρο-μηχανικό φαινόμενο της στερεοποίησης, το οποίο μελετάται στο επόμενο Κεφάλαιο.

Μέχρι στιγμής, κατά τη μελέτη του φαινομένου της μονοδιάστατης στερεοποίησης των εδαφικών υλικών, εξετάσθηκε η κατακόρυφη (κύρια) τάση και η σχέση της με την αντίστοιχη κατακόρυφη παραμόρφωση. Η παραμόρφωση αυτή είναι η μόνη μη-μηδενική συνιστώσα της παραμόρφωσης. Όσον αφορά όμως τις τάσεις, εκτός από την κατακόρυφη τάση, αναπτύσσονται και οριζόντιες τάσεις στα παράπλευρα



Σχ. 6.11: Καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων

επίπεδα, όπου η παραμόρφωση παρεμποδίζεται από τα ανένδοτα τοιχώματα του δοχείου. Είναι λογικό ότι, με την αύξηση της κατακόρυφης τάσης και τη συμπίεση στην κατακόρυφη διεύθυνση, το έδαφος τείνει να διογκωθεί πλευρικά. Επειδή, όμως, η πλευρική διογκωση παρεμποδίζεται, αναπτύσσονται οριζόντιες θλιπτικές τάσεις σ'_h , οι οποίες αυξάνουν με την αύξηση της κατακόρυφης τάσης σ'_v (ή σ'_z). Μεγάλος αριθμός εργαστηριακών μετρήσεων αποδεικνύει ότι ο λόγος σ'_h/σ'_v παραμένει σταθερός κατά τη φόρτιση και λαμβάνει τιμές μεταξύ 0.40 και 0.60 για διάφορους τύπους εδαφών, όπου οι μεγαλύτερες τιμές αντιστοιχούν στα αργιλικά υλικά και οι μικρότερες στα αμμώδη. Ο λόγος αυτός συμβολίζεται με:

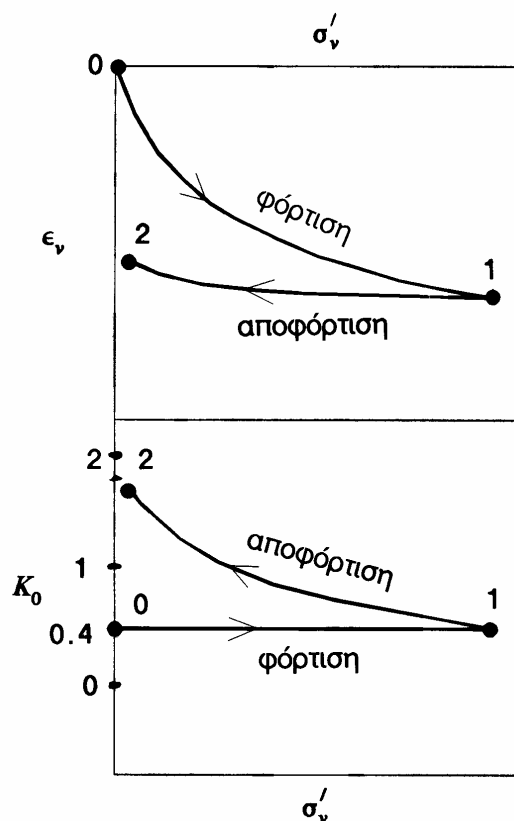
$$K_o \equiv \sigma'_h/\sigma'_v \quad (6.17)$$

και ονομάζεται συντελεστής οριζόντιας ώθησης με παρεμπόδιση της πλευρικής παραμόρφωσης. Σύμφωνα με τη θεωρία της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας, η τιμή του K_o είναι:

$$K_o = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (6.18)$$

και λαμβάνει τιμές: $K_o = 0.33 - 0.67$ για τιμές του λόγου Poisson $\nu = 0.25 - 0.40$.

Εργαστηριακές μετρήσεις της οριζόντιας τάσης σ'_h κατά την αποφόρτιση των εδαφικών υλικών δείχνουν ότι η οριζόντια τάση μειώνεται αλλά με ρυθμό πολύ **βραδύτερο** από τη μείωση της κατακόρυφης τάσης, με συνέπεια ο λόγος K_o να **αυξάνει**. Το Σχήμα 6.12 παρουσιάζει ένα τυπικό διάγραμμα φόρτισης και αποφόρτισης και τις αντίστοιχες τιμές του λόγου K_o . Η μικρή μείωση του σ'_h κατά την αποφόρτιση οφείλεται στο γεγονός ότι οι ολισθήσεις και κυλίσεις μεταξύ των κόκκων είναι στο μεγαλύτερό τους ποσοστό μή-αντιστρεπτές.



Σχ. 6.12: Μεταβολή της οριζόντιας τάσης κατά την αποφόρτιση

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 6.1

1. Να αποδειχθεί ότι σε ένα ισότροπο, γραμμικώς ελαστικό υλικό, το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης δίνεται από τη σχέση:

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

2. Να αποδειχθεί ότι σε ένα ισότροπο, γραμμικώς ελαστικό υλικό, ο συντελεστής οριζόντιας ώθησης με παρεμπόδιση της πλευρικής παραμόρφωσης δίνεται από τη σχέση:

$$K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Λύση:

Για μονοδιάστατη συμπίεση κατά τον άξονα z ισχύει: $\sigma'_z = \sigma'_v$, $\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma'_h$ και $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, οπότε οι σχέσεις της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας δίνουν:

$$0 = \varepsilon_x = \frac{1}{E} \{ \sigma'_h - \nu(\sigma'_h + \sigma'_v) \} \quad (6.1-1\alpha)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \{ \sigma'_v - \nu(\sigma'_h + \sigma'_v) \} \quad (6.1-1\beta)$$

Η σχέση (1α) δίνει:

$$\sigma'_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma'_v \quad (6.1-2)$$

και, επειδή $K_o \equiv \sigma'_h / \sigma'_v$, προκύπτει ότι:

$$K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Η σχέση (1β), σε συνδυασμό με τη (2), δίνει:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \sigma'_v$$

και, επειδή $D \equiv \sigma'_v / \varepsilon_z$, προκύπτει ότι:

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Εφαρμογή:

Εάν $\nu = 0.30$, τότε $K_o = 0.43$, $D = 1.35 E$, δηλαδή το D είναι μεγαλύτερο από το μέτρο Ελαστικότητας E κατά 35%.

Παράδειγμα 6.2

Η καμπύλη της κατακόρυφης τάσης (σ'_v) ως προς την αξονική παραμόρφωση (ε_v) κατά τη δοκιμή της μονοδιάστατης συμπίεσης στρέφει τα κοίλα προς τα άνω (π.χ. Σχήμα 6.10), επειδή η παραμορφωσιμότητα του εδάφους μειώνεται με την αύξηση της κατακόρυφης τάσης. Μία καλή προσέγγιση της καμπύλης αυτής λαμβάνεται με την αναλυτική σχέση:

$$\varepsilon_v = \frac{C_c}{1+e_o} \log \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (6.2-1)$$

η οποία δίνει την κατακόρυφη παραμόρφωση (ε_v) για αύξηση της τάσης από σ'_{vo} σε σ'_v (log είναι ο δεκαδικός λογάριθμος). Ο συντελεστής C_c ονομάζεται **συντελεστής συμπίεστότητας** και e_o είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην αρχική τάση σ'_{vo} . Ας σημειωθεί επίσης ότι,

επειδή (βλέπε εξίσωση 6.16): $\varepsilon_v = (e_o - e)/(1 + e_o)$, όπου e είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην τάση σ'_v , η σχέση 6.2-1 δίνει:

$$e = e_o - C_c \log(\sigma'_v / \sigma'_{v_o}) \quad (6.2-2)$$

Οι σχέσεις (6.2-1) και (6.2-2) υποδηλώνουν ότι οι καμπύλες (ε_v ως προς $\log \sigma'_v$) και (e ως προς $\log \sigma'_v$) είναι ευθείες, δηλαδή ότι οι καμπύλες συμπίεστος κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση των εδαφών είναι ευθύγραμμες, όταν η τάση παρασταθεί γραφικά σε λογαριθμική κλίμακα.

Ζητούνται:

1. Να υπολογισθεί το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης (D) ως συνάρτηση της κατακόρυφης τάσης σ'_v .
2. Σε ένα εδαφικό δείγμα, που υποβλήθηκε σε δοκιμή μονοδιάστατης συμπίεσης, μετρήθηκαν τα εξής:
 - (α) Για αρχική κατακόρυφη τάση $\sigma'_v = 10$ kPa, ο δείκτης πόρων ήταν $e_o = 0.96$.
 - (β) Όταν η τάση αυξήθηκε στα 100 kPa, η κατακόρυφη παραμόρφωση ήταν 6%.
 Να προσδιορισθεί ο συντελεστής συμπίεστος C_c και το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης D σε τάση 10 kPa και 100 kPa.
3. Να προσδιορισθεί η παραμόρφωση του δοκιμίου, όταν η τάση αυξηθεί από 100 kPa σε 400 kPa.

Λύση:

1. Η σχέση (6.2-1) επιλύεται ως προς σ'_v :

$$\sigma'_v = \sigma'_{v_o} \cdot \exp\left\{ \frac{1 + e_o}{0.434 C_c} \varepsilon_v \right\}$$

η οποία με παραγωγή δίνει:

$$D \equiv \frac{d \sigma'_v}{d \varepsilon_v} = \frac{1 + e_o}{0.434 C_c} \sigma'_v \quad (6.2-3)$$

Συνεπώς, το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης είναι ανάλογο της κατακόρυφης τάσης, δηλαδή η δυσκαμψία του δοκιμίου αυξάνει γραμμικά με την αύξηση της τάσης.

2. Η σχέση (6.2-1) δίνει:

$$0.06 = \frac{C_c}{1 + 0.96} \log\left(\frac{100}{10}\right) \Rightarrow C_c = 0.118$$

Το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης σε τάση 10 kPa είναι (σχέση 6.2-3):

$$D = \frac{1 + 0.96}{0.434 \times 0.118} \times 10 = 382.7 \text{ kPa}$$

ενώ σε τάση 100 kPa:

$$D = \frac{1 + 0.96}{0.434 \times 0.118} \times 100 = 3827 \text{ kPa}$$

Είναι σαφές η αύξηση του D με την αύξηση της κατακόρυφης τάσης.

3. Η παραμόρφωση του δοκιμίου για αύξηση της τάσης από 10 kPa σε 400 kPa είναι:

$$\varepsilon_v = \frac{0.118}{1.96} \log\left(\frac{400}{10}\right) = 9.64\%$$

ενώ η παραμόρφωση για αύξηση της τάσης από 10 kPa σε 100 kPa ήταν 6%. Συνεπώς, η παραμόρφωση για αύξηση της τάσης από 100 kPa σε 400 kPa θα είναι:

$$\Delta \varepsilon_v = 9.64\% - 6\% = 3.64\%$$

Παρατηρείστε ότι για μεταβολή της τάσης κατά 90 kPa (από 10 σε 100 kPa) η παραμόρφωση ήταν 6%, ενώ για μεταβολή της τάσης κατά 300 kPa (από 100 σε 400 kPa) η παραμόρφωση

είναι μόλις 3.64%. Τούτο επίσης δηλώνει τη μείωση της παραμορφωσιμότητας του δείγματος με την αύξηση της τάσης κατά τη δοκιμή της μονοδιάστατης συμπίεσης.

Παράδειγμα 6.3

Προσδιορισμός των ελαστικών σταθερών (E , ν) ενός εδαφικού υλικού με βάση τα αποτελέσματα δοκιμών κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης.

Στα περισσότερα τεχνικά υλικά (π.χ. χάλυβας, σκυρόδεμα, συνθετικά υλικά), ο προσδιορισμός των ελαστικών σταθερών γίνεται με μία δοκιμή μοναξονικής θλίψης ή εφελκυσμού στην κατακόρυφη διεύθυνση (z), κατά την οποία: $\Delta\sigma_{xx} = \Delta\sigma_{yy} = 0$, και μετρώνται η επιβαλλόμενη κατακόρυφη πίεση ($\Delta\sigma_{zz}$), η αντίστοιχη παραμόρφωση ($\Delta\varepsilon_{zz}$) και η παραμόρφωση στην οριζόντια διεύθυνση ($\Delta\varepsilon_{xx} = \Delta\varepsilon_{yy}$), οπότε:

$$E = \frac{\Delta\sigma_{zz}}{\Delta\varepsilon_{zz}} \quad , \quad \nu = -\frac{\Delta\varepsilon_{xx}}{\Delta\varepsilon_{zz}}$$

Στα περισσότερα εδαφικά υλικά, όμως, η δοκιμή της μοναξονικής θλίψης είτε δεν είναι πραγματοποιήσιμη (π.χ. δοκίμια άμμου δεν μπορούν να μορφωθούν χωρίς πλευρική υποστήριξη) είτε δεν δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα, επειδή οι αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων δεν μπορούν να μετρηθούν. Για τους λόγους αυτούς, οι ελαστικές σταθερές των εδαφικών υλικών προσδιορίζονται συχνά από δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης. Στο παράδειγμα αυτό, περιγράφεται η μέθοδος υπολογισμού των E , ν από αστράγγιστες και στραγγισμένες δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης.

1. Στραγγισμένη δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης

Κατά τη δοκιμή αυτή, η οριζόντια ολική τάση σ_h διατηρείται σταθερή ($\Delta\sigma_h = 0$), δεν αναπτύσσονται υπερπίεσεις πόρων ($\Delta u = 0$), λόγω της ελεύθερης στράγγισης του δοκιμίου, και μετράται η αποκλίνουσα τάση $t \equiv (\sigma_v - \sigma_h)/2$ και η ογκομετρική παραμόρφωση ε_{vol} , για διάφορες τιμές της αξονικής παραμόρφωσης ε_v . Από τις σχέσεις της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας (εξισώσεις 6.1 και 6.2), προκύπτει ότι:

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{1}{E} \Delta\sigma'_v \Rightarrow E = 2 \frac{\Delta t}{\Delta\varepsilon_v}$$

$$\Delta\varepsilon_{vol} = \frac{1}{K} \frac{\Delta\sigma'_v}{3} = \frac{1}{K} \frac{E \Delta\varepsilon_v}{3} = (1 - 2\nu) \Delta\varepsilon_v$$

οπότε:

$$\nu = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta\varepsilon_{vol}}{\Delta\varepsilon_v} \right)$$

δηλαδή, οι ελαστικές σταθερές του υλικού προσδιορίζονται από τις κλίσεις των καμπύλων $t - \varepsilon_v$ και $\varepsilon_{vol} - \varepsilon_v$. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι τα συνήθη εδαφικά υλικά δεν είναι γραμμικώς ελαστικά, οπότε οι κλίσεις των καμπύλων αυτών δεν είναι σταθερές (οι καμπύλες δεν είναι ευθείες). Συνεπώς, και οι ελαστικές παράμετροι (E , ν) δεν είναι σταθερές αλλά εξαρτώνται από την επιβαλλόμενη παραμόρφωση. Στις πρακτικές εφαρμογές, λοιπόν, εκτιμάται η μέση αναμενόμενη παραμόρφωση του εδάφους (με βάση την εμπειρία ή με δοκιμές) και επιλέγονται οι ελαστικές "σταθερές" που αντιστοιχούν στην παραμόρφωση αυτή.

2. Αστράγγιστη δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης

Κατά τη δοκιμή αυτή, η οριζόντια ολική τάση σ_h διατηρείται σταθερή ($\Delta\sigma_h = 0$) και μετράται η αποκλίνουσα τάση $t \equiv (\sigma_v - \sigma_h)/2$ και η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων Δu , για διάφορες τιμές της αξονικής παραμόρφωσης ε_v . Από τις σχέσεις της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας ως προς τις ολικές τάσεις (σχέσεις 6.6, 6.10 και 6.11), προκύπτει:

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{1}{E_u} \Delta \sigma_v \Rightarrow E_u = 2 \frac{\Delta t}{\Delta \varepsilon_v}$$

$$\Delta u = \frac{1}{3} \Delta \sigma_v = \frac{1}{3} E_u \Delta \varepsilon_v \Rightarrow E_u = 3 \frac{\Delta u}{\Delta \varepsilon_v}$$

και, ως γνωστόν: $E = \frac{2(1+\nu)}{3} E_u$.

Αξίζει να σημειωθεί ότι κατά την αστράγγιστη δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης υπολογίζεται μόνον το E_u και δεν μπορεί να υπολογισθεί ο λόγος του Poisson (ν), ο οποίος απαιτείται για τον υπολογισμό του E με βάση την τιμή του E_u . Επίσης, από τις ανωτέρω σχέσεις προκύπτει ότι: $\Delta t / \Delta \varepsilon_v = 1.5 \times (\Delta u / \Delta \varepsilon_v)$, δηλαδή οι κλίσεις των καμπύλων $t - \varepsilon_v$ και $\Delta u_l - \varepsilon_v$ είναι άμεσα συσχετισμένες. Τούτο είναι αποτέλεσμα της παραδοχής της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας και συχνά δεν επαληθεύεται από τα πειραματικά αποτελέσματα.

Παράδειγμα 6.4

Όπως έχει αναφερθεί, η μηχανική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών σπανίως περιγράφεται ικανοποιητικά με το "ισότροπο γραμμικώς ελαστικό" μοντέλο, το οποίο περιλαμβάνει δύο μόνον ελαστικές σταθερές: (E, ν). Οι λόγοι της ευρύτατης χρήσης του ισότροπου γραμμικώς ελαστικού μοντέλου στις πρακτικές εφαρμογές περιγράφηκαν λεπτομερώς στα προηγούμενα και βασίζονται κυρίως στη **γραμμικότητα** του μοντέλου, η οποία επιτρέπει την επαλληλία φορτίσεων, την εξασφάλιση μοναδικής λύσης στα προβλήματα κλπ. Η **ισοτροπία** χρησιμοποιείται ως απλοποιητική παραδοχή μόνο για τον περιορισμό των ελαστικών σταθερών σε δύο (E, ν), χωρίς όμως να προσφέρει άλλα ουσιαστικά πλεονεκτήματα κατά την αριθμητική επίλυση των προβλημάτων. Αντίθετα, η παραδοχή της ισότροπης συμπεριφοράς δημιουργεί τα εξής δύο προβλήματα (που έχουν σημαντικές συνέπειες):

1. Η ογκομετρική παραμόρφωση εξαρτάται μόνον από τη μέση μεταβολή των ενεργών τάσεων:

$$\Delta \varepsilon_{vol} = \frac{1}{K} \frac{\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz}}{3}$$

ή, ισοδύναμα, κατά την αστράγγιστη φόρτιση, η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων είναι ίση με τη μέση μεταβολή των ολικών τάσεων:

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_{xx} + \Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz})$$

Τούτο σημαίνει ότι, εάν σε ένα εδαφικό υλικό επιβληθούν διατμητικές τάσεις, η ισότροπη ελαστικότητα προβλέπει ότι ο όγκος του δεν μεταβάλλεται κατά τις στραγγισμένες δοκιμές και ότι δεν αναπτύσσονται υπερπίεσεις πόρων κατά τις αστράγγιστες δοκιμές. Τα ανωτέρω δεν συμφωνούν με τα συνήθη πειραματικά δεδομένα, σύμφωνα με τα οποία οι διατμητικές τάσεις προκαλούν μεταβολή του όγκου ή υπερπίεσεις πόρων στα εδαφικά υλικά.

2. Η κλίση της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων ($t - \varepsilon_l$) συνδέεται με την κλίση της καμπύλης υπερπίεσεων πόρων - παραμορφώσεων ($\Delta u - \varepsilon_l$) κατά την αστράγγιστη τριαξονική φόρτιση των εδαφών. Πράγματι, όπως αναφέρεται στο Κεφάλαιο 10, με την παραδοχή γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας ισχύει (να αποδειχθεί):

$$\frac{d(\Delta u)}{d \varepsilon_l} = \frac{2}{3} \frac{dt}{d \varepsilon_l} = E_u$$

γεγονός που δεν επαληθεύεται από τα συνήθη πειραματικά δεδομένα.

Λόγω του τρόπου γένεσης (απόθεσης), τα εδαφικά υλικά είναι ανισότροπα. Πράγματι, η απόθεσή τους με κατακόρυφη καταβύθιση στους πυθμένες των θαλασσών και λιμνών (διεύθυνση της βαρύτητας) οδηγεί σε ομοιόμορφη συμπεριφορά των εδαφικών υλικών προς όλες τις διευθύνσεις του οριζοντίου επιπέδου (ισοτροπία στο οριζόντιο επίπεδο) αλλά διαφορετική συμπεριφορά κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Η ανισοτροπία είναι εντονότερη στις αργίλους απ' ότι στις άμμους και οφείλεται κυρίως στο πλακοειδές σχήμα των αργιλικών κόκκων, οι οποίοι κατά την απόθεση και την επακόλουθη στερεοποίηση υπό το βάρος των υπερκειμένων γαιών προσανατολίζονται παράλληλα προς το οριζόντιο επίπεδο.

Η ανισότροπη, γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά με (κατακόρυφο) άξονα συμμετρίας (transversely anisotropic) έχει ενδιαφέροντα χαρακτηριστικά, αναιρεί πολλά από τα προβλήματα του ισότροπου μοντέλου, ενώ παράλληλα, επειδή είναι γραμμική, διατηρεί τα γνωστά πλεονεκτήματα των γραμμικών μοντέλων (π.χ. δυνατότητα επαλληλίας φορτίσεων, ύπαρξη μοναδικής λύσης, άμεση σύγκλιση των αλγορίθμων των αριθμητικών επιλύσεων κλπ). Το ανισότροπο μοντέλο με (κατακόρυφο) άξονα συμμετρίας περιγράφεται στα επόμενα:

Το μοντέλο αυτό περιλαμβάνει **πέντε** ελαστικές σταθερές, τις E_1 , ν_1 , E_2 , ν_2 και G_1 , και περιγράφεται από τις εξής σχέσεις ενεργών τάσεων - παραμορφώσεων (z είναι ο κατακόρυφος άξονας):

$$\begin{aligned}\Delta \varepsilon_{xx} &= \frac{1}{E_2} [\Delta \sigma'_{xx} - \nu_2 \Delta \sigma'_{yy}] - \frac{\nu_1}{E_1} \Delta \sigma'_{zz} \\ \Delta \varepsilon_{yy} &= \frac{1}{E_2} [\Delta \sigma'_{yy} - \nu_2 \Delta \sigma'_{xx}] - \frac{\nu_1}{E_1} \Delta \sigma'_{zz} \\ \Delta \varepsilon_{zz} &= \frac{1}{E_1} [\Delta \sigma'_{zz} - \nu_1 (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy})] \\ \Delta \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu_2)}{E_2} \Delta \sigma'_{xy}, \quad \Delta \gamma_{yz} = \frac{1}{G_1} \Delta \sigma'_{yz}, \quad \Delta \gamma_{zx} = \frac{1}{G_1} \Delta \sigma'_{zx}\end{aligned}$$

Από τις ανωτέρω σχέσεις προκύπτει ότι η ογκομετρική παραμόρφωση είναι:

$$\Delta \varepsilon_{vol} = \frac{3(1-\nu_1-\nu_2)}{E_2} \cdot \left[\frac{\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz}}{2} \right] + \left\{ \frac{1-2\nu_1}{E_1} - \frac{1-\nu_1-\nu_2}{E_2} \right\} \cdot \Delta \sigma'_{zz}$$

δηλαδή, η ογκομετρική παραμόρφωση δεν εξαρτάται **μόνον** από τη μέση αύξηση των ενεργών τάσεων $(\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz}) / 3$, όπως στο ισότροπο μοντέλο.

Στην περίπτωση που η φόρτιση γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, οπότε $\Delta \varepsilon_{vol} = 0$, η ανωτέρω σχέση (σε συνδυασμό με τον ορισμό των ενεργών τάσεων) δίνει:

$$\Delta u = \frac{1}{A} \left\{ \frac{3(1-\nu_1-\nu_2)}{E_2} \cdot \left[\frac{\Delta \sigma_{xx} + \Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz}}{3} \right] + \left(\frac{1-2\nu_1}{E_1} - \frac{1-\nu_1-\nu_2}{E_2} \right) \cdot \Delta \sigma_{zz} \right\}$$

όπου:

$$A = \frac{2(1-\nu_1-\nu_2)}{E_2} + \frac{1-2\nu_1}{E_1}$$

δηλαδή, η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων δεν εξαρτάται **μόνον** από τη μέση αύξηση των ολικών τάσεων, όπως στο ισότροπο μοντέλο. Συνεπώς, το ανωτέρω ανισότροπο μοντέλο προβλέπει (ορθώς) ότι κατά την εφαρμογή διατμητικών τάσεων αναπτύσσεται ογκομετρική παραμόρφωση (ή, ισοδύναμα, υπερπίεση πόρων).

Στην περίπτωση της κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης ($\Delta \sigma_{xx} = \Delta \sigma_{yy} = 0$), οι ανωτέρω σχέσεις δίνουν:

(α) Κατά τη στραγγισμένη φόρτιση ($\Delta u = 0$):

$$\Delta \varepsilon_{vol} = \frac{1-2\nu_1}{E_1} \Delta \sigma'_{zz}$$

(β) Κατά την αστράγγιστη φόρτιση ($\Delta \varepsilon_{vol} = 0$):

$$\Delta u = \frac{1}{A} \frac{1-2\nu_1}{E_1} \Delta \sigma_{zz}$$

και:

$$\frac{d(\Delta u)}{d \varepsilon_1} = \frac{1-2\nu_1}{A \cdot E_1} \frac{d(\Delta \sigma_{zz})}{d \varepsilon_1} = \frac{2(1-2\nu_1)}{A \cdot E_1} \frac{dt}{d \varepsilon_1}$$

αντί της σχέσης: $\frac{d(\Delta u)}{d \varepsilon_1} = \frac{2}{3} \frac{dt}{d \varepsilon_1}$ που ισχύει στο ισότροπο μοντέλο.

Συνεπώς, οι κλίσεις των καμπύλων τάσεων - παραμορφώσεων ($t - \varepsilon_1$) και υπερπίεσης πόρων - παραμορφώσεων ($\Delta u - \varepsilon_1$) συσχετίζονται μέσω των ελαστικών σταθερών του υλικού και όχι μέσω σταθεράς (2/3), όπως στο ισότροπο μοντέλο.

Τέλος, στην περίπτωση της μονοδιάστατης συμπίεσης ($\Delta \varepsilon_{xx} = \Delta \varepsilon_{yy} = 0$, $\Delta \sigma'_{xx} = \Delta \sigma'_{yy} \equiv \Delta \sigma'_h$, $\Delta \sigma'_{zz} \equiv \Delta \sigma'_v$), από τις σχέσεις ορισμού του ανισότροπου μοντέλου προκύπτει ότι:

$$K_o \equiv \frac{\Delta \sigma'_h}{\Delta \sigma'_v} = \frac{E_2}{E_1} \frac{\nu_1}{1-\nu_2}$$

αντί της σχέσης: $K_o = \nu/(1-\nu)$, που ισχύει στο ισότροπο μοντέλο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

7.1 Εισαγωγή

Σε προηγούμενο Κεφάλαιο παρουσιάσθηκε η αρχή του φαινομένου της στερεοποίησης των εδαφών και αναφέρθηκε ότι οφείλεται στην πολυφασικότητά τους και, ειδικότερα, στη μεγάλη διαφορά συμπιεστότητας μεταξύ του εδαφικού σκελετού και του νερού των πόρων και στη μικρή τους διαπερατότητα. Στο Κεφάλαιο αυτό μελετάται αναλυτικά το φαινόμενο της στερεοποίησης και διατυπώνονται οι μαθηματικές σχέσεις που το διέπουν.

Ας θεωρηθεί ένα κορεσμένο εδαφικό στοιχείο, στο οποίο οι ολικές τάσεις μεταβάλλονται κατά $\Delta\sigma_{xx}$, $\Delta\sigma_{yy}$, $\Delta\sigma_{zz}$, $\Delta\sigma_{xy}$, $\Delta\sigma_{yz}$, $\Delta\sigma_{zx}$ λόγω της επιβολής μιας πρόσθετης φόρτισης. Οι τάσεις αυτές τείνουν να παραμορφώσουν το εδαφικό στοιχείο, δηλαδή να το στρεβλώσουν και να του μεταβάλουν τις διαστάσεις και τον όγκο. Όπως είναι γνωστό, η μεταβολή του όγκου ενός κορεσμένου εδαφικού στοιχείου πρέπει να συνοδεύεται από ισόποση διαφυγή ή εισρόφηση νερού, επειδή οι στερεοί κόκκοι και το νερό των πόρων είναι πρακτικά ασυμπίεστα. Λόγω, όμως, της περιορισμένης διαπερατότητας των εδαφικών υλικών, η κίνηση του νερού διαμέσου των πόρων απαιτεί χρόνο. Εάν, λοιπόν, η φόρτιση του εδάφους γίνει ταχύτερα από τη διαφυγή του νερού (αστράγγιστη φόρτιση), το έδαφος θα παραμορφωθεί **υπό σταθερό όγκο**, δηλαδή $\Delta\varepsilon_{vol} = 0$. Η συνθήκη αυτή οδηγεί σε κάποια σχέση μεταξύ των συνιστωσών των ενεργών τάσεων, η οποία αναπτύσσεται στα επόμενα. Η γενική μορφή του καταστατικού νόμου τάσεων-παραμορφώσεων:

$$\Delta\varepsilon_{ij} = f_{ij}(\Delta\sigma'_{kl}) \quad (7.1)$$

σε συνδυασμό με τη συνθήκη παραμόρφωσης υπό σταθερό όγκο:

$$0 = \Delta\varepsilon_{vol} \equiv \Delta\varepsilon_{xx} + \Delta\varepsilon_{yy} + \Delta\varepsilon_{zz}$$

οδηγεί στη ζητούμενη σχέση μεταξύ των μεταβολών των ενεργών τάσεων:

$$g(\Delta\sigma'_{kl}) = 0 \quad (7.2)$$

Στη συνέχεια, ο ορισμός των ενεργών τάσεων δίνει:

$$\Delta\sigma'_{kl} = \Delta\sigma_{kl} - \Delta u \cdot \delta_{kl} \quad (7.3)$$

όπου δ_{kl} είναι ο μοναδιαίος τανυστής β' τάξης (δέλτα του Kronecker). Αντικαθιστώντας από τη σχέση (7.3) στη σχέση (7.2) και επιλύοντας ως προς Δu , προκύπτει μια σχέση της μορφής:

$$\Delta u = g'(\Delta\sigma_{kl})$$

η οποία δίνει την αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων συναρτήσει των (γνωστών) μεταβολών των ολικών τάσεων κατά την αστράγγιστη φόρτιση. Μετά τον υπολογισμό της υπερπίεσης πόρων, οι μεταβολές των ενεργών τάσεων προκύπτουν από τις σχέσεις (7.3).

Οι ανωτέρω γενικές θεωρήσεις μπορούν να εξειδικευθούν στην περίπτωση αστράγγιστης φόρτισης εδαφικών υλικών με γραμμική ισότροπη συμπεριφορά, οπότε

η παραμόρφωση υπό σταθερό όγκο ($\Delta \varepsilon_{vol} = 0$) οδηγεί στη σχέση (βλέπε εξίσωση 6.3):

$$\Delta \sigma' \equiv \frac{1}{3} (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz}) = 0$$

και στην (βλέπε εξίσωση 6.6):

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_{xx} + \Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz}) \quad (7.4)$$

δηλαδή, η υπερπίεση πόρων (που αναπτύσσεται για να ικανοποιηθεί η συνθήκη της μή-μεταβολής του όγκου του εδαφικού στοιχείου) ισούται με το μέσο όρο των μεταβολών των ορθών ολικών τάσεων.

Στα προηγούμενα εξετάσθηκε η περίπτωση ενός εδαφικού στοιχείου στο οποίο αναπτύσσονται πρόσθετες τάσεις λόγω κάποιας επιβαλλόμενης εξωτερικής φόρτισης. Κατά τη φόρτιση ενός εκτεταμένου εδαφικού σχηματισμού (ο οποίος αποτελείται από πολλά εδαφικά στοιχεία) η κατάσταση θα είναι ανάλογη: θα αναπτυχθούν, δηλαδή, υπερπίεσεις πόρων $\Delta u = \Delta u(x, y, z)$, διαφορετικές γενικά από θέση σε θέση, έτσι ώστε σε όλα τα στοιχεία του εδάφους η παραμόρφωση να γίνεται υπό σταθερό όγκο, δηλαδή χωρίς να συμβαίνει μετακίνηση του νερού των πόρων (στράγγιση). Η κατανομή των υπερπίεσεων πόρων που προσδιορίσθηκε με την προηγούμενη μέθοδο είναι γενικά **ασυμβίβαστη** με τις υδραυλικές συνοριακές συνθήκες του προβλήματος, σύμφωνα με τις οποίες: (i) η πίεση πόρων στην ελεύθερη υδατική επιφάνεια (στάθμη υπόγειου ορίζοντα) πρέπει να είναι μηδέν και (ii) στα αδιαπέρατα (στεγανά) σύνορα, εφόσον δεν υπάρχει ροή κάθετα στο σύνορο, θα πρέπει η πιεζομετρική συνάρτηση να έχει μηδενική παράγωγο στην κάθετη διεύθυνση προς το σύνορο, δηλαδή:

$$\frac{\partial h}{\partial n} = \vec{n} \cdot \vec{\nabla} h = \vec{n} \cdot \vec{i} = 0$$

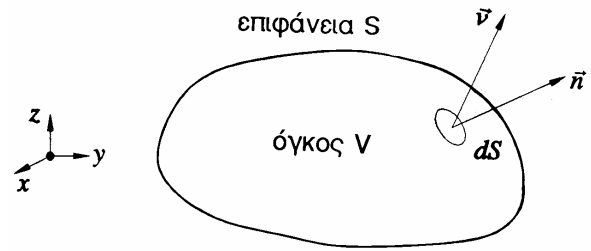
όπου \vec{n} είναι η κάθετη διεύθυνση στο αδιαπέρατο σύνορο και \vec{i} το διάνυσμα της υδραυλικής κλίσης. Επειδή, λοιπόν, οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται κατά την αστράγγιστη φόρτιση των εδαφών δεν ικανοποιούν γενικά τις συνοριακές συνθήκες, **θα υπάρξει ροή** και οι υδατικές πιέσεις θα μεταβληθούν ώστε να συμβιβάζονται με τις συνοριακές συνθήκες του προβλήματος. Κατά τη διάρκεια της ροής η αναγκαία μεταφορά μάζας νερού από τη μια θέση στην άλλη προκαλεί μεταβολή του όγκου των πόρων, δηλαδή ογκομετρικές παραμορφώσεις του εδάφους και συνεπώς μεταβολές των ενεργών τάσεων (κατά την αρχή των ενεργών τάσεων). Το σύνθετο αυτό φαινόμενο της υδατικής ροής διαμέσου των πόρων, της μεταβολής του όγκου του εδάφους και της εξ' αυτού μεταβολής των ενεργών τάσεων ονομάζεται **στερεοποίηση**.

Στα επόμενα παρουσιάζεται η μαθηματική διατύπωση των σχέσεων που διέπουν το φαινόμενο της στερεοποίησης με τις εξής παραδοχές:

1. Το εδαφικό υλικό είναι πλήρως κορεσμένο.
2. Οι στερεοί κόκκοι και το νερό των πόρων είναι ασυμπίεστα.
3. Ο εδαφικός σκελετός συμπεριφέρεται σαν γραμμικό, ισότροπο, ελαστικό υλικό.
4. Η υδατική ροή διαμέσου των πόρων του εδάφους διέπεται από το νόμο του Darcy με ισότροπη και σταθερή διαπερατότητα.
5. Οι παραμορφώσεις του εδάφους θεωρούνται απειροστές και κατά συνέπεια μπορούν να εφαρμοσθούν οι γνωστοί ορισμοί της παραμόρφωσης.

Η μελέτη του φαινομένου της στερεοποίησης των εδαφών χωρίς τις ανωτέρω (απλοποιητικές) παραδοχές υπερβαίνει το σκοπό του συγγράμματος αυτού.

Η διατύπωση των εξισώσεων που διέπουν το φαινόμενο της στερεοποίησης προκύπτει με θεώρηση ανάλογη με αυτήν που εφαρμόστηκε στη μελέτη της μόνιμης υδατικής ροής διαμέσου του εδάφους (Κεφάλαιο 3), δηλαδή θεωρείται και πάλι όγκος εδάφους V , που περικλείεται από την επιφάνεια S (βλέπε Σχήμα 7.1). Ο όγκος αυτός είναι συνδεδεμένος με τον εδαφικό σκελετό και τον παρακολουθεί κατά την παραμόρφωση. Η αρχή διατήρησης της μάζας καθορίζει ότι η καθαρή εκροή νερού από τον όγκο V , διαμέσου της επιφάνειας S , είναι ίση και αντίθετη με την αύξηση της μάζας του νερού των πόρων στο εσωτερικό του όγκου V , δηλαδή:



Σχ. 7.1: Ροή διαμέσου της επιφάνειας όγκου V

όπου V_v είναι ο όγκος των πόρων και ρ_w η πυκνότητα του νερού. Η παραπάνω σχέση, με εφαρμογή του θεωρήματος της απόκλισης, δίνει:

$$-\int_S \rho_w \vec{v} \cdot \vec{n} dS = \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho_w dV_v$$

$$-\int_V \text{div}(\rho_w \vec{v}) dV = \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho_w dV_v \quad (7.5)$$

Αλλά:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho_w dV_v = \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho_w e dV_s = \int_V \rho_w \frac{\partial e}{\partial t} dV_s = \int_V \rho_w \frac{\partial e}{\partial t} \frac{1}{1+e} dV \quad (7.6)$$

και τελικά οι σχέσεις (7.5) και (7.6) δίνουν:

$$-\int_V \rho_w \cdot \text{div}(\vec{v}) dV = \int_V \rho_w \frac{\partial e}{\partial t} \frac{1}{1+e} dV$$

Εφόσον ο όγκος V είναι τυχαίος, το ολοκλήρωμα απαλείφεται και η τελευταία σχέση δίνει:

$$\text{div}(\vec{v}) = \frac{-1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial \epsilon_{vol}}{\partial t} \quad (7.7)$$

που εκφράζει την αρχή διατήρησης της μάζας του νερού στους πόρους του εδάφους. Περαιτέρω αξιοποίηση της σχέσης αυτής μπορεί να γίνει με χρήση του νόμου Darcy και των σχέσεων της ελαστικότητας. Έτσι:

1. Νόμος Darcy: $\vec{v} = -k \cdot \vec{\nabla} h$, όπου $h \equiv z + \frac{u}{\gamma_w}$

2. Σχέσεις ελαστικότητας: $\frac{\partial \epsilon_{vol}}{\partial t} = \frac{1}{K} \frac{\partial \sigma'}{\partial t}$, όπου σ' είναι η μέση ορθή ενεργός τάση.

Αντικατάσταση των παραπάνω σχέσεων στην εξίσωση (7.7) δίνει:

$$k \cdot \nabla^2 h = -\frac{1}{K} \frac{\partial \sigma'}{\partial t}$$

ή, ισοδύναμα:

$$\frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u = -\frac{1}{K} \left(\frac{\partial \sigma'}{\partial t} \right)$$

όπου γ_w είναι το ειδικό βάρος του νερού, K το ελαστικό μέτρο ισότροπης συμπίεσης του εδαφικού σκελετού και k ο συντελεστής διαπερατότητας του εδάφους. Θέτοντας:

$$c \equiv \frac{k \cdot K}{\gamma_w} \tag{7.8}$$

όπου ο συντελεστής c ονομάζεται **συντελεστής στερεοποίησης**, η τελευταία σχέση δίνει:

$$c \cdot \nabla^2 u = -\frac{\partial \sigma'}{\partial t} \tag{7.9}$$

Η εξίσωση (7.9), που αποτελεί και την τελική μορφή της εξίσωσης που διέπει το φαινόμενο της στερεοποίησης, δείχνει ότι ο προσδιορισμός της ζητούμενης υδατικής πίεσης u εξαρτάται και από τη μέση ορθή ενεργό τάση σ' , η οποία, όμως, γενικά μεταβάλλεται κατά την εξέλιξη του φαινομένου της στερεοποίησης. Το γεγονός αυτό περιπλέκει την επίλυση της εξίσωσης (7.9) και απαιτεί τη χρήση και των εξισώσεων ισορροπίας. Όπως ήδη θα έχει γίνει αντιληπτό, το φαινόμενο της στερεοποίησης είναι σύνθετο και η μαθηματική του επίλυση είναι πολύπλοκη ακόμη και σε περιπτώσεις απλών γεωμετρικών συνθηκών και καταστατικών νόμων τάσεων-παραμορφώσεων. Η επίλυση της απλούστερης περίπτωσης στερεοποίησης, που είναι η μονοδιάστατη στερεοποίηση ενός γραμμικού, ισότροπου, ελαστικού εδάφους, έγινε από τον K.Terzaghi και περιγράφεται στο επόμενο εδάφιο.

7.2 Μονοδιάστατη Στερεοποίηση Ισότροπου Γραμμικού Εδάφους

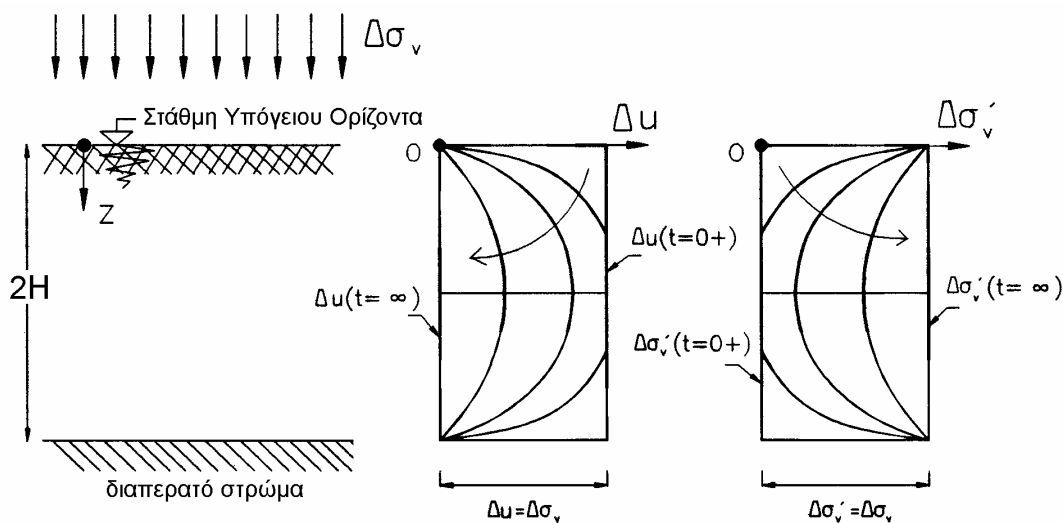
Στο εδάφιο αυτό παρουσιάζεται η θεωρία Terzaghi για τη μονοδιάστατη στερεοποίηση ενός κορεσμένου εδαφικού στρώματος. Το Σχήμα 7.2 παρουσιάζει ένα εδαφικό στρώμα πάχους $2H$, με στάθμη υπόγειου οριζοντα στην επιφάνεια (διαπερατό σύνορο) και με διαπερατό σύνορο στη βάση του. Το εδαφικό στρώμα θεωρείται ομοιόμορφο σε μεγάλη έκταση και κατά συνέπεια, η παραμόρφωσή του λόγω της επιβολής ενός εκτεταμένου κατακόρυφου φορτίου (που αντιστοιχεί σε μεταβολή της κατακόρυφης ολικής τάσης κατά $\Delta\sigma_v$) είναι μονοδιάστατη συμπίεση.

Κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση ενός ισότροπου, γραμμικού εδάφους ισχύει:

$$\Delta \varepsilon_{vol} = \frac{\Delta \sigma'}{K} = \frac{\Delta \sigma'_v}{D} = \frac{1}{D} (\Delta \sigma_v - \Delta u)$$

ή:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{K}{D} \left(\frac{\partial \sigma_v}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} \right)$$



Σχ. 7.2: Μονοδιάστατη στερεοποίηση εδαφών

Αλλά η κατακόρυφη ολική τάση σ_v παραμένει σταθερή κατά την εξέλιξη του φαινομένου της στερεοποίησης, επειδή το βάρος των υπερκείμενων γαιών δεν μεταβάλλεται και η επιφόρτιση $\Delta\sigma_v$ παραμένει αμετάβλητη. Κατά συνέπεια:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = -\frac{K}{D} \frac{\partial u}{\partial t}$$

και, συνδυάζοντας την παραπάνω σχέση με την εξίσωση (7.9), προκύπτει η εξίσωση της μονοδιάστατης στερεοποίησης:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (7.10)$$

όπου:

$$c_v \equiv \frac{k \cdot D}{\gamma_w}$$

είναι ο **συντελεστής μονοδιάστατης στερεοποίησης**. Σε αντίθεση με τη γενική εξίσωση της στερεοποίησης (σχέση 7.9), η διαφορική εξίσωση (7.10) που διέπει τη μονοδιάστατη στερεοποίηση περιλαμβάνει μόνο την πίεση πόρων και, συνεπώς, μπορεί να επιλυθεί με κατάλληλες συνοριακές και αρχικές συνθήκες.

Οι **συνοριακές συνθήκες** του προβλήματος καθορίζουν την τιμή της υπερπίεσης πόρων στο άνω σύνορο ($z=0$) και στο κάτω σύνορο ($z=2H$) σε όλους τους χρόνους ($t > 0$) και είναι:

$$\Delta u(0, t) = 0 = \Delta u(2H, t)$$

Οι **αρχικές συνθήκες** του προβλήματος αφορούν την αρχική ($t=0$) κατανομή των υδατικών υπερπιέσεων που αναπτύσσονται κατά την ταχεία (αστράγγιστη) επιβολή της κατακόρυφης φόρτισης $\Delta\sigma_v$. Στα προηγούμενα αποδείχθηκε ότι κατά την αστράγγιστη φόρτιση ενός ισότροπου γραμμικού εδάφους: $\Delta\sigma' = 0$ και, επιπλέον, κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση: $\Delta\sigma' = (K/D)\Delta\sigma'_v$, οπότε κατά την αστράγγιστη μονοδιάστατη συμπίεση ισχύει: $\Delta\sigma'_v = 0$, δηλαδή $\Delta u = \Delta\sigma_v$. Συνεπώς, η αρχική υπερπίεση πόρων ισούται με την επιβαλλόμενη κατακόρυφη ολική τάση, η οποία όμως είναι σταθερή σε όλο το πάχος του εδαφικού στρώματος. Αρα, η αρχική υπερπίεση πόρων (Δu) είναι σταθερή και ίση με $\Delta\sigma_v$ σε όλο το πάχος του στρώματος, δηλαδή:

$$\Delta u(z, 0^+) = \Delta\sigma_v$$

Η επίλυση της εξίσωσης της μονοδιάστατης στερεοποίησης (εξίσωση 7.10), με τις παραπάνω συνοριακές και αρχικές συνθήκες, γίνεται με τη μέθοδο του χωρισμού μεταβλητών, δηλαδή αναζητείται λύση της μορφής:

$$\Delta u(z, t) = F(z) \cdot G(t)$$

η οποία, όταν αντικατασταθεί στην (7.10), δίνει:

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{1}{c_v} \frac{G'(t)}{G(t)} = \text{σταθ.} = -A^2$$

οπότε:

$$F(z) = C_1 \cos(Az) + C_2 \sin(Az)$$

$$G(t) = C_3 e^{-A^2 c_v t}$$

ή συνολικά:

$$\Delta u(z, t) = [C_4 \cos(Az) + C_5 \sin(Az)] e^{-A^2 c_v t} \quad (7.11a)$$

Οι σταθερές C_4, C_5, A προσδιορίζονται από τις συνοριακές και αρχικές συνθήκες, ως εξής:

1. Η συνοριακή συνθήκη στο άνω όριο δίνει: $C_4 = 0$
2. Η συνοριακή συνθήκη στο κάτω όριο δίνει $C_5 \sin(2AH) = 0$, δηλαδή:
 $2AH = n\pi$, $n = 1, 2, 3, \dots$

Αντικατάσταση των ανωτέρω τιμών των σταθερών C_4, A στην εξίσωση (7.11α) δίνει:

$$\Delta u(z, t) = C_5 \sin\left[\frac{n\pi z}{2H}\right] \exp\left[-\frac{n^2 \pi^2 c_v t}{4H^2}\right] \quad (7.11\beta)$$

η οποία, όμως, δεν είναι δυνατόν να ικανοποιήσει την αρχική συνθήκη: $\Delta u(z, 0^+) = \Delta \sigma_v$. Για το λόγο αυτό, αναζητείται λύση της διαφορικής εξίσωσης (7.10) με τη μορφή σειράς από όρους του τύπου (7.11β), δηλαδή λύση της μορφής:

$$\Delta u(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ C_n \sin\left[\frac{n\pi z}{2H}\right] \exp\left[-\frac{n^2 \pi^2 c_v t}{4H^2}\right] \right\} \quad (7.12)$$

η οποία, προφανώς, ικανοποιεί τη διαφορική εξίσωση και τις συνοριακές συνθήκες, ενώ η αρχική συνθήκη δίνει:

$$\Delta \sigma_v = \sum_{n=1}^{\infty} C_n \sin\left[\frac{n\pi z}{2H}\right]$$

Η ανωτέρω εξίσωση είναι μία σειρά Fourier, της οποίας οι συντελεστές δίνονται από τη σχέση:

$$C_n = \frac{1}{H} \int_0^{2H} \Delta \sigma_v \sin\left(\frac{n\pi z}{2H}\right) dz = \frac{2}{n\pi} [1 - \cos(n\pi)] \Delta \sigma_v$$

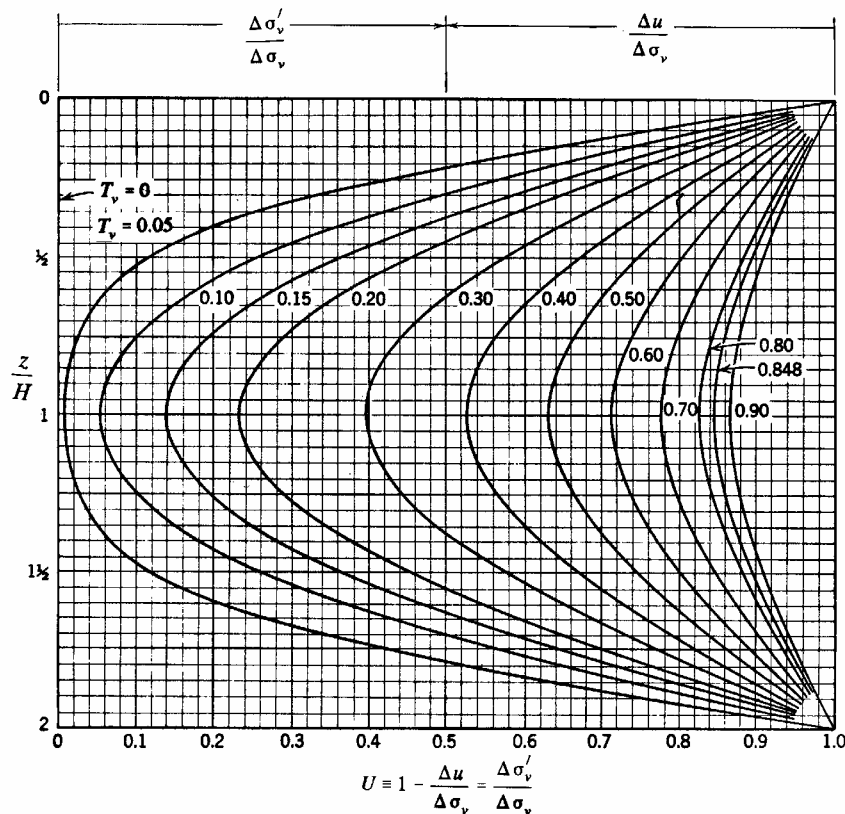
οπότε η σχέση (7.12) δίνει:

$$\Delta u(z, t) = \Delta \sigma_v \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{2}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) \exp(-M^2 T_v) \right] \quad (7.13)$$

όπου $M = (2m+1)\pi/2$ και $T_v = c_v t / H^2$. Ο συντελεστής T_v , που εκφράζει το χρόνο με αδιάστατη μορφή, ονομάζεται **χρονικός παράγων** και καθορίζει τη χρονική κλίμακα εξέλιξης του φαινομένου της στερεοποίησης.

Η γραφική παράσταση της λύσης της εξίσωσης μονοδιάστατης στερεοποίησης (σχέση 7.13) φαίνεται στο Σχήμα 7.3, που παρουσιάζει τις ισόχρονες καμπύλες της υπερπίεσης πόρων. Αμέσως μετά την επιβολή της φόρτισης ($t = T_v = 0$), η υπερπίεση πόρων είναι σταθερή και ίση με $\Delta \sigma_v$ ($\Delta u / \Delta \sigma_v = 1$). Με την πάροδο του χρόνου (ή ισοδύναμα του αδιάστατου χρόνου T_v), η υπερπίεση μειώνεται βαθμιαία και πρακτικά μηδενίζεται όταν $T_v \approx 1$ (θεωρητικά μηδενίζεται σε άπειρο χρόνο). Αντίστοιχα, επειδή $\Delta \sigma'_v = \Delta \sigma_v - \Delta u$, η πρόσθετη κατακόρυφη ενεργός τάση αρχικά είναι μηδέν και βαθμιαία αυξάνει μέχρι της τελικής τιμής $\Delta \sigma'_v = \Delta \sigma_v$, όταν η υπερπίεση πόρων μηδενισθεί, όταν δηλαδή έχει συντελεσθεί το φαινόμενο της στερεοποίησης. Από το Σχήμα 7.3 συμπεραίνονται ακόμη τα εξής:

1. Στην αρχή του φαινομένου της στερεοποίησης, δηλαδή για μικρές τιμές του χρονικού παράγοντα, οι κλίσεις του διαγράμματος των υπερπίεσεων πόρων κοντά στα άνω και κάτω όρια (δηλαδή κοντά στα όρια στράγγισης) είναι πολύ μεγάλες, με συνέπεια οι ταχύτητες ροής στις περιοχές αυτές να είναι πολύ μεγάλες. Αντίθετα, στην περιοχή περί το μέσον του στρώματος οι κλίσεις είναι μικρές σε όλους τους χρόνους (και μάλιστα, ακριβώς στο μέσον η κλίση είναι συνεχώς μηδέν), που σημαίνει ότι στις περιοχές αυτές η ταχύτητα ροής είναι μικρή (ακριβώς στο μέσον η ταχύτητα ροής είναι μηδέν λόγω συμμετρίας).



Σχ. 7.3: Λύσεις της εξίσωσης μονοδιάστατης στερεοποίησης

2. Στις περιοχές κοντά στα όρια στράγγισης οι υπερπίεσεις πόρων μειώνονται ραγδαία και, κατά συνέπεια, οι ενεργές τάσεις αυξάνονται με τους ίδιους ταχείς ρυθμούς, δηλαδή οι περιοχές κοντά στα όρια στράγγισης συμπιέζονται πρώτες, ενώ κοντά στο μέσον η συμπίεση είναι ακόμη πολύ μικρή (μεγάλες τιμές της υπερπίεσης πόρων Δu). Με την πάροδο του χρόνου συμπιέζονται και οι περιοχές περί το μέσον του στρώματος και, τελικά, η συμπίεση του στρώματος γίνεται ομοιόμορφη και ίση με $\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta \sigma'_v}{D} = \frac{\Delta \sigma_v}{D}$.

3. Για τιμές του χρονικού παράγοντα $T_v > 0.3$, οι ισόχρονες καμπύλες είναι με πολύ καλή προσέγγιση ημιτονοειδείς, επειδή μόνον ο πρώτος όρος της σειράς (7.13) συνεισφέρει στο άθροισμα, δεδομένου ότι οι ανώτεροι όροι έχουν πρακτικά μηδενισθεί λόγω του εκθετικού παράγοντα.

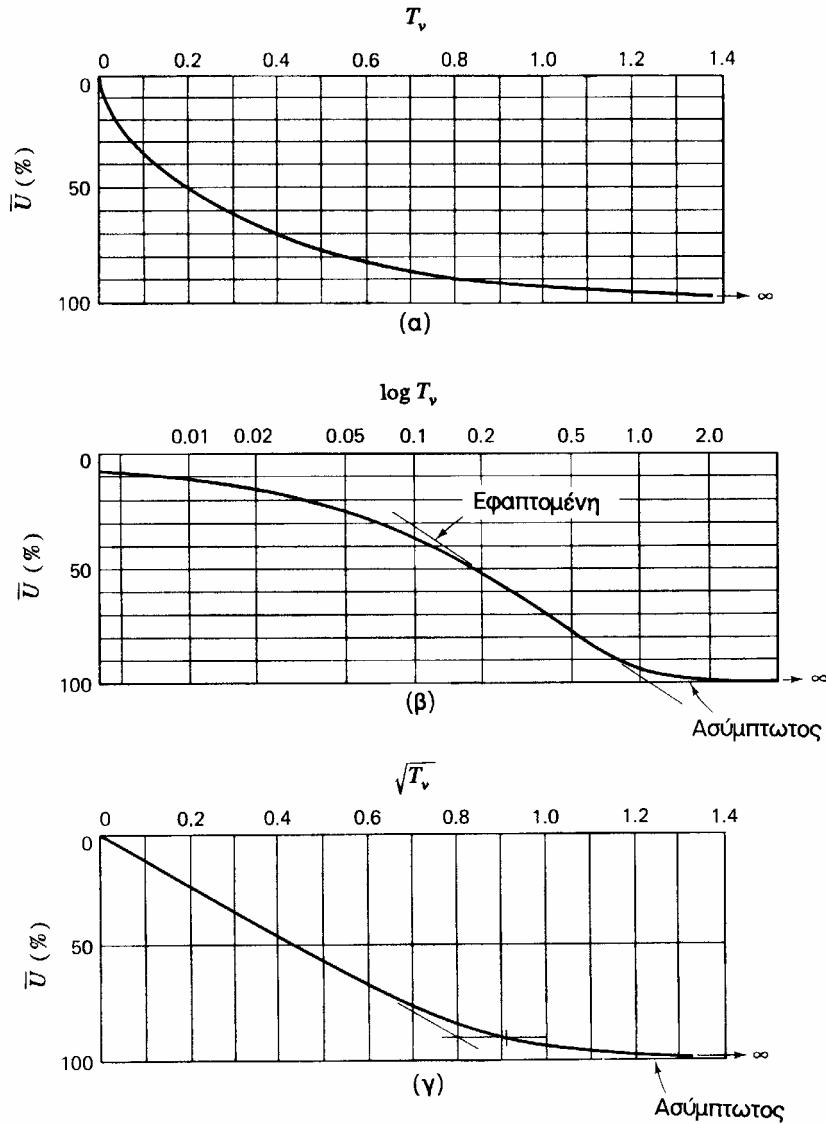
Με βάση τη χωρική και χρονική κατανομή των υπερπίεσεων πόρων (εξίσωση 7.13 και Σχήμα 7.3), υπολογίζεται η υποχώρηση της επιφάνειας του εδαφικού στρώματος από τη σχέση:

$$\delta(t) = \int_0^{2H} \frac{1}{D} \Delta \sigma'(z, t) dz = 2H \frac{\Delta \sigma_v}{D} - \frac{1}{D} \int_0^{2H} \Delta u(z, t) dz$$

της οποίας η τελική τιμή (δηλαδή μετά την πλήρη εκτόνωση των υπερπίεσεων πόρων) είναι $\delta(\infty) = 2H \cdot \Delta \sigma_v / D$.

Η χρονική εξέλιξη των υποχωρήσεων της επιφάνειας του εδάφους παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.4 με την αδιάστατη μορφή του **βαθμού στερεοποίησης** \bar{U} , που ορίζεται από τη σχέση:

$$\bar{U}(t) \equiv \frac{\delta(t)}{\delta(\infty)}$$



Σχ. 7.4: Βαθμός στερεοποίησης ως προς το χρόνο

Ο άξονας του χρόνου στο Σχήμα 7.4 έχει την αδιάστατη μορφή του χρονικού παράγοντα T_v και παρουσιάζεται σε γραμμική κλίμακα, σε λογαριθμική κλίμακα και με τη μορφή της τετραγωνικής ρίζας του χρόνου. Ο ρυθμός εξέλιξης των υποχωρήσεων της επιφάνειας είναι ταχύς στην αρχή της στερεοποίησης (μικρά T_v) και βαθμιαία μειώνεται για μεγαλύτερους χρόνους. Ο ακόλουθος Πίνακας παρουσιάζει μερικές χαρακτηριστικές τιμές της σχέσης $\bar{U} = f(T_v)$.

\bar{U}	T_v
0	0
0.1	0.01
0.2	0.031
0.3	0.071
0.4	0.126
0.5	0.197
0.6	0.287
0.7	0.403
0.8	0.567
0.9	0.848
1	∞

Αποδεικνύεται ότι στα αρχικά στάδια του φαινομένου της στερεοποίησης (για $T_v < 0.5$), ο βαθμός στερεοποίησης μπορεί με καλή προσέγγιση να εκφρασθεί από τη σχέση:

$$\bar{U} = 2\sqrt{\frac{T_v}{\pi}}$$

που σημαίνει ότι ο βαθμός στερεοποίησης (δηλαδή και η υποχώρηση της επιφάνειας) είναι ανάλογος της τετραγωνικής ρίζας του χρόνου. Τούτο φαίνεται και από το αρχικό ευθύγραμμο τμήμα της καμπύλης στο διάγραμμα του βαθμού στερεοποίησης ως προς την τετραγωνική ρίζα του χρονικού παράγοντα (Σχήμα 7.4γ).

Επειδή η χρονική εξέλιξη του φαινομένου της μονοδιάστατης στερεοποίησης εξαρτάται από τον αδιάστατο χρονικό παράγοντα:

$$T_v \equiv \frac{c_v}{H^2} t = \frac{k \cdot D}{\gamma_w H^2} t$$

συμπεραίνονται τα εξής:

1. Ο ρυθμός εξέλιξης της στερεοποίησης είναι ανάλογος του συντελεστή διαπερατότητας και του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης του εδάφους. Αυτό σημαίνει ότι σε εδάφη με μεγάλη διαπερατότητα (π.χ. αμμώδη) και μεγάλο μέτρο συμπίεσης (π.χ. με πυκνή δομή) το φαινόμενο της στερεοποίησης εξελίσσεται ραγδαία και η εκτόνωση των υπερπίεσεων πόρων συντελείται σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα. Αντίθετα, σε εδάφη με μικρή διαπερατότητα και μικρό μέτρο συμπίεσης (π.χ. μαλακές αργίλους) η στερεοποίηση διαρκεί επί μεγάλο χρονικό διάστημα.
2. Ο ρυθμός εξέλιξης της στερεοποίησης είναι αντιστρόφως ανάλογος του τετραγώνου του πάχους της συμπίεστης στρώσης. Έτσι, αν διπλασιασθεί το πάχος της συμπίεστης στρώσης, τετραπλασιάζεται ο χρόνος που απαιτείται για να συντελεσθεί η στερεοποίηση.

Σαν παράδειγμα εφαρμογής, ας θεωρηθεί μία αμμώδης στρώση πάχους $2H = 10$ m με ελεύθερη στράγγιση και στις δύο επιφάνειες και ιδιότητες $k = 10^{-5}$ m/sec, $D = 30$ Mpa, $\gamma_w = 10$ kN/m³. Το υλικό αυτό έχει συντελεστή στερεοποίησης $c_v = k D / \gamma_w = 0.03$ m²/sec, οπότε ο χρόνος που απαιτείται για την πρακτική περάτωση της στερεοποίησης ($T_v \approx 1$) είναι $t_\infty = H^2 T_v / c_v = 833$ sec ≈ 14 min. Αν, στη συνέχεια, θεωρηθεί αργιλική στρώση με το ίδιο πάχος και ιδιότητες $k = 10^{-10}$ m/sec, $D = 10$ MPa, τότε ο συντελεστής στερεοποίησης είναι $c_v = 10^{-7}$ m²/sec και ο χρόνος που απαιτείται για την πρακτική περάτωση της στερεοποίησης είναι $t_\infty = 25 \times 10^7$ sec = 8 έτη. Από τα παραπάνω φαίνεται η τεράστια διαφορά στο χρόνο που απαιτείται για την περάτωση του φαινομένου της στερεοποίησης σε άμμους και αργίλους.

Θα πρέπει, τέλος, να γίνει κάποια αναφορά στο νόημα του "ημιπάχους" H της συμπίεστης στρώσης (βλέπε Σχήμα 7.2):

1. Στην περίπτωση που και τα δύο όρια της συμπίεστης στρώσης επιτρέπουν ελεύθερη στράγγιση (όπως στα προηγούμενα παραδείγματα), τότε το H είναι το ήμισυ του πάχους της στρώσης.
2. Στην περίπτωση που το ένα όριο της στρώσης επιτρέπει ελεύθερη στράγγιση αλλά το άλλο όριο είναι αδιαπέρατο, τότε το H είναι ίσο με ολόκληρο το πάχος της συμπίεστης στρώσης. Τούτο προκύπτει επειδή, στην περίπτωση εδαφικής στρώσης με δύο όρια ελευθέρως στραγγιζόμενα, το μέσον της στρώσης αποτελεί στην ουσία αδιαπέρατο όριο (μηδενική ταχύτητα ροής λόγω συμμετρίας).

7.3 Η Εργαστηριακή Δοκιμή του Συμπιεσομέτρου

Λόγω των πολλών εφαρμογών της μονοδιάστατης συμπίεσης αλλά και της σχετικά εύκολης επιβολής του τρόπου αυτού φόρτισης στο εργαστήριο, αναπτύχθηκε η εργαστηριακή δοκιμή του συμπιεσομέτρου (ή οιδημέτρου), που περιγράφηκε στο εδάφιο 6.5 για την περίπτωση ξηρών εδαφικών σχηματισμών. Μία τυπική εργαστηριακή διάταξη για την επιβολή της μονοδιάστατης συμπίεσης παρουσιάστηκε στο Σχήμα 6.8. Στην περίπτωση κορεσμένων εδαφικών σχηματισμών, ένα κατά το δυνατόν αδιατάρακτο δείγμα της συμπιεστής εδαφικής στρώσης κόβεται προσεκτικά και τοποθετείται στον κυλινδρικό δακτύλιο που φαίνεται στο Σχήμα 6.8. Ο δακτύλιος αυτός είναι αρκετά άκαμπτος, ώστε κατά την κατακόρυφη φόρτιση του δοκιμίου να εξασφαλίζεται η μή-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, εξασφαλίζουν δηλαδή συνθήκες παρόμοιες με αυτές που μελετήθηκαν αναλυτικά στο προηγούμενο εδάφιο. 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 περατωθεί το φαινόμενο της στερεοποίησης. Μία τυπική αλληλουχία φορτίσεων είναι: 5 kPa (αρχική φόρτιση), 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800 kPa και κατόπιν αποφόρτιση στα 400, 200, 100, 50 kPa. Κατά τη δοκιμή μονοδιάστατης συμπίεσης μετρούνται:

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:

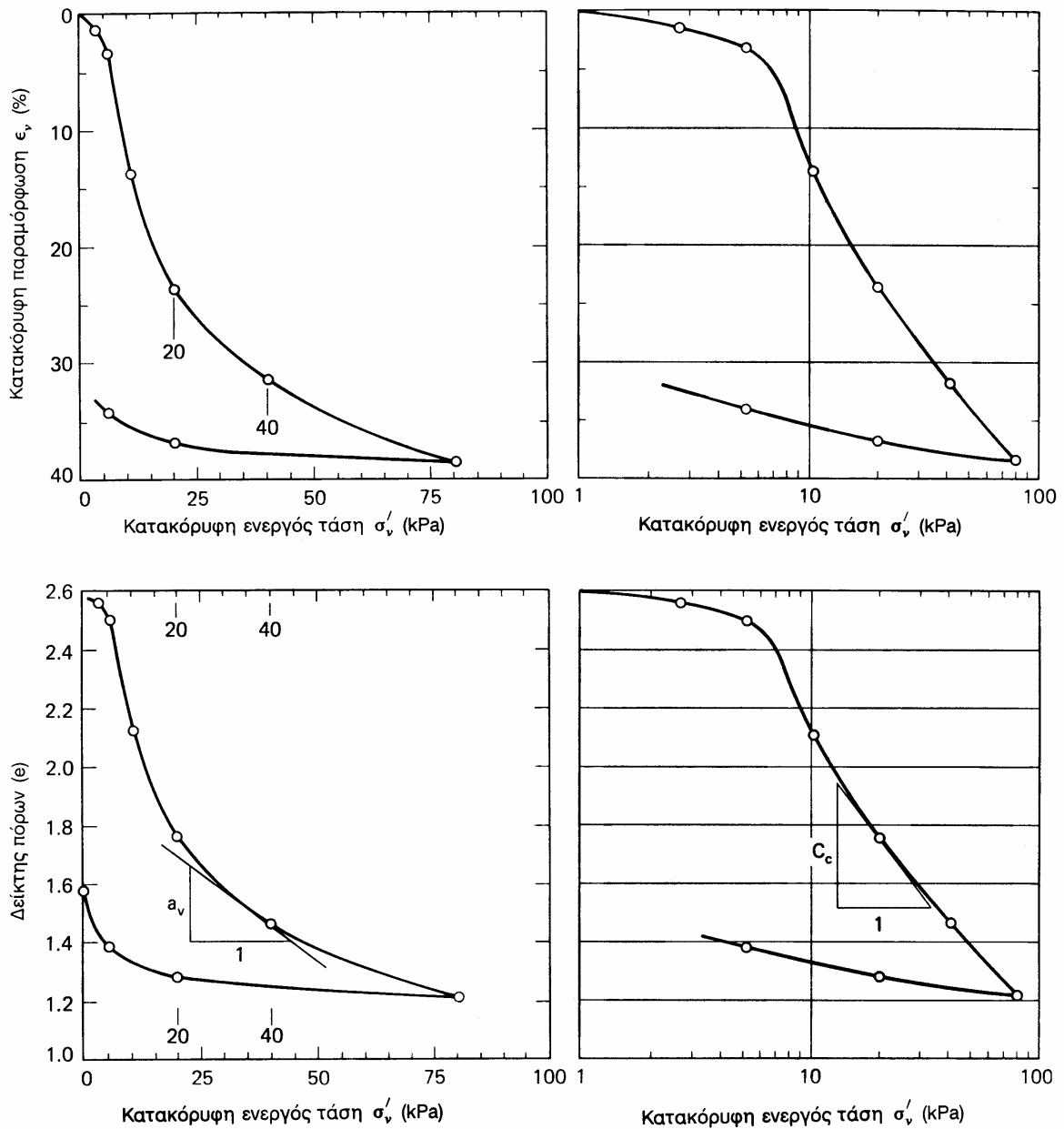
$$\frac{M}{V} = \rho = \rho_s \left(\frac{1+w}{1+e} \right)$$

2. Σε κάθε βήμα επιβολής νέας φόρτισης μετράται η υποχώρηση του δοκιμίου σε διάφορους χρόνους (15 sec, 30 sec, 1 min, 2, 4, 8, 16 min, ...) κατά την εξέλιξη της στερεοποίησης.

Από την υποχώρηση του δοκιμίου στο **τέλος** κάθε βήματος επιβολής φόρτισης, δηλαδή στο τέλος της στερεοποίησης, υπολογίζεται η ογκομετρική παραμόρφωση

του δοκιμίου: $\Delta \varepsilon_{vol} = \Delta \varepsilon_z = -\frac{\Delta H}{H_o}$, η μεταβολή του δείκτη πόρων: $\Delta e = -(1+e_o) \cdot \Delta \varepsilon_{vol}$

και σχεδιάζεται το διάγραμμα φορτίου (σ'_v) - ογκομετρικής παραμόρφωσης (ε_{vol}) ή φορτίου - δείκτη πόρων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.5, που παρουσιάζει τυπικά αποτελέσματα μιάς μαλακής αργίλου. Στα διαγράμματα η κατακόρυφη τάση μετράται σε γραμμική κλίμακα και σε λογαριθμική κλίμακα. Η αλληλουχία των τάσεων που επιβλήθηκε στο συγκεκριμένο δοκίμιο είναι: 1 kPa, 2.5, 5, 10, 20, 40, 80, 20, 5 kPa. Στο διάγραμμα με τη λογαριθμική κλίμακα της κατακόρυφης τάσης παρατηρείται ότι η συμπιεστότητα του δοκιμίου αυξάνει απότομα για κατακόρυφη τάση περί τα 6 kPa. Η ίδια απότομη αύξηση της συμπιεστότητας μπορεί να παρατηρηθεί και στο διάγραμμα με τη γραμμική κλίμακα, εάν η περιοχή αυτή των τάσεων μεγεθυνθεί. Η απότομη αύξηση της συμπιεστότητας συμβαίνει όταν το δοκίμιο φορτισθεί με τάση ίση με τη μέγιστη τάση που του έχει επιβληθεί στο παρελθόν (τη λεγόμενη **τάση προφόρτισης**). Πράγματι, εάν ένα εδαφικό δοκίμιο, που στη φύση υφίσταται κάποια κατακόρυφη τάση (6 kPa στην προκειμένη περίπτωση), αφαιρεθεί από το έδαφος (οπότε αποφορτίζεται), τοποθετηθεί στη συσκευή του συμπιεσομέτρου και επαναφορτισθεί, τότε κατά την επαναφόρτιση η συμπιεστότητά του είναι μικρή μέχρις ότου η κατακόρυφη τάση φθάσει την προηγούμενη μέγιστη τάση (την τάση προφόρτισης). Με την περαιτέρω αύξηση της κατακόρυφης τάσης, η συμπιεστότητα

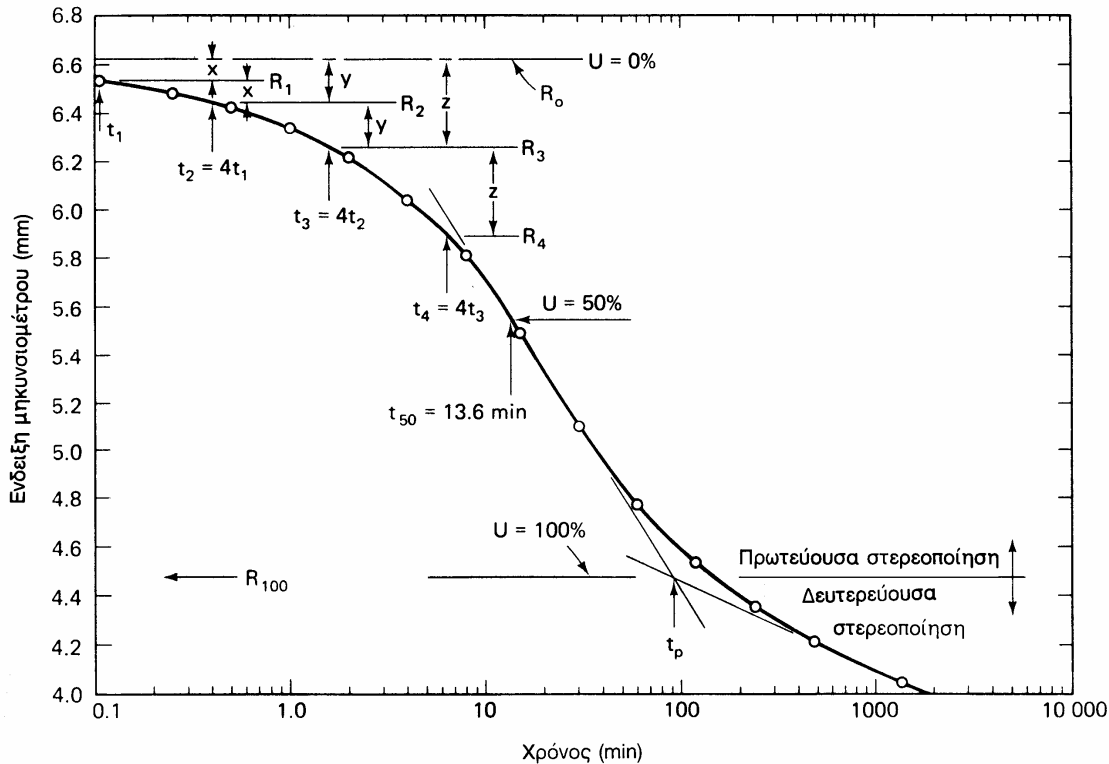


Σχ. 7.5: Μονοδιάστατη συμπίεση μαλακής αργίλου

του δοκιμίου αυξάνει απότομα και, στη συνέχεια, η καμπύλη φόρτισης ακολουθεί τον κλάδο της μονοδιάστατης συμπίεσης, ο οποίος παρουσιάζει τα γνωστά χαρακτηριστικά σκλήρυνσης που αναφέρθηκαν στο εδάφιο 6.5 και φαίνονται στο Σχήμα 7.5. Από τις καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων ορίζονται το γνωστό μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης (D), ο **δείκτης συμπίεσιότητας** $a_v = -\Delta e / \Delta \sigma'_v$ και ο **συντελεστής συμπίεσιότητας**:

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, οι καμπύλες του Σχήματος 7.5 παρουσιάζουν τις καταστάσεις του δοκιμίου στο τέλος της στερεοποίησης για κάθε βήμα της φόρτισης, όταν δηλαδή το συνολικό επιβεβλημένο φορτίο έχει αναληφθεί από τον εδαφικό σκελετό, οπότε $\Delta u = 0$. Περαιτέρω αξιοποίηση της δοκιμής συμπίεσομέτρου γίνεται με τις μετρήσεις που λαμβάνονται κατά τη διάρκεια της



Σχ. 7.6: Καμπύλη στερεοποίησης

στερεοποίησης σε κάθε βήμα της φόρτισης. Το Σχήμα 7.6 παρουσιάζει ένα τέτοιο διάγραμμα και συγκεκριμένα τις ενδείξεις του μηκυνσιόμετρου ως προς το χρόνο σε λογαριθμική κλίμακα, ενώ το Σχήμα 7.7 παρουσιάζει τις ίδιες ενδείξεις του μηκυνσιόμετρου ως προς την τετραγωνική ρίζα του χρόνου. Στα Σχήματα αυτά το ύψος του δοκιμίου μειώνεται με την πάροδο του χρόνου και η μείωσή του ισούται με την αύξηση των ενδείξεων του μηκυνσιόμετρου. Έτσι, όταν η ένδειξη του μηκυνσιόμετρου μεταβάλλεται από 6.0 mm σε 5.0 mm, το ύψος του δοκιμίου μειώνεται κατά 1 mm. Στο Σχήμα 7.6 φαίνεται η χαρακτηριστική σιγμοειδής καμπύλη της υποχώρησης ως προς το λογάριθμο του χρόνου. Η μορφή της καμπύλης είναι όμοια με αυτήν του Σχήματος 7.4β, όπου παρουσιάζεται η θεωρητική πρόβλεψη του βαθμού στερεοποίησης (δηλαδή της αδιάστατης υποχώρησης) ως προς το λογάριθμο του χρονικού παράγοντα (δηλαδή του αδιάστατου χρόνου). Στο Σχήμα 7.6 παρουσιάζεται επίσης ένας συνήθης τρόπος για την εκτίμηση του χρόνου (t_p) που απαιτείται για την περάτωση της στερεοποίησης καθώς και του χρόνου t_{50} που αντιστοιχεί σε βαθμό στερεοποίησης 50% (μέθοδος Casagrande). Αφού προσδιορισθεί ο χρόνος t_{50} , ο συντελεστής μονοδιάστατης στερεοποίησης μπορεί να υπολογισθεί από την (προφανή) σχέση:

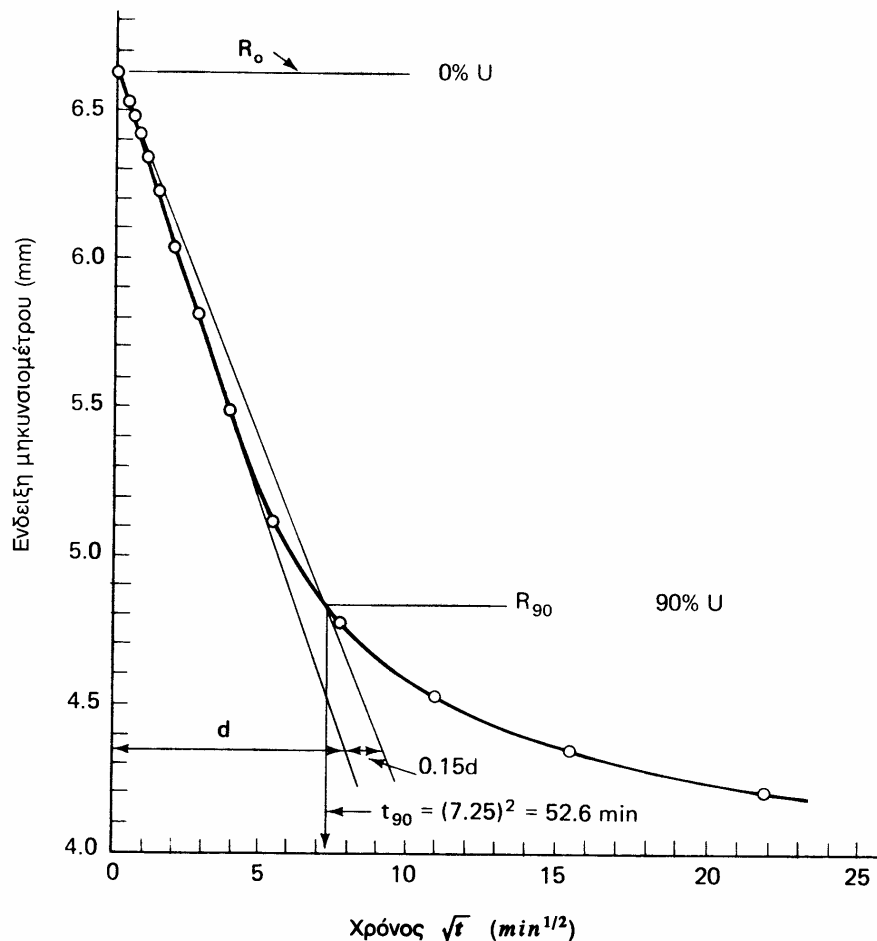
$$c_v = \frac{T_{50} \cdot H_d^2}{t_{50}} = \frac{0.197 \times H_d^2}{t_{50}}$$

όπου H_d είναι το ήμισυ του ύψους του δοκιμίου. Μία εναλλακτική μέθοδος προσδιορισμού του c_v (η λεγόμενη μέθοδος Taylor) παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.7 και προκύπτει από τη θεωρητική πρόβλεψη που φαίνεται στην καμπύλη του Σχήματος 7.4γ. Στα Σχήματα αυτά το αρχικό τμήμα της καμπύλης στερεοποίησης ως προς την τετραγωνική ρίζα του χρόνου είναι ευθύγραμμο. Πράγματι, όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο εδάφιο, για $T_v < 0.50$ ισχύει $\bar{U} \approx 2\sqrt{T_v/\pi}$, δηλαδή

ευθεία γραμμή ως προς $\sqrt{t_v}$. Στο Σχήμα 7.7 φαίνεται η μέθοδος υπολογισμού του t_{90} (δηλαδή του χρόνου που απαιτείται για να συντελεσθεί το 90% της στερεοποίησης), οπότε ο υπολογισμός του συντελεστή στερεοποίησης γίνεται από τη σχέση:

$$c_v = \frac{T_{90} \cdot H_d^2}{t_{90}} = \frac{0.848 \times H_d^2}{t_{90}}$$

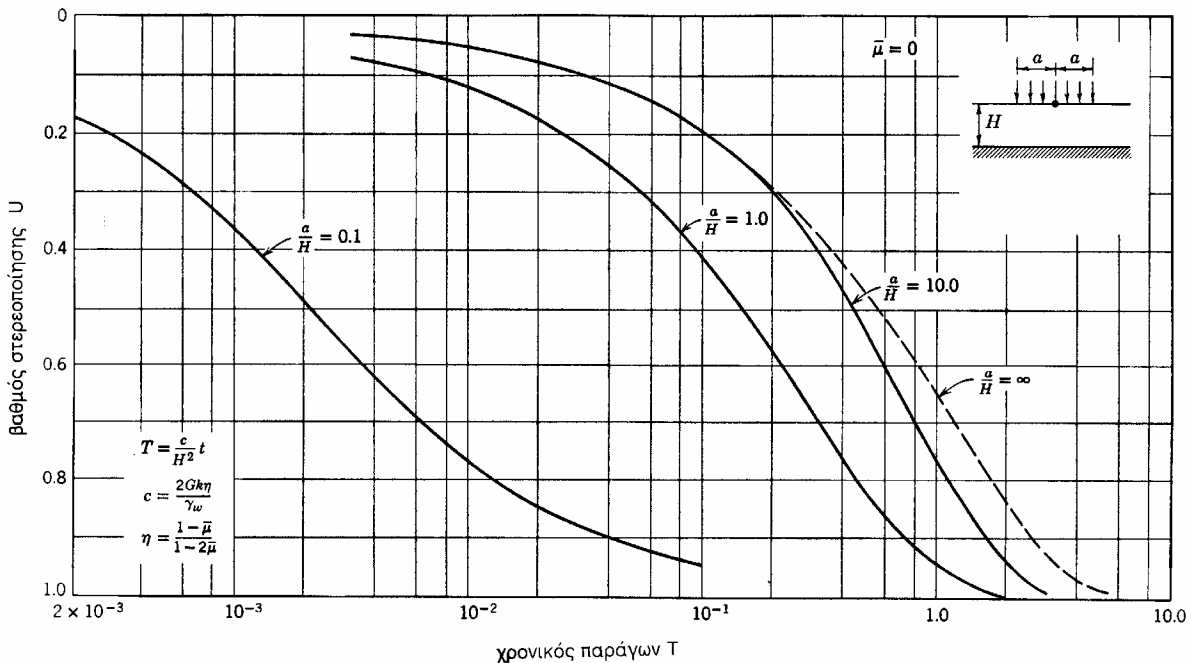
Όπως είναι φυσικό, αν στις μετρήσεις μιάς δοκιμής συμπιεσομέτρου εφαρμοσθούν και οι δύο μέθοδοι υπολογισμού του c_v (Casagrande και Taylor), τα αποτελέσματα συνήθως δεν συμπίπτουν, επειδή οι μέθοδοι αυτές θεωρούν ισότροπη και γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, πράγμα που δεν είναι γενικά ακριβές. Επιπλέον, θα πρέπει να αναφερθεί ότι ο συντελεστής στερεοποίησης μπορεί να υπολογισθεί από τα αποτελέσματα ενός μόνον βήματος επιβολής φορτίου. Αν οι παραπάνω μέθοδοι χρησιμοποιηθούν σε όλα τα βήματα επιβολής φορτίου, θα υπολογισθούν διαφορετικές τιμές του c_v σε κάθε βήμα. Αν το υλικό είχε γραμμική συμπεριφορά, η τιμή του c_v θα ήταν σταθερή (ιδιότητα του υλικού). Στα συνήθη εδάφη, όμως, η τιμή του c_v μεταβάλλεται με την αύξηση του φορτίου. Τούτο πρέπει να αναμένεται, επειδή το c_v είναι ανάλογο του μέτρου συμπίεσης, το οποίο μειώνεται απότομα όταν η τάση υπερβεί την τάση προφόρτισης και, στη συνέχεια, αυξάνει βαθμιαία με τη σκλήρυνση του υλικού. Βεβαίως, το φαινόμενο είναι πιά σύνθετο, επειδή το c_v εξαρτάται και από το συντελεστή διαπερατότητας, ο οποίος μειώνεται συνεχώς με την αύξηση του φορτίου, επειδή μειώνεται ο δείκτης πόρων, δηλαδή η τυπική διάσταση των κενών.



Σχ. 7.7: Καμπύλη στερεοποίησης

7.4 Διδιάστατη και Τριδιάστατη Στερεοποίηση

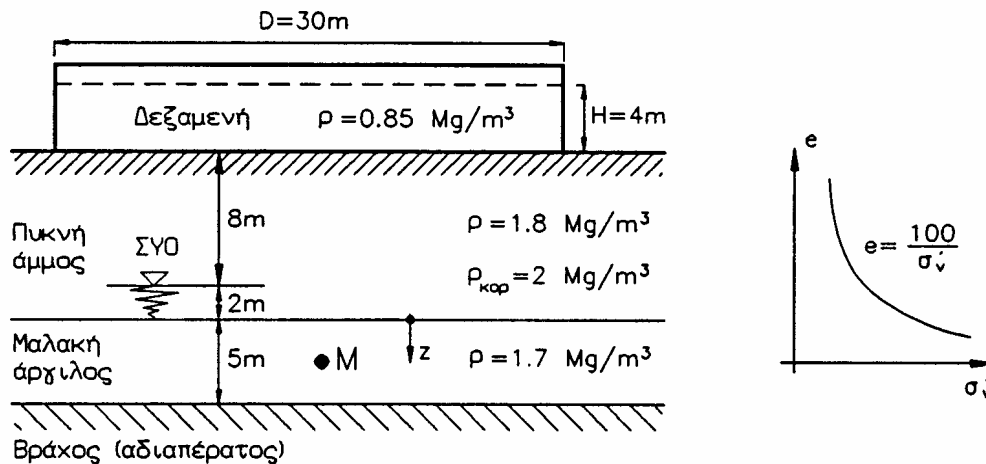
Στην περίπτωση που η εξωτερικώς επιβαλλόμενη φόρτιση ασκείται σε μικρή μόνον επιφάνεια (σε σχέση με το πάχος της συμπιεστής στρώσης) καθώς και σε περιπτώσεις πολύπλοκης γεωμετρίας ή συντοκικών συνθηκών στράγγισης, το φαινόμενο της στερεοποίησης είναι πολυδιάστατο, επειδή η στράγγιση γίνεται σε δύο (ή γενικότερα σε τρεις) διαστάσεις. Στις περιπτώσεις αυτές η επίλυση της γενικής εξίσωσης της στερεοποίησης (εξίσωση 7.9) δεν είναι εφικτή με αναλυτικές μεθόδους και απαιτείται η χρήση αριθμητικών μεθόδων (π.χ. Πεπερασμένων Διαφορών ή Πεπερασμένων Στοιχείων) και η αριθμητική ολοκλήρωση στο χρόνο. Η περιγραφή των μεθόδων αυτών υπερβαίνει το σκοπό του παρόντος συγγράμματος. Ενδεικτικά, στο Σχήμα 7.8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της στερεοποίησης εδαφικού στρώματος πάχους (H), χωρίς στράγγιση στη βάση, λόγω φόρτισης από επιφανειακό θεμέλιο ακτίνας (a). Στο σχήμα φαίνονται οι καμπύλες μεταβολής του βαθμού στερεοποίησης ως προς το χρονικό παράγοντα που αντιστοιχούν σε διάφορες τιμές του λόγου (a/H). Η καμπύλη που αντιστοιχεί στο ($a/H = \infty$) είναι η γνωστή καμπύλη της μονοδιάστατης στερεοποίησης, επειδή η επιφάνεια επιβολής της φόρτισης είναι πολύ μεγάλη σε σχέση με το πάχος της συμπιεστής στρώσης. Οι διαφορετικές τιμές της σχέσης $U = U(T)$ σε σχέση με την αντίστοιχη καμπύλη του Σχήματος 7.4β οφείλονται στον ελαφρά διαφορετικό ορισμό του χρονικού παράγοντα, ο οποίος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.8, εκφράζεται συναρτήσει του μέτρου διάτμησης G αντί του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης D . Αξίζει να σημειωθεί, επίσης, η δραστική μείωση του χρόνου που απαιτείται για να συντελεσθεί η στερεοποίηση με τη μείωση του εύρους της φορτιζόμενης επιφάνειας. Τούτο οφείλεται στην ενεργοποίηση και του μηχανισμού στράγγισης στην οριζόντια διεύθυνση εκτός από τη (γνωστή) στράγγιση στην κατακόρυφη διεύθυνση.



Σχ. 7.8: Αξονοσυμμετρική στερεοποίηση

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 7.1



Σχήμα 7.1-1: Παράδειγμα 7.1

Δεξαμενή υγρών καυσίμων (πυκνότητα καυσίμου 0.85 Mg/m^3) διαμέτρου 30 μέτρων και ωφέλιμου ύψους 4 μέτρων πρόκειται να εδρασθεί στο έδαφος που φαίνεται στο Σχήμα 7.1-1. Η επιφανειακή στρώση πυκνής άμμου, πάχους 10 μέτρων, θεωρείται πρακτικώς ασυμπίεστη σε σχέση με την υποκείμενη στρώση της μαλακής αργίλου, πάχους 5 μέτρων. Κάτω από την άργιλο βρίσκεται το σταθερό βραχώδες υπόβαθρο, το οποίο μπορεί να θεωρηθεί ως αδιαπέρατο. Η στάθμη του υπογείου υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται σε βάθος 8 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους. Η παραμορφωσιμότητα της μαλακής αργίλου κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση μπορεί να περιγραφεί από τη σχέση: $e = 100 / \sigma'_v$, όπου e είναι ο δείκτης πόρων και σ'_v η αντίστοιχη κατακόρυφη ενεργός τάση σε (kPa). Ζητούνται:

1. Να υπολογισθεί η υποχώρηση της επιφάνειας του εδάφους λόγω του βάρους της πλήρους δεξαμενής, αφού συντελεσθεί η στερεοποίηση της αργίλου. Να θεωρηθεί ως αντιπροσωπευτικό όλης της αργιλικής στρώσης το σημείο M στο μέσον της.
2. Να υπολογισθεί η ως άνω υποχώρηση "ακριβώς", δηλαδή με αναλυτική ολοκλήρωση των παραμορφώσεων καθ' όλο το ύψος της αργιλικής στρώσης. Να συγκριθούν τα αποτελέσματα της προσεγγιστικής μεθόδου (ερώτημα 1) με την "ακριβή" μέθοδο.
3. Για την εκτίμηση της χρονικής εξέλιξης των υποχωρήσεων της αργιλικής στρώσης, εκτελέστηκε δοκιμή συμπίεσομέτρου σε αδιατάρακτο εδαφικό δείγμα (που λήφθηκε από τη θέση M), ύψους $h = 19 \text{ mm}$ (στράγγιση του δείγματος άνω και κάτω). Στο δείγμα επιβλήθηκε αρχική τάση 200 kPa , η οποία στη συνέχεια αυξήθηκε κατά 100 kPa (δηλαδή από 200 σε 300 kPa). Κατά τη στερεοποίηση του δείγματος λόγω της επιβολής της πρόσθετης τάσης των 100 kPa , μετρήθηκαν οι υποχωρήσεις που φαίνονται στον πίνακα 7.1-1 στους αντίστοιχους χρόνους από την επιβολή της φόρτισης. Να εκτιμηθεί ο συντελεστής στερεοποίησης (c_v) με τη μέθοδο του λογαρίθμου του χρόνου (μέθοδος Casagrande) και με τη μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του χρόνου (μέθοδος Taylor). Εάν οι δύο τιμές του c_v είναι διαφορετικές, να δικαιολογηθεί η διαφορά.
4. Να σχεδιασθεί η χρονική εξέλιξη της υποχώρησης της επιφάνειας του εδάφους λόγω του βάρους της πλήρους δεξαμενής.
5. Να σχεδιασθεί η χρονική εξέλιξη της πίεσης πόρων στο μέσον M της αργιλικής στρώσης κατά τη στερεοποίηση.

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.1-1

Χρόνος	Υποχώρηση (mm)	Χρόνος	Υποχώρηση (mm)
0	0	30 min 15 sec	1.9962
5 sec	0.4572	36 min	2.0268
15 sec	0.6246	42 min 15 sec	2.0424
35 sec	0.7926	49 min	2.0574
1 min	0.9144	56 min 15 sec	2.0724
2 min 15 sec	1.2042	64 min	2.0880
4 min	1.4478	72 min 20 sec	2.1030
6 min 15 sec	1.6308	81 min	2.1186
9 min	1.7676	90 min 15 sec	2.1336
12 min 15 sec	1.8438	100 min	2.1336
16 min	1.8900	121 min	2.1486
20 min 15 sec	1.9356	144 min	2.1642
25 min	1.9662		

Λύση:

1. Η ενεργός κατακόρυφη τάση στο σημείο M, πριν από την κατασκευή της δεξαμενής είναι: $\sigma'_{vMO} = 1.8 \times 10 \times 8 + (2-1) \times 10 \times 2 + (1.7-1) \times 10 \times 2.5 = 181.5$ kPa και ο αντίστοιχος δείκτης πόρων: $e_o = 100 / 181.5 = 0.551$.

Η ενεργός κατακόρυφη τάση στο σημείο M, μετά τη στερεοποίηση του εδάφους λόγω του βάρους της πλήρους δεξαμενής είναι: $\sigma'_{vM} = 181.5 + 0.85 \times 10 \times 4 = 181.5 + 34 = 215.5$ kPa και ο αντίστοιχος δείκτης πόρων: $e = 100 / 215.5 = 0.464$.

Συνεπώς, η ογκομετρική παραμόρφωση στο σημείο M υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_{vol} = \frac{-\Delta e}{1+e_o} = \frac{e_o - e}{1+e_o} = \frac{0.551 - 0.464}{1 + 0.551} = 5.61 \%$$

και η υποχώρηση της στρώσης είναι:

$$\delta_\infty = \Delta \varepsilon_v \cdot H = 5.61 \times 10^{-2} \times 500 = 28 \text{ cm}$$

2. Η "ακριβής" υποχώρηση της αργιλικής στρώσης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\delta_\infty = \int_0^H \varepsilon_v(z) dz \quad (7.1-1)$$

όπου η κατακόρυφη παραμόρφωση $\varepsilon_v(z)$ κατά τη μεταβολή του δείκτη πόρων από e_o σε e δίνεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_v(z) = \frac{e_o(z) - e(z)}{1 + e_o(z)} \quad (7.1-2)$$

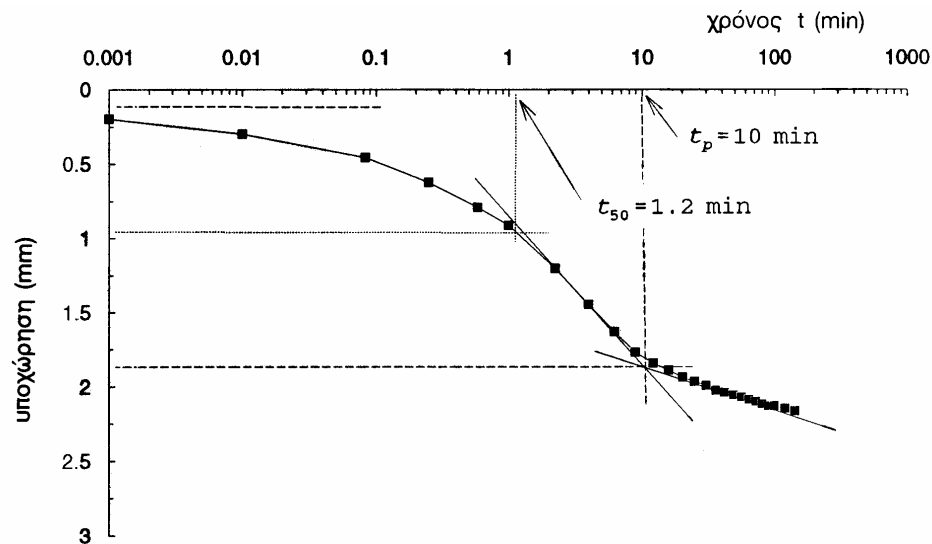
Η αρχική κατακόρυφη ενεργός τάση στο άνω σύνορο της μαλακής αργίλου είναι $8 \times 18 + 2 \times 10 = 164$ kPa, οπότε η κατακόρυφη ενεργός τάση σε τυχόν σημείο της αργιλικής στρώσης με τεταγμένη (z) πριν από την κατασκευή της δεξαμενής είναι: $\sigma'_{vo} = 164 + 7 \cdot z$ (σε kPa) και ο αντίστοιχος δείκτης πόρων είναι: $e_o(z) = 100 / \sigma'_{vo}$. Η κατακόρυφη ενεργός τάση στο ίδιο σημείο μετά το πέρας της στερεοποίησης λόγω του βάρους της δεξαμενής είναι: $\sigma'_{v} = 164 + 7 \cdot z + 34$ (σε kPa) και ο αντίστοιχος δείκτης πόρων: $e(z) = 100 / \sigma'_{v}$.

Αντικατάσταση των ανωτέρω στη σχέση 7.1-2 και στη συνέχεια στη σχέση 7.1-1 δίνει:

$$\delta_\infty = 3400 \cdot \int_0^5 \frac{dz}{(198 + 7z) \cdot (264 + 7z)} = \frac{3400}{198 \times 7 - 7 \times 264} \cdot \left[\ln \frac{264 + 7z}{198 + 7z} \right]_0^5$$

άρα: $\delta_\infty = 0.282 \text{ m} = 28.2 \text{ cm}$

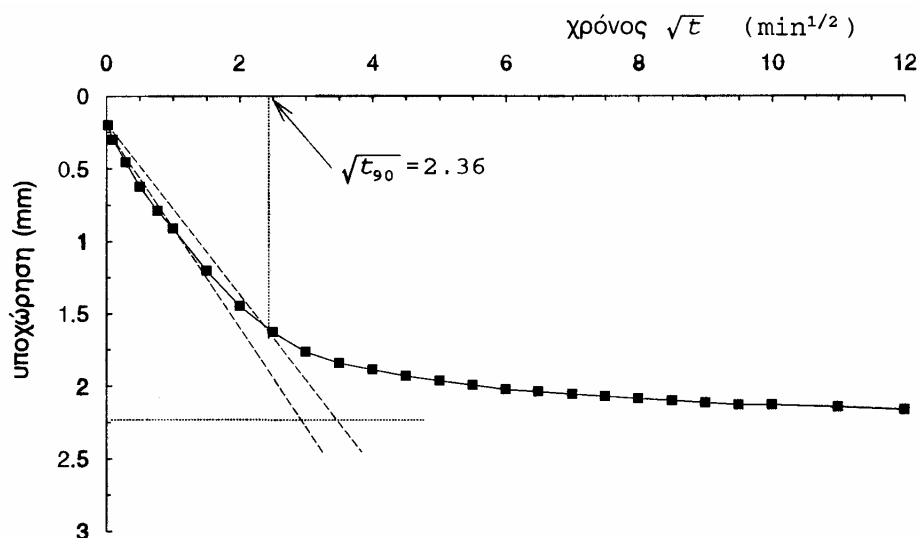
Σύγκριση της ανωτέρω "ακριβούς" τιμής της υποχώρησης με την υποχώρηση που εκτιμήθηκε κατά προσέγγιση στο προηγούμενο ερώτημα (28 cm) δείχνει την επιτυχία της προσεγγιστικής μεθόδου που βασίζεται στην παραμόρφωση του μέσου της αργιλικής στρώσης.



Σχήμα 7.1-2: Μέθοδος Casagrande

3. Η εκτίμηση του c_v με τη μέθοδο Casagrande φαίνεται στο Σχήμα 7.1-2 και δίνει:

$$c_v = \frac{0.197 \times H_d^2}{t_{50}} = \frac{0.197 \times (19/2)^2 \text{ mm}^2}{1.2 \text{ min}} = 14.82 \text{ mm}^2/\text{min} = 7.8 \text{ m}^2/\text{έτος}.$$



Σχήμα 7.1-3: Μέθοδος Taylor

Η εκτίμηση του c_v με τη μέθοδο Taylor φαίνεται στο Σχήμα 7.1-3 και δίνει:

$$c_v = \frac{0.848 \times H_d^2}{t_{90}} = \frac{0.848 \times (19/2)^2 \text{ mm}^2}{(2.36)^2 \text{ min}} = 13.74 \text{ mm}^2/\text{min} = 7.2 \text{ m}^2/\text{έτος}.$$

Οι δύο μέθοδοι δίνουν ελαφρώς διαφορετικά αποτελέσματα. Τούτο οφείλεται κυρίως στο ότι η συμπεριφορά του εδαφικού δείγματος δεν είναι γραμμική (όπως προϋποθέτει η ανάλυση).

4. Για την αργλική στρώση έχουμε: $H_d = 5 \text{ m}$, $c_v \approx 7.5 \text{ m}^2/\text{έτος}$ και συνεπώς:

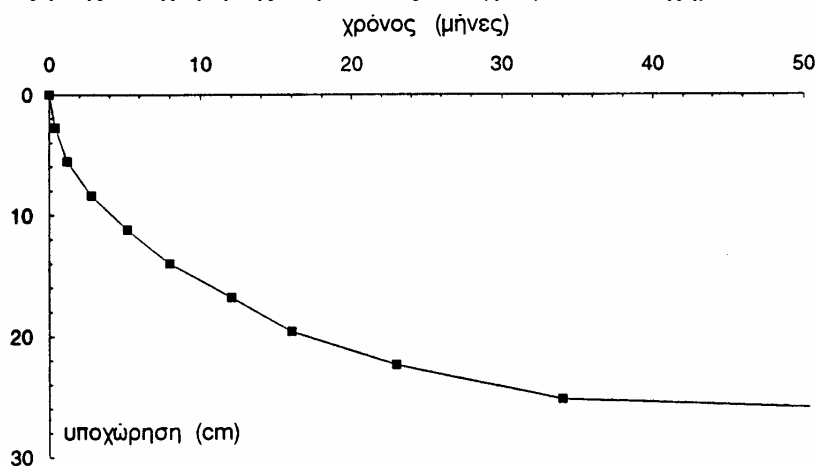
$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2} = 0.3 t \quad (t \text{ σε έτη})$$

Συνεπώς, χρησιμοποιώντας τη συσχέτιση $\bar{U} = f(T_v)$, που υπολογίσθηκε από τη γραμμική θεωρία της στερεοποίησης κατά Terzaghi και, επειδή η υποχώρηση (δ) σε κάποια χρονική στιγμή είναι: $\delta = \bar{U} \cdot \delta_\infty$, προκύπτουν οι τιμές της υποχώρησης της επιφάνειας του εδάφους που φαίνονται στον Πίνακα 7.1-2.

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.1-2

Χρόνος	T_v	\bar{U}	δ (cm)
0	0	0	0
12 ημέρες	0.01	0.1	2.8
36 ημέρες	0.03	0.2	5.6
2.8 μήνες	0.07	0.3	8.4
5.2 μήνες	0.13	0.4	11.2
8 μήνες	0.20	0.5	14.0
1 έτος	0.30	0.6	16.8
16 μήνες	0.40	0.7	19.6
23 μήνες	0.57	0.8	22.4
34 μήνες	0.85	0.9	25.2
∞	∞	1	28

Η χρονική εξέλιξη της υποχώρησης παρουσιάζεται γραφικά στο Σχήμα 7.1-4.



Σχήμα 7.1-4: Παράδειγμα 7.1

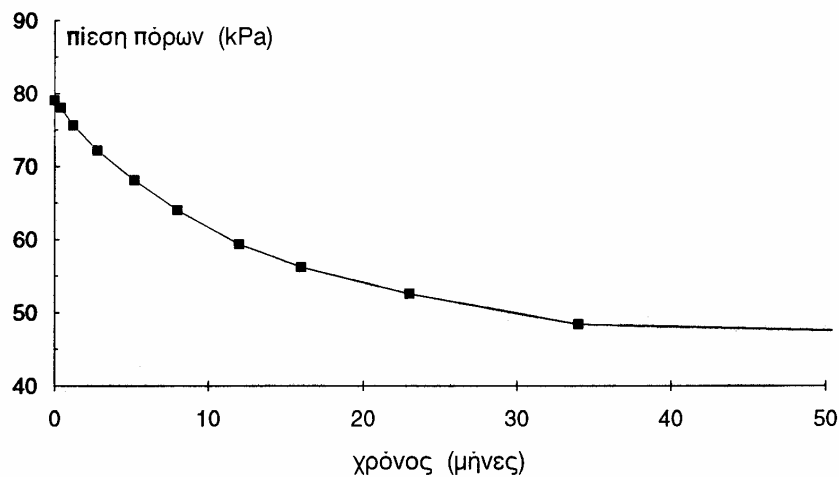
6. Το μέσον M της αργλικής στρώσης αντιστοιχεί στην τεταγμένη $z / H = 0.25$ του Σχήματος 7.3, όπου H είναι το ύψος μιας στρώσης με στράγγιση άνω και κάτω, δηλαδή το διπλάσιο του μέγιστου μήκους στράγγισης H_d (που στο συγκεκριμένο παράδειγμα είναι $H_d = 5$ m). Επιπλέον, η υδροστατική πίεση (u_o) στο σημείο M είναι $u_o = (2 + 2.5) \times 10 = 45$ kPa, ενώ η ολική πίεση πόρων σε κάποια χρονική στιγμή είναι ίση με: $u = u_o + \Delta u$, όπου Δu είναι η υπερπίεση πόρων λόγω στερεοποίησης. Τέλος, η πρόσθετη ολική τάση στην οποία οφείλεται η στερεοποίηση της αργίλου είναι: $\Delta \sigma_v = 0.85 \times 10 \times 4 = 34$ kPa. Συνεπώς, προκύπτουν οι τιμές της ολικής πίεσης πόρων που φαίνονται στον Πίνακα 7.1-3.

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.1-3

Χρόνος	T_v	$\Delta u / \Delta \sigma_v$ *	Δu (kPa)	u (kPa)
0	0	1.00	34	79
12 ημέρες	0.01	0.97	33	78
36 ημέρες	0.03	0.90	30.6	75.6
2.8 μήνες	0.07	0.80	27.2	72.2
5.2 μήνες	0.13	0.68	23.1	68.1
8 μήνες	0.2	0.56	19.0	64.0
1 έτος	0.3	0.42	14.3	59.3
16 μήνες	0.4	0.33	11.2	56.2
23 μήνες	0.57	0.22	7.5	52.5
34 μήνες	0.85	0.10	3.4	48.4
∞	∞	0	0	45

* από το Σχήμα 7.3.

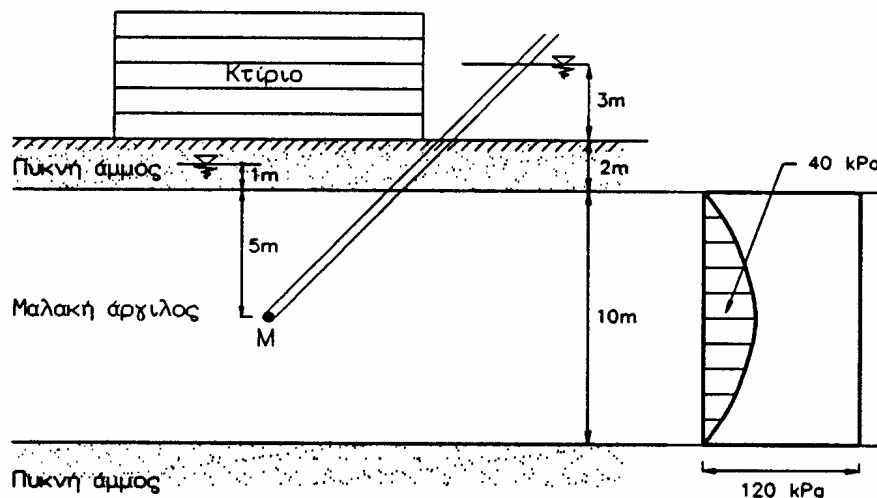
Η γραφική παράσταση της ολικής πίεσης πόρων στο σημείο Μ ως προς το χρόνο φαίνεται στο Σχήμα 7.1-5.



Σχήμα 7.1-5: Παράδειγμα 7.1

Παράδειγμα 7.2

Το οκτάοροφο κτίριο του Σχήματος 7.2-1, με διαστάσεις κατόψεως 30×30 μέτρα, είναι θεμελιωμένο με μεμονωμένα πέδιλα στην επιφάνεια του εδάφους. Τέσσερα έτη μετά την κατασκευή παρατηρήθηκαν ρηγματώσεις στα επιχρίσματα τοίχων του κτιρίου. Για τη διερεύνηση των αιτιών των ζημιών, που προφανώς οφείλονται στη στερεοποίηση της μαλακής αργίλου υπό το βάρος του κτιρίου, εκτελέστηκε γεωτεχνική έρευνα, από την οποία διαπιστώθηκαν τα εξής:



Σχήμα 7.2-1: Παράδειγμα 7.2

1. Το έδαφος αποτελείται από μία επιφανειακή στρώση πυκνής άμμου πάχους δύο μέτρων, στη συνέχεια μία στρώση μαλακής αργίλου πάχους 10 m και τέλος, μία στρώση πυκνής άμμου σημαντικού πάχους. Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στην ευρύτερη περιοχή του έργου βρίσκεται ένα μέτρο κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.
2. Η πυκνότητα της ανώτερης στρώσης άμμου στο τμήμα της πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι 1.8 Mg/m^3 , ενώ κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι 2 Mg/m^3 . Η πυκνότητα της μαλακής αργίλου είναι 1.7 Mg/m^3 .
3. Η μέση πίεση που το κτίριο ασκεί στο έδαφος είναι 120 kPa ($= 15 \text{ kPa}$ ανά όροφο $\times 8$ ορόφους).

4. (α) Σε μία γεώτρηση, που διανοίχθηκε δίπλα στο κτίριο, λήφθηκαν αδιατάρακτα εδαφικά δείγματα από τη στρώση της μαλακής αργίλου. Σε ένα από τα δείγματα αυτά εκτελέστηκε δοκιμή συμπίεσομέτρου, από την οποία προσδιορίστηκαν οι εξής αντίστοιχες τιμές επιβεβλημένης τάσης - δείκτη πόρων.

σ'_v (kPa)	e
50	0.70
100	0.6915
200	0.6745

- (β) Σε μία κεκλιμένη γεώτρηση κάτω από το κτίριο (βλέπε Σχήμα 7.2-1) τοποθετήθηκε πιεζομετρικός σωλήνας διαμέτρου 1.5 cm, ο οποίος καταλήγει στο μέσον Μ της μαλακής αργίλου και μετρά την πίεση πόρων στο σημείο εκείνο. Παρατηρήθηκε ότι η στάθμη του νερού μέσα στο σωλήνα άρχισε να ανέρχεται και σύντομα σταθεροποιήθηκε σε ύψος τρία μέτρα πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.

Ζητούνται:

1. Να υπολογισθεί η υποχώρηση του κτιρίου στα πρώτα τέσσερα χρόνια από την κατασκευή του (δηλαδή μέχρις ότου εμφανίσθηκαν οι ρωγμές).
2. Να εκτιμηθεί εάν οι υποχωρήσεις του κτιρίου θα συνεχισθούν. Εάν συνεχισθούν, να υπολογισθεί για πόσο χρόνο ακόμη το κτίριο θα υποχωρεί και πόση θα είναι η επιπλέον υποχώρηση που θα συμβεί.

Λύση:

Η κατακόρυφη ενεργός τάση στο σημείο Μ, πριν την κατασκευή του κτιρίου, είναι:

$$\sigma'_{vo} = 1 \times 18 + 1 \times (20 - 10) + 5 \times (17 - 10) = 63 \text{ kPa}$$

Η κατακόρυφη ενεργός τάση στο σημείο Μ, αμέσως μετά την κατασκευή του κτιρίου, είναι:

$$\sigma'_v = \sigma'_{vo} = 63 \text{ kPa}$$

ενώ, μετά το πέρας της στερεοποίησης της αργιλικής στρώσης, γίνεται:

$$\sigma'_{vo} = 63 + 120 = 183 \text{ kPa}$$

Συνεπώς, λόγω του βάρους του κτιρίου, η κατακόρυφη ενεργός τάση στο αντιπροσωπευτικό σημείο Μ αυξάνει από 63 kPa σε 183 kPa. Μπορεί, λοιπόν, να εκτιμηθεί η συμπίεστικότητα της αργιλικής στρώσης από τη συμπίεστικότητα του αδιατάρακτου δοκιμίου που αντιστοιχεί σε αύξηση της τάσης από 50 kPa σε 200 kPa, δηλαδή:

$$\Delta \varepsilon_v = \frac{-\Delta e}{1+e_o} = \frac{-(0.6745-0.70)}{1+0.70} = 0.015$$

$$\bar{D} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \varepsilon_v} = \frac{200-50}{0.015} = 10000 \text{ kPa}$$

Συνεπώς, η ολική υποχώρηση της αργιλικής στρώσης είναι:

$$\delta_\infty = H \frac{\Delta \sigma'_v}{\bar{D}} = 1000 \times \frac{120}{10000} = 12 \text{ cm}$$

Η υποχώρηση που έχει συμβεί στα πρώτα τέσσερα χρόνια από την κατασκευή του κτιρίου θα εκτιμηθεί από την υπερπίεση του νερού στο σημείο Μ, δηλαδή από την άνοδο της στάθμης στο πιεζόμετρο, που είναι 40 kPa (= 4 μέτρα \times 10 kN/m³). Η αρχική τιμή της υπερπίεσης πόρων αμέσως μετά την κατασκευή του κτιρίου ήταν 120 kPa (που αντιστοιχεί σε άνοδο της στάθμης στο πιεζόμετρο κατά 12 μέτρα, δηλαδή 11 μέτρα πάνω από την επιφάνεια του εδάφους). Συνεπώς, $\Delta u / \Delta \sigma'_v = \Delta u / \Delta u_o = 40 / 120 = 0.33$. Για την τιμή αυτή, στο μέσον Μ της αργιλικής στρώσης (δηλαδή για $z / H = 1$), προκύπτει ότι $T_v = 0.55$ (από το Σχήμα 7.3, που παρουσιάζει την υπερπίεση πόρων ως συνάρτηση του χρόνου και του βάθους), οπότε ο μέσος βαθμός στερεοποίησης είναι $\bar{U} = 0.79$ και συνεπώς: $\delta(t) = \bar{U} \cdot \delta_\infty = 0.79 \times 12 = 9.5 \text{ cm}$,

δηλαδή, στα τέσσερα πρώτα χρόνια από την κατασκευή του κτιρίου έχει συμβεί υποχώρηση 9.5 cm και απομένει υποχώρηση 12 - 9.5 = 2.5 cm, μέχρις ότου ολοκληρωθούν οι υποχωρήσεις στερεοποίησης της αργιλικής στρώσης.

Όσον αφορά τη χρονική εξέλιξη της υποχώρησης, με βάση την υπολογισθείσα τιμή του χρονικού παράγοντα (T_v), μπορεί να υπολογισθεί ο συντελεστής στερεοποίησης της αργίλου από τη σχέση:

$$T_v = \frac{c_v t}{H_d^2} \Rightarrow 0.55 = \frac{c_v \times 4}{5^2} \Rightarrow c_v = 3.44 \text{ m}^2/\text{έτος}$$

Η υποχώρηση του κτιρίου λόγω στερεοποίησης της αργίλου ολοκληρώνεται πρακτικά όταν $T_v \approx 1$, οπότε:

$$t_\infty = \frac{T_v \cdot H_d^2}{c_v} = \frac{1 \times 5^2}{3.44} = 7.26 \text{ έτη}$$

δηλαδή 3.26 έτη μετά την πρώτη τετραετία (3 έτη και 3 μήνες περίπου). Συνεπώς, στα πρώτα 4 χρόνια το κτίριο έχει υποχωρήσει κατά 9.5 cm, ενώ στα επόμενα 3 έτη και 3 μήνες περίπου θα υποχωρήσει ακόμη 2.5 cm, λόγω στερεοποίησης της αργίλου.

Παράδειγμα 7.3

Κατά την αναλυτική επίλυση της μονοδιάστατης στερεοποίησης ισότροπου γραμμικού εδάφους, εκτός από τις συνήθεις παραδοχές ισοτροπίας, γραμμικότητας κλπ, θεωρήθηκε ότι:

1. Το έδαφος είναι ομοιόμορφο, δηλαδή ο συντελεστής στερεοποίησης c_v είναι σταθερός (ανεξάρτητος του βάθους).
2. Η αρχική υπερπίεση πόρων $\Delta u(z, 0^+)$ είναι σταθερή (ανεξάρτητη του βάθους) και ίση με το εξωτερικώς επιβεβλημένο φορτίο $\Delta \sigma_v$.
3. Η επιβαλλόμενη πίεση πόρων (αλλά και οι συνθήκες στράγγισης) στα όρια της εδαφικής στρώσης είναι ανεξάρτητες του χρόνου.

Στην περίπτωση που κάποια από τις ανωτέρω παραδοχές δεν ισχύει, η μέθοδος χωρισμού των μεταβλητών, που αναπτύχθηκε για την επίλυση της διαφορικής εξίσωσης της μονοδιάστατης στερεοποίησης:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (7.3-1)$$

δεν μπορεί να εφαρμοσθεί. Τέτοιες περιπτώσεις είναι, π.χ.:

1. Όταν το έδαφος αποτελείται από δύο (ή περισσότερες) στρώσεις με διαφορετικές τιμές του σ_v .
2. Όταν η αρχική κατανομή της υπερπίεσης πόρων είναι μεταβλητή ως προς το βάθος (π.χ. γραμμικώς αυξανόμενη), ή όταν η επιβαλλόμενη τιμή της πίεσης πόρων στα όρια μεταβάλλεται με το χρόνο.

Στις περιπτώσεις αυτές η εξίσωση (7.3-1) μπορεί να επιλυθεί αριθμητικά με διάφορες μεθόδους, μεταξύ των οποίων και με τη Μέθοδο Πεπερασμένων Διαφορών (ΜΠΔ). Στα επόμενα παρουσιάζεται συνοπτικά η επίλυση της εξίσωσης 7.3-1 με τη ΜΠΔ και δίνεται ένα αριθμητικό παράδειγμα.

Κατά την παρουσίαση της μεθόδου Πεπερασμένων Διαφορών χρησιμοποιείται ο ακόλουθος συμβολισμός: $u_{i,j} \equiv u(z_i, t_j)$ δηλαδή η μετακίνηση στη θέση $z = z_i$ κατά τη χρονική στιγμή $t = t_j$.

Επιπλέον, η προσέγγιση των παραγώγων της $u(z_i, t_j)$ κατά το θεώρημα Taylor δίνει:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} (u_{i,j+1} - u_{i,j})$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{(\Delta z)^2} (u_{i-1,j} + u_{i+1,j} - 2u_{i,j})$$

όπου: $\Delta t \equiv t_{j+1} - t_j$ και $\Delta z \equiv z_{i+1} - z_i = z_i - z_{i-1}$, δηλαδή το συνολικό πάχος της εδαφικής στρώσης διαιρείται σε "στοιχεία" σταθερού πάχους¹ Δz και η ολοκλήρωση ως προς το χρόνο γίνεται με βήματα διάρκειας Δt . Αντικατάσταση των ανωτέρω σχέσεων στη διαφορική εξίσωση (7.3-1) δίνει:

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + \frac{c_v \Delta t}{(\Delta z)^2} (u_{i-1,j} + u_{i+1,j} - 2u_{i,j}) \quad (7.3-2)$$

Με εφαρμογή της ανωτέρω σχέσης μπορούν να υπολογισθούν οι πιέσεις πόρων κατά τη χρονική στιγμή $t_{j+1} = t_j + \Delta t$, όταν είναι γνωστή η κατανομή της πίεσης πόρων κατά τη χρονική στιγμή t_j . Με τον τρόπο αυτό οι τιμές της πίεσης πόρων υπολογίζονται διαδοχικά σε όλες τις χρονικές στιγμές: 0^+ , (γνωστές αρχικές συνθήκες), Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, ...

Για τον υπολογισμό της πίεσης πόρων $u_{i,j+1}$ στη θέση z_i από τη σχέση (7.3-2), απαιτούνται οι τιμές της πίεσης πόρων στις θέσεις z_{i-1} , z_i και z_{i+1} κατά το προηγούμενο χρονικό βήμα. Όταν το σημείο z_i ανήκει σε ένα από τα δύο σύνορα της εδαφικής στρώσης, η σχέση (7.3-2) δεν μπορεί να εφαρμοσθεί, επειδή είτε το z_{i-1} δεν ορίζεται (αν το z_i ανήκει στο άνω σύνορο) είτε το z_{i+1} δεν ορίζεται (αν το z_i ανήκει στο κάτω σύνορο). Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται με χρήση των συνοριακών συνθηκών. Πράγματι, αν η στράγγιση σε κάποιο σύνορο είναι ελεύθερη, τότε η πίεση πόρων $u_{i,j+1}$ είναι γνωστή και δεν απαιτείται η χρήση της εξίσωσης (7.3-2) για τον υπολογισμό της. Επίσης, αν το σύνορο είναι αδιαπέρατο, ισχύει: $\partial u / \partial z = 0$ και συνεπώς η πίεση πόρων $u_{i,j+1}$ μπορεί να υπολογισθεί από τις εξής σχέσεις:

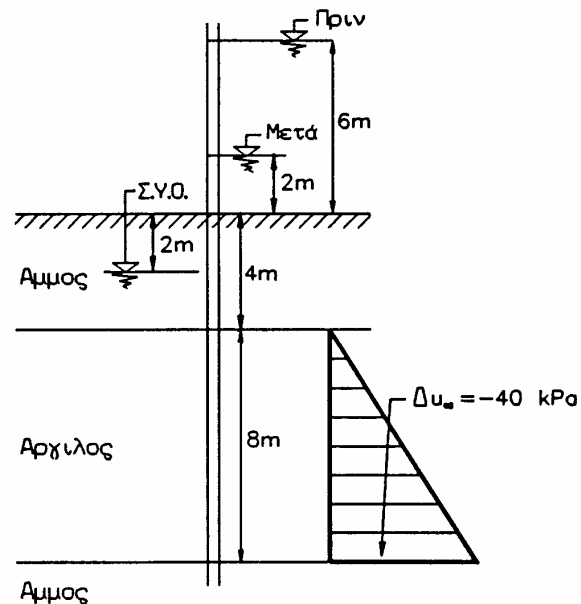
(α) Στο άνω σύνορο: $u_{i,j+1} = u_{i+1,j+1}$

(β) Στο κάτω σύνορο: $u_{i,j+1} = u_{i-1,j+1}$

οπότε και πάλι δεν απαιτείται η χρήση της σχέσης (7.3-2) για τον υπολογισμό της $u_{i,j+1}$.

Εφαρμογή:

Το εδαφικό προφίλ του Σχήματος 7.3-1 αποτελείται από μία ανώτερη στρώση πυκνής άμμου πάχους 4 m, μία στρώση αργίλου πάχους 8 m και την υποκείμενη στρώση πυκνής άμμου. Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στην ανώτερη στρώση άμμου είναι σε βάθος 2 m από την επιφάνεια του εδάφους, ενώ η κατώτερη άμμος έχει αρτεσιανή πίεση με πιεζομετρική στάθμη 6 m πάνω από την επιφάνεια του εδάφους. Η διαφορά της πιεζομετρικής στάθμης μεταξύ των δύο στρώσεων άμμου οφείλεται στην έλλειψη ελεύθερης υδραυλικής επικοινωνίας, λόγω της παρεμβολής της στρώσης αργίλου που έχει μικρή διαπερατότητα. Βεβαίως, η διαφορά της πιεζομετρικής στάθμης προκαλεί ροή διαμέσου της αργίλου με διεύθυνση από κάτω προς τα άνω. Όμως, λόγω της περιορισμένης διαπερατότητας της αργίλου, οι παροχές της ροής είναι μικρές και δεν



Σχήμα 7.3-1: Παράδειγμα 7.3

¹ έστω ότι ο άξονας z έχει διεύθυνση προς τα κάτω

μπορούν να οδηγήσουν σε ισορροπία των δύο πιεζομετρικών σταθμών. Συνεπώς, στην αργιλική στρώση επικρατούν συνθήκες μόνιμης ροής από κάτω προς τα άνω και οι υδατικές πιέσεις στο εσωτερικό της αργίλου δεν είναι υδροστατικές (να υπολογισθούν).

Η αργιλική στρώση έχει μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης $D = 2 \text{ MPa}$ και συντελεστή στερεοποίησης $c_v = 6 \text{ m}^2/\text{έτος}$, ενώ οι στρώσεις της πυκνής άμμου μπορούν να θεωρηθούν πρακτικώς ασυμπίεστες.

Για τις ανάγκες ύδρευσης της πόλης που εδράζεται πάνω στον εδαφικό σχηματισμό, πραγματοποιήθηκαν εκτεταμένες αντλήσεις από την κατώτερη άμμο. Δύο χρόνια μετά την έναρξη των αντλήσεων, παρατηρήθηκαν ρωγμές σε μερικά από τα κτίρια της πόλης. Οι ρωγμές αποδόθηκαν σε στερεοποίηση της αργίλου λόγω μείωσης της υδατικής πίεσης στην κατώτερη στρώση άμμου. Πράγματι, ενώ η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στην ανώτερη άμμο δεν είχε επηρεασθεί από τις αντλήσεις, η πιεζομετρική στάθμη στην κατώτερη άμμο βρέθηκε μόνον 2 m πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή, στα δύο χρόνια που μεσολάβησαν, ταπεινώθηκε κατά 4 m λόγω των αντλήσεων.

Για τον περιορισμό επέκτασης των ζημιών στα κτίρια της πόλης, οι αντλήσεις διακόπηκαν αμέσως. Με τη διακοπή των αντλήσεων, η πιεζομετρική στάθμη της κατώτερης άμμου δεν ταπεινώθηκε περαιτέρω, αλλά δεν επανήλθε στην αρχική κατάσταση, προφανώς λόγω περιορισμένης τροφοδοσίας της κατώτερης άμμου από το περιβάλλον έδαφος.

Να εκτιμηθούν:

1. Η συνολική αναμενόμενη υποχώρηση του εδάφους λόγω στερεοποίησης της αργίλου.
2. Το μέγεθος της υποχώρησης που έχει συμβεί στα πρώτα δύο χρόνια των αντλήσεων (στην οποία οφείλονται οι ζημιές στα κτίρια),
3. Η πρόσθετη υποχώρηση που θα συμβεί στον επόμενο ένα χρόνο μετά τη διακοπή των αντλήσεων.

Λύση:

1. Κατά τη διάρκεια (αλλά και μετά τη διακοπή) των αντλήσεων, οι ολικές τάσεις δεν μεταβάλλονται σε καμία θέση του εδαφικού προφίλ, επειδή τα βάρη των υπερκείμενων στρώσεων είναι σταθερά. Η υδατική πίεση στο άνω σύνορο της αργίλου παραμένει σταθερή, επειδή η Στάθμη του Υπογείου Ορίζοντα στην ανώτερη άμμο δεν μεταβάλλεται. Αντίθετα, η υδατική πίεση στη βάση της αργίλου μειώθηκε κατά $4 \times 10 = 40 \text{ kPa}$ κατά τη διετία των αντλήσεων, επειδή η πιεζομετρική στάθμη της κατώτερης άμμου ταπεινώθηκε κατά 4 m. Λόγω της μείωσης της υδατικής πίεσης στη βάση της αργίλου κατά 40 kPa, η υδατική πίεση βαθμιαία θα μειωθεί σε όλο το πάχος της αργίλου και, μετά από πολύ χρόνο, η μείωση της υδατικής πίεσης θα έχει την τριγωνική κατανομή που φαίνεται στο Σχήμα 7.3-1, οπότε θα αποκατασταθούν συνθήκες μόνιμης ροής στην αργιλική στρώση (με διεύθυνση από κάτω προς τα άνω).

Λόγω της βαθμιαίας μείωσης των υδατικών πιέσεων στην άργιλο, οι ενεργές τάσεις αυξάνουν ισόποσα (επειδή $\Delta\sigma_v = 0$) και συνεπώς η άργιλος συμπιέζεται και υποχωρεί (στερεοποιείται). Μετά το πέρας της στερεοποίησης, η αύξηση των ενεργών τάσεων θα έχει την τριγωνική κατανομή που φαίνεται στο Σχήμα 7.3-1 (επειδή $\Delta\sigma'_v = -\Delta u$). Συνεπώς, η μέση αύξηση της ενεργού τάσης θα είναι 20 kPa, οπότε η ολική υποχώρηση στερεοποίησης είναι:

$$\delta_\infty = H \frac{\Delta\sigma'_v}{D} = 800 \times \frac{20}{2000} = 8 \text{ cm}$$

2. Στη διετία των αντλήσεων, η πιεζομετρική στάθμη της κατώτερης άμμου ταπεινώθηκε βαθμιαία κατά 4 m, με μέσο ρυθμό 0.17 m ανά μήνα (δηλαδή η πίεση πόρων μειωνόταν κατά 1.7 kPa ανά μήνα). Συνεπώς, η συνωριακή συνθήκη στο άνω όριο της αργίλου είναι: $\Delta u = 0$ και στο κάτω όριο: $\Delta u = 1.7 \times t$, όπου t ο χρόνος σε μήνες και Δu η μεταβολή της πίεσης σε kPa.

Για την επίλυση του προβλήματος στερεοποίησης της αργιλικής στρώσης με τη ΜΠΔ, η αργιλική στρώση διαιρείται σε οκτώ "στοιχεία" μήκους 1 m έκαστο ($\Delta z = 1$ m) και χρησιμοποιείται χρονικό βήμα ενός μηνός ($\Delta t = 1/12$ έτη), οπότε:

$$\frac{c_v \cdot \Delta t}{(\Delta z)^2} = \frac{6 \times (1/12)}{1^2} = 0.50$$

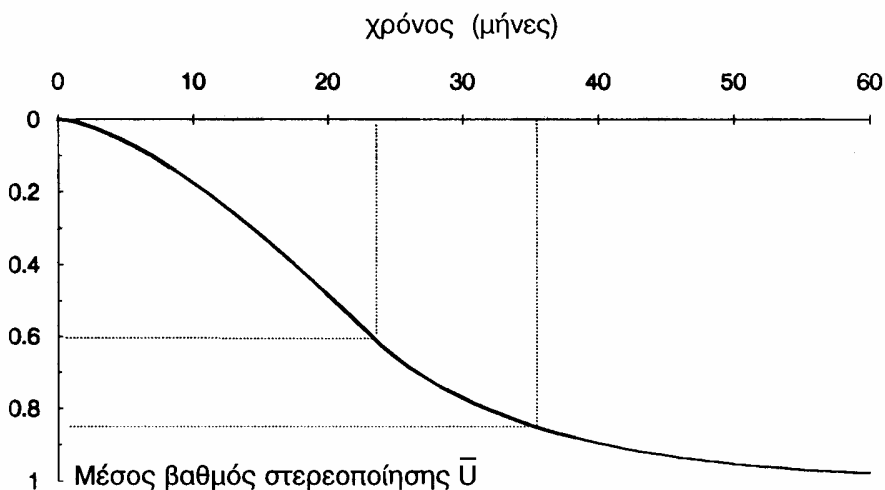
Στη συνέχεια, η επίλυση γίνεται με χρήση της σχέσης 7.3-2 και τα αποτελέσματα φαίνονται στον Πίνακα 7.3-1. Στον Πίνακα αυτόν, (i) είναι η θέση του στοιχείου καθ' ύψος της αργιλικής στρώσης, (j) είναι ο χρόνος σε μήνες και στη διασταύρωση γραμμών και στηλών δίνονται οι τιμές της υδατικής υπερπίεσης $\Delta u_{i,j}$ σε kPa. Στον ίδιο Πίνακα φαίνεται και ο μέσος βαθμός στερεοποίησης (\bar{U}), που ορίζεται από τη σχέση:

$$\bar{U} = \frac{\int_0^H \Delta u \cdot dz}{0.50 \cdot \Delta u_{\infty} \cdot H} = \frac{\left(\sum_i \Delta u_{i,j} \right) \Delta z}{0.50 \cdot \Delta u_{\infty} \cdot H}$$

όπου: $\Delta u_{\infty} = -40$ kPa και $H = 8$ m. Επίσης, φαίνεται η υποχώρηση σε κάθε χρονική στιγμή που υπολογίσθηκε από τη σχέση: $\delta(t) = \bar{U} \cdot \delta_{\infty}$. Στον Πίνακα παρουσιάζονται ορισμένες μόνον στήλες (επιλεκτικά) για χαρακτηριστικές τιμές του χρόνου (0, 1, 2, 3, 12, 24, 36 μήνες), οι υπολογισμοί όμως έγιναν με χρονικό βήμα ενός μηνός. Η σχέση του μέσου βαθμού στερεοποίησης ως προς το χρόνο (σε μήνες) φαίνεται γραφικά στο Σχήμα 7.3-2. Η υποχώρηση της αργιλικής στρώσης στα πρώτα δύο χρόνια είναι 5.04 cm.

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.3-1

i	$j=0$	1	2	3	12	24	36	∞
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	-0.14	-1.41	-3.28	-5
3	0	0	0	0	-0.40	-3.12	-6.83	-10
4	0	0	0	0	-0.95	-5.44	-10.83	-15
5	0	0	0	0	-1.98	-8.72	-15.48	-20
6	0	0	0	0	-3.90	-13.4	-20.79	-25
7	0	0	0	-0.4	-7.12	-19.8	-26.78	-30
8	0	0	-0.83	-1.7	-12.3	-28.5	-33.25	-35
9	0	-1.7	-3.3	-5.0	-20	-40	-40	-40
\bar{U}	0	0.005	0.016	0.029	0.23	0.63	0.86	1
$\delta(t)$	0	0.04	0.13	0.23	1.84	5.04	6.88	8.0
T_v	0	0.031	0.063	0.094	0.375	0.75	1.13	∞



Σχήμα 7.3-2: Παράδειγμα 7.3

3. Ένα χρόνο μετά τη διακοπή των αντλήσεων θα συμβεί πρόσθετη υποχώρηση: $\Delta\delta = 6.88 - 5.04 = 1.84$ cm, ενώ μέχρι το τέλος της στερεοποίησης αναμένεται πρόσθετη υποχώρηση ίση με: $8.0 - 5.04 = 2.96$ cm, δηλαδή 3 cm.

Σημειώσεις:

1. Ας σημειωθεί η διαφορετική μορφή της καμπύλης του μέσου βαθμού στερεοποίησης ως προς το χρόνο (Σχήμα 7.3-2) από την κλασική μορφή της καμπύλης $\bar{U} - T_v$, που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 7. Στην προκείμενη περίπτωση, η αρχική υστέρηση στην εξέλιξη της στερεοποίησης οφείλεται στη χρονικώς εξελισσόμενη ταπείνωση της πιεζομετρικής στάθμης στην κατώτερη άμμο κατά την πρώτη διετία.
2. Η ακρίβεια της αριθμητικής επίλυσης εξαρτάται από τη διακριτοποίηση (Δz) και κυρίως από το χρονικό βήμα (Δt). Η μέθοδος που εφαρμόστηκε για την προσέγγιση της παραγώγου ως προς το χρόνο (κεντρικές διαφορές) απαιτεί τη χρήση μικρού χρονικού βήματος για σύγκλιση του αλγορίθμου. Το βήμα που χρησιμοποιήθηκε στο συγκεκριμένο παράδειγμα ($\Delta t = 1$ μήνας) εξασφαλίζει σύγκλιση. Αν επαναληφθεί η αριθμητική ολοκλήρωση με βήμα $\Delta t = 3$ μήνες, θα διαφανεί η ταλάντωση και τελική απόκλιση της αριθμητικής ολοκλήρωσης. Για περισσότερες λεπτομέρειες ως προς την εφαρμογή της ΜΠΔ για την επίλυση προβλημάτων στερεοποίησης, ο αναγνώστης παραπέμπεται σε άλλα ειδικότερα συγγράμματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΜΕΤΑΔΟΣΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

8.1 Εισαγωγή

Ένα σύννηθες αποτέλεσμα των έργων Πολιτικού Μηχανικού είναι η επιβολή φορτίων στο έδαφος (π.χ. κατασκευή κτιρίων, φραγμάτων) ή η μείωση των ήδη επιβεβλημένων φορτίων (π.χ. εκσκαφές). Τα φορτία αυτά αναλαμβάνονται από τις εδαφικές μάζες με την ανάπτυξη εσωτερικών τάσεων κατά τρόπον ώστε να ικανοποιούνται οι συνθήκες ισορροπίας σε όλα τα εδαφικά στοιχεία και συνεπώς το σύστημα κατασκευή-έδαφος να ισορροπεί. Η εκτίμηση των τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος λόγω των εξωτερικώς επιβεβλημένων φορτίων είναι χρήσιμη για τους εξής λόγους:

1. Οι ανοχές των κατασκευών σε υποχωρήσεις των σημείων στήριξης είναι περιορισμένες. Για την εκτίμηση των υποχωρήσεων είναι απαραίτητη η γνώση των παραμορφώσεων που προκαλούν στο έδαφος τα επιβεβλημένα φορτία. Οι παραμορφώσεις, όμως, εξαρτώνται από τις αναπτυσσόμενες τάσεις, γεγονός που καθιστά αναγκαία την εκτίμηση των τάσεων.
2. Όλα τα υλικά αστοχούν (θραύονται), εάν η φόρτιση υπερβεί το όριο αντοχής τους. Το όριο αντοχής κάθε υλικού δεν είναι σταθερό αλλά εξαρτάται από τις υπόλοιπες τάσεις, δηλαδή αντιστοιχεί σε ορισμένους κρίσιμους συνδυασμούς τάσεων, τα λεγόμενα **κριτήρια αστοχίας**. Η γνώση των τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος είναι, λοιπόν, απαραίτητη για να εκτιμηθεί κατά πόσον η υφιστάμενη εντατική κατάσταση του εδάφους προσεγγίζει την κατάσταση αστοχίας.

Λόγω της **υπερστατικότητας** των εδαφικών σχηματισμών, ο υπολογισμός των τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος συνήθως δεν είναι εφικτός μόνο με τη θεώρηση της στατικής ισορροπίας του εδάφους (δηλαδή των στερεοστατικών εξισώσεων ισορροπίας). Μία περίπτωση στην οποία ο υπολογισμός ορισμένων συνιστωσών των τάσεων είναι εφικτός μόνο με θεώρηση της στατικής ισορροπίας είναι η μονοδιάστατη συμπίεση (γεωστατικές τάσεις) που μελετήθηκε σε προηγούμενο Κεφάλαιο. Στις περισσότερες όμως περιπτώσεις οι **τρεις** εξισώσεις ισορροπίας δεν αρκούν για τον υπολογισμό των **έξι** συνιστωσών των τάσεων, αλλά πρέπει να χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων (δηλαδή ο καταστατικός νόμος συμπεριφοράς του υλικού) και οι σχέσεις παραμορφώσεων-μετατοπίσεων ώστε οι **τρεις** εξισώσεις ισορροπίας, εκφρασμένες πλέον ως προς τις **τρεις** συνιστώσες των μετατοπίσεων, να μπορούν να επιλυθούν. Από τα παραπάνω καθίσταται σαφής η χρησιμότητα των σχέσεων τάσεων-παραμορφώσεων που μελετήθηκαν στο Κεφάλαιο 6. Παρά την απλότητα όμως του προηγούμενου σκεπτικού το πρόβλημα είναι σύνθετο, επειδή οι σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους είναι μή-γραμμικές και κυρίως επειδή μέχρι σήμερα δεν έχει επιτευχθεί η γενική αποδοχή κάποιας αναλυτικής έκφρασής τους. Κατά συνέπεια, πρέπει να γίνουν απλοποιητικές παραδοχές όσον αφορά τη μορφή των σχέσεων τάσεων-παραμορφώσεων, η απλούστερη από τις οποίες είναι η παραδοχή γραμμικής και

ισότροπης συμπεριφοράς του εδάφους. Στο Κεφάλαιο 6 αναφέρθηκαν οι λόγοι για τους οποίους οι τάσεις που υπολογίζονται με θεώρηση ισότροπης γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους σε πολλές περιπτώσεις δεν απέχουν σημαντικά από τις πραγματικές, παρόλο που η συμπεριφορά του εδάφους είναι έντονα μή-γραμμική. Στο Κεφάλαιο αυτό θα υπολογισθούν οι κατανομές των εδαφικών τάσεων για συνήθεις περιπτώσεις εξωτερικών φορτίσεων με την παραδοχή ισότροπης γραμμικής ελαστικότητας. Ειδικότερα, θα εξετασθούν οι εξής περιπτώσεις φόρτισης:

1. Συγκεντρωμένο (σημειακό) κατακόρυφο φορτίο στην επιφάνεια ομοιογενούς ημιχώρου. Η περίπτωση αυτή έχει εφαρμογές στις θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα μικρών διαστάσεων ως προς το πάχος της συμπιεστής εδαφικής στρώσης.
2. Ομοιόμορφη κατακόρυφη πίεση κατανεμημένη στην επιφάνεια κύκλου επί ομοιογενούς ημιχώρου. Η περίπτωση αυτή έχει εφαρμογές σε εύκαμπτα θεμέλια κυκλικής κάτοψης όπως κυκλικά πέδιλα, δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, γενικές κοιτοστρώσεις κυκλικής επιφάνειας κλπ.
3. Ομοιόμορφη κατακόρυφη πίεση στην επιφάνεια ορθογωνίου επί ομοιογενούς ημιχώρου. Η περίπτωση αυτή έχει εφαρμογές σε εύκαμπτα θεμέλια ορθογωνικής κάτοψης όπως ορθογωνικά πέδιλα, γενικές κοιτοστρώσεις ορθογωνικής επιφάνειας κλπ.
4. Ομοιόμορφη κατακόρυφη φόρτιση κατανεμημένη σε απειρομήκη γραμμή στην επιφάνεια ομοιογενούς ημιχώρου. Η περίπτωση αυτή έχει εφαρμογές σε επιμήκη θεμέλια μικρού πλάτους όπως θεμέλια τοίχων, κάτω διαβάσεων οδών κλπ.
5. Ομοιόμορφη κατακόρυφη πίεση κατανεμημένη σε απειρομήκη λωρίδα (πεπερασμένου πλάτους) στην επιφάνεια ομοιογενούς ημιχώρου. Η περίπτωση αυτή έχει εφαρμογές σε επιμήκη θεμέλια με σημαντικό πλάτος ως προς το πάχος της συμπιεστής στρώσης.

Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις θα δοθούν οι αναλυτικές σχέσεις που συνδέουν τις συνιστώσες των τάσεων με την ένταση του εξωτερικώς επιβεβλημένου φορτίου και τη γεωμετρία, δηλαδή τις διαστάσεις του φορτίου και τις συντεταγμένες της θέσης του σημείου στο οποίο υπολογίζονται οι τάσεις. Οι υπολογιζόμενες τάσεις είναι, προφανώς, οι **πρόσθετες** τάσεις λόγω του εξωτερικώς επιβεβλημένου φορτίου και τα πρόσθημά τους ακολουθούν την **τανυστική σήμανση της Εδαφομηχανικής**. Επιπλέον:

1. Αν η φόρτιση του εδάφους γίνεται υπό **πλήρως στραγγιζόμενες** συνθήκες, τότε οι ελαστικές σταθερές E, ν , που υπεισέρχονται στους τύπους, είναι οι ιδιότητες του εδαφικού σκελετού και οι υπολογιζόμενες τάσεις είναι οι πρόσθετες **ενεργές** αλλά και ολικές τάσεις, επειδή $\Delta \sigma_{ij} = \Delta \sigma'_{ij}$.
2. Αν η φόρτιση θεωρηθεί ότι συμβαίνει υπό **αστράγγιστες** συνθήκες, τότε οι υπολογιζόμενες τάσεις είναι οι πρόσθετες **ολικές** τάσεις, ενώ, όπου αναφέρεται το μέτρο ελαστικότητας E , θα θεωρείται το μέτρο ελαστικότητας υπό αστράγγιστες συνθήκες (βλέπε εδάφιο 6.3):

$$E_u = \frac{3E}{2(1+\nu)}$$

και, όπου αναφέρεται ο λόγος του Poisson ν , θα θεωρείται η τιμή του υπό αστράγγιστες συνθήκες: $\nu_u = 0.50$. Οι μεταβολές των ενεργών τάσεων μπορούν να υπολογισθούν στη συνέχεια από τις σχέσεις: $\Delta \sigma'_{ij} = \Delta \sigma_{ij} - \Delta u \cdot \delta_{ij}$, όπου η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_{xx} + \Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz})$$

3. Οι επιλύσεις κατανομών τάσεων που ακολουθούν **δεν** ισχύουν για ενδιάμεσες περιπτώσεις μερικής στράγγισης. Στις περιπτώσεις αυτές θα πρέπει το πρόβλημα να επιλυθεί σαν πρόβλημα στερεοποίησης, δηλαδή να ληφθούν υπόψη επακριβώς οι συνθήκες στράγγισης και ο χρόνος.

Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί ότι στα επόμενα εδάφια δίνονται κατ' ευθείαν τα αποτελέσματα των κατανομών τάσεων χωρίς να περιγράφεται η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για την επίλυση. Ο ενδιαφερόμενος αναγνώστης παραπέμπεται σε άλλα εξειδικευμένα βιβλία.

8.2 Ορθή Δύναμη επί Ελαστικού Ημιχώρου

Το Σχήμα 8.1 παρουσιάζει την περίπτωση επιβολής κατακόρυφου συγκεντρωμένου φορτίου P στην επιφάνεια ελαστικού ισότροπου ημιχώρου και ορίζει τα απαραίτητα γεωμετρικά μεγέθη. Το πρόβλημα αυτό επιλύθηκε από τον Boussinesq το 1890 και ονομάζεται πρόβλημα του Boussinesq. Επειδή η φόρτιση και η γεωμετρία είναι αξονοσυμμετρικές, οι τάσεις που ορίζονται σε κυλινδρικές συντεταγμένες είναι ανεξάρτητες της γωνίας θ . Κατά συνέπεια, η συνιστώσα της μετακίνησης κατά την περιφέρεια (u_θ) είναι μηδενική, όπως και τα ακόλουθα μεγέθη:

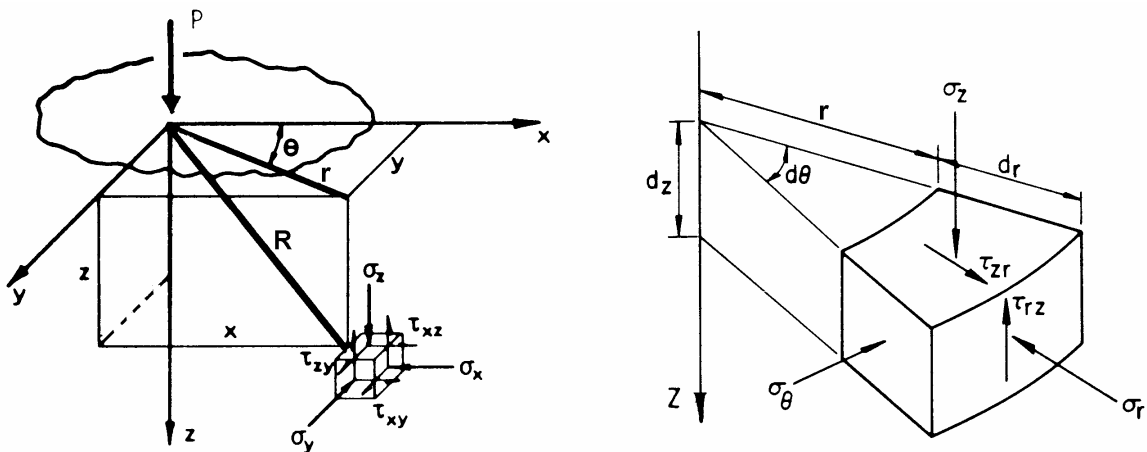
$$\gamma_{r\theta} = \gamma_{\theta z} = \sigma_{r\theta} = \sigma_{\theta z} = 0$$

Οι κατανομές των τάσεων δίνονται από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned}\sigma_{zz} &= \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \\ \sigma_{rr} &= \frac{P}{2\pi R^2} \left[\frac{3r^2 z}{R^3} - \frac{(1-2\nu)R}{R+z} \right] \\ \sigma_{\theta\theta} &= -\frac{(1-2\nu)P}{2\pi R^2} \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} \right] \\ \sigma_{rz} &= \frac{3P}{2\pi} \frac{rz^2}{R^5}\end{aligned}$$

όπου $R^2 = r^2 + z^2$. Οι μετακινήσεις δίνονται από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned}u_{rr} &= \frac{P(1+\nu)}{2\pi ER} \left[\frac{rz}{R^2} - \frac{(1-2\nu)r}{R+z} \right] \\ u_{zz} &= \frac{P(1+\nu)}{2\pi ER} \left[2(1-\nu) + \frac{z^2}{R^2} \right]\end{aligned}$$



Σχ. 8.1: Συγκεντρωμένο κατακόρυφο φορτίο

Από τις παραπάνω κατανομές τάσεων συμπεραίνονται τα εξής:

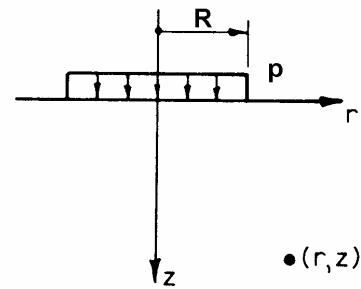
1. Η κατακόρυφη τάση σ_{zz} είναι ανεξάρτητη των ελαστικών σταθερών E, ν , ενώ οι υπόλοιπες ορθές τάσεις εξαρτώνται μόνον από το λόγο του Poisson. Αντίθετα, οι μετακινήσεις και, συνεπώς, οι παραμορφώσεις είναι αντιστρόφως ανάλογες του μέτρου ελαστικότητας.
2. Η κατακόρυφη τάση σ_{zz} (η οποία κυρίως μας ενδιαφέρει, επειδή σ' αυτήν οφείλεται το σύνολο σχεδόν της υποχώρησης του εδάφους) μειώνεται με ρυθμό αντιστρόφως ανάλογο του τετραγώνου του βάθους ($1/z^2$).

8.3 Ορθή Πίεση σε Κυκλική Επιφάνεια

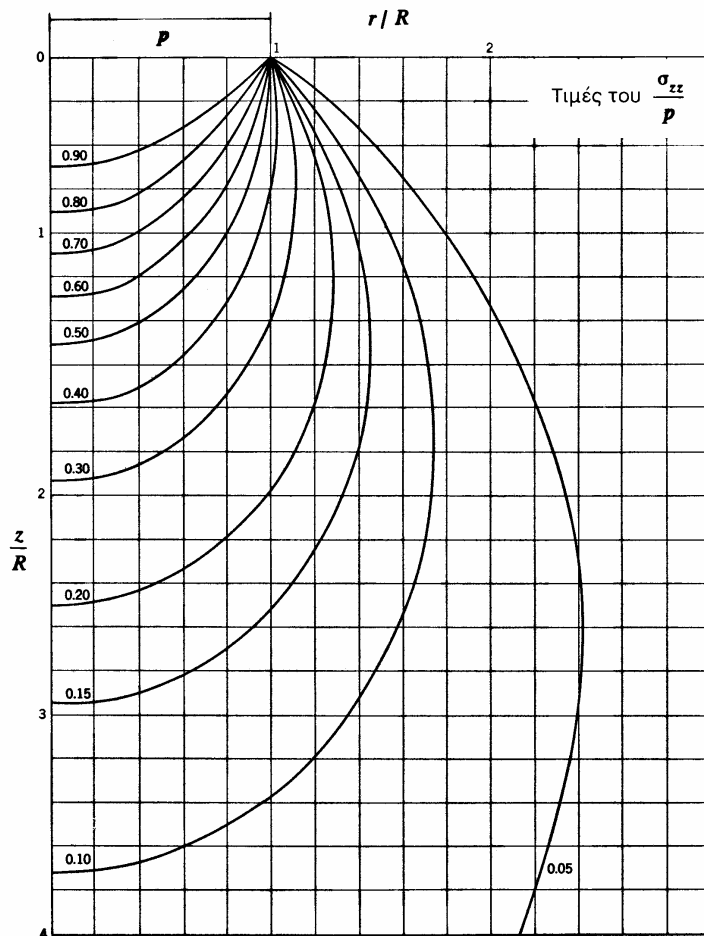
Το Σχήμα 8.2 παρουσιάζει την περίπτωση επιβολής κατακόρυφης πίεσης p , κυκλικής κάτοψης με ακτίνα R στην επιφάνεια ελαστικού ισότροπου ημχώρου και ορίζει τα απαραίτητα γεωμετρικά μεγέθη. Και στην περίπτωση αυτή η κατάσταση είναι αξονοσυμμετρική και ισχύει:

$$u_{\theta\theta} = \gamma_{r\theta} = \gamma_{\theta z} = \sigma_{r\theta} = \sigma_{\theta z} = 0$$

Το πρόβλημα δεν έχει λύση με κλειστή αναλυτική μορφή, αλλά η αριθμητική επίλυσή του καταλήγει στις



Σχ. 8.2: Φόρτιση σε κυκλική επιφάνεια

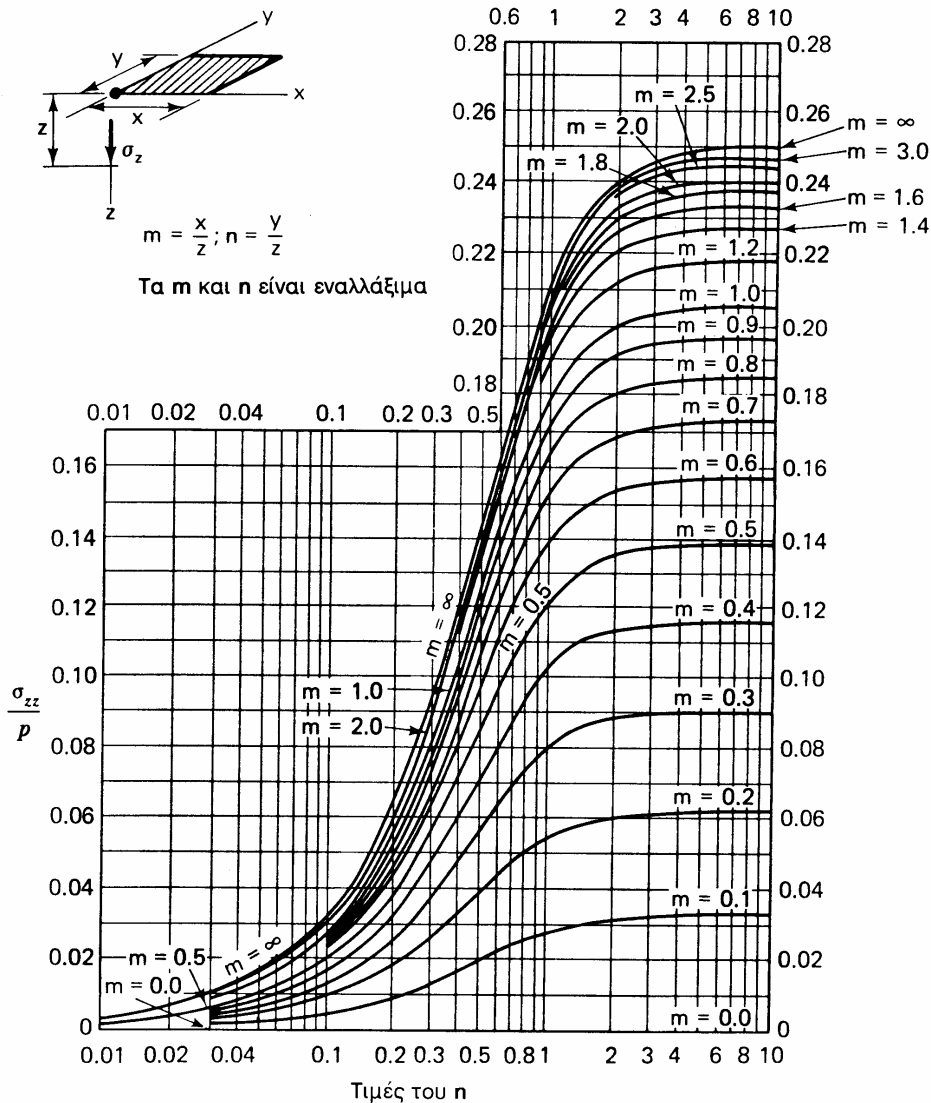


Σχ. 8.3: Κατανομή τάσεων κάτω από κυκλικό θεμέλιο

τάσης (σ_{zz}), που φαίνονται στο Σχήμα 8.3. Η κατανομή της σ_{zz} κατά μήκος του άξονα z (δηλαδή για $r = 0$) δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{zz} = p \left\{ 1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-3/2} \right\}$$

δηλαδή και πάλι η κατακόρυφη συνιστώσα της τάσης φθίνει ραγδαία με το βάθος. Τέλος, και στην περίπτωση αυτή η κατακόρυφη τάση σ_{zz} είναι ανεξάρτητη των ελαστικών σταθερών του υλικού.



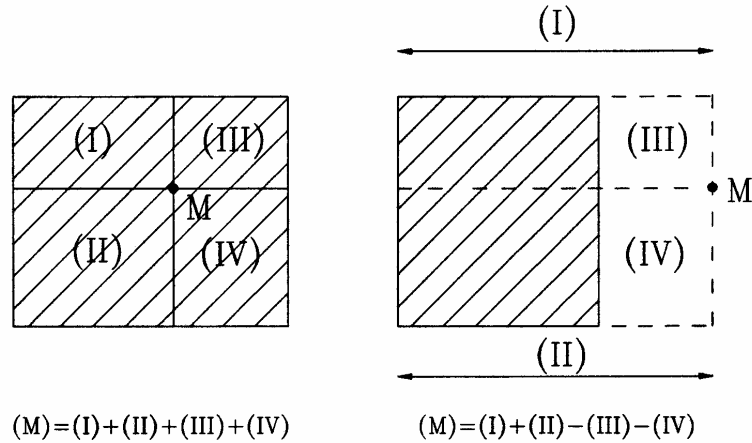
Σχ. 8.4: Τάσεις κάτω από τη γωνία ορθογωνικού φορτίου

8.4 Ορθή Πίεση σε Ορθογωνική Επιφάνεια

Το Σχήμα 8.4 παρουσιάζει την περίπτωση επιβολής κατακόρυφης πίεσης p , ορθογωνικής κάτοψης στην επιφάνεια ελαστικού ισότροπου ημιχώρου και ορίζει τα απαραίτητα γεωμετρικά μεγέθη. Το πρόβλημα δεν έχει λύση με κλειστή αναλυτική μορφή, αλλά η αριθμητική επίλυσή του καταλήγει στις κατανομές του λόγου σ_{zz}/p κάτω από τη γωνία του ορθογωνικού φορτίου ως προς τις αδιάστατες συντεταγμένες

$m = x/z, n = y/z$ (όπου x, y οι διαστάσεις του ορθογωνίου), που επίσης φαίνονται στο Σχήμα 8.4.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η τάση σ_{zz} σε οποιαδήποτε θέση του ημιχώρου μπορεί να υπολογισθεί με την επαλληλία τεσσάρων φορτίσεων ορθογωνικής κάτοψης, στις οποίες το σημείο (M) κάτω από το οποίο ζητούνται οι τάσεις να βρίσκεται κάτω από τη γωνία και των τεσσάρων φορτίσεων (Σχήμα 8.5).



Σχ. 8.5: Τάσεις κάτω από τυχόν σημείο M

8.5 Ορθή Φόρτιση σε Απειρομήκη Γραμμή

Κατά την επιβολή κατακόρυφης φόρτισης q (kN/m) σε απειρομήκη γραμμή κατά μήκος του άξονα x στην επιφάνεια ελαστικού ημιχώρου, λόγω του μεγάλου μήκους και της ομοιομορφίας της φόρτισης και του εδάφους, ισχύουν οι παραδοχές της επίπεδης παραμόρφωσης (κατά τον άξονα x). Έτσι:

$$u_{xx} = \varepsilon_{xx} = \sigma_{xz} = \sigma_{xy} = 0$$

$$\sigma_{xx} = \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})$$

και οι υπόλοιπες τάσεις δίνονται από τις σχέσεις (z είναι ο κατακόρυφος άξονας):

$$\sigma_{yy} = \frac{2q}{\pi} \frac{y^2 z}{(y^2 + z^2)^2}$$

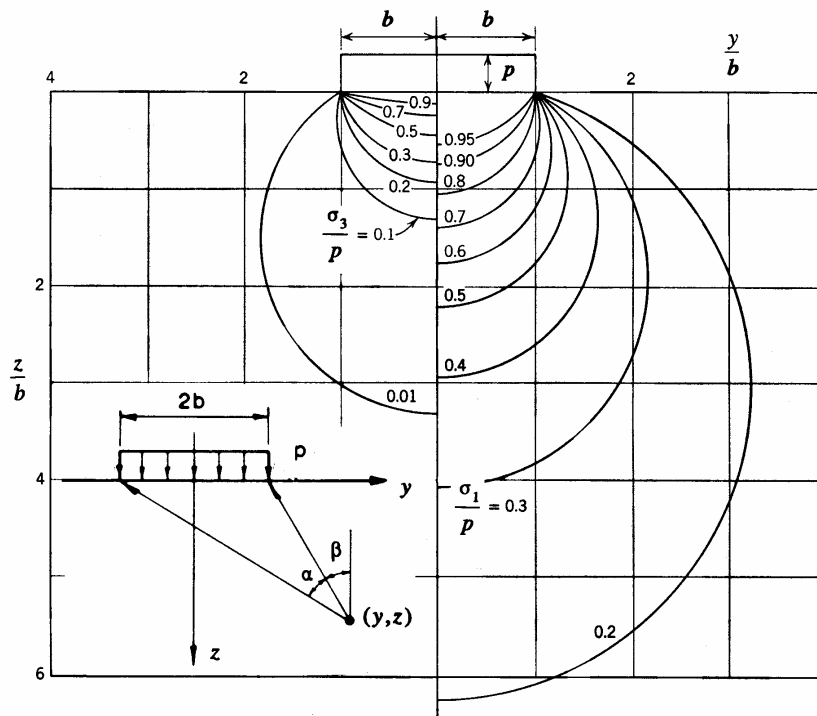
$$\sigma_{zz} = \frac{2q}{\pi} \frac{z^3}{(y^2 + z^2)^2}$$

$$\sigma_{yz} = \frac{2q}{\pi} \frac{yz^2}{(y^2 + z^2)^2}$$

Από τις ανωτέρω σχέσεις φαίνεται ότι όλες οι συνιστώσες των τάσεων (με εξαίρεση την σ_{xx}) είναι ανεξάρτητες των ελαστικών σταθερών του υλικού. Επιπλέον, η κατακόρυφη τάση σ_{zz} μειώνεται με το βάθος όπως η $1/z$, ενώ στην περίπτωση του συγκεντρωμένου φορτίου (εδάφιο 8.2) όπως η $1/z^2$, δηλαδή η απομείωση της κατακόρυφης τάσης με το βάθος είναι εντονότερη στην περίπτωση του συγκεντρωμένου φορτίου παρά στην περίπτωση της απειρομήκου γραμμής.

8.6 Ορθή Πίεση σε Απειρομήκη Λωρίδα

Το Σχήμα 8.6 παρουσιάζει την περίπτωση επιβολής κατακόρυφης πίεσης p σε απειρομήκη λωρίδα πλάτους $2b$ κατά μήκος του άξονα x , στην επιφάνεια ελαστικού ημιχώρου και ορίζει τα απαραίτητα γεωμετρικά μεγέθη. Και στην περίπτωση αυτή ισχύουν οι παραδοχές της επίπεδης παραμόρφωσης (κατά τον άξονα x), οπότε:



Σχ. 8.6: Φόρτιση απειρομήκους λωρίδας

$$u_{xx} = \varepsilon_{xx} = \sigma_{xz} = \sigma_{xy} = 0$$

$$\sigma_{xx} = \nu(\sigma_{yy} + \sigma_{zz})$$

ενώ οι υπόλοιπες τάσεις δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_{zz} = p \left[\frac{\alpha}{\pi} + \frac{1}{\pi} \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta) \right]$$

$$\sigma_{yy} = p \left[\frac{\alpha}{\pi} - \frac{1}{\pi} \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta) \right]$$

$$\sigma_{yz} = \frac{p}{\pi} \sin \alpha \cdot \sin(\alpha + 2\beta)$$

Και στην περίπτωση αυτή οι τάσεις μειώνονται με το βάθος. Ειδικότερα, η σ_{zz} μειώνεται με βραδύτερο ρυθμό απ' ότι στην περίπτωση πίεσης κατανεμημένης στην επιφάνεια κύκλου (εδάφιο 8.3). Έτσι, στην περίπτωση φόρτισης λωρίδας η σ_{zz} μειώνεται στο 10% της μέγιστης τιμής της (δηλαδή $\sigma_{zz}/p = 0.10$) σε βάθος $z \approx 12b$ κάτω από το μέσον της λωρίδας, ενώ στην περίπτωση φόρτισης κυκλικής επιφάνειας η σ_{zz} μειώνεται στο ίδιο ποσοστό σε βάθος $z \approx 4R$.

8.7 Γενικά Συμπεράσματα

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, όλες σχεδόν οι κατανομές των τάσεων που υπολογίσθηκαν στα προηγούμενα εδάφια με χρήση της θεωρίας Ελαστικότητας δεν είναι "ευαίσθητες" στις μεταβολές των ελαστικών σταθερών (E, ν) του εδάφους. Κατά συνέπεια, το πιθανό σφάλμα στην εκτίμηση των υποχωρήσεων λόγω μή-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους είναι μικρό. Το σφάλμα αυτό μπορεί να μειωθεί ακόμη περισσότερο, αν οι υποχωρήσεις δεν εκτιμηθούν με χρήση της θεωρίας Ελαστικότητας αλλά με την ακόλουθη **μέθοδο των τασικών διαδρομών**:

1. Σε διάφορες θέσεις κάτω από τον άξονα (ή το κέντρο) του επιβαλλόμενου φορτίου υπολογίζονται οι αρχικές (γεωστατικές) τάσεις καθώς και οι πρόσθετες τάσεις λόγω του φορτίου (με εφαρμογή των προηγούμενων σχέσεων).
2. Από τις ίδιες θέσεις λαμβάνονται εδαφικά δείγματα, κατά το δυνατόν "αδιατάρακτα", στα οποία επιβάλλονται στο εργαστήριο με κατάλληλη διαδικασία οι αρχικές τάσεις και, στη συνέχεια, οι πρόσθετες τάσεις και μετρούνται οι αντίστοιχες παραμορφώσεις των δειγμάτων.
3. Η υποχώρηση του εδάφους υπολογίζεται στη συνέχεια από τη σχέση:

$$\rho = \sum_i \Delta \varepsilon_i \cdot \Delta H_i$$

όπου $\Delta \varepsilon_i$ είναι η παραμόρφωση κάθε δείγματος στην κατακόρυφη διεύθυνση κατά την επιβολή των πρόσθετων τάσεων και ΔH_i το πάχος της εδαφικής στρώσης που αντιπροσωπεύεται από κάθε εδαφικό δείγμα.

Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί ότι το πεδίο εφαρμογής των προηγούμενων κατανομών τάσεων είναι ευρύτερο από ότι ίσως έχει γίνει αντιληπτό, λόγω της γνωστής αρχής του Saint Venant, κατά την οποία οι αναπτυσσόμενες τάσεις "μακριά" από τη θέση επιβολής του εξωτερικού φορτίου δεν εξαρτώνται από τις λεπτομέρειες του τρόπου επιβολής του φορτίου (δηλαδή αν είναι συγκεντρωμένο, κατανεμημένο σε κυκλική επιφάνεια, κατανεμημένο σε ορθογωνική επιφάνεια κλπ) αλλά μόνον από τη συνισταμένη τιμή του. Έτσι, π.χ. στην περίπτωση φόρτισης από κατανεμημένη πίεση σε τριγωνική επιφάνεια, οι αναπτυσσόμενες τάσεις **μακριά** από την περιοχή επιβολής του φορτίου μπορούν να υπολογισθούν από τις εξισώσεις που δόθηκαν για την περίπτωση φόρτισης από πίεση κατανεμημένη σε κυκλική επιφάνεια (ή ακόμη και για συγκεντρωμένο φορτίο) με την ίδια συνισταμένη **ένταση**. Ο όρος "μακριά" που χρησιμοποιήθηκε προηγουμένως, προφανώς, αναφέρεται σε απόσταση που είναι μεγάλη σε σχέση με τη χαρακτηριστική διάσταση της γεωμετρίας επιβολής του φορτίου (π.χ. την πλευρά του τριγώνου ή τη διάμετρο του κύκλου).

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 8.1

Στην επιφάνεια ενός ομοιόμορφου, γραμμικώς ελαστικού εδαφικού σχηματισμού επιβάλλεται πίεση (p), που έχει τη μορφή απειρομήκουσ λωρίδας πλάτους ($2b$). Η φόρτιση επιβάλλεται ταχέως, ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες. Ζητούνται:

1. Η κατανομή της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων στον άξονα του φορτίου ως προς το βάθος z .
2. Η κατανομή της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων σε ένα οριζόντιο επίπεδο σε βάθος $z = b/2$, ως προς την τετμημένη y .
3. Σε απόσταση $2b$ από τον άξονα του φορτίου υπάρχει κατακόρυφος τοίχος ύψους $H = 3b$, που μπορεί να θεωρηθεί ως ανένδοτος στην οριζόντια διεύθυνση. Να σχεδιασθεί η κατανομή της οριζόντιας ώθησης στον τοίχο, λόγω της πίεσης (p).

Λύση:

Κατά την αστράγγιστη φόρτιση ενός γραμμικού ελαστικού εδάφους, η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων σε κάθε θέση είναι ίση με τη μέση αύξηση των ολικών ορθών τάσεων, δηλαδή:

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_{xx} + \Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz})$$

Στην περίπτωση που η αστράγγιστη φόρτιση επιβάλλεται υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (όπως στο συγκεκριμένο παράδειγμα), ισχύει:

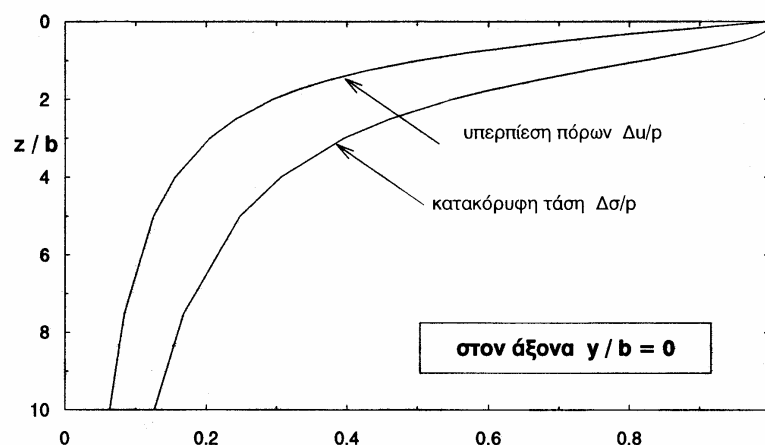
$$\Delta \sigma_{xx} = \nu_u (\Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz})$$

όπου $\nu_u = 0.50$ και x είναι ο άξονας της μηδενικής παραμόρφωσης. Συνδυασμός των ανωτέρω σχέσεων δίνει:

$$\Delta u = \frac{1}{2} (\Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{zz}) \quad (8.1-1)$$

από την οποία μπορούν να υπολογισθούν οι ζητούμενες υπερπίεσεις πόρων στο έδαφος.

1. Στον άξονα του φορτίου ($y = 0$) και για διάφορα βάθη z , υπολογίζονται οι τιμές των γωνιών β , α , των μεταβολών των ολικών τάσεων $\Delta \sigma_{zz}$, $\Delta \sigma_{yy}$ (διαιρεμένων με την επιβαλλόμενη φόρτιση p) και της υπερπίεσης πόρων Δu , που φαίνονται στον Πίνακα 8.1-1. Για τους υπολογισμούς των μεταβολών των ολικών τάσεων, χρησιμοποιήθηκαν οι εξισώσεις που αναφέρονται στο εδάφιο 8.6 (ορθή πίεση σε απειρομήκη λωρίδα).



Σχήμα 8.1-1: Παράδειγμα 8.1

ΠΙΝΑΚΑΣ 8.1-1

z/b	β (μοίρες)	α (μοίρες)	$\Delta\sigma_{zz} / p$	$\Delta\sigma_{yy} / p$	$\Delta u / p$
0	-90	180	1.0	1.0	1.0
0.10	-84.3	168.6	1.0	0.87	0.94
0.20	-78.7	157.4	1.0	0.75	0.87
0.30	-73.3	146.6	0.99	0.64	0.81
0.40	-62.8	136.4	0.98	0.54	0.76
0.50	-63.4	126.9	0.96	0.45	0.70
0.60	-59.0	118.1	0.94	0.38	0.66
0.80	-51.3	102.7	0.88	0.26	0.57
1.00	-45.0	90	0.82	0.18	0.50
1.25	-38.7	77.3	0.74	0.12	0.43
1.50	-33.7	67.4	0.67	0.08	0.37
1.75	-29.7	59.5	0.60	0.06	0.33
2.0	-26.6	53.1	0.55	0.04	0.30
2.50	-21.8	43.6	0.46	0.02	0.24
3.0	-18.4	36.9	0.40	0.01	0.20
4.0	-14.0	28.1	0.31	0.006	0.16
5.0	-11.3	22.6	0.25	0.003	0.13
7.50	-7.6	15.2	0.17	0.001	0.08
10.0	-5.7	11.4	0.12	0.0001	0.06

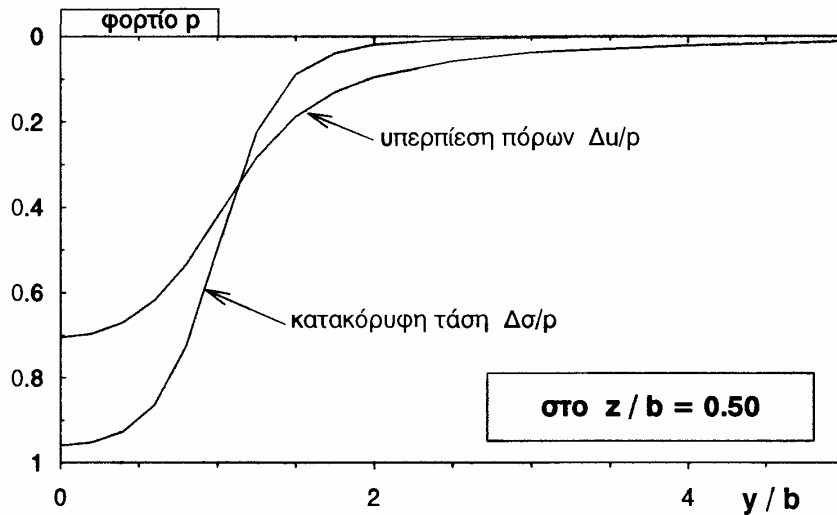
Το Σχήμα 8.1-1 παρουσιάζει τις κατανομές ως προς το βάθος της κατακόρυφης ολικής τάσης και της υπερπίεσης πόρων στον άξονα του φορτίου. Αξίζει να σημειωθεί ότι η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων είναι μικρότερη από την αντιστοιχη κατακόρυφη τάση, δηλαδή, παρόλον ότι η φόρτιση γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, το σύνολο του φορτίου **δεν** αναλαμβάνεται από την πίεση πόρων. Πράγματι, μόνον στην περίπτωση της αστράγγιστης μονοδιάστατης συμπίεσης (π.χ. στη δοκιμή του συμπιεσομέτρου), το σύνολο του φορτίου αναλαμβάνεται από την πίεση πόρων.

2. Με τον ίδιο τρόπο όπως και προηγουμένως υπολογίζονται τα σχετικά μεγέθη στο οριζόντιο επίπεδο σε βάθος $z = b/2$, που φαίνονται στον Πίνακα 8.1-2.

ΠΙΝΑΚΑΣ 8.1-2

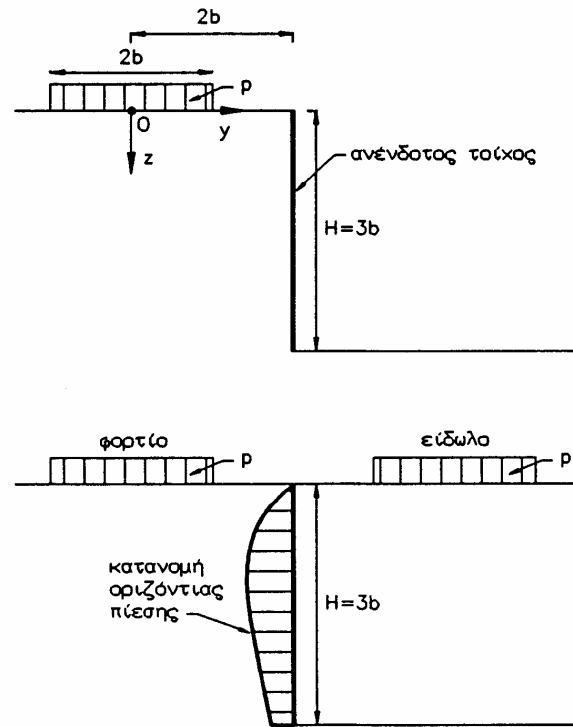
y/b	β (μοίρες)	α (μοίρες)	$\Delta\sigma_{zz} / p$	$\Delta\sigma_{yy} / p$	$\Delta u / p$
0	-63.4	126.9	0.96	0.45	0.71
0.20	-58.0	125.4	0.95	0.44	0.70
0.40	-50.2	120.5	0.93	0.41	0.67
0.60	-38.7	111.3	0.86	0.37	0.62
0.80	-21.8	96.3	0.73	0.34	0.54
1.00	0	76.0	0.50	0.35	0.42
1.25	26.6	50.9	0.22	0.34	0.28
1.50	45	33.7	0.09	0.29	0.19
1.75	56.3	23.4	0.04	0.22	0.13
2.0	63.4	17.1	0.02	0.17	0.10
2.50	71.6	10.3	0.006	0.11	0.06
3.0	76.0	6.9	0.003	0.07	0.04
4.0	80.5	3.8	0.001	0.04	0.02
5.0	82.9	2.3	0.0003	0.03	0.01

Το Σχήμα 8.1-2 παρουσιάζει τις κατανομές της κατακόρυφης ολικής τάσης και της υπερπίεσης πόρων σε διάφορα σημεία του οριζόντιου επιπέδου σε βάθος $z = b/2$. Και στην περίπτωση αυτή, η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων δεν είναι ίση με την αντίστοιχη κατακόρυφη τάση, και μάλιστα κοντά στον άξονα της φόρτισης $\Delta u < \Delta\sigma_{zz}$, ενώ μακριά από τον άξονα $\Delta u > \Delta\sigma_{zz}$.



Σχήμα 8.1-2: Παράδειγμα 8.1

3. Το Σχήμα 8.1-3 παρουσιάζει τη λωριδωτή φόρτιση (έντασης p) και τον ανένδοτο τοίχο ύψους $H = 3b$. Ένας τέτοιος τοίχος μπορεί να είναι, π.χ. το πλευρικό τοίχωμα των υπογείων ενός κτιρίου, το οποίο λόγω της ακαμψίας του κτιρίου δεν ενδίδει (δηλαδή δεν επιτρέπει μετακινήσεις) στην οριζόντια διεύθυνση. Για την εκτίμηση της οριζόντιας ώθησης σε ένα ανένδοτο τοίχο δεν αρκεί ο υπολογισμός της οριζόντιας τάσης σ_{yy} , που αναπτύσσεται σε διάφορες θέσεις του τοίχου λόγω της επιφόρτισης p . Πράγματι, ένας τέτοιος υπολογισμός δίνει τις τάσεις σ_{yy} στο εσωτερικό του (εδαφικού) ημιχώρου, ο οποίος όμως έχει οριζόντιες μετακινήσεις συμβιβαστές με το μέτρο ελαστικότητάς του. Για την προσομοίωση του ανένδοτου τοίχου μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος που φαίνεται στο κάτω μέρος του Σχήματος 8.1-3. Συγκεκριμένα, εισάγεται ένα είδωλο της λωριδωτής φόρτισης που έχει το ίδιο πλάτος και ένταση και θεωρείται επαλληλία των δύο φορτίων. Λόγω της συμμετρίας στη θέση του τοίχου, η οριζόντια μετακίνηση θα είναι μηδενική και συνεπώς οι οριζόντιες τάσεις σ_{yy} λόγω της επαλληλίας των δυο φορτίων θα είναι ίσες με την ώθηση στον ανένδοτο τοίχο που φαίνεται στο άνω μέρος του σχήματος. Όμως, η τάση σ_{yy} λόγω της επαλληλίας των δύο φορτίων στο μέσον της μεταξύ τους απόστασης είναι διπλάσια της τάσης σ_{yy} λόγω εκάστου των φορτίων. Συνεπώς, η ώθηση στον ανένδοτο τοίχο δίνεται από τη σχέση (βλέπε και εδάφιο 8.6):



Σχήμα 8.1-3: Παράδειγμα 8.1

$$\sigma_{yy} = 2p \left[\frac{\alpha}{\pi} - \frac{1}{\pi} \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta) \right]$$

Τιμές της ώθησης σε διάφορα βάθη καθ' ύψος του τοίχου δίνονται στον Πίνακα 8.1-3 και η κατανομή της παρουσιάζονται σχηματικά στο Σχήμα 8.1-3.

ΠΙΝΑΚΑΣ 8.1-2

βάθος z/b	β (μοίρες)	α (μοίρες)	ώθηση σ_{yy}/p
0	90	0	0
0.50	63.4	17.1	0.34
1	45	26.6	0.42
1.50	33.7	29.7	0.37
2	26.6	29.7	0.29
2.50	21.8	28.4	0.22
3	18.4	26.6	0.17

Παράδειγμα 8.2

Στην επιφάνεια γραμμικώς ελαστικού εδάφους επιβάλλεται ορθή φόρτιση q (kN/m) σε απειρομήκη λωρίδα μικρού πλάτους (ας θεωρηθεί μηδενικού πλάτους).

1. Να προσδιορισθούν οι κύριες τάσεις στο εσωτερικό του εδάφους, λόγω της φόρτισης q , κατά μέγεθος και διεύθυνση.
2. Εάν η φόρτιση επιβάλλεται ταχέως ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, να προσδιορισθεί η κατανομή ως προς το βάθος της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων στον άξονα της φόρτισης. Επιπλέον, να προσδιορισθούν οι καμπύλες σταθερής υπερπίεσης πόρων (ισοδυναμικές γραμμές).

Λύση:

1. Από τον κύκλο Mohr προκύπτει ότι οι κύριες τάσεις σ_1, σ_3 δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{zz} - \sigma_{yy})^2 + 4\sigma_{yz}^2}$$

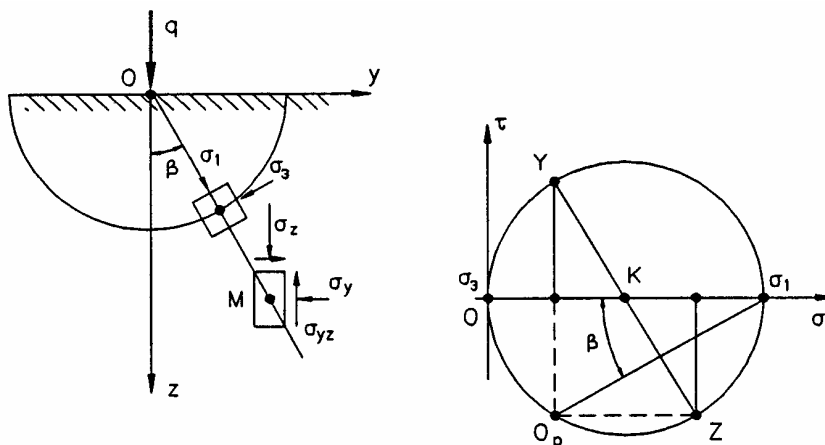
$$\sigma_3 = \frac{\sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{zz} - \sigma_{yy})^2 + 4\sigma_{yz}^2}$$

όπου: $\sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{yz}$ είναι οι καρτεσιανές συνιστώσες της τάσης. Οι καρτεσιανές συνιστώσες της τάσης λόγω της ορθής φόρτισης q σε απειρομήκη λωρίδα δίνονται στο εδάφιο 8.5. Με αντικατάσταση των σχέσεων του εδαφίου 8.5 στις ανωτέρω εξισώσεις προκύπτουν οι τιμές των κυρίων τάσεων:

$$\sigma_1 = \frac{2q}{\pi} \frac{z}{y^2 + z^2}, \quad \sigma_3 = 0$$

ενώ η γωνία που σχηματίζει η μέγιστη κύρια τάση με τον κατακόρυφο άξονα (βλέπε Σχήμα 8.2-1) είναι:

$$\tan \beta = \frac{\sigma_{yz}}{\sigma_{zz} - \sigma_{yy}} = \frac{y}{z}$$



Σχήμα 8.2-1: Παράδειγμα 8.2

Συνεπώς:

α) Η ελάχιστη κύρια τάση (σ_3) είναι μηδέν.

β) Η μέγιστη κύρια τάση (που η έντασή της προφανώς μειώνεται με την αύξηση της απόστασης από το σημείο επιβολής της φόρτισης) ασκείται κατά την ακτινική διεύθυνση, δηλαδή: $\sigma_1 = \sigma_r, \sigma_3 = \sigma_\theta = 0$.

Οι διευθύνσεις λοιπόν των κυρίων τάσεων είναι η ακτινική (ΟΜ) για τη σ_1 και η περιφερειακή για τη σ_3 .

2. Επειδή η φόρτιση επιβάλλεται υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (βλέπε και Παράδειγμα 8.1):

$$\sigma_2 = \nu_u (\sigma_1 + \sigma_3)$$

και λόγω της αστράγγιστης φόρτισης:

$$u = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

Από τις ανωτέρω σχέσεις και επειδή $\nu_u = 0.50$, προκύπτει:

$$u = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) = \frac{q}{\pi} \frac{z}{y^2 + z^2}$$

οπότε, στον άξονα της φόρτισης ($y = 0$) ισχύει: $u = \frac{q}{\pi} \frac{1}{z}$, δηλαδή η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων έχει υπερβολική κατανομή (μείωση) ως προς το βάθος z .

Οι καμπύλες σταθερής υπερπίεσης πόρων (έστω u_o) δίνονται από τη εξίσωση:

$$\frac{q}{\pi} \frac{z}{y^2 + z^2} = u_o$$

ή ισοδύναμα:

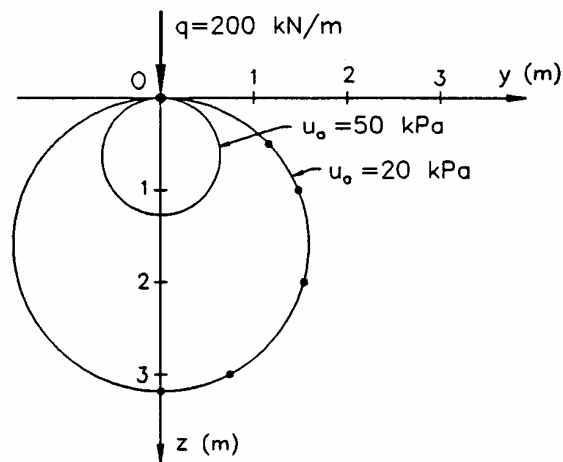
$$y = \pm \sqrt{\left(\frac{q}{\pi u_o} - z \right) z} \quad (8.2-1)$$

Εφαρμογή:

Εάν $q = 200$ kN/m, να προσδιορισθεί ο γεωμετρικός τόπος των σημείων (καμπύλη), όπου η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων είναι $u_o = 20$ kPa.

Από τη σχέση (8.2-1) προκύπτει: $y = \pm \sqrt{(3.183 - z)z}$, με τιμές που δίνονται στον Πίνακα 8.2-1 (μόνον τα θετικά y) και φαίνονται στο Σχήμα 8.2-2. Στο ίδιο Σχήμα φαίνεται και η καμπύλη υπερπίεσης πόρων 50 kPa.

ΠΙΝΑΚΑΣ 8.2-1	
z (m)	y (m)
0	0
0.25	0.86
0.50	1.16
0.75	1.35
1.00	1.48
1.50	1.59
2.00	1.54
2.50	1.31
3.00	0.74
3.183	0



Σχήμα 8.2-2: Παράδειγμα 8.2

Παράδειγμα 8.3

Να επαληθευθεί η Αρχή του Saint Venant για την κατακόρυφη τάση (σ_{zz}) κάτω από τον άξονα απειρομήκους λωριδωτού θεμελίου (εύρους $2b = 2 \text{ m}$) που φορτίζει το έδαφος με τάση $p = 100 \text{ kPa}$, συγκρίνοντας τις τιμές του σ_{zz} ως προς το βάθος για τη φόρτιση αυτή, με τις αντίστοιχες τιμές του σ_{zz} για την περίπτωση φόρτισης σε απειρομήκη γραμμή (μηδενικού εύρους) με ισοδύναμη ένταση $q = 2b \cdot p$.

Λύση:

Στην περίπτωση του λωριδωτού θεμελίου ($b = 1 \text{ m}$), για τα σημεία κάτω από τον άξονα ισχύει (βλέπε και εδάφιο 8.6): $\alpha = 2 \arctan(b/z)$, $\alpha + 2\beta = 0$, οπότε η κατακόρυφη τάση δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{zz} = p \left[\frac{\alpha}{\pi} + \frac{1}{\pi} \sin \alpha \right]$$

Στην περίπτωση φόρτισης σε απειρομήκη γραμμή, η ισοδύναμη φόρτιση είναι:

$$q = 2b \cdot p = 2 \times 1 \times 100 = 200 \text{ kN/m}$$

Για τα σημεία κάτω από τον άξονα ($y = 0$) ισχύει (βλέπε και εδάφιο 8.5):

$$\sigma_{zz} = \frac{2q}{\pi} \frac{1}{z}$$

Τα αποτελέσματα της εφαρμογής των σχέσεων αυτών δίνονται στον Πίνακα 8.3-1. Από τα αποτελέσματα αυτά προκύπτει ότι, για βάθη μεγαλύτερα από δύο φορές το εύρος του θεμελίου ($2 \times 2 = 4 \text{ m}$), το σφάλμα της προσέγγισης του λωριδωτού φορτίου με γραμμή μηδενικού εύρους είναι αμελητέο (μικρότερο από 5%). Αντίθετα, σε πολύ μικρά βάθη (π.χ. $z = 0.5 \text{ m}$) το σφάλμα είναι σημαντικό (μεγαλύτερο από 100%).

ΠΙΝΑΚΑΣ 8.3-1

Βάθος z (m)	α (μοίρες)	σ_{zz} (kPa) για:		σφάλμα (%)
		λωρίδα	γραμμή	
0.5	126.9	95.9	254.6	165
1.0	90	81.8	127.3	56
1.5	67.4	66.8	84.9	27
2.0	53.1	55.0	63.7	16
2.5	43.6	46.2	50.9	10
3	36.9	39.6	42.4	7.1
3.5	31.9	34.5	36.4	5.5
4	28.1	30.6	31.8	3.9
5	22.6	24.8	25.5	2.8
6	18.9	20.8	21.2	1.9

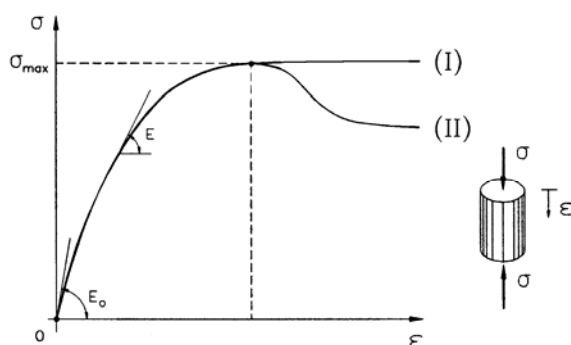
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

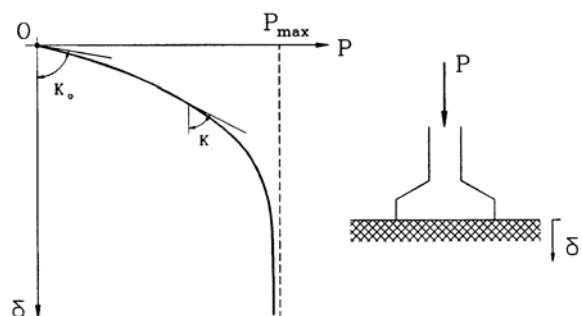
9.1 Εισαγωγή

Όταν σε ένα εδαφικό υλικό (όπως και σε οποιοδήποτε άλλο υλικό) επιβληθούν εξωτερικά φορτία, αναπτύσσονται εσωτερικές τάσεις και παραμορφώσεις. Το Σχήμα 9.1 παρουσιάζει τη μορφή μιας τυπικής καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων που προκύπτει κατά τη μοναξονική 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_o , ενώ στη συνέχεια η θλιπτική τάση αυξάνει με βαθμιαία **μειούμενο** ρυθμό, οπότε το μέτρο ελαστικότητας E μικραίνει. Με περαιτέρω 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 έργα Πολιτικού Μηχανικού, επειδή συνοδεύεται από σημαντικές παραμορφώσεις που υπερβαίνουν τις ανοχές των συνήθων κατασκευών.

Το Σχήμα 9.2 παρουσιάζει την καμπύλη φορτίου-υποχώρησης ενός θεμελίου με αξονική φόρτιση το οποίο εδράζεται σε αμμώδες εδαφικό υλικό. Η μορφή της καμπύλης είναι όμοια με την καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων του Σχήματος 9.1. 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 (Σχήμα 9.1) η αστοχία αφορά ένα εδαφικό στοιχείο στο οποίο επιβάλλεται μία ορισμένη εντατική κατάσταση ($\sigma'_{zz} = \sigma_{max}$, $\sigma'_{xx} = \sigma'_{yy} = \sigma'_{xy} = \sigma'_{yz} = \sigma'_{xz} = 0$) ή, ακριβέστερα, η αστοχία αφορά όλα τα εδαφικά στοιχεία του δοκιμίου επειδή έχουν την ίδια εντατική κατάσταση. Στο δεύτερο παράδειγμα (Σχήμα 9.2) 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



Σχ. 9.1: Καμπύλη φόρτισης αργίλου



Σχ. 9.2: Καμπύλη φορτίου-υποχώρησης θεμελίου

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.

Από τα προηγούμενα προκύπτει ότι για κάθε (εδαφικό) υλικό υπάρχουν ορισμένοι συνδυασμοί τάσεων που οδηγούν σε απεριόριστες παραμορφώσεις. Οι συνδυασμοί αυτοί ονομάζονται **εντατικές καταστάσεις αστοχίας**. Το σύνολο των εντατικών καταστάσεων αστοχίας (δηλαδή το σύνολο των σημείων στον εξαδιάστατο χώρο των τάσεων) σχηματίζει μία "επιφάνεια" που ονομάζεται περιβάλλουσα των καταστάσεων αστοχίας ή, απλά, **περιβάλλουσα αστοχίας**. Είναι προφανές ότι, εφόσον οι καταστάσεις αστοχίας συνδέονται με την παραμόρφωση του εδάφους, πρέπει να εκφράζονται ως προς τις **ενεργές τάσεις**, σύμφωνα με την αρχή των ενεργών τάσεων που αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 6. Έτσι, οι εντατικές καταστάσεις αστοχίας εκφράζονται από συνδυασμούς των ενεργών τάσεων.

Ο προσδιορισμός του συνόλου των εντατικών καταστάσεων αστοχίας ενός εδαφικού υλικού είναι πολύ σημαντικός για την ασφάλεια των έργων, επειδή η σύγκριση των εντατικών καταστάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος λόγω των επιβαλλόμενων φορτίων με τις αντίστοιχες καταστάσεις αστοχίας δίνει το **βαθμό ασφαλείας** του έργου, δηλαδή τα περιθώρια ασφαλείας του έργου σε σχέση με την κατάσταση αστοχίας.

Θα πρέπει να τονισθεί ότι υπάρχουν συνδυασμοί τάσεων **που δεν οδηγούν σε αστοχία**, όσο και αν αυξηθούν οι τάσεις. Ένα τέτοιο παράδειγμα αποτελεί η **ισότροπη συμπίεση**, δηλαδή η κατάσταση κατά την οποία:

$$\sigma'_{xx} = \sigma'_{yy} = \sigma'_{zz} = p \quad , \quad \sigma'_{xy} = \sigma'_{zx} = \sigma'_{yz} = 0$$

Στην περίπτωση αυτή, όσο και αν αυξηθεί η ισότροπη πίεση p , το υλικό δεν αστοχεί (δηλαδή δεν παραμορφώνεται απεριόριστα). Μία άλλη εντατική κατάσταση που δεν οδηγεί σε αστοχία είναι η μονοδιάστατη συμπίεση, που μελετήθηκε σε προηγούμενο Κεφάλαιο. Στην περίπτωση αυτή με την αύξηση του φορτίου το υλικό "σκληραίνει" (η παραμορφωσιμότητά του μειώνεται) και δεν αστοχεί. Αντίθετα, η μοναξονική θλίψη αλλά και άπειροι άλλοι συνδυασμοί τάσεων οδηγούν σε αστοχία, όταν οι τάσεις αυξηθούν "επαρκώς".

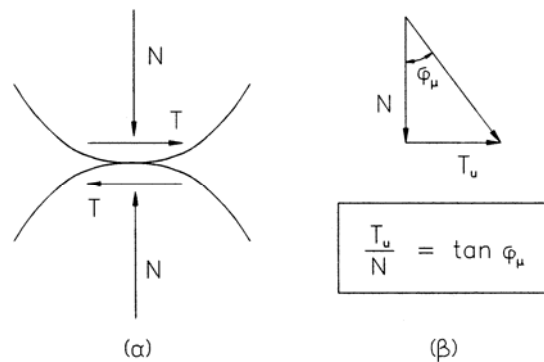
Στα επόμενα εδάφια μελετώνται οι συνδυασμοί των (ενεργών) τάσεων που οδηγούν σε αστοχία και προσδιορίζεται ποσοτικά η "επαρκής" ένταση που αναφέρθηκε προηγουμένως.

9.2 Οι Νόμοι της Τριβής και η Εφαρμογή τους στα Κοκκώδη Εδαφικά Υλικά

Τα κοκκώδη εδαφικά υλικά αποτελούνται από ασύνδετους ή χαλαρά συνδεδεμένους στερεούς κόκκους που σχηματίζουν τον εδαφικό σκελετό. Τα εξωτερικώς 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 κυλίσσεις μεταξύ των κόκκων. 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 λεγόμενες "σιμεντωμένες" άμμους.

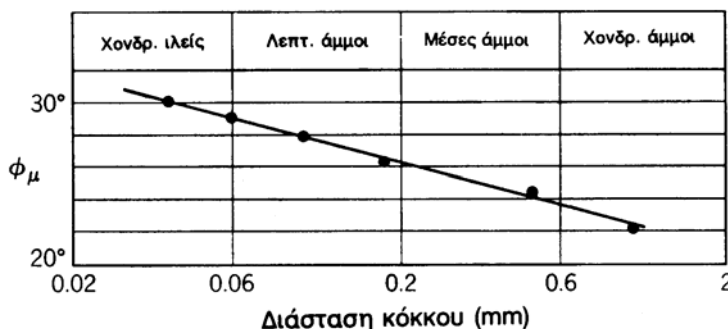
Το Σχήμα 9.3α παρουσιάζει την επαφή μεταξύ δύο κόκκων αμώδους υλικού και τις ορθές (N) και διατμητικές (T) δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των κόκκων. Ο θεμελιώδης νόμος της μηχανικής τριβής καθορίζει ότι για κάθε τιμή της ορθής δύναμης (N) ορίζεται η **διατμητική αντοχή** (T_u) της επαφής μεταξύ των κόκκων από τη σχέση:



Σχ. 9.3: Δυνάμεις μεταξύ των κόκκων

$$T_u = N \cdot \tan \phi_\mu$$

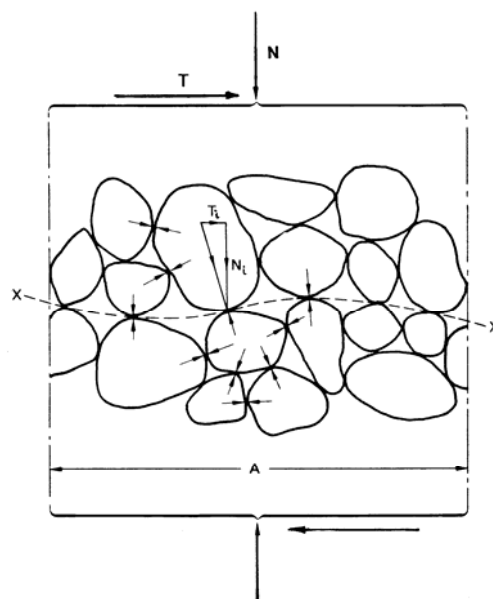
έτσι ώστε, αν η πραγματική διατμητική δύναμη (T) είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή (T_u), η επαφή μεταξύ των κόκκων είναι ευσταθής, ενώ, αν $T = T_u$, παρατηρείται **ολίσθηση** μεταξύ των κόκκων (υπέρβαση της διατμητικής αντοχής) και αναδιάταξή τους σε μία νέα δομή στην οποία η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή. Ο συντελεστής ($\tan \phi_\mu$) 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**



Σχ. 9.4: Γωνία τριβής υλικού κόκκων

γωνία τριβής του υλικού των κόκκων (Σχήμα 9.3β). Εργαστηριακές μετρήσεις αποδεικνύουν ότι η πραγματική γωνία τριβής του υλικού των κόκκων εξαρτάται και από το μέγεθος των κόκκων. Το Σχήμα 9.4 παρουσιάζει τυπικές τιμές της πραγματικής γωνίας τριβής χαλαζιακών κόκκων ως προς τη διάσταση των κόκκων.

Εάν σε ένα δοκίμιο κοκκώδους εδαφικού υλικού (που αποτελείται από πολλούς κόκκους) επιβληθούν εξωτερικά μία ορθή δύναμη (N) και μία διατμητική δύναμη (T) (βλέπε Σχήμα 9.5), 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 (προφανώς) τις

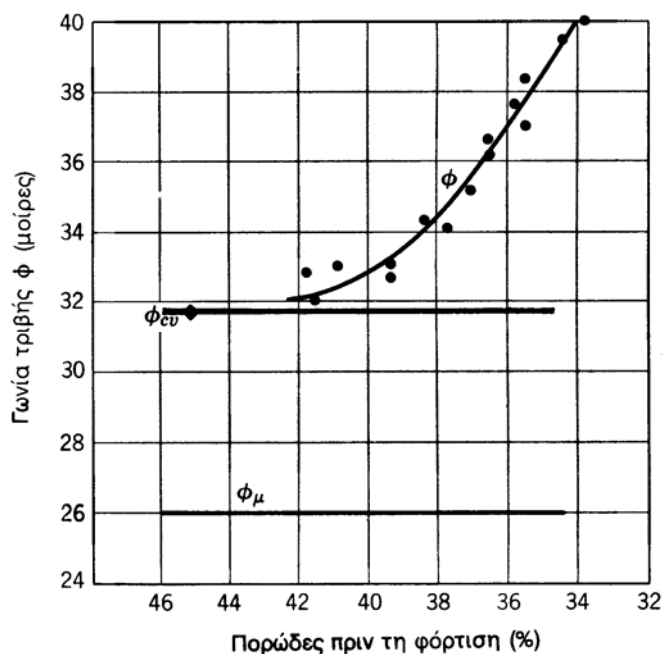


Σχ. 9.5: Δυνάμεις μεταξύ των κόκκων

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 **μόνον** ορθή δύναμη (N). Βεβαίως, όσο μεγαλύτερη είναι η εξωτερικώς επιβεβλημένη ορθή δύναμη (N) τόσο αυξάνει ο μέσος όρος των ορθών δυνάμεων μεταξύ των κόκκων, όπως επίσης όσο μεγαλύτερη είναι η εξωτερικώς επιβεβλημένη διατμητική δύναμη (T) τόσο αυξάνει ο μέσος όρος των διατμητικών δυνάμεων μεταξύ των κόκκων. Εάν, λοιπόν, η εξωτερικώς 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 (δηλαδή: $T_i/N_i = \tan\phi_\mu$) αυξάνει όσο αυξάνει ο λόγος T/N . Σύμφωνα με τα προηγούμενα, ακόμη και στην περίπτωση της ισότροπης συμπίεσης (οπότε $T=0$), 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 (δηλαδή στη διάσταση του δοκιμίου) εμφανίζονται με τη μορφή ισότροπης συμπίεσης του εδαφικού υλικού. 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 (απεριόριστη 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). Πειραματικές μετρήσεις δείχνουν ότι ο λόγος T_u/N κατά την αστοχία είναι **σταθερός** και μπορεί να γραφεί με τη μορφή:

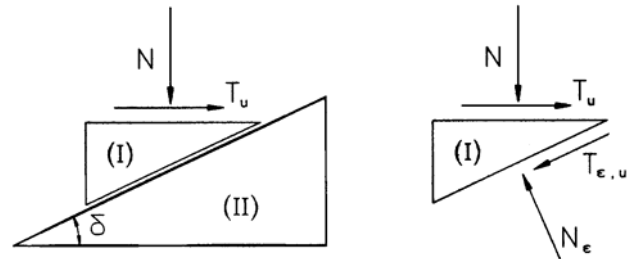
$$T_u = N \cdot \tan\phi$$

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 ισούται 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



Σχ. 9.6: Γωνία τριβής ως προς το πορώδες

κατάσταση του υλικού: π.χ. αυξάνει, όταν αυξάνει η σχετική πυκνότητα (D_r) ή, ισοδύναμα, όταν μειώνεται το πορώδες του κοκκώδους εδαφικού υλικού. Το Σχήμα 9.6 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



Σχ. 9.7: Μηχανικό ανάλογο της γωνίας τριβής

(ϕ_μ) και η **χαρακτηριστική γωνία τριβής** (ϕ_{cv}) που αντιστοιχεί στη χαλαρότερη δυνατή διάταξη των κόκκων (δηλαδή στη μέγιστη τιμή του πορώδους). Το μηχανικό ανάλογο που παρουσιάζεται στο Σχήμα 9.7 καθιστά σαφή τη διαφορά μεταξύ των γωνιών (ϕ) και (ϕ_μ): σε δύο "τριγωνικούς κόκκους" επιβάλλονται οι εξωτερικές δυνάμεις (N) και (T_u), έτσι ώστε να επιτευχθεί μακροσκοπική αστοχία του υλικού, οπότε:

$$T_u = N \cdot \tan \phi \quad (9.1)$$

όπου ϕ είναι η γωνία τριβής του "εδαφικού υλικού". Στο μηχανικό ανάλογο του σχήματος η αστοχία εκφράζεται με ολίσθηση κατά μήκος της κεκλιμένης επιφάνειας επαφής μεταξύ των κόκκων, οπότε:

$$T_{\varepsilon,\mu} = N_\varepsilon \cdot \tan \phi_\mu \quad (9.2)$$

όπου ϕ_μ είναι η πραγματική γωνία τριβής του υλικού των κόκκων. Επιπλέον, οι στερεοστατικές εξισώσεις ισορροπίας του κόκκου (I) υπό την επίδραση των δυνάμεων N , T_u , N_ε , $T_{\varepsilon,\mu}$ δίνουν:

$$N_\varepsilon = N \cos \delta + T_u \sin \delta \quad (9.3a)$$

$$T_{\varepsilon,\mu} = T_u \cos \delta - N \sin \delta \quad (9.3b)$$

και με απαλοιφή των N_ε , $T_{\varepsilon,\mu}$ μεταξύ των σχέσεων (9.2) και (9.3) προκύπτει:

$$T_u = N \cdot \tan(\phi_\mu + \delta) \quad (9.4)$$

Τελικώς, οι σχέσεις (9.1) και (9.4) δίνουν:

$$\phi = \phi_\mu + \delta \quad (9.5)$$

δηλαδή η (μακροσκοπική) γωνία τριβής του εδαφικού υλικού (ϕ) ισούται με το άθροισμα της πραγματικής γωνίας τριβής του υλικού των κόκκων (ϕ_μ) και της γωνίας δ (κλίση της πραγματικής επιφάνειας ολίσθησης ως προς το επίπεδο της εξωτερικώς επιβεβλημένης διατμητικής δύναμης). Στην προκειμένη περίπτωση $\delta > 0$, οπότε η μακροσκοπική διατμητική αντοχή του υλικού είναι μεγαλύτερη από την πραγματική διατμητική αντοχή της επαφής μεταξύ των κόκκων. Στην περίπτωση που η επιφάνεια ολίσθησης είναι οριζόντια ($\delta = 0$) τότε: $\phi = \phi_\mu$, ενώ αν η επιφάνεια ολίσθησης έχει αρνητική κλίση ($\delta < 0$) τότε: $\phi < \phi_\mu$. Η εξίσωση (9.5) έχει την ακόλουθη ενεργειακή εξήγηση: κατά την ολίσθηση του κόκκου (I) ως προς τον (II) η σχετική κίνηση γίνεται κατά μήκος του κεκλιμένου επιπέδου (με γωνία δ). Στην περίπτωση αυτή η οριζόντια δύναμη (T_u) παράγει έργο και η κατακόρυφη δύναμη (N) απορροφά έργο, ενώ αν η κίνηση γινόταν σε οριζόντιο επίπεδο έργο θα παρήγαγε μόνον η οριζόντια δύναμη (T_u). Η κίνηση σε κεκλιμένο επίπεδο προκαλεί εκτός από την ολίσθηση (διατμητική παραμόρφωση) και **διόγκωση του εδαφικού στοιχείου** (αύξηση του ύψους του), κατά την οποία η ορθή δύναμη (N) απορροφά έργο. Το πρόσθετο έργο της ορθής δύναμης λόγω διόγκωσης του εδαφικού στοιχείου εκφράζεται με την αυξημένη (κατά δ) γωνία τριβής. Αντίθετα, αν η γωνία (δ) είναι αρνητική τότε το ύψος του δοκιμίου

μειώνεται, δηλαδή το δοκίμιο συμπιέζεται και η ορθή δύναμη παράγει έργο. Στην περίπτωση αυτή η συμπίεση του δοκιμίου εκφράζεται με μείωση (κατά δ) της γωνίας τριβής.

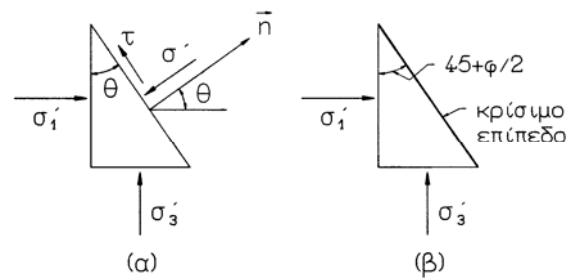
Στα προηγούμενα θεωρήθηκε ότι ο λόγος T_u/N είναι σταθερός, δηλαδή ότι η γωνία τριβής (ϕ) των κοκκωδών εδαφών είναι ανεξάρτητη από την επιβαλλόμενη ορθή δύναμη (N). Τούτο είναι ακριβές για μικρές μεταβολές της ορθής δύναμης (τάσης), ενώ για μεγαλύτερες μεταβολές εργαστηριακές μετρήσεις αποδεικνύουν ότι η γωνία (ϕ) μειώνεται ελαφρά με την αύξηση της ορθής τάσης. Η μείωση αυτή πρέπει να οφείλεται (τουλάχιστον μερικώς) σε αντίστοιχη μείωση της πραγματικής γωνίας τριβής (ϕ_μ), λόγω εξομάλυνσης των επαφών μεταξύ των κόκκων (θραύσης των γωνιών) στις υψηλότερες ορθές τάσεις. Η ανωτέρω μείωση της γωνίας (ϕ) είναι μικρή στο εύρος των ορθών τάσεων που συνήθως εμφανίζονται στα πρακτικά προβλήματα και κατά συνέπεια μπορεί να αμεληθεί στις περισσότερες περιπτώσεις.

9.3 Νόμοι Αστοχίας των Εδαφικών Υλικών

Στα επόμενα εξετάζεται χωριστά η συμπεριφορά των κοκκωδών (αμμωδών) και των συνεκτικών (αργίλικών) εδαφών.

9.3.1 Κοκκώδη εδάφη

Στο εδάφιο αυτό προσδιορίζονται οι κρίσιμοι συνδυασμοί των τάσεων που αντιστοιχούν σε καταστάσεις αστοχίας στα κοκκώδη εδάφη. Στα εδάφη αυτά η αστοχία συμβαίνει με γενικευμένη ολίσθηση μεταξύ των κόκκων και μακροσκοπικά εμφανίζεται σαν σχετική ολίσθηση (κίνηση) σε κάποιο επίπεδο, το οποίο ονομάζεται **επίπεδο αστοχίας**. Το Σχήμα 9.8 παρουσιάζει την κατάσταση αστοχίας ενός εδαφικού στοιχείου. Εάν σ' είναι η ενεργός ορθή τάση στο επίπεδο αστοχίας και τ η αντίστοιχη διατμητική τάση, σε αναλογία με τα προηγούμενα (εξίσωση 9.1) μπορεί να γραφεί ο ακόλουθος **νόμος αστοχίας** (νόμος Coulomb), που καθορίζει τους κρίσιμους συνδυασμούς αστοχίας των ενεργών τάσεων:



Σχ. 9.8: Αστοχία κοκκωδών εδαφών

Εάν σ' είναι η ενεργός ορθή τάση στο επίπεδο αστοχίας και τ η αντίστοιχη διατμητική τάση, σε αναλογία με τα προηγούμενα (εξίσωση 9.1) μπορεί να γραφεί ο ακόλουθος **νόμος αστοχίας** (νόμος Coulomb), που καθορίζει τους κρίσιμους συνδυασμούς αστοχίας των ενεργών τάσεων:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \phi \quad (9.6)$$

όπου ϕ είναι η γωνία τριβής του εδαφικού υλικού. Συνεπώς, αν σε **όλα** τα επίπεδα του εδαφικού στοιχείου οι ορθές και διατμητικές τάσεις σ' , τ είναι τέτοιες ώστε:

$$\tau - \sigma' \cdot \tan \phi < 0$$

το εδαφικό στοιχείο **δεν** αστοχεί. Αν, αντίθετα, σε **κάποιο** επίπεδο του εδαφικού στοιχείου ισχύει:

$$\tau - \sigma' \cdot \tan \phi = 0$$

το εδαφικό στοιχείο αστοχεί και μάλιστα η αστοχία (γενικευμένη ολίσθηση) συμβαίνει στο επίπεδο αυτό. Τέλος, η περίπτωση $\tau - \sigma' \cdot \tan \phi > 0$ δεν είναι δυνατόν να συμβεί, επειδή το υλικό θα έχει ήδη αστοχήσει.

Κατά το νόμο του Coulomb (εξίσωση 9.6) 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:

$$\tau'_u = \sigma' \cdot \tan \phi$$

οπότε το εδαφικό στοιχείο αστοχεί όταν σε κάποιο επίπεδο (το 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. Θα πρέπει να τονισθεί ότι, κατά το νόμο του Coulomb για τα κοκκώδη 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 (είναι ίσος με $\tan \phi$).

Μία άλλη συνέπεια του νόμου του Coulomb για τα κοκκώδη εδάφη είναι ότι η διατμητική τους αντοχή μηδενίζεται όταν μηδενισθεί η ορθή τάση. Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο Κεφάλαιο, 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 (9.6) 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. Στα επόμενα δίνεται μια περισσότερο εύχρηστη έκφραση του νόμου αστοχίας του Coulomb. Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάστηκαν οι σχέσεις που εκφράζουν την ορθή και διατμητική τάση σε τυχόν επίπεδο που σχηματίζει γωνία θ ως προς το επίπεδο της μέγιστης κύριας τάσης (σ'_1) (βλέπε Σχήμα 9.8α) και είναι παράλληλο με τον άξονα της σ'_2 . Οι σχέσεις αυτές είναι:

$$\sigma'(\theta) = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau(\theta) = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin 2\theta$$

οπότε:

$$f(\theta) \equiv \tau - \sigma' \cdot \tan \phi = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right) (\sin 2\theta - \cos 2\theta \cdot \tan \phi) - \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right) \tan \phi \quad (9.7)$$

Το δυσμενέστερο επίπεδο για να συμβεί ολίσθηση (αστοχία) είναι εκείνο στο οποίο η τιμή της f γίνεται **μέγιστη**, δηλαδή εκείνο στο οποίο:

$$\frac{\partial f}{\partial \theta} = 0$$

Με παραγωγή της σχέσης (9.7) προκύπτει η εξίσωση:

$$1 + \tan 2\theta \cdot \tan \phi = 0$$

η οποία επιλύεται ως προς θ και δίνει:

$$\theta = \theta_{cr} = 45 + \frac{\phi}{2}$$

δηλαδή το δυσμενέστερο επίπεδο για να αστοχήσει είναι αυτό που σχηματίζει γωνία $45 + \phi/2$ ως προς το επίπεδο της σ'_1 (Σχήμα 9.8β). Στο επίπεδο αυτό η τιμή της f υπολογίζεται από τη σχέση (9.7) και είναι:

$$f(\theta_{cr}) = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{1}{\cos \phi} - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \right\}$$

Αστοχία στο επίπεδο αυτό συμβαίνει, αν $f = 0$, δηλαδή αν:

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \cos \phi$$

ή, ισοδύναμα:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (9.8)$$

Η σχέση αυτή εκφράζει τους κρίσιμους συνδυασμούς των κύριων ενεργών τάσεων που οδηγούν σε αστοχία και είναι ισοδύναμη με το νόμο αστοχίας του Coulomb (εξίσωση 9.6).

Η γραφική παράσταση του νόμου αστοχίας του Coulomb φαίνεται στο Σχήμα 9.9, είναι ευθεία με κλίση ϕ και ονομάζεται **περιβάλλουσα Coulomb** ή περιβάλλουσα αστοχίας. Από την εξίσωση (9.8) προκύπτει ότι, όταν ο κύκλος Mohr που παριστάνει την εντατική κατάσταση σε ένα σημείο του εδάφους εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας (όπως 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:

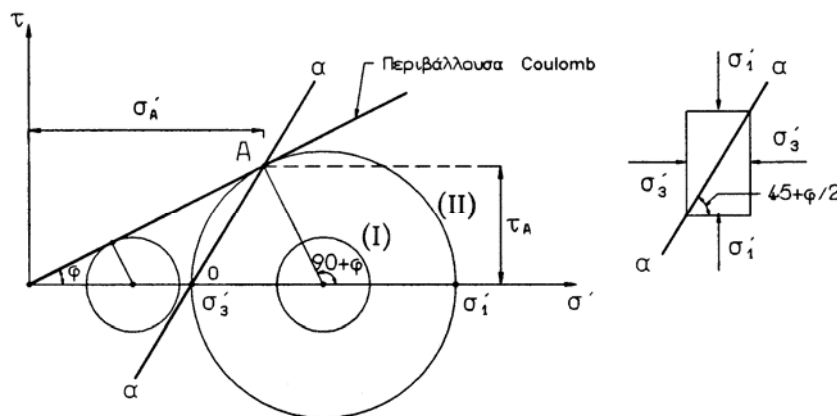
$$\tau_A = \sigma'_A \cdot \tan \phi$$

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**.

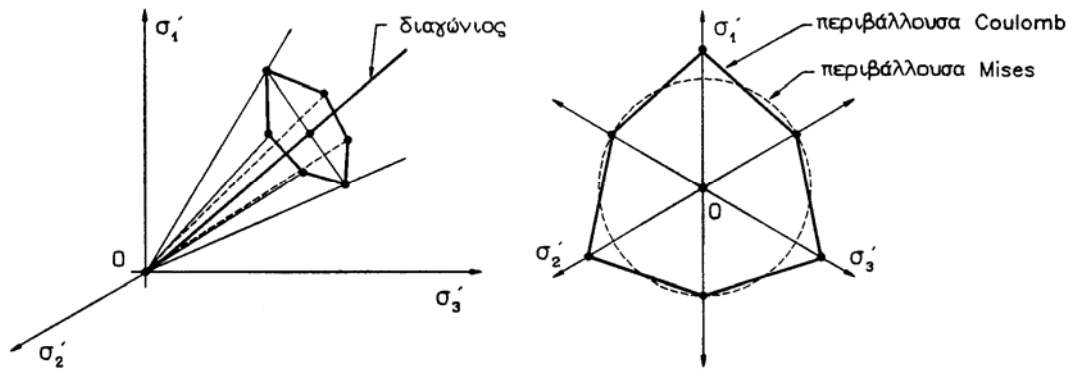
Γενικότερα, η περιβάλλουσα Coulomb έχει τις εξής ιδιότητες:

1. Όταν η εντατική κατάσταση σε ένα σημείο του εδάφους (εδαφικό 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 (όπως ο κύκλος II), τότε το εδαφικό στοιχείο αστοχεί και μάλιστα η ολίσθηση συμβαίνει κατά μήκος ενός επιπέδου (α) 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.

Η εξίσωση (9.8), που εκφράζει τη συνθήκη αστοχίας κατά Coulomb, προέκυψε μόνο με τη θεώρηση επιπέδων που είναι παράλληλα προς τον άξονα της σ'_2 και συνεπώς



Σχ. 9.9: Περιβάλλουσα αστοχίας Coulomb σε άμμο



Σχ. 9.10: Κριτήριο αστοχίας Coulomb σε άμμους

η μαθηματική της έκφραση δεν περιλαμβάνει την ενδιάμεση συνιστώσα των τάσεων σ'_2 . Εφόσον η τάση σ'_2 έχει τιμή μεταξύ των σ'_1 και σ'_3 , η ανωτέρω παραδοχή είναι ακριβής. Στη γενική, όμως, περίπτωση κατά την οποία δεν γίνεται καμία παραδοχή ως προς τα σχετικά μεγέθη των κυρίων τάσεων, οι κρίσιμοι συνδυασμοί αστοχίας παριστάνονται γραφικά στον τριδιάστατο χώρο των κυρίων τάσεων $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ με τη στρεβλή εξάπλευρη πυραμίδα που έχει κορυφή στην αρχή των αξόνων και φαίνεται στο Σχήμα 9.10. Από το σχήμα αυτό προκύπτει ότι τα εδαφικά υλικά δεν μπορούν να οδηγηθούν σε αστοχία με ισότροπη συμπίεση. Πράγματι, η τασική διαδρομή της ισότροπης συμπίεσης αντιστοιχεί στη διαγώνιο του χώρου των κυρίων τάσεων ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$), η οποία **δεν** τέμνει την περιβάλλουσα αστοχίας του Coulomb.

Τέλος, η αντοχή των κοκκωδών 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 πραινές επειδή στο μέτωπό του η ορθή πίεση είναι μηδέν (ατμοσφαιρική), οπότε η αντοχή του είναι μηδέν και το πραινές 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 (παράδειγμα: οι παιδικοί πύργοι στην άμμο της παραλίας). Το φαινόμενο αυτό οφείλεται στις τριχοειδείς δυνάμεις που δημιουργούν οι μηνίσκοι του νερού στα κενά της μερικώς κορεσμένης άμμου. Η πίεση του νερού (u) στο εσωτερικό των μηνίσκων είναι αρνητική και, επειδή η ολική τάση είναι μηδέν (ατμοσφαιρική), κατά τον ορισμό των ενεργών τάσεων: $\sigma' = \sigma - u = -u = 0$, δηλαδή η ενεργός τάση είναι θετική και μάλιστα ίση και αντίθετη με την αρνητική πίεση του νερού των μηνίσκων (η οποία μπορεί να είναι πολύ μεγάλη ιδιαίτερα σε λεπτόκοκκες άμμους). Η ενεργός αυτή τάση προσδίνει διατμητική αντοχή στην άμμο και έτσι μπορεί να στέκεται σε κατακόρυφο μέτωπο. Όταν όμως η άμμος ξηρανθεί, οι μηνίσκοι εξαφανίζονται, οπότε η ενεργός τάση μηδενίζεται και μαζί της μηδενίζεται και η διατμητική αντοχή (οι πύργοι στην άμμο καταρρέουν...).

9.3.2 Συνεκτικά εδάφη

Στα συνεκτικά ή αργιλικά εδάφη η διατμητική αντοχή οφείλεται αφενός μεν στη μηχανική τριβή μεταξύ των κόκκων, αφετέρου δε στην πραγματική συγκόλληση (συνοχή) των κόκκων. Η συνοχή αυτή αναπτύσσεται είτε λόγω της πραγματικής σιμέντωσης μεταξύ των κόκκων είτε, γενικότερα, λόγω ηλεκτροχημικών δυνάμεων συνάφειας μεταξύ των προσροφημένων διπλών στρώσεων και των αργιλικών πλακιδίων. Αντίθετα, στα κοκκώδη εδάφη η διατμητική αντοχή οφείλεται αποκλειστικά στη μηχανική τριβή μεταξύ των κόκκων. Από τα ανωτέρω 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 παρουσιάζουν (όχι όμως πάντοτε, όπως θα αναφερθεί στα επόμενα) **πραγματική συνοχή** και έτσι εμφανίζουν διατμητική αντοχή ακόμη και όταν η ορθή τάση είναι μηδέν (παραδείγμα: τα κατακόρυφα πρηνή ύψους αρκετών μέτρων σε αργιλικά εδάφη κατά τις εκσκαφές για την κατασκευή υπογείων χώρων).

Εργαστηριακές μετρήσεις της διατμητικής αντοχής συνεκτικών εδαφών (όπως π.χ. τα κλασσικά πειράματα του Hvorslev στην άργιλο Wiener Tegel) οδηγούν στην ακόλουθη έκφραση του **νόμου αστοχίας** των αργιλικών εδαφών:

$$\tau = c + \sigma' \cdot \tan \phi \tag{9.9}$$

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 θα αναφερθεί στα επόμενα). Όπως στις άμμους έτσι και στις αργίλους, όταν η διατμητική τάση (τ) σε **όλα** τα επίπεδα ενός εδαφικού στοιχείου είναι μικρότερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη διατμητική αντοχή ($\tau_u \equiv c + \sigma' \cdot \tan \phi$), το εδαφικό στοιχείο δεν αστοχεί. Αντίθετα, αν σε **κάποιο** επίπεδο του εδαφικού στοιχείου η διατμητική τάση είναι ίση με τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή (δηλαδή ικανοποιείται η εξίσωση 9.9), τότε το εδαφικό στοιχείο αστοχεί και μάλιστα η αστοχία εκδηλώνεται με ολίσθηση κατά μήκος του επιπέδου αυτού (επίπεδο αστοχίας). Ανάλογη διαδικασία με αυτήν που αναπτύχθηκε προηγουμένως για τα αμμώδη υλικά οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η συνάρτηση:

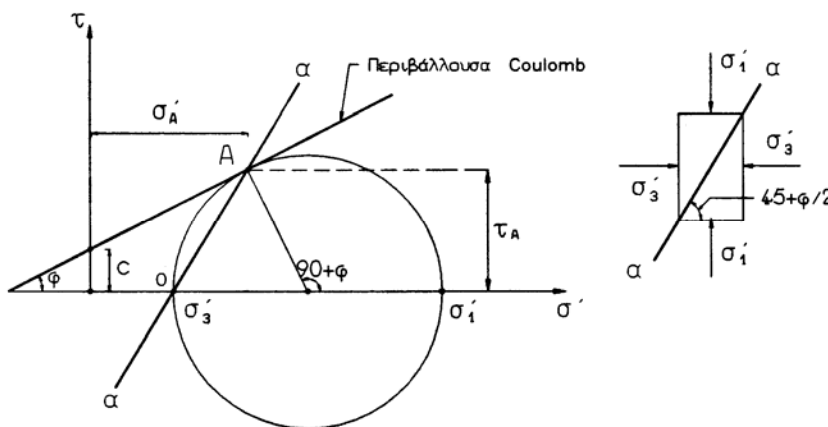
$$f(\theta) = \tau - \{c + \sigma' \cdot \tan \phi\}$$

έχει και πάλι μέγιστη τιμή, όταν:

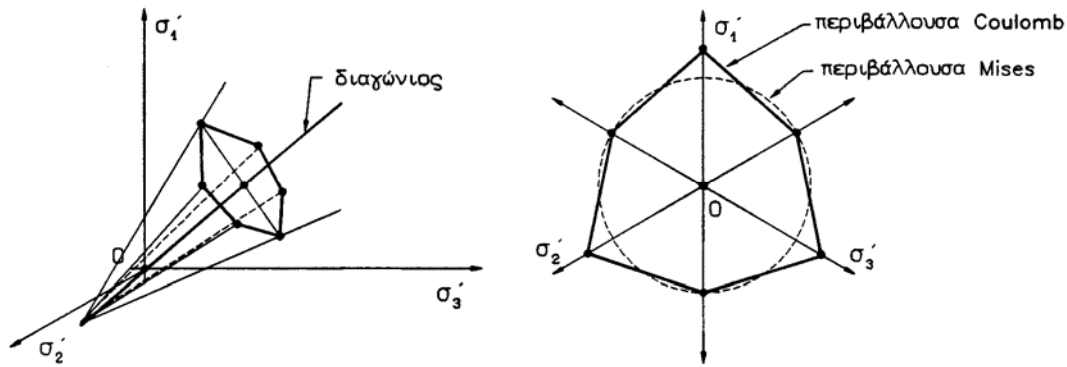
$$\theta = \theta_{cr} = 45 + \frac{\phi}{2}$$

δηλαδή το κρίσιμο επίπεδο (επίπεδο αστοχίας) σχηματίζει και πάλι γωνία θ_{cr} ως προς το επίπεδο της μέγιστης κύριας τάσης. Τέλος, η εξίσωση $f(\theta_{cr}) = 0$ καταλήγει στην έκφραση του νόμου αστοχίας ως προς τις κύριες τάσεις (για την περίπτωση επιπέδων παράλληλων προς τον άξονα της σ'_2):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \tag{9.10}$$



Σχ. 9.11: Περιβάλλουσα αστοχίας Coulomb σε αργίλους



Σχ. 9.12: Κριτήριο αστοχίας Coulomb σε αργίλους

η οποία είναι ισοδύναμη με την (9.9). Η γραφική παράσταση του νόμου αστοχίας για συνεκτικά εδάφη φαίνεται στο Σχήμα 9.11 (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 Mohr, αναπτύσσεται ο κρίσιμος συνδυασμός ορθής και διατμητικής τάσης που ικανοποιεί τις σχέσεις (9.9) και (9.10) και συνεπώς το επίπεδο αυτό είναι επίπεδο αστοχίας.

Όπως και στην περίπτωση των αμμωδών εδαφών, η σχέση (9.10) που εκφράζει το νόμο αστοχίας συναρτήσει των κυρίων τάσεων αναφέρεται μόνο σε επίπεδα παράλληλα προς τον άξονα της σ_2' , επειδή θεωρεί ότι η τάση σ_2' είναι η ενδιάμεση κύρια τάση. Για την περίπτωση τυχαίας διάταξης των κυρίων τάσεων η γενική έκφραση του νόμου αστοχίας παριστάνεται γραφικά με τη στρεβλή εξάπλευρη πυραμίδα που φαίνεται στο Σχήμα 9.12. Η κορυφή της πυραμίδας συνήθως ταυτίζεται με την αρχή των αξόνων, επειδή τα αργιλικά εδάφη συνήθως εμφανίζουν συνοχή. Και στην περίπτωση των αργιλικών εδαφών ένα στοιχείο δεν αστοχεί όταν καταπονηθεί σε ισότροπη συμπίεση (τασική διαδρομή κατά μήκος της διαγωνίου).

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

1. 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} και ονομάζεται **γωνία τριβής της κανονικά στερεοποιημένης άργιλου**.
2. Οι υπερστερεοποιημένες άργιλοι, οι άργιλοι δηλαδή που έχουν υποβληθεί στο παρελθόν σε "συμπύεση" (τάση προστερεοποίησης) μεγαλύτερη από αυτή στην οποία υποβάλλονται κατά τη δοκιμή προσδιορισμού των παραμέτρων διατμητικής αντοχής, εμφανίζουν μη-μηδενική συνοχή και γωνία τριβής ϕ_{OC} 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) (ή ισοδύναμα τη φυσική υγρασία) και μάλιστα αυξάνει όσο μειώνεται ο δείκτης πόρων. Ειδικότερα, ο Hvorslev πρότεινε μια σχέση της μορφής:

$$c = c(e) = a \cdot \exp\left(\frac{e_0 - e}{\lambda}\right)$$

όπου α , e_o , λ είναι σταθερές του υλικού. Η σχέση αυτή παριστάνεται με μία ευθεία σε διάγραμμα (e , $\log c$). Θα πρέπει να σημειωθεί ότι, λόγω της μικρής συμπιεστότητας των υπερστερεοποιημένων αργίλων, το εύρος διακύμανσης των τιμών του δείκτη πόρων (e) είναι μικρό και συνεπώς η συνοχή δεν μεταβάλλεται σημαντικά. Δεδομένης δε και της τυχαίας μεταβλητότητας των εδαφικών υλικών στις συνήθεις εφαρμογές, συχνά θεωρείται ότι η συνοχή είναι σταθερή.

Συνοψίζοντας, στις πρακτικές εφαρμογές συνήθως γίνονται οι εξής παραδοχές:

α) Κανονικά στερεοποιημένες άργιλοι: $c = 0$, $\phi = \phi_{NC} = \text{σταθ.}$

β) Υπερστερεοποιημένες άργιλοι: $c = \text{σταθ.}$, $\phi = \phi_{OC} = \text{σταθ.}$

όπου: $\phi_{OC} < \phi_{NC}$.

9.4 Εργαστηριακές Δοκιμές Μέτρησης της Διατμητικής Αντοχής των Εδαφών

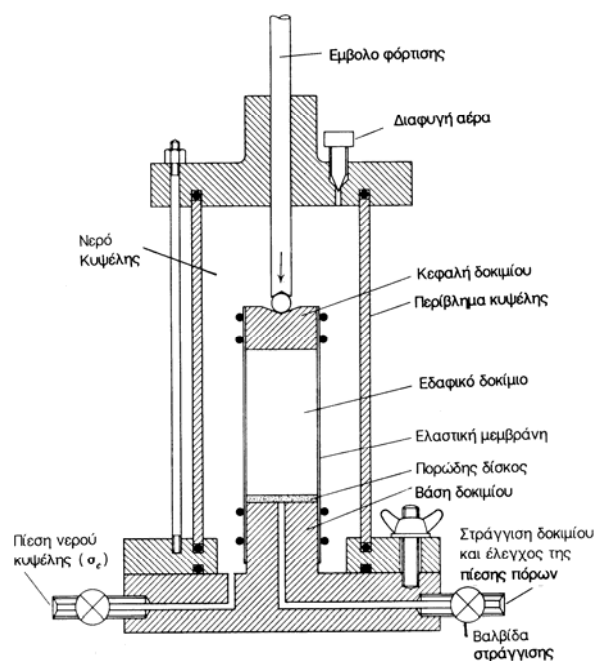
9.4.1 Εισαγωγή

Στο εδάφιο αυτό περιγράφονται συνοπτικά οι κυριότερες εργαστηριακές δοκιμές που χρησιμοποιούνται για τη μέτρηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής των εδαφών. Επειδή κατά τις δοκιμές αυτές καταγράφεται και η συμπεριφορά των δοκιμίων πριν από την αστοχία, προσδιορίζονται συνήθως και τα χαρακτηριστικά παραμορφωσιμότητας των εδαφών, όπως η συμπιεστότητα και οι παράμετροι της στερεοποίησης. Οι κυριότερες δοκιμές μέτρησης της διατμητικής αντοχής των εδαφών είναι:

1. Η κυλινδρική τριαξονική φόρτιση.
2. Η δοκιμή απευθείας διάτμησης.
3. Η δοκιμή απλής διάτμησης.

9.4.2 Η δοκιμή της Κυλινδρικής Τριαξονικής Φόρτισης

Το Σχήμα 9.13 παρουσιάζει μια τυπική διάταξη για την εκτέλεση της δοκιμής κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης. Το κυλινδρικό εδαφικό δοκίμιο περιβάλλεται με μια (αδιαπέρατη) ελαστική μεμβράνη, ενώ στη βάση και στην κεφαλή του είναι τοποθετημένοι άκαμπτοι πορώδεις δίσκοι. Το δοκίμιο τοποθετείται στο εσωτερικό μιας κυλινδρικής κυψέλης, η οποία στη συνέχεια πληρώνεται με νερό που μπορεί να τεθεί υπό ελεγχόμενη πίεση. Τέλος, το έμβολο στο κέντρο της κυψέλης μπορεί να κινηθεί στην κατακόρυφη διεύθυνση και να συμπίεσει το δοκίμιο, αν του επιβληθεί μια κατάλληλη εξωτερική φόρτιση. Αν z είναι ο κατακόρυφος άξονας του



Σχ. 9.13: Συσσκευή κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης

συστήματος, στο κυλινδρικό εδαφικό δοκίμιο μπορεί να επιβληθεί η εξής εντατική κατάσταση:

1. Στην περιφέρεια του δοκιμίου ασκείται η πίεση του νερού της κυψέλης (ορθή τάση), δηλαδή $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_c$, όπου σ_c είναι η πίεση του νερού της κυψέλης.
2. Η εξωτερική δύναμη που ασκείται στο έμβολο (αλλά και η πίεση του νερού της κυψέλης, η οποία εφαρμόζεται και στην κεφαλή του δοκιμίου) επιβάλλουν στο δοκίμιο μια κατακόρυφη ορθή τάση σ_z ($\sigma_z \geq \sigma_c$).

Σύμφωνα με τα παραπάνω, υπό ορισμένες προϋποθέσεις¹, η εντατική κατάσταση στο δοκίμιο είναι ομοιόμορφη και αξονοσυμμετρική και οι κύριοι άξονες των τάσεων (αλλά και των παραμορφώσεων) είναι παράλληλοι με τους άξονες του δοκιμίου. Επιπλέον, οι συνθήκες φόρτισης στο έμβολο είναι τέτοιες, ώστε η μέγιστη κύρια τάση (σ_1) είναι κατακόρυφη (δηλαδή ασκείται σε οριζόντιο επίπεδο), ενώ οι δύο άλλες κύριες τάσεις είναι ίσες μεταξύ τους ($\sigma_2 = \sigma_3$) και ασκούνται σε κατακόρυφα επίπεδα.

Ένα ιδιαίτερο χαρακτηριστικό της δοκιμής της κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης είναι ο **έλεγχος της στράγγισης και της υδατικής πίεσης στο εσωτερικό του δοκιμίου**. Στο Σχήμα 9.13 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 με ένα 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, όμως, 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.

Ειδικότερα:

1. Εάν η βαλβίδα στράγγισης που επιτρέπει την επικοινωνία του εσωτερικού του δοκιμίου με το σύστημα ελέγχου της πίεσης πόρων είναι **κλειστή**, παρεμποδίζεται η διαφυγή νερού από το εσωτερικό του δοκιμίου (ή η εισρόφηση νερού από το δοκίμιο), οπότε η παραμόρφωση του εδάφους γίνεται υπό σταθερό όγκο. Ο τύπος αυτός της φόρτισης ονομάζεται **αστράγγιστη φόρτιση** ή φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες, επειδή η στράγγιση του δοκιμίου παρεμποδίζεται. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι, εφόσον κατά τη δοκιμή παρεμποδίζεται η στράγγιση του δοκιμίου, η υδατική πίεση πόρων στο εσωτερικό του δοκιμίου μεταβάλλεται ώστε να ικανοποιηθεί η συνθήκη της μή-μεταβολής του όγκου. Ο αγωγός στράγγισης συνήθως συνδέεται με ένα καταγραφέα της υδατικής πίεσης (pore pressure transducer), με τον οποίο μετράται η μεταβαλλόμενη υδατική πίεση στο εσωτερικό του δοκιμίου. Η μέτρηση της υδατικής πίεσης είναι απαραίτητη για τον υπολογισμό των ενεργών τάσεων του δοκιμίου ($\sigma'_i = \sigma_i - u$) από τις οποίες, ως γνωστόν, εξαρτάται η διατμητική αντοχή.
2. Εάν η βαλβίδα στράγγισης διατηρείται **ανοικτή**, 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

¹κατακορυφότητα του δοκιμίου, κεντρική εφαρμογή του αξονικού φορτίου, περιορισμένη τριβή μεταξύ δοκιμίου και πορωδών δίσκων και τέλος, αρχικώς ισότροπη συμπεριφορά του εδαφικού δείγματος ή τουλάχιστον ανισότροπη με τους κύριους άξονες ανισοτροπίας παράλληλους με τους άξονες του δοκιμίου

δοκιμίου. 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 (σ_c), αλλιώς η ελαστική μεμβράνη που περιβάλλει το δοκίμιο θα φουσκώσει, επειδή στο εσωτερικό της επιβάλλεται πίεση μεγαλύτερη απ' ό,τι 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. Ειδικότερα, αν κατά τη φόρτιση του δοκιμίου το εδαφικό υλικό τείνει να **συμπιεσθεί** (δηλαδή να μειωθεί ο όγκος του), εφόσον το δοκίμιο είναι κορεσμένο, η μείωση του όγκου θα συνοδευθεί από τη διαφυγή ίσου όγκου νερού των πόρων διαμέσου του αγωγού στράγγισης προς τον εξωτερικό χώρο. Στην περίπτωση που η φόρτιση είναι αρκετά ταχεία και δεν διατίθεται επαρκής χρόνος για τη διαφυγή του νερού των πόρων, οι υδατικές πιέσεις στο εσωτερικό του δοκιμίου θα αυξηθούν, με συνέπεια η στράγγιση του δοκιμίου να μην είναι πλήρης. Αν, αντίθετα, κατά τη φόρτιση του δοκιμίου το εδαφικό υλικό τείνει να **διογκωθεί** (δηλαδή να αυξηθεί ο όγκος του), τότε το δοκίμιο θα εισροφήσει νερό από τον εξωτερικό χώρο διαμέσου του αγωγού στράγγισης. Και στην περίπτωση αυτή, αν η φόρτιση είναι αρκετά ταχεία, θα δημιουργηθούν υποπίεσεις στο εσωτερικό του δοκιμίου με συνέπεια την ανεπαρκή εισρόφηση νερού. Όταν η φόρτιση του δοκιμίου είναι αρκετά αργή, ώστε σε όλη τη διάρκεια της δοκιμής η πίεση πόρων στο εσωτερικό του δοκιμίου να είναι ίση με την εξωτερικώς επιβαλλόμενη στη βάση (ή/και την κεφαλή) του δοκιμίου, η φόρτιση ονομάζεται **πλήρως στραγγισμένη**.

Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις η μεταβολή του όγκου του δοκιμίου ισούται με τον όγκο του νερού που διαφεύγει ή εισρέει στο δοκίμιο, εφόσον το δοκίμιο είναι πλήρως κορεσμένο. Η μεταβολή του όγκου του δοκιμίου μετράται με κατάλληλο σύστημα συνδεδεμένο με τον αγωγό στράγγισης του δοκιμίου.

Συνοψίζοντας, τα συστήματα ελέγχου της δοκιμής κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης είναι :

1. Το σύστημα επιβολής της πλευρικής πίεσης ή **πίεσης κυψέλης** (σ_c).
2. Το σύστημα επιβολής της υδατικής πίεσης πόρων ή **αντιπίεσης πόρων** (u) στο εσωτερικό του δοκιμίου καθώς και το σύστημα μέτρησης της μεταβολής του όγκου του δοκιμίου με τη **μέτρηση του όγκου** (ΔV) του νερού που εισρέει στο δοκίμιο ή διαφεύγει από αυτό.
3. Το σύστημα επιβολής φόρτισης στο κατακόρυφο έμβολο που επιβάλλει είτε συγκεκριμένο φορτίο είτε συγκεκριμένη μετακίνηση. Κατά τη φόρτιση μετράται η **μετακίνηση του εμβόλου**, που ισούται με τη μεταβολή του μήκους του δοκιμίου, καθώς και το **φορτίο του εμβόλου**.

Η συνήθης διαδικασία εκτέλεσης της δοκιμής κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης είναι η εξής:

9.4.2.1 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. Τούτο επιτυγχάνεται συνήθως με την αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων και τη **διάλυση** της (μικρής γενικά) ποσότητας του αέρα που υπάρχει στους πόρους, επειδή η διαλυτότητα των αερίων στο νερό αυξάνει σημαντικά με την αύξηση της πίεσης (όπως στο παράδειγμα των αεριούχων αναψυκτικών που το εν διαλύσει αέριο διαφεύγει αμέσως μόλις ανοιχθεί το μπουκάλι

και μειωθεί η εσωτερική πίεση). 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.

Ο έλεγχος του βαθμού κορεσμού που έχει επιτευχθεί γίνεται με τη **μέθοδο του συντελεστή B** . Η μέθοδος αυτή βασίζεται στη μεγάλη διαφορά συμπιεστότητας μεταξύ του νερού των πόρων και του εδαφικού σκελετού, με συνέπεια, όταν σε ένα κορεσμένο εδαφικό δοκίμιο αυξηθεί ισότροπα η επιβαλλόμενη ολική πίεση (κατά $\Delta\sigma$) χωρίς μεταβολή του όγκου, η πίεση πόρων να αυξάνει ισόποσα, δηλαδή: $\Delta u = \Delta\sigma$. Όταν το δοκίμιο δεν είναι πλήρως κορεσμένο, η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων είναι μικρότερη, δηλαδή $\Delta u < \Delta\sigma$. Με βάση τα ανωτέρω μπορεί να θεωρηθεί ότι ο συντελεστής:

$$B \equiv \frac{\Delta u}{\Delta\sigma}$$

συνδέεται με το βαθμό κορεσμού (S) του δοκιμίου, με την έννοια ότι όταν το δοκίμιο είναι πλήρως κορεσμένο (δηλαδή $S = 1$) τότε $B = 1$, ενώ όσο μικρότερη είναι η μετρούμενη τιμή του B τόσο μικρότερος είναι και ο βαθμός κορεσμού. Βεβαίως, τα ανωτέρω ισχύουν σε μαλακά σχετικά εδάφη, όπου πράγματι η συμπιεστότητα του εδαφικού σκελετού είναι πολύ μεγαλύτερη από τη συμπιεστότητα του νερού των πόρων. Σε σκληρά εδάφη (ημιβράχους, σκληρές αργίλους κλπ.), στα οποία η διαφορά συμπιεστότητας σκελετού-νερού δεν είναι πολύ μεγάλη, ο συντελεστής B είναι μικρότερος της μονάδος ακόμη και όταν είναι πλήρως κορεσμένα.

Συνοψίζοντας, η μέτρηση του B γίνεται με αύξηση της πίεσης του νερού της κυψέλης κατά $\Delta\sigma_c$, ενώ διατηρείται κλειστή η βαλβίδα στράγγισης (αστράγγιστες συνθήκες) και μετράται η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων Δu , οπότε:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_c}$$

"Πλήρης" κορεσμός θεωρείται ότι έχει επιτευχθεί στα συνήθη εδάφη για τιμές του B πάνω από 0.95.

9.4.2.2 Στερεοποίηση του Δοκιμίου

Αναφέρθηκε σε προηγούμενο εδάφιο ότι η διατμητική αντοχή των εδαφών εξαρτάται από τις επιβαλλόμενες ενεργές τάσεις. Συνεπώς, 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 (Mohr) αστοχίας, 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, όμως, οι ολικές τάσεις που ασκούνται στο δοκίμιο μηδενίζονται και συνεπώς τούτο αποφορτίζεται. Δεν θα ασχοληθούμε στο σημείο αυτό με τα προβλήματα που μπορεί να δημιουργηθούν από την αναγκαστική αποφόρτιση του δοκιμίου (στερεοποίηση, μεταβολή των ενεργών τάσεων, μεταβολή του ποσοστού υγρασίας κλπ.) ούτε με τη διατάραξη που κατ' ανάγκη γίνεται κατά τη μόρφωση του κυλινδρικού δοκιμίου και τους χειρισμούς για την τοποθέτησή του στην τριαξονική κυψέλη. Πάντως, είναι επιθυμητό 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:

$$\sigma_v = \rho'gh \quad , \quad \sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v$$

Η επιβολή διαφορετικής κατακόρυφης και οριζόντιας τάσης είναι δυνατή στην τριαξονική κυψέλη, δεν είναι όμως ευχερής επειδή απαιτεί ταυτόχρονο έλεγχο του αξονικού φορτίου και της πίεσης του νερού της κυψέλης μέσω ειδικού συστήματος ανάδρασης (feedback control) ώστε να εξασφαλίζεται μηδενική πλευρική παραμόρφωση του δοκιμίου (μονοδιάστατη συμπίεση). Λόγω των δυσχερειών αυτών συνήθως επιβάλλονται ίσες κατακόρυφες και οριζόντιες τάσεις (ισότροπη φόρτιση) με αύξηση της πίεσης του νερού της κυψέλης. Ειδικότερα, επιβάλλεται μια πίεση κυψέλης (σ_c), τέτοια ώστε η αντίστοιχη ισότροπη ενεργός τάση: $\sigma'_c = \sigma_c - u$ να είναι η επιθυμητή (π.χ. ο μέσος όρος των γεωστατικών τάσεων που ασκούνται στο έδαφος).

Κατά την (απότομη) αύξηση της πίεσης της κυψέλης αναπτύσσονται υπερπίεσεις πόρων, οι οποίες βαθμιαία εκτονώνονται με τη στράγγιση του δοκιμίου (διαφυγή νερού των πόρων) από τη βάση του δοκιμίου ή/και από την κεφαλή του, εφόσον οι βαλβίδες στράγγισης διατηρούνται ανοικτές. Αυτό σημαίνει ότι λαμβάνει χώρα στερεοποίηση του εδαφικού δείγματος με ροή στην κατακόρυφη διεύθυνση και δυνατότητα στράγγισης είτε από το ένα σύνορο είτε και από τα δύο. Η ανάλυση των μετρήσεων της μεταβολής του όγκου του δοκιμίου συναρτήσει του χρόνου και ο προσδιορισμός των χαρακτηριστικών στερεοποίησης (συντελεστής στερεοποίησης c_v) γίνονται με τρόπο όμοιο με αυτόν που αναπτύχθηκε στην περίπτωση της μονοδιάστατης συμπίεσης. Με το πέρας του φαινομένου της στερεοποίησης, η υδατική πίεση στο εσωτερικό του δοκιμίου επανέρχεται στην αρχική της τιμή (ίση με την εξωτερικώς επιβαλλόμενη αντιπίεση πόρων, u_o), οπότε η ισότροπη ενεργός τάση που ασκείται στο δοκίμιο είναι:

$$\sigma'_c = \sigma_c - u_o$$

9.4.2.3 Αξονική Φόρτιση και Θραύση του Δοκιμίου

Μετά τη (συνήθως) ισότροπη στερεοποίηση του δοκιμίου, ακολουθεί το στάδιο της αξονικής φόρτισής του (διάτμησης) μέχρι τη θραύση (αστοχία). 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:

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \sigma_c \left(1 - \frac{a}{A} \right)$$

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

Η αξονική φόρτιση του δοκιμίου μέχρι τη θραύση μπορεί να γίνει είτε υπό **αστράγγιστες** είτε υπό **πλήρως στραγγισμένες** συνθήκες, όπως περιγράφεται στα επόμενα.

Κατά την **αστράγγιστη** φόρτιση η βαλβίδα στράγγισης διατηρείται κλειστή και έτσι η φόρτιση του δοκιμίου γίνεται υπό σταθερό όγκο. Αν το δοκίμιο έχει τάση για μείωση του όγκου, αναπτύσσονται (θετικές) υπερπιέσεις πόρων και οι ενεργές τάσεις μειώνονται. Αν, αντίθετα, το δοκίμιο έχει τάση για διόγκωση, αναπτύσσονται (αρνητικές) υποπιέσεις πόρων και οι ενεργές τάσεις αυξάνουν. Η ταχύτητα της αξονικής παραμόρφωσης κατά την αστράγγιστη φόρτιση δεν υπόκειται σε άλλο περιορισμό παρά μόνο πρέπει να είναι αρκετά μικρή, ώστε οι υπερπιέσεις πόρων που αναπτύσσονται στο εσωτερικό του δοκιμίου να είναι ομοιόμορφες και οι τυχόν διαφορές τους από θέση σε θέση (λόγω τριβών στα άκρα, ανομοιομορφίας του εδαφικού υλικού κλπ.) να εξισώνονται με την κίνηση του νερού των πόρων στο εσωτερικό του δοκιμίου από θέσεις μεγαλύτερης πίεσης προς θέσεις μικρότερης πίεσης.

Κατά την **πλήρως στραγγισμένη** φόρτιση η βαλβίδα στράγγισης διατηρείται ανοικτή και ο όγκος του δοκιμίου μεταβάλλεται με την ελεύθερη διαφυγή νερού των πόρων ή την εισροή νερού στους πόρους. Η φόρτιση του δοκιμίου πρέπει να είναι αρκετά αργή, ώστε οι υπερπιέσεις πόρων που τείνουν να αναπτυχθούν να εκτονώνονται με στερεοποίηση του δοκιμίου και πλήρη στράγγιση του νερού των πόρων διαμέσου της βαλβίδας στράγγισης. Στην περίπτωση που επιτυγχάνεται πλήρης στράγγιση του δοκιμίου, η πίεση πόρων (u) στο εσωτερικό του δοκιμίου είναι σταθερή και ίση με την εξωτερικώς επιβαλλόμενη αντιπίεση πόρων (u_o), οπότε ισχύει:

$$\sigma'_1 = \sigma_{11} - u_o \quad , \quad \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_c = \sigma_c - u_o$$

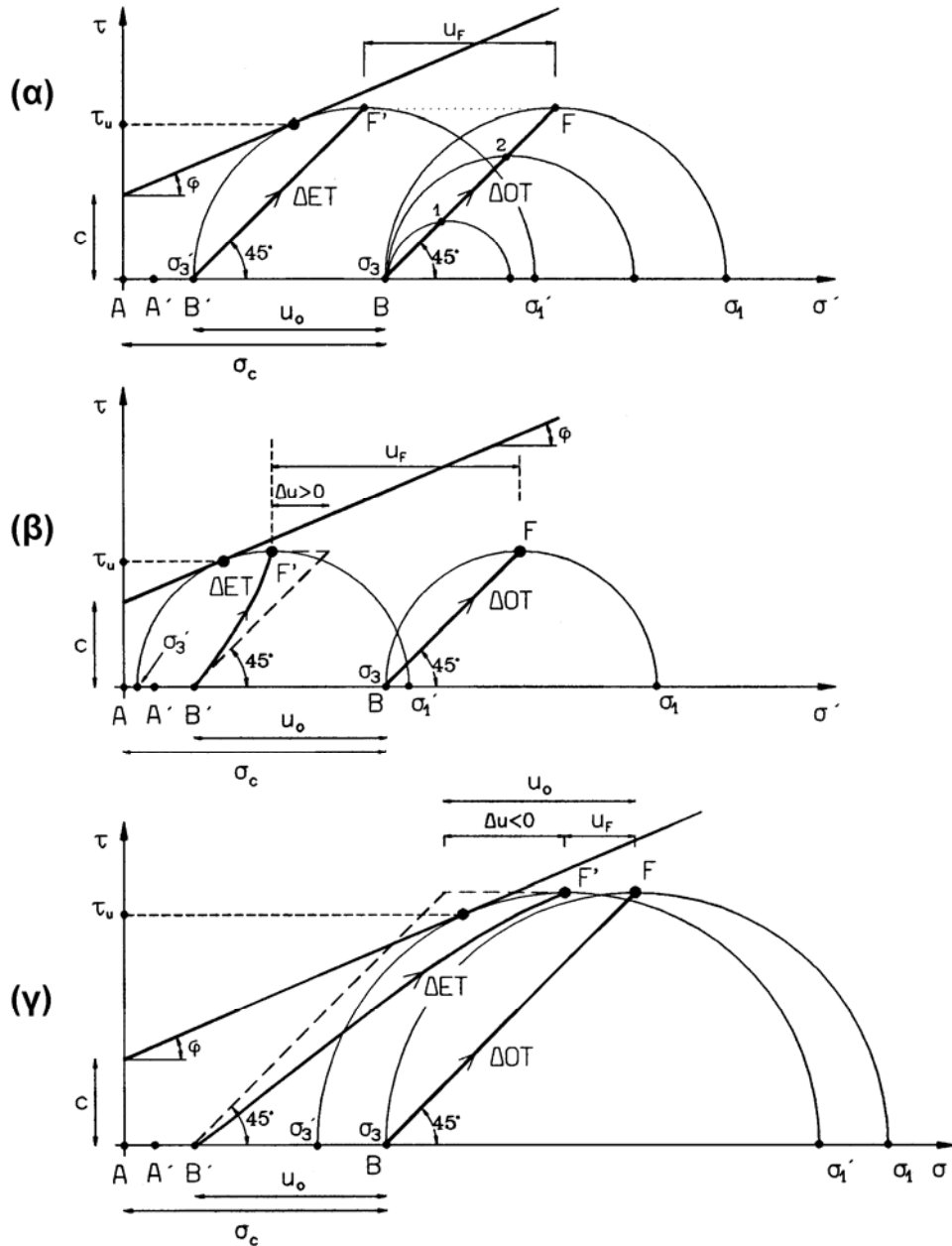
Αν η ταχύτητα φόρτισης δεν είναι αρκετά μικρή, στο εσωτερικό του δοκιμίου αναπτύσσονται υπερπιέσεις πόρων, το μέγεθος των οποίων δεν είναι γνωστό λόγω μερικής μόνο στράγγισης του δοκιμίου, ενώ στη βάση του δοκιμίου συνεχίζει να επιβάλλεται η γνωστή αντιπίεση πόρων. Επομένως, οι ενεργές τάσεις δεν μπορούν να υπολογισθούν και η δοκιμή δεν είναι ερμηνεύσιμη.

Τόσο κατά την αστράγγιστη όσο και κατά την πλήρως στραγγισμένη φόρτιση η αξονική τάση σ_1 αυξάνει με την παραμόρφωση του δοκιμίου με βαθμιαία, όμως, μειούμενο ρυθμό και τελικώς το δοκίμιο παραμορφώνεται χωρίς περαιτέρω αύξηση της σ_1 (και συχνά με μείωση της σ_1), όπως ποιοτικά παρουσιάζεται στο Σχήμα 9.1. Η κατάσταση στην οποία επιτυγχάνεται η μέγιστη τιμή της σ_1 ορίζεται συμβατικά ως η **κατάσταση αστοχίας** του δοκιμίου. Οι μετρήσεις που λαμβάνονται κατά τη διάρκεια της αξονικής φόρτισης του δοκιμίου μπορούν να παρασταθούν γραφικά με τη μορφή των εξής καμπύλων:

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 ($\Delta \varepsilon_{vol}$) ως προς την αξονική παραμόρφωση (ε_1) στην περίπτωση της πλήρως στραγγισμένης φόρτισης.

Η μορφή των παραπάνω καμπύλων 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). Τυπικές μορφές των ανωτέρω καμπύλων για διάφορους τύπους εδαφών παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 10.

Το Σχήμα 9.14 παρουσιάζει τις διαδρομές ενεργών τάσεων (ΔET), τις διαδρομές ολικών τάσεων (ΔOT) και τούς κύκλους Mohr ολικών και ενεργών τάσεων κατά την αστοχία για (α) μια πλήρως στραγγισμένη φόρτιση, (β) μια αστράγγιστη



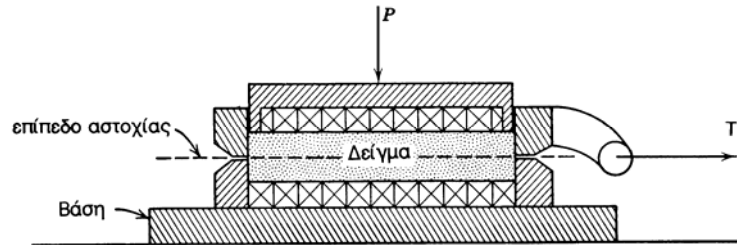
Σχ. 9.14: Διαδρομές τάσεων κατά την τριαξονική δοκιμή

φόρτιση κατά την οποία αναπτύσσονται (θετικές) υπερπίεσεις πόρων και (γ) μια αστράγγιστη φόρτιση κατά την οποία αναπτύσσονται (αρνητικές) 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 στερεοποίησης (πίεση κυψέλης σ_c , αντιπίεση πόρων u_o) 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 τρία σχήματα θεωρήθηκε η ίδια περιβάλλουσα αστοχίας και η ίδια αρχική κατάσταση του δοκιμίου, ώστε οι ΔΕΤ να είναι συγκρίσιμες. Παρά ταύτα, η διατμητική αντοχή (που εκφράζεται από τη διατμητική τάση τ_u στο επίπεδο αστοχίας) είναι διαφορετική στις τρεις δοκιμές και μάλιστα είναι μέγιστη στη δοκιμή (γ) και ελάχιστη στη δοκιμή (β). Τούτο οφείλεται στο διαφορετικό μέγεθος των πιέσεων πόρων (u_F) 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).

9.4.3 Η Δοκιμή Απευθείας Διάτμησης

Το Σχήμα 9.15 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



Σχ. 9.15: Δοκιμή απευθείας διάτμησης

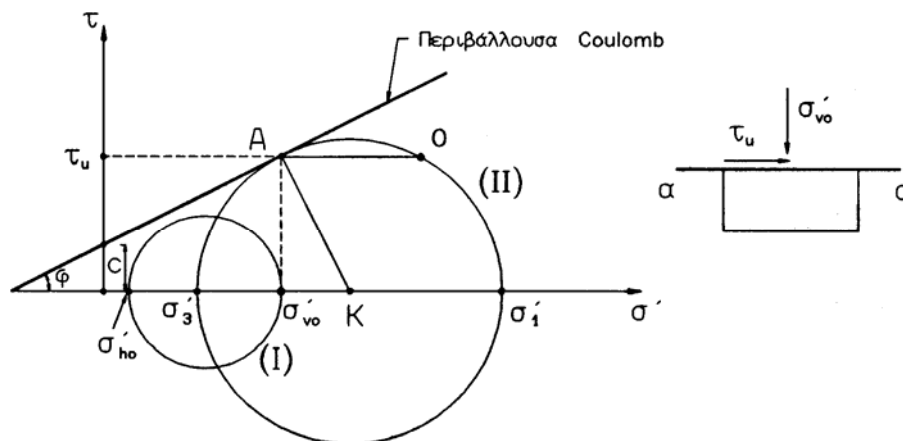
μεταξύ πορωδών δίσκων. Η συσκευή επιτρέπει την εφαρμογή ενός κατακόρυφου φορτίου (P) στο δοκίμιο καθώς και τη σχετική κίνηση του άνω δακτυλίου σε σχέση με τον κάτω στην οριζόντια διεύθυνση με την εφαρμογή οριζόντιας δύναμης (T). Η συσκευή πληρούται με νερό, ώστε το δοκίμιο να είναι εμβαπτισμένο. Το νερό, 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.

Μετά την τοποθέτηση του δοκιμίου στη συσκευή, εφαρμόζεται το κατακόρυφο φορτίο (P), οπότε το δοκίμιο υφίσταται μοναξονική συμπίεση (στερεοποίηση) με παρεμπόδιση της πλευρικής παραμόρφωσης, επειδή ο δακτύλιος είναι ανένδοτος στην οριζόντια διεύθυνση. Μετά το τέλος της στερεοποίησης, το εδαφικό δείγμα υπόκειται σε γεωστατική εντατική κατάσταση με μηδενική πίεση πόρων (ατμοσφαιρική) και κύριες τάσεις:

$$\sigma_{vo} = \sigma'_{vo} \quad , \quad \sigma_{ho} = \sigma'_{ho} = K_o \cdot \sigma'_{vo}$$

όπου $\sigma_{vo} = P/A$ και A είναι η διατομή του δοκιμίου. Στη συνέχεια, επιβάλλεται μια σχετική μετακίνηση των δύο δακτυλίων με την εφαρμογή βαθμιαίως αυξανόμενης οριζόντιας δύναμης (T), που προκαλεί διάτμηση του δοκιμίου κατά μήκος του οριζόντιου επιπέδου που διέρχεται από τη διεπιφάνεια των δύο δακτυλίων. Οι συνοριακές συνθήκες επιβολής του οριζόντιου φορτίου στο δοκίμιο είναι ιδιαίτερα πολύπλοκες και κατά συνέπεια, **η εντατική κατάσταση που αναπτύσσεται στο δοκίμιο είναι ανομοιόμορφη**. Για το λόγο αυτό η καμπύλη της διατμητικής τάσης ως προς τη σχετική ολίσθηση δεν είναι εύκολα ερμηνεύσιμη (π.χ. για τον προσδιορισμό του μέτρου διάτμησης G). Επιπλέον, κατά τη διάτμηση είναι γνωστές **μόνον** οι ολικές τάσεις που αναπτύσσονται στο οριζόντιο επίπεδο: η ορθή τάση (σ_{vo}) που είναι ίση με το κατακόρυφο φορτίο ανά μονάδα επιφανείας του δοκιμίου και η διατμητική τάση (τ) που είναι ίση με την οριζόντια δύναμη που επιβάλλεται στον άνω δακτύλιο ανά μονάδα επιφανείας του δοκιμίου. Αν η φόρτιση είναι αρκετά βραδεία ώστε οι υπερπιέσεις πόρων που τείνουν να αναπτυχθούν να εκτονώνονται πλήρως, η υδατική πίεση πόρων είναι συνεχώς μηδέν και έτσι είναι γνωστές και οι ενεργές τάσεις στο οριζόντιο επίπεδο. Επειδή είναι γνωστές οι τάσεις **μόνο σε ένα επίπεδο**, δεν είναι δυνατόν να σχεδιασθεί η τασική διαδρομή ούτε οι αντίστοιχοι κύκλοι Mohr κατά τη διάρκεια της δοκιμής.

Παρά τα ανωτέρω μειονεκτήματα, η δοκιμή της απευθείας διάτμησης μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας αστοχίας. Πράγματι,



Σχ. 9.16: Κύκλοι Mohr - Απευθείας διάτμηση

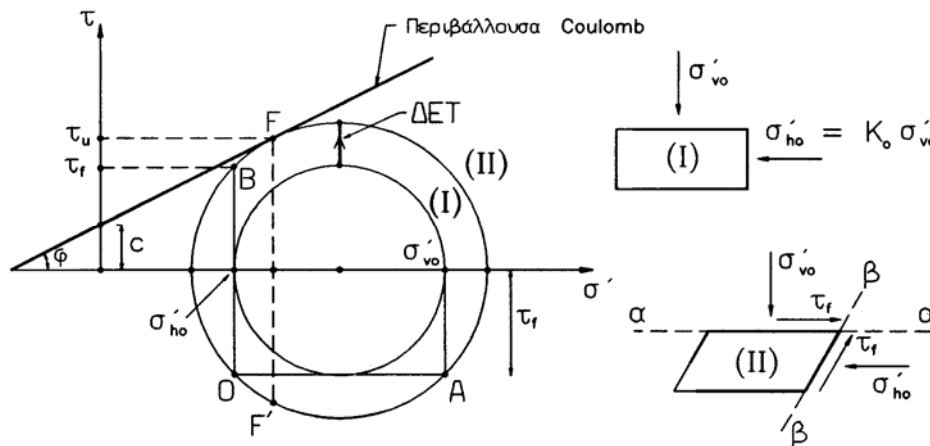
κατά την αστοχία² είναι γνωστή η ορθή τάση (σ'_{vo}) και η διατμητική τάση (τ_u) στο οριζόντιο επίπεδο, που όμως είναι και το επίπεδο αστοχίας, οπότε το "σημείο αστοχίας" (σ'_{vo}, τ_u) ανήκει στην περιβάλλουσα αστοχίας (Σχήμα 9.16). Αν, λοιπόν, εκτελεστούν μερικές δοκιμές απευθείας διάτμησης σε όμοια 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 K ανήκει στην κάθετο προς την περιβάλλουσα αστοχίας στο σημείο A. 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).

Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί ότι η δοκιμή της απευθείας διάτμησης θα πρέπει να γίνεται με επαρκώς αργό ρυθμό ώστε οι υπερπιέσεις πόρων που τείνουν να αναπτυχθούν να εκτονώνονται πλήρως. Μερικές φορές αναφέρεται ότι, αν η δοκιμή εκτελεσθεί με ταχύ ρυθμό, επιτυγχάνονται αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης και συνεπώς μπορεί να προσδιορισθεί η **αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους** (βλέπε εδάφιο 9.5). Τούτο δεν αληθεύει, επειδή το πάχος του δοκιμίου είναι πολύ μικρό και έτσι, ακόμη και στην περίπτωση που η δοκιμή εκτελεσθεί με μεγάλη ταχύτητα, συμβαίνει μερική στράγγιση του δοκιμίου, οι υπερπιέσεις πόρων εκτονώνονται μερικώς και **δεν** πραγματοποιούνται οι αστράγγιστες συνθήκες.

9.4.4 Η Δοκιμή της Απλής Διάτμησης

Η δοκιμή αυτή είναι παρόμοια με τη δοκιμή της απευθείας διάτμησης με την (ουσιώδη) διαφορά ότι επιβάλλει (κατά το δυνατόν) ομοιόμορφη, ελεγχόμενη και γνωστή εντατική κατάσταση στο δοκίμιο. Το κυλινδρικό εδαφικό δείγμα περιβάλλεται με ειδική μεμβράνη που είναι ανένδοτη στην οριζόντια διεύθυνση, ώστε να παρεμποδίζεται η πλευρική ορθή παραμόρφωση αλλά να επιτρέπονται οι διατμητικές παραμορφώσεις. Η διαδικασία εκτέλεσης της δοκιμής είναι παρόμοια με αυτήν της απευθείας διάτμησης. Το δοκίμιο κατ' αρχήν στερεοποιείται με μοναξονική συμπίεση στην κατακόρυφη διεύθυνση και στη συνέχεια υποβάλλεται σε διάτμηση με την εφαρμογή οριζόντιας διατμητικής τάσης. Το Σχήμα 9.17 παρουσιάζει την εντατική κατάσταση του δοκιμίου μετά τη στερεοποίηση (I) και κατά την αστοχία (II) καθώς και τους αντίστοιχους κύκλους Mohr. Οι κύκλοι Mohr κατά τη διάρκεια της δοκιμής είναι

² δηλαδή όταν η εφαρμοζόμενη διατμητική τάση σε οριζόντιο επίπεδο γίνει μέγιστη



Σχ. 9.17: Κύκλοι Mohr - Απλή διάτμηση

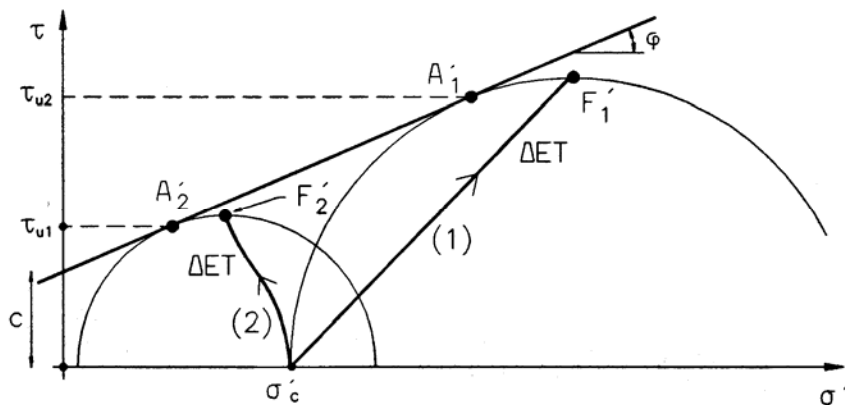
ομόκεντροι προς τον αρχικό και συνεπώς η διαδρομή των ενεργών τάσεων (ΔΕΤ) είναι κατακόρυφη προς τα άνω μέχρι την αστοχία του δοκιμίου, που επέρχεται όταν ο κύκλος Mohr έρθει σε επαφή με την περιβάλλουσα αστοχίας. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι το επίπεδο αστοχίας κατά τη δοκιμή της απλής διάτμησης δεν είναι οριζόντιο (όπως στη δοκιμή της απευθείας διάτμησης). Πράγματι, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.17, οι διευθύνσεις των επιπέδων αστοχίας είναι οι OF και OF' (όπου O είναι ο πόλος του κύκλου Mohr κατά την αστοχία). Επιπλέον, η διατμητική τάση (τ_f) στο οριζόντιο επίπεδο κατά την αστοχία είναι διαφορετική από τη διατμητική αντοχή (τ_u), που είναι ίση με τη διατμητική τάση στο επίπεδο αστοχίας.

Στη δοκιμή της απλής διάτμησης (όπως και στη δοκιμή της απευθείας διάτμησης) οι συνθήκες στράγγισης του δοκιμίου δεν μπορούν να ελεγχθούν, επειδή δεν εφαρμόζεται αντιπίεση πόρων αλλά απλώς το δοκίμιο είναι βυθισμένο στο νερό. Κατά συνέπεια, η δοκιμή πρέπει να εκτελείται με πολύ αργό ρυθμό ώστε να εξασφαλίζεται πλήρης στράγγιση. Σε διαφορετική περίπτωση αναπτύσσονται (άγνωστες) υπερπίεσεις πόρων, οπότε οι ενεργές τάσεις δεν ελέγχονται και ο κύκλος Mohr των ενεργών τάσεων δεν μπορεί να σχεδιασθεί ούτε κατά τη διάρκεια της δοκιμής ούτε κατά την αστοχία. Παρά ταύτα, επειδή το ύψος του δοκιμίου στη δοκιμή της απλής διάτμησης είναι σημαντικά μεγαλύτερο από το ύψος του δοκιμίου στη δοκιμή της απευθείας διάτμησης, αν η φόρτιση γίνει με ταχύ ρυθμό, μπορεί να θεωρηθεί (με επαρκή ακρίβεια) ότι εξασφαλίζονται **αστράγγιστες συνθήκες** (υπενθύμιση: για τριπλάσιο ύψος δοκιμίου ο απαιτούμενος χρόνος στράγγισης είναι εννεαπλάσιος). Στην περίπτωση αυτή μπορεί να προσδιορισθεί η **αστράγγιστη διατμητική αντοχή** του εδαφικού δείγματος (βλέπε επόμενο εδάφιο), χωρίς όμως να είναι δυνατός ο προσδιορισμός της περιβάλλουσας αστοχίας, των κύκλων Mohr ενεργών τάσεων κλπ, επειδή οι αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις πόρων δεν μπορούν να μετρηθούν.

9.5 Αστράγγιστη Διατμητική Αντοχή των Εδαφών - Η Έννοια του " $\phi = 0$ "

Αναφέρθηκε προηγουμένως ότι η διατμητική αντοχή ενός εδαφικού υλικού³ δεν είναι σταθερή αλλά εξαρτάται από το είδος του υλικού και τον τύπο και τρόπο εκτέλεσης της δοκιμής μέτρησης της διατμητικής αντοχής. Έτσι, π.χ. δύο όμοια

³ που εξ ορισμού είναι ίση με τη διατμητική τάση που αναπτύσσεται στο επίπεδο ολίσθησης κατά την αστοχία



Σχ. 9.18: ΔΕΤ αστράγγιστης και στραγγισμένης δοκιμής

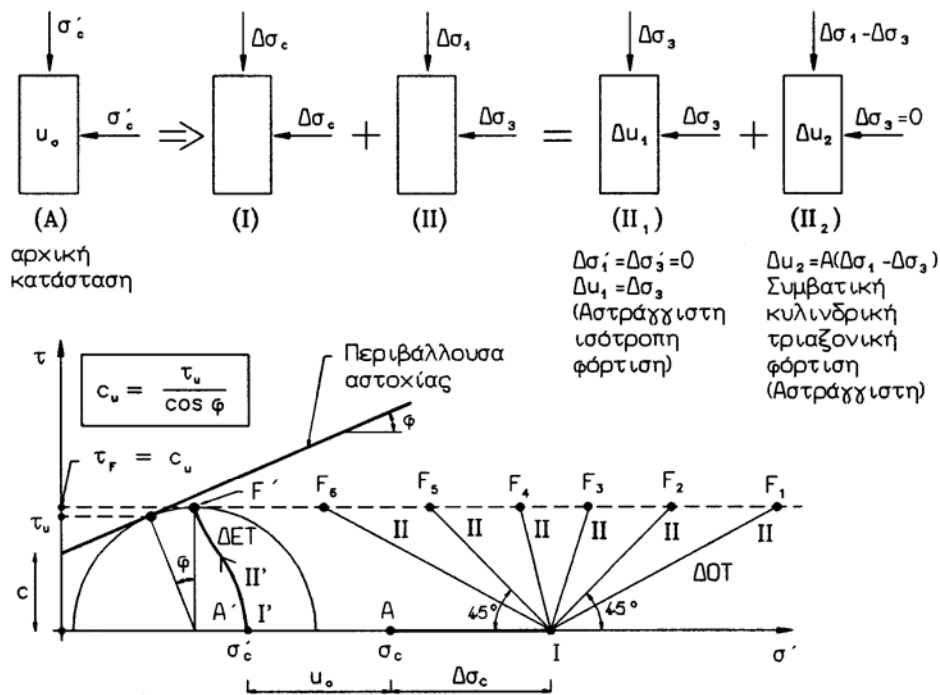
δοκίμια εμφανίζουν διαφορετική διατμητική αντοχή, αν στο ένα εκτελεσθεί μια τριαξονική φόρτιση υπό στραγγισμένες συνθήκες ενώ στο άλλο υπό αστράγγιστες συνθήκες. Οι διαφορετικές τιμές της διατμητικής αντοχής οφείλονται στις διαφορετικές διαδρομές ενεργών τάσεων, που μελετήθηκαν στο Σχήμα 9.14 και παρουσιάζονται επίσης στο Σχήμα 9.18, για μια πλήρως στραγγισμένη (1) και μια αστράγγιστη τριαξονική δοκιμή (2) με τις ίδιες αρχικές συνθήκες (ισότροπη στερεοποίηση σε τάση σ'_c). Η διατμητική αντοχή της στραγγισμένης δοκιμής (τ_{u1}) είναι σημαντικά μεγαλύτερη από αυτήν της αστράγγιστης δοκιμής (τ_{u2}). Στα επόμενα θα συγκριθούν οι τιμές της διατμητικής αντοχής που προκύπτουν από διάφορες **αστράγγιστες** δοκιμές και θα αποδειχθεί ότι, υπό ορισμένες προϋποθέσεις, όλες οι αστράγγιστες δοκιμές δίνουν την ίδια τιμή της διατμητικής αντοχής.

Το Σχήμα 9.19 παρουσιάζει ένα εδαφικό δοκίμιο, το οποίο έχει στερεοποιηθεί στην κυλινδρική τριαξονική συσκευή με πίεση κυψέλης (σ_c), αντιπίεση πόρων (u_o) και συνεπώς, ισότροπη ενεργό τάση (σ'_c). Η κατάσταση των ολικών τάσεων του δοκιμίου παριστάνεται από το σημείο A και η αντίστοιχη κατάσταση των ενεργών τάσεων από το σημείο A'. Ακολουθώντας, στο δοκίμιο επιβάλλεται μια ισότροπη αύξηση της πίεσης της κυψέλης κατά $\Delta \sigma_c$ υπό **αστράγγιστες συνθήκες** (φόρτιση I) και, στη συνέχεια, η αξονική τάση (σ_1) και η πλευρική τάση (σ_3) αυξάνουν ταυτόχρονα κατά $\Delta \sigma_1$ και $\Delta \sigma_3$ αντίστοιχα, υπό αστράγγιστες επίσης συνθήκες, με σταθερό λόγο $\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_3$ (φορτίσεις II).⁴

Κατά τη φόρτιση (I) το σημείο που παριστάνει την εντατική κατάσταση των ολικών τάσεων μετακινείται από το A στο I, ενώ η αντίστοιχη κατάσταση των ενεργών τάσεων δεν μεταβάλλεται, δηλαδή $A' \equiv I'$, επειδή μια ισότροπη συμπίεση υπό αστράγγιστες συνθήκες οδηγεί σε ισόποση αύξηση των πιέσεων πόρων χωρίς μεταβολή των ενεργών τάσεων.

Κατά τις φορτίσεις τύπου (II) οι διαδρομές των ολικών τάσεων είναι ευθύγραμμες (επειδή $\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_3 = \text{σταθ.}$), με κλίση που εξαρτάται από την τιμή του λόγου $\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_3$. Έτσι, π.χ. η διαδρομή (I, F₂) αντιστοιχεί στη φόρτιση με $\Delta \sigma_3 = 0$ ($\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_3 = \infty$), δηλαδή στη συμβατική τριαξονική φόρτιση, ενώ η διαδρομή (I, F₅) αντιστοιχεί στη φόρτιση με $\Delta \sigma_1 = 0$ ($\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_3 = 0$), δηλαδή σε αύξηση της πλευρικής τάσης χωρίς μεταβολή της κατακόρυφης τάσης. Στα επόμενα θα προσδιορισθεί η μορφή της διαδρομής των **ενεργών** τάσεων κατά τις φορτίσεις τύπου (II) και οι

⁴ Προφανώς, δεν είναι δυνατόν όλες οι φορτίσεις τύπου II να γίνουν στο ίδιο εδαφικό δοκίμιο. Απλώς, θεωρείται ότι χρησιμοποιείται μια σειρά από **όμοια** δοκίμια.



Σχ. 9.19: Αστράγγιστες τριαξονικές δοκιμές

αντίστοιχες τιμές της διατμητικής αντοχής. Η διαδρομή των ενεργών τάσεων κατά τις φορτίσεις τύπου (II) μπορεί να εκτιμηθεί, αν η φόρτιση (II) αναλυθεί σε δύο συνιστώσες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.19: μια ισότροπη αστράγγιστη συμπίεση με αύξηση της τάσης κατά $\Delta\sigma_3$ (φόρτιση II₁) και μια αστράγγιστη αξονική φόρτιση με τάση $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ χωρίς μεταβολή της πλευρικής τάσης (φόρτιση II₂). Η φόρτιση (II₁) δεν προκαλεί μεταβολή των ενεργών τάσεων (επειδή $\Delta u_1 = \Delta\sigma_3$), ενώ η φόρτιση (II₂) είναι μια συμβατική αστράγγιστη κυλινδρική τριαξονική φόρτιση. Κατά τη φόρτιση (II₂) η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων εξαρτάται προφανώς από το μέγεθος της τάσης $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ και μπορεί να γραφεί με τη μορφή:

$$\Delta u_2 = (A \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

όπου A είναι ένας συντελεστής, όχι κατ' ανάγκη σταθερός. Επειδή η φόρτιση (II₁) δεν προκαλεί μεταβολή των ενεργών τάσεων, η διαδρομή ενεργών τάσεων κάθε φόρτισης τύπου (II) είναι ίδια με τη διαδρομή ενεργών τάσεων της φόρτισης (II₂), δηλαδή οι ΔΕΤ όλων των (αστράγγιστων) φορτίσεων τύπου (II) ταυτίζονται με τη ΔΕΤ της (αστράγγιστης) συμβατικής κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης (κατά την οποία $\Delta\sigma_3 = 0$). Κατά συνέπεια, η αστοχία όλων των δοκιμών με φόρτιση τύπου (II) θα συμβεί στην ίδια διατμητική τάση με την αστοχία της συμβατικής κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης, δηλαδή η διατμητική αντοχή όλων των φορτίσεων τύπου (II) είναι ίδια και ίση με τ_u (βλέπε Σχήμα 9.19). Αλλά, οι φορτίσεις τύπου (II) αποτελούν το σύνολο των αστράγγιστων φορτίσεων που μπορούν να εκτελεστούν στην κυλινδρική τριαξονική συσκευή. Με βάση τα ανωτέρω, προκύπτει ότι:

"Όλες οι αστράγγιστες κυλινδρικές τριαξονικές δοκιμές σε όμοια δείγματα ενός εδαφικού υλικού δίνουν την ίδια διατμητική αντοχή".

Το συμπέρασμα αυτό έχει σημαντικές συνέπειες στην Εδαφομηχανική, μερικές από τις οποίες αναφέρονται στα επόμενα:

(1) **Η έννοια του " $\phi = 0$ "**

Εφόσον η διατμητική αντοχή που προκύπτει από όλες τις αστράγγιστες κυλινδρικές τριαξονικές δοκιμές σε όμοια δοκίμια ενός εδαφικού υλικού είναι η ίδια, τα

τελικά σημεία (F) όλων των διαδρομών **ολικών** τάσεων θα βρίσκονται σε μια οριζόντια ευθεία (βλέπε Σχήμα 9.19). Τα σημεία, όμως, αυτά είναι οι κορυφές των κύκλων Mohr των ολικών τάσεων. Συνεπώς, **όλοι** οι κύκλοι Mohr των **ολικών τάσεων** κατά την αστοχία υπό αστράγγιστες συνθήκες εφάπτονται σε μια οριζόντια ευθεία, που θα μπορούσε να θεωρηθεί σαν "η περιβάλλουσα αστοχίας ολικών τάσεων" (Σχήμα 9.20). Οι τιμές των "παραμέτρων" της ευθείας αυτής είναι:

$$\phi_u = 0 \quad , \quad c_u \equiv \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\tau_u}{\cos \phi}$$

όπου τ_u είναι η διατμητική αντοχή (Σχήμα 9.19) και ϕ η γωνία τριβής του εδαφικού υλικού. Η παράμετρος c_u συχνά ονομάζεται **αστράγγιστη διατμητική αντοχή** του εδαφικού υλικού και θεωρείται σταθερή (ιδιότητα του υλικού). Οι λέξεις "περιβάλλουσα αστοχίας" και "παραμέτροι" έχουν τεθεί σε εισαγωγικά, επειδή αναφέρονται σε κύκλους **ολικών τάσεων** και δεν αφορούν πραγματικές παραμέτρους αντοχής (που ως γνωστόν εξαρτώνται από τις **ενεργές τάσεις**) αλλά πλασματικές τιμές που απλώς διευκολύνουν τους υπολογισμούς. Η "περιβάλλουσα αστοχίας ολικών τάσεων" προσδιορίζεται εύκολα, δεδομένου ότι αρκεί **ένας** μόνον κύκλος Mohr ολικών τάσεων. Η απλούστερη αστράγγιστη κυλινδρική τριαξονική δοκιμή είναι η δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης, κατά την οποία ένα κυλινδρικό εδαφικό δείγμα φορτίζεται με ταχύ ρυθμό στην κατακόρυφη διεύθυνση χωρίς πλευρική ένταση ($\sigma_3 = 0$) και χωρίς έλεγχο της πίεσης πόρων. Η δοκιμή αυτή εκτελείται με μία απλή διάταξη επιβολής κατακόρυφης φόρτισης. Επιπλέον, επειδή το δοκίμιο φορτίζεται με ταχύ ρυθμό και έχει σχετικά μεγάλες διαστάσεις, μπορεί να θεωρηθεί ότι η δοκιμή γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες και, συνεπώς, πληρούνται οι προϋποθέσεις για την εκτίμηση του c_u . Στην περίπτωση αυτή ισχύει:

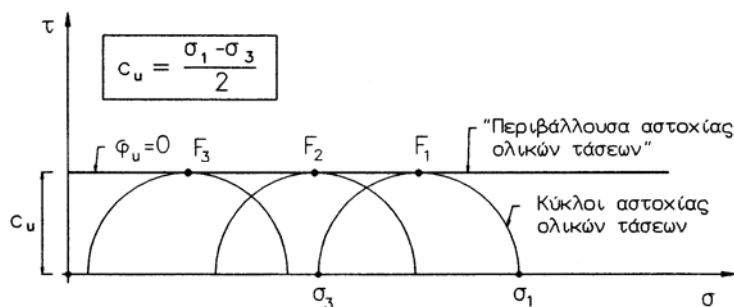
$$c_u = \frac{1}{2} q_u$$

όπου q_u είναι η τιμή της αξονικής (ολικής) τάσης σ_1 κατά την αστοχία (αντοχή κατά την ανεμπόδιστη θλίψη).

Μετά τον προσδιορισμό της "περιβάλλουσας αστοχίας ολικών τάσεων", η κατάσταση αστοχίας σε διάφορα πρακτικά προβλήματα (π.χ. φόρτιση θεμελίων, ευστάθεια πρανών) μπορεί να αναλυθεί και **ως προς τις ολικές τάσεις** με παραμέτρους αντοχής του εδάφους (ϕ_u, c_u). Η μέθοδος αυτή ονομάζεται **ανάλυση τύπου $\phi = 0$** , επειδή η "περιβάλλουσα αστοχίας ολικών τάσεων" έχει μηδενική φαινόμενη γωνία τριβής ($\phi = 0$). Παραδείγματα εφαρμογής της ανωτέρω μεθόδου δίνονται στο Κεφάλαιο 12.

(2) Η "αστράγγιστη διατμητική αντοχή" των εδαφών

Αποδείχθηκε προηγουμένως ότι "η διατμητική αντοχή που προκύπτει από οποιαδήποτε **αστράγγιστη** δοκιμή στην **κυλινδρική τριαξονική κυψέλη** (σε όμοια εδαφικά δείγματα) είναι σταθερή και αποτελεί ιδιότητα του υλικού". Το συμπέρασμα



Σχ. 9.20: Περιβάλλουσα αστοχίας ολικών τάσεων

αυτό συχνά επεκτείνεται και σε **άλλες** αστράγγιστες δοκιμές, **που δεν επιβάλλουν συνθήκες κυλινδρικής τριαξονικής έντασης**. Έτσι, π.χ. χρησιμοποιούνται δοκιμές απευθείας διάτμησης, απλής διάτμησης και άλλες δοκιμές (οι οποίες εκτελούνται με ταχύ ρυθμό φόρτισης ώστε να μπορούν να θεωρηθούν αστράγγιστες) και θεωρείται ότι η διατμητική τάση στο επίπεδο αστοχίας κατά την αστοχία (τ_u) είναι ίση με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή (c_u). Συχνά, επίσης, χρησιμοποιούνται και επιτόπου δοκιμές (όπως η Δοκιμή Πτερυγίου και η Δοκιμή Δείσδυσης Κώνου, που περιγράφονται στο Κεφάλαιο 11), οι οποίες επίσης θεωρείται ότι εκτιμούν την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

Οι παραπάνω γενικεύσεις εμπεριέχουν σφάλματα ή "παραδοχές" (όπως συχνά ονομάζονται τα σφάλματα άγνοιας και παρερμηνείας), όπως:

1. Η ταχεία εκτέλεση της δοκιμής απλής διάτμησης, της απευθείας διάτμησης καθώς και πολλών από τις επιτόπου δοκιμές προσδιορισμού της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής **δεν εξασφαλίζουν αστράγγιστες συνθήκες**, όπως απαιτεί η μέθοδος, λόγω μερικής στράγγισης.
2. Με τις δοκιμές απλής και απευθείας διάτμησης υπολογίζεται η διατμητική τάση (τ_u) που επιβάλλεται στο οριζόντιο επίπεδο κατά την αστοχία. Η τάση αυτή δεν είναι ίση με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή (c_u), αλλά συνδέεται με αυτήν ως εξής:

$$\tau_u = c_u \cdot \cos \phi$$

όπου ϕ είναι η γωνία τριβής του εδαφικού υλικού (η πραγματική γωνία τριβής, όχι η ϕ_u). Η γωνία τριβής του υλικού, όμως, δεν είναι γνωστή (διότι αν ήταν, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί στις αναλύσεις η πραγματική περιβάλλουσα αστοχίας των ενεργών τάσεων) και έτσι, η διόρθωση του $\cos \phi$ δεν μπορεί να γίνει. Βεβαίως, το σφάλμα δεν είναι πολύ μεγάλο, επειδή για τυπικές τιμές της γωνίας ϕ (π.χ. $\phi = 25^\circ$) το $\cos \phi$ δεν απέχει σημαντικά από τη μονάδα ($\cos 25^\circ = 0.90$).

3. Τα εδαφικά υλικά είναι συχνά ανισότροπα και συνεπώς, η "αστράγγιστη διατμητική αντοχή" που υπολογίζεται κατά την κυλινδρική τριαξονική δοκιμή δεν είναι ίδια με αυτήν που υπολογίζεται κατά την απλή ή την απευθείας διάτμηση, επειδή η εντατική κατάσταση στις δοκιμές αυτές είναι διαφορετική. Τούτο ισχύει και για τις επιτόπου δοκιμές, όπου, επιπλέον, η εντατική κατάσταση είναι ανομοιόμορφη και εξαιρετικά σύνθετη (περιλαμβάνει στροφές των κυρίων επιπέδων κλπ).
4. Τέλος, δεν θα πρέπει να αμεληθούν η επιρροή της διαταραχής του δοκιμίου κατά τη δειγματοληψία, μόρφωση και τοποθέτηση στη συσκευή καθώς και η επιρροή της ταχύτητας φόρτισης, επειδή στα εδαφικά υλικά η αντοχή μεταβάλλεται με τη μεταβολή της ταχύτητας φόρτισης).

Από όλα τα προηγούμενα προκύπτει ότι οι συνήθεις μέθοδοι προσδιορισμού της "αστράγγιστης διατμητικής αντοχής" των εδαφών εμπεριέχουν σημαντικά σφάλματα. Ευτυχώς, ορισμένα από τα σφάλματα τείνουν να αυξήσουν την εκτιμώμενη τιμή, ενώ άλλα τείνουν να τη μειώσουν και θεωρείται ότι τελικώς τα σφάλματα αλληλοαναιρούνται. Πάντως, παρά τις ανωτέρω αβεβαιότητες η χρήση της "αστράγγιστης διατμητικής αντοχής" είναι πολύ διαδεδομένη και συχνά θεωρείται ότι αποτελεί "ιδιότητα του εδαφικού υλικού". Στην πραγματικότητα, όμως, η "αστράγγιστη διατμητική αντοχή" είναι μια χρήσιμη έννοια για την απλοποίηση των υπολογισμών στην Εδαφομηχανική και, εάν είναι γνωστές οι παραδοχές της, τα πιθανά σφάλματα μπορούν να ελεγχθούν με τη χρήση κατάλληλων **Συντελεστών Ασφαλείας** σε συνδυασμό με επιτόπου μετρήσεις της συμπεριφοράς του εδάφους κατά την κατασκευή των έργων.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 9.1

Δύο όμοια δοκίμια αργιλικού εδαφικού υλικού υποβλήθηκαν στις εξής εργαστηριακές δοκιμές, υπό συνθήκες πλήρους στράγγισης:

- Κυλινδρική τριαξονική συμπίεση με πίεση κυψέλης $\sigma_c = 340$ kPa και σταθερή πίεση πόρων $u_o = 200$ kPa. Η τιμή της πρόσθετης αξονικής τάσης κατά την αστοχία μετρήθηκε ίση με: $\Delta\sigma_d = 213$ kPa.
- Δοκιμή απευθείας διάτμησης με κατακόρυφη ορθή τάση $\sigma_n = 100$ kPa. Κατά την αστοχία, η διατμητική τάση σε οριζόντιο επίπεδο ήταν ίση με $\tau_a = 69$ kPa.

Ζητούνται:

- Να σχεδιασθούν οι κύκλοι Mohr των ενεργών τάσεων κατά την αστοχία των δύο εδαφικών δοκιμών και να προσδιορισθούν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής της αργίλου.
- Εάν ένα δοκίμιο του ίδιου αργιλικού υλικού υποβληθεί σε δοκιμή απλής διάτμησης υπό συνθήκες πλήρους στράγγισης με κατακόρυφη ορθή τάση $\sigma_v = 218$ kPa, να προσδιορισθεί η τιμή της διατμητικής τάσης (τ_h) σε οριζόντιο επίπεδο κατά την αστοχία. Θεωρήσατε ότι: $K_o = 0.50$.
- Στην κατάσταση αστοχίας της ανωτέρω δοκιμής απλής διάτμησης, να σχεδιασθεί ο κύκλος Mohr και να προσδιορισθούν οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων και των επιπέδων αστοχίας.

Λύση:

- Κατά την κυλινδρική τριαξονική συμπίεση, στην κατάσταση αστοχίας ισχύει:

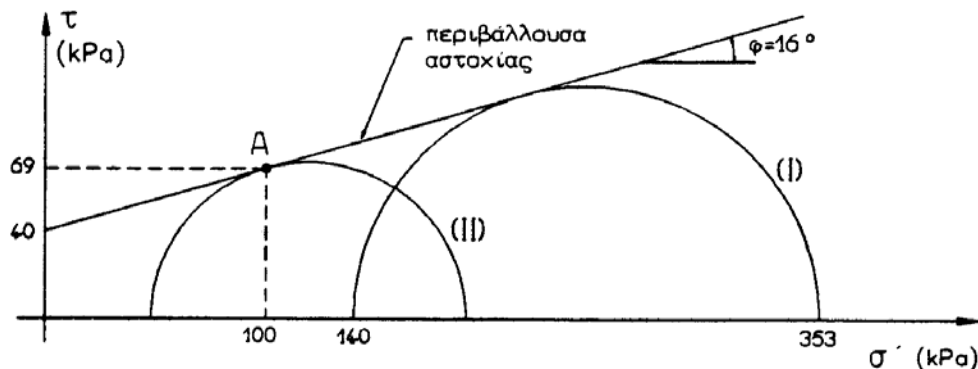
$$\sigma'_3 = \sigma'_c = \sigma_c - u = 340 - 200 = 140 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_1 = (\sigma_c + \Delta\sigma_d) - u_o = 340 + 213 - 200 = 353 \text{ kPa}$$

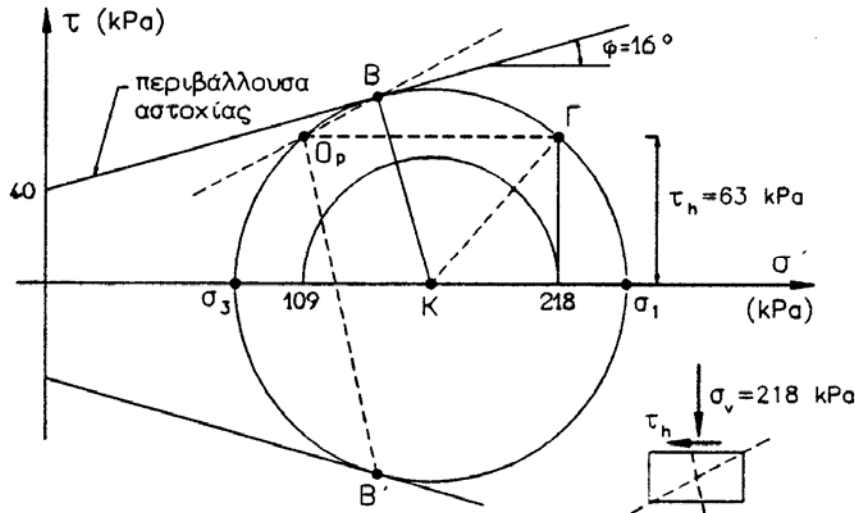
Σχεδιάζεται ο κύκλος Mohr της δοκιμής κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης στην κατάσταση αστοχίας (I), και από το σημείο A (που αντιστοιχεί στο επίπεδο αστοχίας της δοκιμής απευθείας διάτμησης, δηλαδή $\sigma' = 100$ kPa, $\tau = 69$ kPa) φέρεται εφαπτόμενη στον κύκλο (I). Η ευθεία αυτή είναι η περιβάλλουσα αστοχίας του αργιλικού υλικού (βλέπε Σχήμα 9.1-1). Στη συνέχεια, σχεδιάζεται ο κύκλος Mohr II (κύκλος αστοχίας της δοκιμής απευθείας διάτμησης) ως εφαπτόμενος στην περιβάλλουσα αστοχίας στο σημείο A. Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής της αργίλου προσδιορίζονται γραφικά και είναι:

$$c = 40 \text{ kPa}, \phi = 16^\circ$$

Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής της αργίλου μπορούν να υπολογισθούν και αναλυτικά από τις επόμενες σχέσεις:



Σχήμα 9.1-2: Παράδειγμα 9.1



Σχήμα 9.1-2: Παράδειγμα 9.1

(α) Για την κυλινδρική τριαξονική συμπίεση, στην κατάσταση αστοχίας ισχύει:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

(β) Για τη δοκιμή απευθείας διάτμησης, στην κατάσταση αστοχίας ισχύει:

$$\tau_a = c + \sigma_n \cdot \tan \phi$$

όπου $\sigma'_1 = 353$ kPa, $\sigma'_3 = 140$ kPa, $\sigma_n = 100$ kPa, και $\tau_a = 69$ kPa. Η επίλυση των ανωτέρω σχέσεων ως προς c , ϕ δίνει τις ίδιες τιμές, όπως και η γραφική επίλυση.

2. Κατά τη δοκιμή απλής διάτμησης, πριν από την επιβολή της διατμητικής τάσης, η κατάσταση αστοχίας είναι γεωστατική και συνεπώς ο κύκλος Mohr έχει ως αντιδιαμετρικά σημεία τα $\sigma'_1 = 218$ kPa και $\sigma'_3 = 0.50 \times 218 = 109$ kPa (βλέπε Σχήμα 9.1-2). Κατά την αστοχία, ο κύκλος Mohr είναι ομόκεντρος του αρχικού και εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας που είχε προσδιορισθεί προηγουμένως. Γραφικά υπολογίζεται η διατμητική τάση (τ_h) σε οριζόντιο επίπεδο κατά την αστοχία, που είναι ίση με 63 kPa.
3. Ο πόλος (O_p) του κύκλου Mohr κατά την αστοχία, στη δοκιμή απλής διάτμησης, προσδιορίζεται αν από το σημείο Γ χαραχθεί ευθεία παράλληλη με το οριζόντιο επίπεδο (δηλαδή οριζόντια) που τέμνει ξανά τον κύκλο στο O_p . Οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων είναι οι $O_p\sigma_1$ και $O_p\sigma_3$ (δεν έχουν χαραχθεί για την ευκρίνεια του Σχήματος 9.1-2). Οι διευθύνσεις των επιπέδων αστοχίας είναι οι O_pB και O_pB' .

Παράδειγμα 9.2

Στην επιφάνεια γραμμικώς ελαστικού εδάφους επιβάλλεται ορθή φόρτιση $q = 200$ kN/m, με τη μορφή λωριδατού θεμελίου μεγάλου μήκους και μικρού πλάτους (ας θεωρηθεί απειρομήκης λωρίδα με μηδενικό πλάτος). Εάν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους είναι: $c = 20$ kPa, $\phi = 30^\circ$ και η φόρτιση επιβάλλεται ταχέως (ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι επικρατούν αστράγγιστες συνθήκες), να προσδιορισθεί η περιοχή κάτω από το θεμέλιο που έχει αστοχήσει. Ο υπολογισμός να επαναληφθεί σε περίπτωση που η φόρτιση αυξηθεί σε $q = 400$ kN/m.

Να προσδιορισθεί το εύρος της περιοχής αστοχίας κάτω από το θεμέλιο για τις ίδιες εντάσεις της εξωτερικής φόρτισης (200 kN/m και 400 kN/m), εάν η φόρτιση επιβάλλεται με αρκετά βραδύ ρυθμό, ώστε να επικρατούν πλήρως στραγγισμένες συνθήκες.

Σε ποια από τις δύο περιπτώσεις επιβολής της φόρτισης (αστράγγιστη-στραγγισμένη) η περιοχή που έχει αστοχήσει είναι μικρότερη; Ισοδύναμα, ποια από τις δύο περιπτώσεις επιβολής της φόρτισης είναι περισσότερο επικίνδυνη να οδηγήσει σε αστοχία του θεμελίου;

Λύση:

Στο Παράδειγμα 8.2 προσδιορίστηκαν οι (ολικές) κύριες τάσεις και η υπερπίεση πόρων, λόγω του απειρομήκουσ λωριδωτού φορτίου (q), από τις σχέσεις:

$$\sigma_1 = \frac{2q}{\pi} \frac{z}{y^2 + z^2}, \quad \sigma_3 = 0, \quad u = \frac{q}{\pi} \frac{z}{y^2 + z^2}$$

Συνεπώς, οι ενεργές κύριες τάσεις λόγω του φορτίου q είναι:

$$\sigma'_1 = \frac{q}{\pi} \frac{z}{y^2 + z^2}, \quad \sigma'_3 = -\sigma'_1 \quad (9.2-1)$$

Στις τάσεις αυτές πρέπει να προστεθούν και οι ενεργές τάσεις λόγω του ίδιου βάρους του εδάφους (γεωστατικές τάσεις): $\sigma'_{vo} = \gamma'z$, $\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo}$. Θα πρέπει να σημειωθεί, όμως, ότι η επαλληλία των ενεργών τάσεων λόγω της φόρτισης q (σ'_1 , σ'_3) και των ενεργών τάσεων λόγω ίδιου βάρους του εδάφους (σ'_{vo} , σ'_{ho}) **δεν μπορεί να γίνει με αλγεβρική πρόσθεση** των ανωτέρω μεγεθών, επειδή οι τάσεις αυτές δεν ασκούνται στα ίδια επίπεδα. Πράγματι, οι γεωστατικές τάσεις ασκούνται στο οριζόντιο και στο κατακόρυφο επίπεδο, ενώ οι τάσεις σ'_1 , σ'_3 λόγω της φόρτισης (q) ασκούνται στο ακτινικό επίπεδο και στο κάθετο προς αυτό (βλέπε και Παράδειγμα 8.2). Συνεπώς, θα πρέπει να υπολογισθούν οι τιμές των γεωστατικών τάσεων στο ακτινικό επίπεδο και στο κάθετο προς αυτό, και οι τιμές αυτές να προστεθούν στις τάσεις σ'_1 , σ'_3 λόγω της φόρτισης (q), ώστε να προστίθενται αλγεβρικά εντατικά μεγέθη που ασκούνται στο ίδιο επίπεδο.

Ο ανωτέρω υπολογισμός, όμως, δυσχεραίνει σημαντικά τις αριθμητικές πράξεις χωρίς να αυξάνει ουσιαστικά την πρακτική αξία των αποτελεσμάτων, επειδή οι γεωστατικές τάσεις στα βάθη που μας ενδιαφέρουν είναι μικρές σε σχέση με τις πρόσθετες τάσεις λόγω της εξωτερικής φόρτισης. Κατά συνέπεια, η συνεισφορά των γεωστατικών τάσεων μπορεί να παραληφθεί, χωρίς σημαντικό σφάλμα στην εκτίμηση του εύρους της περιοχής που έχει αστοχήσει.

Η συνθήκη αστοχίας κατά Coulomb για συνεκτικά εδάφη είναι:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (9.2-2)$$

$$\text{όπου: } N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right).$$

Για το συγκεκριμένο παράδειγμα φόρτισης, ο συνδυασμός των σχέσεων (1) και (2) δίνει:

$$\frac{q}{\pi} \frac{z}{y^2 + z^2} = \sigma'_1 = \frac{2c\sqrt{N_\phi}}{1 + N_\phi}$$

ή, ισοδύναμα:

$$y = \pm \sqrt{\left(\frac{q(1 + N_\phi)}{2\pi c\sqrt{N_\phi}} - z\right)z} \quad (9.2-3)$$

Όταν $q = 200$ kN/m, $\phi = 30^\circ$, $c = 20$ kPa, η ανωτέρω σχέση δίνει ($N_\phi = 3$):

$$y = \pm \sqrt{(3.68 - z)z}$$

ενώ, όταν $q = 400$ kN/m, δίνει:

$$y = \pm \sqrt{(7.35 - z)z}$$

Οι ανωτέρω σχέσεις ορίζουν το σύνορο των εδαφικών περιοχών που έχουν αστοχήσει, για ένταση της εξωτερικής φόρτισης 200 kN/m και 400 kN/m αντιστοίχως και αστράγγιστη επιβολή της φόρτισης. Οι τιμές των y , z από τις σχέσεις αυτές φαίνονται στον Πίνακα 9.2-1 (μόνον τα θετικά y). Οι περιοχές αστοχίας για φόρτιση $q = 200$ kN/m και 400 kN/m παριστάνονται γραφικά στο Σχήμα 9.2-1. Είναι σαφής η διεύρυνση της περιοχής αστοχίας με την αύξηση της έντασης του φορτίου q . Η αστοχία του θεμελίου επέρχεται όταν η περιοχή αστοχίας στο έδαφος επεκταθεί αρκετά ώστε οι υποχωρήσεις να γίνουν "μεγάλες", δηλαδή να αποκτήσουν μέγεθος που προκαλεί βλάβες στην ανωδομή.

Σε περίπτωση που η φόρτιση επιβάλλεται με αργό ρυθμό ώστε να επικρατούν στραγγισμένες συνθήκες (δηλαδή οι τυχόν αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων να εκτονώνονται πλήρως), ισχύει:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \frac{2q}{\pi} \frac{z}{y^2 + z^2}, \quad \sigma'_3 = \sigma_3 = 0 \quad (9.2-4)$$

Ας σημειωθεί ότι στις ανωτέρω σχέσεις έχουν αμεληθεί οι υδροστατικές πιέσεις πόρων, επειδή για τα βάθη που μας ενδιαφέρουν οι τιμές των υδροστατικών πιέσεων είναι μικρές σε σχέση με τις τάσεις που αναπτύσσονται λόγω της εξωτερικής φόρτισης q .

Ο συνδυασμός των σχέσεων (2) και (4) δίνει:

$$\frac{2q}{\pi} \frac{z}{y^2 + z^2} = \sigma'_1 = 2c\sqrt{N_\phi}$$

ή, ισοδύναμα:

$$y = \pm \sqrt{\left(\frac{q}{\pi c\sqrt{N_\phi}} - z \right) z} \quad (9.2-5)$$

Η σχέση (5) για $q = 200$ kN/m δίνει:

$$y = \pm \sqrt{(1.84 - z)z}$$

ενώ, όταν $q = 400$ kN/m, δίνει:

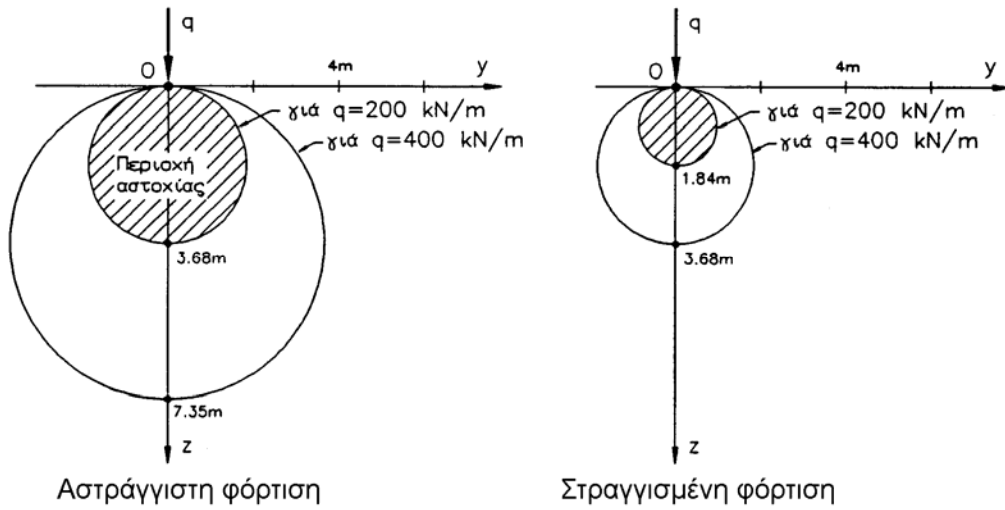
$$y = \pm \sqrt{(3.68 - z)z}$$

Οι σχέσεις αυτές ορίζουν το σύνορο των εδαφικών περιοχών που έχουν αστοχήσει, για πλήρως στραγγισμένη επιβολή της φόρτισης. Οι τιμές των y , z από τις σχέσεις αυτές φαίνονται στον Πίνακα 9.2-1. Οι περιοχές αστοχίας παριστάνονται γραφικά στο Σχήμα 9.2-1.

Στην περίπτωση της πλήρως στραγγισμένης φόρτισης, η περιοχή που αστοχεί είναι πολύ μικρότερη. Ειδικότερα, για τις συγκεκριμένες εδαφικές ιδιότητες, το εύρος της περιοχής αστοχίας υπό στραγγισμένες συνθήκες και φόρτιση $q = 400$ kN/m είναι ίσο με το εύρος της περιοχής αστοχίας υπό αστράγγιστες συνθήκες και φόρτιση $q = 200$ kN/m. Τούτο σημαίνει ότι η επιβολή της φόρτισης του θεμελίου με ταχύ ρυθμό (αστράγγιστες συνθήκες) είναι πιο επικίνδυνη να οδηγήσει σε αστοχία, απ' ό,τι η επιβολή της ίδιας φόρτισης με βραδύ ρυθμό (πλήρως στραγγισμένες συνθήκες). Ισοδύναμα, η πιο επικίνδυνη κατάσταση κατά τη φόρτιση ενός θεμελίου είναι αμέσως μετά την κατασκευή του, επειδή με την πάροδο του χρόνου οι υπερπιέσεις πόρων εκτονώνονται και η ασφάλεια έναντι αστοχίας αυξάνει.

ΠΙΝΑΚΑΣ 9.2-1

z (m)	Αστράγγιστη φόρτιση		Στραγγισμένη φόρτιση	
	y (m) για			
	q = 200 kN/m	q = 400 kN/m	q = 200 kN/m	q = 400 kN/m
0	0	0	0	0
0.50	1.26	1.85	0.82	1.26
1.00	1.64	2.52	0.92	1.64
1.50	1.81	2.96	0.71	1.81
1.84	1.82	3.12	0	1.84
2.00	1.83	3.27	-	1.83
2.50	1.72	3.48	-	1.72
3.00	1.43	3.61	-	1.43
3.68	0	3.67	-	0
4.00	-	3.66	-	-
5.00	-	3.43	-	-
6.00	-	2.85	-	-
7.00	-	1.57	-	-
7.35	-	0	-	-



Σχήμα 9.2-1: Παράδειγμα 9.2

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΕΔΑΦΩΝ

ΣΤΗ ΔΟΚΙΜΗ ΤΗΣ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗΣ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

10.1 Εισαγωγή

Σε προηγούμενα Κεφάλαια μελετήθηκε η παραμόρφωση των εδαφικών υλικών (μηχανισμοί παραμόρφωσης, μοναξονική συμπίεση, στερεοποίηση) χωριστά από την αστοχία τους (κριτήρια αστοχίας). Στο Κεφάλαιο αυτό γίνεται σύνθεση των ανωτέρω και παρουσιάζεται μία ολοκληρωμένη εικόνα της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών από τα αρχικά στάδια της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία. Η παρουσίαση γίνεται χωριστά για φόρτιση υπό στραγγισμένες και αστράγγιστες συνθήκες. Σε κάθε περίπτωση μελετάται η συμπεριφορά των κοκκωδών εδαφών (με χαλαρή και πυκνή δομή) και των συνεκτικών εδαφών (κανονικά στερεοποιημένα και υπερστερεοποιημένα). Η μηχανική συμπεριφορά των εδαφών εξετάζεται κατά τη δοκιμή της κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης. Η δοκιμή αυτή επιλέχθηκε, επειδή αφενός μεν μπορεί να εκτελεσθεί υπό στραγγισμένες και αστράγγιστες συνθήκες αφετέρου δε η εντατική κατάσταση που επιβάλλει στο δοκίμιο είναι ομοιόμορφη και σχετικά απλή (μπορεί να περιγραφεί με δύο μόνον παραμέτρους: τις κύριες ενεργές τάσεις σ'_1 και σ'_3).

Η εντατική κατάσταση του δοκιμίου κατά την κυλινδρική τριαξονική φόρτιση συχνά περιγράφεται εναλλακτικά με τα εξής δύο μεγέθη:

$$s' \equiv \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, \quad t \equiv \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (10.1)$$

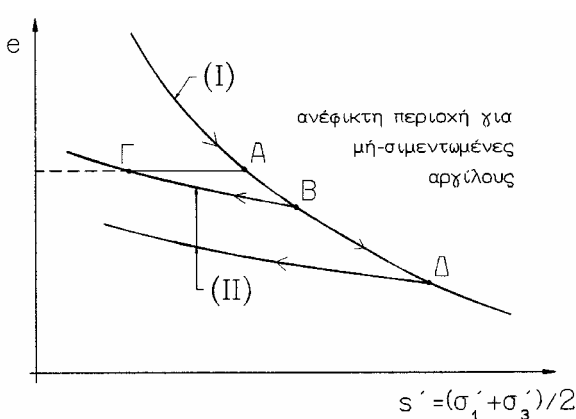
αντί των κυρίων τάσεων σ'_1 και σ'_3 . Τα εντατικά μεγέθη (s', t) αποτελούν τις συντεταγμένες της κορυφής του κύκλου του Mohr και συνεπώς διευκολύνουν τη μελέτη των διαδρομών τάσεων. Επιπλέον, το (s') εκφράζει (ατελώς) τη μέση συμπίεση του δοκιμίου, ενώ το (t) τη μέγιστη διατμητική τάση που ασκείται στο δοκίμιο (ακτίνα του κύκλου Mohr).

Στα προηγούμενα Κεφάλαια έχει επανειλημμένα τονισθεί η σημασία του δείκτη πόρων (e) στη μηχανική συμπεριφορά των εδαφών: οι χαλαρές άμμοι διαφέρουν από τις πυκνές ως προς το δείκτη πόρων και το ίδιο ισχύει για τις μαλακές και στιφρές αργίλους. Κατά συνέπεια, **σε πρώτη προσέγγιση** η μηχανική συμπεριφορά ενός εδαφικού υλικού κατά την κυλινδρική τριαξονική φόρτιση μπορεί να περιγραφεί από την τριάδα (s', t, e) , δηλαδή να παρασταθεί γραφικά με ένα σημείο στον τριδιάστατο χώρο των (s', t, e) . Στην παρούσα εργασία δεν θα μελετηθεί ο πλήρης τριδιάστατος χώρος, λόγω της δυσκολίας εμποπτείας των διαδρομών στο χώρο αυτό. Οι σχετικές διαδρομές θα παρουσιασθούν, όμως, σε δύο προβολές (υποχώρους) του τριδιάστατου χώρου: στο επίπεδο (s', t) θα παρουσιασθούν οι διαδρομές των τάσεων και στο επίπεδο (s', e) οι μεταβολές του όγκου των δοκιμίων. Το επίπεδο (s', t) έχει χρησιμοποιηθεί στα προηγούμενα Κεφάλαια για τη γραφική παράσταση των διαδρομών ενεργών τάσεων, ενώ το επίπεδο (s', e) έχει χρησιμοποιηθεί κατά τη

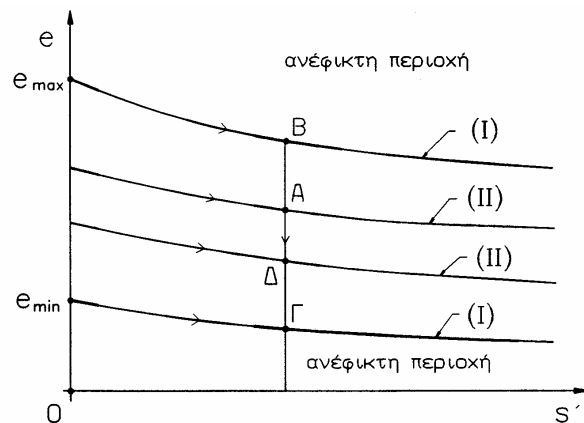
μελέτη της μοναξονικής συμπίεσης των εδαφών (Κεφάλαιο 6). Στα επόμενα περιγράφονται μερικά ουσιώδη χαρακτηριστικά της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών στο επίπεδο (s', e) .

Το Σχήμα 10.1 παρουσιάζει το γράφημα της ισότροπης συμπίεσης μιάς αργίλου (καμπύλη I), που εμφανίζει τα γνωστά χαρακτηριστικά "σκληρυνσης" (μείωση της συμπιεστότητας με την αύξηση του φορτίου). Το γράφημα της μονοδιάστατης συμπίεσης έχει την ίδια μορφή με την καμπύλη (I) αλλά είναι ελαφρά μετατοπισμένο προς τα αριστερά της καμπύλης (I) (δεν φαίνεται στο σχήμα για την απλότητά του μόνον). Σημεία πάνω στην καμπύλη (I) (όπως τα A, B) αντιστοιχούν στην ισότροπη φόρτιση **κανονικά στερεοποιημένων** αργίλων, δηλαδή αργίλων που δεν έχουν υποστεί στο παρελθόν μεγαλύτερη φόρτιση. Αντίθετα, σημεία αριστερά της καμπύλης (I) αντιστοιχούν στην ισότροπη φόρτιση **υπερστερεοποιημένων** αργίλων, δηλαδή αργίλων που στο παρελθόν έχουν υποστεί μεγαλύτερη φόρτιση. Έτσι, π.χ. η κατάσταση Γ αντιστοιχεί σε υπερστερεοποιημένη άργιλο που έχει προέλθει με ισότροπη αποφόρτιση από την κανονικά στερεοποιημένη κατάσταση Β. Η τάση που έχει υποστεί το δοκίμιο στην κατάσταση Β ονομάζεται **μέγιστη τάση προφόρτισης**. Οι καμπύλες (II) παρουσιάζουν τις διαδρομές ισότροπων αποφορτίσεων από κανονικά στερεοποιημένες καταστάσεις (δηλαδή από σημεία της καμπύλης I). Τέλος, τα σημεία A, Γ παρουσιάζουν δύο καταστάσεις με τον ίδιο δείκτη πόρων αλλά διαφορετική ένταση (η μία είναι κανονικά στερεοποιημένη και η άλλη υπερστερεοποιημένη). Γενικά, η περιοχή αριστερά της καμπύλης (I) παριστάνει εφικτές καταστάσεις, δηλαδή καταστάσεις που μπορούν να πραγματοποιηθούν με ισότροπη αποφόρτιση κατά μήκος μιας καμπύλης τύπου (II) από κάποιο σημείο της καμπύλης (I). Αντίθετα, η περιοχή δεξιά της καμπύλης (I) είναι ανέφικτη για μή-σιμεντωμένες αργίλους, επειδή αντιστοιχεί σε δείκτες πόρων μεγαλύτερους από την τιμή ισορροπίας του εδαφικού σκελετού για κάθε φορτίο.

Η γραφική παράσταση της συμπεριφοράς των αμμωδών εδαφών στο επίπεδο (s', e) είναι διαφορετική, επειδή στα εδάφη αυτά ο δείκτης πόρων μπορεί να μεταβληθεί χωρίς αντίστοιχη μεταβολή της φόρτισης (π.χ. με δόνηση). Έτσι, τα κύρια χαρακτηριστικά των αμμωδών εδαφών είναι ο μέγιστος (e_{max}) και ο ελάχιστος (e_{min}) δείκτης πόρων στην αφόρτιστη κατάσταση, δηλαδή το εύρος των εφικτών τιμών του δείκτη πόρων. Το Σχήμα 10.2 παρουσιάζει τους οριακούς δείκτες πόρων στην αφόρτιστη κατάσταση, τις καμπύλες ισότροπης συμπίεσης που εκκινούν από τους οριακούς δείκτες πόρων (καμπύλες I) και τις αντίστοιχες καμπύλες που εκκινούν από κάποια ενδιάμεση τιμή του δείκτη πόρων (καμπύλες II). Η περιοχή μεταξύ των δύο καμπύλων τύπου (I) ορίζει την εφικτή περιοχή για τα αμμώδη εδάφη, ενώ η περιοχή εκτός των ορίων των καμπύλων (I) είναι ανέφικτη. Καταστάσεις στην εφικτή περιοχή



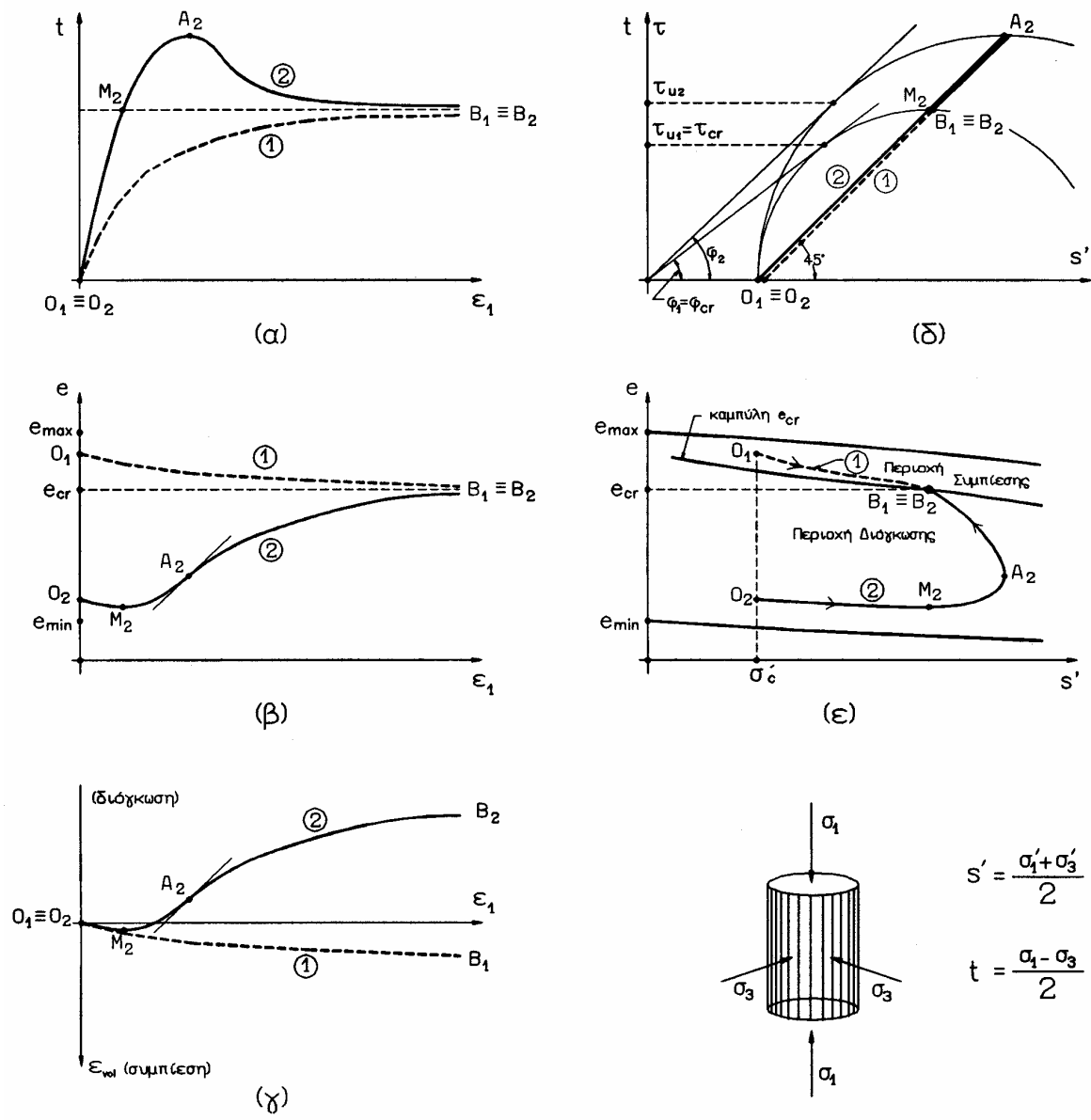
Σχ. 10.1: Ισότροπη συμπίεση αργίλων



Σχ. 10.2: Ισότροπη συμπίεση άμμων

μπορούν να πραγματοποιηθούν είτε με ισότροπη συμπίεση κατά μήκος μιας καμπύλης τύπου (II), είτε με δονητική συμπύκνωση (χωρίς μεταβολή του φορτίου) κατά μήκος της κατακόρυφης διαδρομής ΒΑΔΓ.

Τέλος, θα πρέπει να τονισθεί ότι η συμπεριφορά των εδαφών και σε άλλες εντατικές καταστάσεις που οδηγούν στην αστοχία είναι ποιοτικά τουλάχιστον όμοια με τη συμπεριφορά τους κατά την κυλινδρική τριαξονική φόρτιση. Συνεπώς, τα συμπεράσματα που θα συναχθούν στα επόμενα με βάση τα αποτελέσματα της κυλινδρικής τριαξονικής δοκιμής ισχύουν κατά ποιοτική προσέγγιση και σε άλλες, περισσότερο σύνθετες, εντατικές καταστάσεις. Η γενίκευση της συμπεριφοράς των εδαφών κατά την κυλινδρική τριαξονική δοκιμή σε άλλες εντατικές καταστάσεις αποτελεί τον κύριο σκοπό των **καταστατικών νόμων**, όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 6. Μία από τις πρώτες (και ιδιαίτερα επιτυχημένες) προσπάθειες για την ικανοποιητική περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών με βάση τη λογική της γενίκευσης της συμπεριφοράς τους κατά την κυλινδρική τριαξονική δοκιμή, έγινε από την ερευνητική ομάδα του Πανεπιστημίου Cambridge και φέρει το όνομα "Θεωρία της Κρίσιμης Κατάστασης".



Σχ. 10.3: Στραγγισμένη φόρτιση - Κοκκώδη εδάφη

10.2 Συμπεριφορά υπό Πλήρως Στραγγισμένες Συνθήκες

10.2.1 Κοκκώδη εδάφη

Το Σχήμα 10.3 παρουσιάζει τυπικά αποτελέσματα από δύο στραγγισμένες δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης σε μεσόκοκκη άμμο. Η πρώτη δοκιμή (καμπύλη 1) έγινε σε δοκίμιο χαλαρής άμμου ($D_r = 15\%$), ενώ η δεύτερη (καμπύλη 2) σε δοκίμιο πυκνής άμμου ($D_r = 90\%$). Και τα δύο δοκίμια στερεοποιήθηκαν ισότροπα στην ίδια πίεση ($O_1 \equiv O_2$) και στη συνέχεια υποβλήθηκαν σε διάτμηση υπό πλήρως στραγγισμένες συνθήκες με αύξηση του κατακόρυφου φορτίου μέχρι τη θραύση.

Ειδικότερα, το Σχήμα 10.3(α) παρουσιάζει τις καμπύλες της διατμητικής τάσης (t) ως προς την αξονική παραμόρφωση (ε_1). Στη χαλαρή άμμο η διατμητική τάση αυξάνει μονοτονικά μέχρι την αστοχία (σημείο B_1), που συμβαίνει σε μεγάλη παραμόρφωση (10-20%). Αντίθετα, η πυκνή άμμος παρουσιάζει μεγαλύτερη δυσκαμψία, η διατμητική τάση αυξάνει μέχρι την αστοχία (σημείο A_2), που συμβαίνει σε μικρή αξονική παραμόρφωση (1-3%), ενώ στη συνέχεια μειώνεται μέχρι μία τελική τιμή (σημείο B_2), που είναι πρακτικά ίση με τη διατμητική αντοχή της χαλαρής άμμου. Το Σχήμα 10.3(δ) παρουσιάζει τις διαδρομές ενεργών τάσεων των δύο δοκιμών. Η ευθεία O_1B_1 αντιστοιχεί στο δοκίμιο (1) της χαλαρής άμμου, ενώ η ευθεία $O_2M_2A_2B_2$ στο δοκίμιο (2) της πυκνής άμμου. Η χαλαρή άμμος παρουσιάζει γωνία τριβής (ϕ_1) μικρότερη από τη γωνία τριβής (ϕ_2) της πυκνής άμμου, αλλά σε μεγάλες παραμορφώσεις η διατμητική τάση που αναλαμβάνει η πυκνή άμμος μειώνεται και γίνεται ίση με τη γωνία τριβής (ϕ_1) της χαλαρής άμμου. Οι διαφορές στη διατμητική αντοχή (και στη γωνία τριβής) μεταξύ της χαλαρής και της πυκνής άμμου ερμηνεύονται στα Σχήματα 10.3(β) και 10.3(γ), που παρουσιάζουν το δείκτη πόρων (e) και την ογκομετρική παραμόρφωση (ε_{vol}) ως προς την αξονική παραμόρφωση. Η χαλαρή άμμος συμπυκνώνεται, ενώ η πυκνή άμμος, μετά από μία μικρή μείωση του όγκου, διογκώνεται σημαντικά. Η συσχέτιση μεταξύ των δύο δοκιμών φαίνεται ίσως καλύτερα στο Σχήμα 10.3(β) που παρουσιάζει τη μεταβολή του δείκτη πόρων (e). Οι καμπύλες εκκινούν από διαφορετικά σημεία (O_1 και O_2), τα οποία βρίσκονται κοντά στο μέγιστο δείκτη πόρων (χαλαρή άμμος) και στον ελάχιστο δείκτη πόρων (πυκνή άμμος). Ο δείκτης πόρων της χαλαρής άμμου μειώνεται μέχρι την **κρίσιμη τιμή** (e_{cr}), που αντιστοιχεί στην αστοχία. Αντίθετα, ο δείκτης πόρων της πυκνής άμμου αυξάνει (μετά από μία μικρή αρχική μείωση) και η τελική του τιμή είναι ίδια με αυτήν της χαλαρής άμμου. Αν, επιπλέον, παρατηρηθεί ότι σε μεγάλες παραμορφώσεις η διατμητική αντοχή (αλλά και η αντίστοιχη γωνία τριβής) της πυκνής και της χαλαρής άμμου είναι ίσες, συνάγεται το συμπέρασμα ότι **υπάρχει μονοσήμαντη αντιστοιχία μεταξύ του κρίσιμου δείκτη πόρων** (e_{cr}), της γωνίας τριβής (ϕ_{cr}) και της διατμητικής αντοχής (τ_{cr}). Κατά συνέπεια, η συμπεριφορά των δύο δοκιμών σε μεγάλες παραμορφώσεις είναι όμοια, επειδή, ενώ στην αρχή της διάτμησης είχαν διαφορετικό δείκτη πόρων, τελικώς απέκτησαν **κοινό δείκτη πόρων** (e_{cr}). Η μέγιστη τιμή της διατμητικής τάσης της πυκνής άμμου (σημείο A_2) συμβαίνει όταν η τάση για διόγκωση είναι μέγιστη, δηλαδή όταν $d\varepsilon_{vol}/d\varepsilon_1 = \max$ (Σχήμα 10.3γ). Η αυξημένη τάση για διόγκωση οδηγεί σε μακροσκοπική αύξηση της γωνίας τριβής, επειδή το δοκίμιο απορροφά πρόσθετο έργο παραμόρφωσης κατά τη διόγκωσή του. Το φαινόμενο αυτό μελετήθηκε με το μηχανικό ανάλογο του κεκλιμένου επιπέδου στο εδάφιο 9.2. Αντίθετα, η γωνία τριβής (ϕ_{cr}) σε μεγάλες παραμορφώσεις αντιστοιχεί σε μηδενική τάση του δοκιμίου να διογκωθεί.

Το Σχήμα 10.3(ε) παρουσιάζει τις διαδρομές των δοκιμών φόρτισης της χαλαρής (1) και πυκνής άμμου (2) στο διάγραμμα (s', e) . Στο ίδιο διάγραμμα φαίνονται και τα όρια της εφικτής περιοχής που αντιστοιχούν στις καμπύλες ισότροπης συμπίεσης της πλέον χαλαρής και της πλέον πυκνής δομής. Το τελικό σημείο και των δύο διαδρομών ($B_1 \equiv B_2$), που αντιστοιχεί στον κρίσιμο δείκτη πόρων, ανήκει στην **περιβάλλουσα κρίσιμου δείκτη πόρων** (καμπύλη e_{cr}). Η περιβάλλουσα αυτή χωρίζει την εφικτή περιοχή σε δύο τμήματα: την **περιοχή διόγκωσης** κάτω από την περιβάλλουσα και την **περιοχή συμπίεσης** πάνω από την περιβάλλουσα. Εδαφικά στοιχεία που παριστάνονται με σημεία στην περιοχή συμπίεσης έχουν τάση για μείωση του όγκου κατά τη διάτμηση, ενώ εδαφικά στοιχεία που παριστάνονται με σημεία στην περιοχή διόγκωσης έχουν τάση για αύξηση του όγκου (διασταλτικότητα) κατά τη διάτμηση. Η περιβάλλουσα του κρίσιμου δείκτη πόρων προσεγγίζει το μέγιστο δείκτη πόρων για μικρές τάσεις (s'), ενώ απομακρύνεται σημαντικά από αυτόν με την αύξηση της τάσης. Συνεπώς, μία άμμος που έχει τάση για διόγκωση σε μικρές πιέσεις είναι δυνατόν να εμφανίσει τάση για συμπίεση, όταν η πίεση αυξηθεί σημαντικά (επειδή η μείωση του δείκτη πόρων κατά την ισότροπη φόρτιση είναι μικρή).

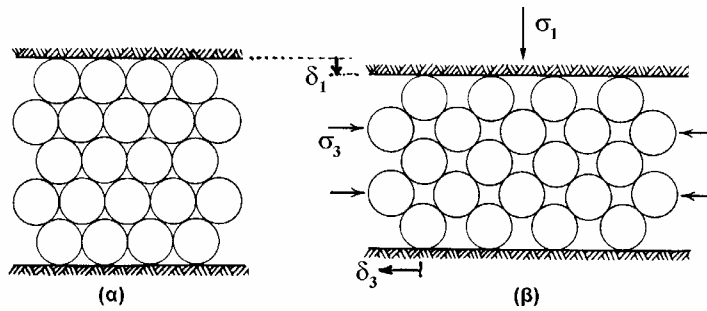
Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί ότι συχνά, σε δοκιμές επί πολύ πυκνών άμμων, ο κατιών κλάδος της καμπύλης φόρτισης, μετά τη (μέγιστη) διατμητική τάση (κλάδος A_2, B_2), δεν παρουσιάζει τη μορφή που περιγράφηκε στο προηγούμενο παράδειγμα, δηλαδή δεν συγκλίνει στη διατμητική αντοχή της χαλαρής άμμου (σημείο B_1). Τούτο συμβαίνει επειδή μετά την αστοχία (σημείο A_2) συχνά αναπτύσσεται μία ζώνη ολίσθησης (shear band) στο εσωτερικό του δοκιμίου, με συνέπεια οι περαιτέρω παραμορφώσεις να εντοπίζονται στη ζώνη αυτή, η κατάσταση του δοκιμίου να είναι ανομοιομορφή και οι μετρούμενες παραμορφώσεις να μην είναι πλέον ίσες με τις πραγματικές.

Τα προηγούμενα συμπεράσματα φαίνονται παραστατικά και στο Σχήμα 9.6, που παρουσιάζει τις συνιστώσες της γωνίας τριβής ως προς το πορώδες για μία μεσόκοκκη άμμο. Η γωνία τριβής αυξάνει σημαντικά με τη μείωση του πορώδους (δηλαδή με την αύξηση της σχετικής πυκνότητας) και η αύξηση οφείλεται αποκλειστικά στη συνιστώσα $(\phi - \phi_{cv})$ που εκφράζει την τάση για διόγκωση (διασταλτικότητα) της άμμου. Αντίθετα, οι συνιστώσες της πραγματικής τριβής μεταξύ των κόκκων (ϕ_{μ}) και της αλληλεμπλοκής μεταξύ των κόκκων $(\phi_{cv} - \phi_{\mu})$ παραμένουν σταθερές.

Η **διασταλτικότητα** των πυκνών άμμων είναι ένα από τα φαινόμενα που δεν μπορούν να ερμηνευθούν με τη θεωρία της γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας¹ και οφείλεται στη φύση των εδαφικών υλικών, δηλαδή στην ύπαρξη ασύνδετων κόκκων που αλληλεπιδρούν μέσω δυνάμεων τριβής. Ειδικότερα, όταν σε ένα εδαφικό υλικό επιβληθεί μία διατμητική τάση, η αντίστοιχη διατμητική παραμόρφωση υλοποιείται μέσω σχετικών ολισθήσεων μεταξύ των κόκκων. Η αναδιάταξη αυτή της δομής των κόκκων συνοδεύεται και από μεταβολή του όγκου των κενών, δηλαδή από ογκομετρική παραμόρφωση του εδαφικού υλικού. Συγκεκριμένα, αν η αρχική δομή του υλικού είναι χαλαρή, η ογκομετρική παραμόρφωση είναι θετική (μείωση του όγκου), ενώ, αν η αρχική δομή είναι πυκνή, η ογκομετρική παραμόρφωση είναι αρνητική (διασταλτικότητα).

Το φαινόμενο της διασταλτικότητας κατά την κυλινδρική τριαξονική φόρτιση μπορεί να εξηγηθεί με το απλό φυσικό μοντέλο της κατακόρυφης φόρτισης

¹ κατά την οποία η επιβολή διατμητικής τάσης σε ένα δοκίμιο προκαλεί **μόνο** διατμητικές παραμορφώσεις



Σχ. 10.4: Φόρτιση ισομεγεθών σφαιρών

ισομεγεθών σφαιρών σε πυκνή διάταξη, που φαίνεται στο Σχήμα 10.4. Το Σχήμα 10.4α παρουσιάζει την κατάσταση πριν από την επιβολή του αξονικού φορτίου σ_1 , που οδηγεί σε συμπίεση του υλικού στην κατακόρυφη διεύθυνση κατά δ_1 (Σχήμα 10.4β). Αποδεικνύεται ότι η πλευρική διόγκωση του υλικού είναι $\delta_3 \approx -2.88 \delta_1$, οπότε η καθαρή μεταβολή του όγκου για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ($\delta_2 = 0$) είναι:

$$\Delta V = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = -1.88 \delta_1$$

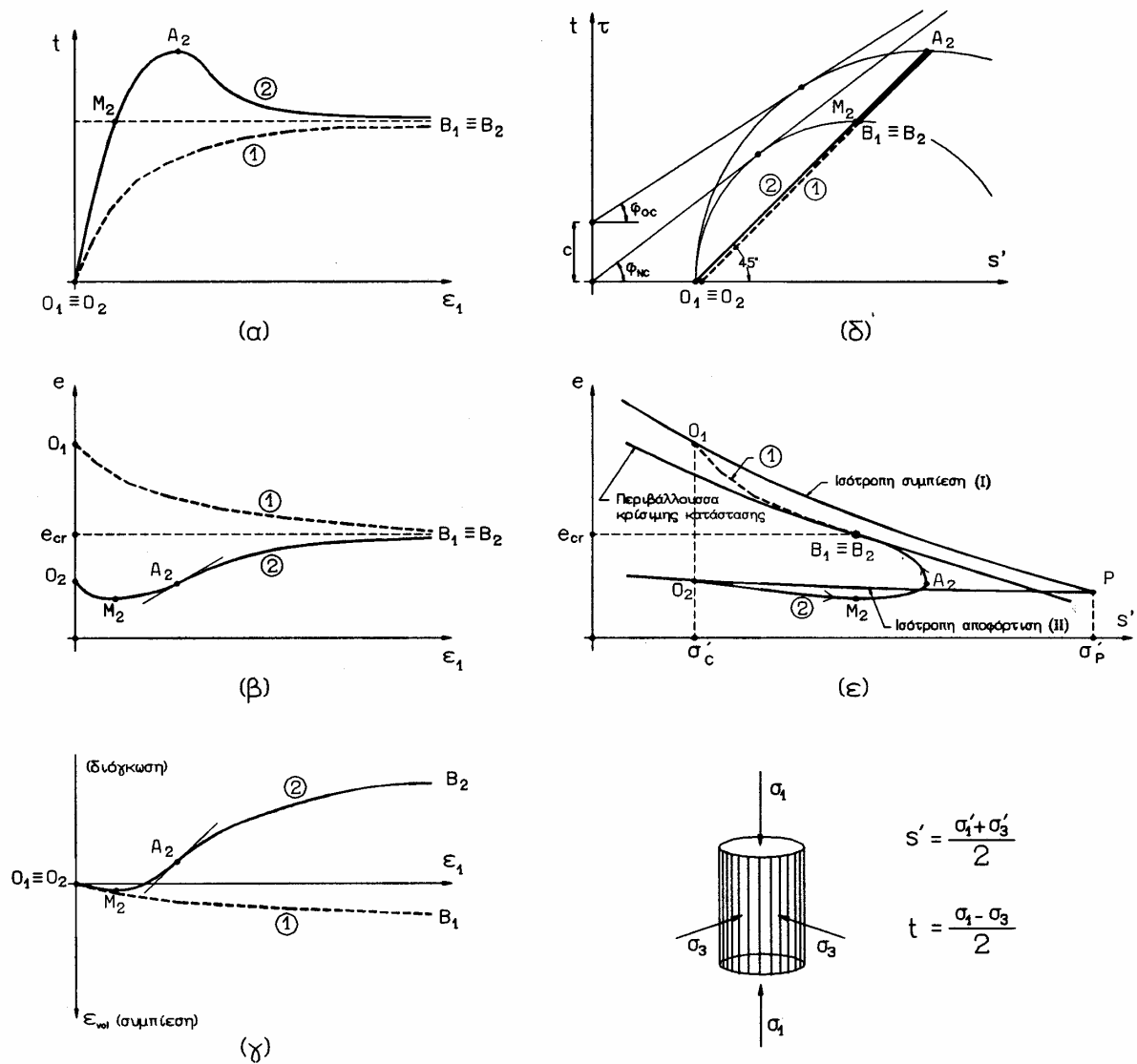
δηλαδή αντιστοιχεί σε αύξηση του όγκου (και συνεπώς αύξηση του δείκτη πόρων). Αντίθετα, όταν η αρχική δομή των σφαιρών είναι χαλαρή, ο όγκος του δοκιμίου θα μειώνεται κατά τη φόρτιση.

10.2.2 Συνεκτικά εδάφη

Το Σχήμα 10.5 παρουσιάζει τυπικά αποτελέσματα από δύο στραγγισμένες δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης σε άργιλο μέσης πλαστιμότητας. Η πρώτη δοκιμή (καμπύλες 1) έγινε σε δείγμα κανονικά στερεοποιημένου αργίλου, ενώ η δεύτερη δοκιμή (καμπύλες 2) σε δείγμα ισχυρά προφορτισμένου αργίλου. Οι αρχικές καταστάσεις των δύο δοκιμών φαίνονται στο Σχήμα 10.5(ε). Η κατάσταση του κανονικά στερεοποιημένου δοκιμίου (O_1) ανήκει στην καμπύλη της ισότροπης συμπίεσης (I), ενώ η κατάσταση του υπερστερεοποιημένου δοκιμίου (O_2) ανήκει στην καμπύλη ισότροπης αποφόρτισης από το σημείο P με μέγιστη τάση προφόρτισης (σ'_p). Έτσι, στην αρχική κατάσταση και τα δύο δοκίμια είναι στερεοποιημένα στην ίδια ισότροπη τάση (σ'_c) αλλά, ενώ το δοκίμιο (1) στερεοποιήθηκε κατά μήκος της καμπύλης ισότροπης συμπίεσης μέχρι το σημείο O_1 , το δοκίμιο (2) φορτίστηκε ισότροπα μέχρι την τάση (σ'_p) (σημείο P) και στη συνέχεια αποφορτίστηκε μέχρι την τάση (σ'_c) κατά μήκος της καμπύλης (II).

Κατά τη διατμητική φόρτιση στην κυλινδρική τριαξονική συσκευή, η συμπεριφορά των δύο αργιλικών δοκιμών είναι κατά ποιοτική θεώρηση όμοια με τη συμπεριφορά των αμμωδών δοκιμών που μελετήθηκαν προηγουμένως και συγκεκριμένα: η κανονικά στερεοποιημένη άργιλος παρουσιάζει αντίστοιχη συμπεριφορά με τη χαλαρή άμμο, ενώ η υπερστερεοποιημένη άργιλος αντίστοιχη συμπεριφορά με την πυκνή άμμο. Συνεπώς, ισχύουν όλα όσα αναφέρθηκαν στο προηγούμενο εδάφιο με τις εξής διαφορές:

1. Η ομοιότητα είναι μόνον ποιοτική, δηλαδή, ενώ η μορφή των καμπύλων είναι όμοια, οι απόλυτες τιμές των διαφόρων μεγεθών (π.χ. διατμητική αντοχή, συμπίεστικότητα, δείκτες πόρων, γωνία τριβής) μπορεί να διαφέρουν σημαντικά.



Σχ. 10.5: Στραγγισμένη φόρτιση - Συνεκτικά εδάφη

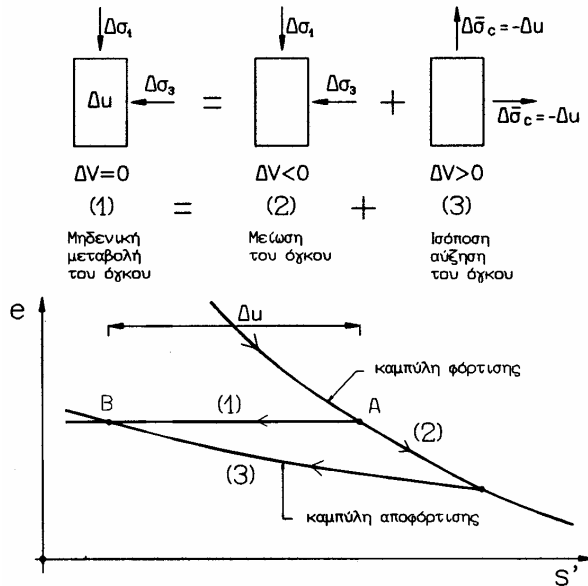
2. Στην περίπτωση των άμμων, με την αύξηση της πυκνότητας αυξάνει η γωνία τριβής και η συνοχή παραμένει μηδενική². Αντίθετα, ενώ η κανονικά στερεοποιημένη άργιλος δεν εμφανίζει συνοχή αλλά μόνον γωνία τριβής (ϕ_{NC}), η υπερστερεοποιημένη άργιλος παρουσιάζει συνοχή ($c \neq 0$) και γωνία τριβής ($\phi_{oc} < \phi_{NC}$). Στην περίπτωση της υπερστερεοποιημένης άργιλου, μετά την αστοχία (σημείο A_2) η διατμητική τάση μειώνεται και καταλήγει στη διατμητική αντοχή της κανονικά στερεοποιημένης άργιλου ($B_2 \equiv B_1$), που αντιστοιχεί σε μηδενική συνοχή και γωνία τριβής ϕ_{NC} . Φαίνεται δηλαδή ότι με την παρατεινόμενη παραμόρφωση η συνοχή της υπερστερεοποιημένης άργιλου καταστρέφεται και η άργιλος επανέρχεται στην κανονικά στερεοποιημένη κατάσταση. Η συνοχή των συνεκτικών εδαφών οφείλεται σε "συγκόλληση" των αργιλικών πλακιδίων με ηλεκτροχημικές δυνάμεις, που αναπτύσσονται με την προσέγγιση των πλακιδίων κατά την επιβολή μιας (μεγάλης) πίεσης προφόρτισης.

² οι άμμοι **δεν** εμφανίζουν συνοχή, εκτός αν είναι σιμεντωμένες

10.3 Συμπεριφορά υπό Αστράγγιστες Συνθήκες

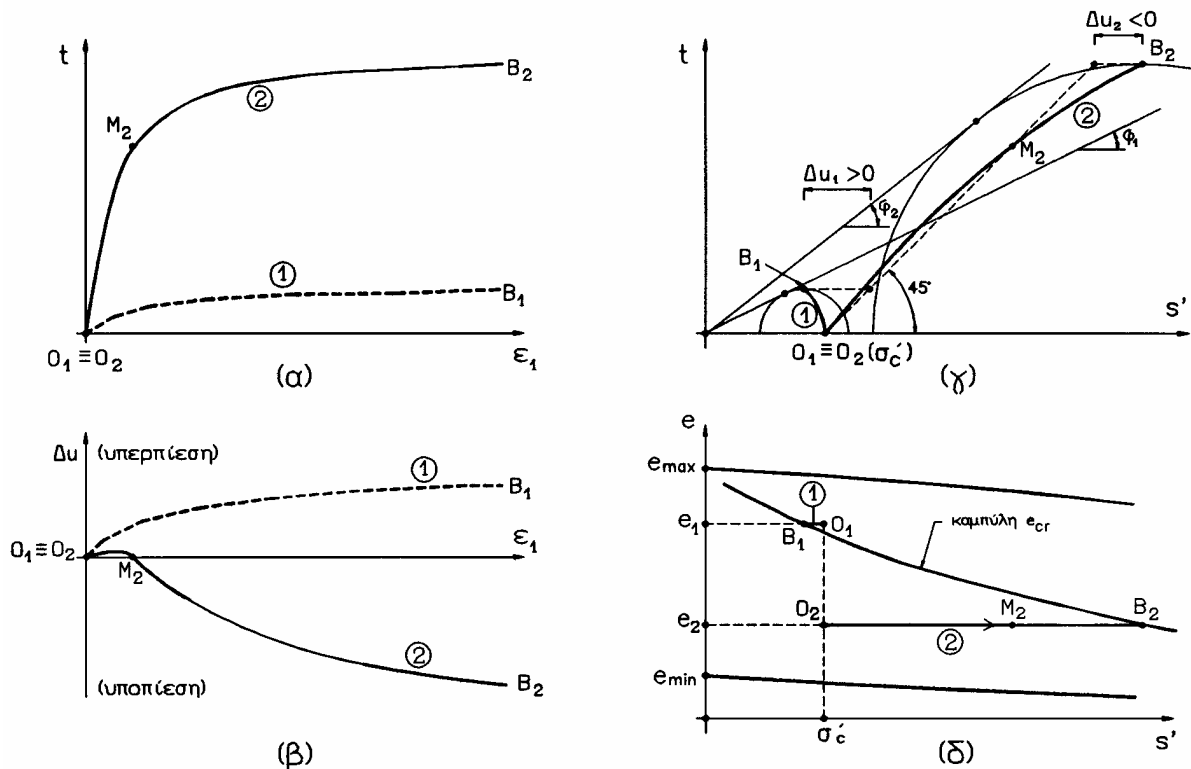
10.3.1 Κοκκώδη εδάφη

Κατά την αστράγγιστη κυλινδρική τριαξονική φόρτιση, η βαλβίδα στράγγισης του δοκιμίου είναι κλειστή, οπότε ο όγκος του δοκιμίου δεν μεταβάλλεται ($\Delta \varepsilon_{vol} = 0$). Συνεπώς, αν το δοκίμιο (υπό στραγγισμένες συνθήκες) έχει τάση για μείωση του όγκου, κατά τη φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες θα αναπτυχθούν υπερπίεσεις πόρων επειδή παρεμποδίζεται η μείωση του όγκου. Ο μηχανισμός ανάπτυξης πιέσεων πόρων σε αντιστάθμιση της τάσης για μείωση του όγκου φαίνεται στο Σχήμα 10.6. Η αστράγγιστη επιβολή της φόρτισης (1) αντιστοιχεί στη διαδρομή (AB), δηλαδή σε μείωση της μέσης ενεργού τάσης (s') υπό σταθερό δείκτη πόρων και ανάπτυξη ισόποσης υπερπίεσης πόρων (Δu). Η διαδρομή αυτή είναι ισοδύναμη με τη συνισταμένη της φόρτισης (2), διαδρομή (ΑΓ), και της φόρτισης (3), διαδρομή (ΓΒ). Εξ αυτών, η φόρτιση (2) προκαλεί μείωση του όγκου (και του δείκτη πόρων), ενώ η φόρτιση (3) προκαλεί ισόποση αύξηση του όγκου (και του δείκτη πόρων). Η ισότητα: (1)=(2)+(3) ισχύει ως προς τις μεταβολές του όγκου αλλά και ως προς τις μεταβολές των ολικών τάσεων, επειδή κατά τη φόρτιση (3) $\Delta \sigma_c = 0$. Κατ' επέκταση, αν η φόρτιση ενός δοκιμίου υπό στραγγισμένες συνθήκες προκαλεί αύξηση του όγκου (διασταλτικότητα), τότε η ίδια φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες θα προκαλέσει την ανάπτυξη υποπιέσεων πόρων, δηλαδή τη μείωση της πίεσης πόρων του δοκιμίου.



Σχ. 10.6: Αστράγγιστη φόρτιση εδαφών

Η εφαρμογή των ανωτέρω στην περίπτωση της αστράγγιστης φόρτισης των κοκκωδών εδαφών φαίνεται στο Σχήμα 10.7, που παρουσιάζει τα διαγράμματα κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης μιας χαλαρής άμμου (1) και μιας πυκνής άμμου (2) μετά από ισότροπη στερεοποίηση στην ίδια τάση (σ'_c). Το Σχήμα 10.7(β) παρουσιάζει τις μεταβολές της πίεσης πόρων στα δύο δοκίμια. Η χαλαρή άμμος (που έχει τάση για μείωση του όγκου) αναπτύσσει υπερπίεσεις πόρων, ενώ η πυκνή άμμος (που έχει τάση για αύξηση του όγκου) αναπτύσσει υποπιέσεις πόρων. Η συμπεριφορά αυτή είναι απόλυτα συμβιβαστή με τη συμπεριφορά των ίδιων εδαφών υπό στραγγισμένες συνθήκες (βλέπε και Σχήμα 10.3). Η αναλογία της συμπεριφοράς παρουσιάζεται και στις διαδρομές ενεργών τάσεων (Σχήμα 10.7γ). Η ΔΕΤ της χαλαρής άμμου κινείται προς τα αριστερά και ο κύκλος αστοχίας εφάπτεται στην περιβάλλουσα με γωνία τριβής ϕ_1 (πρακτικά ίδια με τη γωνία τριβής της χαλαρής άμμου υπό στραγγισμένες συνθήκες). Αντίθετα, η ΔΕΤ της πυκνής άμμου κινείται προς τα δεξιά και ο κύκλος αστοχίας εφάπτεται στην περιβάλλουσα με γωνία τριβής ϕ_2 (πρακτικά ίδια με τη γωνία τριβής της πυκνής άμμου υπό στραγγισμένες συνθήκες). Στην περίπτωση της αστράγγιστης φόρτισης της πυκνής άμμου, όμως, η διατμητική τάση μετά την αστοχία δεν μειώνεται (Σχήμα 10.7α), όπως είχε



Σχ. 10.7: Αστράγγιστη φόρτιση - Κοκκώδη εδάφη

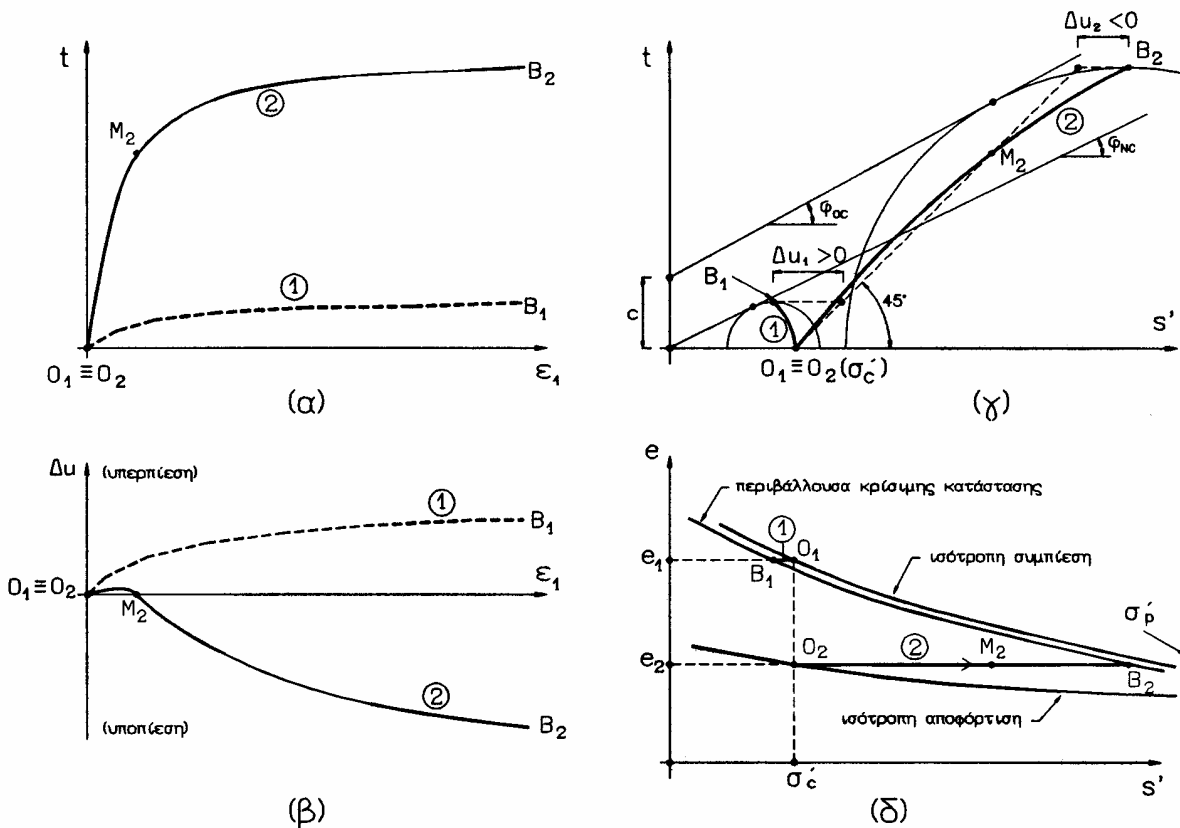
παρατηρηθεί κατά τη φόρτιση υπό στραγγισμένες συνθήκες (Σχήμα 10.3). Η διαφορά αυτή εξηγείται, επειδή κατά τη φόρτιση υπό στραγγισμένες συνθήκες ο δείκτης πόρων της πυκνής άμμου αυξάνει, οπότε η δομή της γίνεται χαλαρότερη και η γωνία τριβής μειώνεται. Αντίθετα, κατά την αστράγγιστη φόρτιση ο δείκτης πόρων παραμένει σταθερός και συνεπώς, η γωνία τριβής δεν μεταβάλλεται.

Η αναλογία μεταξύ στραγγισμένης και αστράγγιστης φόρτισης φαίνεται και στα διαγράμματα του Σχήματος 10.7(δ), όπου οι καταστάσεις αστοχίας των αστράγγιστων δοκιμών (1) και (2) (σημεία B₁ και B₂) πρακτικά ανήκουν στην καμπύλη του κρίσιμου δείκτη πόρων που είχε προσδιορισθεί και από τις στραγγισμένες δοκιμές (Σχήμα 10.3). Όσον αφορά τις αστράγγιστες δοκιμές, η καμπύλη του κρίσιμου δείκτη πόρων ορίζει μία περιοχή κάτω από την καμπύλη όπου η άμμος αναπτύσσει υποπίεσεις πόρων και μία περιοχή πάνω από την καμπύλη όπου η άμμος αναπτύσσει υπερπίεσεις πόρων.

10.3.2 Συνεκτικά εδάφη

Η συμπεριφορά των συνεκτικών εδαφών κατά την αστράγγιστη φόρτιση είναι ποιοτικά ανάλογη με των κοκκωδών εδαφών και μάλιστα οι κανονικά στερεοποιημένες άργιλοι συμπεριφέρονται όπως οι χαλαρές άμμοι, ενώ οι ισχυρά υπερστερεοποιημένες άργιλοι όπως οι πυκνές άμμοι. Το Σχήμα 10.8 παρουσιάζει τυπικά διαγράμματα της αστράγγιστης κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης μιας κανονικά στερεοποιημένης άργιλου (1) και μιας ισχυρά υπερστερεοποιημένης άργιλου (2). Η μορφή των διαγραμμάτων είναι όμοια με των κοκκωδών εδαφών (Σχήμα 10.7) και συνεπώς ισχύουν οι προηγούμενες παρατηρήσεις με τις εξής διαφορές:

1. Στο Σχήμα 10.8(δ) η κανονικά στερεοποιημένη άργιλος (1) στερεοποιήθηκε κατά μήκος της καμπύλης ισότροπης συμπίεσης μέχρι το σημείο O₁ (πίεση σ'_c), ενώ η



Σχ. 10.8: Αστράγγιστη φόρτιση - Συνεκτικά εδάφη

υπερστερεοποιημένη άργιλος αρχικά στερεοποιήθηκε ισότροπα μέχρι το σημείο P (τάση προφόρτισης σ'_p) και στη συνέχεια αποφορτίστηκε σε πίεση σ'_c ίδια με την τάση στερεοποίησης της κανονικά στερεοποιημένης άργιλου (σημείο O_2). Κατά την αστράγγιστη φόρτιση ο δείκτης πόρων παραμένει σταθερός και τα σημεία αστοχίας (B_1 και B_2) πρακτικά ανήκουν στην περιβάλλουσα κρίσιμης κατάστασης που είχε προσδιορισθεί κατά την πλήρως στραγγισμένη φόρτιση (Σχήμα 10.5).

2. Στο Σχήμα 10.8(γ) η διαδρομή ενεργών τάσεων της κανονικά στερεοποιημένης άργιλου καταλήγει (κατά την αστοχία) σε κύκλο Mohr, ο οποίος εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας που προσδιορίστηκε κατά τη στραγγισμένη φόρτιση της κανονικά στερεοποιημένης άργιλου ($c = 0, \phi = \phi_{NC}$). Η ίδια παρατήρηση ισχύει και για την υπερστερεοποιημένη άργιλο ($c \neq 0, \phi = \phi_{OC}$). Κατά την αστράγγιστη φόρτιση, όμως, η διατμητική τάση της υπερστερεοποιημένης άργιλου μετά την αστοχία δεν μειώνεται όπως κατά τη στραγγισμένη φόρτιση, επειδή ο όγκος του δοκιμίου δεν μεταβάλλεται, τα πλακίδια της άργιλου δεν απομακρύνονται το ένα από το άλλο και η μεταξύ τους συγκόλληση (συνοχή) δεν καταστρέφεται.

10.3.3 Τελικές παρατηρήσεις

Από τα προηγούμενα προκύπτει ότι η συμπεριφορά των κοκκωδών και συνεκτικών εδαφών είναι ποιοτικά ανάλογη και μάλιστα οι χαλαρές άμμοι συμπεριφέρονται όπως οι κανονικά στερεοποιημένες άργιλοι, ενώ οι πυκνές άμμοι όπως οι ισχυρά υπερστερεοποιημένες άργιλοι. Βεβαίως, η συμπεριφορά που περιγράφηκε στις προηγούμενες δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης είναι εξιδανικευμένη, οπότε η πραγματική συμπεριφορά πολλών εδαφικών υλικών είναι

διαφορετική. Τούτο κυρίως οφείλεται σε παράγοντες που επηρεάζουν δευτερογενώς τη συμπεριφορά των εδαφών, όπως:

1. η αρχική ανισοτροπία (στερεοποίηση υπό ανισότροπη εντατική κατάσταση αντί της ισότροπης συμπίεσης που θεωρήθηκε στα παραδείγματα),
2. η γήρανση, λόγω του μεγάλου χρόνου που παρήλθε από την αρχική στερεοποίηση των πραγματικών εδαφικών σχηματισμών, με συνέπεια την ανάπτυξη θιξοτροπικών δεσμών, δεσμών σιμέντωσης κλπ,
3. η φόρτιση με εντατικές καταστάσεις διάφορες της κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης,
4. η διαφορετική ταχύτητα φόρτισης στη φύση από ότι στο εργαστήριο,
5. η μερική εκτόνωση των πιέσεων πόρων στη φύση (η **απόλυτα** αστράγγιστη φόρτιση είναι οριακή κατάσταση που σπάνια συμβαίνει στη φύση).

Παρά ταύτα, τα προηγούμενα παραδείγματα έχουν αξία, επειδή θέτουν ένα **πλαίσιο συμπεριφοράς των εδαφικών σχηματισμών με το οποίο μπορεί να συγκρίνεται η συμπεριφορά των πραγματικών εδαφών, να εντοπίζονται οι παράγοντες που προκαλούν τις τυχόν αποκλίσεις και να εκτιμάται η σημασία τους στο συγκεκριμένο Γεωτεχνικό πρόβλημα.**

Τα αποτελέσματα των δοκιμών κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης είναι χρήσιμα και για τον προσδιορισμό των παραμέτρων συμπίεσότητας του εδάφους, με την αξιοποίηση του αρχικού τμήματος των καμπύλων φόρτισης πριν από την αστοχία. Ειδικότερα, οι κλίσεις των διαγραμμάτων (t, ε_1) και $(\varepsilon_{vol}, \varepsilon_1)$ ή $(\Delta u, \varepsilon_1)$ συνδέονται με τις "ελαστικές" παραμέτρους (E, ν) του εδάφους ως εξής:

1. Κατά τις στραγγισμένες δοκιμές:

$$\frac{dt}{d\varepsilon_1} = \frac{1}{2}E \quad , \quad \frac{d\varepsilon_{vol}}{d\varepsilon_1} = 1 - 2\nu \quad (10.3)$$

2. Κατά τις αστράγγιστες δοκιμές:

$$\frac{dt}{d\varepsilon_1} = \frac{1}{2}E_u \quad , \quad \frac{d(\Delta u)}{d\varepsilon_1} = \frac{1}{3}E_u \quad (10.4)$$

όπου (ως γνωστόν) οι "αστράγγιστες" παράμετροι συνδέονται με τις ελαστικές σταθερές ως εξής:

$$E_u = \frac{3E}{2(1+\nu)} = 3G \quad , \quad \nu_u = 0.50 \quad (10.5)$$

Η εκτίμηση των αναπτυσσόμενων υπερπίεσεων (ή υποπίεσεων) πόρων κατά την αστράγγιστη φόρτιση των εδαφικών σχηματισμών έχει μεγάλη πρακτική σημασία, επειδή οι πιέσεις πόρων μεταβάλλουν τις ενεργές τάσεις και συνεπώς την αντοχή του εδάφους. Στα περισσότερα όμως προβλήματα, η επιβαλλόμενη φόρτιση προκαλεί σύνθετες τριδιάστατες διαδρομές τάσεων που δεν μπορούν να προσομοιωθούν στο Εργαστήριο. Στις περιπτώσεις αυτές είναι απαραίτητη μία μέθοδος για την (κατά προσέγγιση) εκτίμηση των μεταβολών της πίεσης πόρων. Μία τέτοια μέθοδος περιγράφεται στα επόμενα και βασίζεται στην ανάλυση της πίεσης πόρων που αναπτύσσεται κατά την αστράγγιστη κυλινδρική τριαξονική φόρτιση. Κατά τη φόρτιση αυτή, η μεταβολή των επιβαλλόμενων ολικών τάσεων $(\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3)$ μπορεί να αναλυθεί σε δύο συνιστώσες:

1. μία ισότροπη συμπίεση με ολόπλευρη μεταβολή της τάσης κατά $\Delta\sigma_3$ και
2. μία αξονική φόρτιση με τάση $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$, χωρίς μεταβολή της παράπλευρης τάσης.

Η μεταβολή της πίεσης πόρων λόγω της πρώτης συνιστώσας είναι (κατά τα γνωστά για κορεσμένα εδάφη):

$$\Delta u_1 = \Delta \sigma_3$$

Η μεταβολή της πίεσης πόρων λόγω της δεύτερης συνιστώσας εξαρτάται από την ένταση της φόρτισης ($\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$) και συνεπώς μπορεί να γραφεί με τη μορφή:

$$\Delta u_2 = A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

όπου A είναι ένας συντελεστής όχι απαραίτητα σταθερός. Κατά τη συνισταμένη αστράγγιστη φόρτιση θα ισχύει:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (10.6)$$

Η σχέση αυτή ονομάζεται εξίσωση Skempton και δίνει τη μεταβολή της πίεσης πόρων κατά την αστράγγιστη φόρτιση εδαφών στην **κυλινδρική τριαξονική δοκιμή** (δηλαδή όταν $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$ και οι διευθύνσεις των κύριων τάσεων δεν στρέφονται).

Ο συντελεστής (A) δεν είναι σταθερός αλλά εξαρτάται από την ένταση της φόρτισης και την αρχική κατάσταση του δοκιμίου (δηλαδή τη σχετική πυκνότητα στις άμμους και το βαθμό υπερστερεοποίησης στις αργίλους). Στην περίπτωση ενός γραμμικού ελαστικού υλικού ο συντελεστής (A) έχει σταθερή τιμή ίση με $1/3$, επειδή ως γνωστόν:

$$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) = \Delta \sigma_3 + \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

Στα πραγματικά εδάφη, οι τιμές του συντελεστή A κατά την αστοχία είναι της τάξης του 0.70 έως 1.00 στις κανονικά στερεοποιημένες αργίλους και της τάξης του 0.20 έως (-0.30) στις ισχυρά υπερστερεοποιημένες αργίλους.

Κατά την τριδιάστατη αστράγγιστη φόρτιση των κορεσμένων εδαφών, η ισότροπη συνιστώσα της φόρτισης (Δp) προκαλεί ισόποση μεταβολή της πίεσης πόρων, ενώ η διατμητική συνιστώσα της φόρτισης (Δq) προκαλεί μεταβολή της πίεσης πόρων που εξαρτάται από το Δq , οπότε η αναπτυσσόμενη πίεση πόρων μπορεί να γραφεί με τη μορφή (εξίσωση Henkel):

$$\Delta u = \Delta p + \left(A - \frac{1}{3} \right) \cdot \Delta q \quad (10.7)$$

όπου:

$$\Delta p = \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$$

$$\Delta q = \sqrt{\frac{1}{2} [(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2]}$$

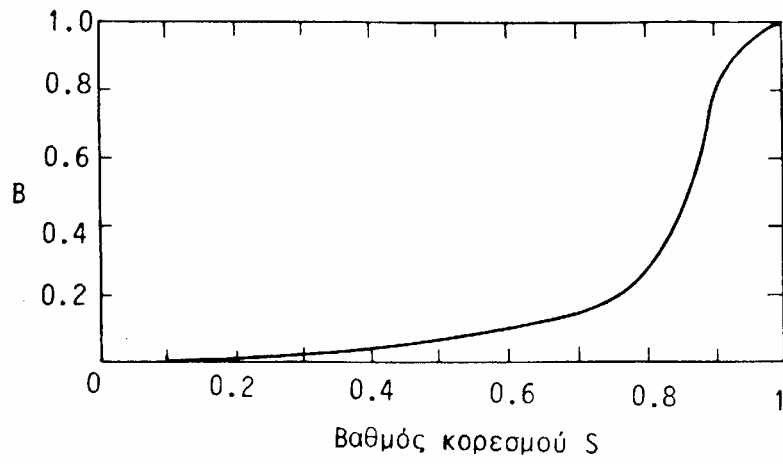
Τέλος, στην περίπτωση που το εδαφικό υλικό δεν είναι πλήρως κορεσμένο, οπότε η μεταβολή της πίεσης πόρων εξαρτάται και από το συντελεστή απόκρισης B (βλέπε εδάφιο 9.4.2.1), η εξίσωση Skempton (σχέση 10.6) γενικεύεται ως εξής:

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (10.8)$$

ενώ η εξίσωση Henkel (σχέση 10.7) δίνει:

$$\Delta u = B \left[\Delta p + \left(A - \frac{1}{3} \right) \cdot \Delta q \right] \quad (10.9)$$

Οι τιμές του συντελεστή B εξαρτώνται από το βαθμό κορεσμού του εδαφικού υλικού και από το λόγο της συμπιεστότητας του εδαφικού σκελετού προς τη συμπιεστότητα του νερού των πόρων. Για σχετικά μαλακές αργίλους η εξάρτηση του B από το βαθμό κορεσμού φαίνεται στο Σχήμα 10.9.



Σχ. 10.9: Μεταβολή του συντελεστή απόκρισης B

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 10.1

Κυλινδρικό δοκίμιο εδαφικού υλικού (διάμετρος $d_o = 35$ mm, ύψος $H_o = 70$ mm) υποβάλλεται σε δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης.

Κατά τον κορεσμό του δοκιμίου, με κλειστή τη βαλβίδα στράγγισης, η πίεση της κυψέλης αυξήθηκε μέχρι την τιμή των 150 kPa και μετρήθηκε πίεση πόρων $u_o = 120$ kPa. Στη συνέχεια, το δοκίμιο στερεοποιήθηκε με την επιβολή ισότροπης ενεργού τάσης $\sigma'_c = 130$ kPa ($\sigma_c = 250$ kPa, $u_o = 120$ kPa). Η μεταβολή του όγκου του δοκιμίου κατά τη στερεοποίηση ήταν μικρή και μπορεί να θεωρηθεί (χωρίς σημαντικό σφάλμα) ότι οι διαστάσεις του δοκιμίου μετά τη στερεοποίηση είναι πρακτικά ίσες με τις αρχικές του διαστάσεις.

Μετά τη στερεοποίηση ακολούθησε φόρτιση (συμπίεση) του δοκιμίου στην κατακόρυφη διεύθυνση υπό αστράγγιστες συνθήκες. Κατά τη φόρτιση, η πίεση της κυψέλης (σ_c) διατηρήθηκε σταθερή (ίση με 250 kPa) και σε τακτά χρονικά διαστήματα μετρούντο: η μεταβολή του ύψους του δοκιμίου (βράχυνση ΔH), η πίεση πόρων του δοκιμίου (u) και η δύναμη (P) στο έμβολο που φόρτιζε το δοκίμιο (διάμετρος του εμβόλου $D = 10$ mm). Ο Πίνακας 10.1-1 παρουσιάζει τις μετρήσεις που λήφθηκαν κατά τη διάρκεια της δοκιμής.

Ζητούνται:

1. Να σχεδιασθούν τα διαγράμματα $t - \varepsilon_1$, $\Delta u - \varepsilon_1$ και $t - s'$ κατά την αστράγγιστη συμπίεση του δοκιμίου (ε_1 είναι η αξονική παραμόρφωση).
2. Να προσδιορισθούν:
 - (α) Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του δοκιμίου.
 - (β) Το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του δοκιμίου (ας θεωρηθεί ότι ο λόγος του Poisson είναι $\nu = 0.25$).
 - (γ) Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους (c , ϕ), εάν είναι γνωστό ότι σε ένα άλλο δοκίμιο του ίδιου υλικού που υποβλήθηκε σε δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης υπό αστράγγιστες συνθήκες, μετά από στερεοποίηση σε ενεργό τάση $\sigma'_c = 250$ kPa ($\sigma_c = 350$ kPa, $u_o = 100$ kPa), στην κατάσταση αστοχίας μετρήθηκαν: $\Delta H = 0.7$ mm, $P = 461$ N, $u = 159$ kPa.

ΠΙΝΑΚΑΣ 10.1-1

ΔH (mm)	P (N)	u (kPa)
0	20	120
0.125	90	128
0.25	150	134
0.375	190	139
0.50	220	142
0.625	245	145
0.75	262	147
0.875	274	149
1.0	280	150
1.125	278	150.5
1.25	276	151
1.50	274	152
1.75	270	154
2.0	260	155
2.50	240	156
3.0	220	157
3.50	210	158
4.0	200	159
5.0	200	159

Λύση:

1. Το εμβαδόν του εμβόλου είναι: $\alpha = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times 1^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$.

Η αξονική θλιπτική παραμόρφωση του δοκιμίου δίνεται από τη σχέση: $\epsilon_1 = \Delta H / H_o$.

Το εμβαδόν της διατομής του δοκιμίου μεταβάλλεται κατά την αξονική συμπίεση, επειδή ο όγκος του δοκιμίου διατηρείται σταθερός (αστράγγιστη φόρτιση) ενώ το ύψος του μειώνεται. Η αρχική τιμή της διατομής του δοκιμίου είναι:

$$A_o = \frac{\pi d_o^2}{4} = \frac{3.14 \times 3.5^2}{4} = 9.621 \text{ cm}^2$$

ενώ, για την εκάστοτε διατομή του δοκιμίου (A), ισχύει: $A_o \cdot H_o = V_o = V = A (H_o - \Delta H)$, δηλαδή:

$$A = A_o \frac{H_o}{H_o - \Delta H} \tag{10.1-1}$$

Επιπλέον, η αξονική τάση σ_1 , κατά την κυλινδρική τριαξονική συμπίεση, δίνεται από τη σχέση (βλέπε Κεφάλαιο 9):

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \sigma_c \left(1 - \frac{\alpha}{A} \right) \tag{10.1-2}$$

Τέλος:

$$t \equiv (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 = (\sigma_1 - \sigma_c) / 2$$

$$\Delta u = u - u_o$$

$$s' \equiv (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2 = (\sigma_1 + \sigma_c) / 2 - u$$

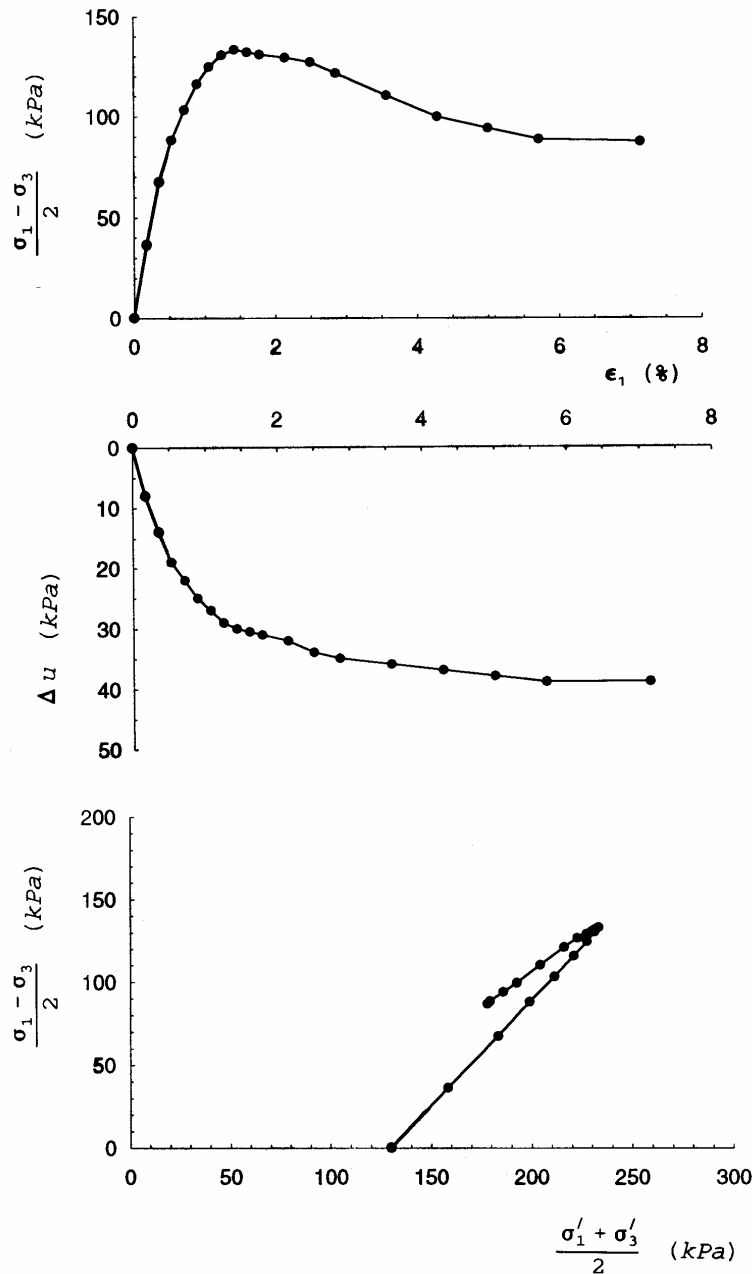
Από τις ανωτέρω σχέσεις προκύπτουν οι τιμές που φαίνονται στον Πίνακα 10.1-2. Τα ζητούμενα διαγράμματα φαίνονται στο Σχήμα 10.1-1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 10.1-2

ΔH (mm)	A (cm ²)	σ_1 (kPa)	t (kPa)	Δu (kPa)	s' (kPa)
0	9.62	250	0	0	130
0.125	9.64	323	37	8	159
0.25	9.66	385	68	14	184
0.375	9.67	426	88	19	199
0.50	9.69	457	104	22	211
0.625	9.71	482	116	25	221
0.75	9.73	499	125	27	228
0.875	9.74	511	131	29	232
1.0	9.76	517	133	30	233
1.125	9.78	514	132	30.5	232
1.25	9.80	512	131	31	230
1.50	9.83	509	129	32	227
1.75	9.87	504	127	34	223
2.0	9.90	493	121	35	216
2.50	9.98	471	110	36	204
3.0	10.05	449	100	37	193
3.50	10.13	438	94	38	186
4.0	10.20	427	88	39	179
5.0	10.36	424	87	39	178

2(α). Από τον Πίνακα 10.1-1 προκύπτει ότι η μέγιστη τιμή του t είναι 133 kPa και συνεπώς, η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του δοκιμίου είναι:

$$c_u \equiv \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} = 133 \text{ kPa}$$



Σχήμα 10.1-1: Παράδειγμα 10.1

2(β). Από τις γνωστές σχέσεις (βλέπε Κεφάλαιο 10) προκύπτουν οι εξής αρχικές τιμές των ελαστικών σταθερών του δοκιμίου:

$$E_u = 2 \frac{dt}{d\epsilon_1} = 2 \frac{104}{0.5 \times 0.01} = 41600 \text{ kPa} = 41.6 \text{ MPa}$$

$$E = \frac{2(1+\nu)E_u}{3} = \frac{2 \times (1+0.25) \times 41.6}{3} = 34.7 \text{ MPa}$$

Συνεπώς, το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του δοκιμίου (για παραμόρφωση $\epsilon_1 = 0.5\%$) είναι 34.7 MPa.

Σημείωση: Το μέτρο ελαστικότητας μπορεί να εκτιμηθεί και με βάση την αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων κατά την αστράγγιστη κυλινδρική τριαξονική συμπίεση (βλέπε Κεφάλαιο 10) από τη σχέση:

$$E_u = 3 \frac{d(\Delta u)}{d\varepsilon_1}$$

Στην προκείμενη περίπτωση, για αξονική παραμόρφωση 0.5%:

$$E_u = 3 \times \frac{22}{0.5 \times 0.01} = 13200 \text{ kPa} = 3.2 \text{ MPa}$$

οπότε:

$$E = \frac{2(1+\nu)E_u}{3} = \frac{2 \times (1.25) \times 13.2}{3} = 11 \text{ MPa}$$

Η τιμή αυτή είναι σημαντικά μικρότερη από την τιμή $E = 34.7 \text{ MPa}$, που εκτιμήθηκε προηγουμένως με βάση την καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων ($t - \varepsilon_1$). Η διαφορά μεταξύ των δύο τιμών οφείλεται προφανώς στην παραδοχή της ισότροπης γραμμικής ελαστικότητας, από την οποία προκύπτουν οι σχέσεις:

$$E_u = 2 \frac{dt}{d\varepsilon_1} \quad , \quad E_u = 3 \frac{d(\Delta u)}{d\varepsilon_1}$$

γεγονός που υποδηλώνει ότι οι κλίσεις των καμπύλων $t - \varepsilon_1$ και $\Delta u - \varepsilon_1$ είναι συσχετισμένες. Οι διαφορετικές τιμές του E_u που υπολογίστηκαν προηγουμένως σημαίνουν ότι η συμπεριφορά του συγκεκριμένου εδαφικού δείγματος δεν περιγράφεται ικανοποιητικά από το ισότροπο γραμμικώς ελαστικό μοντέλο. Όπως φαίνεται και από τις καμπύλες του Σχήματος 10.1-1, η συμπεριφορά του δοκιμίου είναι πρακτικώς γραμμική στο διάστημα 0-0.5%. Συνεπώς, το σφάλμα πρέπει να είναι αποτέλεσμα της παραδοχής ισότροπης συμπεριφοράς. Πράγματι, λόγω του τρόπου γένεσης (απόθεσης), τα εδαφικά υλικά παρουσιάζουν οριζόντια στρώση και συνεπώς μπορούν να περιγραφούν καλύτερα ως ανισότροπα υλικά με άξονα ανισοτροπίας την κατακόρυφο (διεύθυνση της απόθεσης). Μερικά βασικά χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς υλικών με τέτοια ανισοτροπία δίνονται στο Παράδειγμα 6.2 (βλέπε Κεφάλαιο 6).

2(γ). Από την πρώτη δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης, προκύπτει ότι κατά την αστοχία:

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma_1 - u = 517 - 150 = 367 \text{ kPa} \\ \sigma'_3 &= \sigma_c - u = 250 - 150 = 100 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Από τη δεύτερη δοκιμή, στην κατάσταση αστοχίας, προκύπτει με βάση τις σχέσεις (1), (2):

$$\begin{aligned} A &= A_o \frac{H_o}{H_o - \Delta H} = 9.621 \times \frac{70}{70 - 0.7} = 9.718 \text{ cm}^2 \\ \sigma_1 &= \frac{461 \times 0.001}{9.718 \times 0.0001} + 350 \times \left(1 - \frac{0.785}{9.718} \right) = 796 \text{ kPa} \\ \sigma'_1 &= 796 - 159 = 637 \text{ kPa} \\ \sigma'_3 &= 350 - 159 = 191 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Από τα ανωτέρω δύο ζεύγη τιμών (σ'_1, σ'_3) κατά την αστοχία, και από τη γνωστή σχέση αστοχίας: $\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ προκύπτει ότι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του υλικού είναι: $c = 20.4 \text{ kPa}$, $\phi = 29.7^\circ$.

Παράδειγμα 10.2

Για τη μελέτη της διατμητικής αντοχής μιας υπερστερεοποιημένης αργίλου, εκτελέστηκαν τέσσερις δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης σε τέσσερα όμοια δοκίμια της αργίλου. Και τα τέσσερα δοκίμια αρχικά στερεοποιήθηκαν με πίεση κυψέλης $\sigma_{cm} = 900 \text{ kPa}$ και αντιπίεση πόρων $u_o = 100 \text{ kPa}$ (ισότροπη ενεργός τάση: $\sigma'_c = 900 - 100 = 800 \text{ kPa}$). Το ποσοστό υγρασίας μετά τη στερεοποίηση ήταν 18.5% και στα τέσσερα δοκίμια.

Στη συνέχεια, για να επιτευχθούν διάφοροι βαθμοί υπερστερεοποίησης (OCR) στα τέσσερα δοκίμια, ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία:

1. Στο πρώτο δοκίμιο η πίεση της κυψέλης και η αντιπίεση πόρων δεν μεταβλήθηκαν. Το δοκίμιο αυτό θεωρείται ως κανονικά στερεοποιημένο (OCR = 1).
2. Στο δεύτερο δοκίμιο η πίεση της κυψέλης μειώθηκε σε $\sigma_c = 500$ kPa, ενώ η αντιπίεση πόρων διατηρήθηκε σταθερή ($u_o = 100$ kPa). Το δοκίμιο διογκώθηκε (ενεργός τάση: $\sigma'_c = 500 - 100 = 400$ kPa) και το ποσοστό υγρασίας μετά τη διόγκωση ήταν 19.40%. Το δοκίμιο αυτό έχει βαθμό υπερστερεοποίησης: OCR = $800/400 = 2$.
3. Στο τρίτο δοκίμιο η πίεση της κυψέλης μειώθηκε σε $\sigma_c = 300$ kPa, ενώ η αντιπίεση πόρων διατηρήθηκε σταθερή ($u_o = 100$ kPa). Το δοκίμιο διογκώθηκε (ενεργός τάση: $\sigma'_c = 300 - 100 = 200$ kPa) και το ποσοστό υγρασίας μετά τη διόγκωση ήταν 20.31%. Το δοκίμιο αυτό έχει βαθμό υπερστερεοποίησης: OCR = $800/200 = 4$.
4. Τέλος, στο τέταρτο δοκίμιο η πίεση της κυψέλης μειώθηκε σε $\sigma_c = 200$ kPa, ενώ η αντιπίεση πόρων διατηρήθηκε σταθερή ($\sigma_c = 100$ kPa). Το δοκίμιο διογκώθηκε (ενεργός τάση: $\sigma'_c = 200 - 100 = 100$ kPa) και το ποσοστό υγρασίας μετά τη διόγκωση ήταν 21.21%. Το δοκίμιο αυτό έχει βαθμό υπερστερεοποίησης: OCR = $800/100 = 8$.

Μετά τη διόγκωσή τους τα τέσσερα δοκίμια υποβλήθηκαν σε αστράγγιστη αξονική συμπίεση μέχρι την αστοχία, κατά την οποία μετρήθηκαν οι εξής τιμές της μέγιστης κύριας τάσης (σ_{1f}) και της αντιπίεσης πόρων (u_f):

Δοκίμιο 1: $\sigma_{1f} = 1380$ kPa, $u_f = 556$ kPa.

Δοκίμιο 2: $\sigma_{1f} = 868$ kPa, $u_f = 210$ kPa.

Δοκίμιο 3: $\sigma_{1f} = 576$ kPa, $u_f = 86$ kPa.

Δοκίμιο 4: $\sigma_{1f} = 394$ kPa, $u_f = 57$ kPa.

Ζητείται να εκτιμηθούν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής της κανονικά στερεοποιημένης αργίλου και να σχεδιασθούν οι καταστάσεις αστοχίας των τεσσάρων δοκιμίων στα εξής διαγράμματα:

1. Διάγραμμα $t - \sigma'_c$.
2. Διάγραμμα $(\sigma_1 - \sigma_3) / (2 \sigma'_c)$ ως προς OCR.
3. Διάγραμμα A_f ως προς OCR.

Λύση:

Η κανονικά στερεοποιημένη άργιλος έχει κατά τα γνωστά $c = 0$ και γωνία τριβής (ϕ), που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{\sigma'_{1f}}{\sigma'_{3f}} = \frac{\sigma_{1f} - u_f}{\sigma_c - u_f} = \frac{1380 - 556}{900 - 556} = 2.395$$

δηλαδή: $\phi = 24.3$ μοίρες. Γενικώς, στις τέσσερις δοκιμές, στην κατάσταση αστοχίας, ισχύει:

Δοκιμή	σ'_{1f} (kPa)	σ'_{3f} (kPa)
1	824	344
2	658	290
3	490	214
4	337	143

Οι απαιτούμενες για το σχεδιασμό των διαγραμμάτων τιμές κατά την αστοχία υπολογίζονται από τις εξής σχέσεις:

$$\begin{aligned} \sigma_{3f} &= \sigma_c, \quad \sigma'_c = \sigma_c - u_o \\ t &= \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_{1f} - \sigma_c}{2} \\ s' &= \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_f = \frac{\sigma_{1f} + \sigma_c}{2} - u_f \end{aligned}$$

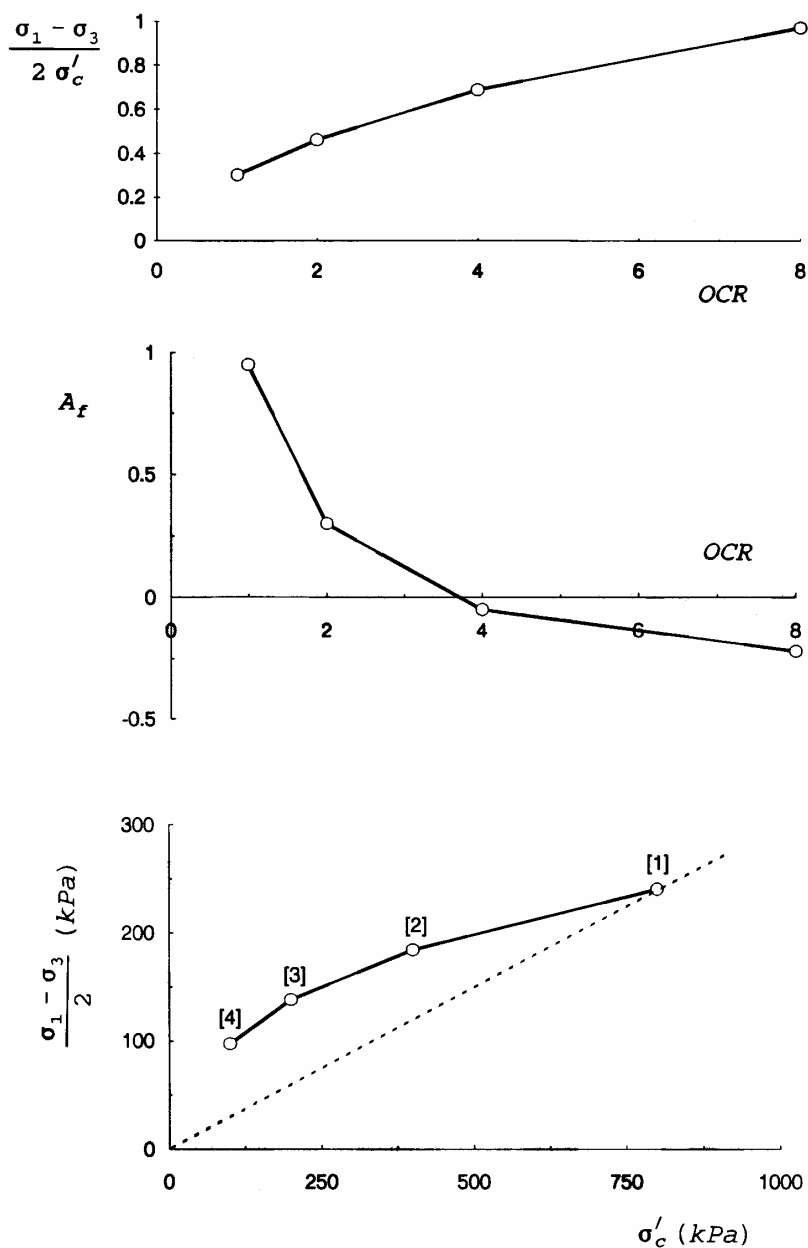
$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma'_c} = \frac{\sigma_{1f} - \sigma_c}{2(\sigma_c - u_o)}$$

$$A_f = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{u_f - u_o}{\sigma_{1f} - \sigma_c}$$

και δίνονται στον Πίνακα 10.2-1. Τα ζητούμενα διαγράμματα φαίνονται στο Σχήμα 10.2-1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 10.2-1

Δοκίμιο	σ_c (kPa)	OCR	σ'_c (kPa)	t (kPa)	s' (kPa)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma'_c}$	A_f
1	900	1	800	240	584	0.30	0.95
2	500	2	400	184	474	0.46	0.30
3	300	4	200	138	352	0.69	-0.05
4	200	8	100	97	240	0.97	-0.22



Σχήμα 10.2-1: Παράδειγμα 10.2

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11

Η ΕΡΕΥΝΑ ΤΟΥ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ

11.1 Εισαγωγή

Τα εδαφικά υλικά, σαν φυσικά υλικά, εμφανίζουν σημαντική ανομοιογένεια. Ειδικότερα, η συμπεριφορά τους ποικίλλει όχι μόνο μεταξύ των διαφορετικών τύπων εδαφών (π.χ. αμμώδη και αργιλικά), αλλά και μεταξύ υλικών του ίδιου τύπου (π.χ. χαλαρές και πυκνές άμμοι), όπως και από θέση σε θέση. Κατά συνέπεια, ο προσδιορισμός της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών απαιτεί τη διερεύνηση των ιδιοτήτων **εδαφικών δειγμάτων από τη συγκεκριμένη θέση** που ενδιαφέρει. Η λήψη δειγμάτων από το έδαφος ονομάζεται **γεωτεχνική δειγματοληψία** και μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους οι οποίοι εξαρτώνται από το είδος του εδάφους, τον τύπο και τη σημασία του έργου (κυρίως την έκταση, το βάθος επιρροής και τις απαιτήσεις αντοχής και ανεκτών υποχωρήσεων) καθώς και το διαθέσιμο μηχανικό εξοπλισμό.

Η μηχανική συμπεριφορά των εδαφών εξαρτάται και από τη δομή τους, η οποία όμως μπορεί να καταστραφεί κατά τη δειγματοληψία. Συνεπώς, πρέπει να λαμβάνεται κάθε προσοχή ώστε η διατάραξη κατά τη δειγματοληψία να είναι ελάχιστη. Εδαφικά δείγματα που έχουν υποστεί την ελάχιστη δυνατή διατάραξη ονομάζονται **αδιατάρακτα**.

Η απλούστερη γεωτεχνική δειγματοληψία γίνεται ίσως με την εκσκαφή ενός φρέατος και τη λήψη εδαφικών δειγμάτων από τις παρειές ή τον πυθμένα του. Η μέθοδος διερεύνησης του εδάφους με **ερευνητικά φρέατα** επιτρέπει ταυτόχρονα και τη μακροσκοπική παρατήρηση της στρωματογραφίας (**εδαφικό προφίλ**), της κλίσης των εδαφικών στρώσεων και ποικίλες λεπτομέρειες που δεν είναι εύκολο να αποκαλυφθούν με άλλες μεθόδους. Τα κυριότερα μειονεκτήματα των ερευνητικών φρεάτων είναι το μικρό βάθος τους (που με χρήση συνήθων εκσκαπτικών μηχανημάτων δεν υπερβαίνει τα πέντε περίπου μέτρα) και η δυσκολία εκσκαφής κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα (εκτός από τον κίνδυνο κατάπτωσης των παρειών, η παρατήρηση είναι αδύνατη και η δειγματοληψία δυσχερής).

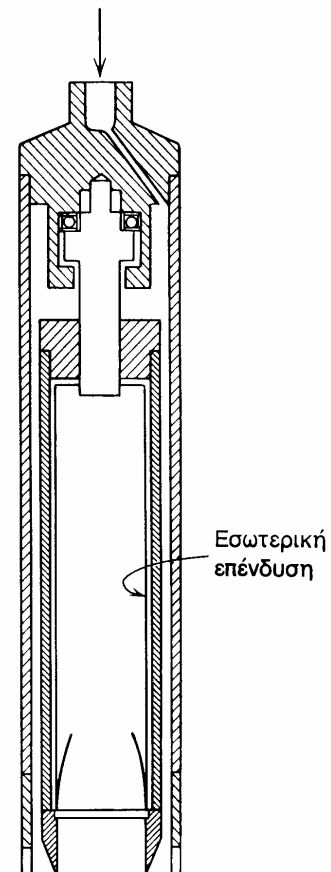
11.2 Δειγματοληπτικές Γεωτρήσεις

Γεωτεχνικές εργασίες σε βάθη μεγαλύτερα των 4-5 μέτρων συνήθως εκτελούνται με τη διάνοιξη **δειγματοληπτικών γεωτρήσεων**. Κατά τη μέθοδο αυτή δημιουργείται μία κυλινδρική οπή στο έδαφος με τη διείσδυση ενός μεταλλικού στελέχους (διατρητική στήλη) εφοδιασμένου με κοπτική κεφαλή. Η διείσδυση γίνεται είτε με κρούση ή δόνηση (κρουστικές γεωτρήσεις) είτε με συνδυασμό πίεσης και περιστροφής του στελέχους (περιστροφικές γεωτρήσεις). Η κατάπτωση των τοιχωμάτων της γεώτρησης αποφεύγεται με την τοποθέτηση σωλήνωσης (επένδυσης) που προωθείται ταυτόχρονα με την προχώρηση της διατρητικής στήλης. Με τον τρόπο αυτό η γεώτρηση μπορεί να προχωρήσει σε μεγάλα βάθη, με μόνο περιορισμό τις δυνατότητες (βάρος και ισχύ) του γεωτρήσανου και το διαθέσιμο

μήκος των στελεχών και της σωλήνωσης. Το μέγιστο βάθος διάτρησης μιας γεώτρησης συχνά περιορίζεται από την αδυναμία προχώρησης της σωλήνωσης, η οποία υφίσταται την πλευρική τριβή του εδάφους σε ολόκληρη την εξωτερική της επιφάνεια. Στις περιπτώσεις αυτές, μετά τη διάτρηση μέχρι κάποιο βάθος, εισάγεται στο εσωτερικό της ήδη τοποθετημένης σωλήνωσης νέα σωλήνωση μικρότερης διαμέτρου, η οποία και προωθείται κατά την περαιτέρω διάτρηση της οπής. Η δεύτερη σωλήνωση υφίσταται πλευρικές τριβές μόνο στο τμήμα του μήκους της κάτω από τη βάση της πρώτης σωλήνωσης και συνεπώς μπορεί να προχωρήσει ευκολότερα. Το κυριότερο μειονέκτημα της μεθόδου των διαδοχικών σωληνώσεων, εκτός από το μεγάλο μήκος και την ποικιλία μεγεθών των σωληνώσεων που απαιτούνται, είναι η **μείωση της διαμέτρου** της γεώτρησης και συνεπώς η μείωση του μεγέθους των εδαφικών δειγμάτων, τα οποία υπόκεινται σε μεγαλύτερη διατάραξη. Η προχώρηση της γεώτρησης συνήθως γίνεται με ταυτόχρονη εισπίεση νερού διαμέσου της διατρητικής στήλης προς τη διατρητική κεφαλή, ώστε να αποφεύγεται η υπερβολική φθορά της κεφαλής λόγω υπερθέρμανσης.

Κατά την προχώρηση της γεώτρησης, σε τακτά διαστήματα εκτελούνται επιτόπου δοκιμές όπως η Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης (SPT), η Δοκιμή Πτερυγίου (FVT), η Δοκιμή Πρεσσιομέτρου (PMT), δοκιμές εισπίεσης για τη μέτρηση της διαπερατότητας κλπ. Επίσης, περιοδικώς λαμβάνονται αδιατάρακτα δείγματα με κάποια από τις μεθόδους που περιγράφονται στα επόμενα:

1. Σε σχετικά μαλακούς εδαφικούς σχηματισμούς η δειγματοληψία γίνεται με εμβολοφόρους δειγματολήπτες (piston samplers) τύπου Denison ή Shelby (Σχήμα 11.1). Οι δειγματολήπτες αυτοί αποτελούνται από ένα σωλήνα με λεπτό τοίχωμα και αιχμηρό άκρο, προωθούνται στο έδαφος κάτω από τον πυθμένα της γεώτρησης με απλή πίεση και στη συνέχεια ανακτώνται (μαζί με το εδαφικό δείγμα) με εξαγωγή της διατρητικής στήλης στην επιφάνεια του εδάφους.
2. Σε σκληρότερους εδαφικούς σχηματισμούς, όπου η προχώρηση του δειγματολήπτη με απλή πίεση δεν είναι δυνατή, χρησιμοποιούνται δειγματολήπτες με κοπτική κεφαλή (καροταρίες). Οι δειγματολήπτες αυτοί αποτελούνται από ένα κυλινδρικό σωλήνα (ή από διπλό σωλήνα στις καροταρίες διπλού τοιχώματος), στη βάση του οποίου είναι προσαρμοσμένη η κοπτική κεφαλή (αδαμαντοφόρος ή με σκληρομέταλα). Ο δειγματολήπτης προσαρμόζεται στη βάση της διατρητικής στήλης και προωθείται στο έδαφος κάτω από τον πυθμένα της γεώτρησης με συνδυασμό πίεσης και περιστροφής. Κατά την προώθηση του δειγματολήπτη, συνήθως διακόπτεται η κυκλοφορία νερού προς την κοπτική κεφαλή, ώστε να μη διαταραχθεί το εδαφικό δείγμα (μέθοδος φραγμού).
3. Τέλος, στα αμμώδη εδάφη, όπου η αδιατάρακτη δειγματοληψία είναι ιδιαίτερα δυσχερής, χρησιμοποιούνται ειδικοί δειγματολήπτες, οι οποίοι χρησιμοποιούν διάφορες μεθόδους για να εμποδίσουν το δείγμα να διαφύγει κατά τη διαδικασία ανάκτησης του δειγματολήπτη.



Σχ. 11.1: Δειγματολήπτης τύπου Denison

Μετά την ανάκτηση του δειγματολήπτη, τα δείγματα συσκευάζονται, ώστε να αποφευχθούν απώλειες υγρασίας (συνήθως περιβάλλονται με ρευστή παραφίνη και τοποθετούνται σε πλαστικούς σάκκους) και τοποθετούνται σε κιβώτια, ώστε να περιορισθεί η διατάραξη κατά τη μεταφορά τους στο Εργαστήριο.

Στα προηγούμενα Κεφάλαια έχει επανειλημμένα τονισθεί ότι η μηχανική συμπεριφορά των εδαφών εξαρτάται από τη δομή τους, δηλαδή τη διάταξη των κόκκων (ή των αργιλικών πλακιδίων στα συνεκτικά εδάφη), και τις δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των κόκκων. Συνεπώς, κατά τη δειγματοληψία πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή, ώστε να μην καταστρέφεται η εδαφική δομή και να μην μεταβάλλονται οι δυνάμεις μεταξύ των κόκκων (αδιατάρακτη δειγματοληψία). Η αδιατάρακτη δειγματοληψία είναι μία ιδεατή κατάσταση, η οποία δεν είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί επακριβώς για πολλούς λόγους, οι σημαντικότεροι από τους οποίους είναι:

1. Ακόμη και κατά την ιδεατή αδιατάρακτη δειγματοληψία, το εδαφικό δείγμα αφαιρείται από το έδαφος και συνεπώς οι επ' αυτού ολικές τάσεις μηδενίζονται. Επιπλέον, η δειγματοληψία γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, επειδή λαμβάνεται πρόνοια ώστε να μη μεταβληθεί η υγρασία του (κορεσμένου) εδαφικού δείγματος (το δείγμα περιβάλλεται με στρώμα παραφίνης αμέσως μόλις αφαιρεθεί από το έδαφος). Συνεπώς, η μείωση των ολικών τάσεων προκαλεί την ανάπτυξη υποπίεσεων πόρων στο εσωτερικό του δοκιμίου και τη μεταβολή των ενεργών τάσεων. Η μεταβολή των ενεργών τάσεων κατά την αδιατάρακτη δειγματοληψία αναλύεται στα επόμενα για την περίπτωση γεωστατικής αρχικής εντατικής κατάστασης, κατά την οποία:

$$\sigma_1 = \sigma_{vo} = \sigma'_{vo} + u_o$$

$$\sigma_3 = \sigma_{ho} = \sigma'_{ho} + u_o = K_o \sigma'_{vo} + u_o$$

Η μεταβολή των ολικών τάσεων κατά την αστράγγιστη δειγματοληψία είναι:

$$\Delta \sigma_1 = -\sigma_{vo}$$

$$\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = -\sigma_{ho}$$

οπότε, κατά την εξίσωση Skempton, οι αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων είναι:

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

ή:

$$\Delta u = -[(u_o + K_o \sigma'_{vo}) + A(1 - K_o)\sigma'_{vo}]$$

και συνεπώς οι ενεργές τάσεις στο εδαφικό δείγμα μετά την ιδεατή αδιατάρακτη δειγματοληψία είναι:

$$\sigma'_v = \sigma'_h = -u = [K_o + A(1 - K_o)]\sigma'_{vo}$$

δηλαδή είναι διαφορετικές από τις τιμές τους πριν από τη δειγματοληψία. Πράγματι, για τυπικές τιμές των εδαφικών παραμέτρων (π.χ. $K_o = 0.50$, $A = 0.50$), οι ενεργές τάσεις μετά τη δειγματοληψία θα είναι $\sigma'_v = \sigma'_h = 0.75\sigma'_{vo}$, ενώ πριν τη δειγματοληψία ήταν: $\sigma'_{ho} = 0.50\sigma'_{vo}$, δηλαδή η κατακόρυφη ενεργός τάση μειώθηκε κατά 25% και η οριζόντια αυξήθηκε κατά 50%. Οι μεταβολές αυτές προκαλούν διατμητικές παραμορφώσεις και συνεπώς αλλαγή της αρχικής δομής του εδαφικού δείγματος ακόμη και κατά την ιδεατή δειγματοληψία.

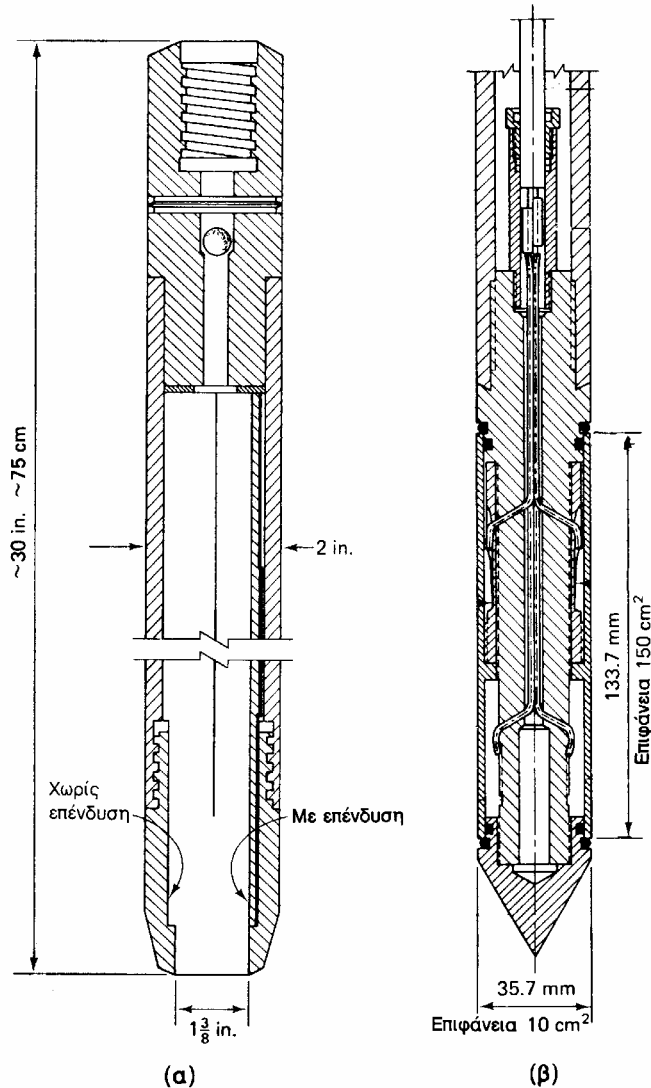
2. Η πραγματική δειγματοληψία περιλαμβάνει χειρισμούς που προκαλούν πρόσθετη διατάραξη του εδαφικού δείγματος. Πράγματι, η αποκοπή του τεμάχους από τις παρειές ενός φρέατος και η πυρηνοληψία κατά τις γεωτρήσεις προκαλούν διατάραξη των λαμβανομένων δειγμάτων. Ειδικότερα στην περίπτωση των περιστροφικών γεωτρήσεων, η προχώρηση της κοπτικής κεφαλής γίνεται με

κυκλοφορία νερού υπό πίεση, ώστε να αποφεύγεται η υπερβολική φθορά της κεφαλής από υπερθέρμανση. Η εισπίεση νερού στην περιοχή της κοπτικής κεφαλής δημιουργεί διατάραξη των λαμβανομένων δειγμάτων. Ακόμη και στην περίπτωση που κατά τη δειγματοληψία διακόπτεται η κυκλοφορία νερού προς την κοπτική κεφαλή (μέθοδος φραγμού), η διατάραξη δεν αποφεύγεται λόγω της ροπής στρέψης που εφαρμόζεται στο έδαφος. Προφανώς, η διατάραξη αυτού του τύπου μειώνεται όσο μεγαλύτερη είναι η διάμετρος της περιστροφικής γεώτρησης. Τέλος, οι κρουστικές γεωτρήσεις παρέχουν κακής ποιότητας δείγματα που δεν μπορούν να αποκληθούν "αδιατάρακτα". Κατά συνέπεια, τα ολιγότερο διαταραγμένα δείγματα λαμβάνονται είτε από ερευνητικά φρέατα είτε από γεωτρήσεις μεγάλης διαμέτρου (πάνω από 100 mm) με εισπιεζόμενους δειγματολήπτες λεπτού τοιχώματος.

3. Ακόμη και μετά την "αδιατάρακτη" δειγματοληψία, η μεταφορά των δειγμάτων στο εργαστήριο, η αποθήκευσή τους, η κοπή και μόρφωση των δοκιμίων και τέλος η τοποθέτησή των δοκιμίων στις εργαστηριακές συσκευές προκαλούν πρόσθετη διατάραξη, που μπορεί να μην είναι ευκαταφρόνητη.

11.3 Επιτόπου Δοκιμές

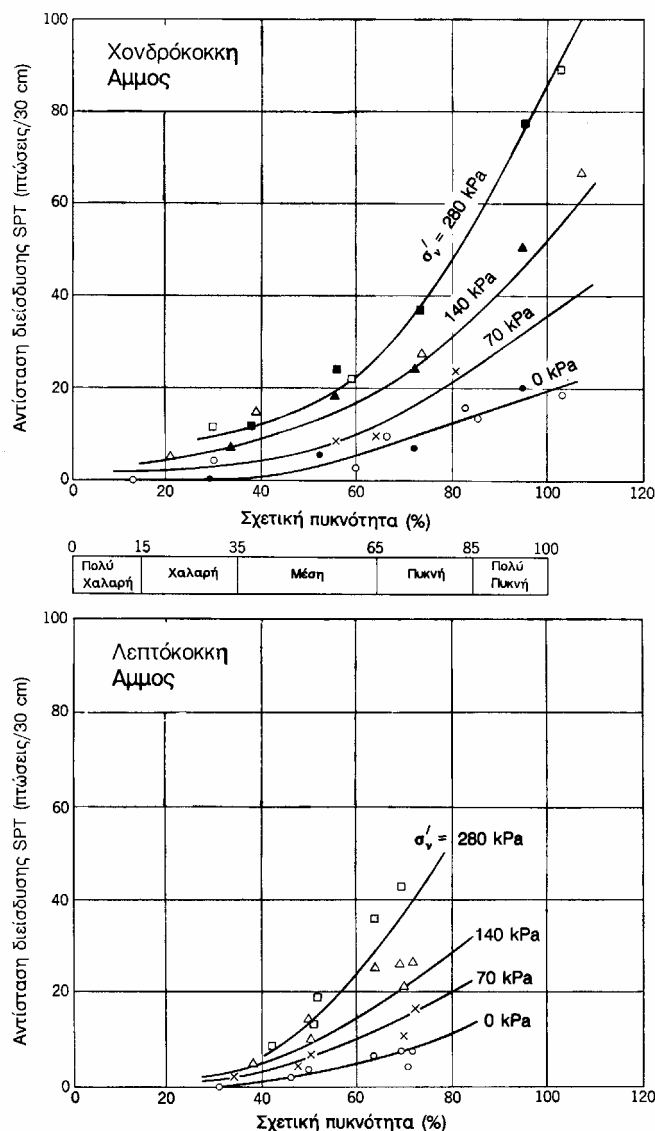
Η έρευνα του υπεδάφους συχνά συνδυάζεται και με την εκτέλεση επιτόπου δοκιμών. Οι δοκιμές αυτές πλεονεκτούν (σε σχέση με τις Εργαστηριακές), επειδή ελέγχουν τις ιδιότητες του εδάφους στη φυσική του κατάσταση, χωρίς να παρεμβληθεί η δειγματοληψία και οι λοιπές διαδικασίες που το διαταράσσουν και μεταβάλλουν τη δομή του. Επιπλέον, πολλές από τις επιτόπου δοκιμές εκτελούνται συνεχώς με το βάθος (π.χ. η δοκιμή Διείσδυσης Κώνου), οπότε λαμβάνεται μία συνεχής καταγραφή των εδαφικών χαρακτηριστικών με το βάθος. Το κύριο μειονέκτημα των επιτόπου δοκιμών είναι ότι οι εντατικές καταστάσεις που επιβάλλουν στο έδαφος είναι ανομοιογενείς και τις περισσότερες φορές άγνωστες. Έτσι, η ερμηνεία των αποτελεσμάτων των επιτόπου δοκιμών είναι δυσχερής και συνήθως βασίζεται σε εμπειρικές συσχετίσεις με περιορισμένο πεδίο εφαρμογής. Στα επόμενα περιγράφονται συνοπτικά μερικές από τις συνηθέστερες επιτόπου δοκιμές.



Σχ. 11.2: (α) Δειγματολήπτης Terzaghi, (β) Ολλανδικός κώνος

11.3.1 Η Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης (SPT)

Η δοκιμή αυτή είναι μία από τις περισσότερο διαδεδομένες επιτόπου δοκιμές, όχι τόσο για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της, όσο λόγω της πολυετούς εφαρμογής της και των ποικίλων (εμπειρικών) συσχετίσεων των αποτελεσμάτων της με μηχανικές ιδιότητες του εδάφους (αντοχή, γωνία τριβής, συμπίεστικότητα, σχετική πυκνότητα κλπ). Η δοκιμή βασίζεται στην προχώρηση του ειδικού διαιρετού δειγματολήπτη Terzaghi (Σχήμα 11.2α) με πτώση βάρους 63.5 kg από ύψος 76 cm. Κατά τη δοκιμή μετράται ο αριθμός των πτώσεων (N = αντίσταση διείσδυσης) που απαιτείται για την προώθηση του δειγματολήπτη κατά 30 cm (μετά από μία αρχική προώθηση 15 cm, κατά την οποία δεν συνυπολογίζεται ο αριθμός πτώσεων). Μετά το τέλος της δοκιμής, από το εσωτερικό του δειγματολήπτη ανακτάται και (διαταραγμένο) εδαφικό δείγμα. Η δοκιμή SPT αναπτύχθηκε κατ' αρχήν για την εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας των αμμωδών εδαφών, στα οποία η αδιατάρακτη δειγματοληψία είναι ιδιαίτερα δυσχερής. Σήμερα, η δοκιμή SPT χρησιμοποιείται σε όλους σχεδόν τους τύπους εδαφών¹ κυρίως για την εκτίμηση της αντοχής τους. Μερικές από τις εμπειρικές συσχετίσεις των αποτελεσμάτων της δοκιμής SPT με μηχανικές ιδιότητες του εδάφους παρουσιάζονται στα Σχήματα 11.3 και 11.4. Το Σχήμα 11.3 συσχετίζει την αντίσταση διείσδυσης N με τη σχετική πυκνότητα χονδρόκοκκων και λεπτόκοκκων άμμων για διάφορα βάθη εκτέλεσης της δοκιμής (που εκφράζονται με την κατακόρυφη ενεργό τάση σ'_v). Το Σχήμα 11.4 συσχετίζει την αντίσταση διείσδυσης N με τη γωνία τριβής των κοκκωδών εδαφών.



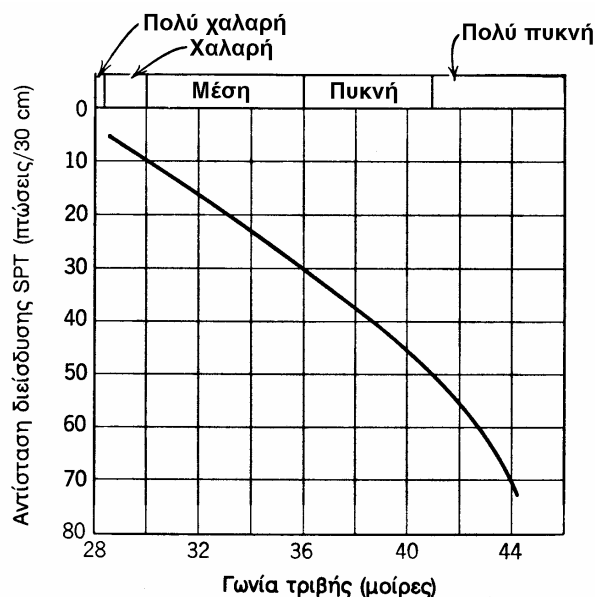
Σχ. 11.3: Συσχετίσεις της αντίστασης διείσδυσης με τη σχετική πυκνότητα

11.3.2 Η Δοκιμή Διείσδυσης Κώνου (CPT)

Η δοκιμή αυτή, που ονομάζεται και δοκιμή του Ολλανδικού Πενετρομέτρου, χρησιμοποιείται για τη μέτρηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής μαλακών έως

¹ πολλές φορές και σε εδάφη για τα οποία δεν υπάρχουν εμπειρικές συσχετίσεις των αποτελεσμάτων της δοκιμής SPT με τις μηχανικές ιδιότητες

στιφρών αργίλων και της σχετικής πυκνότητας άμμων. Η δοκιμή βασίζεται στη συνεχή προχώρηση (με ταχύτητα 1-2 m/min) ενός κώνου με αιχμή 60 μοιρών και διατομή 10 cm² (Σχήμα 11.2β). Κατά τη διείσδυση του κώνου μετράται η αντίσταση στην προχώρηση της αιχμής και η αντίσταση (πλευρική τριβή) στην προχώρηση του πλευρικού μανδύα που έχει επιφάνεια 100 cm². Η δοκιμή Διείσδυσης Κώνου σήμερα εκτελείται με "ηλεκτρικούς κώνους", στους οποίους οι μετρήσεις λαμβάνονται με ηλεκτρικούς μετατροπείς και καταγράφονται αυτομάτως αναλογικά ή ψηφιακά. Επίσης, συχνά τοποθετείται στην περιοχή της αιχμής και ένα πιεζόμετρο για τη μέτρηση της πίεσης πόρων που αναπτύσσεται κατά την προώθηση του κώνου. Η δοκιμή εκτελείται χωρίς δειγματοληψία και συνεπώς η στρωματογραφία του εδάφους πρέπει να συναχθεί από τα αποτελέσματα των μετρήσεων. Από τις μετρήσεις της αντοχής αιχμής (q_c), της πλευρικής τριβής (f_s) και της αναπτυσσόμενης πίεσης πόρων (u_s) σε συνδυασμό με την εμπειρία που έχει αποκτηθεί κατά την πολυετή εφαρμογή της μεθόδου αλλά και τη βαθμονόμησή της με την εκτέλεση μερικών δοκιμών δίπλα σε δειγματοληπτικές γεωτρήσεις στην περιοχή του έργου, συνάγεται η στρωματογραφία και η συνεκτικότητα / σχετική πυκνότητα των εδαφικών σχηματισμών. Τα κύρια πλεονεκτήματα της δοκιμής είναι η ταχύτητα εκτέλεσής της και η συνεχής καταγραφή των εδαφικών χαρακτηριστικών με το βάθος, ενώ το κύριο μειονέκτημα είναι ότι δεν λαμβάνονται εδαφικά δείγματα. Η δοκιμή δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε εδάφη με χάλικες ή σε σκληρές αργίλους, λόγω αδυναμίας προώθησης του κώνου.



Σχ. 11.4: Συσχέτιση της αντίστασης διείσδυσης με τη γωνία τριβής

11.3.3 Η Δοκιμή Πτερυγίου (FVT)

Η δοκιμή αυτή αναπτύχθηκε στις Σκανδιναβικές χώρες για τη μέτρηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των μαλακών αργίλων. Κατά τη δοκιμή, που εκτελείται σε συνδυασμό με δειγματοληπτική γεώτρηση, εισάγεται στο έδαφος κάτω από τον πυθμένα της γεώτρησης ένα σύστημα δύο κατακόρυφων μεταλλικών πλακών (πτερύγιο) σε σχήμα σταυρού. Κατά την περιστροφή του συστήματος μετράται η απαιτούμενη ροπή στρέψης σαν συνάρτηση της γωνίας στροφής καθώς και η μέγιστη ροπή στρέψης, που συσχετίζεται (ημιεμπειρικά) με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους. Τα αποτελέσματα της δοκιμής έχουν εφαρμοσθεί με επιτυχία στην ανάλυση της ευστάθειας επιχωμάτων και εδαφικών πρανών. Έχει επίσης αναπτυχθεί και πτερύγιο μικρών διαστάσεων για την εκτέλεση της δοκιμής σε αδιατάρακτα εδαφικά δοκίμια στο εργαστήριο.

11.3.4 Άλλες επιτόπου δοκιμές

Εκτός από τις παραπάνω δοκιμές, έχουν αναπτυχθεί και χρησιμοποιούνται και άλλες επιτόπου δοκιμές, οι κυριότερες από τις οποίες αναφέρονται επιγραμματικά στα επόμενα:

1. Η **δοκιμή πρεσσιόμετρου** (PMT), που βασίζεται στη διόγκωση ενός κυλινδρικού ελαστικού σάκου στο εσωτερικό μιας γεώτρησης και στη μέτρηση της πίεσης που απαιτείται για τη διόγκωση.
2. Το **επίπεδο ντιλατόμετρο Marchetti** (DLT), που βασίζεται στη διόγκωση μιας επίπεδης πλάκας στον πυθμένα μιας γεώτρησης και στη μέτρηση της πίεσης που απαιτείται για τη διόγκωση.
3. Οι **δοκιμές εισπίεσεων**, κατά τις οποίες εκτιμάται η διαπερατότητα του εδάφους με τη μέτρηση της απορρόφησης νερού γύρω από τη γεώτρηση κατά την εισπίεση νερού στο εσωτερικό της.
4. Τα **πιεζόμετρα** είναι όργανα που τοποθετούνται σε διάφορες στάθμες της γεώτρησης για τη μέτρηση των μακροχρόνιων υδατικών πιέσεων στις θέσεις αυτές.
5. Τα **κύτταρα πίεσης γαιών** τοποθετούνται στο έδαφος (συνήθως στο οριζόντιο επίπεδο) για τη μέτρηση της ολικής κατακόρυφης τάσης.
6. Τα **κλισιόμετρα** είναι εύκαμπτοι ελαστικοί σωλήνες που τοποθετούνται στο εσωτερικό των γεωτρήσεων για τη μέτρηση των μακροχρόνιων οριζόντιων μετακινήσεων σε διάφορα βάθη.
7. Τα **καθιζήσιμετρα** είναι ένα σύστημα μεταλλικών δακτυλίων που τοποθετούνται σε διάφορα βάθη στο εσωτερικό γεωτρήσεων για τη μέτρηση των υποχωρήσεων του εδάφους στα βάθη αυτά.

11.4 Εργαστηριακές Δοκιμές

Στα εδαφικά δείγματα που λαμβάνονται κατά τη γεωτεχνική έρευνα εκτελούνται διάφορες εργαστηριακές δοκιμές για τον προσδιορισμό των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους. Οι κυριότερες από αυτές είναι:

1. **Δοκιμές κατάταξης** (μπορούν να εκτελεστούν και σε διαταραγμένο δείγμα).
 - (α) Κοκκομέτρηση με κόσκινα.
 - (β) Κοκκομέτρηση με υγρόμετρο.
 - (γ) Προσδιορισμός ορίων Atterberg.
 - (δ) Προσδιορισμός φυσικής υγρασίας.
 - (ε) Προσδιορισμός πυκνότητας των στερεών κόκκων.
 - (στ) Προσδιορισμός πυκνότητας του εδαφικού υλικού.
 - (ζ) Προσδιορισμός περιεκτικότητας σε οργανικά.
 - (η) Προσδιορισμός περιεκτικότητας σε θειικά και χλωριόντα.
2. **Δοκιμές συμπίεσότητας** (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα).
 - (α) Δοκιμή συμπίεσομέτρου.
 - (β) Δοκιμή διόγκωσης.
 - (γ) Δοκιμή ερπυσμού.
3. **Δοκιμές αντοχής** (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα).
 - (α) Κυλινδρική τριαξονική δοκιμή.
 - (β) Δοκιμή απευθείας διάτμησης.
 - (γ) Δοκιμή απλής διάτμησης.
4. **Δοκιμές διαπερατότητας** (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα).
 - (α) Διαπερατόμετρο σταθερού φορτίου.
 - (β) Διαπερατόμετρο μεταβλητού φορτίου.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 11.1

Με βάση την πολύχρονη εμπειρία στη χρήση των επιτόπου δοκιμών SPT (Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης) και CPT (Δοκιμή Διείσδυσης Κώνου), έχουν διατυπωθεί εμπειρικές συσχετίσεις μεταξύ του αριθμού (N) της δοκιμής SPT, της αντίστασης αιχμής (q_c) και της πλευρικής τριβής (f_s) κατά τη διείσδυση του κώνου της δοκιμής CPT, για διάφορους τύπους εδαφών. Μερικές από τις συσχετίσεις αυτές συνοψίζονται στον Πίνακα 11.1-1.

Με βάση τις συσχετίσεις του Πίνακα 11.1-1, να χαρακτηρισθούν οι εδαφικές στρώσεις που συναντήθηκαν σε μία γεωτεχνική έρευνα, κατά την οποία εκτελέστηκαν δοκιμές SPT και CPT. Τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτών συναρτήσεως του βάθους φαίνονται στους Πίνακες 11.1-2 και 11.1-3.

Λύση:

Το Σχήμα 11.1-1 παρουσιάζει τις κατανομές ως προς το βάθος των αποτελεσμάτων των δοκιμών SPT (N) και CPT (q_c, f_s), που φαίνονται στους Πίνακες 11.1-2 και 11.1-3, καθώς και τις ποσότητες συσχέτισης: f_s / q_c και q_c / N . Από τα διαγράμματα αυτά και τις εμπειρικές συσχετίσεις του Πίνακα 11.1-1, προκύπτει η στρωματογραφία που φαίνεται στο δεξί μέρος του Σχήματος 11.1-1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 11.1-1
ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΕΔΑΦΩΝ ΑΠΟ ΤΙΣ ΔΟΚΙΜΕΣ SPT ΚΑΙ CPT
1. ΜΗ-ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ

Πυκνότητα	D_r (%)	SPT N	q_c (MPa)	f_s / q_c (%)
πολύ χαλαρά	< 15	< 5	< 2	
χαλαρά	15 - 35	5 - 10	2 - 5	
μέσα	35 - 65	10 - 30	5 - 12	0.5 - 1.5
πυκνά	65 - 85	30 - 50	12 - 30	
πολύ πυκνά	85 - 100	> 50	> 30	

2. ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ

Συνεκτικότητα	q_u (kPa)	SPT N	q_c (MPa)	f_s / q_c (%)
πολύ μαλακά	< 25	< 2	< 0.4	3 - 5
μαλακά	25 - 50	2 - 4	0.4 - 0.7	3 - 5
μέσα	50 - 100	4 - 8	0.7 - 1.5	3.5 - 6
στιφρά	100 - 200	8 - 16	1.5 - 3	4 - 6
πολύ στιφρά	200 - 400	16 - 32	3 - 4	4 - 6.5
σκληρά	> 400	> 32	> 4	4.5 - 6.5

* αντοχή σε μονοαξονική θλίψη

ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	q_c (MPa)	
	SPT	N
άργιλοι, αργιλοίλεις	0.1 - 0.2	
ίλεις, αμμοίλεις	0.2	
λεπτόκοκκες έως μεσόκοκκες άμμοι	0.3 - 0.4	
χονδρόκοκκες άμμοι	0.5 - 0.6	
αμμοχάλικα	0.8 - 1.0	

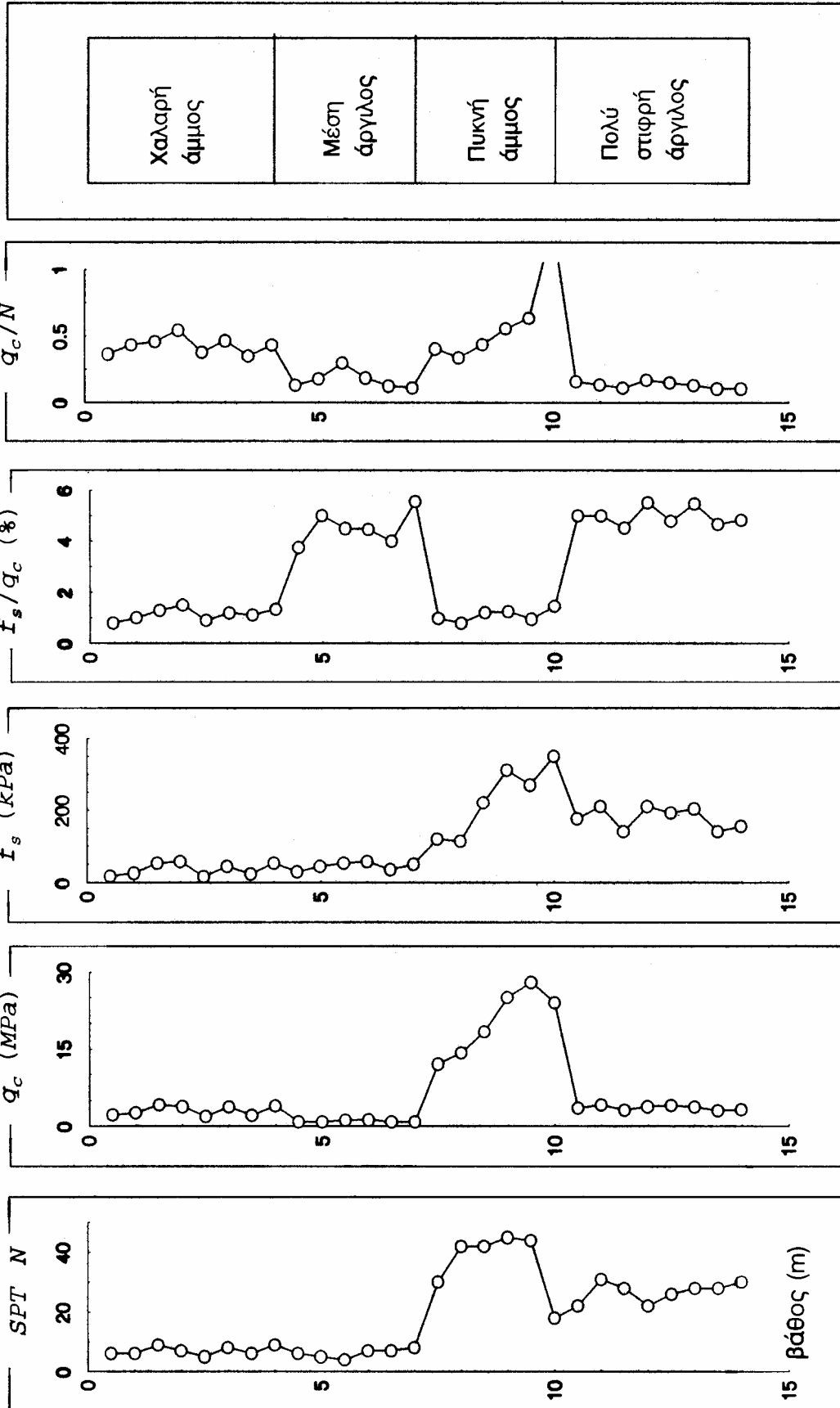
ΠΙΝΑΚΑΣ 11.1-2
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΟΚΙΜΩΝ SPT
(δίνονται οι αριθμοί κτύπων για κάθε 15 cm διείσδυση)

Βάθος (m)	SPT	Βάθος (m)	SPT	Βάθος (m)	SPT
0.5	2-3-3	5.0	1-2-3	9.5	18-24-20
1.0	2-2-4	5.5	2-2-2	10.0	7-8-10
1.5	2-4-5	6.0	3-3-4	10.5	9-10-12
2.0	3-3-4	6.5	3-4-3	11.0	13-15-16
2.5	1-2-3	7.0	3-4-4	11.5	12-14-14
3.0	2-3-5	7.5	15-12-18	12.0	11-10-12
3.5	4-3-3	8.0	14-20-22	12.5	12-12-14
4.0	3-4-5	8.5	15-18-24	13.0	12-13-15
4.5	3-3-3	9.0	20-22-23	13.5	11-12-16

Σημείωση: Ο αριθμός N είναι ίσος με το άθροισμα της δεύτερης και τρίτης μέτρησης. Η πρώτη αγνοείται ως διαταραγμένη.

ΠΙΝΑΚΑΣ 11.1-3
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΟΚΙΜΩΝ CPT

Βάθος (m)	q_c (MPa)	f_s (kPa)	Βάθος (m)	q_c (MPa)	f_s (kPa)
0.5	2.2	17.6	7.5	12.1	120
1.0	2.6	26.0	8.0	14.2	114
1.5	4.1	53.3	8.5	18.3	220
2.0	3.8	57.0	9.0	25.0	312
2.5	1.9	17.0	9.5	28.0	270
3.0	3.7	44.4	10.0	24.0	350
3.5	2.1	23.1	10.5	3.5	175
4.0	3.9	52.6	11.0	4.2	210
4.5	0.8	30	11.5	3.1	140
5.0	0.9	45	12.0	3.8	210
5.5	1.2	54	12.5	4.0	192
6.0	1.3	58	13.0	3.7	203
6.5	0.9	36	13.5	3.0	140
7.0	0.9	50	14.0	3.2	155



Σχήμα 11.1-1: Παράδειγμα 11.1

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12

ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ

Στο Κεφάλαιο αυτό αναπτύσσονται μερικά ειδικά θέματα Εδαφομηχανικής, τα οποία είτε συνθέτουν όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα Κεφάλαια (όπως π.χ. η εκτίμηση των υποχωρήσεων των κατασκευών) είτε τα επεκτείνουν (όπως π.χ. η φέρουσα ικανότητα αβαθών θεμελίων). Τα θέματα που αναπτύσσονται είναι:

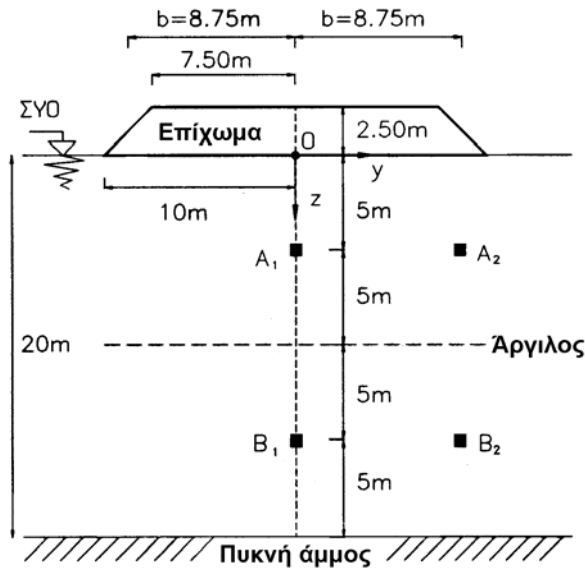
1. Η εκτίμηση των υποχωρήσεων των κατασκευών.
2. Η φέρουσα ικανότητα αβαθών θεμελίων.
3. Οι πλευρικές ωθήσεις γαιών σε τοίχους αντιστήριξης.
4. Η ευστάθεια των πρανών.
5. Η συμπύκνωση των εδαφών.

12.1 Εκτίμηση των Υποχωρήσεων των Κατασκευών

Στο εδάφιο αυτό παρουσιάζεται ένα παράδειγμα κατασκευής επιχώματος που εδράζεται σε στρώση μαλακής, συμπιεστής αργίλου και εκτιμώνται οι υποχωρήσεις και η ευστάθεια του έργου αμέσως μετά την κατασκευή, κατά τη διάρκεια της στερεοποίησης της αργιλικής στρώσης και μετά το πέρας της στερεοποίησης. Το παράδειγμα δεν έχει σκοπό να αποτελέσει πρότυπο υπολογισμού παρόμοιων κατασκευών, επειδή πολλές από τις παραδοχές που γίνονται κατά την ανάπτυξη του είναι "χονδροειδείς". Αντίθετα, έχει σκοπό να συνθέσει μερικές από τις έννοιες που αναφέρθηκαν στα προηγούμενα Κεφάλαια (Μετάδοση τάσεων στο έδαφος, Αστράγγιστη φόρτιση, Στερεοποίηση, Υπολογισμός υποχωρήσεων, Διατμητική αντοχή κλπ.) σε ένα πραγματικό πρόβλημα του Πολιτικού Μηχανικού.

Το Σχήμα 12.1 παρουσιάζει το επίχωμα, τη συμπιεστή άργιλο με στάθμη υπόγειου ορίζοντα στην επιφάνεια του εδάφους και την υποκείμενη πυκνή άμμο που θεωρείται πρακτικά ασυμπίεστη. Η κατασκευή του επιχώματος γίνεται με γρήγορο ρυθμό, ώστε να εξασφαλίζονται αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης της αργιλικής στρώσης. Αποδεικνύεται ότι οι υποχωρήσεις του εδάφους λόγω στερεοποίησης της αργιλικής στρώσης διαρκούν 50 περίπου χρόνια, οπότε η κατασκευή του επιχώματος, που τυπικά διαρκεί μερικές ημέρες (ή το πολύ εβδομάδες), μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιεί τη συνθήκη της αστράγγιστης φόρτισης.

Η εκτίμηση των πρόσθετων τάσεων, που επιβάλλονται στο έδαφος λόγω του φορτίου του επιχώματος, γίνεται με χρήση του μοντέλου του ομοιόμορφου λωριδωτού φορτίου στην επιφάνεια ομοιογενούς, ελαστικού ημιχώρου, για το οποίο υπάρχει απλή λύση (Κεφάλαιο 8), παρόλο που το φορτίο του επιχώματος δεν είναι παντού ομοιόμορφο (η φόρτιση στα άκρα είναι τριγωνική) και το έδαφος δεν είναι ομοιογενές και ελαστικό (η συμπιεστή στρώση έχει πάχος μόνον 20 m και η συμπιεστότητα των μαλακών αργίλων συνήθως μειώνεται με το βάθος). Επιπλέον, θεωρούνται δύο σημεία στον άξονα του επιχώματος (τα A_1 , B_1) και δύο κάτω από το άκρο του επιχώματος (τα A_2 , B_2) αντιπροσωπευτικά μιας στρώσης πάχους 20 m, δηλαδή θεωρείται ότι μία εδαφική στρώση πάχους 10 m υπόκειται στην ίδια εντατική κατάσταση (και συνεπώς παραμόρφωση) με το σημείο που την αντιπροσωπεύει. Αν



Επίχωμα:	$\rho_1 = 2 \text{ Mg/m}^3$,	$\gamma_1 = 2 \times 10 = 20 \text{ kN/m}^3$	
	$2b = 17.50 \text{ m}$,	$H_1 = 2.50 \text{ m}$,	$\Delta p = 2.50 \times 20 = 50 \text{ kPa}$
Αργίλος:	$\rho_2 = 1.7 \text{ Mg/m}^3$,	$\gamma'_2 = 1.7 \times 10 - 1 \times 10 = 7 \text{ kN/m}^3$	
	$K_0 = 0.50$,	$\phi = 30^\circ$,	$c = 15 \text{ kPa}$
	$H_2 = 20 \text{ cm}$,	$c_v = 2 \text{ m}^2/\text{έτος}$	
	$E = 4.3 \text{ MPa}$,	$\nu = 0.30$	

Αρχικές συνθήκες:

Σημείο	z (m)	α (rad)	β (rad)	σ'_{10} (kPa)	σ'_{30} (kPa)	u_0 (kPa)	σ_{10} (kPa)	σ_{30} (kPa)
A ₁	5	2.10	0	35	17.5	50	85	67.5
B ₁	15	1.06	0	105	52.5	150	255	202.5
A ₂	5	1.29	1.05	35	17.5	50	85	67.5
B ₂	15	0.86	0.53	105	52.5	150	255	202.5

Σχ. 12.1: Γεωμετρία του επιχώματος και αρχικές συνθήκες

και τα σημεία που επιλέχθηκαν βρίσκονται στο μέσον κάθε στρώσης (που κατά τεκμήριο έχει τις μέσες ιδιότητες), η παραδοχή της αντιπροσωπευτικότητας δεν είναι ακριβής.

Κατά την εκτίμηση των υποχωρήσεων θεωρείται ότι η στερεοποίηση είναι μονοδιάστατη (δηλαδή η κίνηση του νερού που διαφεύγει γίνεται μόνο στην κατακόρυφη διεύθυνση), παρόλο που η γεωμετρία του επιχώματος επιτρέπει τη διδιάστατη ροή. Βεβαίως, επειδή το πάχος της συμπιεστής στρώσης (20 m) δεν είναι σημαντικά μεγαλύτερο από το εύρος της επιφάνειας φόρτισης (μέσο εύρος 17.50 m), η επιρροή της στράγγισης στην οριζόντια διεύθυνση δεν είναι σημαντική. Επιπλέον, αν και οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται κατά την ταχεία κατασκευή του επιχώματος δεν είναι ομοιόμορφα κατανομημένες (ούτε ως προς το βάθος ούτε κατά το εύρος της επιφάνειας φόρτισης), η ανάλυση γίνεται με τη θεώρηση ομοιόμορφης αρχικής υπερπίεσης πόρων, επειδή για την περίπτωση αυτή υπάρχει λύση. Τέλος, κατά τη στερεοποίηση θεωρείται γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, πλήρης κορεσμός, μικρές παραμορφώσεις και αγνοείται ότι με την υποχώρηση του εδάφους ένα τμήμα του επιχώματος βυθίζεται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, οπότε το βάρος του μεταβάλλεται (το βυθιζόμενο τμήμα πρέπει να λογίζεται με την υπό άνωση πυκνότητα).

ΠΙΝΑΚΑΣ 12.1

Τάσεις σε (kPa)	Αμέσως μετά τη φόρτιση ($t = 0^+$)				Τάσεις σε (kPa)	Στο τέλος της στερεοποίησης ($t = \infty$)			
	A ₁	B ₁	A ₂	B ₂		A ₁	B ₁	A ₂	B ₂
$\Delta\sigma_{zz}$	47.2	30.8	12.8	19.6	$\Delta\sigma'_{zz}$	47.2	30.8	12.8	19.6
$\Delta\sigma_{yy}$	19.7	3.0	28.3	7.8	$\Delta\sigma'_{yy}$	19.7	3.0	28.3	7.8
$\Delta\sigma_{xx} = \Delta\sigma_2$	33.5	16.9	20.6	13.7	$\Delta\sigma'_{xx} = \Delta\sigma'_2$	20.1	10.1	12.3	8.2
$\Delta\sigma_{yz}$	0	0	13.2	10.5	$\Delta\sigma_{yz}$	0	0	13.2	10.5
$\Delta\sigma_1$	47.2	30.8	35.8	25.8	$\Delta\sigma'_1$	47.2	30.8	35.8	25.8
$\Delta\sigma_3$	19.7	3.0	5.2	1.6	$\Delta\sigma'_3$	19.7	3.0	5.2	1.6
Δp	33.5	16.9	20.6	13.7	σ'_1	82.2	136	70.8	131
Δq	23.8	24.1	26.5	21.0	σ'_3	37.2	55.5	22.7	54.1
Δu	37.5	20.9	25.0	17.2	σ_1	132	286	121	281
σ_1	132	286	121	281	σ_3	87	206	72.7	204
σ_3	87.2	205	72.7	204					
σ'_1	44.7	115	45.8	114					
σ'_3	-0.3	34.6	-2.3	36.9					
Κατάσταση	OK	OK	αστοχεί	OK					
$\Delta\varepsilon_{zz}$ (%)	0.41	0.42	-0.23	0.18	$\Delta\varepsilon_{zz}$ (%)	0.81	0.62	0.01	0.34
$\Delta\varepsilon_{yy}$ (%)	-0.41	-0.42	0.23	-0.18	$\Delta\varepsilon_{yy}$ (%)	-0.01	-0.21	0.48	-0.01
$\Delta\gamma_{yz}$ (%)	0	0	0.79	0.63	$\Delta\gamma_{yz}$ (%)	0	0	0.79	0.63
$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	0	0	0	0	$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	0.80	0.41	0.50	0.33

Στον Πίνακα 12.1 δίνονται οι πρόσθετες τάσεις και παραμορφώσεις των σημείων A και B κατά την αστράγγιστη φόρτιση του εδάφους λόγω κατασκευής του επιχώματος. Οι τάσεις αυτές υπολογίστηκαν από τις σχέσεις (βλέπε και εδάφιο 8.6):

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{\Delta p}{\pi} (\alpha + \sin\alpha \cdot \cos 2\beta)$$

$$\Delta\sigma_{yy} = \frac{\Delta p}{\pi} (\alpha - \sin\alpha \cdot \cos 2\beta)$$

$$\Delta\sigma_{xx} = \nu_u (\Delta\sigma_{yy} + \Delta\sigma_{zz})$$

$$\Delta\sigma_{yz} = \frac{\Delta p}{\pi} \sin\alpha \cdot \sin 2\beta$$

$$\Delta\sigma_1 = \frac{\Delta p}{\pi} (\alpha + \sin\alpha)$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{\Delta p}{\pi} (\alpha - \sin\alpha)$$

$$\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_{xx}$$

όπου για τα σημεία A₁, B₁ ισχύει:

$$\alpha = 2 \cdot \arctan\left(\frac{b}{z}\right), \quad b = 8.75 \text{ m}, \quad \beta = 0$$

ενώ για τα σημεία A₂, B₂ ισχύει:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2b}{z}\right), \quad \beta = \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$$

Η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων υπολογίζεται από την εξίσωση Henkel (σχέση 10.9):

$$\Delta u = \Delta p + (A - 1/3)\Delta q$$

όπου:

$$\Delta p = \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$$

$$\Delta q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2}$$

Θεωρείται ότι $A = 0.50$ (παρόλο που είναι γνωστό ότι η τιμή του A εξαρτάται από την επιβαλλόμενη διατμητική τάση, που διαφέρει από θέση σε θέση). Τελικώς, οι ολικές και ενεργές τάσεις αμέσως μετά την κατασκευή του επιχώματος υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_i = \sigma_{io} + \Delta \sigma_i$$

$$\sigma'_i = \sigma'_{io} + (\Delta \sigma_i - \Delta u)$$

Στον Πίνακα 12.1 δίνονται και οι παραμορφώσεις, που υπολογίζονται από τις γνωστές σχέσεις ελαστικότητας:

$$\Delta \varepsilon_{zz} = \frac{1}{E_u} [\Delta \sigma_{zz} - \nu_u (\Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{xx})]$$

$$\Delta \varepsilon_{yy} = \frac{1}{E_u} [\Delta \sigma_{yy} - \nu_u (\Delta \sigma_{zz} + \Delta \sigma_{xx})]$$

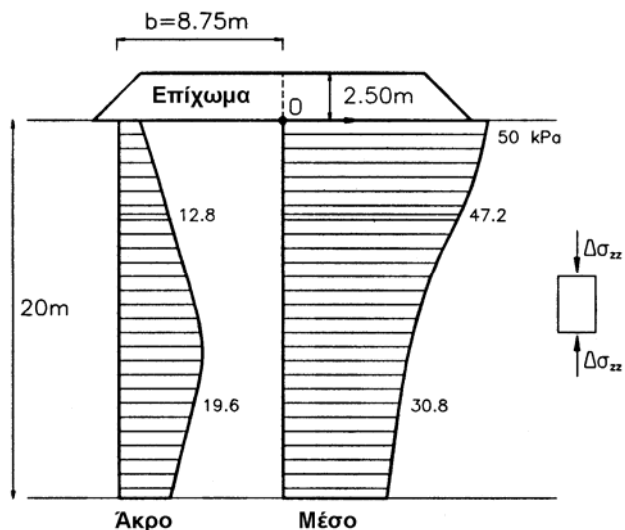
$$\Delta \gamma_{yz} = \frac{1}{G_u} \Delta \sigma_{yz}$$

όπου: $E_u = \frac{3E}{2(1+\nu)}$, $\nu_u = 0.50$. Θεωρώντας: $E = 4333 \text{ kPa}$, $\nu = 0.3$, προκύπτει ότι:

$$E_u = 5000 \text{ kPa} \text{ και: } G_u = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} = 16667 \text{ kPa.}$$

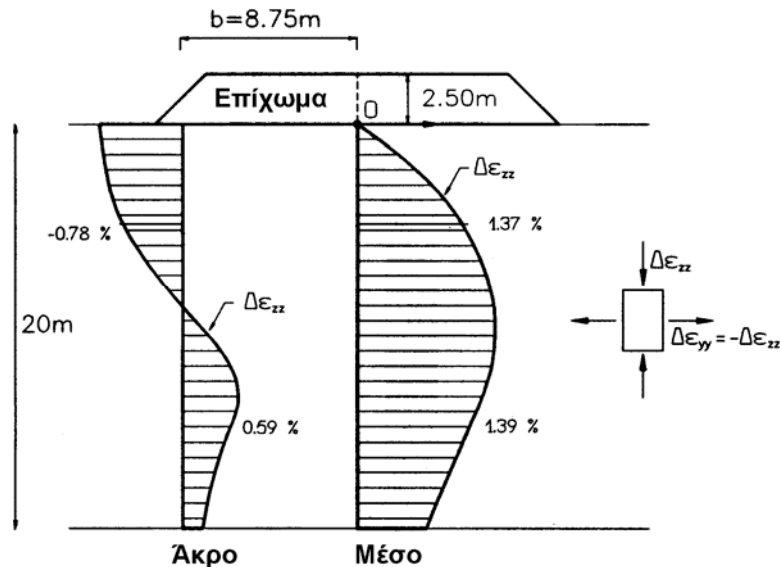
Από τις ανωτέρω τιμές των πρόσθετων τάσεων και παραμορφώσεων συμπεραίνονται τα εξής:

1. Η φόρτιση του εδάφους λόγω κατασκευής του επιχώματος δεν δημιουργεί συνθήκες μονοδιάστατης συμπίεσης, επειδή το εύρος της επιφάνειας φόρτισης είναι περιορισμένο. Κάτω από τον άξονα του επιχώματος η κατακόρυφη τάση ($\Delta \sigma_{zz}$) μειώνεται με το βάθος, ενώ κάτω από το άκρο του επιχώματος αρχικά αυξάνει και στη συνέχεια μειώνεται, όπως φαίνεται στο Σχήμα 12.2 που παρουσιάζει τις κατανομές με το βάθος της πρόσθετης κατακόρυφης τάσης ($\Delta \sigma_{zz}$) κάτω από τον άξονα και το άκρο του επιχώματος αμέσως μετά την κατασκευή του.



Σχ. 12.2: Κατανομές της κατακόρυφης τάσης με το βάθος

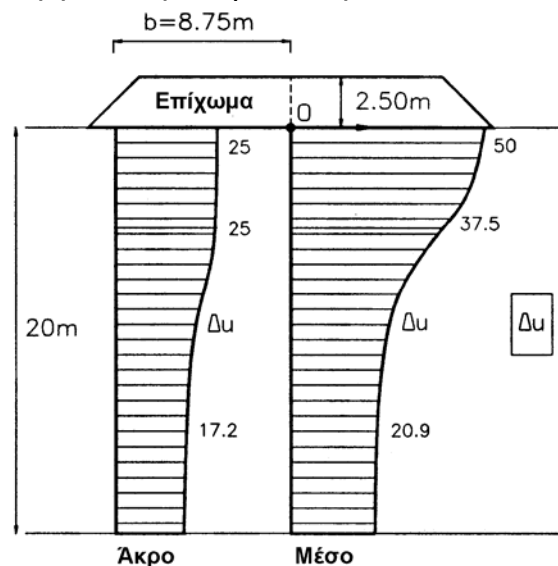
2. Οι κατανομές ως προς το βάθος της κατακόρυφης παραμόρφωσης κάτω από τον άξονα του επιχώματος και κάτω από το άκρο του φαίνονται στο Σχήμα 12.3. Σε μικρά βάθη κάτω από τον άξονα του επιχώματος η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι πολύ μικρή (θα ήταν μηδέν για συνθήκες μονοδιάστατης συμπίεσης), ενώ σε μεγαλύτερα βάθη αυξάνει. Επειδή το έδαφος παραμορφώνεται χωρίς μεταβολή



Σχ. 12.3: Κατανομές της κατακόρυφης παραμόρφωσης με το βάθος

του όγκου, η συμπίεση στην κατακόρυφη διεύθυνση συνοδεύεται από ισόπροση πλευρική διόγκωση. Κάτω από το άκρο του επιχώματος η κατακόρυφη παραμόρφωση σε μικρά βάθη είναι αρνητική, δηλαδή οδηγεί σε ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους. Πράγματι, κατά την αστράγγιστη φόρτιση η βύθιση του εδάφους στον άξονα του επιχώματος δημιουργεί ανύψωση στα άκρα του.

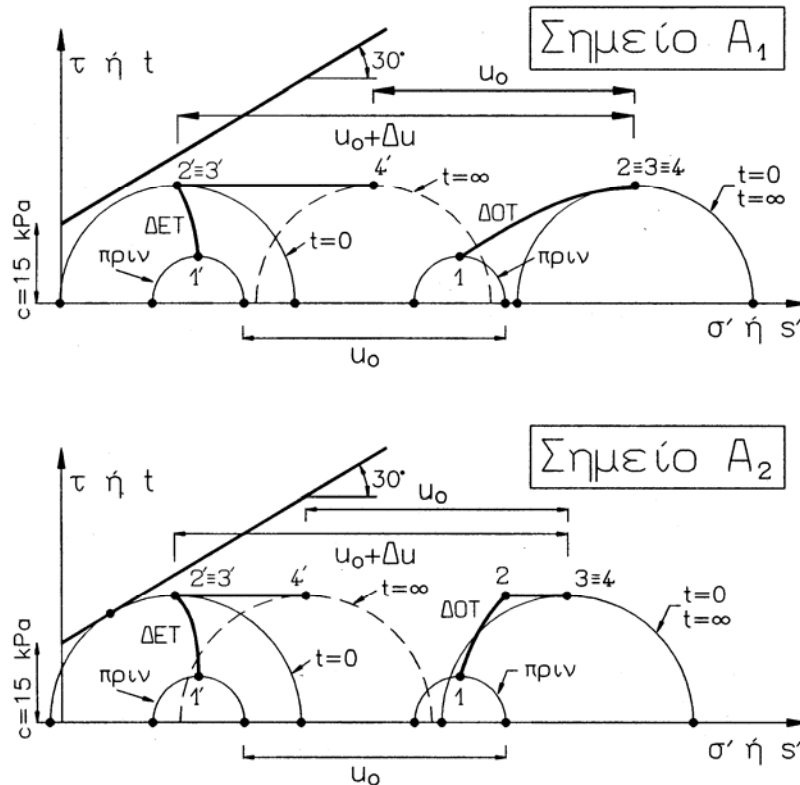
3. Το Σχήμα 12.4 παρουσιάζει τις κατανομές της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων ως προς το βάθος κάτω από τον άξονα του επιχώματος και κάτω από το άκρο του. Οι υπερπίεσεις πόρων μειώνονται με το βάθος καθώς και με την απόσταση από τον άξονα του επιχώματος. Σε μικρά βάθη κάτω από τον άξονα του επιχώματος $\Delta u \approx 50$ kPa, δηλαδή περίπου ίση με την υπερπίεση πόρων κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση.



4. Το Σχήμα 12.5 παρουσιάζει τους κύκλους Mohr και τις διαδρομές των ολικών και ενεργών τάσεων των σημείων A_1 και A_2 κατά την αστράγγιστη φόρτιση. Η διαδρομή των ολικών τάσεων παριστάνεται από την όδευση (1-2-3), όπου το σημείο 1 αντιστοιχεί στην αρχική (γεωστατική) κατάσταση. Η αντιστοιχη διαδρομή των ενεργών τάσεων (ΔET) ακολουθεί την όδευση (1'-2'-3'). Στο σχήμα είναι σημειωμένη και η περιβάλλουσα αστοχίας Coulomb. Οι ΔET των σημείων που εξετάσθηκαν προσεγγίζουν την αστοχία, δηλαδή η ταχεία κατασκευή του επιχώματος τείνει να οδηγήσει το έδαφος σε αστοχία, επειδή οι διαμηθικές τάσεις αυξάνουν. Ειδικότερα, η διαδρομή ενεργών τάσεων του σημείου A_2 φθάνει στην αστοχία (ο κύκλος Mohr εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας). Η κατάσταση αυτή δεν οδηγεί σε καταστροφή του επιχώματος με γενικευμένη αστοχία, επειδή η αστοχία περιορίζεται σε μία περιοχή κοντά στη γωνία του επιχώματος (τοπική αστοχία). Αν όμως η φόρτιση συνεχισθεί (με

Σχ. 12.4: Κατανομές της υπερπίεσης πόρων με το βάθος

(1-2-3), όπου το σημείο 1 αντιστοιχεί στην αρχική (γεωστατική) κατάσταση. Η αντιστοιχη διαδρομή των ενεργών τάσεων (ΔET) ακολουθεί την όδευση (1'-2'-3'). Στο σχήμα είναι σημειωμένη και η περιβάλλουσα αστοχίας Coulomb. Οι ΔET των σημείων που εξετάσθηκαν προσεγγίζουν την αστοχία, δηλαδή η ταχεία κατασκευή του επιχώματος τείνει να οδηγήσει το έδαφος σε αστοχία, επειδή οι διαμηθικές τάσεις αυξάνουν. Ειδικότερα, η διαδρομή ενεργών τάσεων του σημείου A_2 φθάνει στην αστοχία (ο κύκλος Mohr εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας). Η κατάσταση αυτή δεν οδηγεί σε καταστροφή του επιχώματος με γενικευμένη αστοχία, επειδή η αστοχία περιορίζεται σε μία περιοχή κοντά στη γωνία του επιχώματος (τοπική αστοχία). Αν όμως η φόρτιση συνεχισθεί (με



Σχ. 12.5: Διαδρομές ολικών και ενεργών τάσεων

περαιτέρω αύξηση του ύψους του επιχώματος), τότε η περιοχή τοπικής αστοχίας θα επεκταθεί και τελικά θα καλύψει το σύνολο της βάσης του επιχώματος, οπότε θα αναπτυχθεί επιφάνεια ολίσθησης και γενικευμένη αστοχία (θραύση του εδάφους). Αξίζει να σημειωθεί ότι η περιοχή τοπικής αστοχίας (όπως γύρω από το σημείο A_2) **δεν** υπόκειται σε μεγάλες διατμητικές παραμορφώσεις, επειδή περιορίζεται από τις γειτονικές περιοχές που δεν έχουν αστοχήσει. Απλώς, τα σημεία που έχουν αστοχήσει **δεν μπορούν να αναλάβουν μεγαλύτερες διατμητικές τάσεις**. Στην περίπτωση του σημείου A_2 η τελική κατάσταση ενεργών τάσεων, που υπολογίστηκε με χρήση της θεωρίας ελαστικότητας, έχει φθάσει στην κατάσταση αστοχίας. Είναι προφανές ότι η θεωρία Ελαστικότητας δεν μπορεί να προβλέψει την αστοχία του εδαφικού υλικού και έτσι αν το ύψος του επιχώματος αυξηθεί, η διαδρομή ενεργών τάσεων που προβλέπει η θεωρία Ελαστικότητας θα προχωρήσει πέραν της αστοχίας, δηλαδή θα οδηγήσει σε διατμητικές τάσεις μεγαλύτερες από τη διατμητική αντοχή του υλικού. Στην πραγματικότητα, μετά την αστοχία (στο σημείο 2') η διαδρομή των ενεργών τάσεων δεν μεταβάλλεται ($2' \equiv 3'$), ενώ η διαδρομή των ολικών τάσεων μετακινείται οριζόντια προς τα δεξιά (2-3), δηλαδή **το σημείο φορτίζεται** (το σ_1 αυξάνει) **με ισόποση αύξηση της σ_3 και της πίεσης πόρων χωρίς μεταβολή της διατμητικής τάσης**, οπότε η φόρτιση ανακατανέμεται στο εσωτερικό της εδαφικής μάζας με μεταφορά τάσεων από περιοχές που έχουν αστοχήσει σε περιοχές που δεν έχουν αστοχήσει.

Από τις παραμορφώσεις στην κατακόρυφη διεύθυνση κατά την αστράγγιστη φόρτιση μπορεί να υπολογισθεί η υποχώρηση της επιφάνειας του εδάφους στον άξονα του επιχώματος (στα άλλα σημεία η υποχώρηση θα είναι προφανώς διαφορετική):

$$\rho_o = \sum \Delta \varepsilon_z \cdot \Delta H \approx \Delta \varepsilon_{z1} \Delta H_1 + \Delta \varepsilon_{z2} \Delta H_2 = 4.11 \times 10^{-3} \times 1000 + 4.17 \times 10^{-3} \times 1000 = 8.28 \text{ cm}$$

Η υποχώρηση αυτή οφείλεται αποκλειστικά σε διατμητικές παραμορφώσεις χωρίς μεταβολή του όγκου (υποχώρηση κάτω από το επίχωμα και ανύψωση του εδάφους γύρω από αυτό).

Οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται κατά την ταχεία κατασκευή του επιχώματος δεν βρίσκονται σε ισορροπία με τις συνοριακές συνθήκες (ελεύθερη στράγγιση πάνω και κάτω), οπότε βαθμιαία εκτονώνονται και η συμπιεστή αργιλική στρώση στερεοποιείται. Ο Πίνακας 12.1 παρουσιάζει και τις μεταβολές τάσεων (ως προς την αρχική γεωστατική κατάσταση) υπό στραγγισμένες συνθήκες, δηλαδή μετά το τέλος της στερεοποίησης. Οι μεταβολές αυτές υπολογίστηκαν από τις γνωστές σχέσεις ελαστικότητας (όπως και κατά την αστράγγιστη φόρτιση), αλλά με χρήση των **πραγματικών** ιδιοτήτων του εδαφικού σκελετού ($E = 4.3 \text{ MPa}$, $\nu = 0.30$). Επειδή κατά τη φόρτιση απειρομήκους λωρίδας οι μεταβολές των τάσεων είναι ανεξάρτητες από τις ελαστικές σταθερές του εδάφους, οι ολικές τάσεις παραμένουν σταθερές κατά τη στερεοποίηση και συνεπώς η διαδρομή των ολικών τάσεων (3 - 4) αντιστοιχεί σε σημείο (3 \equiv 4). Αντίθετα, η διαδρομή των ενεργών τάσεων είναι μία οριζόντια γραμμή προς τα δεξιά (3' - 4'), που ισοδυναμεί με αύξηση των ενεργών τάσεων, ώστε τελικά η απόσταση (4' - 4) να είναι ίση με την υδροστατική πίεση πόρων (u_o) στο συγκεκριμένο βάθος (όση δηλαδή και πριν την κατασκευή του επιχώματος). Κατά τη στερεοποίηση η εντατική κατάσταση των εδαφικών στοιχείων που εξετάστηκαν απομακρύνεται από την αστοχία, δηλαδή ο **βαθμός ασφαλείας του επιχώματος αυξάνει**. Συνεπώς: κατά τη φόρτιση των μαλακών αργίλων (οι οποίες αναπτύσσουν θετικές πιέσεις πόρων κατά τη διάτμηση) η δυσμενέστερη κατάσταση ως προς την αστοχία είναι αμέσως μετά την κατασκευή, ενώ ο βαθμός ασφαλείας αυξάνει με την πάροδο του χρόνου. Η αρχή αυτή εφαρμόζεται κατά τη σταδιακή κατασκευή υψηλών επιχωμάτων σε περισσότερες της μιας βαθμίδες ύψους. Κατά τη μέθοδο αυτή οι βαθμίδες κατασκευάζονται με κάποια χρονική καθυστέρηση, ώστε να μεσολαβεί επαρκής στερεοποίηση του εδάφους.

Η συνολική υποχώρηση της επιφάνειας του εδάφους στον άξονα του επιχώματος μετά το πέρας της στερεοποίησης μπορεί να υπολογισθεί από τις κατακόρυφες παραμορφώσεις $\Delta \varepsilon_z$:

$$\rho_\infty = \sum \Delta \varepsilon_{iz} \cdot \Delta H_i = 8.13 \times 10^{-3} \times 1000 + 6.21 \times 10^{-3} \times 1000 = 14.34 \text{ cm}$$

δηλαδή το μέσον του επιχώματος υποχωρεί κατά τη στερεοποίηση $14.34 - 8.28 \approx 6 \text{ cm}$. Οι υποχωρήσεις της επιφάνειας του εδάφους είναι μικρές, επειδή η φόρτιση λόγω του βάρους του επιχώματος είναι μικρή (50 kPa μόνον).

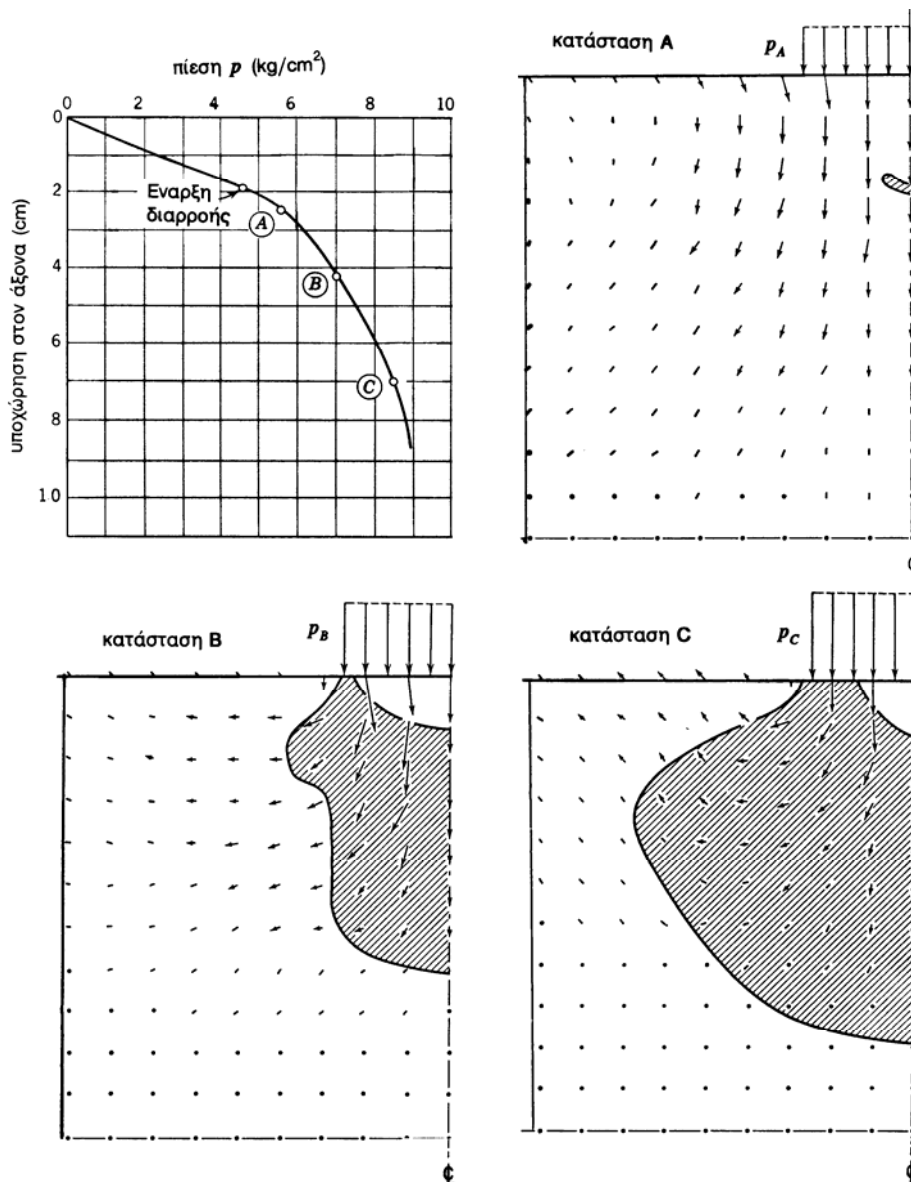
Η χρονική εξέλιξη των υποχωρήσεων μπορεί να εκτιμηθεί με την παραδοχή ότι η στερεοποίηση συμβαίνει μόνο στην κατακόρυφη διεύθυνση (όχι απόλυτα ακριβής παραδοχή, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως). Στην περίπτωση αυτή ο χρόνος που απαιτείται (πρακτικά) για την περάτωση της στερεοποίησης είναι:

$$t_\infty \approx \frac{H_d^2}{c_v} = \frac{10^2}{2} = 50 \text{ έτη}$$

Στη συνέχεια, η εκτίμηση της υποχώρησης του εδάφους σε κάθε χρονική στιγμή μπορεί να γίνει με τις καμπύλες $U - T_v$, που αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 7.

12.2 Φέρουσα Ικανότητα Αβαθών Θεμελίων

Όταν η ένταση της φόρτισης που επιβάλλεται στο έδαφος (όπως στο προηγούμενο παράδειγμα από το ομοιόμορφο λωριδωτό φορτίο) είναι σημαντική,



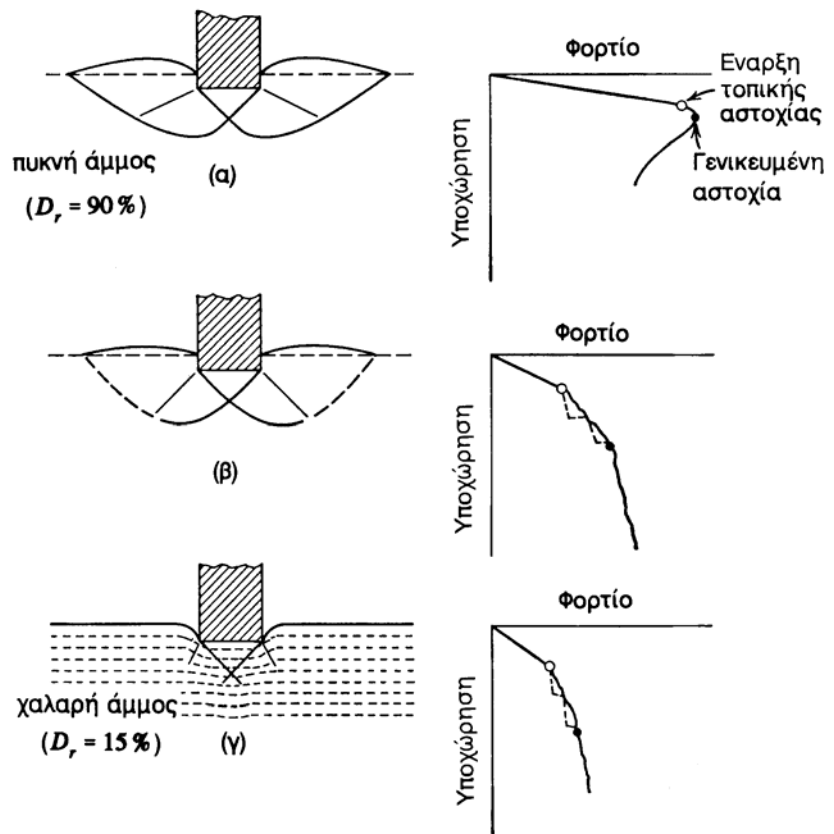
Σχ. 12.6: Εξέλιξη ζώνης τοπικής αστοχίας

κάτω από το φορτίο αναπτύσσεται μία ζώνη τοπικής αστοχίας, η οποία βαθμιαία επεκτείνεται και τελικώς, όταν διευρυνθεί πολύ, το έδαφος οδηγείται σε γενικευμένη αστοχία με μεγάλες παραμορφώσεις. Το Σχήμα 12.6 παρουσιάζει μία τυπική καμπύλη φορτίου-υποχώρησης για ένα λωριδωτό φορτίο στην επιφάνεια ελαστοπλαστικού εδάφους. Στην καμπύλη είναι σημειωμένες μία κατάσταση με περιορισμένη τοπική αστοχία (A) και δύο καταστάσεις (B και C) που αντιστοιχούν σε μεγαλύτερα φορτία. Οι γραμμοσκιασμένες περιοχές δείχνουν την έκταση της ζώνης αστοχίας σε κάθε περίπτωση.

Το Σχήμα 12.7 παρουσιάζει τους μηχανισμούς παραμόρφωσης κατά τη γενικευμένη αστοχία ενός λωριδωτού θεμελίου (α) σε μία πυκνή άμμο, (β) σε μία άμμο μέσης πυκνότητας και (γ) σε μία χαλαρή άμμο. Στην πυκνή άμμο αναπτύσσονται δύο σπειροειδείς επιφάνειες ολίσθησης και η βύθιση του θεμελίου κατά την αστοχία συνοδεύεται από σημαντική ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους γύρω από το θεμέλιο, η οποία οφείλεται στη διασταλτικότητα των πυκνών άμμων (αύξηση του όγκου κατά τη διάτμηση). Αντίθετα, στη χαλαρή άμμο δεν αναπτύσσονται οι χαρακτηριστικές επιφάνειες ολίσθησης, επειδή η άμμος

συμπιέζεται κατά τη φόρτιση (ο όγκος της μικραίνει) και συνεπώς η βύθιση του θεμελίου δεν δημιουργεί σημαντική τάση για ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Τέλος, η αστοχία της άμμου μέσης πυκνότητας γίνεται με ενδιάμεση μορφή μεταξύ της πυκνής και της χαλαρής άμμου.

Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει ένα θεμέλιο πριν αστοχήσει ονομάζεται **φορτίο αστοχίας ή οριακό φορτίο** (Q_{ult}) και η αντίστοιχη πίεση στη βάση του θεμελίου ονομάζεται **πίεση αστοχίας ή οριακή πίεση** (q_{ult}). Η πίεση



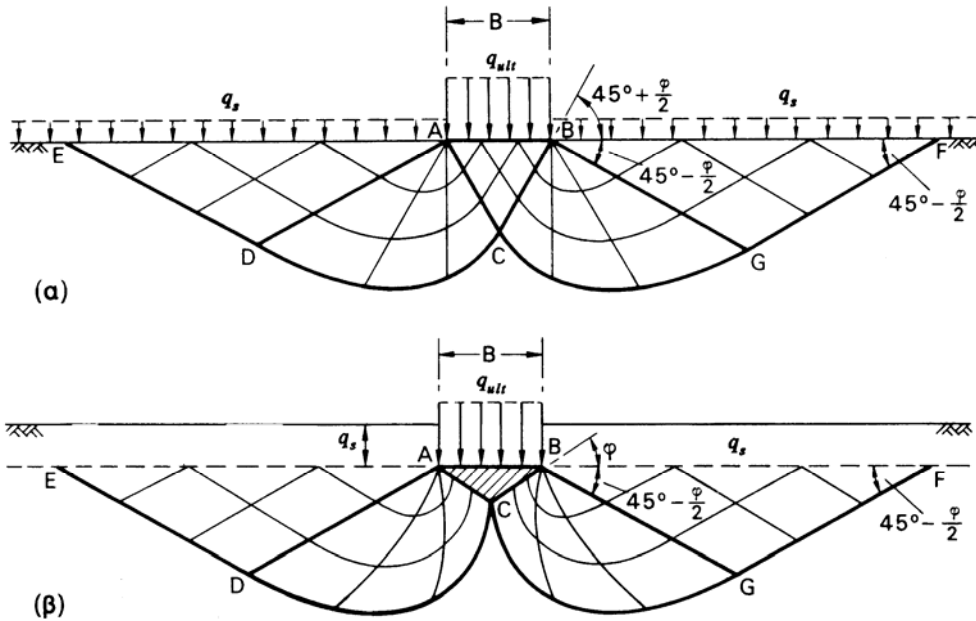
Σχ. 12.7: Αστοχία θεμελίου σε άμμους

αστοχίας εξαρτάται προφανώς από τη μορφή και τις διαστάσεις του θεμελίου και τις ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης. Συνεπώς, ο υπολογισμός της πίεσης αστοχίας εξαρτάται άμεσα από τον καταστατικό νόμο τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους θεμελίωσης. Το απλούστερο μοντέλο εδάφους για την εκτίμηση του φορτίου αστοχίας θεμελίων είναι το αρχικά-απαραμόρφωτο και στη συνέχεια τελείως-πλαστικό υλικό¹, δηλαδή ένα υλικό που δεν παραμορφώνεται μέχρι την κατάσταση αστοχίας και στη συνέχεια αναπτύσσει διακριτές επιφάνειες ολίσθησης, στις οποίες η διατμητική τάση παραμένει σταθερή και ίση με τη διατμητική αντοχή σε κάθε θέση (όπως προσδιορίζεται από το κριτήριο αστοχίας). Ο προσδιορισμός των επιφανειών ολίσθησης (χαρακτηριστικές γραμμές), οι οποίες ικανοποιούν το κριτήριο αστοχίας του Coulomb, αποτελεί αντικείμενο της **Θεωρίας των Χαρακτηριστικών**. Το Σχήμα 12.8 παρουσιάζει τις σπειροειδείς χαρακτηριστικές γραμμές που προσδιορίστηκαν από τον K.Terzaghi κάτω από ένα απειρομήκες λωριδωτό θεμέλιο: (α) με λεία βάση και (β) με τραχεία βάση. Στην περίπτωση του λωριδωτού θεμελίου με λεία βάση που εδράζεται σε ξηρό έδαφος, η επίλυση με τις χαρακτηριστικές καταλήγει στην ακόλουθη σχέση (εξίσωση Terzaghi) για την πίεση αστοχίας:

$$q_{ult} = c N_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + q_s N_q \quad (12.1)$$

όπου B είναι το πλάτος του θεμελίου, q_s είναι η επιφόρτιση γύρω από το θεμέλιο στη στάθμη έδρασης, γ ($= \rho g$) είναι το ειδικό βάρος του εδάφους και (c , ϕ) είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους. Οι συντελεστές N_c , N_γ , N_q

¹ Η θεωρία Ελαστικότητας δεν προβλέπει αστοχία και συνεπώς δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας θεμελίων.

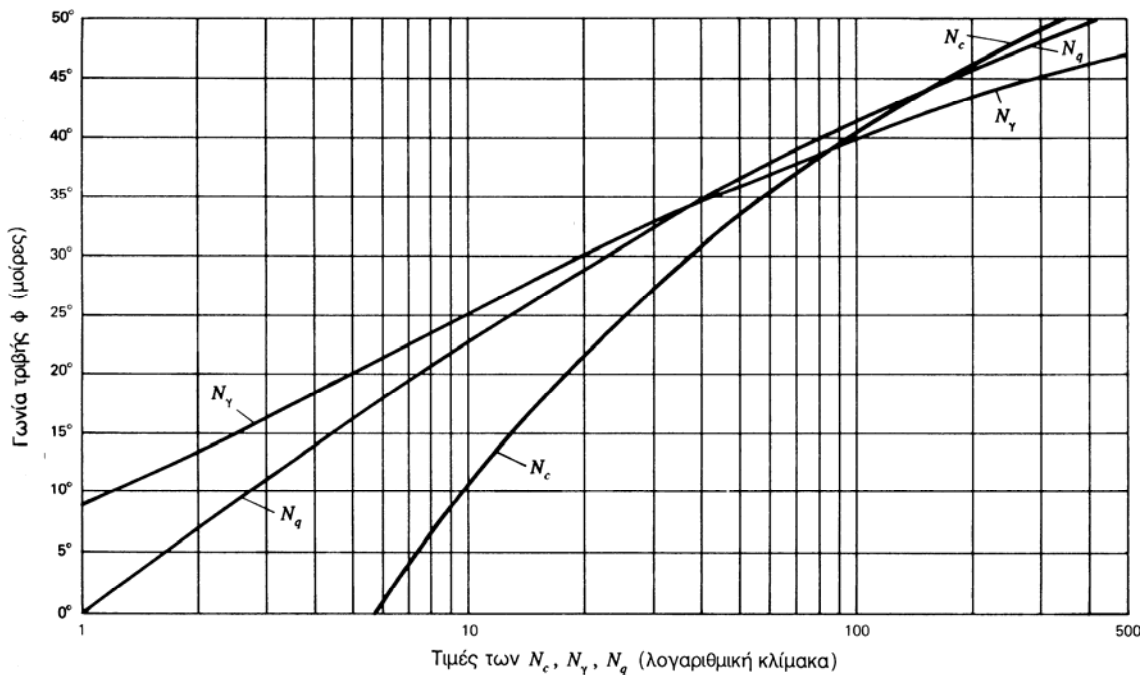


Σχ. 12.9: Χαρακτηριστικές γραμμές αστοχίας αβαθών θεμελίων

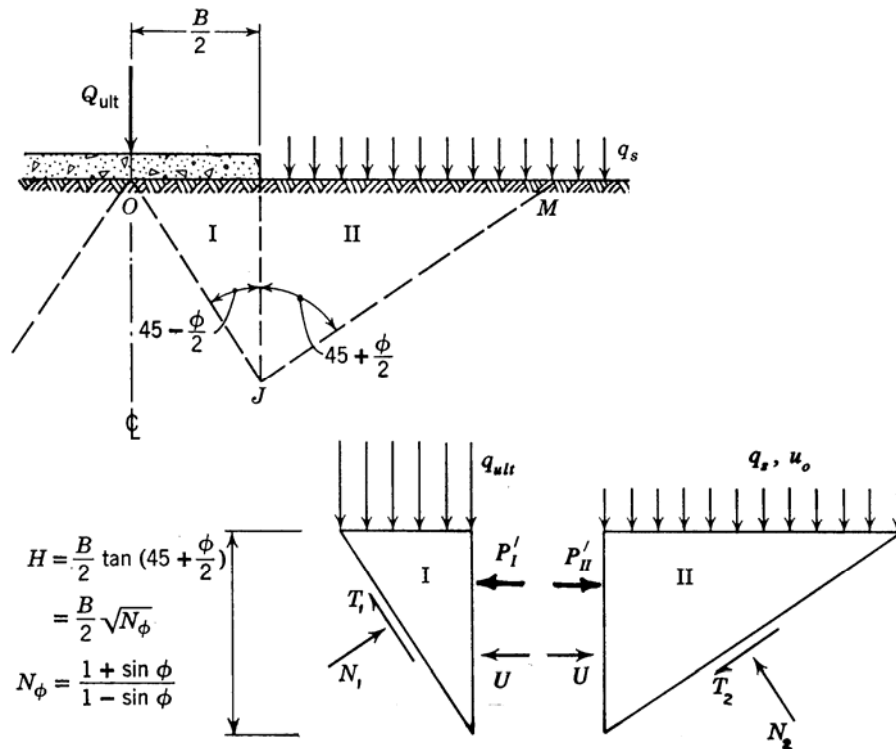
εξαρτώνται από τη γωνία τριβής (ϕ) του εδάφους και οι τιμές τους δίνονται στο Σχήμα 12.9. Στα επόμενα δίνεται μία απλοποιημένη "απόδειξη" της εξίσωσης Terzaghi, ώστε να καταστεί σαφής η μέθοδος υπολογισμού του οριακού φορτίου και οι σχετικές παραδοχές.

Το Σχήμα 12.10 παρουσιάζει ένα λωριδωτό θεμέλιο απείρου μήκους με πλάτος B , θεμελιωμένο σε μικρό βάθος από την επιφάνεια του εδάφους. Η υδατική πίεση στη στάθμη έδρασης του θεμελίου είναι u_o (λόγω του υδροφόρου ορίζοντα) και η κατακόρυφη ολική τάση γύρω από το θεμέλιο στη στάθμη έδρασής του είναι q_s . Ο υπολογισμός του οριακού φορτίου $Q_{ult} = q_{ult} \cdot B$ βασίζεται στις εξής παραδοχές:

1. Η μορφή της επιφάνειας αστοχίας είναι συμμετρική ως προς τον άξονα του θεμελίου και η μάζα που αστοχεί αποτελείται από τα πρίσματα (I) και (II). Το

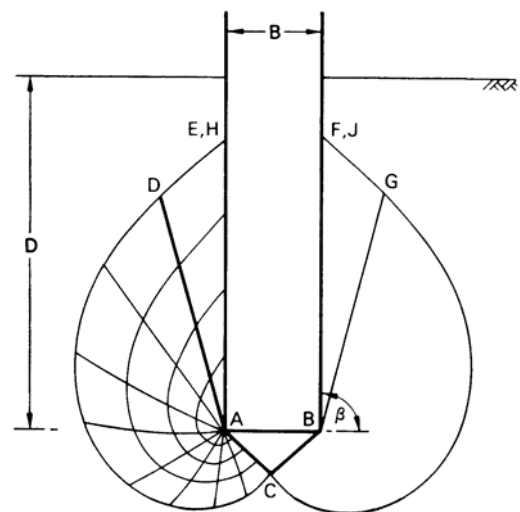


Σχ. 12.8: Συντελεστές υπολογισμού πίεσης αστοχίας



Σχ. 12. 11: Οριακό φορτίο λωριδωτού θεμελίου

- πρίσμα (I) αστοχεί με μέγιστη κύρια τάση την κατακόρυφη και συνεπώς η επιφάνεια ολίσθησης σχηματίζει γωνία $45+\phi/2$ ως προς την οριζόντια. Το πρίσμα (II) πιέζεται από το πρίσμα (I) στην οριζόντια διεύθυνση και αστοχεί με μέγιστη κύρια τάση την οριζόντια, οπότε η επιφάνεια ολίσθησης σχηματίζει γωνία $45+\phi/2$ ως προς την κατακόρυφο. Ο συνδυασμός των δύο ευθύγραμμων επιφανειών ολίσθησης είναι κινηματικά εφικτός και προσεγγίζει την (ακριβέστερη) λογαριθμική σπείρα του Σχήματος 12.8.
2. Η αλληλεπίδραση των δύο πρισμάτων στην κατακόρυφη επιφάνεια επαφής γίνεται χωρίς τριβές, δηλαδή αναπτύσσονται μόνον οι ίσες και αντίθετες ορθές ενεργές δυνάμεις P'_I και P'_{II} και η δύναμη της υδατικής πίεσης U .
 3. Το έδαφος πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης ασκεί μόνον την επιφόρτιση q_s , δηλαδή δεν συνεισφέρει στο οριακό φορτίο με τη διατμητική του αντοχή. Η παραδοχή αυτή δεν οδηγεί σε μεγάλο σφάλμα **αν το βάθος θεμελίωσης είναι μικρό**. Αντίθετα, αν το βάθος θεμελίωσης είναι μεγάλο (τυπικά μεγαλύτερο από τη διάσταση του θεμελίου), το εισαγόμενο σφάλμα είναι σημαντικό επειδή η συνεισφορά της διατμητικής αντοχής του εδάφους πάνω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου είναι μεγάλη. Κατά τον υπολογισμό του οριακού φορτίου των βαθιών θεμελιώσεων (πασσάλων), η διατμητική αντοχή του εδάφους πάνω από τη στάθμη της αιχμής του πασσάλου δεν



Σχ. 12. 10: Χαρακτηριστικές αστοχίες βαθιάς θεμελίωσης

αμελείται (βλέπε Σχήμα 12.11) και συνεπώς για τις ίδιες εδαφικές συνθήκες το οριακό φορτίο της αιχμής ενός πασσάλου είναι μεγαλύτερο από το οριακό φορτίο μιας όμοιας επιφανειακής θεμελίωσης.

Σύμφωνα με τα προηγούμενα, η κατά Coulomb αστοχία του πρίσματος II καταλήγει στη γνωστή σχέση (εξίσωση 9.10):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

ή ισοδύναμα:

$$\frac{P'_{II}}{H} = [(q_s - u_o) + 0.5\gamma' H] N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (12.2)$$

όπου: $N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$ και ο όρος $0.5\gamma' H$ δίνει τη συνεισφορά του ίδιου βάρους του εδάφους (υπό άνωση ειδικό βάρος γ') στην κατακόρυφη ενεργό τάση στο μέσον του ύψους της επιφάνειας επαφής των δύο πρισμάτων. Αντίστοιχα, η κατά Coulomb αστοχία του πρίσματος I δίνει:

$$(q_{ult} - u_o) + 0.5\gamma' H = \frac{P'_I}{H} N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (12.3)$$

Επίσης, από τη γεωμετρία προκύπτει ότι:

$$H = \frac{B}{2} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{B}{2} \sqrt{N_\phi} \quad (12.4)$$

Τελικώς, επειδή $P'_I = P'_{II}$, οι σχέσεις (12.2) και (12.3) δίνουν:

$$q_{ult} = u_o + cN_c + 0.5\gamma' B N_\gamma + (q_s - u_o) N_q \quad (12.5)$$

όπου: $N_c = 2(N_\phi + 1)\sqrt{N_\phi}$, $N_\gamma = 0.5(N_\phi^2 - 1)\sqrt{N_\phi}$, $N_q = N_\phi^2$, σχέσεις που δίνουν την εξάρτηση των συντελεστών N από τη γωνία τριβής του εδάφους (βλέπε και Σχήμα 12.9). Η σχέση (12.5) έχει τη γνωστή μορφή της εξίσωσης Terzaghi (εξίσωση 12.1) και επιπλέον περιλαμβάνει την επιρροή της υδατικής πίεσης στη στάθμη έδρασης του θεμελίου, σε περίπτωση που υπάρχει στάθμη υδροφόρου ορίζοντα. Ειδικότερα:

1. Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι πάνω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου, η σχέση (12.5) εφαρμόζεται με την παραπάνω μορφή.
2. Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται σε βάθος Z_w κάτω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου, όπου: $Z_w < H = 0.5B\sqrt{N_\phi}$, τότε (προφανώς) $u_o = 0$ και, επιπλέον, ο όρος $0.5\gamma' B N_\gamma$ της σχέσης (12.5) αντικαθίσταται από τον όρο: $0.5 [Z_w \gamma + (H - Z_w) \gamma'] B N_\gamma$, επειδή μόνον ένα τμήμα του εδάφους κάτω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου βρίσκεται υπό άνωση. Τέλος, όταν $Z_w > H$, στη σχέση (12.5) τίθεται το ολικό ειδικό βάρος (γ) του εδάφους αντί του υπό άνωση ειδικού βάρους (γ').

Ο ανωτέρω υπολογισμός του οριακού φορτίου του θεμελίου έγινε ως προς τις **ενεργές τάσεις**, επειδή ως γνωστόν η αστοχία του εδάφους διέπεται από τις ενεργές τάσεις. Όμως, στην περίπτωση κορεσμένων εδαφών όταν η φόρτιση είναι αρκετά ταχεία ώστε να μην προλάβει να συμβεί στερεοποίηση (αστράγγιστες συνθήκες), η ανάλυση της αστοχίας μπορεί **ισοδύναμα** να γίνει και ως προς τις **ολικές τάσεις** με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u) του εδάφους και μηδενική "γωνία τριβής" ($\phi_u = 0$) (βλέπε εδάφιο 9.5). Στην περίπτωση αυτή: $N_\phi = 1$, $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ και $N_c = 5.14$ (αντί της τιμής $N_c = 4$ που προβλέπει η απλοποιημένη θεώρηση των δύο πρισμάτων), οπότε η σχέση (12.5) γράφεται:

$$q_{ult} = 5.14 c_u + q_s \quad (12.6)$$

Η εξίσωση (12.6) δίνει την οριακή πίεση ενός επιφανειακού λωριδωτού θεμελίου που εδράζεται σε κορεσμένη άργιλο, όταν η φόρτιση είναι ταχεία (αστράγγιστες συνθήκες).

Σε θεμέλια που δεν μπορούν να προσομοιαστούν με απειρομήκη λωρίδα, η οριακή πίεση υπολογίζεται από σχέσεις της ίδιας μορφής με τις προηγούμενες και διορθωτικούς **συντελεστές σχήματος** (S):

$$q_u = u_o + c N_c S_c + 0.5 \gamma' B N_\gamma S_\gamma + (q_s - u_o) N_q S_q \quad (12.7)$$

Οι συντελεστές (S) έχουν τις εξής τιμές:

1. Για κυκλικό θεμέλιο με διάμετρο B :

$$S_c = 1.3, \quad S_\gamma = 0.6, \quad S_q = 1$$

2. Για ορθογωνικό θεμέλιο με διαστάσεις L και B ($L > B$):

$$S_c = 1 + 0.3 \frac{B}{L}, \quad S_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L}, \quad S_q = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

12.3 Πλευρικές Ωθήσεις Γαιών - Τοίχοι Αντιστήριξης

Τα εδάφη, λόγω του βάρους των, ασκούν πιέσεις (**πλευρικές ωθήσεις**) στα κατακόρυφα στοιχεία που τα περιορίζουν. Η πιο συνηθισμένη ίσως περίπτωση είναι η πλευρική ώθηση που ασκείται κατά τη γεωστατική κατάσταση (δηλαδή όταν παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωση), οπότε:

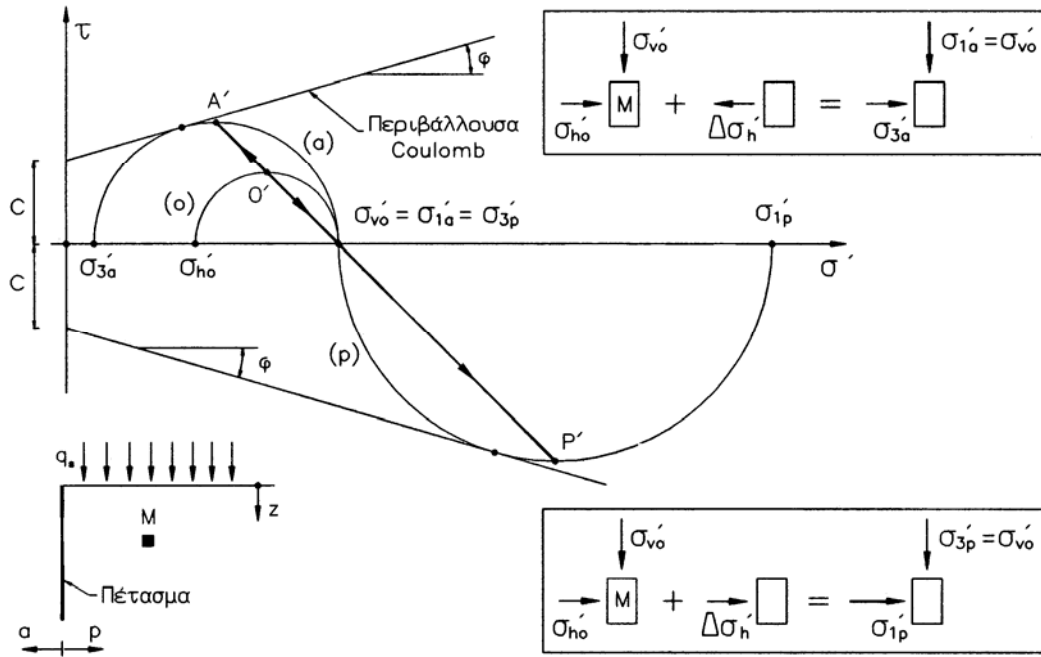
$$\sigma_h = u + \sigma'_h = u + K_o \sigma'_v \quad (12.8)$$

όπου σ'_v είναι η κατακόρυφη ενεργός τάση σε κάποια στάθμη (λόγω του βάρους των υπερκείμενων γαιών και τυχόν επιφόρτισης), u είναι η πίεση πόρων και K_o ο **συντελεστής πλευρικής ώθησης για παρεμπόδιση της πλευρικής παραμόρφωσης**.

Η εκτίμηση των ωθήσεων που ασκούν τα εδαφικά υλικά είναι απαραίτητη σε πολλούς τύπους κατασκευών όπως τοίχοι αντιστήριξης γαιών, περιμετρικά τοιχεία υπογείων, αντιστηρίξεις εκσκαφών, επενδύσεις σηράγγων κλπ.

Το κυριότερο χαρακτηριστικό της ώθησης γαιών είναι ότι το μέγεθος της εξαρτάται από την **πλευρική μετακίνηση**, δηλαδή από τη δυνατότητα του στοιχείου που δέχεται την ώθηση να ενδώσει στην οριζόντια διεύθυνση ή να κινηθεί προς το έδαφος και να το συμπίεσει. Τα ανωτέρω μπορούν να γίνουν καλύτερα κατανοητά με το Σχήμα 12.12, το οποίο παρουσιάζει ένα εδαφικό στοιχείο (M) με γεωστατική ένταση ($\sigma'_{vo} = q_s + \gamma z$, $\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo}$) και τον αντίστοιχο κύκλο Mohr (O). Το έδαφος περιορίζεται από ένα κατακόρυφο πέτασμα, το οποίο μπορεί να κινηθεί στην οριζόντια διεύθυνση είτε προς το στοιχείο (M) (διεύθυνση " p ") είτε απομακρυνόμενο από αυτό (διεύθυνση " a "). Αν θεωρηθεί ότι το πέτασμα είναι λείο (δηλαδή ότι δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην επιφάνεια επαφής του με το έδαφος), κατά την κίνηση του πετάσματος η εντατική κατάσταση του σημείου M θα μεταβληθεί χωρίς στροφή των κυρίων τάσεων και χωρίς μεταβολή της κατακόρυφης τάσης (σ_{vo}). Εάν το πέτασμα κινηθεί στη διεύθυνση " a " η οριζόντια τάση θα μειωθεί, ενώ αν κινηθεί στη διεύθυνση " p " η οριζόντια τάση θα αυξηθεί. Αν η κίνηση συνεχισθεί, η οριζόντια τάση θα συνεχίσει να μεταβάλλεται μέχρις ότου το εδαφικό στοιχείο M αστοχήσει. Το Σχήμα 12.12 παρουσιάζει τις διαδρομές τάσεων O'A' και O'P', τους κύκλους αστοχίας (a) και (p) και τις αντίστοιχες οριζόντιες ενεργές τάσεις:

$$\sigma'_{ha} \equiv \sigma'_{3a} = \sigma'_{vo} \frac{1}{N_\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \quad (12.9\alpha)$$



Σχ. 12.12: Ενεργητική και παθητική ώθηση γαιών

$$\sigma'_{hp} \equiv \sigma'_{1p} = \sigma'_{vo} N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (12.9\beta)$$

όπου: $N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$. Οι οριακές καταστάσεις (a) και (p) ονομάζονται **ενεργητική** και **παθητική** κατάσταση αντίστοιχα, ενώ οι οριακές πλευρικές τάσεις σ'_{ha} , σ'_{hp} ονομάζονται **ενεργητική** και **παθητική** τάση αντίστοιχα. Η ενεργητική και παθητική οριακή κατάσταση ονομάζονται γενικώς **καταστάσεις Rankine** από το όνομα του επιστήμονα που τις μελέτησε.

Στα μή-συνεκτικά εδάφη (δηλαδή όταν $c = 0$) ορίζονται οι εξής συντελεστές:

1. Ο **συντελεστής ενεργητικής ώθησης**:

$$K_a \equiv \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{vo}} = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (12.10\alpha)$$

δηλαδή ο λόγος της ενεργητικής τάσης προς την κατακόρυφη ενεργό τάση και

2. Ο **συντελεστής παθητικής ώθησης**:

$$K_p \equiv \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_{vo}} = N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (12.10\beta)$$

δηλαδή ο λόγος της παθητικής τάσης προς την κατακόρυφη ενεργό τάση.

Η πλευρική ώθηση στο πέτασμα κατά την κίνηση στη διεύθυνση "a" κυμαίνεται μεταξύ των τιμών σ'_{ho} (μέγιστη) και σ'_{ha} (ελάχιστη), ενώ κατά την κίνηση στη διεύθυνση "p" κυμαίνεται μεταξύ των τιμών σ'_{ho} (ελάχιστη) και σ'_{hp} (μέγιστη).

Η παραμόρφωση που απαιτείται για να επιτευχθούν οι οριακές καταστάσεις εξαρτάται από το είδος του εδαφικού υλικού (κοκκώδες ή συνεκτικό) και την κατάστασή του (σχετική πυκνότητα ή συνεκτικότητα). Μία τυπική μεταβολή του συντελεστή ώθησης με την οριζόντια παραμόρφωση του εδάφους παρουσιάζεται στο Σχήμα 12.13 για μία μεσόκοκκη πυκνή άμμο. Η παθητική οριακή κατάσταση επιτυγχάνεται σε πολύ μεγαλύτερη παραμόρφωση από ότι η ενεργητική οριακή κατάσταση. Επίσης, οι χαλαρές άμμοι απαιτούν μεγαλύτερη παραμόρφωση από τις πυκνές για να φθάσουν στην οριακή κατάσταση, όπως και οι κανονικά

στερεοποιημένες άργιλοι απαιτούν μεγαλύτερη παραμόρφωση από τις ισχυρά υπερστερεοποιημένες.

Οι ανωτέρω ορισμοί των οριακών καταστάσεων αναφέρονται σε ένα εδαφικό στοιχείο με μικρές διαστάσεις. Στην περίπτωση εκτεταμένων εδαφικών μαζών που αντιστηρίζονται με κατακόρυφα πετάσματα (τοιχούς αντιστήριξης, τοιχία, επενδύσεις κλπ.), το σύνολο της εδαφικής μάζας πίσω από το πέτασμα φθάνει στην οριακή κατάσταση Rankine υπό τις εξής προϋποθέσεις:

1. Η επιφάνεια του εδάφους είναι επίπεδη και η αρχική εντατική κατάσταση γεωστατική και ομοιόμορφη.
2. Το πέτασμα είναι κατακόρυφο και λείο, δηλαδή δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην επιφάνεια επαφής πετάσματος και εδάφους.
3. Το πέτασμα στρέφεται περί τη βάση του.

Με τις ανωτέρω προϋποθέσεις, όταν το έδαφος πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης φθάσει στην οριακή κατάσταση Rankine, η συνολική δύναμη (ώθηση) που ασκείται στον τοίχο μπορεί να υπολογισθεί. Κατά την ενεργητική κατάσταση σε τοίχο ύψους H που αντιστηρίζει ένα ξηρό εδαφικό υλικό με οριζόντια επιφάνεια, ισχύει:

$$\sigma'_{ha} = \frac{1}{N_\phi} \sigma'_{vo} - 2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \quad (12.11)$$

όπου: $\sigma'_{vo} = q_s + \gamma z$, δηλαδή η ενεργητική πίεση (σ'_{ha}) στον τοίχο αυξάνει γραμμικά με το βάθος (z). Η συνισταμένη της ενεργητικής πίεσης, δηλαδή η ενεργητική ώθηση, δίνεται από τη σχέση:

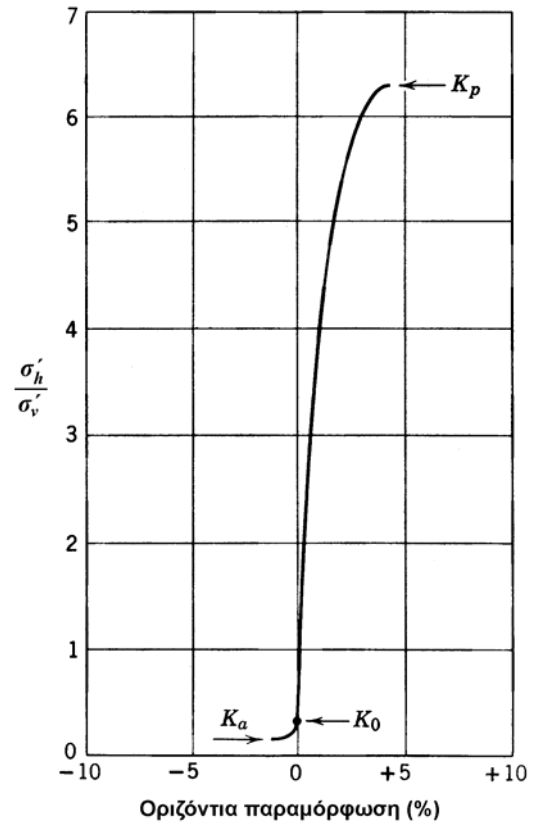
$$P_a = K_a \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H \right) - 2cH \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \quad (12.12)$$

Η σχέση (12.12) ισχύει για τιμές της συνοχής (c) μικρότερες ή ίσες από:

$$c_o = \frac{q_s}{2\sqrt{N_\phi}} \quad (12.13)$$

Όταν $c > c_o$, η τιμή της σ'_{ha} είναι αρνητική, δηλαδή εφελκυστική, στο ανώτερο τμήμα του τοίχου (από την εξίσωση 12.11), ενώ είναι προφανές ότι η επιφάνεια επαφής τοίχου-γαιών δεν μπορεί να αναλάβει εφελκυστικές τάσεις. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογισθεί το βάθος $Z_{cr} = 2c\sqrt{N_\phi}/\gamma$ από την επιφάνεια του εδάφους, στο οποίο αναπτύσσονται οι εφελκυστικές τάσεις, και να υπολογισθεί η συνισταμένη μόνον των ενεργητικών τάσεων (σ'_{ha}) κάτω από τη στάθμη (Z_{cr}), που είναι:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - Z_{cr}) (q_s + \gamma H - 2c\sqrt{N_\phi}) \quad (12.14)$$



Σχ. 12.13: Συντελεστής ενεργητικής και παθητικής ώθησης

Κατά την παθητική κατάσταση πίσω από ένα τοίχο που αντιστηρίζει ξηρό εδαφικό υλικό, όταν η επιφάνεια του εδάφους είναι οριζόντια, ισχύει:

$$\sigma'_{hp} = N_\phi \sigma'_{vo} + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (12.15)$$

όπου: $\sigma'_{vo} = q_s + \gamma z$, οπότε η ολική παθητική ώθηση στον τοίχο δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = K_p \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H \right) + 2cH\sqrt{N_\phi} \quad (12.16)$$

Παρατηρήσεις:

1. Στην περίπτωση πολύστρωτου εδαφικού σχηματισμού πρέπει να υπολογίζονται οι οριακές τάσεις σ'_{ha} και σ'_{hp} σε κάθε θέση με χρήση των αντίστοιχων (για κάθε στρώση) παραμέτρων διατμητικής αντοχής (c, ϕ) και στη συνέχεια να υπολογίζεται η συνισταμένη της κατανομής των οριακών τάσεων.
2. Στην περίπτωση που στο έδαφος πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης υπάρχει μόνιμη στάθμη υπογείου ορίζοντα:
 - (α) Υπολογίζονται οι κατανομές των οριακών ενεργών τάσεων με το βάθος. Προφανώς, για τις θέσεις κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα πρέπει να χρησιμοποιείται το υπό άνωση ειδικό βάρος του εδάφους. Στη συνέχεια, υπολογίζεται η συνισταμένη των ενεργών τάσεων που αποτελεί την οριακή **ενεργό ώθηση**.
 - (β) Στην οριακή ενεργό ώθηση προστίθεται η ώθηση που προκύπτει από τις υδροστατικές πιέσεις στον τοίχο αντιστήριξης:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w (H - Z_w)^2 \quad (12.17)$$

όπου Z_w είναι το βάθος του υπογείου ορίζοντα από την επιφάνεια του εδάφους και γ_w το ειδικό βάρος του νερού.

3. Στην περίπτωση που το έδαφος είναι πλήρως κορεσμένο και η κατασκευή του έργου αντιστήριξης γίνεται με ταχύ ρυθμό ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη της αστράγγιστης φόρτισης, ο υπολογισμός της ενεργητικής και παθητικής ώθησης μπορεί να γίνει και ως προς τις ολικές τάσεις με χρήση ανάλυσης τύπου " $\phi = 0$ ". Στην περίπτωση αυτή: $N_\phi = K_a = K_p = 1$, οπότε, για οριζόντια επιφάνεια εδάφους, η ενεργητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H - 2c_u H \quad (12.18)$$

εφόσον: $c_u \leq q_s/2$ (με το ίδιο όπως προηγουμένως σκεπτικό). Εάν $c_u > q_s/2$, υπολογίζεται ένα κρίσιμο βάθος: $Z_{cr} = 2c_u/\gamma$, οπότε:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - Z_{cr})(q_s + \gamma H - 2c_u) \quad (12.19)$$

Αντίστοιχα, η παθητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H + 2c_u H \quad (12.20)$$

όπου c_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή και γ το ολικό ειδικό βάρος του εδάφους. Εάν το έδαφος αποτελείται από στρώσεις με διαφορετικές τιμές του c_u , υπολογίζεται η κατανομή των σ_{ha} και σ_{hp} με το βάθος και η συνισταμένη τους.

4. Το σημείο εφαρμογής της οριακής ώθησης υπολογίζεται από την κατανομή των οριακών πιέσεων με το βάθος. Σε περίπτωση τριγωνικής κατανομής, το σημείο εφαρμογής της ώθησης βρίσκεται (κατά τα γνωστά) στο ένα τρίτο του ύψους του τοίχου.

Οι προηγούμενες οριακές πλευρικές ωθήσεις γαιών υπολογίσθηκαν με την παραδοχή ότι **στο σύνολο της εδαφικής μάζας πίσω από τον τοίχο αναπτύσσεται η εντατική κατάσταση Rankine (ενεργητική ή παθητική)**. Σε πολλά πρακτικά προβλήματα, όμως, δεν ικανοποιούνται κάποιες από τις προϋποθέσεις για την ανάπτυξη της κατάστασης Rankine, όπως ότι ο τοίχος δεν είναι λείος και κατακόρυφος, η επιφάνεια του εδάφους δεν είναι επίπεδη, η επιφόρτιση q_s δεν είναι σταθερή ή η αρχική κατάσταση δεν είναι γεωστατική. Στις περιπτώσεις αυτές ο προσδιορισμός των οριακών ωθήσεων πρέπει να γίνει με αριθμητικές μεθόδους (συνήθως με τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων) και χρήση κατάλληλων καταστατικών νόμων συμπεριφοράς του εδάφους.

Σε περιπτώσεις που δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις της κατάστασης Rankine, ο υπολογισμός των οριακών ωθήσεων μπορεί να γίνει με τη **μέθοδο Coulomb**, η οποία δεν είναι μεν απόλυτα ακριβής αλλά υπό ορισμένες προϋποθέσεις δίνει παραδεκτές (ελαφρά συντηρητικές) τιμές των ωθήσεων. Κατά τη μέθοδο Coulomb (βλέπε Σχήμα 12.14), εξετάζονται μόνον επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης (όπως η OB) και προσδιορίζεται η δυσμενέστερη, που αποτελεί την οριακή επιφάνεια ολίσθησης. Οι ωθήσεις που προσδιορίζονται με τη μέθοδο Coulomb δεν είναι ακριβείς, επειδή, όταν δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις Rankine, η πραγματική οριακή επιφάνεια ολίσθησης δεν είναι επίπεδη (ιδίως στην περίπτωση της παθητικής ώθησης). Εκτός από την παραδοχή της επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης, η μέθοδος θεωρεί ότι και η επιφάνεια του τοίχου είναι επίπεδη. Οι ανωτέρω παραδοχές δεν περιορίζουν σημαντικά το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου, δεδομένου ότι η μέθοδος περιλαμβάνει τριβή μεταξύ γαιών και τοίχου (γωνία τριβής δ), έδαφος με τριβή (γωνία ϕ) και συνοχή c^2 , τυχαία γεωμετρία της επιφάνειας του εδάφους και τυχαία επιφόρτιση Q στην επιφάνεια του εδάφους. Ο υπολογισμός των οριακών ωθήσεων γίνεται με τη μέθοδο του δυναμοπολύγωνου των δυνάμεων που ενεργούν στο εδαφικό πρίσμα OAB. Οι δυνάμεις αυτές είναι:

- (α) Το βάρος του πρίσματος (W), γνωστό κατά μέγεθος και διεύθυνση.
- (β) Η επιφόρτιση (Q), γνωστή κατά μέγεθος και διεύθυνση.
- (γ) Η δύναμη συνοχής (C), γνωστή κατά μέγεθος και διεύθυνση.
- (δ) Η συνισταμένη (F) της ορθής δύναμης (N) και της δύναμης τριβής (T) που ασκούνται στο επίπεδο ολίσθησης. Η F είναι γνωστή μόνον κατά διεύθυνση, επειδή σχηματίζει γωνία (ϕ) με την κάθετο στο επίπεδο ολίσθησης.
- (ε) Η **πιθανή** ώθηση ($P_{A\theta}$ ή $P_{P\theta}$) στον τοίχο, που είναι γνωστή μόνον κατά διεύθυνση επειδή σχηματίζει γωνία (δ) με την κάθετο στην επιφάνεια του τοίχου.

Το δυναμοπολύγωνο των ανωτέρω δυνάμεων³ μπορεί να επιλυθεί, επειδή όλες οι δυνάμεις είναι γνωστές κατά μέγεθος και διεύθυνση εκτός από τις F και P , που είναι γνωστές μόνον κατά διεύθυνση.

Με τη μέθοδο που περιγράφηκε υπολογίζονται οι πιθανές ωθήσεις για διάφορες τιμές της γωνίας θ , οπότε οι οριακές ωθήσεις προκύπτουν ως εξής:

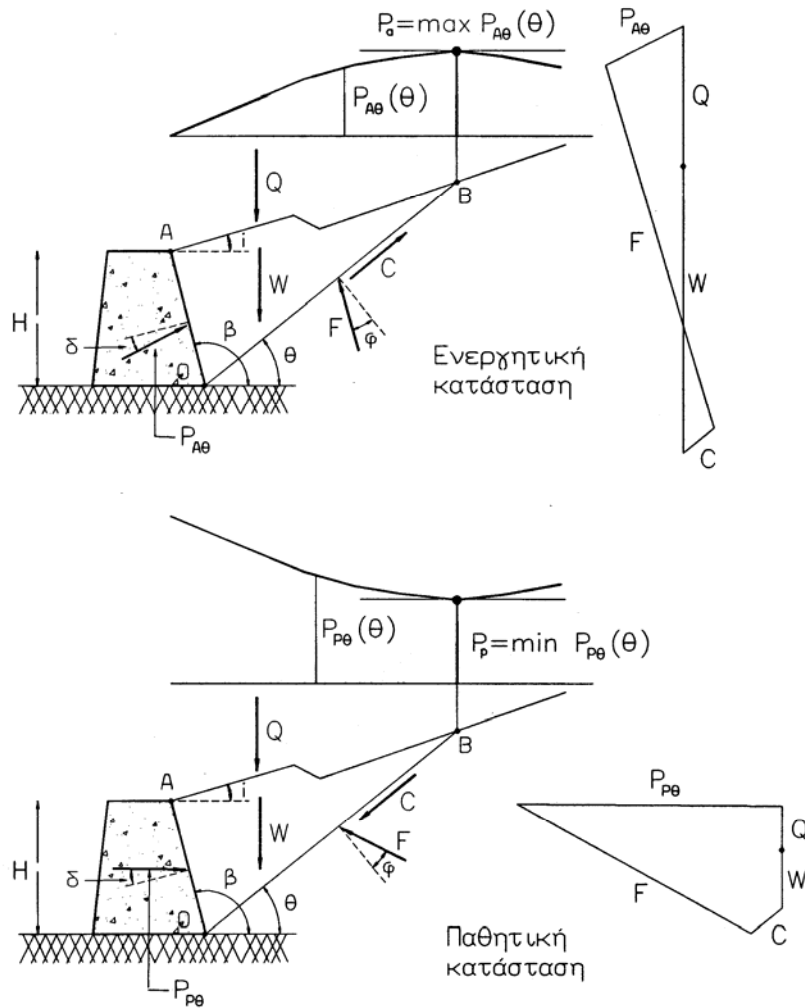
1. Η **ενεργητική ώθηση** σαν η μέγιστη τιμή μεταξύ των $P_{A\theta}$.
2. Η **παθητική ώθηση** σαν η ελάχιστη τιμή μεταξύ των $P_{P\theta}$.

Οι ανωτέρω ακρότατες τιμές εξηγούνται ως εξής (βλέπε και Σχήμα 12.14):

1. Η ενεργητική κατάσταση πραγματοποιείται κατά τη βαθμιαία μείωση της ουδέτερης ώθησης και συνεπώς η ολίσθηση συμβαίνει κατά μήκος του επιπέδου

² δύναμη συνοχής $C = c \cdot (OB)$

³ Προσοχή: Τα δυναμοπολύγωνα της ενεργητικής και παθητικής ώθησης δεν είναι σχεδιασμένα στην ίδια κλίμακα.



Σχ. 12.14: Προσδιορισμός ώθησης γαιών κατά Coulomb

που δίνει την πρώτη δυνατή τιμή της ώθησης, η οποία είναι η μέγιστη τιμή των $P_{A\theta}$.

2. Η παθητική κατάσταση πραγματοποιείται κατά τη βαθμιαία αύξηση της ουδέτερης ώθησης και συνεπώς η ολίσθηση συμβαίνει κατά μήκος του επιπέδου που δίνει την πρώτη δυνατή τιμή της ώθησης, η οποία είναι η ελάχιστη τιμή των $P_{P\theta}$.

Στην περίπτωση που: (1) η επιφάνεια του εδάφους είναι επίπεδη και σχηματίζει γωνία (i) ως προς την οριζόντια, (2) η επιφόρτιση Q είναι μηδέν και (3) το έδαφος δεν έχει συνοχή ($c=0$), οι οριακές ωθήσεις που προκύπτουν με τη μέθοδο Coulomb υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K'_a$$

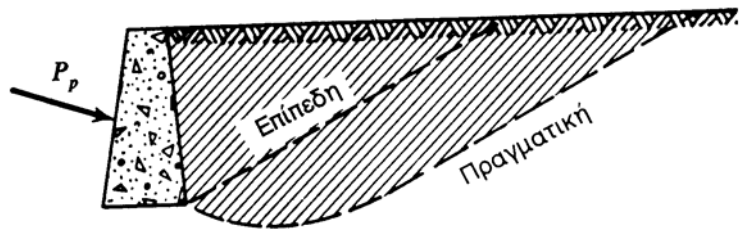
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K'_p$$

όπου H είναι το κατακόρυφο ύψος του τοίχου (βλέπε Σχήμα 12.14) και οι συντελεστές K'_a και K'_p δίνονται από τις σχέσεις:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \left\{ \sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - i)}} \right\}^2}$$

$$K'_p = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \left\{ \sqrt{\sin(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i)}{\sin(\beta - i)}} \right\}^2}$$

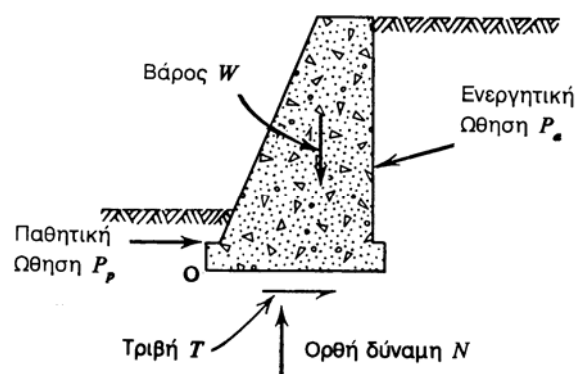
Ο υπολογισμός της ενεργητικής ώθησης με τη μέθοδο Coulomb συνήθως οδηγεί σε μικρά μόνον σφάλματα, επειδή η επιφάνεια ολίσθησης κατά την ενεργητική κατάσταση είναι πρακτικά επίπεδη, ακόμη και στις περιπτώσεις που δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις Rankine. Επιπλέον, η μέθοδος Coulomb υπερεκτιμά την ενεργητική ώθηση, γεγονός που είναι προς την πλευρά της ασφάλειας. Αντίθετα, η επιφάνεια ολίσθησης κατά την παθητική κατάσταση δεν είναι επίπεδη, όταν η γωνία τριβής γαιών-τοιχίου είναι μεγάλη (βλέπε Σχήμα 12.15) και συνεπώς η μέθοδος Coulomb υπερεκτιμά σημαντικά την παθητική ώθηση, γεγονός που δεν είναι προς την πλευρά της ασφάλειας. Συνεπώς, η μέθοδος Coulomb πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή σε εκτιμήσεις της παθητικής ώθησης γαιών.



Σχ. 12.15: Επιφάνεια ολίσθησης κατά την παθητική ώθηση

Μετά την εκτίμηση του μεγέθους των οριακών ωθήσεων γαιών πρέπει να ελεγχθεί η ευστάθεια των έργων αντιστήριξης υπό την επιρροή των εξής δυνάμεων (βλέπε Σχήμα 12.16):

1. Της οριακής ώθησης γαιών πίσω από τον τοίχο (ενεργητική ώθηση στο συγκεκριμένο παράδειγμα).
2. Της παθητικής ώθησης γαιών (P_p) εμπρός από τον τοίχο, σε περίπτωση που το θεμέλιο του τοίχου έχει σημαντικό ύψος. Είναι, όμως, γνωστό ότι η παθητική ώθηση απαιτεί σημαντικά μεγαλύτερη παραμόρφωση από την ενεργητική. Συνεπώς, όταν πίσω από τον τοίχο έχει ενεργοποιηθεί η ενεργητική ώθηση, δεν έχει ενεργοποιηθεί η πλήρης παθητική ώθηση εμπρός από τον τοίχο. Για το λόγο αυτό, η παθητική ώθηση εμπρός από τον τοίχο συχνά αμελείται ή τουλάχιστον λαμβάνεται με μειωμένη τιμή.
3. Του βάρους του τοίχου (W).
4. Της ορθής δύναμης (N) και της δύναμης τριβής (T) στη βάση του τοίχου.



Σχ. 12.16: Δυνάμεις σε ένα τοίχο αντιστήριξης

Ο έλεγχος ασφάλειας που πρέπει να γίνονται είναι:

1. Έλεγχος επάρκειας σε ολίσθηση στη βάση του τοίχου:

$$F S_s = \frac{N \cdot \tan \delta}{T} > 1.50$$

όπου δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ της βάσης τοίχου και του υποκείμενου εδάφους.

2. Έλεγχος επάρκειας σε ανατροπή ως προς το σημείο O. Υπολογίζεται η ροπή ανατροπής της P_a και οι ροπές στήριξης των W και P_p (εφόσον λογίζεται). Ο συντελεστής ασφαλείας σε ανατροπή (λόγος των ροπών στήριξης προς τις ροπές

- ανατροπής) πρέπει να υπερβαίνει το 2. Κατά τον έλεγχο σε ανατροπή δεν λογίζεται η συνεισφορά της N , επειδή κατά την ανατροπή η N εφαρμόζεται στο σημείο O και συνεπώς ο μοχλοβραχίονάς της είναι μηδέν.
3. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους στη βάση του τοίχου (λωριδωτό θεμέλιο με έκκεντρη φόρτιση).
 4. Έλεγχος του μεγέθους των ορθών τάσεων στη βάση του τοίχου. Υπολογίζεται το διάγραμμα των ορθών τάσεων στη βάση του θεμελίου, που ισοδυναμεί με τη δύναμη N και τη ροπή των εξωτερικών δυνάμεων. Η μέγιστη τάση στο σημείο O της βάσης του τοίχου δεν πρέπει να υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τάση του εδάφους.
 5. Υπολογισμός των υποχωρήσεων του τοίχου λόγω των επιβεβλημένων κατακόρυφων φορτίων και σύγκριση με τις ανεκτές υποχωρήσεις.
 6. Τέλος, πρέπει να ελεγχθεί η στατική επάρκεια του φορέα του τοίχου (έλεγχος μέγιστων τάσεων σε τοίχους από άοπλο σκυρόδεμα και έλεγχος επάρκειας διατομών σε τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα).

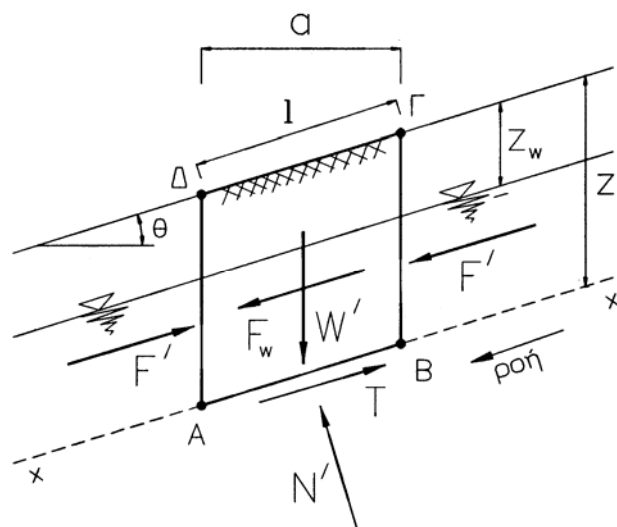
12.4 Ευστάθεια Πρανών

Η ευστάθεια των φυσικών πρανών και των πρανών εκσκαφών δεν απαιτεί πάντοτε την κατασκευή έργων αντιστήριξης: όταν η κλίση είναι ήπια και τα ύψη σχετικώς μικρά, τα πρανή είναι ευσταθή χωρίς αντιστήριξη. Στο εδάφιο αυτό μελετώνται οι συνθήκες ευστάθειας των φυσικών πρανών και των πρανών εκσκαφών. Κατ' αρχήν αναλύεται η ευστάθεια πρανών με μεγάλο (θεωρητικώς άπειρο) ύψος και ομοιόμορφη κλίση και στη συνέχεια η ευστάθεια πρανών με περιορισμένο ύψος και τυχαία κλίση.

12.4.1 Πρανή μεγάλου ύψους με ομοιόμορφη κλίση

Το Σχήμα 12.17 παρουσιάζει ένα πρανές μεγάλου μήκους με ομοιόμορφη κλίση (θ). Στο εσωτερικό του πρανού υπάρχει μόνιμη υδατική ροή (διήθηση) με διεύθυνση παράλληλη προς το πρανές και ελεύθερη επιφάνεια ροής σε βάθος z_w . Λόγω του μεγάλου μήκους του πρανού, η πιθανή επιφάνεια ολίσθησης είναι παράλληλη με την επιφάνεια του πρανού. Για το λόγο αυτό εξετάζεται η εντατική κατάσταση σε ένα επίπεδο (xx) παράλληλο με την επιφάνεια, σε βάθος z . Στο εδαφικό τέμαχος (ΑΒΓΔ) ασκούνται οι ενεργές δυνάμεις⁴ που είναι σημειωμένες στο Σχήμα 12.17. Το "ενεργό" βάρος του τεμάχου είναι:

$$W' = a [z_w \gamma + (z - z_w) \gamma']$$



Σχ. 12.17: Πρανές μεγάλου μήκους με υδατική ροή

⁴ ανά μονάδα πλάτους του πρανού

όπου γ είναι το ολικό ειδικό βάρος και γ' το υπό άνωση ειδικό βάρος του εδάφους. Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο εδάφιο 4.6, η δύναμη διήθησης είναι ίση με:

$$F_w = (i \gamma_w) a (z - z_w)$$

όπου $i = \sin \theta$ είναι η υδραυλική κλίση (επειδή η ελεύθερη επιφάνεια της ροής έχει κλίση θ). Τέλος, λόγω συμμετρίας, οι δυνάμεις F' που ασκούνται στις πλευρές του τεμάχους είναι ίσες και αντίθετες. Συνεπώς, η στατική ισορροπία του τεμάχους δίνει:

$$T = F_w + W' \sin \theta = a z \gamma \sin \theta$$

$$N' = W' \cos \theta = a (z \gamma' + z_w \gamma_w) \cos \theta$$

Η ορθή ενεργός τάση (σ') και η διατμητική τάση (τ) στο επίπεδο (xx) υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma' = N'/l = (z \gamma' + z_w \gamma_w) \cos^2 \theta$$

$$\tau = T/l = z \gamma \sin \theta \cdot \cos \theta$$

οπότε, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι πιθανής αστοχίας στο επίπεδο (xx) είναι:

$$FS = \frac{\tau_u}{\tau} = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{\tau} = \frac{c + (z \gamma' + z_w \gamma_w) \cos^2 \theta \tan \phi}{z \gamma \sin \theta \cos \theta} \quad (12.21)$$

Ο ανωτέρω συντελεστής ασφαλείας εξειδικεύεται σε μερικές συνήθεις περιπτώσεις πρακτικών εφαρμογών:

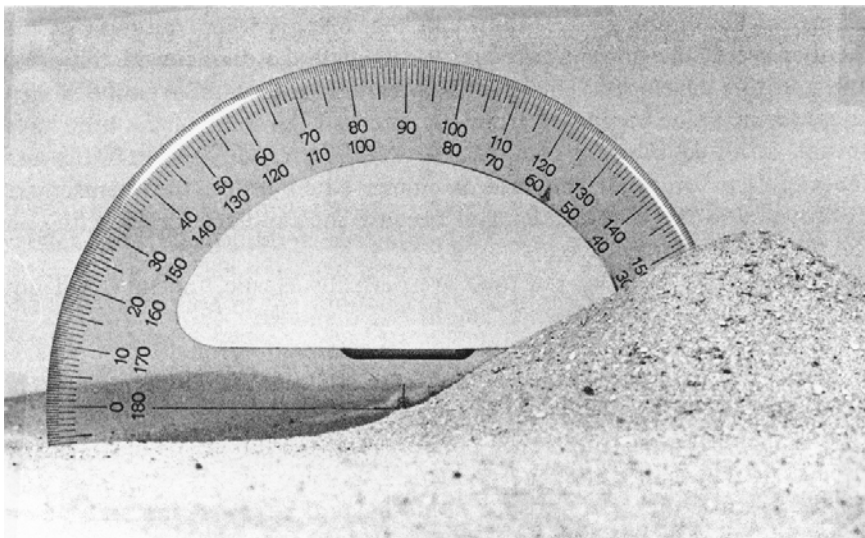
1. **Πρανές ξηρής άμμου** ($c = 0$, $z_w = 0$, $\gamma = \gamma'$). Στην περίπτωση αυτή:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (12.22)$$

δηλαδή το πρανές αστοχεί, όταν η κλίση του είναι ίση με τη γωνία τριβής της άμμου. Συχνά, το συμπέρασμα αυτό χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της γωνίας τριβής μιας ξηρής άμμου σε πολύ χαλαρή διάταξη: η γωνία τριβής θεωρείται ίση με τη γωνία της ελεύθερης απόθεσης (βλέπε Σχήμα 12.18).

Η συμπεριφορά μιας άμμου που είναι πλήρως βυθισμένη στο νερό (π.χ. άμμος στον πυθμένα της θάλασσας) είναι όμοια με τη συμπεριφορά της ξηρής άμμου και συνεπώς το βυθισμένο πρανές αστοχεί όταν η κλίση του γίνει ίση με τη γωνία τριβής. Η περίπτωση της υγρής άμμου (π.χ. άμμος παραλίας) είναι διαφορετική, επειδή οι αρνητικές πιέσεις πόρων που αναπτύσσονται στους τριχοειδείς μηνίσκους αυξάνουν τις ενεργές τάσεις, με συνέπεια την εμφάνιση "φαινόμενης συνοχής".

2. **Πρανές άμμου με ελεύθερη επιφάνεια ροής στην επιφάνεια του εδάφους**



Σχ. 12.18: Γωνία απόθεσης μιας ξηρής άμμου

($c = 0, z_w = 0$). Στην περίπτωση αυτή:

$$FS = \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \theta'} \quad (12.23)$$

δηλαδή η ύπαρξη ροής μειώνει το συντελεστή ασφαλείας του πρανούς, επειδή $\gamma' < \gamma$ (βλέπε σχέση 12.22). Το πρανές αστοχεί, όταν η γωνία κλίσης γίνει:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma'}{\gamma} \tan \phi\right) < \phi$$

3. **Πρανές άμμου με ροή** ($c = 0$). Στην περίπτωση αυτή:

$$FS = \frac{z\gamma' + z_w\gamma_w}{z\gamma + z_w\gamma_w} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (12.24)$$

Η ανωτέρω σχέση δηλώνει ότι, για ορισμένη κλίση του πρανούς, ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται με το βάθος και συνεπώς:

(α) Όταν: $\tan \theta < \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot \tan \phi$, το πρανές δεν αστοχεί.

(β) Όταν: $\frac{\gamma'}{\gamma} \tan \phi < \tan \theta < \frac{\gamma}{\gamma + \gamma_w} \tan \phi$, το πρανές αστοχεί σε βάθη μεγαλύτερα από την κρίσιμη τιμή:

$$z_{cr} = z_w \frac{\gamma_w (\tan \phi - \tan \theta)}{\gamma \tan \theta - \gamma' \tan \phi}$$

(γ) Όταν: $\frac{\gamma}{\gamma + \gamma_w} \tan \phi < \tan \theta < \tan \phi$, το πρανές αστοχεί σε όλα τα βάθη κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια της ροής.

(δ) Όταν, τέλος: $\tan \theta \geq \tan \phi$, το πρανές αστοχεί σε όλες τις θέσεις.

4. **Πρανές συνεκτικού υλικού με ροή**. Στην περίπτωση αυτή ισχύει η εξίσωση (12.21) που δηλώνει ότι ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται με το βάθος. Το **κρίσιμο βάθος**, κάτω από το οποίο το έδαφος αστοχεί, δίνεται από τη σχέση:

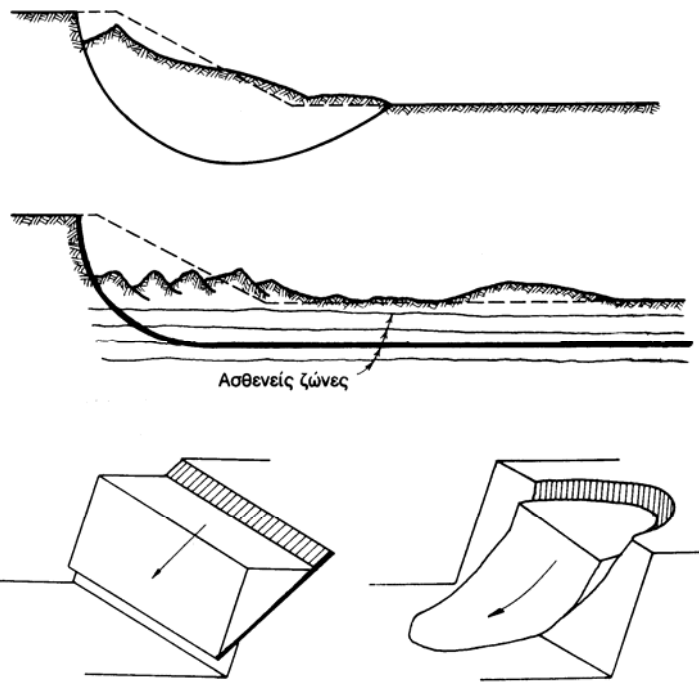
$$z_{cr} = \frac{\frac{c}{\cos^2 \theta} + z_w \gamma_w (\tan \phi - \tan \theta)}{\gamma \tan \theta - \gamma' \tan \phi} \quad (12.25)$$

Το κρίσιμο βάθος και ο συντελεστή ασφαλείας μειώνονται όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι υψηλότερη (δηλαδή όσο μειώνεται το z_w). Η παρατήρηση αυτή επιβεβαιώνεται και στη φύση, όπου φυσικά πρανή συνήθως αστοχούν μετά από έντονες βροχοπτώσεις, οπότε η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα ανέρχεται.

12.4.2 Πρανή περιορισμένου ύψους

Όταν το ύψος του πρανούς δεν είναι πολύ μεγαλύτερο από το κρίσιμο βάθος των επιπέδων αστοχίας (z_{cr}), οι δυνάμεις F' που ασκούνται σε κατακόρυφα επίπεδα (Σχήμα 12.17) δεν είναι ίσες και συνεπώς η αστοχία μπορεί να συμβεί σε επιφάνειες που δεν είναι παράλληλες με την επιφάνεια του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή η ευστάθεια του πρανούς πρέπει να μελετηθεί με τις μεθόδους που αφορούν πρανή περιορισμένου ύψους και περιγράφονται στα επόμενα.

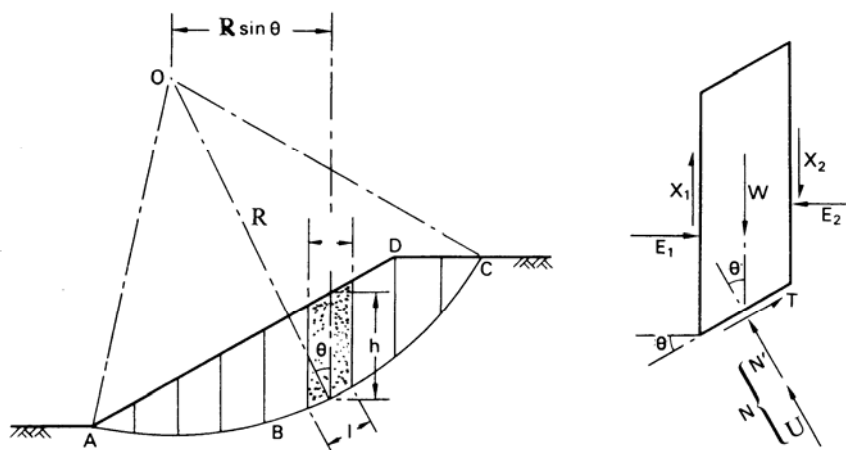
Σε φυσικά πρανή ή εκσκαφές περιορισμένου ύψους οι πρώτες ενδείξεις μιας επερχόμενης αστοχίας είναι συνήθως η ανύψωση του εδάφους (φούσκωμα) στη βάση του πρανού και η εμφάνιση ρωγμών στη στέψη του. Κατά την αστοχία μία εδαφική μάζα, που περιλαμβάνει το σύνολο (ή μέρος μόνον) του πρανού, μετακινείται προς τα κατόντη μέχρι να φθάσει σε νέα θέση ισορροπίας, οπότε η κίνησή της σταματά (Σχήμα 12.19). Συχνά η κινούμενη μάζα τεμαχίζεται και παραμορφώνεται. Η επιφάνεια πάνω στην οποία γίνεται η ολίσθηση της εδαφικής μάζας (επιφάνεια αστοχίας) έχει συνήθως κυλινδρικό σχήμα



Σχ. 12.19: Τυπικές μορφές αστοχίας πρανών

(οπότε η αστοχία συμβαίνει υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) ή σφαιρικό σχήμα, οπότε η αστοχία είναι τριδιάστατη. Σε ορισμένες περιπτώσεις η επιφάνεια ολίσθησης είναι επίπεδη ή αποτελείται από σύστημα επιπέδων και κυλινδρικών επιφανειών. Τούτο συμβαίνει όταν το έδαφος περιλαμβάνει ασθενείς εδαφικές στρώσεις που καθορίζουν την επιφάνεια ολίσθησης. Λόγω της ποικιλίας μορφών της επιφάνειας ολίσθησης, έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών με οποιαδήποτε μορφή πιθανής επιφάνειας ολίσθησης. Οι απλούστερες από τις μεθόδους αυτές (που είναι και οι συχνότερα χρησιμοποιούμενες) αναλύουν κυλινδρικές επιφάνειες αστοχίας, δηλαδή κυκλικές σε μία τυπική διατομή του πρανού. Η προτίμηση μεθόδων ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια αστοχίας οφείλεται στους εξής λόγους:

1. Κατά την ανάλυση της ευστάθειας πρανών συνήθως δεν είναι γνωστή η πιθανή επιφάνεια αστοχίας, επειδή οι ασθενείς εδαφικές στρώσεις έχουν μικρό πάχος και δύσκολα εντοπίζονται κατά τη γεωτεχνική έρευνα. Ακόμη και σε περιπτώσεις ανάλυσης αστοχιών που έχουν ήδη συμβεί, ο προσδιορισμός της ακριβούς



Σχ. 12.20: Μέθοδος των Λωρίδων

γεωμετρίας της επιφάνειας ολίσθησης δεν είναι ευχερής (συνήθως μόνον η επιφανειακή αποτύπωση της θέσης της επιφάνειας ολίσθησης είναι δυνατή).

2. Ένα σημαντικό ποσοστό των αστοχιών που έχουν μελετηθεί έχουν κυκλική επιφάνεια ολίσθησης.
3. Οι μέθοδοι ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια ολίσθησης είναι οι απλούστερες και στις περισσότερες περιπτώσεις (με εξαίρεση ιδιαίτερα ρηχές επίπεδες αστοχίες ή αστοχίες με αποσφήνωση) ο εκτιμώμενος συντελεστής ασφαλείας πλησιάζει τον πραγματικό.

Οι πιο συνηθισμένες μέθοδοι ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια αστοχίας είναι οι **μέθοδοι των λωρίδων**. Κατά τις μεθόδους αυτές η εδαφική μάζα χωρίζεται σε κατακόρυφες λωρίδες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 12.20. Το Σχήμα 12.21 παρουσιάζει τις δυνάμεις που δρουν σε μία τυπική λωρίδα (i). Αυτές είναι:

1. Το βάρος (W_i) της λωρίδας και η εξωτερική επιφόρτιση (κατακόρυφη συνιστώσα P_i και οριζόντια συνιστώσα H_i).
2. Οι ορθές πλευρικές δυνάμεις (E_i και E_{i+1}) και οι αντίστοιχες διατμητικές (X_i και X_{i+1}) που δρουν στις διεπιφάνειες μεταξύ της λωρίδας (i) και των γειτονικών της.
3. Η ορθή ενεργός δύναμη (N'_i), η δύναμη ($U_i = u_i \cdot \Delta l_i$) που οφείλεται στην πίεση πόρων (u_i) και η διατμητική δύναμη (T_i) στη βάση της λωρίδας.

Η μέθοδος θεωρεί ότι ο συντελεστής ασφαλείας (F) είναι σταθερός σε όλες τις λωρίδες, οπότε η διατμητική τάση στη βάση της λωρίδας (i) είναι:

$$\tau_i = \frac{1}{F} (c_i + \sigma'_i \tan \phi_i) \quad (12.26)$$

όπου (c_i, ϕ_i) είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους στη βάση της λωρίδας (i) και σ'_i η ορθή ενεργός τάση στη βάση της ίδιας λωρίδας. Η σχέση (12.26) δίνει:

$$T_i = \frac{1}{F} (c_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi_i) \quad (12.27)$$

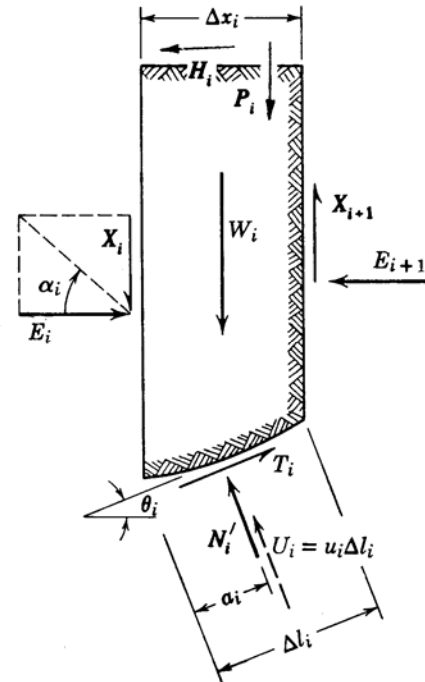
Οι άγνωστοι του προβλήματος είναι (για n λωρίδες):

1. Οι πλήθους (n) ορθές ενεργές δυνάμεις (N'_i) στις βάσεις των λωρίδων.
2. Οι πλήθους ($n-1$) ορθές πλευρικές δυνάμεις (E_i) στις διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων.
3. Οι πλήθους ($n-1$) γωνίες (α_i), που επιτρέπουν τον υπολογισμό των διατμητικών πλευρικών δυνάμεων X_i .
4. Ο άγνωστος συντελεστής ασφαλείας (F), που επιτρέπει τον υπολογισμό των διατμητικών δυνάμεων (T_i), σύμφωνα με την εξίσωση (12.27).

Δηλαδή, συνολικά ($3n-1$) άγνωστοι.

Οι διαθέσιμες εξισώσεις που διέπουν το πρόβλημα είναι:

1. Οι πλήθους ($2n$) εξισώσεις ισορροπίας δυνάμεων (στους δύο άξονες).



Σχ. 12.21: Δυνάμεις σε μία λωρίδα

2. Η εξίσωση ισορροπίας ροπών της ολισθαίνουσας μάζας ως προς το κέντρο (Ο) του κύκλου ολίσθησης.

Δηλαδή συνολικά $(2n+1)$ εξισώσεις. Συνεπώς, οι άγνωστοι του προβλήματος είναι κατά $(n-2)$ περισσότεροι από τις εξισώσεις, οπότε πρέπει να προστεθούν $(n-2)$ ακόμη εξισώσεις μεταξύ των αγνώστων (με τη μορφή πρόσθετων παραδοχών).

Πριν αναφερθούν οι πρόσθετες εξισώσεις που επιτρέπουν την επίλυση του προβλήματος, θα διατυπωθεί η εξίσωση ισορροπίας ροπών ως προς το κέντρο (Ο) του κύκλου ολίσθησης (κύκλος με ακτίνα R). Η εξίσωση αυτή εκφράζει ότι η ανθιστάμενη στην ολίσθηση ροπή των διαμηθικών δυνάμεων T_i ισούται με τις ροπές των δυνάμεων που προκαλούν την ολίσθηση, δηλαδή του βάρους των λωρίδων (W_i) και των εξωτερικών επιφορτίσεων (P_i και H_i):

$$R \cdot \sum_i T_i = R \cdot \sum_i (W_i + P_i) \sin \theta_i + \sum_i H_i y_i \quad (12.28)$$

Ο συνδυασμός των (12.27) και (12.28) δίνει την ακόλουθη έκφραση για το συντελεστή ασφαλείας του πρανούς:

$$F = \frac{\sum_i (c_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum_i (W_i + P_i) \sin \theta_i + \frac{1}{R} \sum_i H_i y_i} \quad (12.29)$$

Στη σχέση αυτή είναι άγνωστες οι δυνάμεις N'_i , που υπολογίζονται από τις υπόλοιπες εξισώσεις του προβλήματος και τις πρόσθετες παραδοχές.

Οι $(n-2)$ πρόσθετες παραδοχές που απαιτούνται για την επίλυση του προβλήματος και τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας του πρανούς (από τη σχέση 12.29) δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένες. Ειδικότερα, έχουν προταθεί διάφορες ομάδες παραδοχών και για κάθε μία από αυτές προκύπτει η αντίστοιχη τιμή του συντελεστή ασφαλείας (μία μέθοδος λωρίδων). Στα επόμενα αναφέρονται δύο από τις πιο συνηθισμένες μεθόδους λωρίδων.

1. Η μέθοδος Fellenius

Κατά τη μέθοδο αυτή θεωρείται ότι $\alpha_i = \theta_i$ στις $(n-1)$ διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων, δηλαδή γίνονται $(n-1)$ παραδοχές αντί των $(n-2)$ που απαιτούνται, οπότε υπάρχουν περισσότερες εξισώσεις από αγνώστους. Κατά συνέπεια, δεν μπορούν να ικανοποιηθούν όλες οι εξισώσεις ισορροπίας και η λύση που προκύπτει δεν είναι ακριβής. Με βάση τις παραδοχές αυτές, η ισορροπία δυνάμεων κατά τη διεύθυνση της N'_i σε κάθε λωρίδα δίνει:

$$N'_i = (W_i + P_i) \cos \theta_i - H_i \sin \theta_i - u_i \cdot \Delta l_i \quad (12.30)$$

Από τη σχέση αυτή προσδιορίζεται η δύναμη N'_i , η οποία στη συνέχεια αντικαθίσταται στην εξίσωση (12.29) που δίνει το συντελεστή ασφαλείας (F).

Το σφάλμα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας με τη μέθοδο Fellenius είναι συνήθως της τάξης του 10-15% προς την πλευρά της ασφάλειας, δεδομένου ότι η μέθοδος δίνει τιμές του F μικρότερες από τις πραγματικές. Σε ορισμένες περιπτώσεις το σφάλμα μπορεί να φθάσει και το 60%, πάλι όμως προς την πλευρά της ασφάλειας.

2. Η απλοποιημένη μέθοδος Bishop

Κατά τη μέθοδο αυτή θεωρείται ότι $\alpha_i = 0$ στις $(n-1)$ διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων, δηλαδή γίνονται $(n-1)$ παραδοχές αντί των $(n-2)$ που απαιτούνται, οπότε δεν μπορούν να ικανοποιηθούν όλες οι εξισώσεις ισορροπίας και η λύση που προκύπτει δεν είναι ακριβής (όπως και στη μέθοδο Fellenius). Με βάση τις

παραδοχές αυτές, η ισορροπία δυνάμεων στην κατακόρυφη διεύθυνση σε κάθε λωρίδα δίνει:

$$N'_i = \frac{(W_i + P_i) - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{1}{F} \cdot c_i \cdot \Delta x_i \cdot \tan \theta_i}{\cos \theta_i \left(1 + \frac{1}{F} \tan \theta_i \cdot \tan \phi_i \right)} \quad (12.31)$$

Από τη σχέση αυτή προσδιορίζεται η δύναμη (N'_i), η οποία στη συνέχεια αντικαθίσταται στην εξίσωση (12.29) που δίνει το συντελεστή ασφαλείας. Επειδή, όμως, η σχέση (12.31) περιλαμβάνει το συντελεστή ασφαλείας (F), η επίλυση απαιτεί δοκιμαστικές επαναλήψεις. Το πιθανό σφάλμα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας με τη μέθοδο Bishop είναι γενικά μικρότερο από το σφάλμα της μεθόδου Fellenius και πάλι όμως προς την πλευρά της ασφάλειας.

Σε περίπτωση ταχείας κατασκευής ενός πρανούς σε αργιλικά εδάφη μπορεί να θεωρηθεί ότι η φόρτιση γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, οπότε αντί της ανάλυσης με ενεργές τάσεις (χρήση των πραγματικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής του εδάφους) μπορεί να γίνει ανάλυση με ολικές τάσεις (τύπου " $\phi = 0$ "). Κατά την ανάλυση αυτή, η εξίσωση (12.29) δίνει:

$$F = \frac{\sum_i c_{ui} \cdot \Delta l_i}{\sum_i (W_i + P_i) \sin \theta_i + \frac{1}{r} \sum_i H_i y_i} \quad (12.32)$$

όπου c_{ui} είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη βάση της λωρίδας (i).

Η σχέση (12.32) μπορεί να εφαρμοσθεί στην ανάλυση της ευστάθειας κατά την ταχεία εκσκαφή ενός πρανούς με κατακόρυφο μέτωπο σε αργιλικό έδαφος (Σχήμα 12.22). Μία κατά προσέγγιση τιμή του F προκύπτει, αν θεωρηθεί ότι το πρανές αποτελείται από μία μόνον λωρίδα, οπότε η σχέση (12.32) δίνει:

$$F(\theta) = \frac{c_u (A\Gamma)}{W \cdot \sin \theta} = \frac{2 c_u}{\gamma H \cos \theta}$$

με ελάχιστη τιμή:

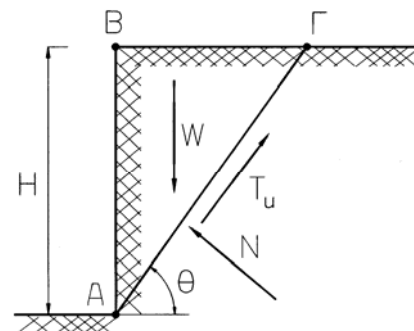
$$F = \frac{2 c_u}{\gamma H} \quad (12.33)$$

δηλαδή το πρανές αστοχεί ($F = 1$), όταν το ύψος (H) γίνει ίσο με το κρίσιμο ύψος:

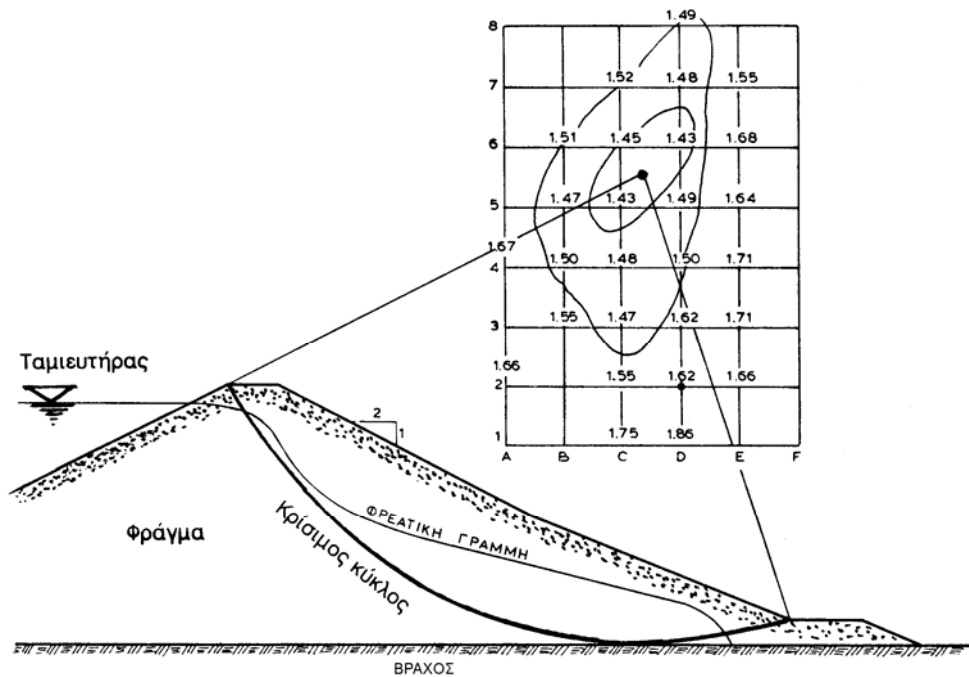
$$H_{cr} = \frac{2 c_u}{\gamma} \quad (12.34)$$

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι ο ανωτέρω "ελάχιστος" συντελεστής ασφαλείας είναι δυνατόν να μην είναι ο απόλυτα ελάχιστος, επειδή θεωρήθηκαν μόνον ευθύγραμμες επιφάνειες ολίσθησης. Είναι δυνατόν κάποια μή-επίπεδη (π.χ. κυκλική) επιφάνεια ολίσθησης να αντιστοιχεί σε μικρότερο συντελεστή ασφαλείας.

Εκτός από τις μεθόδους Fellenius και Bishop, έχουν αναπτυχθεί και άλλες μέθοδοι λωρίδων, που βασίζονται (και αυτές) σε παραδοχές για την τιμή της γωνίας κλίσης (α_i) των πλευρικών δυνάμεων. Όλες οι μέθοδοι αυτού του τύπου (εκτός από τη μέθοδο Fellenius) καταλήγουν σε σχέσεις που δίνουν το συντελεστή ασφαλείας (F) με πλεγμένη μορφή και συνεπώς απαιτούν επίλυση με δοκιμές. Τέλος, οι μέθοδοι λωρίδων, εκτός από την ανακρίβεια λόγω των $(n-1)$ αντί των $(n-2)$



Σχ. 12.22: Κατακόρυφη εκσκαφή



Σχ. 12.23: Έλεγχος ευστάθειας κατόπτη πρανούς φράγματος

παραδοχών δεν ικανοποιούν και την ισορροπία ροπών σε κάθε μία λωρίδα, αλλά μόνον στο σύνολο της μάζας που ολισθαίνει.

Ο έλεγχος της ευστάθειας ενός πρανού δεν εξαντλείται με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας κάποιου πιθανού κύκλου ολίσθησης, εκτός εάν πρόκειται για συγκεκριμένη αστοχία με γνωστή τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Κατά τη μελέτη πρανών που πρόκειται να κατασκευασθούν ζητείται να προσδιορισθεί ο **κρίσιμος κύκλος ολίσθησης**, δηλαδή το κέντρο και η ακτίνα του κύκλου που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας για κύκλους με διάφορες θέσεις του κέντρου και για κάθε θέση του κέντρου με διάφορες τιμές της ακτίνας, υπολογισμοί που καθιστούν απαραίτητη τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή. Το Σχήμα 12.23 παρουσιάζει ένα τυπικό κάρναβο κέντρων πιθανών κύκλων ολίσθησης, τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας και τη θέση του κρίσιμου κύκλου στην περίπτωση του κατόπτη πρανού ενός χωμάτινου φράγματος.

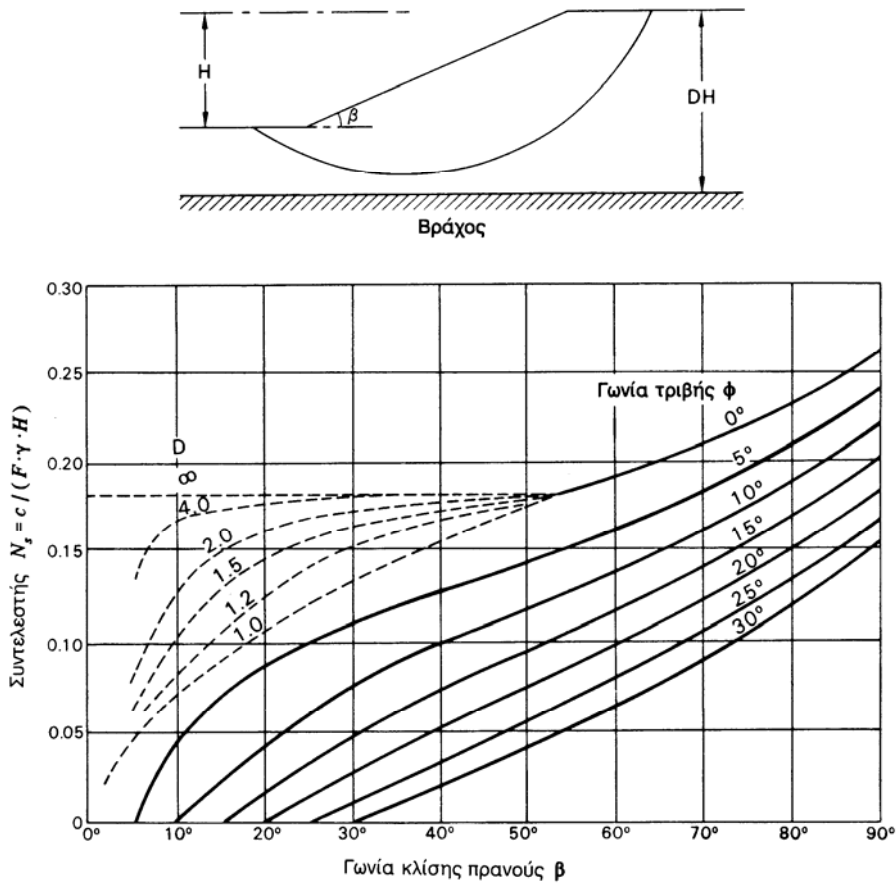
Ο έλεγχος της ευστάθειας πρανών με απλή γεωμετρία σε ομοιόμορφους εδαφικούς σχηματισμούς απλουστεύεται σημαντικά με τη χρήση νομογραφημάτων, στα οποία δίνεται ο συντελεστής ασφαλείας του πρανού σαν συνάρτηση των (σταθερών) παραμέτρων c, ϕ του εδάφους και της γεωμετρίας (γωνία κλίσης και ύψος του πρανού). Το Σχήμα 12.24 παρουσιάζει ένα νομογράφημα αυτού του τύπου (νομογράφημα Taylor), με το οποίο υπολογίζεται ο **συντελεστής ευστάθειας** N_s . Ο συντελεστής ασφαλείας του πρανού προκύπτει από τον συντελεστή ευστάθειας ως εξής:

$$F = \frac{c}{N_s \gamma H} \quad (12.35)$$

Το νομογράφημα αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε ομοιόμορφα εδάφη χωρίς υδροφόρο ορίζοντα καθώς και για ελέγχους ευστάθειας τύπου " $\phi = 0$ ".

Κατά τον προσδιορισμό του κρίσιμου κύκλου ολίσθησης και του αντίστοιχου συντελεστή ασφαλείας πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι εξής παράγοντες:

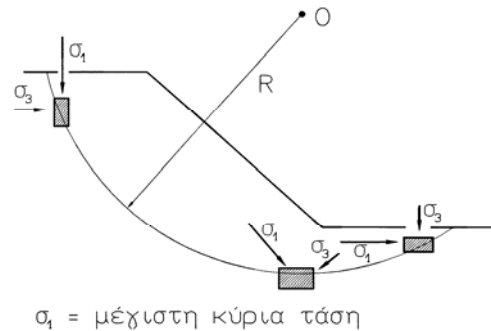
1. Η πιθανή μορφή της επιφάνειας ολίσθησης που πολλές φορές δεν είναι κυκλική.



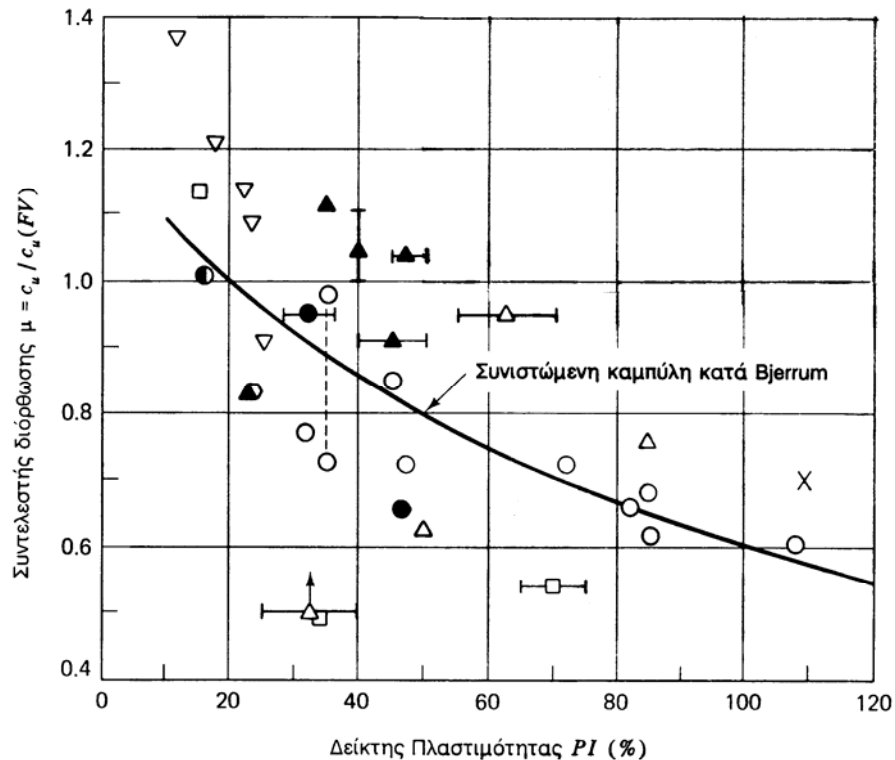
Σχ. 12.24: Συντελεστής ευστάθειας κατά Taylor

2. Η εμφάνιση ρωγμών στην κορυφή του πρανούς πριν από την ολίσθηση. Οι ρωγμές αυτές μηδενίζουν τη συνοχή του εδάφους και αποτελούν δίοδο για την είσοδο νερού, το οποίο ασκεί υδροστατικές πιέσεις και μειώνει το συντελεστή ασφαλείας.
3. Η τριδιάστατη γεωμετρία της επιφάνειας ολίσθησης σε σχέση με τις συνήθεις μεθόδους υπολογισμού του βασίζονται σε αστοχία με κυλινδρική επιφάνεια ολίσθησης (απείρου μήκους). Οι αστοχίες φυσικών πρανών και επιχωμάτων συνήθως έχουν περιορισμένο μήκος, γεγονός που εισάγει την ανάγκη διόρθωσης του συντελεστή ασφαλείας, ώστε να περιληφθεί και η επιρροή της διατμητικής αντοχής των άκρων της επιφάνειας ολίσθησης. Η πρόσθετη αυτή διατμητική αντοχή, που αμελείται στους διδιάστατους υπολογισμούς, αυξάνει τον πραγματικό συντελεστή ασφαλείας του πρανούς.
4. Οι τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής (c, ϕ) του εδάφους, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν στους υπολογισμούς. Ειδικότερα:

(α) Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους δεν είναι σταθερές "ιδιότητες" του υλικού αλλά εξαρτώνται από το είδος της επιβαλλόμενης έντασης. Σε συνθήκη πρανή η αστοχία συμβαίνει υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και με στροφή των διευθύνσεων των κυρίων τάσεων. Το Σχήμα 12.25 παρουσιάζει τις διευθύνσεις



σ_1 = μέγιστη κύρια τάση
 Σχ. 12.25: Κύριες τάσεις κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης



Σχ. 12.26: Συντελεστής διόρθωσης Bjerrum

των κυρίων τάσεων σε χαρακτηριστικές θέσεις της επιφάνειας ολίσθησης. Λόγω της στροφής των κυρίων τάσεων δεν είναι ακριβής η χρήση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής που προκύπτουν από τη δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης (και από άλλες εργαστηριακές και επιτόπου δοκιμές). Η διόρθωση του πιθανού σφάλματος μπορεί να γίνει με εμπειρικούς διορθωτικούς συντελεστές. Το Σχήμα 12.26 παρουσιάζει τις τιμές του εμπειρικού συντελεστή (μ) κατά Bjerrum για τη διόρθωση της τιμής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που προσδιορίζεται από την επιτόπου Δοκιμή Πτερυγίου, $c_u(FV)$, σε εκτιμήσεις της ευστάθειας πρανών σε μαλακές αργίλους με τη μέθοδο ανάλυσης τύπου " $\phi = 0$ ". Η τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που πρέπει να χρησιμοποιηθεί στους υπολογισμούς δίνεται από τη σχέση:

$$c_u = \mu \cdot c_u(FV) \quad (12.35)$$

- (β) Οι τιμές των (c, ϕ) εξαρτώνται από την ταχύτητα φόρτισης, η οποία είναι πολύ μεγαλύτερη στο Εργαστήριο (όπου μία δοκιμή διαρκεί το πολύ μερικές ημέρες) απ' ό,τι στη φύση (όπου η κατασκευή ενός πρανούς μπορεί να διαρκέσει μερικούς μήνες). Επιπλέον, δεν πρέπει να αγνοηθεί η επιρροή της διατάραξης κατά τη δειγματοληψία και τη μόρφωση των δοκιμών στις τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής που μετρούνται στο εργαστήριο.
- (γ) Στις υπερστερεοποιημένες αργίλους, οι παράμετροι διατμητικής αντοχής (c, ϕ) που αντιστοιχούν στη μέγιστη διατμητική τάση⁵ είναι διαφορετικές από αυτές που αντιστοιχούν σε μεγάλες παραμορφώσεις⁶ (βλέπε Κεφάλαιο 10). Συνεπώς, οι τιμές των (c, ϕ) που πρέπει να χρησιμοποιηθούν κατά την

⁵ μέγιστη διατμητική αντοχή

⁶ παραμένουσα διατμητική αντοχή

ανάλυση της ευστάθειας πρανών σε υπερστερεοποιημένες αργίλους δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένες. Βεβαίως, κατά την ολίσθηση του πρανούς οι διατμητικές παραμορφώσεις κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας είναι μεγάλες, γεγονός που συνηγορεί στη χρήση των παραμέτρων παραμένουσας αντοχής, αλλά κατά την έναρξη της ολίσθησης οι παραμορφώσεις δεν είναι ίδιες σε όλο το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Συνεπώς, κατά την έναρξη της ολίσθησης ορισμένα εδαφικά σημεία έχουν υπερβεί την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή και οδεύουν προς την παραμένουσα αντοχή, ενώ άλλα δεν έχουν φθάσει ακόμη τη μέγιστη αντοχή (προοδευτική θραύση). Η λύση του προβλήματος απαιτεί θεώρηση του συμβιβαστού των παραμορφώσεων κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης και δεν μπορεί να αντιμετωπισθεί με τις μεθόδους των λωρίδων, οι οποίες υποθέτουν ότι η κατάσταση αστοχίας συμβαίνει ταυτόχρονα σε όλο το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Μία "ακριβέστερη" ανάλυση μπορεί να γίνει με αριθμητικές μεθόδους (π.χ. τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων), οι οποίες λαμβάνουν υπόψη την καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους μέσω του καταστατικού νόμου συμπεριφοράς. Όμως η πολυπλοκότητα των μεθόδων αυτών σε συνδυασμό με την ανυπαρξία αξιόπιστων καταστατικών νόμων κοινής αποδοχής περιορίζουν το πεδίο των πρακτικών τους εφαρμογών.

5. Η ευστάθεια των πρανών πρέπει να εξετάζεται σε όλες τις πιθανές συνθήκες. Τυπικά, εφόσον η κατασκευή ενός πρανούς γίνεται με ρυθμό που να δικαιολογεί αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, πρέπει να ελέγχεται η ευστάθεια αμέσως μετά την κατασκευή με τη μέθοδο των ολικών τάσεων (ανάλυση " $\phi = 0$ "). Στη συνέχεια, πρέπει να ελέγχεται η μακρόχρονη λειτουργία του πρανούς με τη μέθοδο των ενεργών τάσεων για τις δυσμενέστερες συνθήκες επιφόρτισης και υδροφορίας. Τέλος, στην περίπτωση χωμάτων φραγμάτων πρέπει να γίνεται και έλεγχος ευστάθειας του ανάντη πρανούς του φράγματος για συνθήκες απότομου καταβιβασμού της στάθμης του ταμιευτήρα (υπό αστράγγιστες συνθήκες). Σε όλες τις περιπτώσεις, τέλος, πρέπει να γίνεται έλεγχος της ευστάθειας των πρανών με σεισμική επιφόρτιση, δεδομένου ότι πολλές αστοχίες πρανών έχουν παρατηρηθεί κατά τη διάρκεια σεισμών. Οι μέθοδοι ελέγχου της ευστάθειας πρανών με σεισμική επιφόρτιση υπερβαίνουν το σκοπό του παρόντος συγγράμματος.
6. Η γνώση της ακριβούς κατανομής των υδατικών πιέσεων κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης επηρεάζει σημαντικά τον υπολογιζόμενο συντελεστή ασφαλείας. Σε πρανή στα οποία είναι εγκατεστημένα (αρκετά, κατάλληλα και καλώς λειτουργούντα) πιεζόμετρα, οι υδατικές πιέσεις πόρων κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης μπορούν να εκτιμηθούν με παρεμβολή μεταξύ των τιμών που μετρούνται στις θέσεις των πιεζομέτρων. Στα περισσότερα πρανή, όμως, όπου οι συνθήκες υδροφορίας είναι άγνωστες καθώς και σε πρανή που πρόκειται να κατασκευασθούν, οι πιέσεις πόρων πρέπει να εκτιμηθούν, γεγονός που εισάγει σφάλματα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας.

Οι ανωτέρω παράγοντες εισάγουν αγνώστου μεγέθους σφάλματα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας. Συνεπώς, η απάντηση στο (σύνηθες) ερώτημα: "ποιος είναι ο ελάχιστος αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας ενός πρανούς" δεν είναι μονοσήμαντη αλλά εξαρτάται από την υπολογιστική μέθοδο, την ακρίβεια των γεωτεχνικών παραμέτρων, τη γνώση των υδατικών πιέσεων, τον τύπο του εδάφους αλλά και τη σημασία του έργου, τις συνέπειες από πιθανή αστοχία, το κόστος επισκευής ή αντικατάστασής του κλπ.

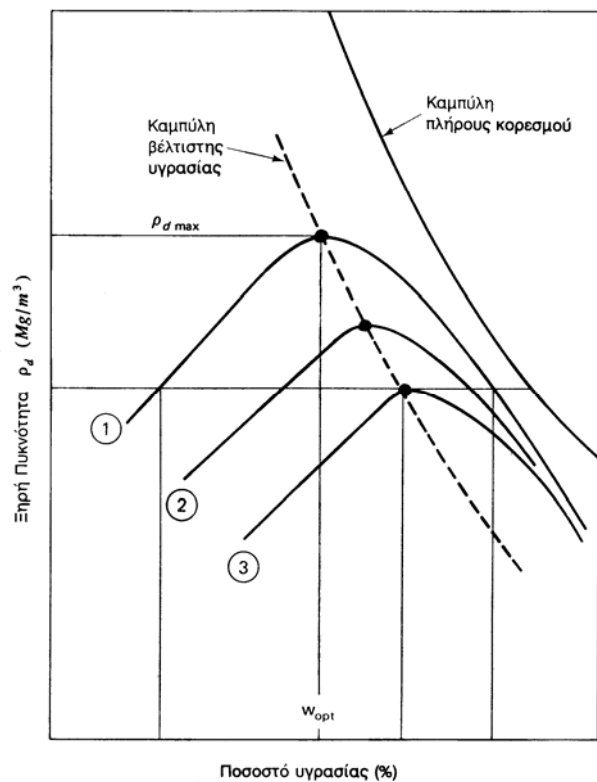
12.5 Συμπύκνωση των Εδαφών

Τα εδάφη στην περιοχή όπου πρόκειται να θεμελιωθεί κάποιο έργο (π.χ. κτίριο, επίχωμα, φράγμα) συχνά δεν έχουν τις επιθυμητές ιδιότητες: π.χ. μπορεί να μην έχουν επαρκή αντοχή, να είναι πολύ συμπιεστά ή να έχουν μεγάλη διαπερατότητα. Στις περιπτώσεις αυτές, εκτός από την αλλαγή του τρόπου θεμελίωσης (π.χ. θεμελίωση με πασσάλους) ή την αλλαγή της θέσης του έργου, μπορεί να επιχειρηθεί η **βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους**, μέθοδος που συχνά είναι η οικονομικότερη. Η βελτίωση των ιδιοτήτων του εδάφους μπορεί να γίνει με μηχανικές, χημικές ή ηλεκτρικές μεθόδους. Στο εδάφιο αυτό μελετάται μία από τις μηχανικές μεθόδους, η συμπύκνωση με την προσθήκη μηχανικής ενέργειας. Η συμπύκνωση του εδάφους με την προσθήκη μηχανικής ενέργειας έχει επίσης μεγάλες εφαρμογές στα χωματουργικά έργα, όπου το έδαφος χρησιμοποιείται σαν υλικό κατασκευής (π.χ. επιχώματα οδοποιίας, φράγματα και αναχώματα). Με τη συμπύκνωση:

1. Μειώνεται η συμπιεστότητα του εδάφους και συνεπώς οι υποχωρήσεις μετά την κατασκευή του έργου.
2. Αυξάνεται η διατμητική αντοχή και συνεπώς ο συντελεστή ασφαλείας των πρηνών.
3. Βελτιώνεται η φέρουσα ικανότητα και συνεπώς αυξάνεται η επιτρεπόμενη τάση έδρασης των θεμελίων κτιρίων.
4. Ελέγχονται οι μεταβολές όγκου που προέρχονται από τον παγετό και μεταβολές της υγρασίας.
5. Οι ιδιότητες του εδάφους γίνονται περισσότερο ομοιόμορφες, δηλαδή μειώνεται η τυχαία ανομοιομορφία των φυσικών εδαφικών σχηματισμών.

Η συμπύκνωση των εδαφών με την προσθήκη μηχανικής ενέργειας μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους. Στα κοκκώδη εδάφη η προσφορότερη, ίσως, μέθοδος συμπύκνωσης είναι η δόνηση (π.χ. με δονητικούς οδοστρωτήρες ή με ελεύθερη πτώση βάρους). Τα συνεκτικά εδάφη στο εργαστήριο συμπυκνώνονται με πτώσεις βάρους, ενώ στα χωματουργικά έργα χρησιμοποιούνται μηχανικοί οδοστρωτήρες. Οι βασικές μέθοδοι συμπύκνωσης των εδαφών μελετήθηκαν από τον R.R. Proctor στις Η.Π.Α. περί το 1930, ο οποίος και ανέπτυξε την κυριότερη εργαστηριακή μέθοδο μελέτης της συμπύκνωσης εδαφών, που φέρει και το όνομά του (μέθοδος Proctor). Διαπιστώθηκε ότι, με την προσθήκη μηχανικής ενέργειας σε ένα εδαφικό δοκίμιο, η επιτυγχανόμενη συμπύκνωση (που εκφράζεται ποσοτικά με την πυκνότητα του ξηρού υλικού ρ_d) εξαρτάται από:

- (i) το είδος του εδαφικού υλικού,
- (ii) την ενέργεια συμπύκνωσης ανά μονάδα όγκου του δοκιμίου και
- (iii) την υγρασία του εδάφους κατά τη συμπύκνωση.



Σχ. 12.27: Καμπύλη συμπύκνωσης εδαφών

Κατά την εργαστηριακή δοκιμή Proctor, η συμπύκνωση του εδαφικού δείγματος γίνεται σε μεταλλικό δοχείο ορισμένου όγκου, με πτώση σφύρας συγκεκριμένου βάρους από ορισμένο ύψος και η ενέργεια συμπύκνωσης μετράται με τον αριθμό των πτώσεων της σφύρας ή, ακριβέστερα, με τη συνολική ενέργεια πτώσης της σφύρας ανά μονάδα όγκου του εδαφικού δείγματος. Το Σχήμα 12.27 παρουσιάζει τυπικές καμπύλες συμπύκνωσης σε διάγραμμα της επιτυγχανόμενης ξηρής πυκνότητας ως προς την υγρασία του δείγματος κατά τη συμπύκνωση. Οι καμπύλες συμπύκνωσης, όπως οι (1), (2) και (3) προσδιορίζονται με τη συμπύκνωση αρκετών δειγμάτων που έχουν διάφορα ποσοστά υγρασίας και μέτρηση της ξηρής πυκνότητας που επιτυγχάνεται σε κάθε περίπτωση. Κάθε μία από τις καμπύλες (1), (2) και (3) αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη ενέργεια συμπύκνωσης: η μέγιστη ενέργεια αντιστοιχεί στην καμπύλη (1) και η ελάχιστη στην καμπύλη (3). Οι καμπύλες συμπύκνωσης παρουσιάζουν ένα μέγιστο, που αντιστοιχεί στην ξηρή πυκνότητα που επιτυγχάνεται όταν η συμπύκνωση γίνει στη **βέλτιστη υγρασία** (w_{opt}). Στο ίδιο σχήμα φαίνεται η καμπύλη βέλτιστης υγρασίας για διάφορες τιμές της ενέργειας συμπύκνωσης και η καμπύλη **πλήρους κορεσμού** ($S = 100\%$), που αντιστοιχεί στην εξίσωση:

$$\rho_d = \rho_d(w) = \frac{\rho_w}{w + (\rho_w / \rho_s)} \quad (12.36)$$

και εξαρτάται μόνον από την πυκνότητα των στερεών κόκκων (ρ_s), επειδή $\rho_w = 1 \text{ Mg/m}^3$. Γενικώς, μπορούν να προσδιορισθούν οι καμπύλες που αντιστοιχούν σε οποιοδήποτε βαθμό κορεσμού από την εξίσωση:

$$\rho_d = \frac{\rho_w S}{w + (\rho_w / \rho_s) S} \quad (12.37)$$

Η κωδωνοειδής μορφή των καμπύλων συμπύκνωσης είναι αρκετά ενδιαφέρουσα. Κατά τη συμπύκνωση σε υγρασία μικρότερη της βέλτιστης, όσο αυξάνει το ποσοστό υγρασίας τα αργιλικά πλακίδια αναπτύσσουν μεγαλύτερες διπλές στρώσεις οι οποίες κατά κάποιο τρόπο τα "λιπαίνουν" και καθιστούν ευκολότερη την αναδιάταξή τους σε πυκνότερη δομή. Με την περαιτέρω αύξηση της υγρασίας (πάνω από το w_{opt}) η ξηρή πυκνότητα αρχίζει να μειώνεται, επειδή η προσθήκη νερού απομακρύνει πλέον τους στερεούς κόκκους (αντί να γεμίζει τα κενά μεταξύ των κόκκων) και $\rho_w < \rho_\sigma$. Η κωδωνοειδής μορφή των καμπύλων συμπύκνωσης κατά την εργαστηριακή δοκιμή Proctor, εμφανίζεται και κατά την επιτόπου συμπύκνωση των εδαφών και μάλιστα η χρησιμότητα της εργαστηριακής δοκιμής συμπύκνωσης βασίζεται ακριβώς στην αναλογία αυτή. Ειδικότερα, αν "βαθμονομηθούν" οι μέθοδοι επιτόπου συμπύκνωσης (δηλαδή αν προσδιορισθεί η ενέργεια συμπύκνωσης που αντιστοιχεί σε μία διέλευση συγκεκριμένου οδοστρωτήρα), μπορεί να προσδιορισθεί ο απαιτούμενος αριθμός διελεύσεων και η υγρασία συμπύκνωσης για να επιτευχθεί ο επιθυμητός βαθμός συμπύκνωσης (ξηρή πυκνότητα) με βάση τις εργαστηριακές καμπύλες συμπύκνωσης.

Η σημασία της υγρασίας του εδάφους κατά τη συμπύκνωση δεν περιορίζεται στη βέλτιστη υγρασία. Η δομή και συνεπώς οι μηχανικές ιδιότητες των συνεκτικών εδαφών εξαρτώνται από την υγρασία συμπύκνωσης. Η επιρροή της υγρασίας συμπύκνωσης στις μηχανικές ιδιότητες των συνεκτικών εδαφών είναι η εξής:

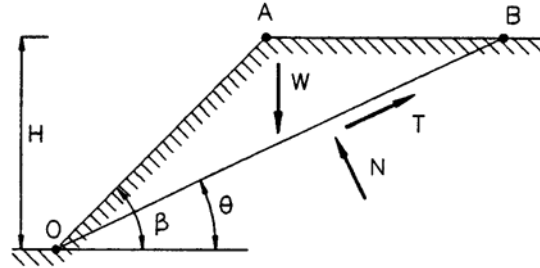
1. Η **διαπερατότητα** των συνεκτικών εδαφών μειώνεται με την αύξηση της υγρασίας συμπύκνωσης μέχρι μία ελάχιστη τιμή περί τη βέλτιστη υγρασία συμπύκνωσης. Με την περαιτέρω αύξηση της υγρασίας η διαπερατότητα αυξάνει ελαφρά ή παραμένει σταθερή. Επίσης, για συγκεκριμένη υγρασία η διαπερατότητα μειώνεται με την αύξηση της ενέργειας συμπύκνωσης.

2. Η **συμπιεστικότητα** των συμπυκνωμένων αργίλων εξαρτάται από την ένταση της φόρτισης. Σε χαμηλές πιέσεις, άργιλοι που έχουν συμπυκνωθεί σε υγρασία μεγαλύτερη της βέλτιστης είναι περισσότερο συμπιεστές. Σε υψηλές πιέσεις ισχύει ακριβώς το αντίθετο.
 3. Η τάση για **διόγκωση** (κατά την έκθεση στο νερό) είναι μεγαλύτερη σε αργίλους που έχουν συμπυκνωθεί σε υγρασία μικρότερη της βέλτιστης. Αντίθετα, η τάση για **συρρίκνωση** κατά την ξήρανση των συνεκτικών εδαφών είναι μεγαλύτερη σε αργίλους που έχουν συμπυκνωθεί σε υγρασία μεγαλύτερη της βέλτιστης.
 4. Η επιρροή της υγρασίας συμπύκνωσης στη **διατμητική αντοχή** των συνεκτικών εδαφών είναι σύνθετη, αλλά συνήθως εδαφικά δείγματα που έχουν συμπυκνωθεί σε υγρασία μικρότερη της βέλτιστης έχουν μεγαλύτερη αντοχή από ότι αντίστοιχα δείγματα που έχουν συμπυκνωθεί σε μεγαλύτερη υγρασία. Αν, όμως, τα δείγματα εκτεθούν στο νερό και διογκωθούν πριν από τη διάτμηση, η συμπεριφορά αντιστρέφεται, επειδή τα ξηρότερα δείγματα διογκώνονται περισσότερο.
- Συνεπώς, η επιλογή της υγρασίας συμπύκνωσης των εδαφικών υλικών στα χωματοουργικά έργα δεν είναι μονοσήμαντη, αλλά εξαρτάται από το είδος του εδαφικού υλικού, το είδος του έργου και τα διαθέσιμα μηχανήματα. Στις συνήθεις περιπτώσεις επιχωμάτων οδοποιίας, άργιλοι χαμηλής και μέσης πλαστιμότητας συμπυκνώνονται με υγρασία περί τη βέλτιστη τιμή ($w_{opt} \pm 2\%$), ενώ άργιλοι μεγάλης πλαστιμότητας συμπυκνώνονται με υγρασία μεγαλύτερη της βέλτιστης.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 12.1

Στο παράδειγμα αυτό αναλύεται η ευστάθεια ενός πρανούς με κλίση β (βλέπε Σχήμα 12.1-1), σε έδαφος με συνοχή c και γωνία τριβής ϕ , χωρίς την παρουσία υδροφόρου ορίζοντα. Στο παράδειγμα μελετώνται μόνον επίπεδες πιθανές επιφάνειες ολίσθησης και μεταξύ αυτών προσδιορίζεται η δυσμενέστερη, αυτή δηλαδή που αντιστοιχεί στον μικρότερο συντελεστή ασφαλείας. Προφανώς, η ανωτέρω επίπεδη επιφάνεια δεν είναι η δυσμενέστερη μεταξύ όλων των πιθανών επιφανειών. Είναι δυνατόν κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης ή επιφάνειες άλλης μορφής να αντιστοιχούν σε ακόμη μικρότερο συντελεστή ασφαλείας. Στα επόμενα αναλύεται μία επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης που σχηματίζει γωνία S ως προς το οριζόντιο επίπεδο.



Σχήμα 12.1-1: Παράδειγμα 12.1

Από τη γεωμετρία προκύπτει ότι:

$$OB \equiv L = \frac{H}{\sin \theta} \quad (12.1-1)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \cdot \sin \theta} \quad (12.1-2)$$

όπου W είναι το βάρος του πρίσματος OAB (ανά μονάδα πλάτους του πρανούς).

Από την ισορροπία του πρίσματος OAB προκύπτει ότι:

$$N = W \cos \theta, \quad T = W \sin \theta \quad (12.1-3)$$

Επιπλέον, ο νόμος αστοχίας Coulomb κατά μήκος της επίπεδης επιφάνειας OB δίνει:

$$T = \frac{1}{F} T_u = \frac{1}{F} (cL + N \tan \phi) \quad (12.1-4)$$

όπου F είναι ο συντελεστής ασφαλείας κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης OB και T_u η διατμητική αντοχή κατά μήκος του ίδιου επιπέδου.

Αντικατάσταση των (1), (2), (3) στην (4) δίνει:

$$F \gamma H \sin(\beta - \theta) \sin \theta = 2c \sin \beta + \gamma H \sin(\beta - \theta) \cos \theta \tan \phi \quad (12.1-5)$$

Ο συντελεστής ευστάθειας N_s που, ως γνωστόν, ορίζεται από τη σχέση:

$$N_s \equiv \frac{c}{F \gamma H} \quad (12.1-6)$$

όταν αντικατασταθεί στη σχέση (5), δίνει:

$$N_s = \frac{\left[\sin \theta - \frac{1}{F} \cos \theta \tan \phi \right] \sin(\beta - \theta)}{2 \sin \beta} \quad (12.1-7)$$

Η δυσμενέστερη τιμή του N_s υπολογίζεται όταν $F = 1$ και ο συντελεστής N_s είναι μέγιστος, δηλαδή όταν: $\frac{\partial N_s}{\partial \theta} = 0$. Παραγωγή της (7) ως προς S (για $F = 1$) δίνει:

$$\tan(\beta - \theta) = \tan(\theta - \phi) \Rightarrow \theta = \frac{1}{2}(\beta + \phi) \quad (12.1-8)$$

οπότε η εξίσωση (7) δίνει τη δυσμενέστερη τιμή του N , που είναι (για $\theta = (\beta + \phi)/2$):

$$N_s = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \sin \beta \cos \phi} \quad (12.1-9)$$

Ο Πίνακας 12.1-1 δίνει τις τιμές του συντελεστή N_s για επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης, όταν η γωνία τριβής του εδάφους είναι $\phi = 30^\circ$, για διάφορες τιμές της γωνίας κλίσης του πρανού β . Στον ίδιο Πίνακα δίνονται και οι τιμές του συντελεστή N_s που προκύπτουν από τη μέθοδο Taylor για κυκλική επιφάνεια αστοχίας (βλέπε Σχήμα 12.24). Οι τιμές του N_s που αντιστοιχούν σε κυκλική επιφάνεια αστοχίας είναι μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν σε επίπεδη επιφάνεια αστοχίας. Τούτο σημαίνει ότι η κυκλική επιφάνεια αστοχίας είναι δυσμενέστερη (πιθανότερη). Το σφάλμα στην εκτίμηση του N_s (και συνεπώς και του συντελεστή ασφαλείας), εάν χρησιμοποιηθεί επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης αντί της κυκλικής, είναι σημαντικό για ήπιες κλίσεις του πρανού (δηλαδή για μικρές τιμές της γωνίας β), γίνεται όμως ελάχιστο όταν το πρανές είναι απότομο. Συνεπώς, σε πρανή με απότομες κλίσεις, η χρήση επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης δεν εισάγει σημαντικό σφάλμα στους υπολογισμούς.

ΠΙΝΑΚΑΣ 12.1-1

Κλίση πρανού β (μοίρες)	Τιμές του N_s για $\phi = 30^\circ$		Σφάλμα (%)
	Επίπεδη επιφάνεια αστοχίας *	Κυκλική επιφάνεια αστοχίας (Taylor)	
30	0	0	-
40	0.0068	0.022	69 %
60	0.0447	0.068	34 %
70	0.0719	0.087	17 %
80	0.1047	0.12	13 %
90	0.1443	0.155	7 %

* από τη σχέση (9).

Σημείωση: Στην περίπτωση κατακόρυφου πρανού ($\beta = 90$ μοίρες) ο συντελεστής N_s για επίπεδη επιφάνεια αστοχίας είναι (από τη σχέση 9):

$$N_s = \frac{1 - \sin \phi}{4 \cos \phi}$$

οπότε το κρίσιμο ύψος του πρανού είναι (από τη σχέση 6):

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma N_s} = \frac{4c \cos \phi}{\gamma (1 - \sin \phi)}$$

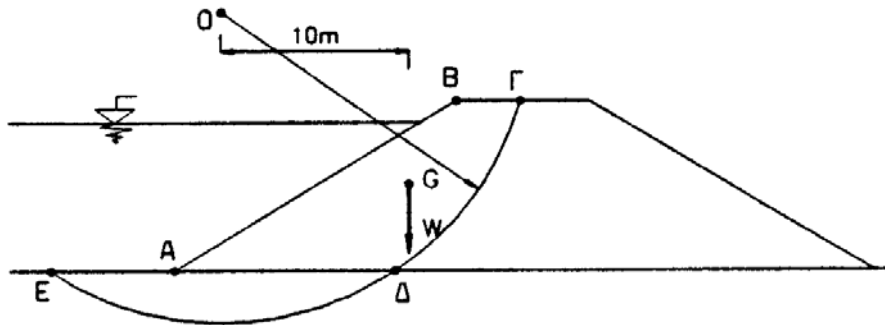
Το κρίσιμο ύψος είναι το μέγιστο ύψος του πρανού που δεν αστοχεί (δηλαδή έχει συντελεστή ασφαλείας $F = 1$). Σε περίπτωση ταχείας εκσκαφής με κατακόρυφα πρανή σε κορεσμένο αργιλικό έδαφος, οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι επικρατούν αστράγγιστες συνθήκες ($c = c_u$, $\phi = \phi_u = 0$), η τελευταία σχέση δίνει το ακόλουθο μέγιστο βάθος εκσκαφής: $H_{cr} = 4c / \gamma$.

Εφαρμογή: Για ταχεία εκσκαφή σε στριφρή άργιλο ($c_u = 50$ kPa, $\gamma = 20$ kN/m³) με κατακόρυφα πρανή, το κρίσιμο βάθος της εκσκαφής είναι: $H_{cr} = 4 \times 50 / 20 = 10$ m, ενώ σε μία σχετικώς μαλακή άργιλο ($c_u = 10$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m³), το κρίσιμο βάθος της εκσκαφής είναι: $H_{cr} = 4 \times 10 / 18 = 2.22$ m.

Παράδειγμα 12.2

Προσεγγιστικός υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας του ανάντη πρανού ενός φράγματος.

Το φράγμα του Σχήματος 12.2-1 έχει κατασκευασθεί από συμπυκνωμένη άργιλο με πυκνότητα $\rho = 2$ Mg/m³. Δοκιμές αστράγγιστης φόρτισης σε αδιατάρακτα δείγματα από το υλικό του φράγματος έδωσαν αστράγγιστη διατμητική αντοχή $c_u = 50$ kPa. Στα επόμενα



Σχήμα 12.2-1: Παράδειγμα 12.2

εξετάζεται ο συντελεστής ασφαλείας που αντιστοιχεί σε ένα συγκεκριμένο πιθανό κύκλο ολίσθησης με κέντρο Ο, για τον οποίο:

- Το εμβαδόν (ΑΒΓΔΕΑ) είναι 400 m^2 .
- Το μήκος του τόξου (ΕΔΓ) είναι 45 m .
- Η θέση του κέντρου βάρους G της μάζας (ΑΒΓΔΕΑ) απέχει 10 μέτρα από το κέντρο O του κύκλου (στην οριζόντια διεύθυνση).
- Η ακτίνα του κύκλου ολίσθησης είναι 30 m .

Να προσδιορισθούν οι συντελεστές ασφαλείας που αντιστοιχούν στο συγκεκριμένο κύκλο ολίσθησης:

- Όταν ο ταμιευτήρας είναι γεμάτος. Κατά προσέγγιση μπορεί να θεωρηθεί ότι η στάθμη του πλήρους ταμιευτήρα ταυτίζεται με τη στάθμη της στέψης του φράγματος.
 - Εάν ο ταμιευτήρας εκκενωθεί ταχέως.
- Και στις δύο περιπτώσεις να θεωρηθεί ότι η αστοχία γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Λύση:

- Όταν ο ταμιευτήρας είναι πλήρης, το υλικό του φράγματος βρίσκεται υπό άνωση. Συνεπώς, η ροπή ανατροπής είναι: $M_o = W x = \gamma' A x = (20-10) \times 400 \times 10 = 40000 \text{ kNm/m}$. Η ροπή στήριξης, που οφείλεται στη διατμητική αντοχή του υλικού του φράγματος κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, είναι: $M_r = c_u L R = 50 \times 45 \times 30 = 67500 \text{ kNm/m}$. Επομένως, ο συντελεστής ασφαλείας του φράγματος, για το συγκεκριμένο πιθανό κύκλο ολίσθησης, είναι:

$$F = \frac{M_r}{M_o} = \frac{67500}{40000} = 1.69$$

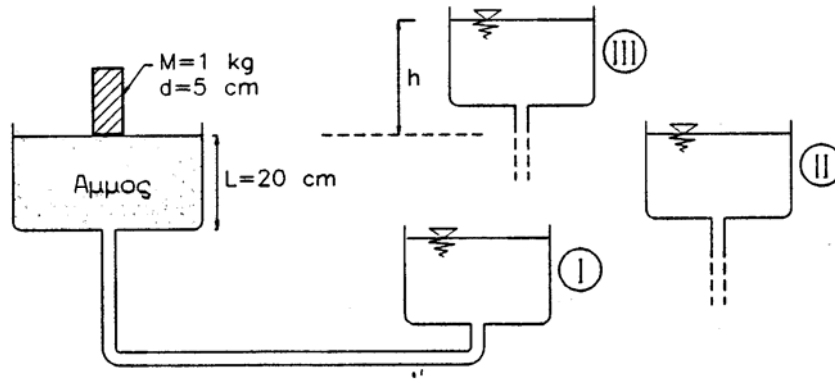
- Όταν ο ταμιευτήρας εκκενωθεί ταχέως, η ροπή στηρίξεως δεν μεταβάλλεται, ενώ η ροπή ανατροπής μεγαλώνει, επειδή το υλικό του φράγματος δεν βρίσκεται πλέον υπό άνωση. Συνεπώς: $M_o = 20 \times 400 \times 10 = 80000 \text{ kNm/m}$. Επομένως, ο συντελεστής ασφαλείας είναι:

$$F' = \frac{M_r}{M_o} = \frac{67500}{80000} = 0.84 < 1$$

Τούτο σημαίνει ότι το φράγμα δεν θα πρέπει να εκκενωθεί ταχέως, επειδή υπάρχει κίνδυνος αστοχίας.

Παράδειγμα 12.3

Η διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 12.3-1 αποτελείται από δύο δοχεία συνδεδεμένα με ελαστικό σωλήνα. Το αριστερό δοχείο περιέχει άμμο (σε βάθος $L = 20 \text{ cm}$) με τα εξής γεωτεχνικά χαρακτηριστικά: γωνία τριβής $\phi = 35^\circ$, ξηρή πυκνότητα $\rho_s = 1.8 \text{ Mg/m}^3$, πυκνότητα στερεών κόκκων $\rho_\sigma = 2.70 \text{ Mg/m}^3$ και πορώδες $n = 35\%$. Πάνω στην άμμο έχει τοποθετηθεί ένα κυλινδρικό αντικείμενο (βάρος) με διάμετρο βάσης $d = 5 \text{ cm}$ και μάζα



Σχήμα 12.3-1: Παράδειγμα 12.3

$M = 1$ kg. Το δεξί δοχείο περιέχει νερό και επικοινωνεί ελεύθερα με το αριστερό δοχείο διαμέσου του ελαστικού σωλήνα.

1. Να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας της θεμελίωσης (έδρασης) του βάρους στην άμμο, όταν η στάθμη του νερού στο δεξί δοχείο είναι χαμηλότερα από τη βάση του αριστερού δοχείου (θέση I). Θεωρείστε ότι στην περίπτωση αυτή η άμμος είναι ξηρή.
2. Να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας της θεμελίωσης (έδρασης) του βάρους στην άμμο, όταν το δεξί δοχείο ανυψωθεί (θέση II), έτσι ώστε η στάθμη του νερού στα δύο δοχεία να ταυτίζεται με την επιφάνεια της άμμου.
3. Να προσδιορισθεί το ύψος h , στο οποίο πρέπει να ανυψωθεί το δεξί δοχείο (θέση III), ώστε η έδραση του βάρους στο αριστερό δοχείο να αστοχήσει (δηλαδή το βάρος να βυθισθεί στην άμμο).

Λύση:

Προσδιορισμός του δείκτη πόρων της άμμου:

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.35}{1-0.35} = 0.538$$

Προσδιορισμός του ποσοστού υγρασίας, όταν η άμμος κορεσθεί με νερό (θέσεις II και III):

$$w = \frac{Se \rho_w}{\rho_s} = \frac{1 \times 0.538 \times 1}{2.70} = 0.20$$

Προσδιορισμός της κορεσμένης πυκνότητας της άμμου:

$$\rho_{\text{κορ}} = \rho_s \left(\frac{1+w}{1+e} \right) = 2.70 \times \frac{1.20}{1.538} = 2.11 \text{ Mg/m}^3$$

Εμβαδόν επιφάνειας έδρασης του βάρους M :

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.05^2}{4} = 0.001963 \text{ m}^2$$

Πίεση έδρασης του βάρους στο έδαφος:

$$\sigma_o = \frac{W}{A} = \frac{M g}{A} = \frac{1 \times 9.81}{0.001963} = 5000 \text{ N/m}^2 = 5 \text{ kPa}$$

1. Η φέρουσα ικανότητα της άμμου σε ξηρή κατάσταση (δηλαδή όταν το δεξί δοχείο βρίσκεται στη θέση I) είναι: $q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$, επειδή: $c = 0$, $q_s = u_o = 0$ και $\gamma = \gamma' = \gamma_{\text{ξηρ}}$.

Επιπλέον: $N_\gamma = 40$ (επειδή $\phi = 35^\circ$) και $S_\gamma = 0.60$ (κυκλικό θεμέλιο). Συνεπώς: $q_{ult} = 0.5 \times (1.8 \times 9.81) \times 0.05 \times 40 \times 0.60 = 10.6 \text{ kPa}$, οπότε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του θεμελίου είναι:

$$F_1 = \frac{q_{ult}}{\sigma_o} = \frac{10.6}{5} = 2.12$$

2. Όταν το δεξί δοχείο ανέλθει στη θέση II, η άμμος θα κορεσθεί, επειδή η στάθμη του νερού στα δύο δοχεία θα είναι ίδια (αρχή των συγκοινωνούντων δοχείων). Στην περίπτωση αυτή:

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma S_\gamma = \frac{1}{2} \times (2.11-1) \times 9.81 \times 0.05 \times 40 \times 0.60 = 6.53 \text{ kPa}$$

Οπότε ο νέος συντελεστής ασφαλείας είναι:

$$F_2 = \frac{q_{ult}}{\sigma_o} = \frac{6.53}{5} = 1.31$$

Η μείωση του συντελεστή ασφαλείας είναι σημαντική (από 2.12 σε 1.31) όταν η άμμος βρίσκεται υπό άνωση.

3. Στην περίπτωση που το δεξί δοχείο ανέλθει πάνω από τη θέση II (στη θέση III), θα δημιουργηθεί ανισοσταθμία της επιφάνειας του νερού μεταξύ των δύο δοχείων και συνεπώς ροή νερού από το δεξί δοχείο προς το αριστερό. Η ροή διαμέσου της άμμου έχει διεύθυνση από κάτω προς τα άνω και υδραυλική κλίση $i = h / L$. Στην περίπτωση αυτή, το "ενεργό" βάρος της άμμου είναι $\gamma'' = \gamma' - i\gamma_w$ (βλέπε Κεφάλαιο 4), οπότε η φέρουσα ικανότητα της άμμου είναι:

$$q_{ult} = \frac{1}{2} (\gamma' - i\gamma_w) B N_\gamma S_\gamma \quad (12.3-1)$$

Από την ανωτέρω σχέση προκύπτει ότι, αν η υδραυλική κλίση της ροής γίνει κρίσιμη: $i_{cr} = \gamma' / \gamma_w$, η φέρουσα ικανότητα της άμμου μηδενίζεται (κατάσταση ρευστοποίησης).

Για να αστοχήσει η άμμος υπό το βάρος M , θα πρέπει: $q_{ult} = \sigma_o$, οπότε η σχέση (1) δίνει:

$$i = \frac{1}{\gamma_w} \left[\gamma' - \frac{2\sigma_o}{B N_\gamma S_\gamma} \right] = \frac{1}{9.81} \times \left[(2.11-1) \times 9.81 - \frac{2 \times 5}{0.05 \times 40 \times 0.60} \right] = 0.261$$

Συνεπώς: $h = i \cdot L = 0.261 \times 20 = 5.2 \text{ cm}$, δηλαδή αρκεί η στάθμη του δεξιού δοχείου να ανέλθει 5.2 cm πάνω από την επιφάνεια της άμμου για να βυθιστεί το βάρος (να αστοχήσει).

Σημείωση: Για να επιτευχθεί κατάσταση ρευστοποίησης της άμμου, απαιτείται μεγαλύτερη ανύψωση του δεξιού δοχείου. Επειδή: $i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{2.11-1}{1} = 1.11$, η απαιτούμενη ανύψωση είναι:

$$h_{cr} = i_{cr} \cdot L = 1.11 \times 20 = 22.2 \text{ cm}.$$

Παράδειγμα 12.4

Να προσδιορισθεί το απαιτούμενο πάχος (B) του τοίχου αντιστήριξης από άοπλο σκυρόδεμα ($\gamma_{σκ} = 22 \text{ kN/m}^3$) του Σχήματος 12.4-1, ώστε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης να είναι τουλάχιστον 1.5 και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής τουλάχιστον 2. Να θεωρηθεί ότι η γωνία τριβής γαιών-τοίχου στην ανάντη παρειά του τοίχου είναι μηδέν, ενώ η αντίστοιχη γωνία τριβής στη βάση του τοίχου είναι $\delta = 35^\circ$. Να θεωρηθεί επίσης ότι το έδαφος θεμελίωσης του τοίχου παρέχει επαρκή ασφάλεια έναντι αστοχίας (έχει επαρκή φέρουσα ικανότητα).

Για τις εδαφικές στρώσεις δίνονται:
 Στρώση I: $c = 0$, $\phi = 30^\circ$, $\rho = 1.7 \text{ Mg/m}^3$,
 $\rho_{\text{κορ}} = 1.9 \text{ Mg/m}^3$.
 Στρώση II: $c = 0$, $\phi = 40^\circ$, $\rho_{\text{κορ}} = 2 \text{ Mg/m}^3$.

Λύση:

Επειδή η γωνία τριβής γαιών-τοιχίου στην ανάντη παρειά του τοίχου είναι μηδέν, κατά την ολίσθηση του τοίχου μπορεί να αναπτυχθεί κατάσταση αστοχίας τύπου Rankine. Οι συντελεστές ενεργητικής ώθησης στην περίπτωση αυτή είναι:

Στρώση I:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0.333$$

Στρώση II:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{40}{2}\right) = 0.217$$

Οι ενεργητικές ωθήσεις πίσω από τον τοίχο σε διάφορα βάθη είναι:

Βάθος $z = 0$: $\sigma_h = \sigma'_h = K_a \sigma'_v = 0.333 \times 10 = \underline{3.33 \text{ kPa}}$

Βάθος $z = 2 \text{ m}$: $\sigma_h = \sigma'_h = 0.333 \times (10 + 2 \times 17) = \underline{14.7 \text{ kPa}}$

Βάθος $z = 4^- \text{ m}$: $\sigma'_h = 0.333 \times (10 + 2 \times 17 + 2 \times (19 - 10)) = 0.333 \times 62 = 20.6 \text{ kPa}$
 $\sigma_h = 20.6 + 2 \times 10 = \underline{40.6 \text{ kPa}}$

Βάθος $z = 4^+ \text{ m}$: $\sigma'_h = 0.217 \times 62 = 13.5 \text{ kPa}$
 $\sigma_h = 13.5 + 2 \times 10 = \underline{33.5 \text{ kPa}}$

Βάθος $z = 8 \text{ m}$: $\sigma'_h = 0.217 \times (62 + 4 \times (20 - 10)) = 22.1 \text{ kPa}$
 $\sigma_h = 22.1 + 6 \times 10 = \underline{82.1 \text{ kPa}}$

Ωθηση γαιών στον τοίχο (ανά μέτρο μήκους του τοίχου):

$$P_a = 0.5 \times (3.33 + 14.7) \times 2 + 0.5 \times (14.7 + 40.6) \times 2 + 0.5 \times (33.5 + 82.1) \times 4 = 18.03 + 55.30 + 231.20 = 304.5 \text{ kN/m}$$

Το σημείο εφαρμογής της οριζόντιας ώθησης P_a (βάθος z_o από την επιφάνεια) υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (ισορροπία ροπών):

$$z_o \times 304.5 = 18.03 \times \frac{2 \times (3.33 + 2 \times 14.7)}{3 \times (3.33 + 14.7)} + 55.30 \times \left[\frac{2 \times (14.7 + 2 \times 40.6)}{3 \times (14.7 + 40.6)} + 2 \right] + 231.20 \times \left[\frac{4 \times (33.5 + 2 \times 82.1)}{3 \times (33.5 + 82.1)} + 4 \right]$$

Οπότε: $z_o = 5.41 \text{ m}$.

(α) Έλεγχος ευστάθειας έναντι ολίσθησης:

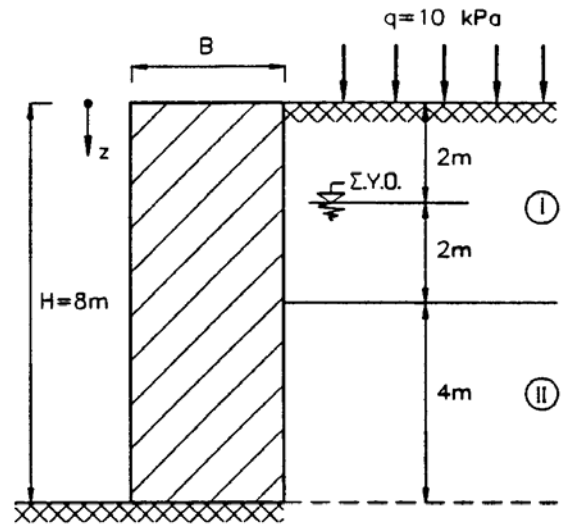
Βάρος τοίχου: $W = B H \gamma_{\text{σκ}}$

Ασφάλεια έναντι ολίσθησης: $W \cdot \tan \phi > 1.50 P_a$, δηλαδή:

$$B > \frac{1.50 P_a}{H \gamma_{\text{σκ}} \tan \delta} = \frac{1.50 \times 304.5}{8 \times 22 \times \tan(35)} = 3.71 \text{ m}$$

(β) Έλεγχος ευστάθειας έναντι ανατροπής:

Ροπή ανατροπής: $M = P_a \cdot (H - z_o) = 304.5 \times (8 - 5.41) = 788.66 \text{ kNm/m}$.



Σχήμα 12.4-1: Παράδειγμα 12.4

$$\text{Ροπή ευσταθείας: } M_{\sigma} = W \cdot \frac{B}{2} = \frac{1}{2} H B^2 \gamma_{\sigma\kappa}$$

Ασφάλεια έναντι ανατροπής:

$$M_{\sigma} > 2M \Rightarrow B > \sqrt{\frac{4M_a}{H\gamma_{\sigma\kappa}}} = \sqrt{\frac{4 \times 788.66}{8 \times 22}} = 4.23 \text{ m}$$

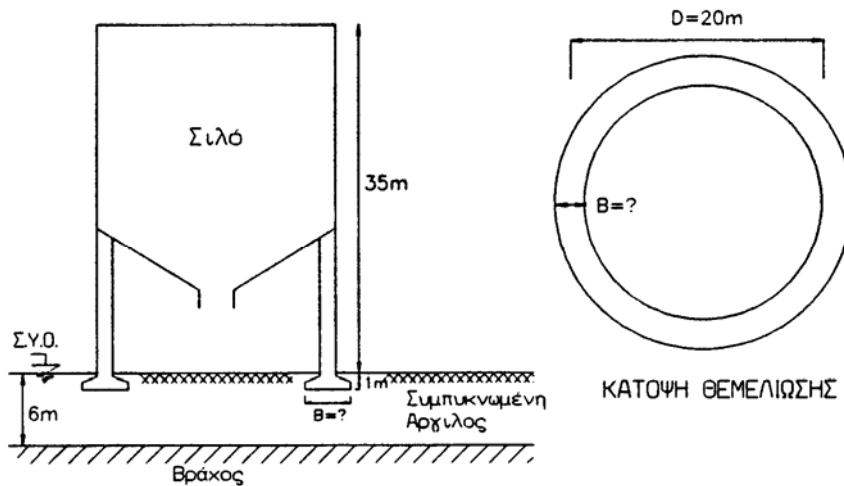
Συνεπώς, το ελάχιστο απαιτούμενο πάχος του τοίχου είναι:

$$B = \max \{3.71, 4.23\} = 4.23 \text{ m}$$

Σημείωση: Στο συγκεκριμένο παράδειγμα, κρίσιμος ήταν ο έλεγχος ασφαλείας έναντι ανατροπής.

Παράδειγμα 12.5

Σιλό αποθήκευσης γεωργικών προϊόντων, διαμέτρου $D = 30 \text{ m}$ και βάρους $W = 2250 \text{ τόννων}$ ($= 22.5 \text{ MN}$), πρόκειται να θεμελιωθεί στο έδαφος του Σχήματος 12.5-1, που αποτελείται από μία αργιλική στρώση πάχους 6 μέτρων και τον υποκείμενο βράχο.



Σχήμα 12.5-1: Παράδειγμα 12.5

Από τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας διαπιστώθηκε ότι η άργιλος είχε αποθεθεί προσφάτως με την απόρριψη προϊόντων εκσκαφών (μπάζων) από γειτονικές περιοχές και οι ιδιότητές της παρουσίαζαν σημαντική μεταβλητότητα από θέση σε θέση. Εκτιμήθηκε, λοιπόν, ότι η θεμελίωση του σιλό στην άργιλο αυτή θα προκαλούσε σημαντικές διαφορικές υποχωρήσεις του εδάφους και αποφασίστηκε η βελτίωση του εδάφους θεμελίωσης με αφαίρεση όλης της αργίλου (πάχους 6 μέτρων) στην περιοχή έδρασης του σιλό και στη συνέχεια επανατοποθέτησή της σε στρώσεις πάχους 0.50 μέτρων και συμπίκνωση κάθε στρώσης με οδοστρωτήρα, μέχρι την αρχική στάθμη του εδάφους.

Για τον έλεγχο των χαρακτηριστικών συμπίκνωσης της αργίλου έγιναν οι εξής δοκιμές:

- Δοκιμή συμπίκνωσης κατά τη μέθοδο Proctor, από την οποία διαπιστώθηκε ότι η βέλτιστη υγρασία συμπίκνωσης είναι $w_{opt} = 10\%$ και η αντίστοιχη μέγιστη ξηρή πυκνότητα είναι $\rho_{d,max} = 2.04 \text{ Mg/m}^3$. Η πυκνότητα των στερεών κόκκων της αργίλου είναι $\rho_s = 2.65 \text{ Mg/m}^3$. Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών συμπίκνωσης αποφασίστηκε ότι η άργιλος πρέπει να συμπυκνωθεί στη βέλτιστη υγρασία (10%) και ο αριθμός διελεύσεων του οδοστρωτήρα κατά τη συμπίκνωση κάθε στρώσης να είναι τέτοιος που να επιτευχθεί ξηρή πυκνότητα ίση με 90% της μέγιστης (**Σημείωση:** τούτο συνήθως αναφέρεται ως "συμπύκνωση στο 90% της μέγιστης πυκνότητας").
- Δοκιμή συμπίεσομέτρου σε δείγμα της αργίλου που συμπυκνώθηκε στο 90% της μέγιστης πυκνότητας. Κατά τη δοκιμή μετρήθηκαν:

1. Τάση προφόρτισης: $\sigma'_{vm} = 300$ kPa.
 2. Συντελεστής συμπίεστότητας, για τάσεις μικρότερες από την τάση προφόρτισης: $C_r = 0.01$.
 3. Συντελεστής συμπίεστότητας, για τάσεις μεγαλύτερες από την τάση προφόρτισης: $C_c = 0.09$.
- (γ) Δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης σε δείγματα της αργίλου που συμπυκνώθηκαν στο 90% της μέγιστης πυκνότητας για τη μέτρηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής της. Οι δοκιμές αυτές έγιναν χωρίς στερεοποίηση των δοκιμίων (δοκιμές τύπου UU), ώστε να προσομοιωθούν οι επιτόπου συνθήκες φόρτισης της συμπυκνωμένης αργίλου. Ειδικότερα, στα δοκίμια επιβλήθηκε η πίεση της κυψέλης (σ_c) χωρίς στράγγιση (με κλειστή τη βαλβίδα στράγγισης) και στη συνέχεια αυξήθηκε το κατακόρυφο φορτίο χωρίς στράγγιση μέχρι την αστοχία των δοκιμίων. Κατά τις δοκιμές μετρήθηκαν: το μέτρο Ελαστικότητας υπό αστράγγιστες συνθήκες (E_u), η κατακόρυφη ολική τάση κατά την αστοχία (σ_{1f}) και η αντίστοιχη πίεση πόρων κατά την αστοχία (u_f). Συνολικά έγιναν τέσσερις δοκιμές με πιέσεις κυψέλης 0, 100, 200 και 400 kPa, των οποίων τα αποτελέσματα φαίνονται στον Πίνακα 12.5-1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 12.5-1

Δοκιμή	σ_c (kPa)	σ_{1f} (kPa)	u_f (kPa)	E_u (MPa)
1	0	99	-25	10
2	100	251	52	12
3	200	404	129	14
4	400	709	282	15

Η θεμελίωση του σιλό πρόκειται να γίνει με συνεχές περιμετρικό πέδιλο (κυκλική δοκό), διαμέτρου 20 μέτρων, σε βάθος $d = 1$ m από την επιφάνεια του εδάφους. Ζητείται να προσδιορισθεί το ελάχιστο πλάτος (B) του πεδίου, εάν:

1. Η μέγιστη ανεκτή υποχώρηση του σιλό είναι 10 cm.
2. Ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους θεμελίωσης είναι $F = 3$. Να ελεγχθεί η θραύση του εδάφους (α) αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό και (β) μετά τη στερεοποίηση της αργίλου. Να θεωρηθεί ότι η Στάθμη του Υπογείου Ορίζοντα (ΣΥΟ) βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους.

Λύση:

Από τη γενικότερη εμπειρία με τη συμπεριφορά επιφανειακών θεμελίων σε αργίλους, είναι γνωστό ότι συνήθως ο έλεγχος αστοχίας του εδάφους αμέσως μετά την κατασκευή του έργου είναι δυσμενέστερος απ' ό,τι ο έλεγχος μετά τη στερεοποίηση του εδάφους θεμελίωσης, επειδή κατά τη στερεοποίηση η αντοχή του εδάφους αυξάνει. Επιπλέον, στη συγκεκριμένη περίπτωση οι ανεκτές υποχωρήσεις της κατασκευής είναι μεγάλες (10 cm), προφανώς λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του φορέα (περιμετρικό κυλινδρικό τοίχωμα) που δεν επιτρέπει τις διαφορικές υποχωρήσεις του εδάφους. Μπορεί, μάλιστα, να παρατηρηθεί ότι ακόμη και ο ανωτέρω περιορισμός των 10 cm επιβάλλεται κυρίως για λόγους λειτουργικότητας της κατασκευής (π.χ. σωληνώσεις, υψόμετρα φορτο-εκφόρτωσης κλπ) παρά για την ικανοποίηση στατικών απαιτήσεων. Λόγω, λοιπόν, της μεγάλης ανεκτής υποχώρησης του εδάφους εκτιμάται ότι το πλάτος (B) της δοκού θεμελίωσης θα προσδιορισθεί από τον έλεγχο αστοχίας αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό και στη συνέχεια η θεμελίωση θα ελεγχθεί μετά τη στερεοποίηση του εδάφους έναντι αστοχίας και έναντι υπερβολικών υποχωρήσεων.

1. Έλεγχος αστοχίας του εδάφους αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό.

Ο έλεγχος θα γίνει ως προς τις ολικές τάσεις (αστράγγιστη φόρτιση) και συνεπώς θα προσδιορισθούν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής της συμπυκνωμένης αργίλου ως προς τις ολικές τάσεις. Το Σχήμα 12.5-2 παρουσιάζει τους κύκλους Mohr ολικών τάσεων κατά

την αστοχία από τις τέσσερις δοκιμές UU που εκτελέστηκαν (προφανώς: $\sigma_{3f} = \sigma_c$). Από την κοινή περιβάλλουσα αστοχίας προκύπτει ότι:

$$c_u = 40 \text{ kPa}, \quad \phi_u = 12^\circ$$

Σημειώνεται ότι οι ανωτέρω τέσσερις τριαξονικές δοκιμές είναι αστράγγιστες και έγιναν χωρίς προηγούμενη στερεοποίηση. Συνεπώς, εάν τα δοκίμια ήταν πλήρως κορεσμένα, θα έπρεπε η περιβάλλουσα των ολικών τάσεων να είναι οριζόντια (δηλαδή: $\phi_u = 0$). Στην προκείμενη περίπτωση η περιβάλλουσα δεν είναι οριζόντια, επειδή η συμπυκνωμένη άργιλος **δεν είναι κορεσμένη**. Πράγματι:

$$\begin{aligned} \rho_d &= 0.90 \times \rho_{d, \max} = 0.90 \times 2.04 = 1.836 \text{ Mg/m}^3 \\ \rho_d &= \rho_s \left(\frac{1}{1+e} \right) \Rightarrow e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2.65}{1.836} - 1 = 0.443 \\ \rho_\sigma w &= S e \rho_w \Rightarrow S = \frac{\rho_\sigma w}{e \rho_w} = \frac{2.65 \times 0.10}{0.443 \times 1} = 0.598 \end{aligned}$$

δηλαδή ο βαθμός κορεσμού της συμπυκνωμένης άργιλος είναι περίπου 60%. Στα μήκορεσμένα εδάφη (στα οποία η περιβάλλουσα αστοχίας ολικών τάσεων δεν είναι οριζόντια) η αστράγγιστη διατμητική αντοχή δεν ορίζεται μονοσήμαντα, επειδή οι κύκλοι Mohr ολικών τάσεων κατά την αστοχία δεν έχουν την ίδια ακτίνα, αλλά η ακτίνα τους αυξάνει όσο αυξάνει η πίεση της κυνέλης (βλέπε Σχήμα 12.5-2).

Για τον έλεγχο αστοχίας αμέσως μετά την κατασκευή θα χρησιμοποιηθεί η περιβάλλουσα αστοχίας ολικών τάσεων που προσδιορίστηκε από τις δοκιμές ($c_u = 40 \text{ kPa}$, $\phi_u = 12$ μοίρες). Από τη γωνία τριβής ($\phi_u = 12$ μοίρες) προσδιορίζονται οι συντελεστές αστοχίας: $N_c = 11$, $N_\gamma = 1.5$ και $N_q = 3.2$. Η πυκνότητα του εδαφικού υλικού υπολογίζεται από τη σχέση:

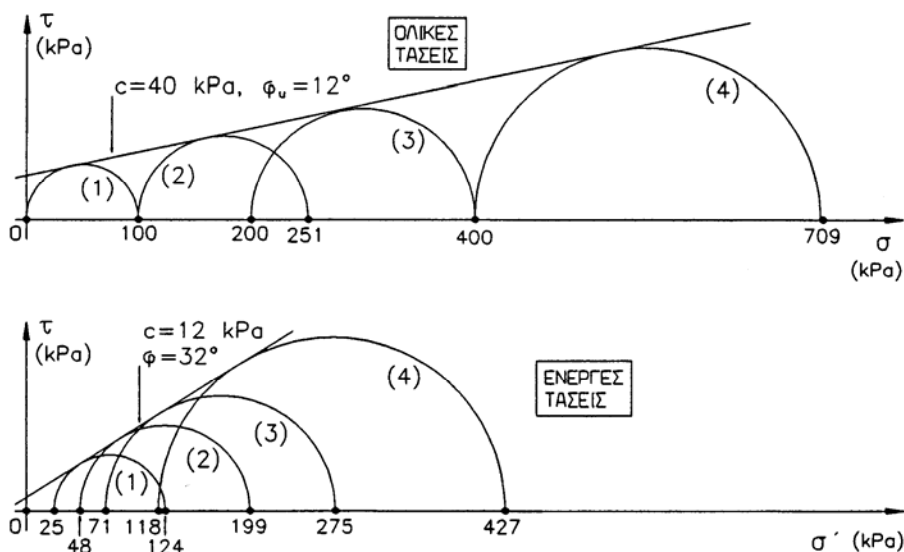
$$\rho = \rho_s \left(\frac{1+w}{1+e} \right) = 2.65 \times \frac{1+0.10}{1+0.443} = 2.02 \text{ Mg/m}^3$$

και συνεπώς: $\gamma = \rho g = 2.02 \times 10 = 20.2 \text{ kN/m}^3$.

Λόγω της μεγάλης διαμέτρου του κυκλικού θεμελίου, ο έλεγχος αστοχίας μπορεί να γίνει με χρήση του τύπου που ισχύει για απειρομήκη λωρίδα (ως προς τις ολικές τάσεις):

$$q_{ult} = c_u N_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + \gamma d N_q \quad (12.5-1)$$

Επιπλέον:



Σχήμα 12.5-2: Παράδειγμα 12.5

$$q_{ult} = F \cdot q_{επ} = F \cdot \frac{W}{\pi DB} \quad (12.5-2)$$

όπου πD είναι το μήκος της κυκλικής δοκού θεμελίωσης, B το πλάτος της και F ο συντελεστής ασφαλείας. Με εξίσωση των σχέσεων (1) και (2) προκύπτει ότι:

$$3 \times \frac{22500}{3.14 \times 20 \times B} = 40 \times 11 \times \frac{1}{2} \times B \times 20.2 \times 1.5 + 20.2 \times 1 \times 3.2$$

δηλαδή: $B = 2$ m. Για το πλάτος αυτό, το οριακό φορτίο αστοχίας υπολογίζεται από τη σχέση (1) και είναι: $q_{ult} = 537$ kPa ($= 5.4$ kg/cm²), οπότε η επιτρεπόμενη τάση έδρασης του θεμελίου είναι: $q_{επ} = 537 / 3 = 179$ kPa ($= 1.8$ kg/cm²).

2. Έλεγχος αστοχίας του εδάφους μετά τη στερεοποίηση

Ο έλεγχος θα γίνει με χρήση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής που προκύπτουν από την περιβάλλουσα αστοχίας ενεργών τάσεων. Το Σχήμα 12.5-2 παρουσιάζει τους κύκλους Mohr ενεργών τάσεων των τεσσάρων δοκιμών κατά την αστοχία. Οι κύκλοι αυτοί υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma'_{1f} = \sigma_{1f} - u_f, \quad \sigma'_{3f} = \sigma_c - u_f$$

Η κοινή εφαπτομένη των τεσσάρων κύκλων δίνει τις εξής παραμέτρους διατμητικής αντοχής:

$$c = 12 \text{ kPa}, \quad \phi = 32 \text{ μοίρες}$$

Μετά τη στερεοποίηση, η ΣΥΟ θα ευρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους και συνεπώς η άργιλος θα έχει κορεσθεί, οπότε:

$$w = \frac{Se \rho_w}{\rho_\sigma} = \frac{1 \times 0.443 \times 1}{2.65} = 0.167 = 16.7\%$$

και η πυκνότητά της θα είναι:

$$\rho_{kop} = \rho_\sigma \left(\frac{1+w}{1+e} \right) = 2.65 \times \frac{1+0.167}{1+0.443} = 2.14 \text{ Mg/m}^3$$

και το υπό άνωση ειδικό βάρος της: $\gamma' = (\rho - \rho_w) g = (2.14 - 1) \times 10 = 11.4$ kN/m³.

Η υδροστατική πίεση στη στάθμη έδρασης του θεμελίου είναι: $u_o = \gamma_w d = 10 \times 1 = 10$ kPa. Συνεπώς, η οριακή πίεση αστοχίας είναι:

$$q_{ult} = u_o + c N_c + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + (\gamma d - u_o) N_q$$

Για τη γωνία τριβής ($\phi = 32^\circ$), οι παράμετροι αντοχής έχουν τις εξής τιμές: $N_c = 43$, $N_\gamma = 24$, $N_q = 27$, οπότε, η οριακή πίεση αστοχίας είναι:

$$q_{ult} = 10 + 12 \times 43 + \frac{1}{2} \times 11.4 \times 2 \times 24 + (21.4 \times 1 - 10) \times 27 = 1107.4 \text{ kPa}$$

και η επιτρεπόμενη τάση: $q_{επ} = 1107.4 / 3 = 370$ kPa. Είναι προφανές ότι η οριακή πίεση αστοχίας μετά τη στερεοποίηση αυξήθηκε σημαντικά (1107 kPa σε σχέση με την τιμή 537 kPa που ίσχυε αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό). Συνεπώς, κρίσιμη από πλευράς αστοχίας του εδάφους θεμελίωσης είναι η κατάσταση αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό.

3. Έλεγχος των υποχώρησεων της κατασκευής

Η υποχώρηση του σιλό έχει δύο συνιστώσες:

- Την **άμεση υποχώρηση**, που εκδηλώνεται κατά την κατασκευή του και οφείλεται στην αστράγγιστη επιβολή της φόρτισης. Υποχώρησεις αυτού του τύπου συμβαίνουν ακόμη και στα κορεσμένα εδάφη, τα οποία παραμορφώνονται υπό σταθερό όγκο (δηλαδή η υποχώρηση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο συνοδεύεται από ανύψωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο).
- Την υποχώρηση λόγω **στερεοποίησης** του εδάφους υπό το βάρος της κατασκευής.

Στα επόμενα εκτιμάται χωριστά το μέγεθος κάθε μιας από τις ανωτέρω συνιστώσες της υποχώρησης του σιλό.

(α) Άμεση υποχώρηση

Το Σχήμα 12.5-3 παρουσιάζει το διάγραμμα που προτάθηκε από τους Janbu, Bjerrum και Kjaernsli (1956) για τον υπολογισμό της άμεσης υποχώρησης κάτω από εύκαμπτα θεμέλια. Η άμεση υποχώρηση δίνεται από τη σχέση:

$$\delta_i = \mu_1 \mu_o \frac{qB}{E_u}$$

όπου q είναι η επιφόρτιση, B το πλάτος του θεμελίου, E_u το αστράγγιστο μέτρο Ελαστικότητας του εδάφους και μ_1, μ_o συντελεστές σχήματος που δίνονται στο διάγραμμα. Στην προκειμένη περίπτωση: $H = 5 \text{ m}, D = 1 \text{ m}, B = 2 \text{ m}, L = \infty, q = 179 \text{ kPa}, E_u = 10 \text{ MPa}$ (για $\sigma_c = 0$), οπότε: $\mu_1 = 0.90, \mu_o = 1.0$ και συνεπώς:

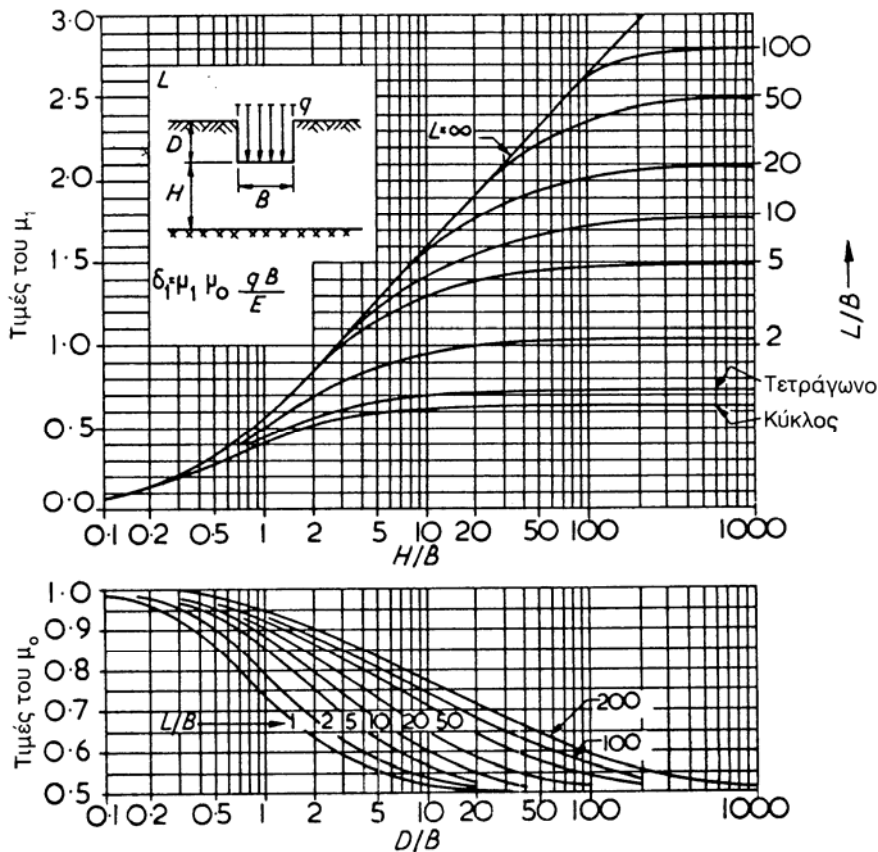
$$\delta_i = 0.90 \times 1.0 \times \frac{179 \times 200}{10000} = 3.2 \text{ cm}$$

Η ανωτέρω εκτίμηση της άμεσης υποχώρησης έγινε με την παραδοχή ότι η άργιλος είναι κορεσμένη. Στην προκειμένη περίπτωση (όπως υπολογίσθηκε παραπάνω) η άργιλος δεν είναι πλήρως κορεσμένη ($S = 60\%$) και συνεπώς η πραγματική άμεση υποχώρηση θα είναι κατά τι μεγαλύτερη από την υπολογισθείσα.

(β) Υποχώρηση στερεοποίησης

Παρόλον ότι η φόρτιση του εδάφους από το θεμέλιο του σιλό δεν αντιστοιχεί σε συνθήκες μονοδιάστατης συμπίεσης, η υποχώρηση λόγω στερεοποίησης του εδάφους μπορεί να υπολογισθεί (σε πρώτη προσέγγιση) με θεώρηση μονοδιάστατης στερεοποίησης.

Επειδή κατά τη δοκιμή συμπιεσομέτρου που εκτελέσθηκε στη συμπυκνωμένη



Σχήμα 12.5-2: Παράδειγμα 12.5

άργυλο μετρήθηκε ισοδύναμη τάση προφόρτισης 300 kPa, ενώ η επιβαλλόμενη τάση στο έδαφος λόγω του βάρους του σιλό είναι μικρότερη (179 kPa), η συμπίεση της αργίλου θα γίνει με συντελεστή συμπίεστικότητας $C_r = 0.01$. Θεωρώντας ως αντιπροσωπευτικό στοιχείο ένα σημείο στο μέσον της αργιλικής στρώσης κάτω από το θεμέλιο ($z = 1+2.5 = 3.50$ m), όπου η αρχική ενεργός τάση είναι: $\sigma'_{vo} = 3.50 \times (21.4 - 10) = 40$ kPa, η υποχώρηση στερεοποίησης είναι:

$$\delta_c = H \cdot \Delta \varepsilon_v = H \frac{C_r}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + q}{\sigma'_{vo}} \right)$$

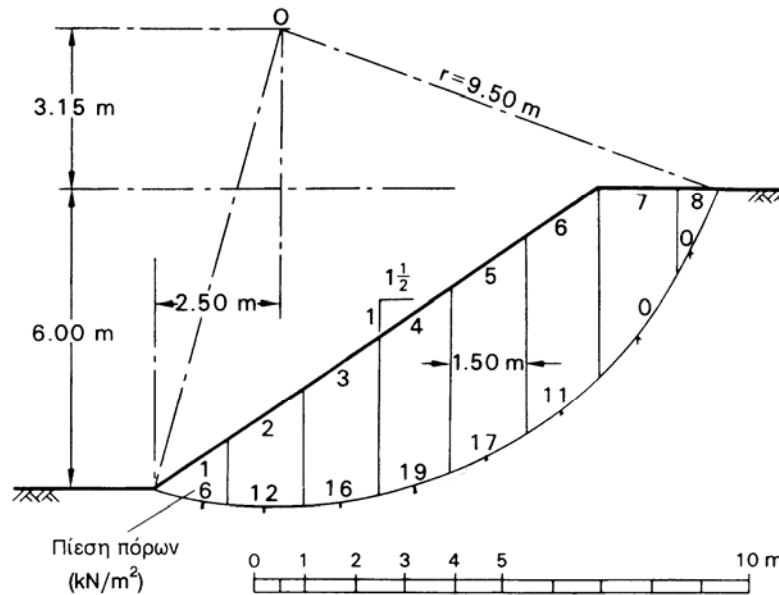
δηλαδή:

$$\delta_c = 500 \times \frac{0.01}{1 + 0.443} \times \log \left(\frac{40 + 179}{40} \right) = 2.56 \text{ cm}$$

Συνεπώς, η ολική υποχώρηση της κατασκευής θα είναι: $\delta = \delta_i + \delta_c = 3.2 + 2.6 = 5.8$ cm, δηλαδή της τάξεως των 6 cm, υποχώρηση που είναι μικρότερη από τη μέγιστη ανεκτή υποχώρηση (10 cm).

Παράδειγμα 12.6

Με χρήση της μεθόδου λωρίδων Fellenius, να προσδιορισθεί ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς του Σχήματος 12.6-1 για τη συγκεκριμένη πιθανή επιφάνεια αστοχίας. Η πυκνότητα του εδαφικού υλικού είναι $\rho = 2 \text{ Mg/m}^3$ και οι παράμετροι διατμητικής αντοχής: $c = 10$ kPa και $\phi = 29$ μοίρες. Στο ίδιο Σχήμα είναι σημειωμένες και οι τιμές της πίεσης πόρων (u) σε kPa, στη βάση κάθε λωρίδας.



Σχήμα 12.6-1: Παράδειγμα 12.6

Λύση:

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα, οι εξωτερικές επιφορτίσεις είναι μηδέν ($P_i = H_i = 0$), και συνεπώς, ο συντελεστής ασφαλείας κατά τη μέθοδο λωρίδων Fellenius δίνεται από τη σχέση (βλέπε και εξισώσεις 12.29 και 12.30):

$$F = \frac{\sum_i [c_i \Delta l_i + (W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i) \tan \phi_i]}{\sum_i W_i \sin \theta_i} \quad (12.6-1)$$

Το βάρος κάθε λωρίδας είναι: $W_i = \gamma b h_i$, όπου $\gamma = 2 \times 10 = 20 \text{ kN/m}^3$, $b = 1.50 \text{ m}$ και h_i το ύψος της λωρίδας. Οι ποσότητες: h_i , Δl_i , θ_i υπολογίζονται γραφικά (ή αναλυτικά) για κάθε λωρίδα, ενώ $\phi_i = \phi = 29^\circ$ και $c_i = 10 \text{ kPa}$. Οι απαιτούμενοι υπολογισμοί φαίνονται στον Πίνακα 12.6-1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 12.6-1

Λωρίδα	h_i (m)	Δl_i (m)	θ_i (μοίρες)	W_i (kN/m)	u_i (kPa)	Αριθμητής* (kN/m)	Παρονομαστής* (kN/m)
1	0.76	1.55	-11.30	22.8	6	22.738	-4.468
2	1.80	1.50	-3.18	54.0	12	34.909	-2.996
3	2.73	1.55	8.43	81.9	16	46.661	12.007
4	3.40	1.60	17.10	102.0	19	53.189	29.992
5	3.87	1.70	26.90	116.1	17	58.372	52.528
6	3.89	1.95	37.16	116.7	11	59.163	70.492
7	2.94	2.35	49.82	88.2	0	55.043	67.387
8	1.10	2.15	59.93	33.0	0	30.665	28.559
ΑΘΡΟΙΣΜΑ:						360.741	253.500

* της σχέσης 12.6-1 (κάθε όρος του αθροίσματος)

Με βάση τα ανωτέρω, ο συντελεστής ασφαλείας για το συγκεκριμένο πιθανό κύκλο ολίσθησης είναι:

$$F = \frac{360.741}{253.500} = 1.423$$

Σημείωση: Για σύγκριση, ας υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας και με την απλοποιημένη μέθοδο Bishop.

