Σημειώσεις
ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

Γ. ΓΚΑΖΕΤΑΣ
Καθηγητής ΕΜΠ

Εκδοση 2.12+

Αθήνα 2012+

Τομέας Γεωτεχνικής
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟΥ ΣΥΝΟΛΙΚΗΣ ΔΙΔΑΚΤΙΚΗΣ ΥΛΗΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

(5ου και 6ου εξαμήνου)

3.3 ΣΧΕΣΗ ΤΑΣΕΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΥΠΟ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΕΝΤΑΤΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ

- Μονοδιάστατη συμπίεση
- Κυλινδρική (τριαξονική) συμπίεση
- Απλή διάτμηση
- Απευθείας διάτμηση
- Στρέψη

3.4 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

- Νόμος αστοχίας Mohr--Coulomb
- Παράγοντες που επηρεάζουν την διατμητική αντοχή
- Επιτόπου προσδιορισμός της γωνίας φ αμμώδους εδαφικού υλικού

3.5 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΟΡΕΣΜΕΝΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΥΛΙΚΟΥ, ΥΠΟ ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ (ΧΩΡΙΣ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΟΓΚΟΥ)

- Σχέση σ-ε και ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων
- Διατμητική αντοχή υπό αστράγγιστες συνθήκες
- Η έννοια "$\varphi = 0$", αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u

4. ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΘΕΩΡΙΑΣ ΣΥΝΕΧΟΥΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΜΕΣΟΥ: ΜΕΤΑΔΟΣΗ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΟ ΕΔΑΦΟΣ

- Τάσεις επιβαλλόμενες από εξωτερικά φορτία
- Επίπεδη παραμόρφωση, αξονικώς συμμετρική παραμόρφωση, αριθμητικές εφαρμογές.
- Η "αρχή" του St. Venant.
- Παραμορφώσεις και καθίζηση

5. ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΗΣ ΘΕΩΡΙΑΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ (ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΜΑΖΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ)

5.1 ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ

- Ελαστικές τάσεις λόγω πλευρικής αποφόρτισης

- Ενεργητική και παθητική εντατική κατάσταση κατά Rankine
- Μέθοδος Coulomb
- Εφαρμογή στους τοίχους αντιστηρίξεως
- Εμβάθυνση στην φιλοσοφία υπολογισμού των τοίχων αντιστηρίξεως

5.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ

- Απειρομήκες Πρανές : έννοια και ανάλυση
- Ανάλυση με επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως
- Ανάλυση με κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως
- Ευστάθεια πρανούς υπό αστράγγιστες συνθήκες ("φ = 0")
- Ευστάθεια πρανούς, υλικού με **φ** και **c**

5.3 ΟΡΙΑΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΘΕΜΕΛΙΟΥ

- Αναζήτηση μηχανισμού αστοχίας
- Ανάλυση με κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως σε ομοιογενή ή δίστρωτο εδαφικόν σχηματισμό

6. ΥΔΑΤΙΚΗ ΡΟΗ ΔΙΑ ΜΕΣΟΥ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

- Νόμος Darcy, μονοδιάστατη ροή
- Μέτρηση του συντελεστή διαπερατότητας
- Εδαφικές τάσεις λόγω υδατικής ροής
- Δύναμη διηθήσεως, υδραυλική υποσκαφή, "ρευστή άμμος"
- Πρακτικές εφαρμογές

7. Η ΘΕΩΡΙΑ ΤΗΣ ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΕΩΣ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

- Παραμόρφωση κορεσμένης αργίλου
- Καθίζηση αργιλικού εδαφικού στρώματος
- Χρονική εξέλιξη των παραμορφώσεων : κατάστρωση διαφορικής εξίσωσης, αναλυτική επίλυση
- Βαθμός στερεοποιήσεως
- Εφαρμογή : χρονική εξέλιξη καθιζήσεων οικοδομικού έργου

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Τρία Ενημερωτικά άρθρα για μελέτη :

- "Σκέψεις για μιά πιό Ορθολογημένη Ελληνική Γεωτεχνική Ορολογία"
- " Η Τοξωτή Λειτουργία του Εδάφους Αιτία Αστοχίας Αντιστηρίξεως"
- "Σταθμοί Ανοικτού Ορύγματος, Μετρό Αθήνας : επιτόπου μετρήσεις και αντίστροφες αναλύσεις"

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑΤΩΝ (και μερικές λύσεις)

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ – 2010

Πέμπτη 10.45 – 14.30

(α) Πρόγραμμα, (β) "Καταστατικός Χάρτης" Μαθήματος, (γ) Βιβλιογραφία

Διδάσκοντες : **Γ. Γκαζέτας**, Ν. Γερόλυμος, Α. Αντωνίου **[Γκίνη 18]: (Ζ–Π)**
Ι. Πρωτονοτάριος, Α. Τζιρίτα, Β. Τσάμης **[Γκίνη 20]: (Α–Δ) + (Ρ–Ω)**
και οι: Β. Γεωργιάννου, Ι. Αναστασόπουλος

(α) Το ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

18 Φεβρ.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ : Η **Αρχή** της **Ενεργού Τάσης**, Παραμόρφωση Εδαφικού Στοιχείου. **Μετάδοση Τάσεων** λόγω εξωτερικού φορτίου. **Ασκήσεις.**
25 Φεβρ.	Επίπεδη & Αξονοσυμμετρική Παραμόρφωση. Ο **Δίστρωτος Ημίχωρος** Εμβάθυνση. ***Ασκήσεις.*** ***(Προαιρετική παρακολούθηση διάλεξης Γ. Γκαζέτα : Εφαρμογές της Σεισμικής Μόνωσης, Ξενοδ. Τιτάνια 2:00-3:00 9)***
4 Μαρτίου	**ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ (1)** Ενεργητική Εντατική Κατάσταση : απ' την Ελαστική Θεώρηση στήν Οριακή *Κατάσταση*–***Rankine***.
11 Μαρτίου	***Ασκήσεις : Οριζόντιες εδαφικές ωθήσεις*** **Εισαγωγή στις ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ (1) : Τοίχοι Βαρύτητας**
18 Μαρτίου	**ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ (2)** . Μέθοδος ***Coulomb.***
*15 Απριλίου	**ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ (2).** ***Ασκήσεις : Ωθήσεις και Αντιστηρίξεις*** ***Πρόοδος*** *(Διάρκεια 45΄. **Υποχρεωτικό.** Βαθμός 25% του τελικού.)*
22 Απριλίου	**ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΟΥΣ (1)** Οριακή Ισορροπία σε Κυκλική Επιφάνεια
29 Απριλίου	**ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΟΥΣ (2)** Οριακή Ισορροπία σε Επίπεδη Επιφάνεια ***Ασκήσεις ευστάθειας πρανούς [Πιθανή Επίσκεψη Εργου Αντιστηρίξεως]***
6 Μαΐου	**ΟΡΙΑΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ ("ΘΡΑΥΣΗ" του Εδάφους)** *Κινηματική Ανάλυση Απλού Μηχανισμού. Ασκήσεις*
13 Μαΐου	**ΥΔΑΤΙΚΗ ΡΟΗ ΔΙΑΜΕΣΟΥ του ΕΔΑΦΟΥΣ**
20 Μαΐου	**ΑΣΤΟΧΙΑ λόγω ΥΔΑΤΙΚΗΣ ΡΟΗΣ και ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ,** *Πειραματική Επίδειξη.* ***Ασκήσεις υδατικής ροής.***
27 Μαΐου	**ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ Αργιλικού Στρώματος (1)**
3 Ιουνίου	**ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ Αργιλικού Στρώματος (2).** *Ασκήσεις.*

Ιστοσελίδα Μαθήματος :

http ://www.civil.ntua.gr/~gazetas/

- Ui -

(β) Ο " ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟΣ ΧΑΡΤΗΣ" του Μαθήματος

1. ***ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ και ΒΙΒΛΙΑ του ΜΑΘΗΜΑΤΟΣ :***

   (α) Σημειώσεις Εδαφομηχανικής, Γ. Γκαζέτα [Εκδοση 2.6 (2009)]

   (β) Σημειώσεις Στοιχεία Εδαφομηχανικής, Μ.Καββαδά [Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ (2009)]

   (γ) Το βιβλίο : "Στοιχεία Εδάφομηχανικής" των Κ. Γεωργιάδη και Μ. Γεωργιάδη [Εκδόσεις Ζήση, (2009)]

2. Το μάθημα αυτό αποτελεί συνέχεια της Εδαφομηχανικής Ι του 5ου εξαμήνου. Ομως αυτό το εξάμηνο ***δέν θα υπάρξει καμία απολύτως διάκριση μεταξύ των δύο τμημάτων.***

3. Η παρακολούθηση ***Διδασκαλίας και Ασκήσεων*** είναι εντελώς απαραίτητη.

   Η εξεταστέα ύλη περιλαμβάνει :

   (α) ***ό,τι διδάσκεται στο μάθημα*** *(επιβάλλεται να κρατούνται συστηματικά* ***σημειώσεις)***

   (β) τις ***"Σημειώσεις Εδαφομηχανικής"*** (Γ. Γκαζέτα) –

   [Κεφάλαια 4, 5.1, 5.2, 5.3, 6 και 7. Καί τις Ασκήσεις των Διαγωνισμάτων.]

   Επίσης : *Τα άρθρα του Παραρτήματος.*

   (γ) τα ***"Στοιχεία Εδαφομηχανικής"*** (Μ. Καββαδά) – Κεφάλαια 12.3, 12.4, 4.7.

   (δ) Το βιβλίο ***"Στοιχεία Εδαφομηχανικής"*** των Κ. καί Μ. Γεωργιάδη.

   [Κεφ. 2** (2.1, 2.3), **Κεφ. 3** (3.1, 3.2, 3.3, 3.4), **Κεφ. 4** (4.1, 4.2, 4.3) **]

   Επειδή δε τόσο οι νέες έννοιες όσο και οι εφαρμογές που θα εισαχθούν στο μάθημα το Εξάμηνο αυτό δεν αφομοιώνονται μόνον με μιά απλή κατ' οίκον μελέτη, ***συνιστάται θερμά η σοβαρή παρακολούθηση–συμμετοχή στο μάθημα.***

4. Εκτός από τις ασκήσεις που θα λύνονται στο μάθημα [οι εκφωνήσεις των οποίων δίδονται σε Παράρτημα των *"Σημειώσεων Εδαφομηχανικής"*], θα σας δοθούν και *"άλυτες" ασκήσεις* για εξάσκηση. Υπενθυμίζεται ωστόσο ότι η εξέταση (πρόοδοι και τελικό δαγώνισμα) θα περιλαμβάνουν τα όσα διδάσκονται κυρίως στο μάθημα.

5. ***(α)*** Ενα μικρής–διάρκειας (45') ***διαγώνισμα Προόδου*** θα διεξαχθεί στις **15 Απριλίου**. Θα είναι ένα απλό διαγώνισμα ***(χωρίς βιβλία και χωρίς σημειώσεις),*** με σαφή την διδακτική

σκοπιμότητα. Θα ελεγχθεί η αφομοίωση των βασικών σημείων της θεωρίας και των ασκήσεων. Το διαγώνισμα είναι υποχρεωτικό. Ο βαθμός *προόδου* θα αντιστοιχεί στο ***25%*** της τελικής βαθμολογίας, ***(β)*** Το τελικό διαγώνισμα (***75%*** *του τελικού βαθμού*), θα γίνει επίσης χωρίς βιβλία και χωρίς σημειώσεις. Τόσο το ενδιάμεσο όσο και το τελικό διαγώνισμα θα είναι ***κοινά*** για όλα τα τμήματα του μαθήματος.

Τονίζεται ιδιαιτέρως ότι ο σκοπός των διαγωνισμάτων δεν είναι μόνον (ούτε κάν κυρίως) η βαθμολόγηση της προόδου του σπουδαστή, αλλά η εξάσκησή του. Άλλωστε δεν ενδιαφερόμαστε τόσο πολύ να ελέγξουμε τις "γνώσεις" που θα έχετε αποκτήσει, όσο να συμβάλλουμε στην καλλιέργεια ορθολογικού τρόπου σκέψης «μηχανικού». Επομένως, η συμμετοχή ***καί*** *στα δύο διαγωνίσματα είναι σχεδόν–εξίσου επωφελής για τον εκπαιδευόμενο σπουδαστή.*

6. Υπενθυμίζεται επίσης ότι ***θεωρία και ασκήσεις στην Εδαφομηχανική είναι αλληλένδετα***. Οι φυσικές προσομοιώσεις και αναλύσεις που αναπτύσσονται στην θεωρία αποτελούν συχνά και την μεθοδολογία επιλύσεως πρακτικών προβλημάτων και "ασκήσεων" — όχι απλώς μιά θεωρητική ενασχόληση. Επομένως απαιτείται ***ενιαία παρακολούθηση*** και κατανόηση (θεωρίας και αριθμητικών εφαρμογών). Φυσικά, *ενιαία* (ως πρός θεωρία και ασκήσεις) θα είναι και τα θέματα των διαγωνισμάτων. Ασκήσεις, ***παραδείγματα των πρόσφατων διαγωνισμάτων***, με μερικές χαρακτηριστικές λύσεις, δίδονται στο τέλος των Σημειώσεων ***(σελίδες 362-441)***. Είναι προφανώς χρήσιμο να τις συμβουλεύεστε καί να τις λύνετε για πρόσθετη δική σας εξάσκηση ...

7. Απαιτούμενος ελάχιστος χρόνος μελέτης του μαθήματος (κατά την εκτίμησή μας) : ***1 ½ ώρα εβδομαδιαίως (εφόσον γίνεται αμέσως μετά το μάθημα [π.χ. την ίδια ημέρα ή έστω εβδομάδα]).*** *

8. Ανακοινώσεις πάσης φύσεως (για το μάθημα, τα διαγωνίσματα, αλλά και διάφορα θέματα γενικότερου ενδιαφέροντος) θα τοποθετούνται *στην* ***ιστοσελίδα :***

http ://www.civil.ntua.gr/~gazetas/

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ (Ι, ΙΙ)

5^{ου} καί 6^{ου} Εξαμήνου

Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ

Σκοπός του μαθήματος είναι να διδάξει τις θεμελιώδεις αρχές της εδαφομηχανικής — μιάς ώριμης πιά επιστήμης, αν καί έχει ("επίσημη") ζωή μόλις 70 ετών, και της οποίας βάση είναι η μηχανική των παραμορφωτών υλικών (συμπεριλαμβανομένης καί της μηχανικής των ρευστών).

Η έμφαση της όλης διαδικασίας δέν είναι τόσο στην παροχή μεγάλου όγκου γνώσεων, όσο στην εμπέδωση μεθοδολογίας ορθολογικής αντιμετώπισης προβλημάτων του εδαφομηχανικού, με βάση τις θεμελιώδεις αρχές της μηχανικής επιστήμης. Γι΄αυτό προτιμούμε να παράγονται απλά θεωρητικά αποτελέσματα (όπου είναι δυνατόν) έστω και κατά προσέγγιση, αντί να απομνημονεύονται συνεχώς έτοιμα αποτελέσματα της βιβλιογραφίας. Ετσι μόνον είναι δυνατή η (κριτική) κατανόηση της ουσίας του μαθήματος και η καλλιέργεια εδαφομηχανικής *"διαίσθησης"* καί *"κρίσης μηχανικού"*.

Η διδασκαλία γίνεται κυρίως *"από πίνακος"*, αλλά καί με την χρήση (κάπου-κάπου) έχγρωμων διαφανειών. Συνιστάται η ενεργός διανοητική συμμετοχή (κι όχι απλώς παρακολούθηση) των σπουδαστών. Χρειάζεται να κρατιούνται σημειώσεις, μιά που η ζωντανή διδασκαλία δεν έχει αποτυπωθεί στις ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ-ΒΙΒΛΙΑ του μαθήματος (κάτι τέτοιο είναι σχεδόν αδύνατον).

Πιστεύω ότι ο συχνά επιχειρούμενος διαχωρισμός της *"θεωρίας"* απ' τις *"ασκήσεις"* είναι σε μεγάλο βαθμό αφύσικος, ειδικά για ένα μάθημα όπως η εδαφομηχανική (πλήθος καινούριων εννοιών, έμφαση σε θεμελιώδεις αρχές κι' όχι σε υπολογιστικά - κατασκευαστικά θέματα, κ.λ.π.). Προσπαθούμε λοιπόν τα δύο αυτά εξάμηνα ώστε "θεωρία" καί "ασκήσεις" (καλύτερος όρος : *"αριθμητικές εφαρμογές"*) να είναι αλληλένδετες. Ετσι, η διδασκαλία της *"θεωρίας"* μπορεί να συνεχίζεται και κατά την διάρκεια των ωρών των *"ασκήσεων"*. Αλλωστε αυτό είναι καί το πνεύμα του νέου προγράμματος της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών (ήδη από το 1996).

Κάθε μία ή δύο βδομάδες δίνουμε τις εκφωνήσεις μεγάλου αριθμού προβλημάτων-ερωτήσεων, μόνον μερικές απ' τις οποίες μελετούνται στις ώρες των "ασκήσεων". Οι σπουδαστές παραδίδουν "Ασκήσεις" για διόρθωση επιλεκτικά. Συνιστούμε θερμά την σοβαρή μελέτη όλων των ασκήσεων "κατ΄ιδίαν".

Είναι εξαιρετικώς σκόπιμη η παράλληλη μελέτη (ή έστω και απλή ανάγνωση) ξένων διδακτικών συγγραμμάτων. Διαπιστώνει κανείς ότι δεν απαιτείται τέλεια γνώση της αντίστοιχης γλώσσας για την παρακολούθηση ενός τεχνικού (καί μάλιστα εικονογραφημένου) κειμένου, το περιεχόμενο του οποίου είναι σε γενικές γραμμές γνωστό.

Ιδού ένας κατάλογος (κάθε άλλο παρά πλήρης) ***μερικών ξενόγλωσσων διδακτικών βιβλίων :***

1) T. W. Lambe and R. V. Whitman, "SOIL MECHANICS" (SI Version), John Wiley and Sons, 1969, 1979. (Ισως το πληρέστερο καί καλύτερο σύγγραμμα Εδαφομηχανικής.) -- ΑΓΓΛΙΚΑ.
2) K. Terzaghi, (1943), "THEORETICAL SOIL MECHANICS", John Wiley & Sons, (Κλασσικό σύγγραμα που συνέβαλε στην καθιέρωση της Εδαφομηχανικής επιστήμης.) -- ΑΓΓΛΙΚΑ.
3) Y. H. Fang (editor),"FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK 2nd EDITION", Kluwer, 1991. (Ενα από τα πληρέστερα βιβλία εφαρμογών Εδαφομηχανικής, Θεμελιώσεων, καί Γεωτεχνολογίας.) -- ΑΓΓΛΙΚΑ.
4) F. Craig, "SOIL MECHANICS", Van Nostrand Reinholds, Chapman & Hall, 1974 -- ΑΓΓΛΙΚΑ.
5) R.D. Holtz and W.W.D. Kovacs, "AN INTRODUCTION TO CEOTECHNICAL ENGINEERING", Prentice-Hall 1981 -- ΑΓΓΛΙΚΑ.
6) S.L. Kramer, "GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING", Prentice -Hall 1995. (Το πρώτο ολοκληρωμένο και καλογραμμένο βιβλίο Σεισμικής Εδαφομηχανικής.) -- ΑΓΓΛΙΚΑ.
7) H. Poulos and E.H. Davis "ELASTIC SOLUTIONS FOR SOIL AND ROCK MECHANICS", John Wiley and Sons, 1975 -- ΑΓΓΛΙΚΑ.

8) D. Kolymbas "GEOTECHNIK, BODENMECHANIK und GRUNDBAU", Springer, 1998 (Καλογραμμένο και ολοκληρωμένο σύγγραμμα Εδαφομηχανικής και Θεμελιώσεων.) -- ΓΕΡΜΑΝΙΚΑ.

9) GRUNDDABAU TASCHENBUCH", Teil 1-3, Verlag, Berlin - ΓΕΡΜΑΝΙΚΑ.

10) G. Sanglerat, G. Alivari, and B. Cambou, "PROBLEMS PRATIQUES DE MECANIQUE DES SOLS ET DES FONDATIONS", Dumond, Paris, 1980 -- ΓΑΛΛΙΚΑ.

11) R.F. Scott, "FOUNDATION ANALYSIS", Prentice-Hall, 1981 -- ΑΓΓΛΙΚΑ.

12) G. E. Barnes, "SOIL MECHANICS, Principles and Practice" Macmillan, 1995 (Καλογραμμένο βιβλίο Εδαφομηχανικής και Θεμελιώσεων.) -- ΑΓΓΛΙΚΑ.

ΠΡΟΣΦΑΤΕΣ ΕΚΔΟΣΕΙΣ

13) Κ. Γεωργιάδης και Μ. Γεωργιάδης, "ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ", Εκδόσεις Ζήτη, 2009.

14) Σπ. Κωστόπουλου, "ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ", καί "ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ", Εκδόσεις Ιων, Αθήνα 2003 καί 2005, αντιστοίχως. (Με πολλές ενδιαφέρουσες εφαρμογές από έργα στην Ελλάδα.)

15) D.M. Wood, "GEOTECHNICAL MODELLING", Spon Press, 2004

16) F. Azizi, "APPLIED ANALYSES IN GEOTECHNICS", SPON Press 2000. (Ενα πληρέστατο καλογραμμένο σύγγραμα.)

17) M. Budhu, "SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS", John Wiley & Sons, 2000.

18) Ν. Παπαχαρίσης, Ν. Μάνου-Ανδρεάδη, Ι. Γραμματικόπουλος, «ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ», Εκδόσεις Αδελφών Κυριακίδη, 1999.

Σύστημα Μονάδων

Στην διδασκαλία θα χρησιμοποιείται το Διεθνές Σύστημα Μονάδων **SI** (Systeme International). Το σύστημα αυτό, που δένα παρά εξέλιξη του μετρικού συστήματος, είναι τελείως "ορθολογικό" καί "πλήρες", έχει δε υιοθετηθεί διεθνώς από το 1960. Τα κυριώτερα βασικά μεγέθη και οι αντίστοιχες μονάδες του **SI** είναι : Μήκος : μέτρο (m), Χρόνος : δευτερόλεπτο (s), Μάζα : κιλό (kg).

Το βάρος (καί η δύναμη γενικότερα) είναι παράγωγο μέγεθος και μετριέται σε Newton ***(N)*** ή το πολλαπλάσιο του, ***kN***. Σύμφωνα με τον νόμο του Νεύτωνα :

Δύναμη = Μάζα x Επιτάχυνση : 1 N = 1 kg X 1 m/s²

$$\text{Δύναμη} = \text{Μάζα} \times \text{Επιτάχυνση} : 1\ \text{N} = 1\ \text{kg} \times 1\ \text{m/s}^2$$

Σύνήθως στην εδαφομηχανική χρησιμοποιούνται τα πολλαπλάσια του **kg** καί του **N** :
1000 kg = 1 Mg = 1 *t*, καί **1000 N = 1 kN.**

Είναι σημαντικό να θυμόμαστε ότι το κιλό ***(kg)*** καί ο τόνος ***(t*** ή ***Mg)*** είναι μονάδες μάζας καί όχι δύναμης. Οι "παλιές" μονάδες δύναμης ***(kg**** καί ***t*)*** συσχετίζονται με το ***N*** καί ***kN*** ως εξής :

$$1\ \text{kg}^* = 1\ \text{kg} \times 9.81\ \text{m/s}^2 = 9.81\ \text{N} \approx 10\ \text{N}$$

$$1\ t^* = 1\ \text{Mg} \times 9.81\ \text{m/s}^2 = 9.81\ \text{kN} \approx 10\ \text{kN}$$

1.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο πολιτικός μηχανικός συναντά και χρησιμοποιεί τό έδαφος σέ πλήθος εφαρμογών :

(α) γιά νά εδράσει (θεμελιώσει) τίς κατασκευές του (κτιριακές κατασκευές, γέφυρες, επιχώματα, φράγματα, υδραυλικές κατασκευές, κλπ.)

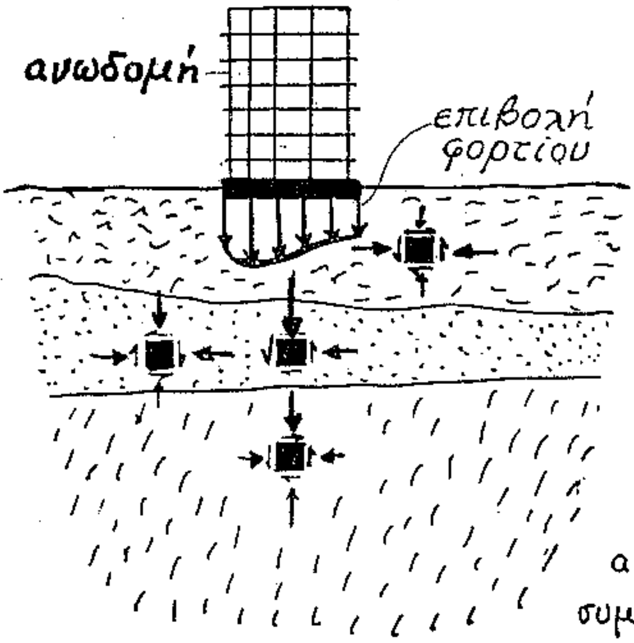
(β) ως υλικό κατασκευής
σέ φράγματα κ επιχώματα, δρόμους, αεροδρόμια, "τεχνητή γή", ...

(γ) ως "μέσον" ή υλικό πού πρέπει νά προστατευθεί, διανοιχ θεί, αντιστηριχθεί, κλπ...
φυσικά πρανή, εκσκαφές, αντιστηρίξεις, υπόγειες κατασκευές,

(δ) ως "μέσον" υδατικής ροής
(διαρροή μέσω φράγματος ή εδαφικού σχηματισμού, άντληση υπογείου ύδατος, αποξήρανση, ...)

(ε) ως **"μέσον" διαδόσεως μηχανικών κυμάτων** κατά την διάρκεια σεισμικών δονήσεων και εκρήξεων — ή λόγω μετάδοσης δυναμικών φορτίων από μηχανές, θαλάσσια κύματα, ανέμους, κλπ.

ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ
τό γενικό πρόβλημα

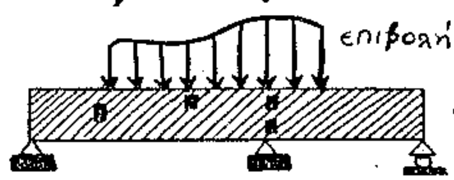


κύριο ερώτημα:

πώς θά αντιδράσει η απεριόριστη σέ έκταση εδαφική μάζα

απαιτείται γνώση τής συμπεριφοράς τών επιμέρους εδαφικών στοιχείων...

αντιστοιχία μέ δομοστατικό πρόβλημα:



- υπολογισμός τάσεων σέ χαρακτηριστικά στοιχεία· έλεγχος: αποφυγή θραύσης
- υπολογισμός βυθίσεων· αποφυγή υπερβολικών παραμορφώσεων

τὸ πρόβλημα τοῦ γεωτεχνικοῦ:

μέ ποιόν τρόπο θά "εδρασθεί" η ανωδομή (είδος, βάθος, καί διαστάσεις της θεμελίωσης) ώστε:

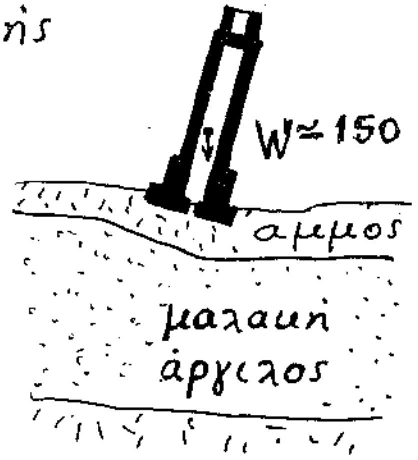
1. νά μήν επέλθει "**θραύση**" της εδαφικής μάζας

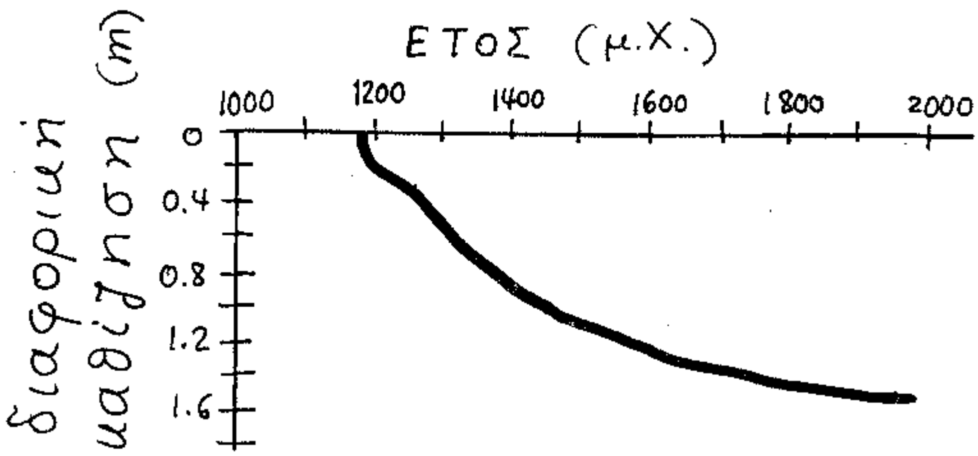
2. η **καθίζηση** (= κατακόρυφη βύθιση) της ανωδομής νά είναι ανεκτώς μικρή. (Γενικότερα, οι μετακινήσεις νά είναι ανεκτές.)

Δύο παραδείγματα ακολουθούν:

Κλασσικό παράδειγμα θεαματικής καθίζησης:

Πύργος της Πίζας





(1980)

καθίζηση βόρειας άκρης ≈ **3.3** m

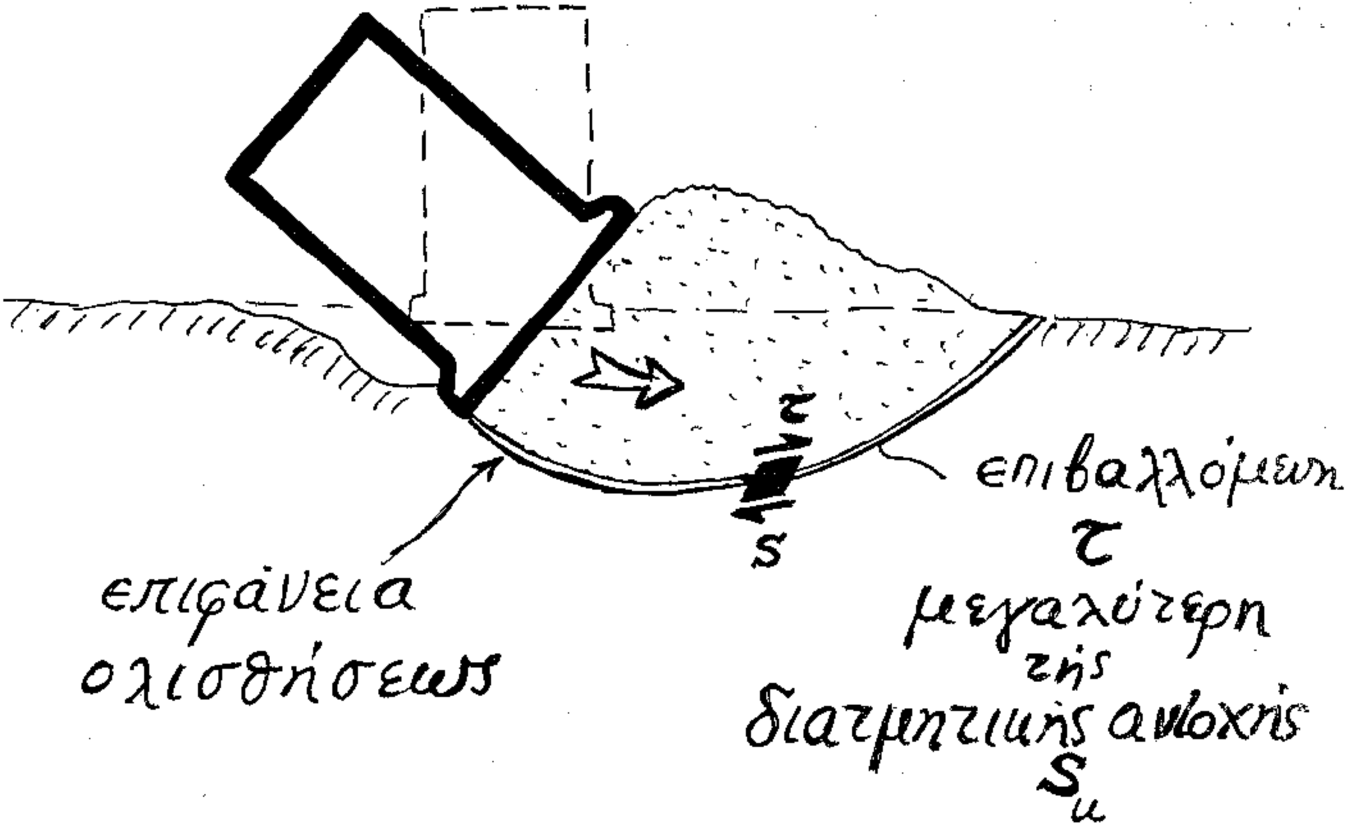
καθίζηση νότιας άκρης ≈ 1.7 m

Δ ≈ 1.6 m

(σήμερα 1985 είναι ακόμη μεγαλύτερες) *

* εννοείται, προτού γίνει η επιτυχής επέμβαση αφαιρέσεως εδαφικού υλικού!

Κλασσικό παράδειγμα θεαματικής "θραύσης" του εδάφους



ΔΙΑΦΟΡΕΣ μεταξύ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΥ και ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ προβλήματος

(α) <u>ως πρός τό υλικό</u>:

- δομοστατικά υλικά
  (χάλυβας, σκυρόδεμα, τούβλα, ...)
  - γνωστές ιδιότητες (απαιτητές, μάλιστα): E, $\sigma_{\theta\rho}$
  - ομοιογενή (περίπου)

- εδαφικά υλικά
  - άγνωστη "σύνθεση" κι άγνωστη μηχανική συμπεριφορά (→ διερεύνηση υπεδάφους)
  - ανομοιογενές κι ανισότροπο
  - περίπλοκη μηχανική συμπεριφορά (→ δοκιμές στό εργαστήριο κι επιτόπου, θεωρίες πλαστικότητας, ...)

(β) <u>ως πρὸς τὴν γεωμετρία :</u>

- δομοστατικοί φορείς :
  - γραμμικοί (1-διάσταση)
    ή
    επιφανειακοί (2 διαστάσεις)
  - συνήθως μικρού βαθμού υπερ-στατικότητας
    (⇒ επίλυση μέ σχετικώς απλές — ισοστα τικές — μεθόδους)

- εδαφικές μάζες :
  - εκτείνονται σέ 3 διαστάσεις (άπειρη έκταση)
  - βαθμός υπερστατικότητας ∞^3

$\Downarrow$

επίλυση μέ χρήση θεωριών τού **συνεχούς μέσου**
(θεωρία ελαστικότητας, θεωρία πλαστικότητας)

ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ:

1. Υπολογισμός τής επιβαλλόμενης εντατικής κατάστασης (σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{xz}, τ_{zy}) σέ κάθε εδαφικό στοιχείο
   (θεωρία ελαστικότητας, ...)

2. εκτίμηση τών παραμορφώσεων* [τροπών] (ϵ_x, ϵ_y, ϵ_z, γ_{xy}, γ_{xz}, γ_{zy}) κάθε στοιχείου υπό τήν επίδραση τών σ_x, σ_y, ...
   (μετρήσεις στό εργαστήριο καί επιτόπου, θεωρία ελαστικότητας καί πλαστικότητας...)

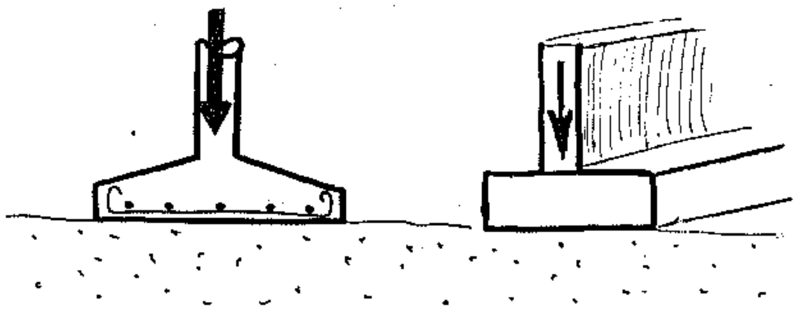
3. συνδυασμός τών ϵ καί σ τών διαφόρων στοιχείων $\Longrightarrow$ συμπεριφορά τής συνολικής εδαφικής μάζας καί τής επ' αυτής κατασκευής.

---

* αν καί τό σωστό είναι <u>αυνηγμένων</u> παραμορφώσεων για λόγους οικονομίας περιοριζόμεαστε στό παραμορφώσεων όταν δέν υπάρχει κίνδυνος σύγχυσης.

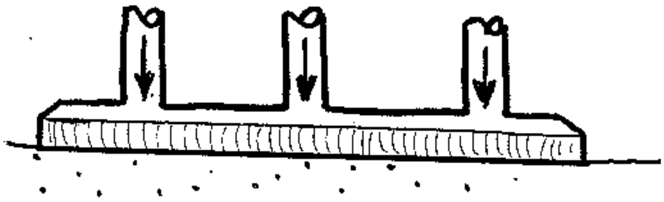
ΤΡΟΠΟΙ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ
(τύποι θεμελιώσεων)

ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΑ ΠΕΔΙΛΑ

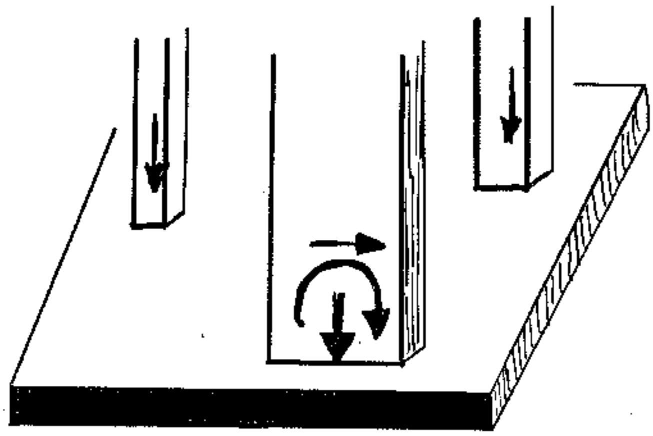


μικρά φορτία ή καλής ποιότητας έδαφος

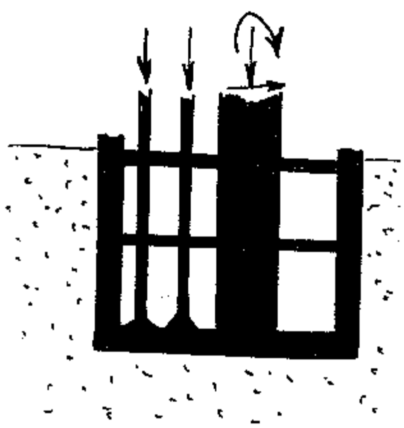
ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ



ΓΕΝΙΚΕΣ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΕΙΣ, ΠΛΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ



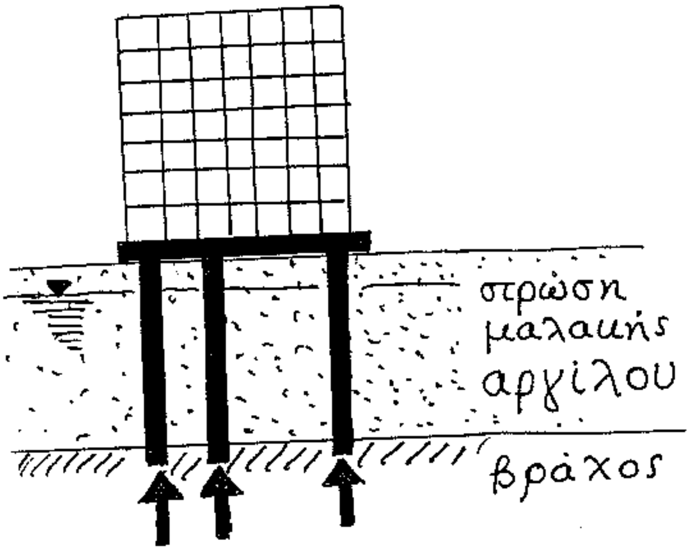
επιφανειακές



εγκιβωτισμένες

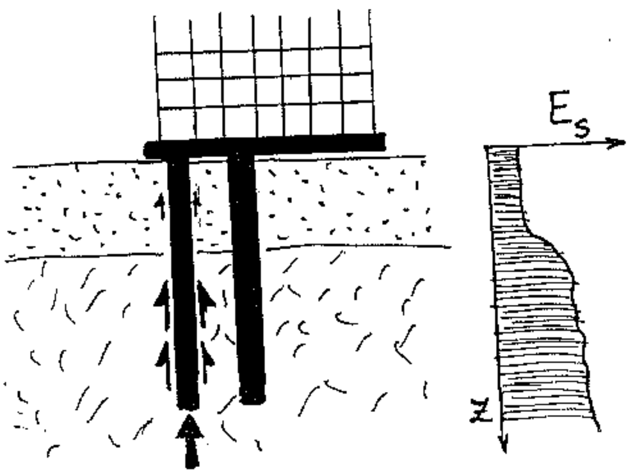
αντιμετώπιση προβληματικού εδάφους ή/και μεγάλων επιφορτίσεων:

1. ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ



πάσσαλοι **αιχμής**

("εδραζόμενοι")

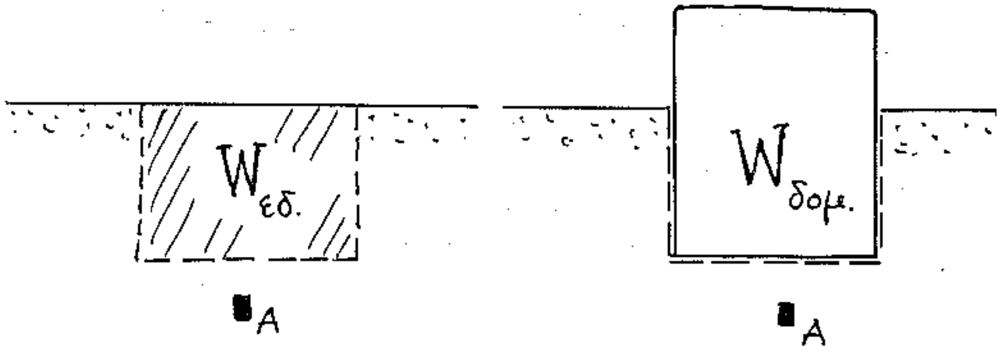


πάσσαλοι **τριβής**

("αιωρούμενοι")

Συνηθέστατη και η ενδιάμεση κατάσταση: πάσσαλοι ενμέρει αιχμής και ενμέρει τριβής.

2. "ΕΠΙΠΛΕΟΥΣΑ" ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ



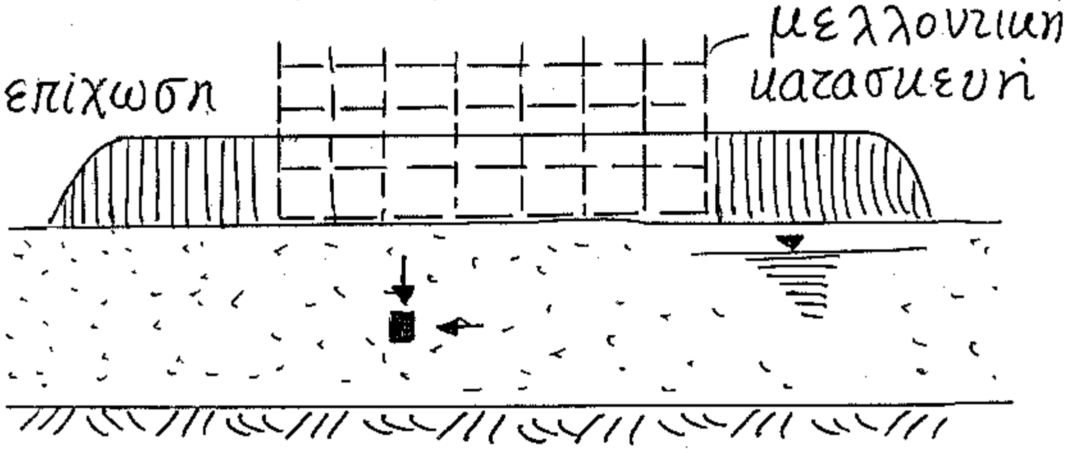
Εάν $W_{εδ.} \approx W_{δομ.}$ ∴ τό τυχόν εδαφικό στοιχείο Α **δέν** θά "αντιληφθεί" τήν διαφορά μεταξύ τών δύο καταστάσεων!

ή

$\Delta\sigma_A$ καί $\Delta\varepsilon_A \approx 0 \Longrightarrow$

ακόμη καί σέ προβληματικά εδάφη: ουδέν πρόβλημα καθίζησης ή θραύσης!

3. ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ, π.χ. ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ



τὰ φορτία τῆς επίχωσης επιβάλλουν τάσεις οι οποίες συμπιέζουν ("συμπυκνώνουν") τό εδαφος
⟹ μειώνουν τὰ κενά τῶν πόρων

Αποφόρτιση: μικρή μόνον ελαστική "ανάκαμψη" ⟹

Επαναφόρτιση (κατασκευή): δρά σέ βελτιωμένο ἔδαφος ∴
ΜΙΚΡΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ, ΟΧΙ ΘΡΑΥΣΗ

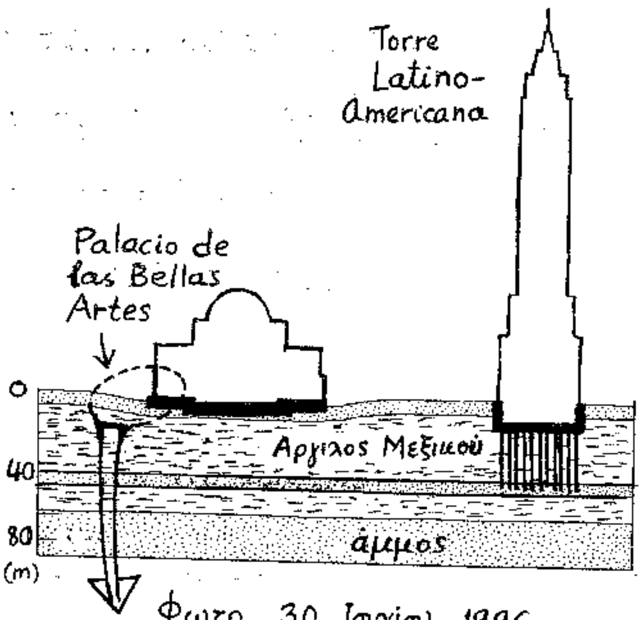
4. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΜΕΘΟΔΩΝ

π.χ. "ΕΠΙΠΛΕΟΥΣΑ" ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ + ΠΑΣΣΑΛΟΙ (ΑΙΧΜΗΣ+ΤΡΙΒΗΣ)

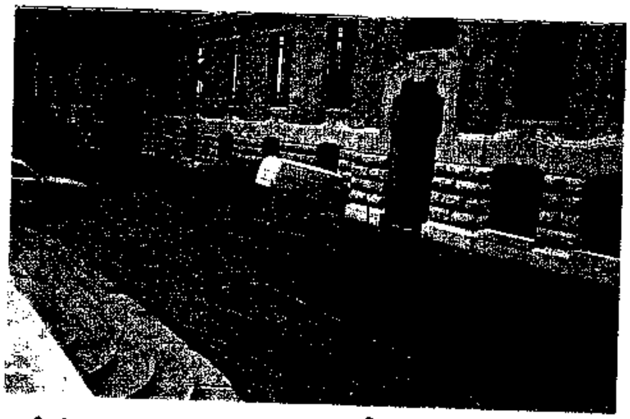
Κλασσικό παράδειγμα το 50όροφο κτίριο Torre Latino-americana στό Μεξικό, θεμελιωμένο στην πιό μαλακή άργιλο τού κόσμου (ποσοστό φυσικής υγρασίας $w \approx 300\% - 500\%$, σέ βάθος $\leq 40\,m$!)

[Βλ. Περισσότερες λεπτομέρειες: Γκαζέτας (1995) Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής]

Η "επιπλέουσα" θεμελίωση μειώνει τα επιβαλλόμενα πρόσθετα φορτία, οι δέ πάσσαλοι αποφεύγουν τό άνω στρώμα μαλακής αργίλου και εδράζονται σέ ενδιάμεσο λεπτό στρώμα άμμου. (Υπολογίσθηκε [επιτυχώς] ώστε η καθίζηση τών πασσάλων, και άρα του κτιρίου, να ισούται περίπου με την καθίζηση τού περιβάλλοντος εδάφους λόγω αντλήσεων: $\approx 0.30\,m$)



Φωτο. 30 Ιουνιου 1996

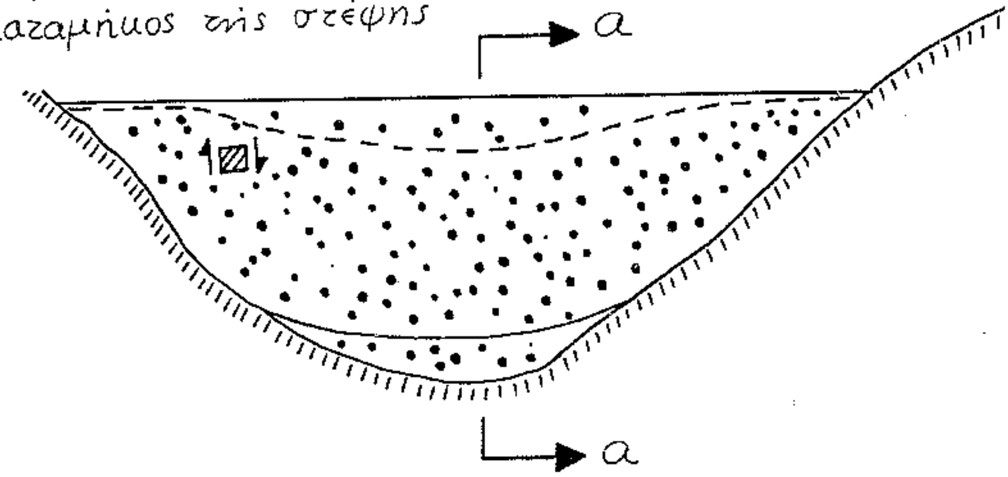


Αντίθετα, το ιστορικό (1900) Παλάτι των Τεχνών, η γενική κοιτόστρωση τού οποίου μεταφέρει πίεση $p \approx 120\,kPa$, έχει υποστεί συνολική καθίζηση $\approx 3\,m$ και διαφορική (ως πρός το περιβάλλον έδαφος) $\approx 2\,m$.

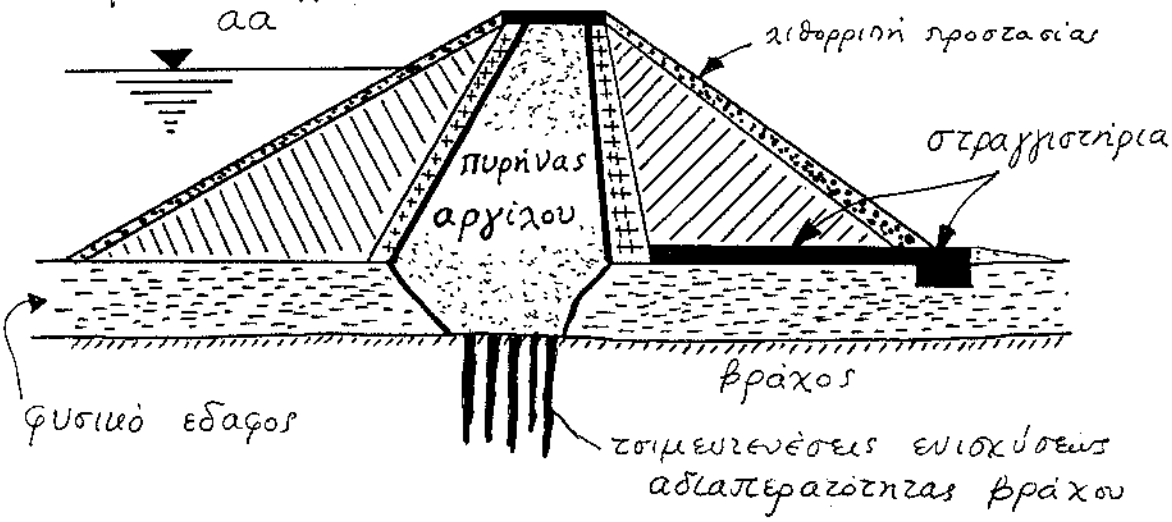
[Παρατηρείστε στην φωτογραφία την κλίση των δύο παρκαρισμένων αυτοκινήτων, και σημειώστε ότι τα σκαλιά **καθόδου** αντικατέστησαν τα σκαλιά **ανόδου** που είχαν αρχικά κατασκευασθεί.]

ΤΟ ΧΩΜΑΤΙΝΟ ή ΛΙΘΟΡΡΙΠΤΟ ΦΡΑΓΜΑ

τομή
κατά μήκος της στέψης



Τομή κατά πλάτος
αα



//// «κέλυφος» φράγματος ⟶ προσδίδει αντοχή κ.
ευστάθεια

αργιλικός πυρήνας ⟶ προσφέρει την
αδιαπερατότητα

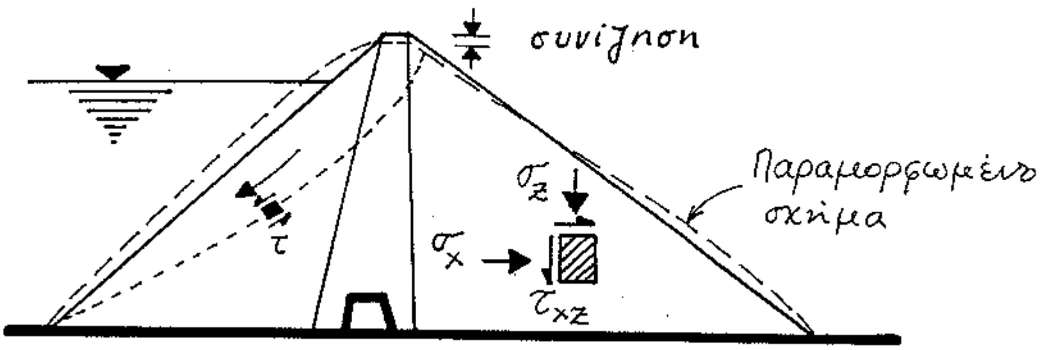
+++ (προστατευτικά) «φίλτρα» ⟶ αποφυγή
υδραυλικής υποσκαφής
και διασωλήνωσης

Πολλαπλά τα προβλήματα σχεδιασμού:

μηχανικής και **υδραυλικής**
φύσεως

Ιδού μερικά παραδείγματα:

(a) ΤΑΣΕΙΣ και ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ
λόγω ιδίου βάρους + H_2O πιέσεων

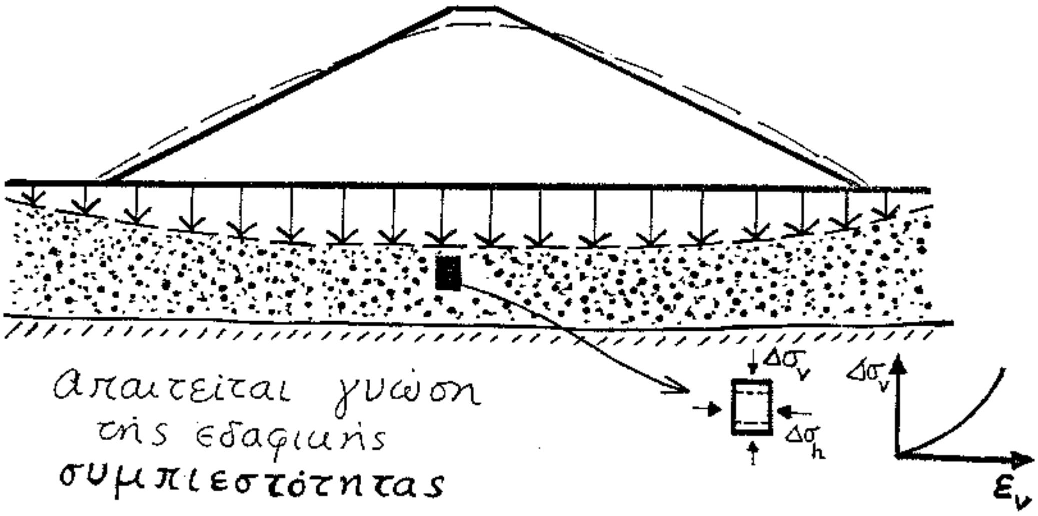


ΠΙΘΑΝΑ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ

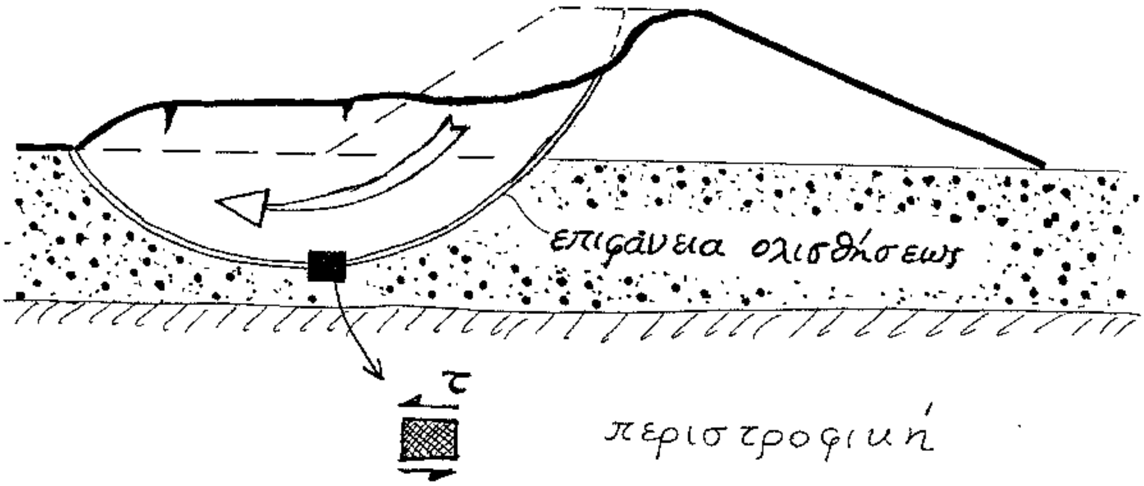
1. Υπερβολική συνίζηση
2. Ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων
3. Διαφορικές μετατοπίσεις, ασυμβατότης παραμορφώσεων γειτνιαζόντων υλικών
4. Ολίσθηση πρανών ⟶ αστοχία

(1, 2, 3) ⟶ ρηγμάτωση...

(β) ΚΑΘΙΖΗΣΗ ή και ΘΡΑΥΣΗ του φυσικού ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ



απαιτείται γνώση
της εδαφικής
συμπιεστότητας



περιστροφική

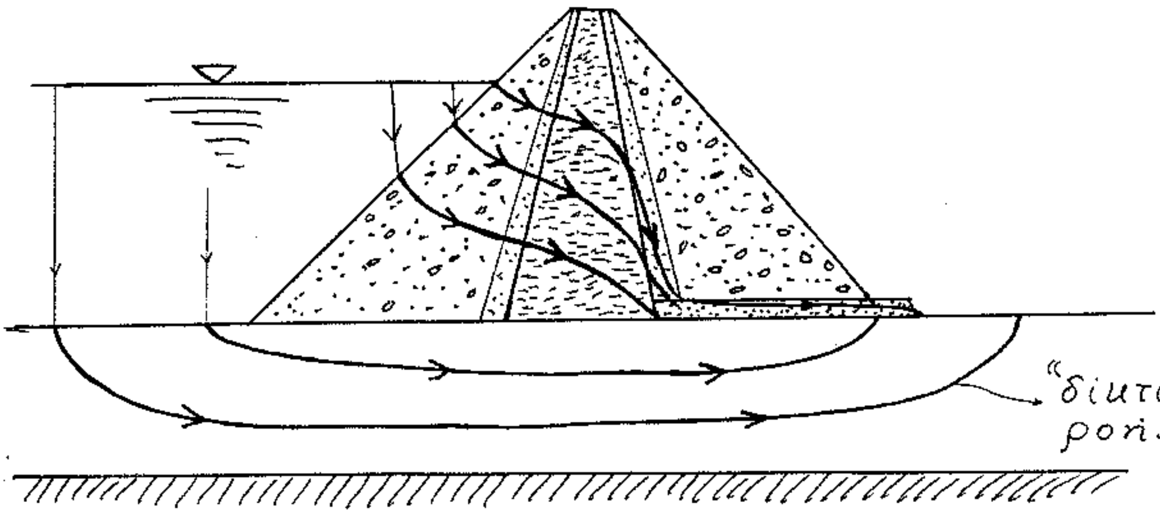
αστοχία:

$\tau > S$ (διατμητική αντοχή)

κατά μήκος επιφάνειας ολισθήσεως

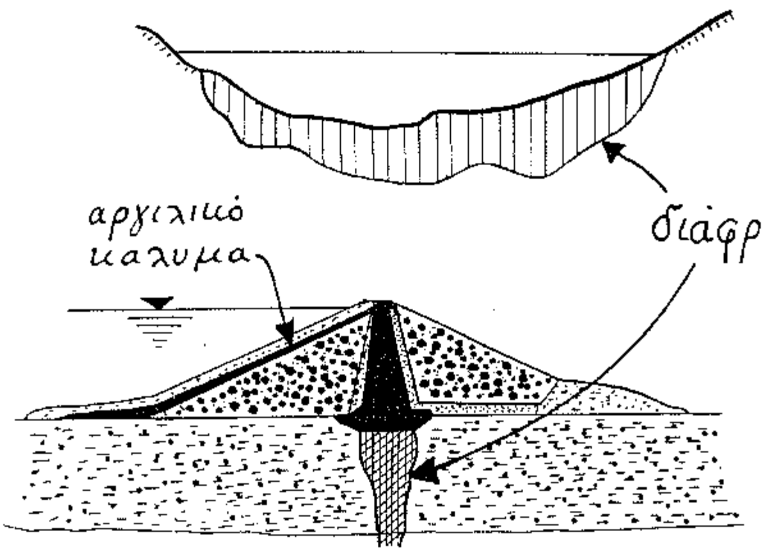
(γ) ΔΙΑΡΡΟΗ ΥΔΑΤΟΣ

- διαμέσου τοῦ φράγματος
- διά τοῦ υπεδάφους



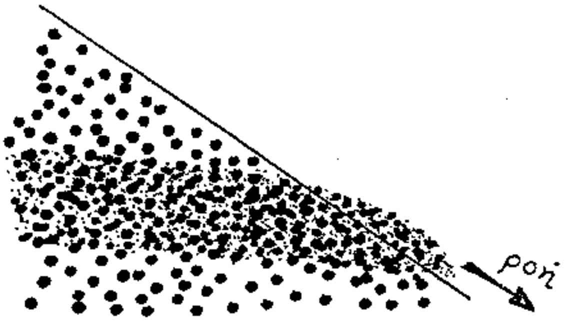
Η παροχή Q (m^3/s) τοῦ διαρρέοντος ὕδατος πρέπει να είναι συμβιβαστή με τόν σκοπό τοῦ φράγματος... Αλλιώς: (πρόσθετα) μέτρα αντιμετωπίσεως μεγάλων διαρροών. Παραδείγματα:

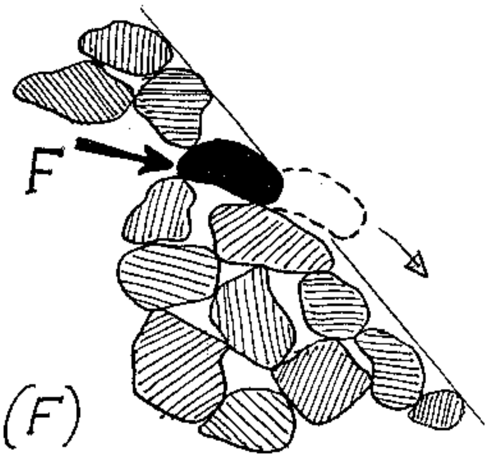
- «αδιαπέρατα» **διαφράγματα** — επέκταση αργιλικού πυρήνα ώς τόν βράχο, τσιμεντενέσεις, κλπ.
- αργιλικά «**καλύματα**». και πολλά άλλα...



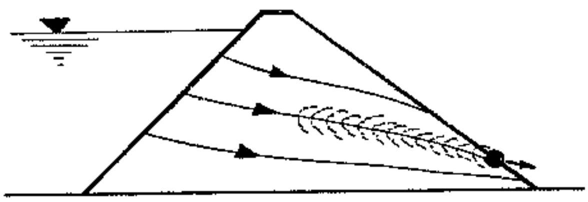
(δ) ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΥΠΟΣΚΑΦΗ

Η πιο συνηθισμένη αιτία καταστροφικής αστοχίας





η δύναμη "διηθήσεως" (F) επί μεμονωμένων (δηλ. μή εγκιβωτισμένων) κόκκων δέν εξισορροπείται → μετατόπιση.



προοδευτική "διασωλήνωση" (δημιουργία [ασταθούς] σήραγγας)

πρόβλημα στα σημεία εκροής...

ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ:

- στραγγιστήρια
- φρεάτια εκτονώσεως

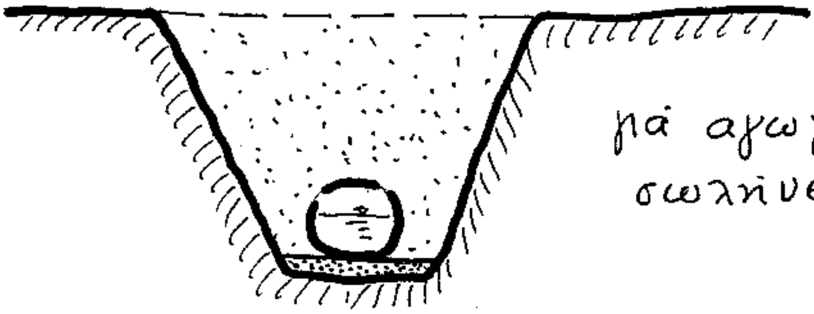
} μειώνουν τήν υδραυλική κλίση εκροής, αυξάνουν τήν αντίσταση στην διήθηση...

- διαφράγματα
- αργιλικά καλύμματα

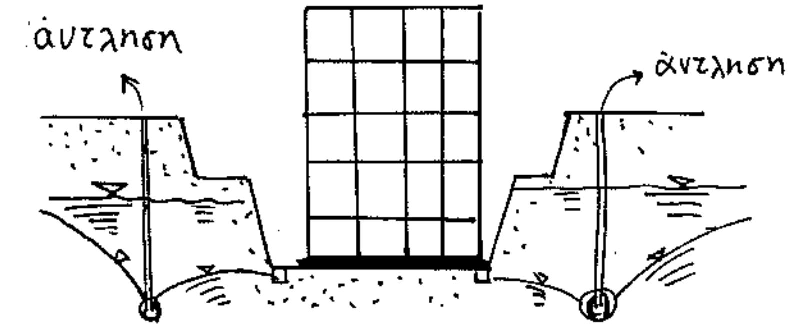
} μειώνουν τήν υδραυλική κλίση.

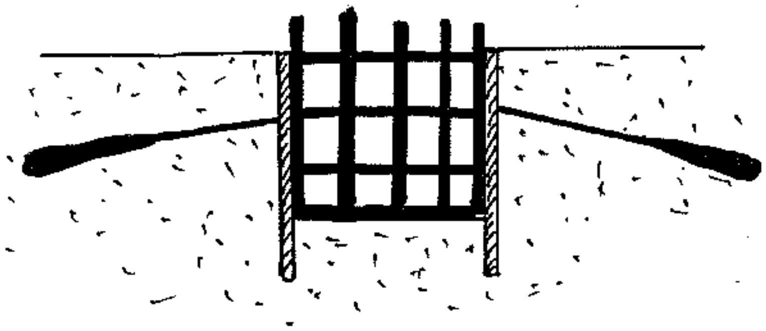
ΕΚΣΚΑΦΗ + ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ

Παραδείγματα

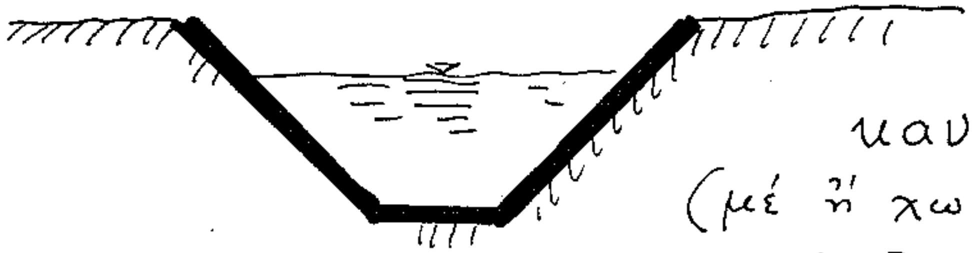


γιά αγωγούς,
σωλήνες κλπ.



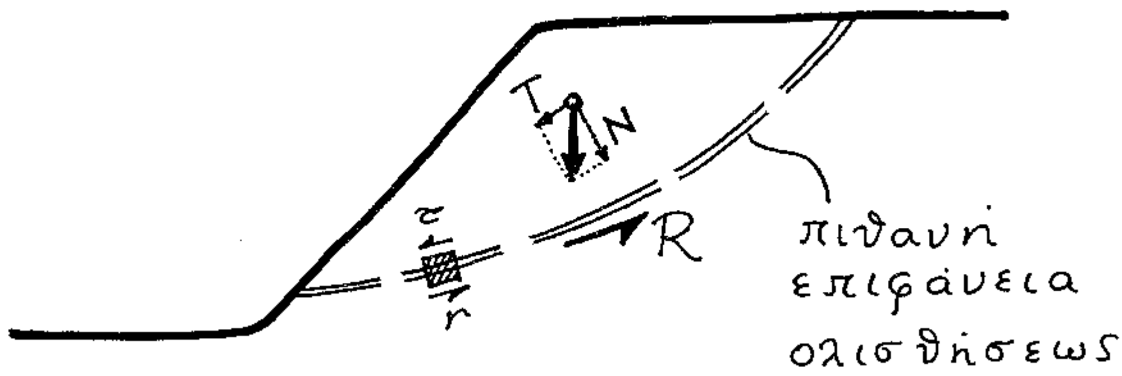


κτιριακές
κατασκευές
(μέ καί χωρίς
άντληση,
μέ καί χωρίς
προσωρινή
αντιστήριξη)



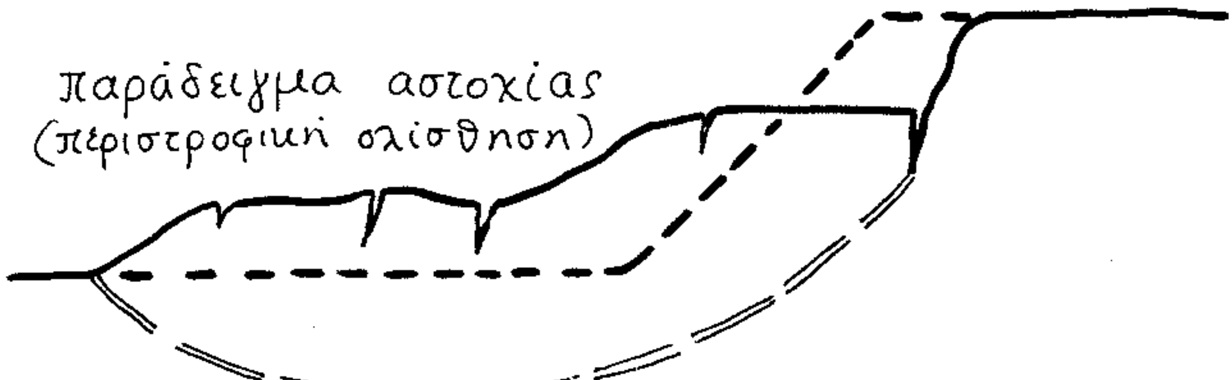
κανάλια
(μέ ή χωρίς
επένδυση;)

ΠΡΟΒΛΗΜΑ: ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΟΥΣ



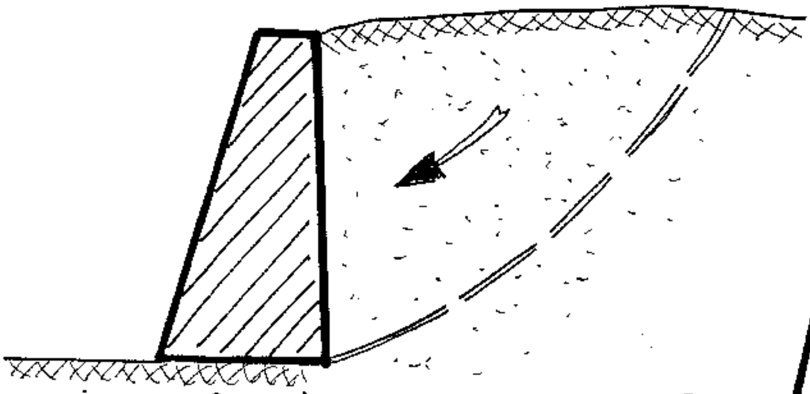
κινούσα δύναμη T
(συνισταμένη τών τ)
αντίσταση εδάφους R (συνισταμένη των r)

ΟΛΙΣΘΗΣΗ: εάν **T ⩾ R**

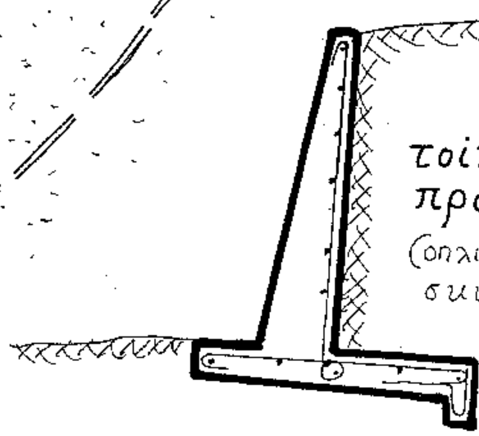


απαιτείται γνώση της ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ τού (κάθε) εδαφικού στοιχείου

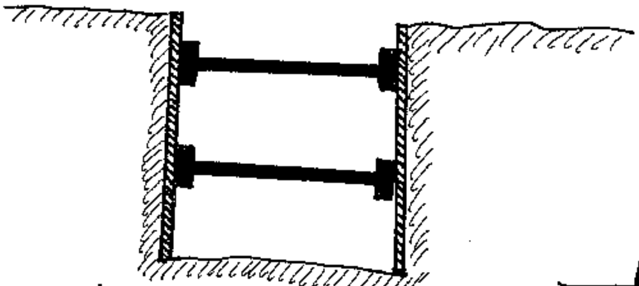
Παραδείγματα
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΝ



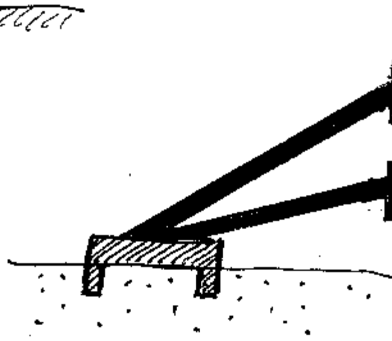
τοίχος βαρύτητας



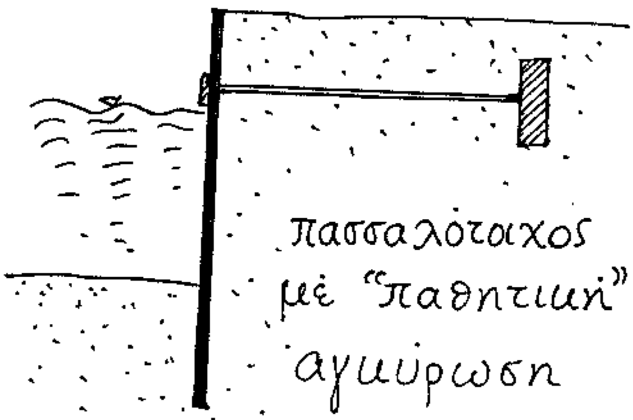
τοίχος πρόβολος
(οπλισμένο σκυρόδεμα)



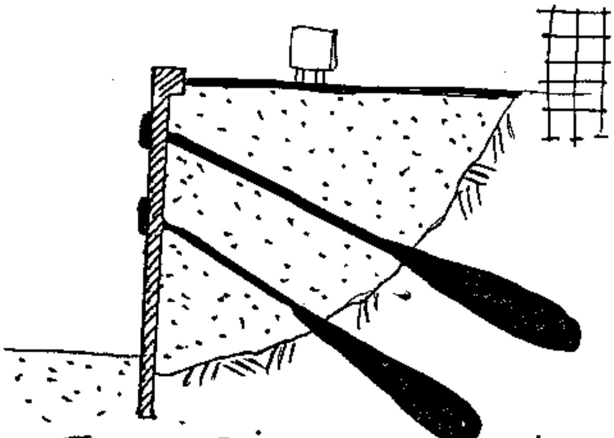
μὲ αντηρίδες



μὲ λοξὲς αντηρίδες



πασσαλότοιχος μὲ "παθητική" αγκύρωση



πασσαλότοιχος μὲ προεντεινόμενες ("ενεργητικὲς") αγκυρώσεις

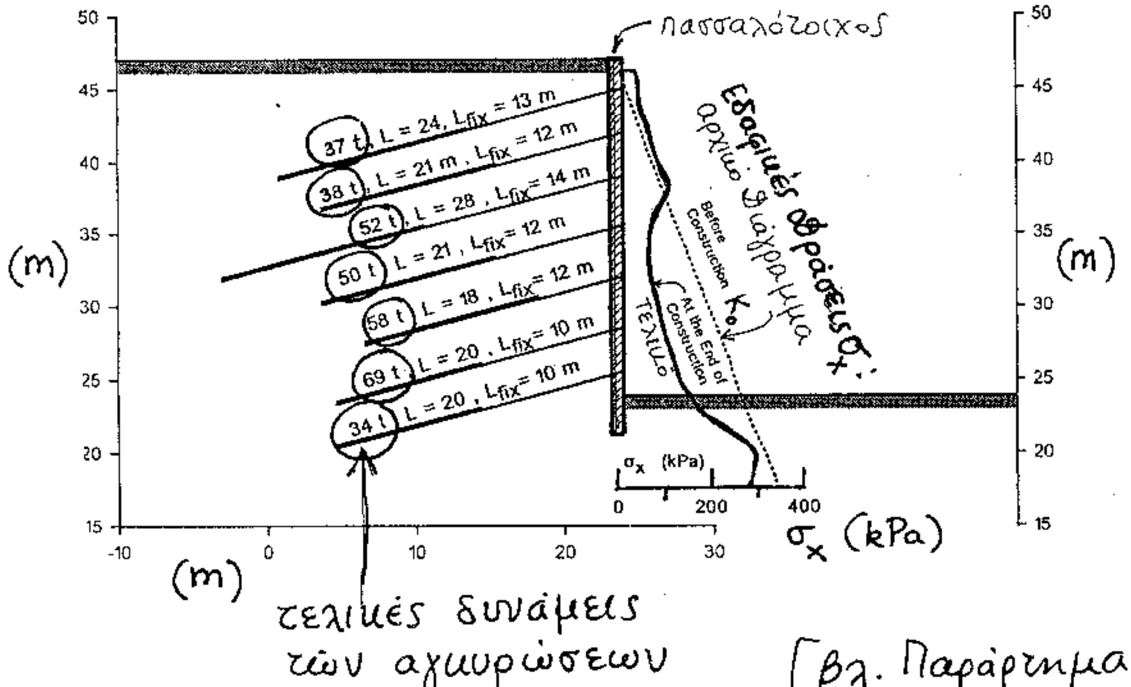
ΚΥΡΙΑ ΕΡΩΤΗΜΑΤΑ:

- τι πιέσεις δέχεται ο τοίχος;
  (K_o , K_a , K_p ;)
- εξασφαλίζεται έναντι αστοχίας;
- εξασφαλίζεται έναντι καθιζήσεων; ...

Παράδειγμα:

ΜΕΤΡΟ ΑΘΗΝΩΝ: ΣΤΑΘΜΟΣ ΚΕΡΑΜΕΙΚΟΥ

αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης



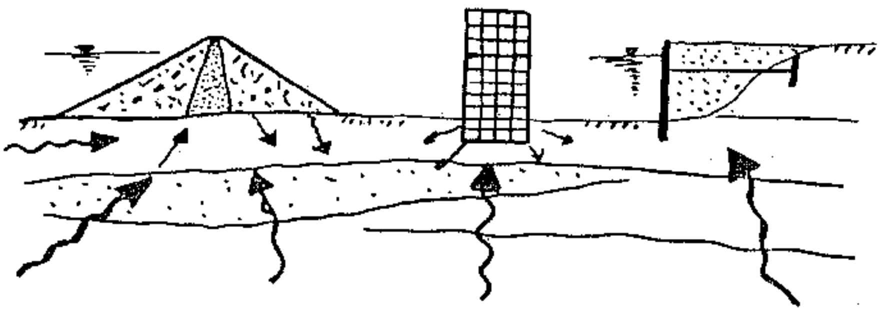
[βλ. Παράρτημα για λεπτομέρειες]

ΕΔΑΦΟΔΥΝΑΜΙΚΗ*

μερικά χαρακτηριστικά

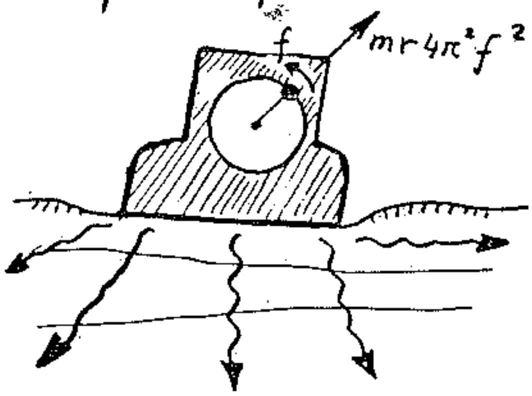
προβλήματα – εφαρμογές

- τό σεισμικό πρόβλημα:

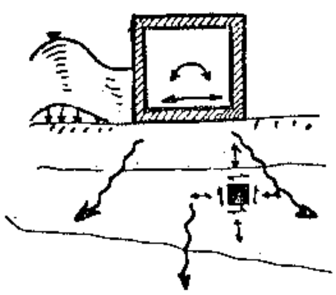


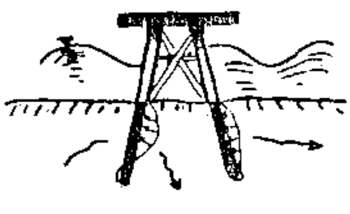
- απευθείας φόρτιση ανωδομής:

θεμελίωση μηχανών



θαλάσσιων κατασκευών





- πλήθος άλλων εφαρμογών μικρότερης (γενικώς) σημασίας

* Βλ. Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής 9ου Εξαμήνου

ΑΝΑΓΚΗ ΕΠΙΤΟΠΟΥ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ-ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΩΝ

κατά την διάρκεια τής εκτέλεσης, καί μετά την κατασκευή ενός έργου.

Πολλές και μεγάλες αβεβαιότητες :

→ ως πρός τήν σύσταση του υπεδάφους καί την μηχανική συμπεριφορά των εδαφικών υλικών

→ ως πρός την φόρτιση

→ ως πρός τίς μεθόδους αναλύσεως καί σχεδιασμού

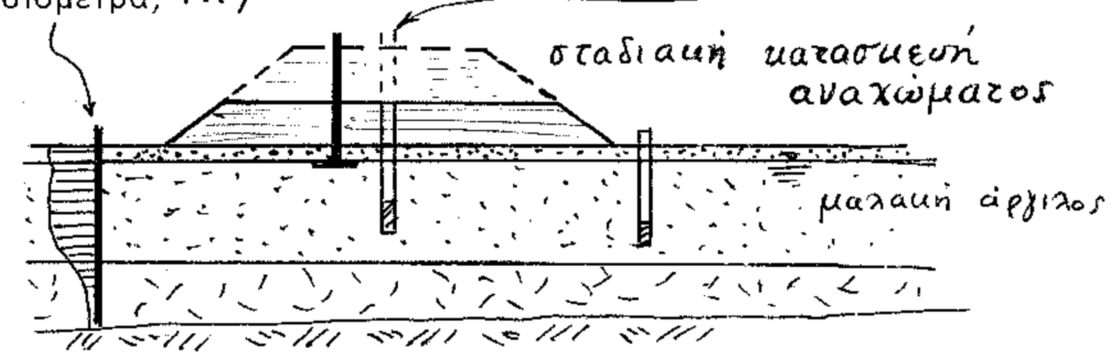
Γιά ποιόν σκοπό ;

Παρατηρήσεις που "κατευθύνουν" τον τρόπο εκτέλεσης, ακόμη δε και το είδος της κατασκευής

(π.χ. οι αναγκαίες αποστραγγίσεις του φυσικού υπεδάφους ενός φράγματος, μόνον σε γενικές γραμμές αποφασίζονται *πρίν* αρχίσουν οι απαραίτητες εκσκαφές γιά την κατασκευή του . . .)

ή

Ο χρόνος και ο ρυθμός προφόρτισης αποφασίζεται τελικώς με βάση τα αποτελέσματα επιτόπου μετρήσεων (με πιεζόμετρα, κλισιόμετρα, . . .)



-- Παρατηρήσεις τής πραγματικής

συμπεριφοράς του γεωτεχνικού

εργου, μετά τήν κατασκευή του.

Γιά νά :
- ελεγχθούν θεωρίες
- αποκτηθεί εμπειρία

ακόμα καί γιά κάποια τεκμηρίωση

(χρήσιμη γιά νομικούς λόγους ...)

Τί μετράμε συνήθως;

-- Καθιζήσεις

-- Οριζόντιες μετακινήσεις

-- Παραμορφώσεις ευκάμπτων
στοιχείων (σωλήνων, σηράγγων, κλπ)

-- Πιέσεις σε σημεία επαφής
εδάφους-κατασκευής

-- Ολικές τάσεις

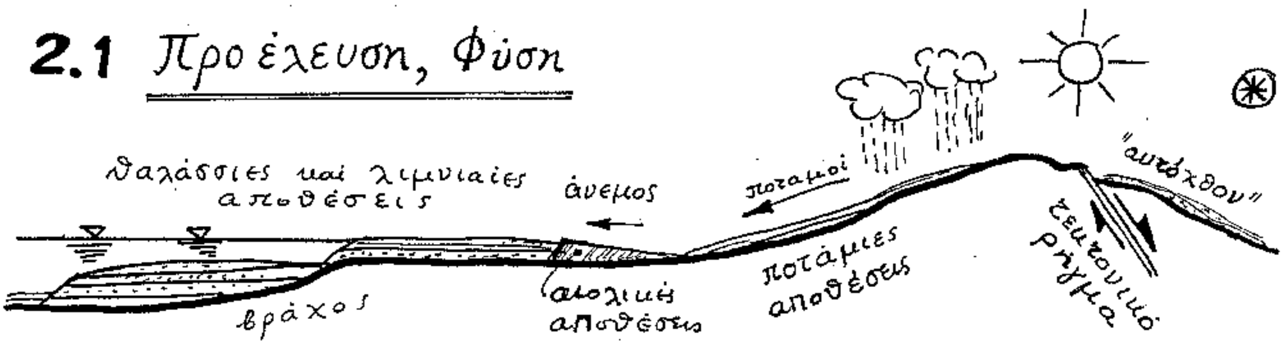
-- πιέσεις ύδατος πόρων και
"φορτίων" σε στοιχεία θεμελιώσεως

2.

ΦΥΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

2. Η ΦΥΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

2.1 Προέλευση, Φύση



<u>Εδαφικό υλικό</u>: υλικό στην επιφάνεια της γης, αποτελούμενο από στερεούς + διακριτούς κόκκους, ασύνδετους ή ελαφρά συνδεδεμένους· τα μεταξύ τους κενά περιέχουν αέρα ή νερό ή και τα δύο.

<u>Προέλευση</u>: αποσάθρωση "μητρικού" βράχου:

(α) μηχανική — δράση ύδατος, ανέμου, παγετώνων, διαδοχικών φάσεων τήξης+πήξης του ύδατος ρωγμών, ...

(β) χημική — δράση οξέων ύδατος, οξυγόνου, CO_2, ...

Τα προϊόντα της αποσάθρωσης: είτε **μεταφέρονται** από: (i) ποταμούς (ποτάμιες, λιμνιαίες, θαλάσσιες αποθέσεις), (ii) άνεμο (αιολικές αποθέσεις — θίνες), (iii) παγετώνες (παγετογενή εδάφη)· είτε **παραμένουν** στην αρχική τοποθεσία ("αυτόχθονα" εδάφη, "απομεινάρια").

Η ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ μελετά την μηχανική συμπεριφορά: • εδαφικών "υλικών" • εδαφικών "μαζών" • συστημάτων εδάφους-κατασκευής.

(*) Σχήμα εμπνευσμένο από αντίστοιχο του Atkinson (1993)

(α) <u>Μηχανική Αποσάθρωση</u>: Προκύπτουν στερεοί **κόκκοι** της ίδιας σύστασης με το μητρικό πέτρωμα. Έχουν: μήκος, πλάτος, βάθος της ίδιας τάξεως μεγέθους

Διάκριση ως πρός τις διαστάσεις:

	άμμος —	**χάλικες** —	**κροκάλες**
"d" ≃	0.075 mm έως 4.75 mm	4.75 mm έως 75 mm	> 75 mm

ποικιλία σχημάτων: από στρογγυλευμένο → έως → γωνιώδες

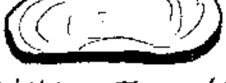
Διάκριση ως πρός την διάταξη των κόκκων ("δομή"):

χαλαρή: 

πυκνή: 

Θεμελιώδες κοινό χαρακτηριστικό: **άμεση απλή επαφή κόκκου μὲ κόκκο** — χωρίς δεσμούς ή "συνοχή". εξού και οι όροι "**κοκκώδη**" **υλικά**, ή "**μή-συνεκτικά**" **υλικά**, ή και "αμμώδη" υλικά.

(β) <u>Χημική Αποσάθρωση</u>: προκύπτουν σωμάτια κολλοειδών διαστάσεων (< 0.002 mm): **άργιλοι**

- **διαφορετικής συστάσεως** από μητρικό πέτρωμα
- "**πλακοειδούς**" **μορφής** . Δηλαδή, η μια διάσταση ≈ 0 σέ σύγκριση μέ τις άλλες δύο (εξού και ο ελληνικός όρος: πλακίδια αργίλου, κι όχι σωμάτια — αποφυγή ανεπιθύμητων συνειρμών με την πυρηνική φυσική)
- με **ηλεκτρικά-φορτισμένες** επιφάνειες

απόρροια της πλακοειδούς μορφής:

μεγάλη «**ειδική** επιφάνεια» (ΕΕ),

όπου $EE = \dfrac{\text{συνολική επιφάνεια } (m^2)}{\text{μάζα } (gr)}$

Παράδειγμα: τρία είδη αργιλικών ορυκτών:

μοντμοριλλονίτης, ιλλίτης, καολινίτης

(τα συνηθέστερα)

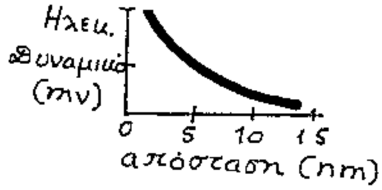
ΟΝΟΜΑΣΙΑ	"ΟΨΗ"	ΣΥΝΗΘΕΣ ΠΑΧΟΣ (nm)	ΣΥΝΗΘΗΣ ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ (nm)	ΕΕ (m^2/gr)
μοντμοριλλονίτης		1	100	800
ιλλίτης		30	500	80
καολινίτης		100	1000	15

Ως μέτρο συγκρίσεως, η **ΕΕ** είναι **ελαχίστη** σε κοκκώδες υλικό **σφαιρικού** σχήματος: $EE = A_s/\rho V_s = 4\pi r^2/(\rho \frac{4}{3}\pi r^3) = \frac{3}{\rho r}$
όπου ρ = πυκνότης κόκκου $\approx 2.6\ Mgr/m^3$. Άμμος με $r = 2mm$ ➡ $EE \approx 6\times10^{-4}$

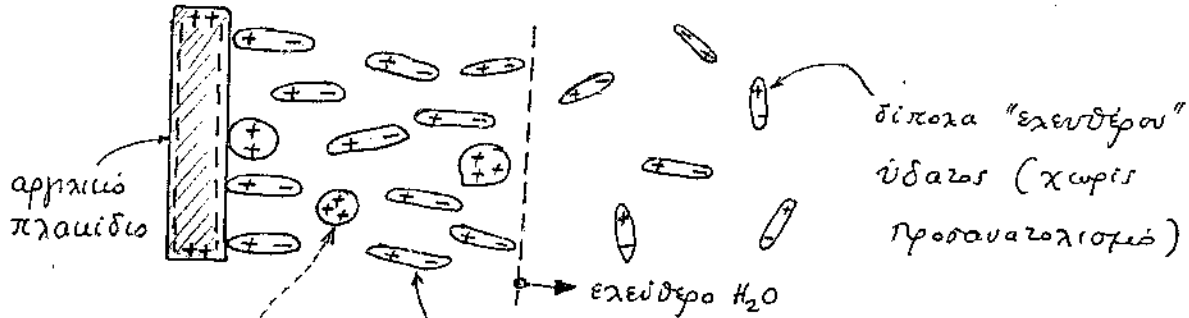
Έτσι, ενώ στα κοκκώδη κυριαρχούν οι δυνάμεις βαρύτητας, στα αργιλικά οι ιδιότητες "ελέγχονται" απ' τα επιφανειακά ηλεκτρικά φορτία (−).

Τα αρνητικά ηλεκτρικά φορτία των επιφανειών των πλακιδίων εξισορροπούνται με την προσρόφηση κατιόντων (απ' το άμεσο περιβάλλον τους). Ως εξής:

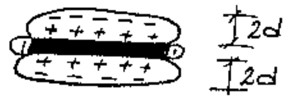
- Ηλεκτροστατικό πεδίο αρνητικών φορτίων επιφανείας:
  (φθίνει ταχύτατα με την απόσταση απ' την επιφάνεια) →



- Διπολικά μόρια ύδατος που περιβάλλουν το πλακίδιο, και ό,τι άλλα συνυπάρχοντα κατιόντα (+), ελκόμενα → "προσκολλούνται"

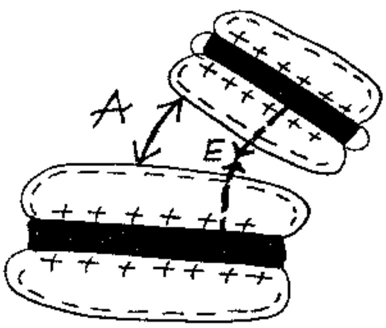


ουσιαστικά, **ένα** σώμα μέ τό πλακίδιο (σ' απόσταση $2d \sim 1nm$) →



Συνολικό προσκολλημένο H_2O : λέγεται
ΔΙΠΛΟ ΣΤΡΩΜΑ

Τό πάχος **2d** τού "διπλού στρώματος" καθορίζει τήν μηχανική συμπεριφορά τής αργίλου. Διότι απ' αυτό εξαρτώνται οι δυνάμεις μεταξύ γειτονικών πλακιδίων. Ως εξής:



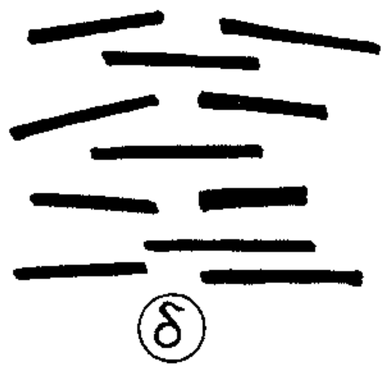
Δύο τύποι δράσεων:

- Ηλεκτρική απώθηση (Α)
  (− με −, κατά Coulomb)
- Μοριακή έλξη (Ε)
  τύπου Van der Waals.

Η **Ε** φθίνει ταχύτερα μέ τήν απόσταση απ' ό,τι η **Α**.

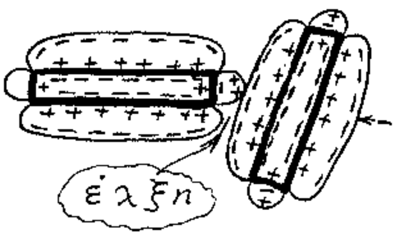
Επομένως, όσο πλησιέστερα μπορεί να βρεθούν τα αργιλικά πλακίδια τό ένα στο άλλο, τόσο μεγαλύτερη η πιθανότητα να υπερισχύσουν οι **E** τών **A**. Καί αντιστρόφως. Η **δομή** ενός αργιλικού εδαφικού υλικού εξαρτάται απ' τό εάν υπερνικούν οι ελκτικές (E) ή οι απωθητικές (A) δυνάμεις. Ακραία παραδείγματα:

Όπου $A > E$: **"διατεταγμένη"** δομή



Όπου $A < E$: **"θρομβοειδής"** δομή

Στην δεύτερη περίπτωση (ϑ) λαμβάνουν χώραν **ηλεκτρικές έλξεις** (+ με −):



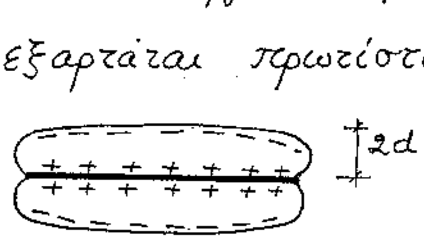
οι οποίες φέρνουν σε "επαφή" (μέσω του διπλού στρώματος) τα αργιλικά πλακίδια

Αναμενόμενη μηχανική συμπεριφορά: $\varphi_\vartheta \gg \varphi_\delta$

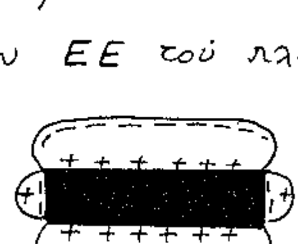
όπου φ = γωνία (παράμετρος) διατμητικής αντοχής (βλ. Κεφ. 3.4).

Αλλά: συντελεστής διαπερατότητας: $k_\vartheta > k_\delta$.

Θεωρία Stern-Gouy: υπό "συνήθεις" συνθήκες (φυσικό ύδωρ, κλπ) το πάχος τού "διπλού στρώματος" είναι σταθερό ≈ **30 Å** γιά όλα τα αργιλικά ορυκτά. Η "επικράτηση" λοιπόν τών A ή E εξαρτάται πρωτίστως απ' την ΕΕ τού πλακιδίου:



μοντμοριλλονίτης $A > E$



ιλλίτης $A < E$ (συνήθως)

[Να εξηγηθεί]

Μείωση τοῦ πάχους 2d τοῦ "διπλοῦ στρώματος":

- Συνεπάγεται ενίσχυση τῶν E εισβάρος των A, ἄρα και "ισχυρότερη" δομή της αργίλου.
- Λαμβάνει χώραν όταν:
  - αυξάνει η συγκέντρωση αλάτων (π.χ. NaCl) ="θάλασσα"
  - μειώνεται η θερμοκρασία
  - αυξάνει το σθένος των διαθέσιμων κατιόντων.

Οι ανωτέρω γνώσεις βοηθοῦν στὴν κατανόηση τῶν παραγόντων που επηρεάζουν τὴν μηχανική+υδραυλική συμπεριφορά ενός αργιλικού εδαφικοῦ υλικού. Η <u>άμεση</u> όμως χρησιμοποίησή τους στὴν πράξη προσκρούει σε πολλά εμπόδια. Γι' αυτό έχει επινοηθεί απλούστερη "τεχνική" περιγραφή (όρια Atterberg, ποσοστό υγρασίας, κλπ.) της φυσικο-χημικής κατάστασης. Βλέπε σελίδες 41–52 ετούτου τοῦ κεφαλαίου.

2.2 Γεωμετρικοί Συσχετισμοί των Τριών Φάσεων

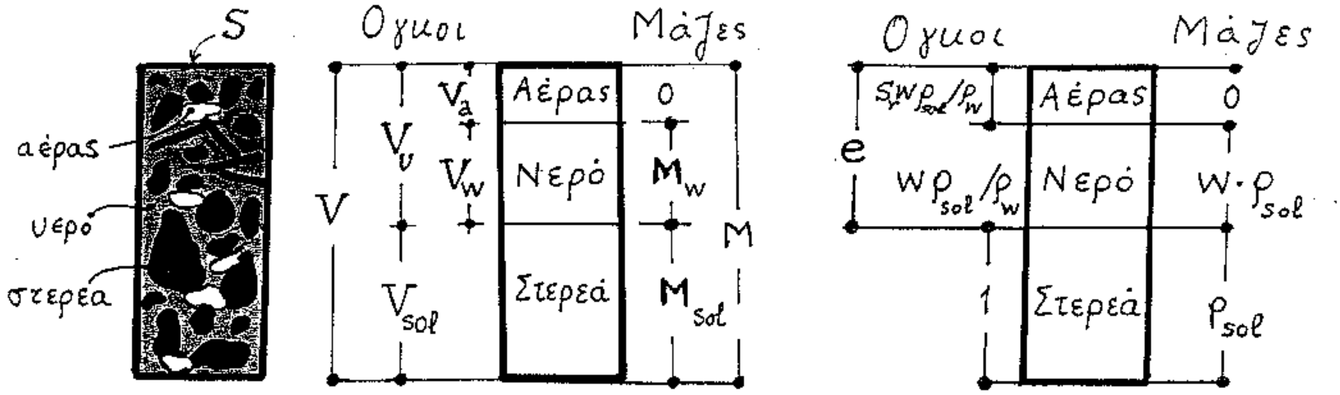
Όλα τα εδαφικά υλικά αποτελοῦνται εν γένει από τρεις συστατικές φάσεις:

- τὴν **στερεά** φάση (κόκκοι μή-συνεκτικού υλικού, πλακίδια αργιλικού υλικού)

  τά κενά της οποίας λέγονται **πόροι** και περιέχουν

- αέρα, ή νερό, ή καί τα δύο.

Απόλυτα (Μεγέθη) Σχετικά



πραγματικό στοιχείο (επιφάνεια $S=1$)

Ιδεατός Διαχωρισμός τών Φάσεων

Τά σχετικά μεγέθη όγκου + μάζας προκύπτουν απ' τούς εξής ορισμούς:

- Λόγος κενών: $e = \dfrac{V_v}{V_{sol}}$ (ή δείκτης πόρων)

  τυπικές τιμές:
  άμμοι 0.30 – 0.80
  άργιλοι 0.60 – 1.60
  ακραία περίπτωση: Άργιλος της Πόλης του Μεξικού $e \approx 3-6$!

- Βαθμός κορεσμού $S_r = \dfrac{V_w}{V_v}$

  Προφανώς $0 \leq S_r \leq 1$ (ξερό) (κορεσμένο)

- Ποσοστό (φυσικής) υγρασίας $w = \dfrac{M_w}{M_{sol}}$

- (Συνολική) πυκνότητα εδαφικού στοιχείου (εδαφικού υλικού) $\rho = \dfrac{M}{V} = \dfrac{M_{sol} + M_w}{V_{sol} + V_w + V_a}$

  Ειδικό ή μοναδιαίο βάρος εδαφικού στοιχείου

  $\gamma = \rho g$ [ο πεπαλαιωμένος όρος "φαινόμενο βάρος" που συχνά χρησιμοποιείται αντί του ορθού, ειδικόν βάρος, είναι διπλά ατυχής, όπως εξηγείται στό γλωσσικό παράρτημα]

- Πυκνότητα στερεάς φάσης (κόκκων + πλακιδίων)

  $\rho_{sol} = M_{sol} / V_{sol}$ Συνήθης τιμή $\rho_{sol} \approx 2.7$ Mg/m³

  [Σύγκρινε μέ σκυρόδεμα: $\rho_c \approx 2.4$]

- πυκνότητα υγρού $\rho_w = M_w / V_w \approx 1$ Mg/m³.

[sol ≡ solid = στερεός]

Διακύμανση πυκνότητας: $\rho_{\sigma\tau\epsilon\gamma\nu\acute{o}} \leq \rho \leq \rho_{\kappa o\rho\epsilon\sigma\mu.}$

$\rho_{\sigma\tau\epsilon\gamma\nu\acute{o}} = M_{sol}/V$

$\rho_{\kappa o\rho\epsilon\sigma\mu.} = \dfrac{M_{sol} + M_w + \rho_w V_a}{V}$

Όταν υπάρχει (υδροστατική) άνωση: **ενεργός** πυκνότητα
$\bar{\rho} = \rho - \rho_w$ ("Αρχιμήδης")

Ενδεικτικές τιμές πυκνότητας εδαφικών υλικών

άμμος, χάλικες $\rho_{\kappa o\rho\epsilon\sigma\mu.} \approx 1.8 - 2.3$

άργιλοι $\rho_{\kappa o\rho\epsilon\sigma\mu.} \approx 1.6 - 2.3$ (Mg/m^3)

οργανικές άργιλοι $\rho_{\kappa o\rho\epsilon\sigma\mu.} \approx 1.1 - 1.6$

Αριθμητική Εφαρμογή

Δίδονται: $\rho = 1.76\ Mg/m^3$ και $w = 10\%$. Ζητούνται:

Ζητούνται: S_r, e, $\rho_{\sigma\tau\epsilon\gamma\nu o}$, $\rho_{\kappa o\rho\epsilon\sigma\mu.}$ (γνωστό: $\rho_{sol.} = 2.7$)

Σχήμα σελίδας 39, θεωρώντας (χωρίς περιορισμό της γενικότητας) $V=1$

$w = M_w / M_{sol} = 0.10$, $V\rho = M_{sol} + M_w = 1.76 \Longrightarrow$

$M_w = 0.16$ και $M_{sol} = 1.60 \Longrightarrow V_w = 0.16/1 = 0.16$ και

$V_{sol} = 1.60/2.7 \approx 0.59 \Longrightarrow V_a = V - V_w - V_{sol} \approx 1 - 0.16 - 0.59$
$\approx 0.25\ m^3$

Τελικώς: $e = V_v / V_{sol} = (0.16 + 0.25)/0.59 \approx 0.69$

$S_r = V_w / V_v = 0.16/(0.16 + 0.25) \approx 0.39$ (ή 39%)

$\rho_{\sigma\tau\epsilon\gamma\nu\acute{o}} = M_{sol}/V = 1.60/1 = 1.60\ Mg/m^3$ και

$\rho_{\kappa o\rho\epsilon\sigma\mu.} = (M_{sol} + \rho_w V_v)/V = (1.60 + 1 \times 0.41)/1 = 2.01\ \frac{Mg}{m^3}$

Να αποδειχθούν οι σχέσεις: $\rho_{\sigma\tau\epsilon\gamma\nu\acute{o}} = \rho_{sol}/(1+e) = \rho_{\kappa o\rho.}/(1+w)$,

$\rho_{sol} \cdot w = \rho_w S_r e$, $\rho = (\rho_{sol.} + \rho_w S_r e)/(1+e)$. Κορεσμένο υλικό:

$\underline{e \approx 2.7\, w}$

2.3 Τεχνική Αδρή Περιγραφή και Ταξινόμηση Εδαφικού Υλικού

Τί πρέπει να προσδιορίσουμε:

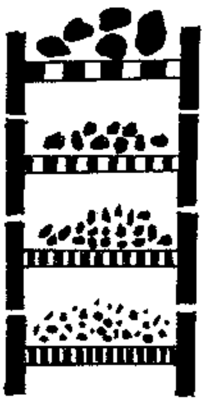
ΚΟΚΚΩΔΗ	ΑΡΓΙΛΙΚΑ
• μεγέθη κόκκων, σχήμα	• όρια Atterberg
• πυκνότητα δομής	• ποσοστό φυσικής υγρασίας

Η γνώση των ανωτέρω επιτρέπει την "κατάταξη" του υλικού σε λεπτομερέστερες κατηγορίες → "ΟΝΟΜΑΣΙΑ" εδαφικού υλικού

2.3.1 Κοκκώδη εδαφικά υλικά

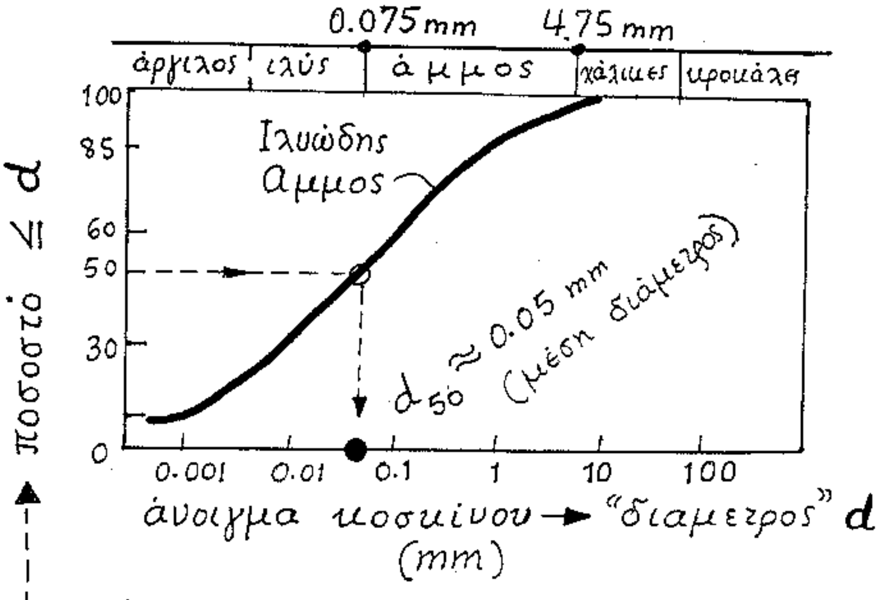
• Ανάλυση μεγέθους κόκκων: "ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΗ"

Εύρεση (με κοσκίνισμα) του ποσοστού κατά βάρος κόκκων με ορισμένο εύρος μεγεθών ("διαμέτρων")



σειρά κοσκίνων με διαδοχικά μικρότερες οπές

(χρήση "υδρομέτρου" για "αργιλικά" μεγέθη κόκκων)



(λέγεται και ποσοστό διερχομένου)

Ενα κοκκώδες εδαφικό υλικό θα λέγεται:

- **καλώς διαβαθμισμένο**
  εφόσον περιέχει μεγάλη ποικιλία μεγεθών, χωρίς σημαντική υπεροχή ή έλλειμα κάποιων μεγεθών (όχι απότομη + ασυνεχής κοκκομετρική καμπύλη)
- **κακώς διαβαθμισμένο**
  εφόσον είτε: 1. είναι ομοιόμορφο (δηλ. περιέχει μεγάλο ποσοστό υλικού σε μικρό εύρος d), ή 2. περιέχει μεν καί μικρά καί μεγάλα μεγέθη, πλήν όμως λείπουν τα ενδιάμεσα ("χάσματα" κι "ασυνέχειες" στην κοκκομετρία).

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΙΑΣ: $C_u = \dfrac{d_{60}}{d_{10}}$

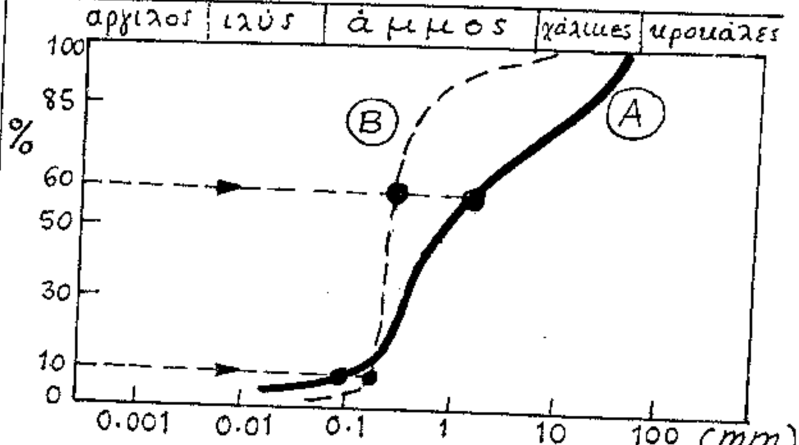
όπου d_{60} και d_{10} οι "διάμετροι" πού αντιστοιχούν σέ 60% και 10% "διερχόμενο". Προϋπόθεση καλής διαβάθμισης:

$$C_u > 5$$

Παράδειγμα: Αποτελέσματα **κοκκομέτρησης**

(από τόν Sutton: Solving Problems in Soil Mechanics, 1993, Longman Scientific)

άνοιγμα κοσκίνου (mm)	% διερχόμενο A	% διερχόμενο B
37.5	100	
20.0	90	
10.0	77	100
2.0	66	95
0.6	48	85
0.3	31	73
0.2	18	37
0.15	12	10
0.06	6	2



Υλικό A: $C_u \approx \dfrac{1.6}{0.1} = 16 \Rightarrow$ καλώς διαβαθμισμένο

Υλικό B: $C_u \approx \dfrac{0.26}{0.15} \approx 1.8 \Rightarrow$ κακώς διαβαθμισμένο

• Πυκνότητα δομής

Εκφράζεται μέσω του δείκτη πόρων **e**.

Ορίζεται ως **σχετική πυκνότητα**

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

όπου e = ο πραγματικός δείκτης πόρων

e_{max} και e_{min} = εργαστηριακώς [ASTM] προσδιοριζόμενοι δείκτες πόρων του ιδίου υλικού στην **χαλαρότερη** (e_{max}) και στην **πυκνότερη** (e_{min}) δυνατή κατάσταση.

Συνήθως στα κοκκώδη εδαφικά υλικά $D_r \approx 0.40 - 0.80$

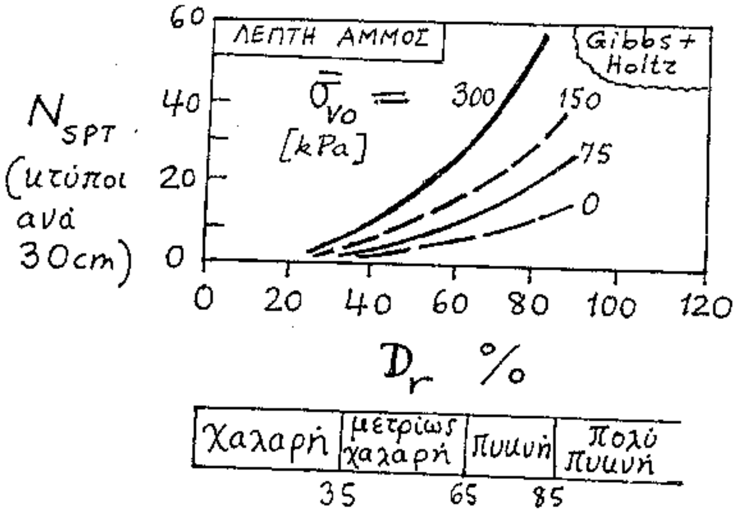
Προφανώς δε : εάν $e = e_{max} \rightarrow D_r = 0$

εάν $e = e_{min} \rightarrow D_r = 1$ (ή 100%)

Εκτός απ' το εργαστήριο, η σχετική πυκνότητα προσδιορίζεται και έμμεσα από την επιτόπου Δοκιμή Τυποποιημένης Διείσδυσης (διεθνώς: Standard Penetration Test — SPT). Στην δοκιμή αυτήν, καταγράφεται ο αριθμός, N_{SPT}, απαιτουμένων **κρούσεων** γιά διείσδυση κατά **30** cm (1 ft) ενός δακτυλιωτού κυλίνδρου (μήκους ≈ 0.50 m, διαμέτρου ≈ 0.05 m, πάχους τοιχώματος ≈ 0.0025 m). Ο κύλινδρος είναι ανοικτός στην βάση. Η κρούση πραγματοποιείται με πτώση μάζας ≈ 63 kg από ύψος ≈ 0.75 m επί στελέχους που φέρει τον "κύλινδρο".

Παράδειγμα τέτοιου έμμεσου ("εμπειρικού") προσδιορισμού της σχετικής πυκνότητας:

$$D_r = D_r\,(N_{SPT},\ \bar{\sigma}_{vo})$$



(Είναι δυνατόν νά είναι $D_r > 100\%$, μιά που ο προσδιορισμός τών e_{max} και e_{min} γίνεται με συγκεκριμένη [τυποποιημένη] μέθοδο, κατά ASTM = American Standards for Testing Materials.)

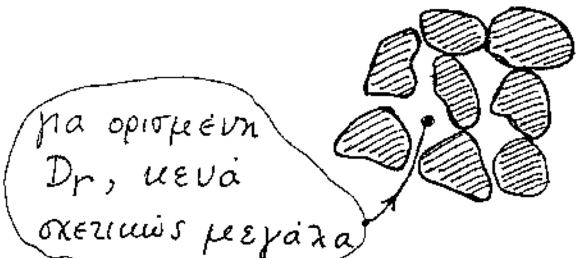
Πώς χρησιμοποιούμε τήν γνώση: κοκκομετρικής σύνθεσης και σχετικής πυκνότητας;

1. ΠΟΙΟΤΙΚΩΣ

π.χ. ομοιόμορφη άμμος ⟹ (α) ευαισθησία σε υδραυλική υποσκαφή

(β) ευαισθησία σε ρευστοποίηση

(γ) δυσανάλογα-μεγάλη ευδοσιμότητα



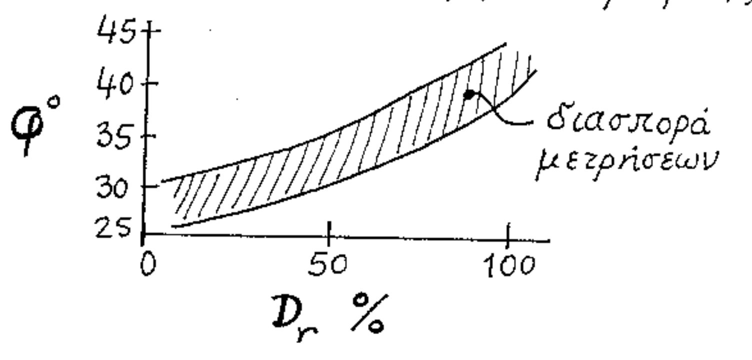
2. ΠΟΣΟΤΙΚΩΣ (δημοσιευμένη διεθνής εμπειρία)

π.χ. Συντελεστής διαπερατότητας

$$k\ (cm/s) \approx 100\ d_{10}^{2}$$

[αδρή προσέγγιση]

π.χ. Γωνία διατμητικής αντοχής άμμου $\varphi = \varphi(D_r)$



2.3.2 Αργιλικά εδαφικά υλικά

Η κοκκομετρική διαβάθμιση υλικών με πλακίδια πολλοειδών διαστάσεων ούτε εύκολα μετρήσιμη είναι, ούτε (και το σπουδαιότερο) ιδιαιτέρως χρήσιμη. Αντίθετα, σημασία έχουν η ΕΕ και η "χημεία" των αργιλικών ορυκτών, σύμφωνα με όσα (περιληπτικά) εξηγήθηκαν στό § 2.1 (β). Λόγω αυτής της "χημείας" οι άργιλοι χαρακτηρίζονται από:

- **πλασιμότητα** — "πλάθονται" χωρίς θραύση *
- **συνοχή** — ανθίστανται σε διάτμηση (τ) ακόμη και χωρίς ορθή συνεπιβαλλόμενη τάση (σ).

Τά δύο αυτά χαρακτηριστικά εκμεταλλευόμαστε γιά τήν "τεχνική" περιγραφή και ταξινόμηση των αργίλων:

- Μέτρηση **φυσικής υγρασίας** w (%)

  Η σημασία της είναι προφανής. Όσο μεγαλύτερο το w ενός υλικού, τόσο μεγαλύτερες οι αποστάσεις τών στερεών πλακιδίων (άργιλος + "διπλό" στρώμα), άρα τόσο μικρότερες οι ελκτικές δυνάμεις, και επομένως τόσο μικρότερες **καί** η πλασιμότητα **καί** η συνοχή — για δεδομένη αργιλική σύνθεση.

---

* η ιδιότητα αυτή συγχέονταν παλιά με τήν **ελαστικότητα** ενός υλικού — βλέπε συζήτηση στό γλωσσικό Παράρτημα, στό τέλος των Σημειώσεων.

• Όρια Atterberg (ή όρια "ΣΥΝΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑΣ"):

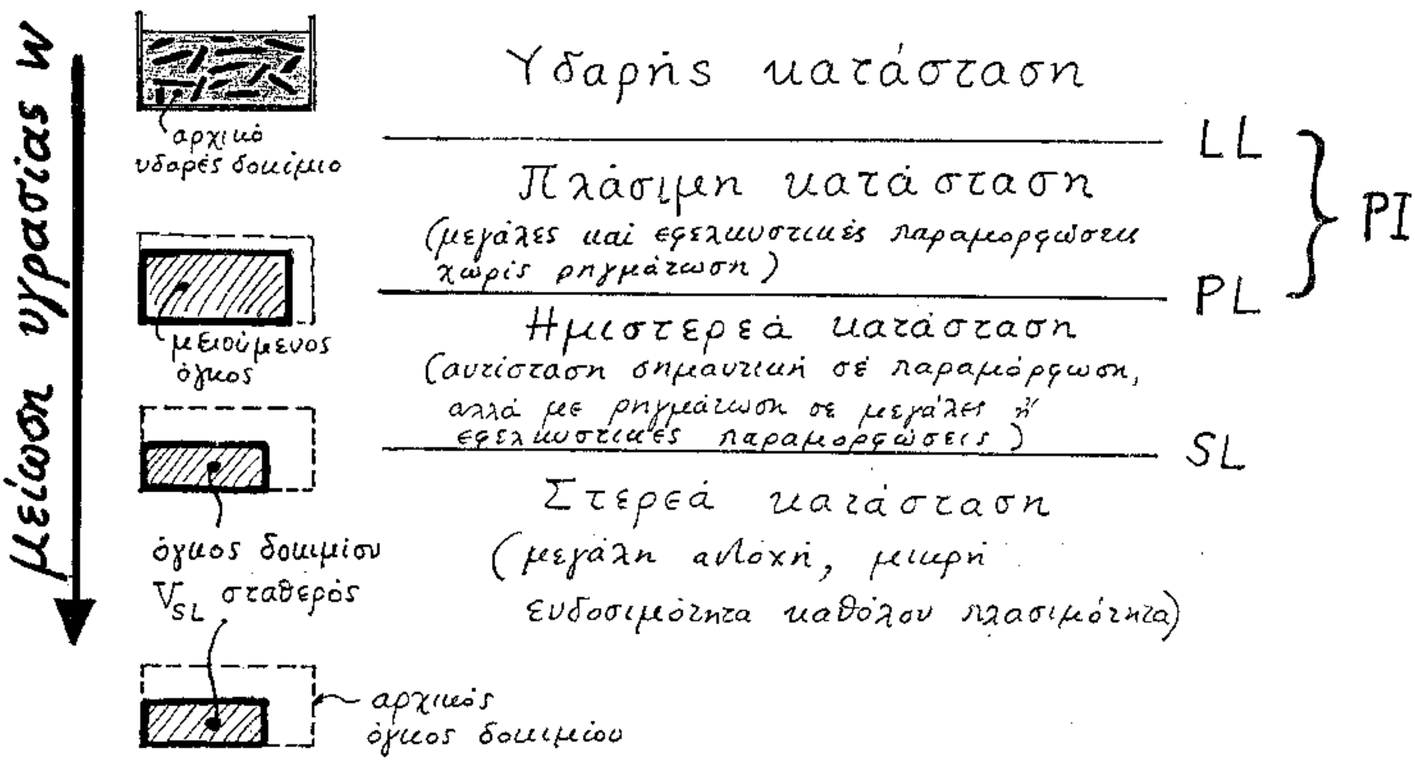
Γιά ένα αργιλικό υλικό, τα όρια αυτά είναι απλώς τρεις χαρακτηριστικές τιμές ποσοστών υγρασίας:

ΟΡΙΟ ΥΔΑΡΟΤΗΤΑΣ: W_L ή LL

ΟΡΙΟ ΠΛΑΣΙΜΟΤΗΤΑΣ: W_P ή PL

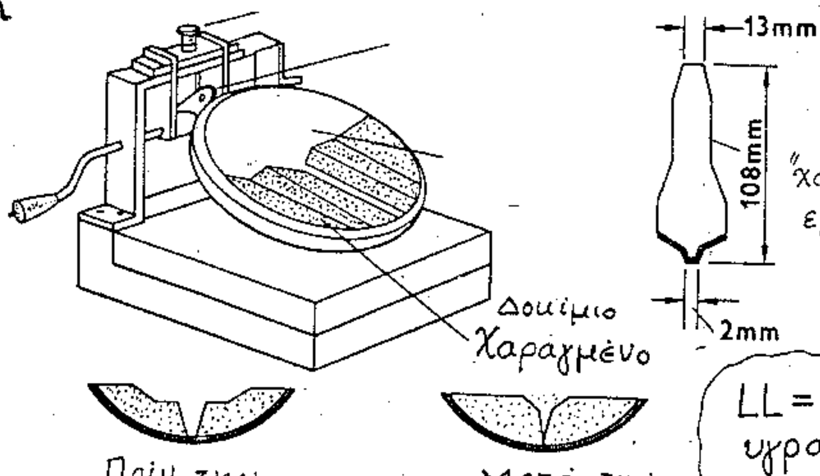
ΟΡΙΟ ΣΥΡΡΙΚΝΩΣΕΩΣ: W_S ή SL

Τα ποσοστά αυτά υγρασίας εξαρτώνται μόνον από τα αργιλικά ορυκτά που συνθέτουν το υλικό, κι όχι από την (εκάστοτε) φυσική του κατάσταση. Υπολογίζονται με απλές δοκιμές στο εργαστήριο, και αποτελούν **διαχωριστικά** όρια τριών καταστάσεων σύμφωνα με το κατωτέρω σκαρίφημα:



Οι συσκευές των δύο μεθόδων προσδιορισμού του ορίου υδαρότητας (LL)

(α) Συσκευή CASAGRANDE

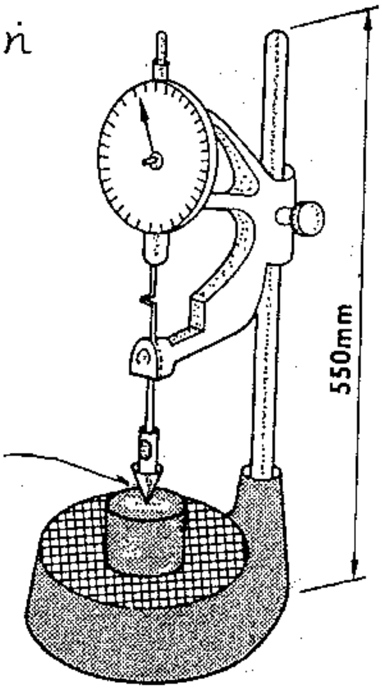


Πρίν την δοκιμή

Μετά την δοκιμή (επαφή μήκους ≈ 1 cm)

LL = ποσοστό υγρασίας γιά "κλείσιμο" χαραγής μετά από **25** κτύπους.

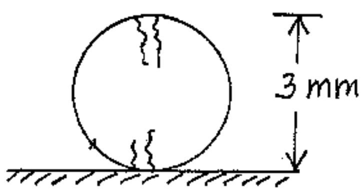
(β) Συσκευή Κώνου



LL = ποσοστό υγρασίας για βύθιση της αιχμής του κώνου κατά 20 mm

[αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_{u_{LL}} \lessapprox 5$ kPa]

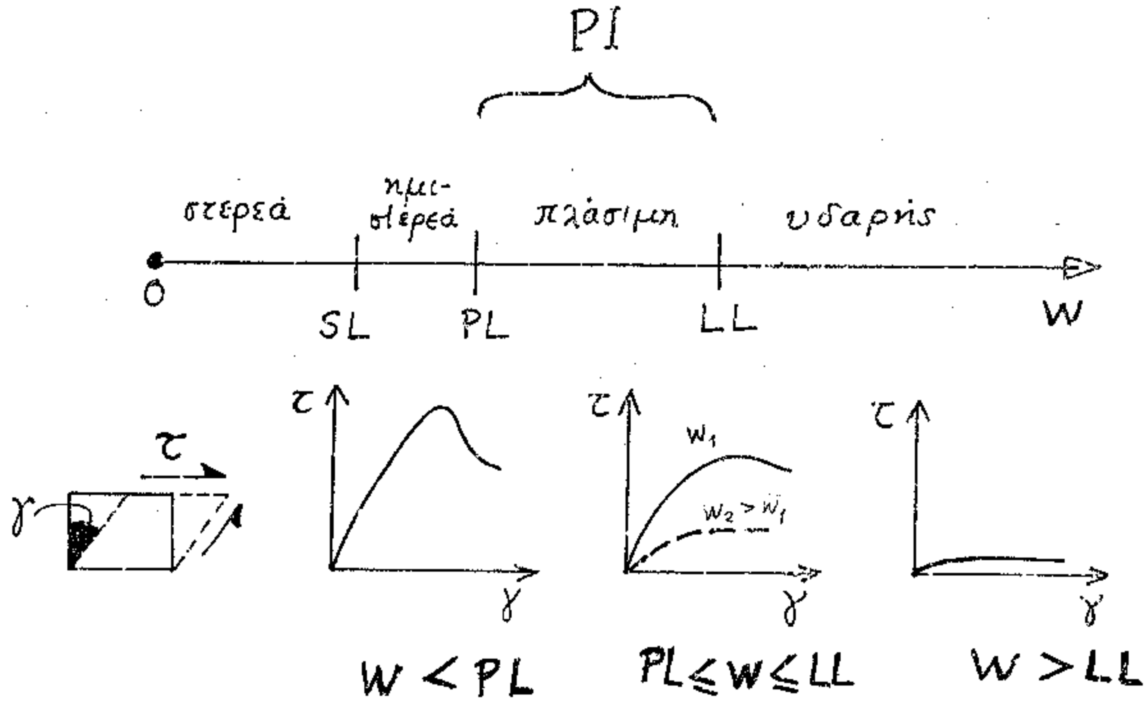
Προσδιορισμός ορίου πλασιμότητας (PL)



Ρηγμάτωση / θραύση εδαφικού κυλίνδρου 3mm → PL

[αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_{u_{PL}} \approxeq 150$ kPa]

σημ. PL = ποσοστό υγρασίας όταν "λωρίδα" του υλικού, πλαθόμενη σε διάμετρο 3mm, αρχίζει να ρηγματώνεται.



Σπουδαίες παράμετροι :

- ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΙΜΟΤΗΤΑΣ PI (ή I_p)

$$PI = LL - PL$$

- ΣΧΕΤΙΚΗ ΥΔΑΡΟΤΗΤΑ I_L

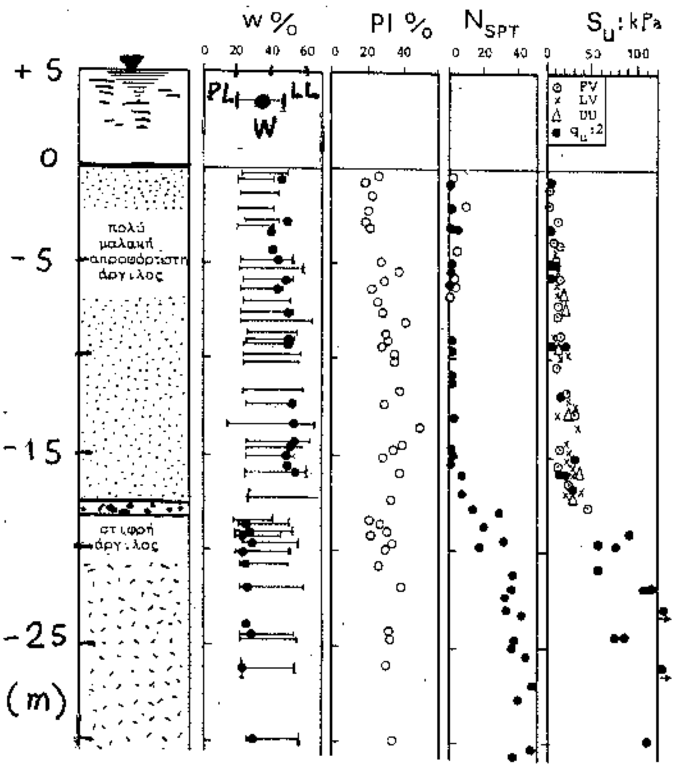
$$I_L = \frac{W - PL}{PI}$$

(παράβαλε με ορισμό σχετικής πυκνότητας)

$$\text{Εάν } I_L = \begin{cases} \leq 0 \longrightarrow w \leq PL \\ = 1 \longrightarrow w = LL \\ > 1 \longrightarrow w > LL \end{cases}$$

Συνήθως στη φύση $PL < w < LL$ ή $0 < I_L < 1$, αλλά τίποτα δεν αποκλείει να ισχύει $I_L > 1$ (ή $w > LL$) σε ένα πολύ μαλακό υλικό, ούτε φυσικά είναι απίθανο να έχουμε σκληρή άργιλο με $I_L < 0$ ($w < PL$).

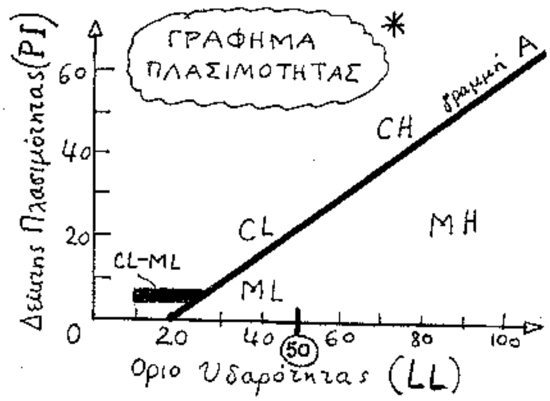
Παράδειγμα από τον ελληνικό χώρο: Όρμος Αγίου Στεφάνου ("Παράκαμψη Χαλκίδας") ⇒



[Παρατηρείστε την συσχέτιση μεταξύ διατμητικής αντοχής της αργίλου S_u (kPa) και της θέσης του w (φυσικής υγρασίας) μεταξύ των ορίων Atterberg $LL \approx 60\%$ και $PL \approx 20\%$]

ΧΡΗΣΗ ορίων Atterberg και φυσικής υγρασίας

- Κατάταξη ενός αργιλώδους υλικού σε **άργιλο** (σύμβολο C) μικρής ή μεγάλης πλασιμότητας (CL ή CH, αντιστοίχως) ανάλογα με το εάν $LL <$ ή > 50), ή σε **ιλύ** (σύμβολο M) μικρής ή μεγάλης πλασιμότητας (ML ή MH).

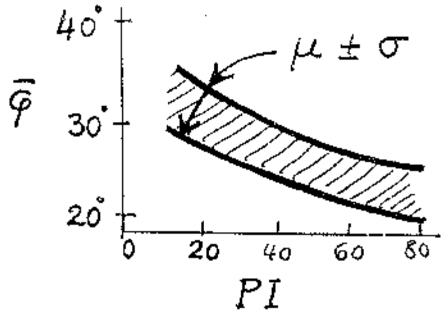


- Αξιοποίηση της δημοσιευμένης διεθνούς εμπειρίας:
  → εμπειρικές συσχετίσεις (LL, PL, PI, w) με δυσκολότερα μετρούμενες παραμέτρους μηχανικής συμπεριφοράς, όπως: γωνία τριβής ϕ, διατμητική αντοχή S_u, μέτρο ελαστικότητας E_u, συντελεστής στερεοποιήσεως, κλπ.

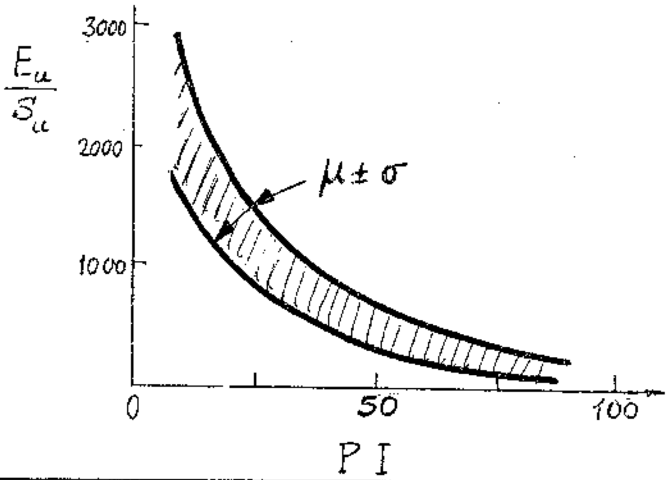
* Arthur Casagrande (1936)

Παραδείγματα εμπειρικών συσχετίσεων

Γωνία διατμητικής αντοχής $\bar{\varphi}$ κανονικώς-στερεοποιημένων (απροφόρτιστων) αργίλων [βλ. § 3.4]



Μέτρο ελαστικότητας (Young) υπό αστράγγιστες συνθήκες: E_u

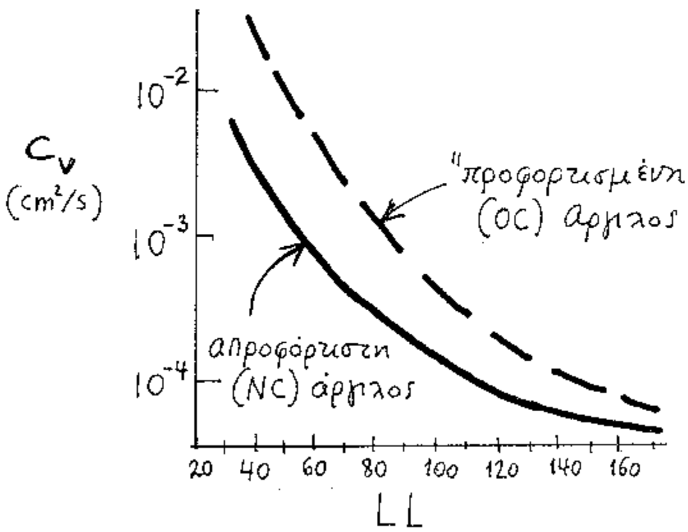


Αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u κανονικώς-στερεοποιημένης (απροφόρτιστης) αργίλου [βλ. ορισμό § 3.5]

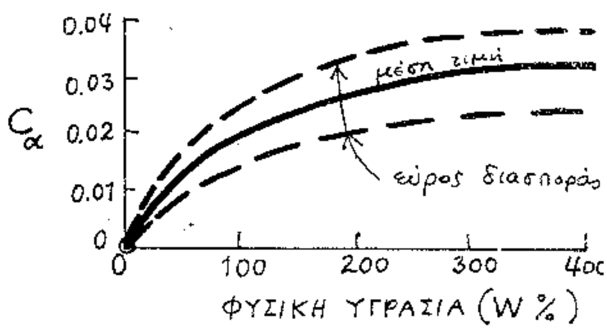
$$S_u / \bar{\sigma}_{vo} \approx 0.11 + 0.0037 \times PI$$

$\bar{\sigma}_{vo}$ = η ενεργός κατακόρυφη γεωστατική τάση [βλ. § 3.1]

Συντελεστής στερεοποιήσεως c_v (cm^2/s): βλ. ορισμό § 7.



Συντελεστής δευτερογενούς παραμορφώσεως ("ερπυσμού"): C_α (αδιάστατη παράμετρος):



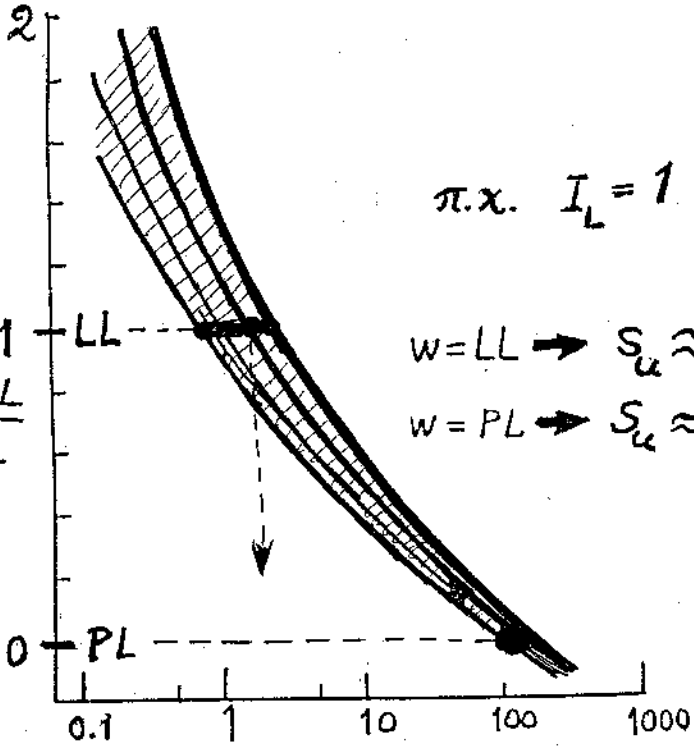
Συντελεστής "ουδέτερης" ώθησης γαιών: $K_o \approx 0.44 + 0.42\left(PI/100\right)$ απροφόρτιστων αργίλων.

(βλ. § 3 ορισμό του K_o)

Τό νόημα τής σχετικής υδαρότητας, I_L

Σχετική υδαρότητα:

$I_L = \dfrac{w-PL}{LL-PL}$



π.χ. $I_L = 1$ καί $I_L = 0$ ∴

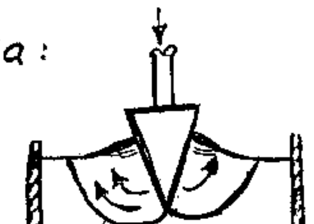
$w = LL \rightarrow S_u \approx (1-5)\ kPa$

$w = PL \rightarrow S_u \approx (100-150)\ kPa$

S_u = ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ: kPa

ερμηνεία:

αστοχία "πρανών" κατά τήν δυναμική (κρουστική) επιπόνηση



γραμμές διατμητικής αστοχίας κατά τήν επιβολή του οριακού (μέγιστου δυνατού) φορτίου.

Σημείωση: τό σύμβολο ∴ ισοδυναμεί μέ το ⟹

2.3.3 "Ενοποιημένο" Σύστημα Ταξινομήσεως Εδαφικού Υλικού

... Ονοματοδοσία (και Συμβολισμός)

Οι δύο θεμελιώδεις κατηγορίες	Πρωτεύουσα Διάκριση (σύμβολο)	Δευτερεύουσα Διάκριση ποσοστό συμμετοχής αργιλώδους υλικού ≤ 5 % Βάσει κοκκομετρικής διαβάθμισης:	 > 12 % Βάσει ορίων Atterbe
κοκκώδη ("χονδρόκοκκα") ποσοστό < 50% διέρχεται απ' το κόσκινο No. 200	χάλικες (G) άμμοι (S)	καλώς (W) ή κακώς (P) διαβαθμισμένοι	ιλυώδεις (M) ή αργιλώδεις (C)
αργιλώδη ("λεπτόκοκκα") ποσοστό > 50% διέρχεται απ' το κόσκινο No. 200 + πλασιμότητα	ιλύες (M) άργιλοι (C) οργανικά (O) τύρφη (Pt)	χαμηλής πλασιμότητας (L) υψηλής πλασιμότητας (H)	

- κόσκινο No. 200 : διάμετρος οπής 0.074 mm
- η κατάταξη των αργιλωδών εδαφών σε ML, MH, CL, CH, OL, OH γίνεται με βάση το γράφημα Πλασιμότητας (βλ. σελ. 49)
- στα κοκκώδη υλικά, εάν το ποσοστό συμμετοχής των αργιλωδών "προσμίξεων" είναι μεταξύ 5% και 12% ακολουθείται διπλή ονομασία · π.χ. SW-ML = καλώς διαβαθμισμένη άμμος (βλ. ορισμό στην σελίδα 42) με ποσοστό χαμηλής-πλασιμότητας ιλύος (LL < 50, PI : κάτω απ' την γραμμή A) μεταξύ 5% και 12%.

Υπάρχουν κι άλλα συστήματα ταξινόμησης. Το ανωτέρω είναι το πιό εύχρηστο στην γεωτεχνική.

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ του ΕΔΑΦΟΥΣ

(α) Διατρήσεις - Δειγματοληψία - Εργαστήριο

Διανοίγονται φρέατα, στοές, σκάμματα κυρίως όμως : *γεωτρήσεις*, συνοδευόμενες από την λήψη διαταραγμένων ή αδιατάρακτων δειγμάτων για εργαστηριακές δοκιμές (δοκιμές απλής ταξινόμησης με διαταραγμένα δείγματα, και μηχανικές δοκιμές σε αδιατάρακτα)

(β) Επιτόπιες *(in-situ)* Δοκιμές. *Συνηθέστερες :*

Κρουστική **"Τυποποιημένη" Διείσδυση** (SPT) *[μετρείται ο αριθμός κτύπων* N_{SPT} *για διείσδυση 30 cm].*

Πενετρομέτρηση *[= σχεδόν-στατική διείσδυση κώνου. Μετρείται η πίεση αντιστάσεως* q_c *(kPa) στην αιχμή κώνου καθώς αυτός ωθείται με σταθερό ρυθμό στο έδαφος].*

Πρεσσιομέτρηση *[επιβάλλεται προοδευτικώς αυξανόμενη ακτινική πίεση εντός κατακορύφου οπής και καταγράφεται η συνεπαγόμενη ακτινική παραμόρφωση].* Επίσης,

Διάτμηση Πτερυγίου, δοκιμή **Διλατομέτρου**, δοκιμή **Υδραυλικής Θραύσης**, και κάμποσες άλλες.

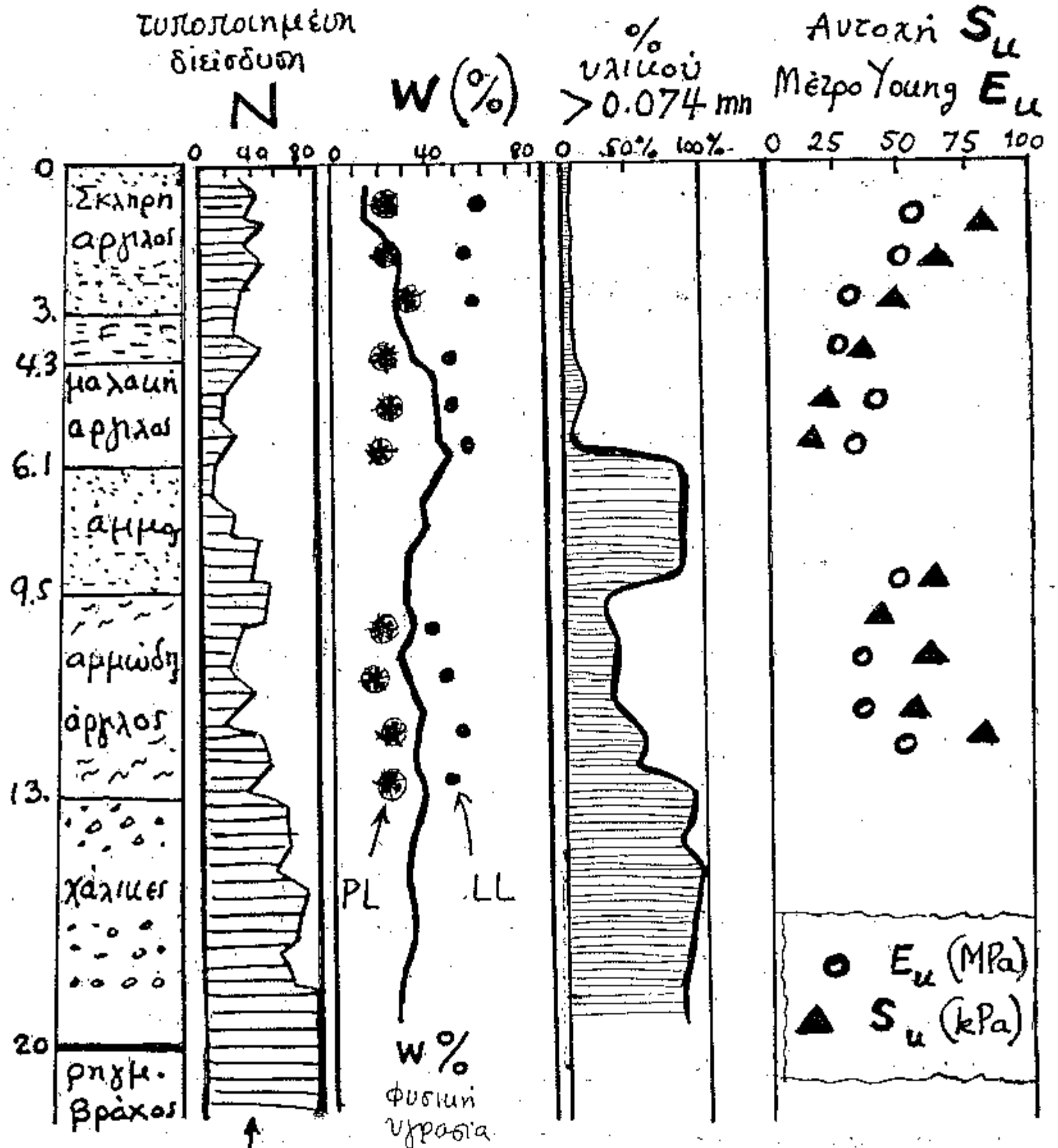
(Βασική ιδέα : επιβάλλουμε σε εδαφικό "στοιχείο" εντατική κατάσταση παραπλήσια εκείνης που θα του επιβληθεί από το προτεινόμενο έργο . . .)

(γ) Γεωφυσικές Μέθοδοι

"Σεισμικές" (προσδιορισμός μέτρων ελαστικότητας καί διατμήσεως από την ταχύτητα διάδοσης των αντίστοιχων κυμάτων — π.χ. $V_s = \sqrt{G/\rho}$, και $V_p = \sqrt{D/\rho}$).

Ηλεκτρικές - Μαγνητικές (μέτρηση "ειδικής αντίστασης" κλπ.)

ένα ΤΥΠΙΚΟ ΕΔΑΦΙΚΟ ΠΡΟΦΙΛ
(ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΤΟΜΗ)



N = αριθμός κρούσεων γιά διείσδυση 30 cm
(βλ. συνοπτική περιγραφή της Δοκιμής Τυποποιημένης Διείσδυσης στην σελίδα 43)

3.

ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3
ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

Π Ρ Ο Λ Ο Γ Ο Σ

Οπως εξηγήθηκε στο εισαγωγικό κεφάλαιο, η γενική επίλυση ενός προβλήματος γεωτεχνικής μηχανικής περιλαμβάνει τα εξής τρία αλληλένδετα "στάδια":

(α) ("πρόβλεψη") των ορθών καί διατμητικών τάσεων τις οποίες θα υποστεί ένα αρκετά μεγάλο (θεωρητικώς άπειρο) πλήθος εδαφικών στοιχείων

(β) εκτίμηση των παραμορφώσεων τις οποίες θα προκαλέσουν οι επιβαλλόμενες τάσεις στα αντίστοιχα στοιχεία, και

(γ) αλληλοσυσχέτιση ("άθροιση") των παραμορφώσεων όλων των στοιχείων, και αξιολόγηση της συμπεριφοράς της συνολικής εδαφικής μάζας και κατασκευής (ευστάθεια, καθίζηση, μετατοπίσεις).

Το στάδιο (β) περιλαμβάνει για κάθε εδαφικό στοιχείο τον εργαστηριακό (ή και αναλυτικό) προσδιορισμό της μηχανικής του συμπεριφοράς --- δηλαδή της αποκρίσεώς του σε μιά συγκεκριμένη επιβαλλόμενη εντατική κατάσταση. Στόχος ετούτου του Κεφαλαίου είναι, ακριβώς, να παρουσιάσει συνοπτικά τις θεμελιώδεις αρχές που διέπουν την μηχανική συμπεριφορά ενός στοιχείου εδαφικού υλικού. Προς τον σκοπό αυτό τα υποκεφάλαια 3.3 και 3.5 μελετούν τις σχέσεις τάσεων--παραμορφώσεων ενός τυπικού δοκιμίου άμμου ή αργίλου, τα οποία υποβάλλονται σε μερικές χαρακτηριστικές, απλές και σύνθετες, εντατικές καταστάσεις. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει η εξεύρεση των νόμων "αστοχίας" ενός δοκιμίου, θέμα με το οποίο ασχολείται το υποκεφάλαιο 3.4 και ενμέρει το 3.5. Για την πληρέστερη κατανόηση και ερμηνεία των παρατηρούμενων φαινομένων κρίθηκε σκόπιμο να προταθεί μιά σύντομη ανάπτυξη (μακροσκοπική και μικροσκοπική) των εννοιών τάση και παραμόρφωση (3.1 και 3.2).

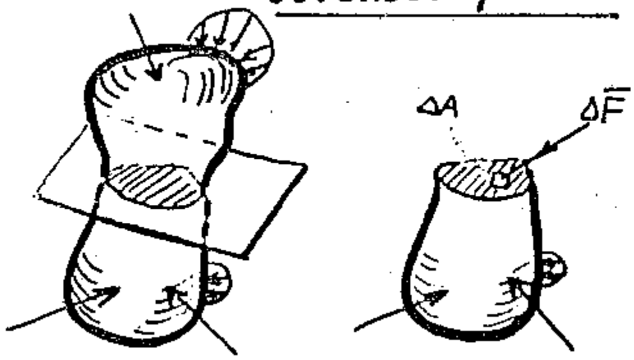
Πρέπει φυσικά να τονισθεί οτι ο διαχωρισμός της εδαφομηχανικής ανάλυσης στα ανωτέρω τρία στάδια είναι αρκετά σχηματικός και αποσκοπεί κυρίως στην εννοιολογική αποσαφήνιση του προβλήματος. Στην πραγματικότητα τα τρία "στάδια" είναι όχι μόνον αλληλένδετα αλλά και αλληλο-επικαλυπτόμενα. Δηλαδή, η επιβαλλόμενη εντατική κατάσταση σ' ένα στοιχείο εξαρτάται ενγένει και από τις σχέσεις τάσεων--παραμορφώσεων (σ--ε) των υλικών στοιχείων της εδαφικής μάζας, λόγω της πολλαπλής υπερστατικότητας των γεωμηχανικών προβλημάτων • με την σειρά τους, όμως, οι σχέσεις $\sigma - \varepsilon$ δεν είναι μοναδικές για ένα υλικό, αλλά συνάρτηση των επιβαλλόμενων τάσεων ! Αυτή η αλληλοεξάρτηση των "σταδίων" (α) καί (β) μπορεί, φυσικά, να ληφθεί αυτομάτως υπόψη σε μιά αριθμητική επίλυση (π.χ. με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων) όπου 3-διάστατες ελαστοπλαστικές καταστατικές σχέσεις περιγράφουν την μηχανική συμπεριφορά κάθε στοιχείου σε οποιαδήποτε σύνθετη επιπόνηση. Βεβαίως στην πράξη τέτοιου είδους αναλύσεις δέν γίνονται συχνά. Ετσι κι αλλιώς, όμως, το "στάδιο" (β) δεν αποφεύγεται, μιά που η εξεύρεση ελαστοπλαστικών καταστατικών σχέσεων απαιτεί κάμποσες *"απλές"* εργαστηριακές δοκιμές για τον καθορισμό των σχετικών παραμέτρων.

Ενα άλλο ενδιαφέρον παράδειγμα αλληλο-επικάλυψης των σταδίων (α) καί (β): συχνά η γεωμετρία του προβλήματος (εδαφικό προφίλ, φόρτιση) επιβάλλει ορισμένους κινηματικούς περιορισμούς, έτσι ώστε να είναι δυνατή η άμεση ταυτόχρονη εκτίμηση μερικών στοιχείων του τανυστή των τάσεων και μερικών στοιχείων του τανυστή των παραμορφώσεων. Παραδείγματα αποτελούν η κατάσταση ***επίπεδης παραμόρφωσης*** ($\varepsilon_x = 0$) λόγω επιβολής ομοιόμορφου φορτίου κατά μήκοος στοιχείου θεμελιώσεως πολύ μεγάλου μήκους, και η ειδικότερη κατάσταση **1-διάστατης παραμόρφωσης** ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$) υπό το κέντρον ομοιόμορφου φορτίου μεγάλης έκτασης (στην "κάτοψη"). Σ' αυτές τις περιπτώσεις η εργαστηριακή επιπόνηση θα σέβεται του αντίστοιχους περιορισμούς, θα αποσκοπεί δε στην εξεύρεση και του άγνωστου μέρους του τανυστή των τάσεων. Θα μιλάμε λοιπόν γενικά για *"απόκριση"* στοιχείου σε επιβαλλόμενη *"καταπόνηση"*.

3.1

ΤΑΣΕΙΣ

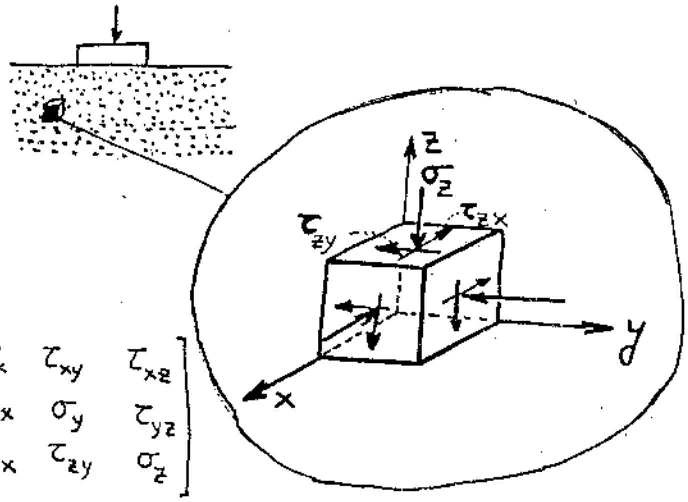
ΟΡΙΣΜΟΣ: τάση σε σημείο συνεχούς μέσου



$$\text{τάση} = \lim_{\Delta A \to 0} \frac{\Delta \bar{F}}{\Delta A}$$

ορθή τάση	διατμητική τάση
$\sigma = \lim\limits_{\Delta A \to 0} \dfrac{\Delta F_n}{\Delta A}$	$\tau = \lim\limits_{\Delta A \to 0} \dfrac{\Delta F_t}{\Delta A}$

γνώση εντατικής κατάστασης σε ένα σημείο ⟺ γνώση (σ, τ) σε κάθε επίπεδο διά του σημείου ⟺ γνώση του τανυστή των τάσεων

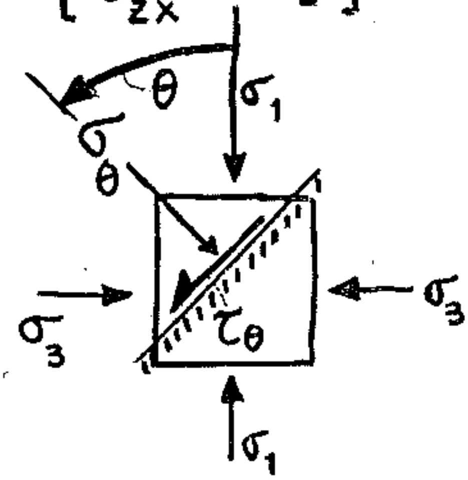


$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Επίπεδη εντατική κατάσταση

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xz} \\ \tau_{zx} & \sigma_z \end{bmatrix} \longleftrightarrow \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 \\ 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

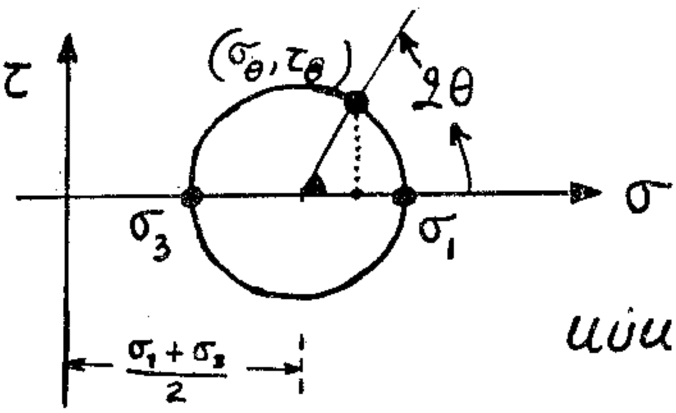
κύριες τάσεις



$$\begin{cases} \sigma_\theta = \sigma_1 \cos^2\theta + \sigma_3 \sin^2\theta \\ \tau_\theta = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin\theta \cdot \cos\theta \end{cases}$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta$$

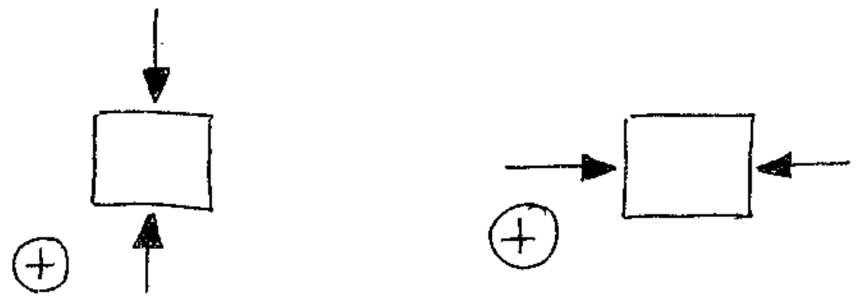
$$\tau_\theta = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta$$



κύκλος Mohr

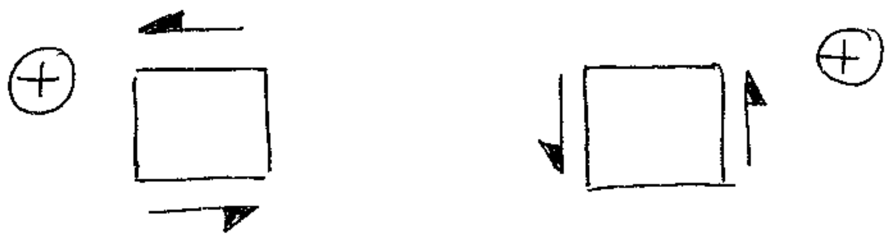
Σύμβαση προσήμου:
+ ή − ;

Ορθές τάσεις (σ):



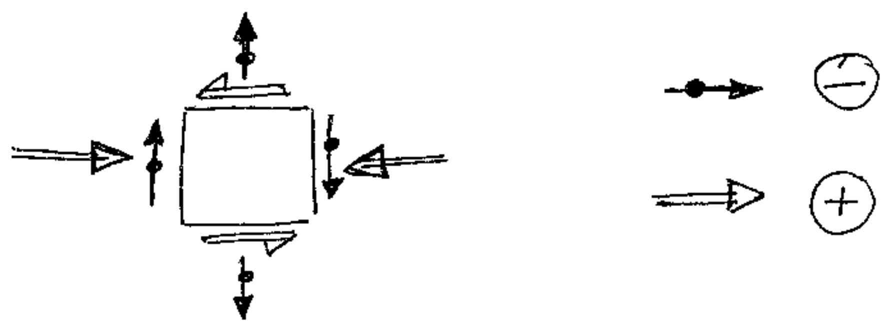
θετικές οι θλιπτικές.

Διατμητικές τάσεις (τ)



θετικές: αυτές που δίνουν ροπή
αριστερόστροφη

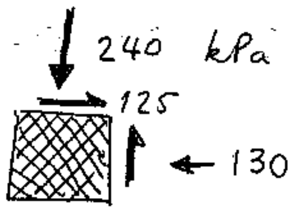
Παράδειγμα:



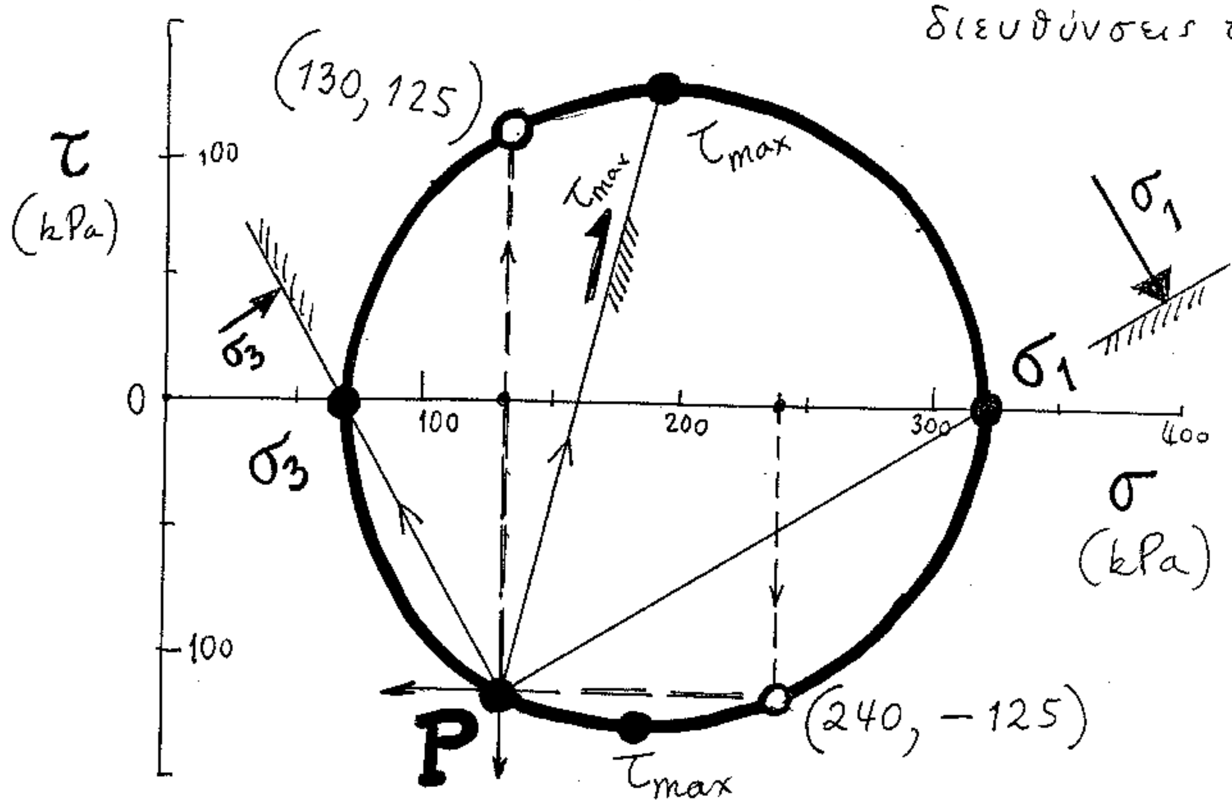
ΑΡΧΗ τών ΕΠΙΠΕΔΩΝ (Πόλος)

Ενα σημείο του κύκλου Mohr απ' το οποίο ευθεία παράλληλη πρός ένα επίπεδο τέμνει τόν κύκλο σε σημείο που έχει συντεταγμένες (σ, τ) τίς τάσεις που δρούν στό επίπεδο αυτό. Παραδείγματα:

1. Δίδονται:



Ζητούνται: σ_1, σ_3, τ_{max} και οι διευθύνσεις τους



$\sigma_1 \simeq 320$ kPa, $\sigma_3 \simeq 70$ kPa

$\tau_{max} \simeq 126$ kPa

2. Δίδονται: $\begin{cases} \sigma_a = 800\,kPa, \quad \tau_a = 180\,kPa \\ \text{διεύθυνση } \alpha = 10^\circ \end{cases}$

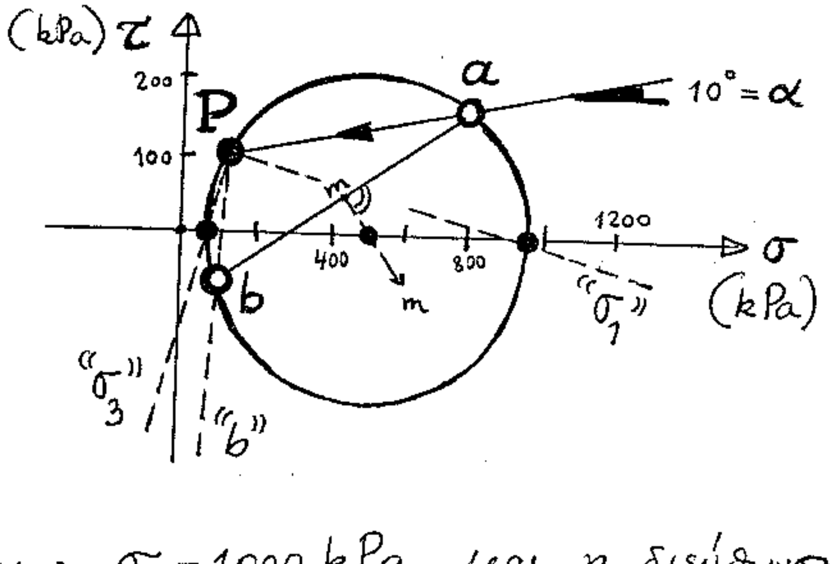
και

$\begin{cases} \sigma_b = 100\,kPa, \quad \tau_b = -100\,kPa \\ \text{σε άγνωστης διεύθυνσης επίπεδο} \end{cases}$

Ζητούνται: κύκλος Mohr, κύριες τάσεις, διευθύνσεις κυρίων τάσεων, διεύθυνση της σ_b

<u>Επίλυση</u>: Με γνωστά τα σημεία a και b του κύκλου, τό κέντρο του βρίσκεται στην μεσοκάθετο mm. Ο πόλος προκύπτει απ' την κλίση του επιπέδου α... Τά υπόλοιπα είναι προφανή... Σχεδίαση: υπό κλίμακα.

«σ_1», «σ_3», «b» = τά ζητούμενα επίπεδα (διευθύνσεις)



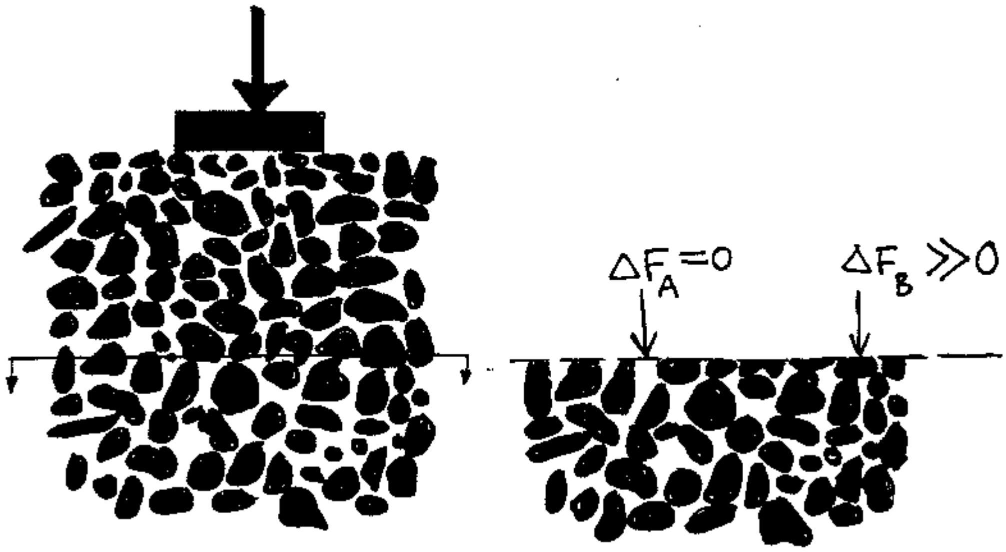
3. Δίδονται: $\sigma_1 = 1000\,kPa$ και η διεύθυνσή της: 30°. Επίσης, η ορθή τάση $\sigma_y = 400\,kPa$ επί κατακορύφου επιπέδου.

Ζητούνται: Κύκλος Mohr, P, τ_{max}, «τ_{max}», τ_{xy}, και «τ_{xy}».

[Νά λυθεί]

ΤΑΣΗ ΣΕ "ΣΗΜΕΙΟ" ΑΣΥΝΕΧΟΥΣ ΜΕΣΟΥ

(αποτελουμένου από διακριτά σωμάτια ="κόκκους")



σε ένα μαθηματικά-οριζόμενο <u>σημείο</u> :

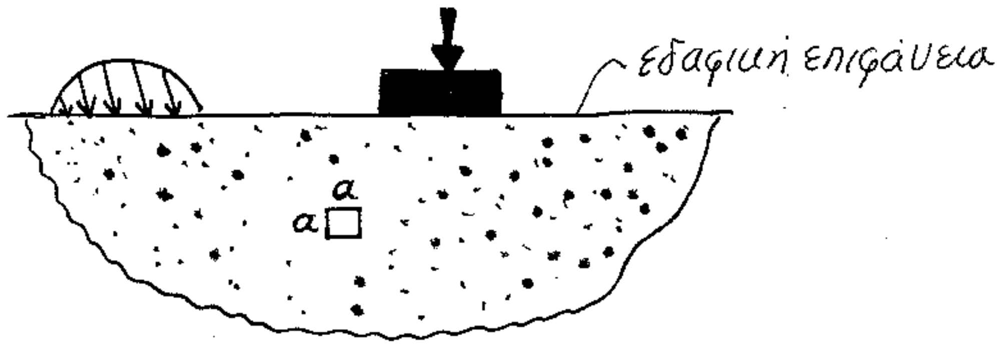
η "σ" είναι μιά εντελώς *<u>τυχαία</u>* μεταβλητή.

..Λίγη σημασία έχει η ακριβή της τιμή ..

ΑΝΑΓΚΗ ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗΣ,

ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗΣ ΘΕΩΡΗΣΗΣ

Χρειάζεται ένα αρκετά μεγάλο "σημείο", δηλ. που να περικλείει πάρα πολλούς κόκκους-σωματίδια



ορισμός:

$$\sigma = \frac{N}{a^2}$$

$$\tau = \frac{T}{a^2}$$

N,T = δυνάμεις καταγραφόμενες σε υποθετική συσκευή διαστάσεων α x α.

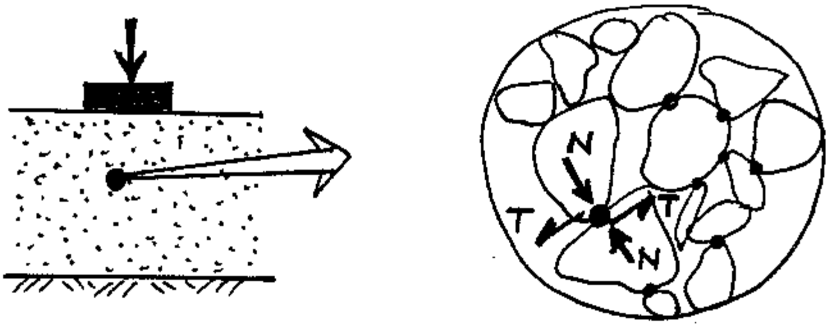
Υποτίθεται :

α >> μέγιστης διάστασης των κόκκων

ΕΝΕΡΓΟΣ ΤΑΣΗ

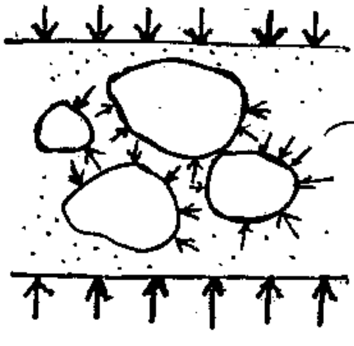
Σέ κορεσμένα εδάφη : η μετάδοση τών σ γίνεται:

(1) μέσω τών σημείων επαφής τών κόκκων



$N \longrightarrow \bar{\sigma}$ (ενεργός τάση)

(2) μέσω του ρευστού των πόρων



u (πίεση ρευστού πόρων)

Η *ολική σ*, που μετρήσαμε μέ τή βοήθεια τής υποθετικής συσκευής (επιφάνειας α x α), αναλύεται ως :

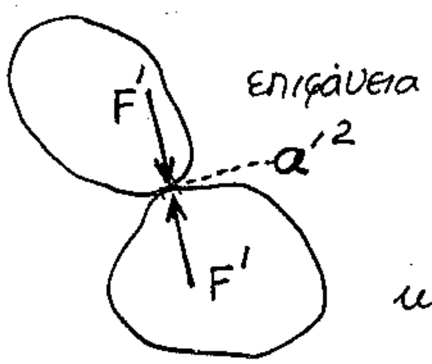
$$\sigma = u + \bar{\sigma} \; \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \; (1)$$

(μετρήσιμη)
πίεση ρεστού πόρων

ενεργός τάση
"*αντιπροσωπεύει*" το μέρος της σ το οποίο διαβιβάζεται μέσω του εδαφικού ιστού (σκελετού).

Η $\bar{\sigma}$ δεν είναι πρακτικά εύκολο να μετρηθεί απευθείας, γιαυτό υπολογίζεται απ' την σχέση (1).

Είναι *προφανές ότι η* $\bar{\sigma}$ *αποτελεί στατιστική έκφραση κι όχι ακριβή "αντιπρόσωπο" των τάσεων στα σημεία επαφής των κόκκων*· οι τάσεις αυτές είναι τυχαίες και κατά πολύ μεγαλύτερες της $\bar{\sigma}$.



στό "σημείο" επαφής :

$$\frac{F'}{a'^2} \longrightarrow \infty$$

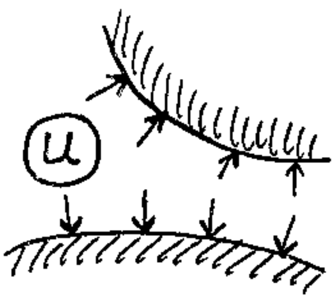
καθώς $a'^2 \longrightarrow 0$

ουσιαστικά : $\bar{\sigma} = \dfrac{\Sigma N'}{A}$

όπου $\Sigma N'$ = συνισταμένη ορθών προβολών των F'. . .

$A = a^2 =$ συνολική επιφάνεια

Η πίεση του ρευστού, *u*, δρά <u>*κάθετα*</u> σε κάθε επιφάνεια.



(Εξορισμού : τά ρευστά δέν μπορούν να αναλάβουν [μεταδόσουν] διατμητικές <u>στατικές</u> τάσεις)

Επομένως (σε κορεσμένα και μή εδάφη) η μετάδοση τών τ γίνεται αποκλειστικά μέσω των σημείων επαφής τών κόκκων ➜

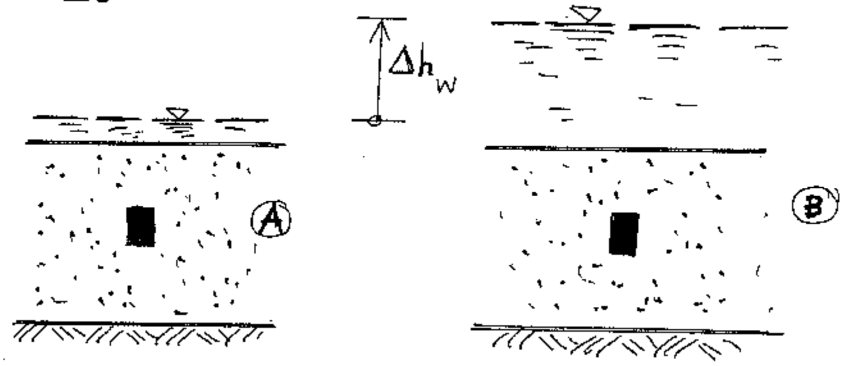
$$\bar{\tau} = \tau$$

Αρχή ενεργού τάσης :

1. Η διατμητική <u>αντοχή</u> ενός εδαφικού υλικού εξαρτάται μόνον από την επικρατούσα τιμή της $\bar{\sigma} = \sigma - u$, κι όχι απ' την ολική τάση σ.

   π.χ.: $\tau = c + \bar{\sigma} \tan\varphi$ (βλ. παρακάτω, Κεφ. 3.4)

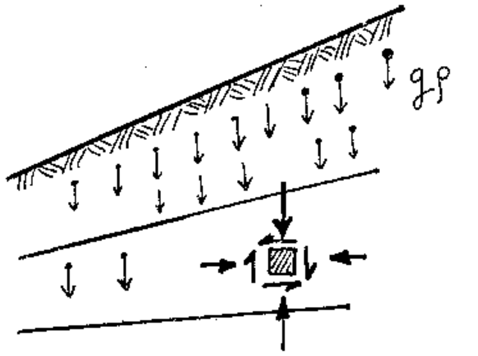
2. <u>Παραμόρφωση</u> έχουμε *μόνον* όταν επιβληθεί $\Delta\bar{\sigma}$



καμμία μεταβολή στο κοκκώδες υπέδαφος λόγω υδατικής ανύψωσης (από την κατάσταση A στην κατάσταση B, η $\bar{\sigma}$ του εδαφικού στοιχείου παραμένει σταθερή).

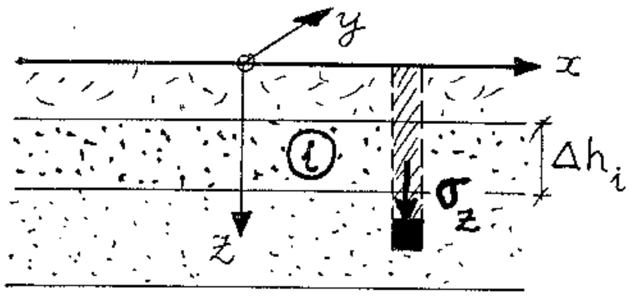
[Να ερμηνευθεί τό πείραμα τοῦ "καφέ" που γίνεται στην τάξη.]

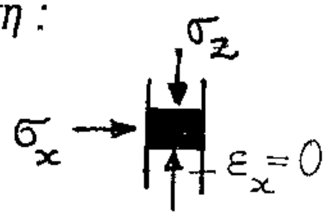
ΤΑΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΙΔΙΟΥ ΒΑΡΟΥΣ



Οι τάσεις σέ ένα σημείο λόγω βαρύτητας είναι γενικά πολύ δύσκολο να υπολογισθούν με ακρίβεια (μεγάλη υπερστατικότητα)

Συνήθης ειδική περίπτωση :



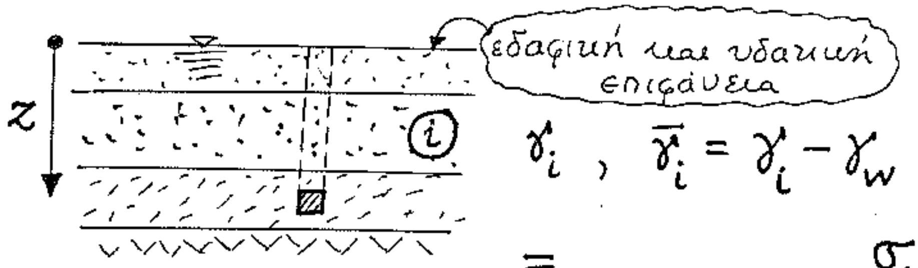


"γεωστατικές" τάσεις

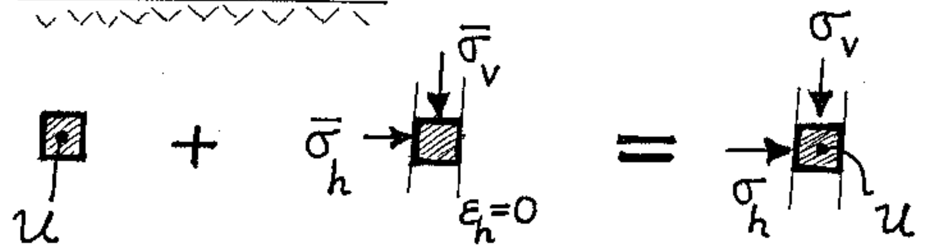
$$\sigma_x = \sigma_y = ? \quad , \quad \sigma_z = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i \Delta h_i$$

Διατμητικές τάσεις $= 0 = \tau_{zx} = \tau_{zy}$

Οριζόντιες παραμορφώσεις $= 0 = \varepsilon_x = \varepsilon_y$



$\gamma_i \;,\; \bar{\gamma}_i = \gamma_i - \gamma_w$



(πρὸς κάθε διεύθυνση)

$u = \gamma_w z$	$\bar{\sigma}_v = \sum \bar{\gamma}_i \Delta h_i$ $\bar{\sigma}_h = \;;$	$\sigma_v = \bar{\sigma}_v + u$ $\sigma_h = \bar{\sigma}_h + u$
υδροστατικές πιέσεις	ενεργές τάσεις	ολικές τάσεις

για ένα "συγκεκριμένο" εδαφικό υλικό :

$$\text{ο λόγος} \quad K_o = \frac{\bar{\sigma}_h}{\bar{\sigma}_v}$$

είναι σταθερός αριθμός ∴ μπορεί να βρεθεί με εργαστηριακή δοκιμή ("συμπιεσομέτρου").

Τυπικές τιμές : $K_o \approx 0.40-0.60$,

για άμμους

$K_o \approx 0.30 - 0.70$,

για κανονικά στερεοποιημένες (απροφόρτιστες) αργίλους

$K_o > 0.60$: *για υπερστερεοποιημένες αργίλους*

Εάν το υλικό ήταν ισότροπο, ελαστικό και γραμμικό :

$$\varepsilon_h = 0 = \frac{\bar{\sigma}_h}{E} - \nu\frac{\bar{\sigma}_h}{E} - \nu\frac{\bar{\sigma}_v}{E}$$

$$\Longrightarrow \quad \frac{\bar{\sigma}_h}{\bar{\sigma}_v} \equiv K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$$

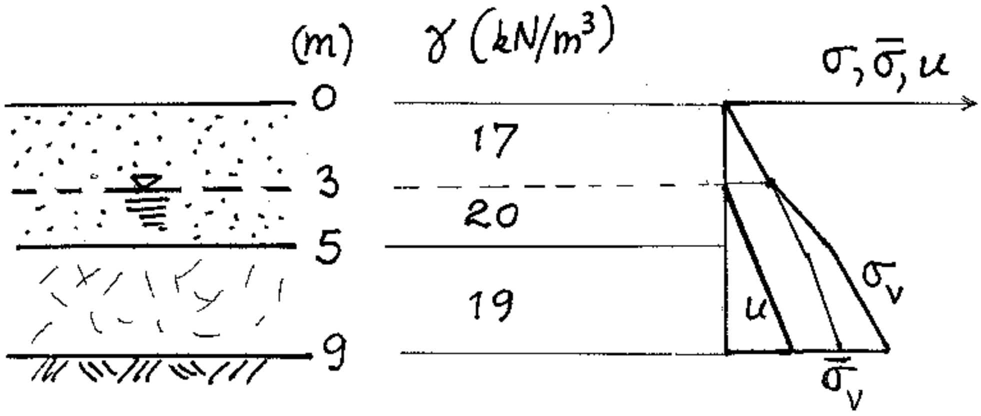
λόγος του Poisson

τυπική τιμή : $\nu \approx 0.40 \rightarrow K_o \approx 0.67$

ενώ : $\nu \approx 0.30 \rightarrow K_o \approx 0.50$.

Αριθμητική εφαρμογή

4.



kPa

Βάθος	ολική $\sigma_v \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	−	$u \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	=	$\bar{\sigma}_v$
3	3 x 17 = 51		0		51
5	51 + 2 x 20 = 91		2 x 9.8 = 19.6		71.4
9	91 + 4 x 19 = 167		6 x 9.8 = 58.8		108.2

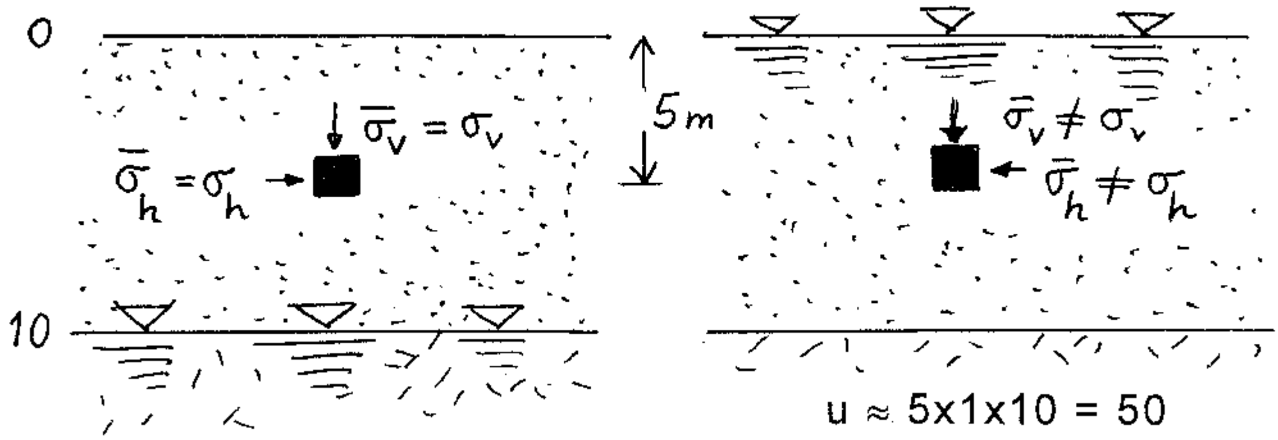
$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

εάν π.χ. K_o = 0.50 καί για τίς δύο στρώσεις :

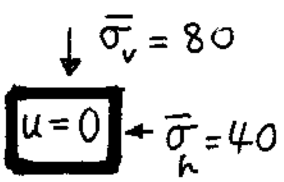
z	$\bar{\sigma}_h = 0.50\,(\sigma_v - u)$,	$\sigma_h = \bar{\sigma}_h + u$
3	25.5	25.5
5	36.7	36.7 + 19.6 = 56.3
9	54.1	54.1 + 58.8 = 112.9

Αριθμητική Εφαρμογή

5. Εδαφική απόθεση αποτελείται από άμμο με $\rho_{\xi\eta\rho} = 1.6\ \frac{\mathrm{Mg}}{\mathrm{m}^3}$ και $\rho_{\kappa o\rho} = 2.0\ \frac{\mathrm{Mg}}{\mathrm{m}^3}$. Ποιές οι συνέπειες της ανόδου ή καθόδου της υδατικής στάθμης (απ' την στάθμη 0 στην στάθμη -10 m) ;; (Δίδεται: $K_o = ½$)

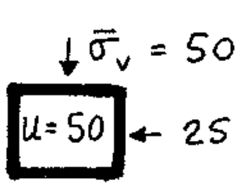


	$u \approx 5x1x10 = 50$
$u = 0$	$\sigma_v \approx 5x2x10 = 100$
$\sigma_v = \bar{\sigma}_v \approx 5x1.6x10 = 80$	$\bar{\sigma}_v \approx 5x(2-1)x10 = 50$
$\bar{\sigma}_h = \sigma_h = ½ \times 80 = 40$ kPa	$\bar{\sigma}_h = ½ \times 50 = 25$
	$\sigma_h = \bar{\sigma}_h + u = 75$



ενεργές

τάσεις



ανακούφιση, διόγκωση

$\longrightarrow$

$\longleftarrow$

θλίψη, συμπίεση

(παρόλο που στην δεύτερη κατάσταση η ολική $\sigma_v = 100$ είναι μεγαλύτερη).

3.2

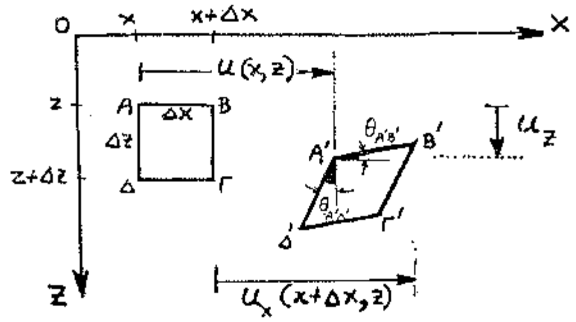
ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

3.2 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ

(ενός στοιχείου εδαφικού υλικού)

ΜΑΚΡΟΣΚΟΠΙΚΟΣ ΟΡΙΣΜΟΣ :

μετατόπιση καί (ανηγμένη) παραμόρφωση στοιχείου *συνεχούς* μέσου



ΑΑ' = μετατόπιση σημείου Α = u_A = u (x, y, z)

(Εάν $u_A = u_B = \ldots = u$ σταθερό, ανεξάρτητο των x, y, z έχουμε κίνηση *"απολύτως στερεού"* σώματος - δηλ. χωρίς καμμιά παραμόρφωση)

Ορθή (ανηγμένη) παραμόρφωση :

δηλ. $\varepsilon_x = -\dfrac{\partial u_x}{\partial x}$ τό (−) ώστε αύξηση τού μήκους, δηλ. εφελκυστική παραμόρφωση νά είναι αρνητική, όπως καί μέ τις τάσεις

ομοίως $\varepsilon_y = -\dfrac{\partial u_y}{\partial y}$

$$\varepsilon_z = -\frac{\partial u_z}{\partial z}$$

Διατμητική ή γωνιακή παραμόρφωση:

$$\gamma_{xz} = -\left(\theta_{A'\Delta'} + \theta_{A'B'}\right) \underset{\text{οριακώς}}{=\!=\!=} -\left(\tan\theta_{A'\Delta'} + \tan\theta_{A'B'}\right)$$

$$= -\lim_{\Delta x \to 0}\left[\frac{u_z(x+\Delta x, z) - u_z(x,z)}{\Delta x}\right] +$$

$$- \lim_{\Delta z \to 0}\left[\frac{u_x(x, z+\Delta z) - u_x(x,z)}{\Delta z}\right] =$$

$$= -\left(\frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z}\right)$$

Ομοίως $\gamma_{yz} = -\left(\dfrac{\partial u_z}{\partial y} + \dfrac{\partial u_y}{\partial z}\right)$

$$\gamma_{xy} = -\left(\frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y}\right)$$

Ογκομετρική αν. παραμόρφωση: $\dfrac{\Delta V}{V} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$

Γνώση της παραμόρφωσης ενός εδαφικού στοιχείου $\underset{\text{προϋποθέτει}}{\Longleftrightarrow}$ γνώση του μητρώου* των ανηγμένων παραμορφώσεων:

*(ή και τανυστή)

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \varepsilon_y & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xz} & \frac{1}{2}\gamma_{yz} & \varepsilon_z \end{bmatrix} \sim \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix}$$

$\Downarrow$

κύριες (ορθές) αν. παραμορφώσεις

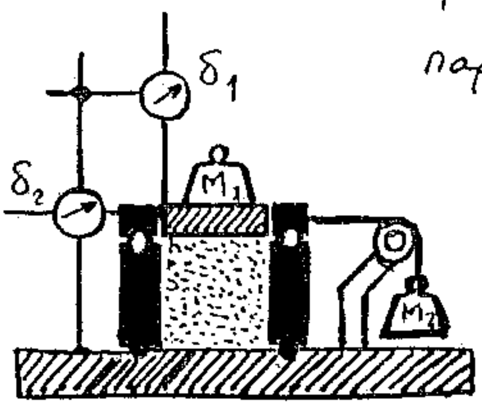
Σε επίπεδες καταστάσεις ισχύει <u>και</u> γιά τις παραμορφώσεις ο κύκλος Mohr (γιά τον υπολογισμό των ε_i και γ_{ij} σε διάφορες διευθύνσεις του υπόψη σημείου).

<u>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</u>: Αναφερόμαστε πάντα σε <u>πολύ μικρές</u> (απειροστές) παραμορφώσεις, <u>συμβιβαστές</u> με τη συνέχεια του μέσου.

<u>Πεπερασμένες</u> παραμορφώσεις και παραμορφώσεις που συνεπάγονται <u>κατάλυση της συνέχειας</u> του μέσου: απαιτούν διαφορετική θεώρηση.

Αριθμητικό παράδειγμα

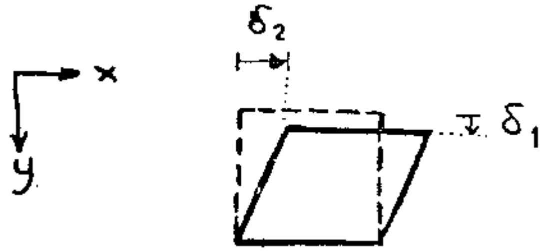
6. Κυβικό δοκίμιο ($a = 4$ cm) υπό την επίδραση $M_1 = 30$ kg και $M_2 = 10$ kg



παρουσιάζει μετακινήσεις:

- καταγόρυφη $\delta_1 = 0.9$ mm ↓
- οριζόντια $\delta_2 = 2.3$ mm →

Ζητώ: τανυστή (ανηγ.) παραμορφώσεων, ε_{max}, ε_{min} και τις διευθύνσεις τους.



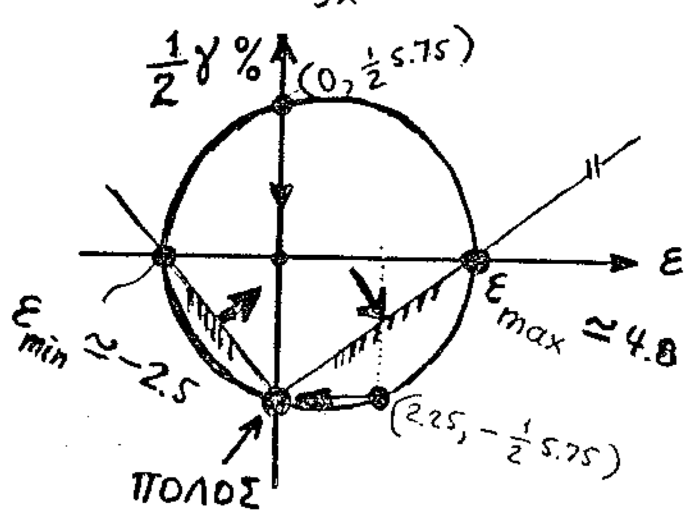
$$\gamma_{xy} = \frac{\delta_2}{a} = \frac{2.3}{40} = 0.0575$$

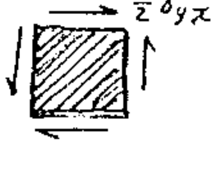
(ή 5.75%)

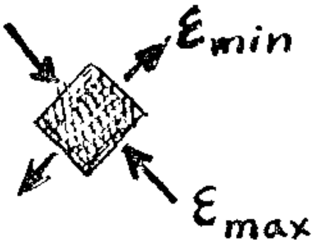
$$\varepsilon_y = \frac{\delta_1}{a} = \frac{0.9}{40} = 0.0225$$

(ή 2.25%)

Επίσης $\varepsilon_x = 0$, $\gamma_{yx} = 0.0575$



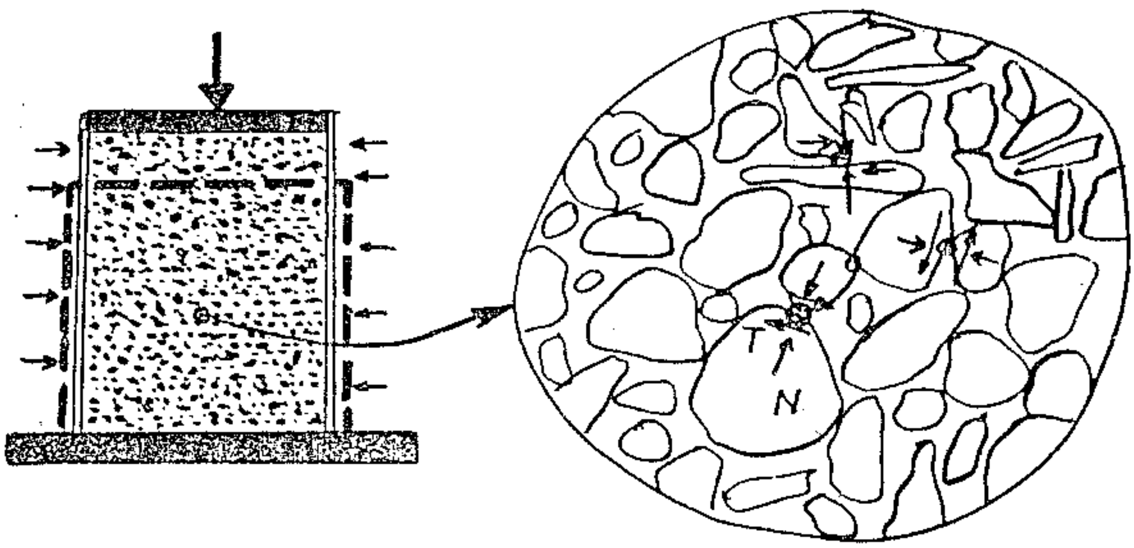




ΜΙΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗ ΘΕΩΡΗΣΗ :
Ο ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Διαφορετικός γιά κοκκώδη (α) και αργιλώδη (β) υλικά

(a) κοκκώδη



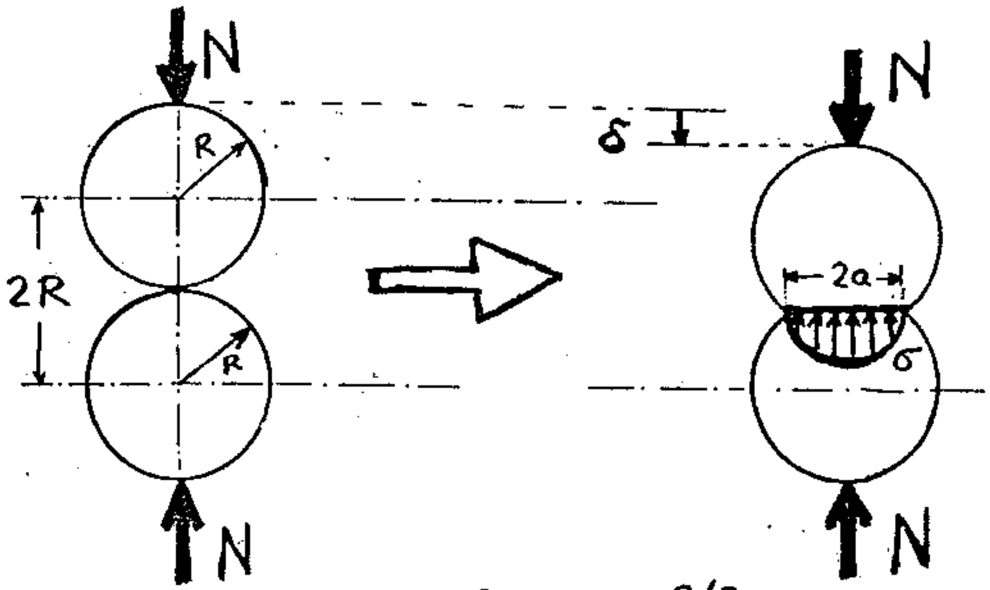
Η μετάδοση τών τάσεων γίνεται αποκλειστικά μέσω δυνάμεων επαφής (T, N) μεταξύ τών κόκκων. Οι δυνάμεις αυτές προκαλούν:

(1) ελαστική η και πλαστική παραμόρφωση τών (στερεών) κόκκων στην περιοχή τών σημείων επαφής

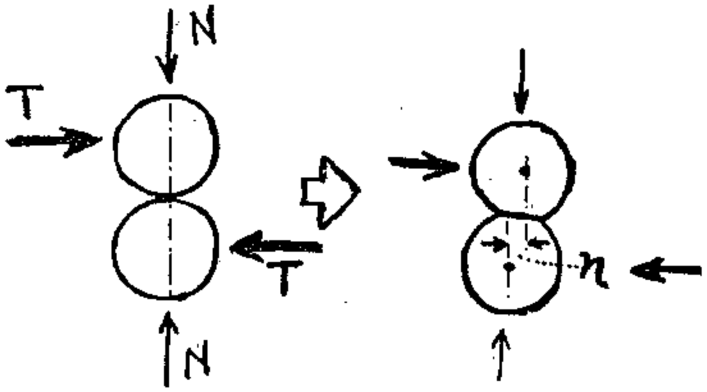
(2) ολίσθηση (ή και κύλιση) ενός κόκκου ως πρός τον άλλο

(1) α. Ελαστική παραμόρφωση κόκκων

απλό μοντέλο : ισομεγέθεις ελαστικές σφαίρες



Hertz (1881) : $$\delta = \frac{1}{2}\cdot\left\{\frac{3(1-\nu)}{G}\right\}^{2/3}\cdot R^{-1/3}\cdot N^{2/3}$$



Mindlin (1949) :

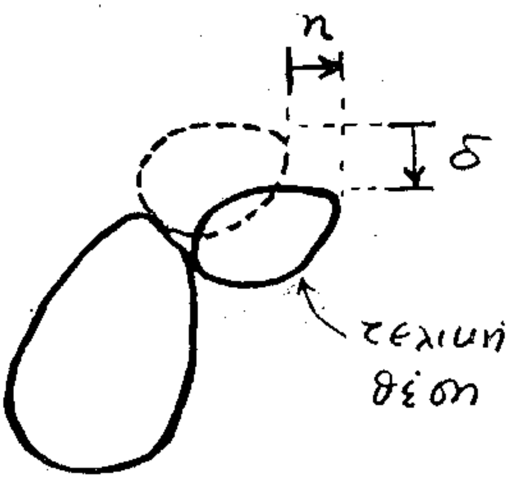
$$\eta \propto \left[1-\left(1-\frac{T}{fN}\right)^{2/3}\right]$$

β. Ανελαστική παραμόρφωση κόκκων

Όταν η N είναι πολύ μεγάλη ⟶

πλαστική παραμόρφωση ή και θρυμματισμός (θραύση) του υλικού στα σημεία επαφής

(2) <u>Σχετική ολίσθηση</u> μεταξύ των κόκκων (όταν $T > f\,N$, όπου f= συντελεστής τριβής), συνοδευόμενη και από κάποια **κύλιση**. (φαινόμενα μη αντιστρεπτά)



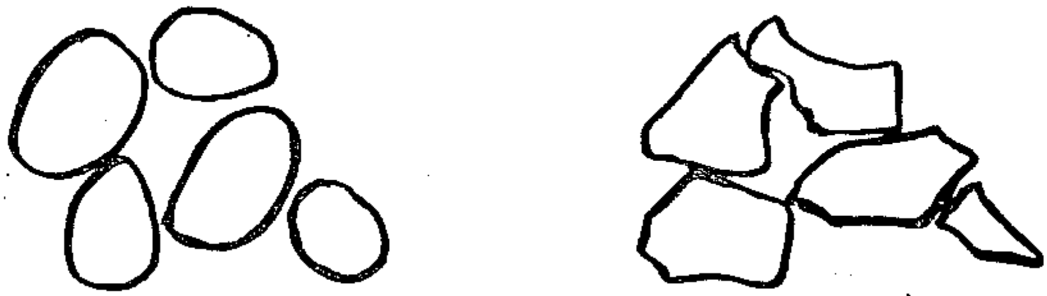
Η ύπαρξη κενών επιτρέπει τέτοιου είδους ολισθήσεις (η και κυλίσεις)

Συμπέρασμα: η παραμόρφωση των κοκκωδών υλικών οφείλεται στον συνδυασμό "τοπικών" παραμορφώσεων των στερεών κόκκων (→ μείωση όγκου στερεάς φάσης) και σχετικών ολισθήσεων μεταξύ των κόκκων (→ μείωση όγκου κενών).

Η εμπειρία έχει δείξει ότι η δεύτερη αυτή συνιστώσα της ολικής παραμόρφωσης είναι (κατά πολύ) "σπουδαιότερη.

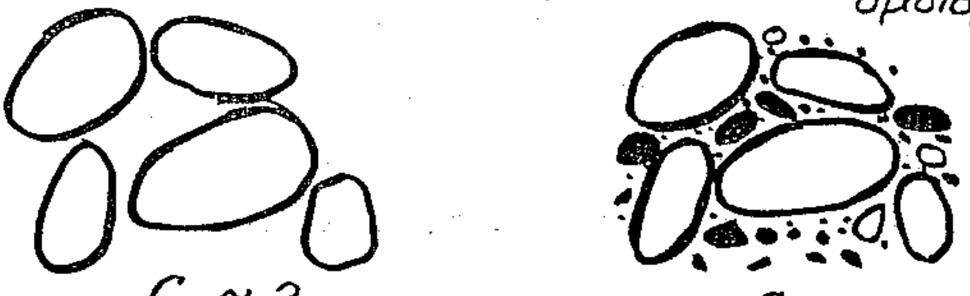
Ιδού μερικοί παράγοντες από τούς οποίους εξαρτάται η παραμορφωσιμότητα τών κοκκωδών εδαφικών υλικών (ποιοτική θεώρηση):

(i) τό σχήμα τών κόκκων



στρογγυλευμένοι ← κόκκοι → γωνιώδεις
(ολισθήσεις εύκολες) (ολισθήσεις δυσκολότερες)

(ii) η κοκκομετρική σύνθεση – βαθμός ομοιομορφίας

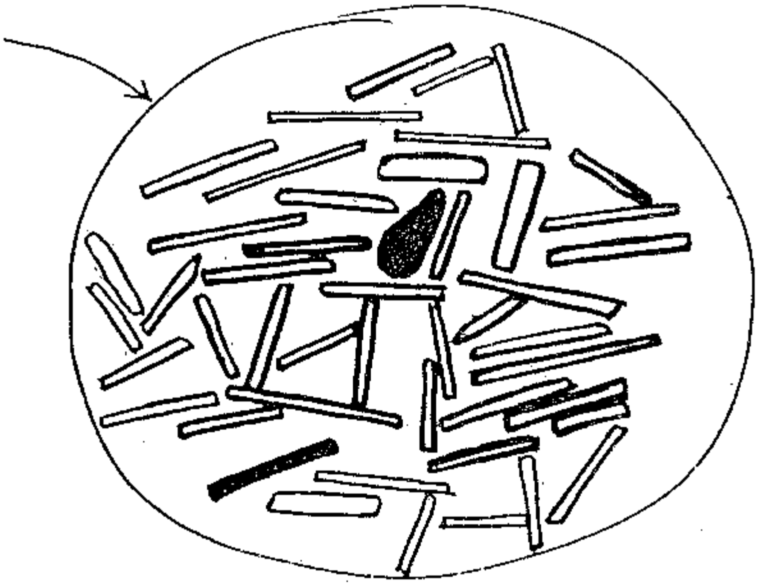


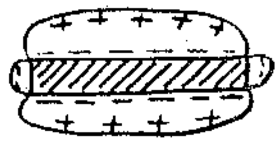
$C_u \simeq 2$ $C_u > 10$

(Η ύπαρξη ποικιλίας μεγεθών δυσχεραίνει τίς ολισθήσεις)

(iii) η πυκνότητα τής δομής

Αύξηση τής D_r ⟹ μείωση κενών και αύξηση τού αριθμού τών σημείων επαφής → και οι ολισθήσεις και οι τοπικές παραμ. μικραίνουν (β) αργιλώδη





Η μετάδοση τών τάσεων μόνο εν μέρει γίνεται μέσω δυνάμεων επαφής μεταξύ στερεών πλακιδίων
Κυρίως γίνεται μέσω αυξομειώσεων τών ηλεκτροστατικών απωθήσεων και τών μοριακής υφής ελκυστικών δυνάμεων.

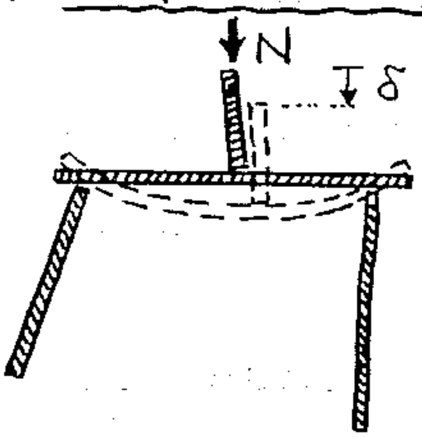
Οι παραμορφώσεις οφείλονται κυρίως:

(1) σέ **καμπτικές** (ελαστικές ή μη) παραμορφώσεις τών πλακιδίων

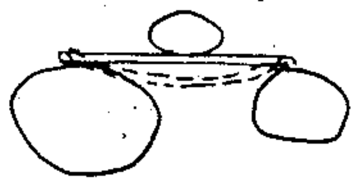
(2) στό **πλησίασμα** τών // πλακιδίων

(3) στήν **αναδιάταξη** τών πλακιδίων και αλλαγή τού μεταξύ τους προσανατολισμού

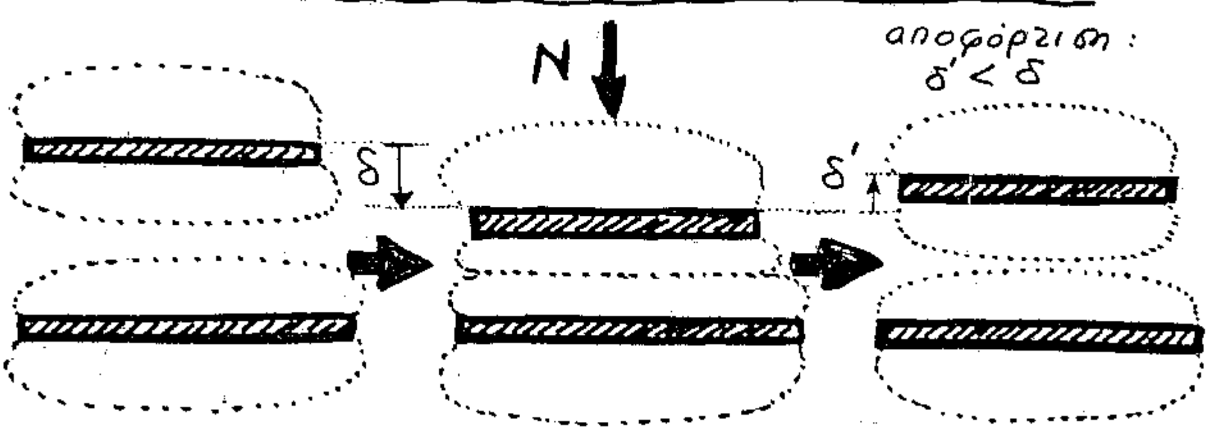
(1) Καμπτική παραμόρφωση



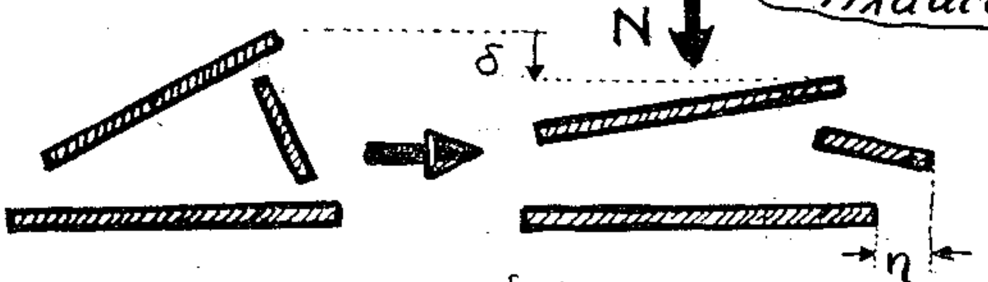
μικρής, γενικά, σημασίας εκτός άν τό υλικό περιέχει καί κόκκους "ογκώδους" μορφής (αμμοαργιλώδες)



(2) πλησίασμα παραλλήλων πλακιδίων



(3) αναδιάταξη - αλλαγή κατεύθυνσης τών πλακιδίων



καί πάλι η αποφόρτιση $\xrightarrow[\text{σέ}]{\text{οδηγεί}}$ ελάχιστη ανάκτηση τών δ, η...

Οι μηχανισμοί (2) και (3) είναι οι πιό σημαντικοί: ό (2) σέ αργίλους "διαταγμένης" δομής· ο (3) σέ αργίλους "δρομβοειδούς" δομής

Σημαντική παρατήρηση: παραμορφώσεις τύπου (2) και (3) μπορούν νά λάβουν χώραν και χωρίς την επίδραση επιβαλλόμενης N, αρκεί να μειωθεί (ή αυξηθεί) τό πάχος του διπλού στρώματος! πχ. ξήρανση ➔ συρρίκνωση τού διπλού στρώματος ➔ μείωση όγκου...
(καί τό αντίστροφο, φυσικά, ισχύει)

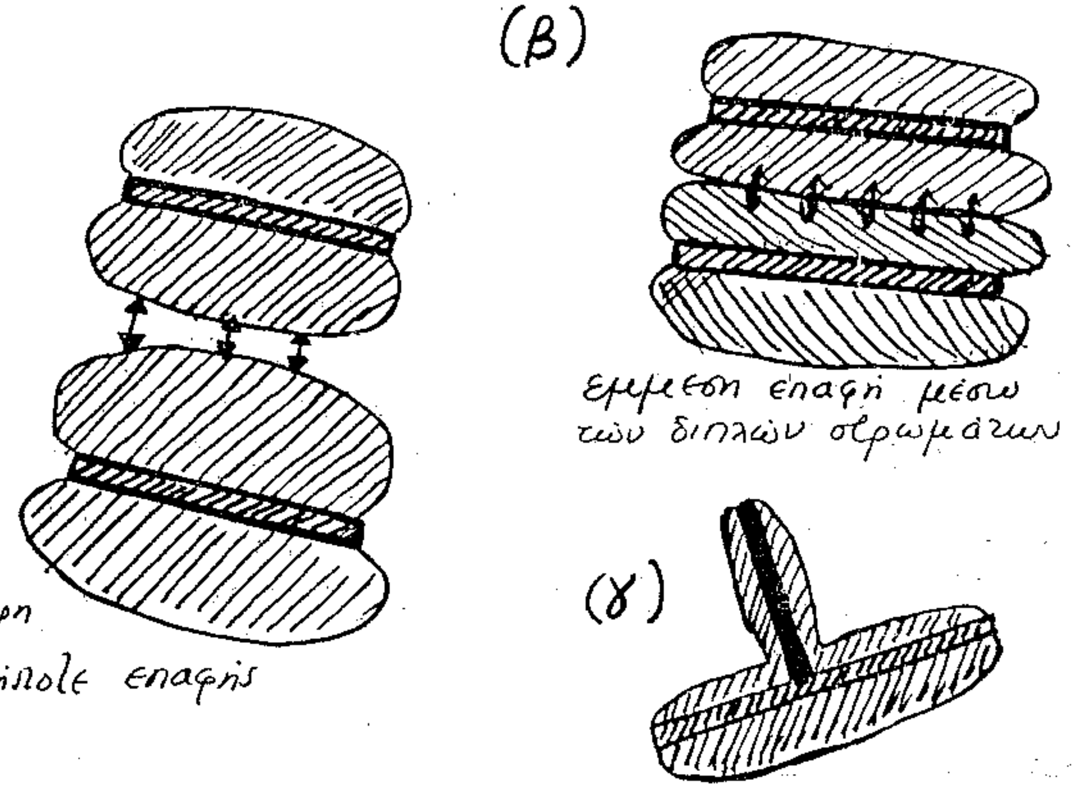
Είναι πρακτικώς αδύνατη η περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς μιάς εδαφικής μάζας μέ βάση τήν γνώση τού τρόπου παραμόρφωσης και μετάδοσης τάσεων μεταξύ δύο κόκκων ή πλακιδίων (π.χ. $1 cm^3$ άμμου λεπτόκοκκης ⟶ ≃ 5 000 000 σημεία επαφής!)

Αναγκαία λοιπόν ή φαινομενολογική (μακροσκοπική, στατιστική) θεώρηση τόσο γιά τις "σ" όσο και γιά τις "ε".

Ο ΤΡΙΠΤΥΧΟΣ ΡΟΛΟΣ της ΥΓΡΗΣ ΦΑΣΗΣ

1. "Χημική" αλληλεπίδραση:

τό υγρό τών πόρων επηρεάζει τό διπλό στρώμα τών αργιλωδών υλικών και (κατά συνέπεια) έχει αποφασιστική σημασία ως πρός τόν τρόπο μετάδοσης τών δυνάμεων μεταξύ τών πλακιδίων



(α) έλλειψη οποιασδήποτε επαφής

(β) έμμεση επαφή μέσω τών διπλών στρωμάτων

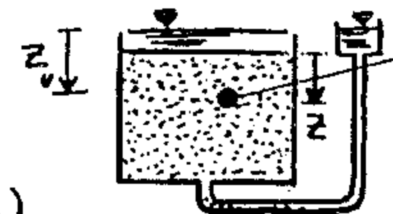
(γ) άμεση επαφή αργιλικών πλακιδίων

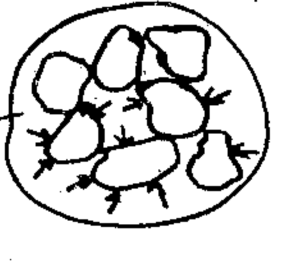
2. "Φυσική" αλληλεπίδραση :

τὸ υγρὸ τῶν πόρων μπορεῖ νὰ ρέει διαμέσου τοῦ εδαφικοῦ υλικοῦ · ἔτσι αλληλεπιδρὰ μὲ τὸν στερεὸ σκελετό : μεταβάλλει τὶς δυνάμεις στὰ "σημεῖα" επαφῆς τῶν κόκκων κι ἔτσι επηρεάζει τὰ μηχανικὰ χαρακτηριστικὰ ("συμπιεστότητα", "αντοχή") τοῦ υλικοῦ

Παράδειγμα: ροή ύδατος διαμέσου κορεσμένης άμμου
Διακρίνουμε τρεις καταστάσεις, ανάλογα με την "ταχύτητα" ροής: **(a)** υδροστατική ισορροπία

(a)
υδροστατική ισορροπία

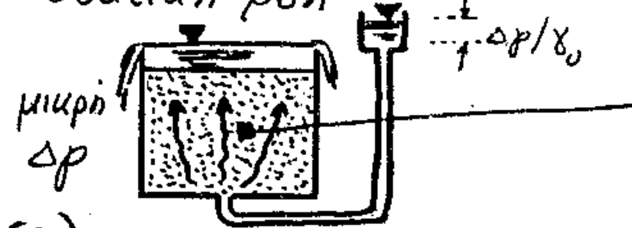




$$u = \rho_\upsilon g z_\upsilon$$
$$\bar{\sigma}_\upsilon = \bar{\rho} g z$$

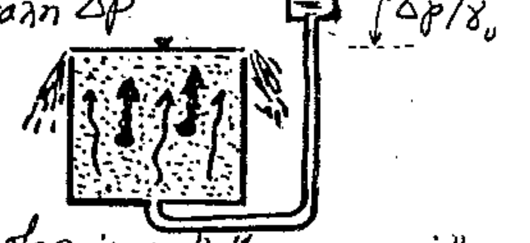
(b) υδατική διαρροή λόγω "μικρής" διαφοράς υγομετρικής στάθμης...

(b)
υδατική ροή



F_δ = δύναμη διήθησης πού αντιτίθεται στην βαρύτητα κι επομένως μειώνει την $\bar{\sigma}_\upsilon$

(c)
μεγάλη Δp

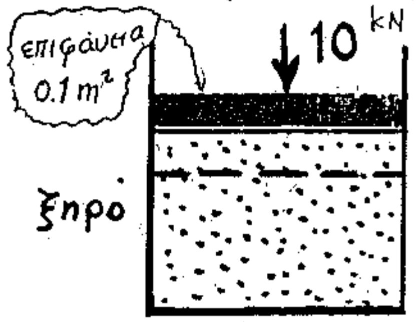


"ρευστοποίηση" - "υποσκαφή"

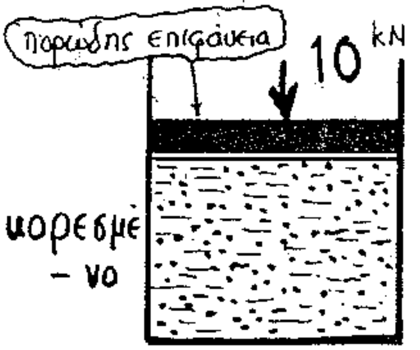
(c) Αν μάλιστα Δp αρκετά μεγάλο και $\bar{\sigma}_\upsilon \longrightarrow 0$ παύει νά υπάρχει επαφή κόκκου μέ κόκκο. Έχουμε απλώς μίγμα < ρευστού + κόκκων

3. "Μηχανική" αλληλεπίδραση :

Κάθε φορτίο πού επιβάλλεται σέ μιά κορεσμένη εδαφική μάζα παραλαμβάνεται τόσο από τόν στερεό σκελετό όσο κι απ' τό υγρό τών πόρων. Τούτο συνεπάγεται τήν αύξηση τής υδατικής πίεσης, u, η οποία αύξηση, μέ τή σειρά της, προκαλεί ροή (= "διαφυγή") τού υγρού πρός περιοχές μικρότερης πίεσης. Έτσι έχουμε συνεχή ανακατανομή τού ποσοστού τού φορτίου κάθε μιάς φάσης και χρονική εξέλιξη τών παραμορφώσεων τής εδαφικής μάζας.



← ακαριαία μετακίνηση λόγω παραμορφώσεων τής εδαφικής μάζας
(κυρίως : μείωση όγκου κενών)



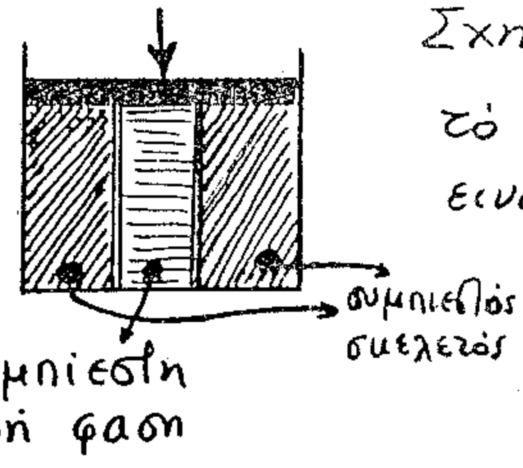
← ακαριαία μετακίνηση ≃ 0 !!
διότι οι πόροι είναι γεμάτοι νερό τό οποίο είναι πρακτικά ασυμπίεστο →
→ δέν επιτρέπει μείωση τού όγκου...

Επομένως, ολόκληρο τό φορτίο τό αναλαμβάνει αποκλειστικά η υγρή φάση:

$$\Delta u = p = 10/0.1 = 100 \underbrace{kN/m^2}_{kPa}$$

ενώ ο στερεός σκελετός παραμένει αφόρτιστος:

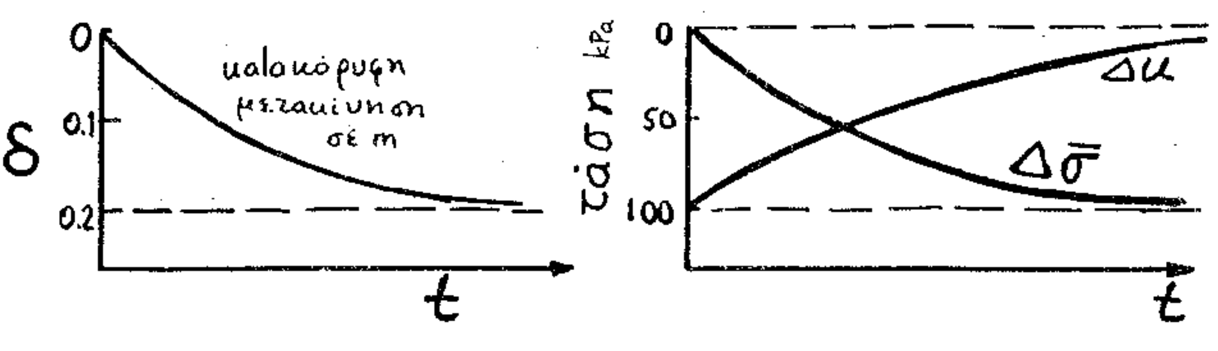
$$\Delta\bar{\sigma} = 0 \ kN/m^2$$



Σχηματική εξήγηση:
τό φορτίο καθενός υλικού είναι ανάλογο πρός τήν δυσκαμψία του, D.

$$\frac{D_{σ.σκε.}}{D_{υγρ.}} \simeq 0 \rightarrow \Delta\bar{\sigma} \simeq 0$$

Καθώς όμως τό υγρό κολλά στήν επιφάνεια (μέ υπερπίεση πάντοτε $\Delta u = 100$ kPa) βρίσκεται σέ επαφή μέ τό πορώδες έμβολο, τείνει νά "διαφύγει". Έτσι αρχίζει η ροή τού υγρού μέσω τής εδαφικής μάζας, μέχρις ότου $\Delta u = 0$ καί $\Delta\bar{\sigma} = 100$ kPa, παντού, σ' ολόκληρη τήν μάζα.



3.3

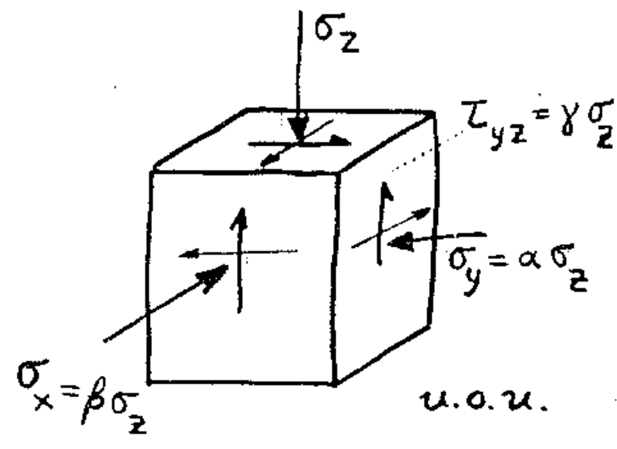
ΣΧΕΣΗ $\sigma - \varepsilon$ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΥΠΟ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΕΝΤΑΤΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ

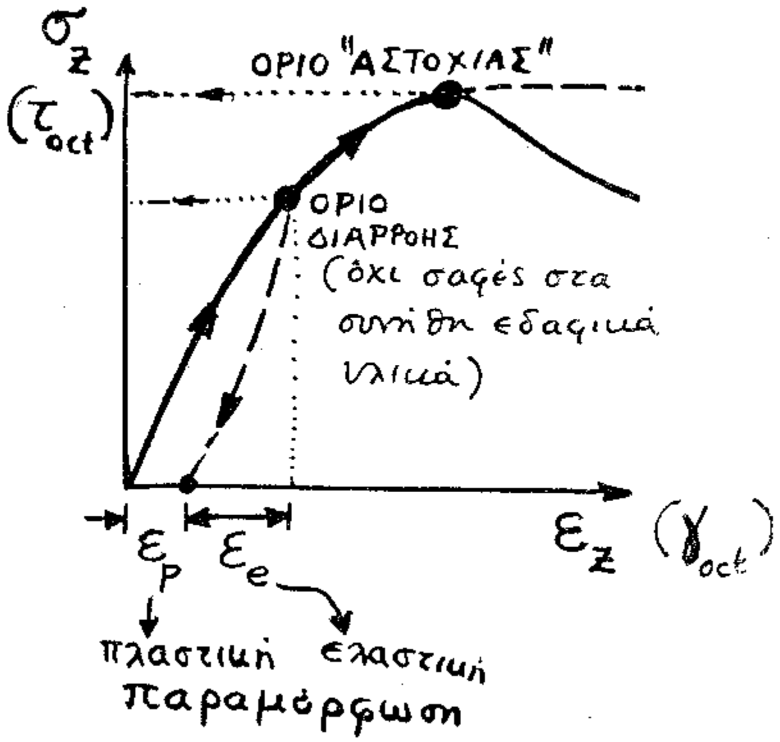
3.3 ΣΧΕΣΗ ΤΑΣΕΩΝ – ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΥΠΟ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΕΝΤΑΤΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ

(ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ)

Η εξεύρεση τής συσχέτισης τάσεων - αντιστ. παραμορφώσεων γίνεται μέσω κατάλληλων πειραματικών (εργαστηριακών) δοκιμών.

Τό εδαφικό στοιχείο (δοκίμιο) υποβάλλεται σέ εντατική κατάσταση όσο γίνεται παρόμοια μ' αυτήν πού θά τού επιβληθεί στή φύση. Παρακολουθούνται οι παραμορφώσεις πού προκύπτουν καί καταγράφεται η εξέλιξη τών "ε" συναρτήσει τών "σ".





$\alpha, \beta, \gamma, \ldots$ = σταθερές

π.χ. απλή μονοαξονική θλίψη:

$\alpha = \beta = \gamma = \cdots = 0$

Είναι όμως πρακτικώς αδύνατο νά μελετήσουμε εργαστηριακά πολύ μεγάλο πλήθος εδαφικών στοιχείων υπό διάφορες "σ." Ούτε είναι δυνατόν μιά εργαστηριακή συσκευή νά είναι σέ θέση νά επιβάλλει όλους τούς πιθανούς (θεωρητικώς άπειρους) συνδυασμούς τάσεων, όπως επιβάλλονται στή φύση.

Γιαυτό, αρκούμαστε σέ μερικά μόνον αλλά χαρακτηριστικά - αντιπροσωπευτικά - στοιχεία και τά υποβάλλουμε σέ σχετικώς <u>απλές αλλά χαρακτηριστικές εντατικές καταστάσεις</u>. Πού πάει νά πεί, εντατ. καταστ. οι οποίες καί μέν δέν είναι, ίσως, ακριβώς ίδιες μέ τις επιβαλλόμενες σέ κανένα σημείο, είναι όμως κατά αδρή προσέγγιση παρόμοιες μέ τις επιβαλλόμενες σέ μεγάλο πλήθος αντιπροσωπευτικών ("κρίσιμων") στοιχείων.

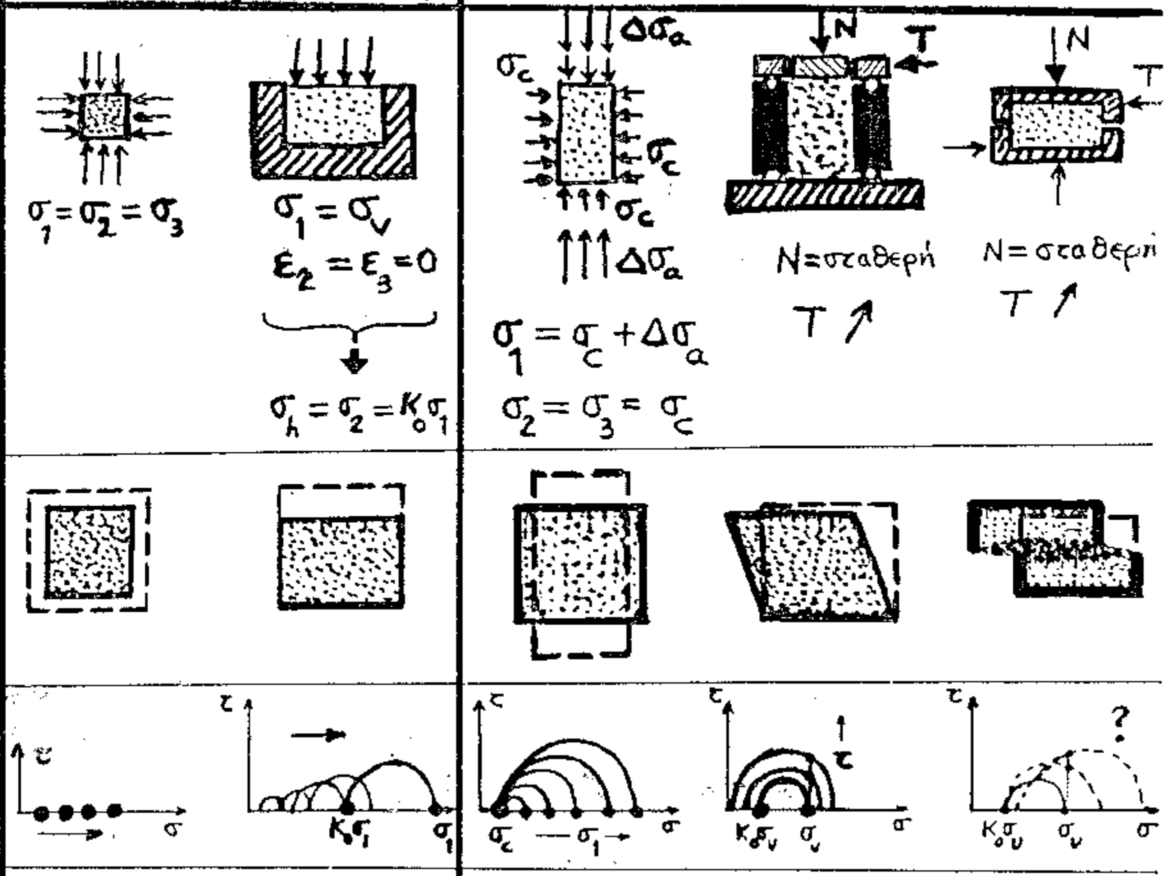
Οί θεωρίες πλαστικότητας προσπαθούν νά προβλέψουν τήν συμπεριφορά στοιχείου υπό τήν επίδραση οποιασδήποτε εντατικής κατάστασης, γνωρίζοντας μόνον τήν συμπεριφορά του σέ μιά-δυό απλές δοκιμές (π.χ. μοναξονική διάτμηση, θλίψη, κλπ)

Οι συνηθέστερες δοκιμές της εδαφομηχανικής

Μπορεί να ταξινομηθούν σε δύο κατηγορίες:

(a) δοκιμές που επιβάλλουν κυρίως **ογκομετρικές** παραμορφώσεις
(μεταβολές όγκου κυρίως και λιγότερο μεταβολές σχήματος)

(b) δοκιμές που επιβάλλουν κυρίως **διατμητικές** παραμορφώσεις

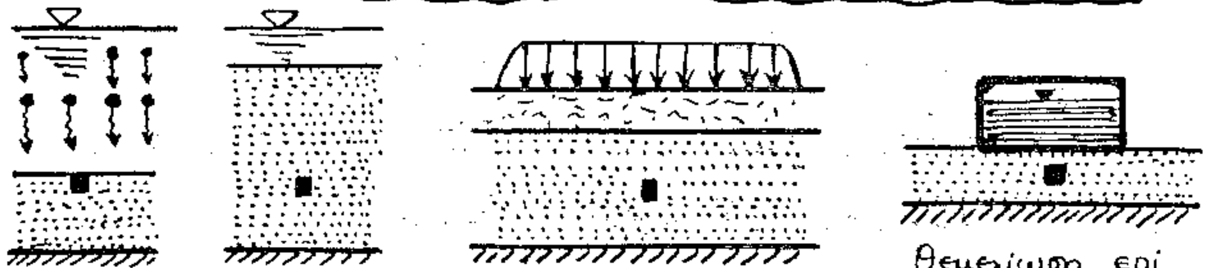


ΔΟΚΙΜΗ	ΙΣΟΤΡΟΠΗ (ΥΔΡΟΣΤΑΤΙΚΗ) ΣΥΜΠΙΕΣΗ	ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ (ΠΛΕΥΡΙΚΗ ε=0)	ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ	ΑΠΛΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΕΝΤΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	$\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$	$\sigma_1=\sigma_v$, $\varepsilon_2=\varepsilon_3=0$ ⇒ $\sigma_h=\sigma_2=K_o\sigma_1$	$\sigma_1=\sigma_c+\Delta\sigma_a$, $\sigma_2=\sigma_3=\sigma_c$	N=σταθερή, T ↗	N=σταθερή, T ↗
ΤΡΟΠΟΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ					
ΔΙΑΔΟΧΙΚΟΙ ΚΥΚΛΟΙ MOHR					
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	"ογκομετρικές"		"διατμητικές"		
ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ ΧΡΗΣΗΣ	συνήθης*	συνηθέστατη	συνηθέστατη	σπάνια	συνήθης

* ως μέρος της κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης

καθαρώς διατμητική (θεωρητικά τουλάχιστον)

Γεωτεχνικά προβλήματα/εφαρμογές με τις αντίστοιχες εργαστηριακές δοκιμές

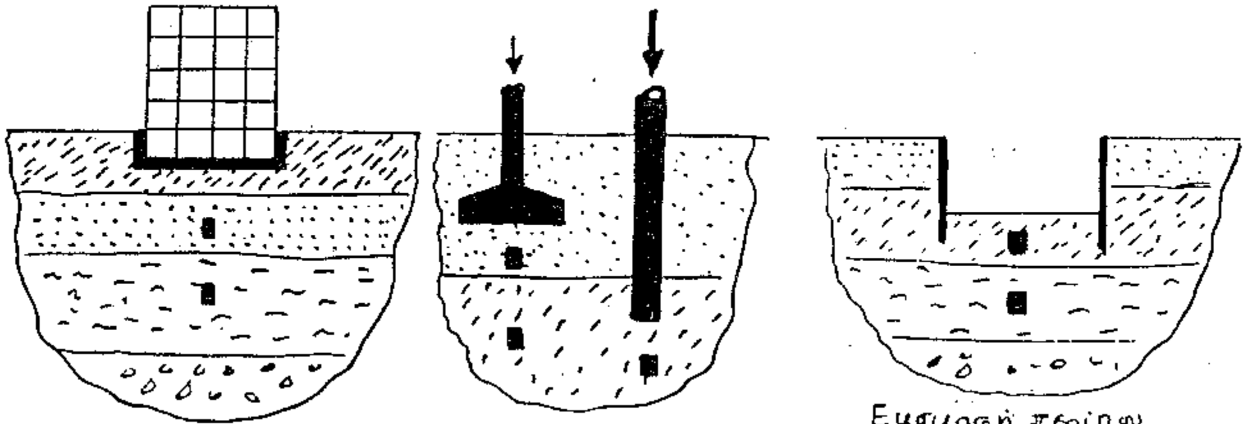


Σχηματισμός εδαφικής αποθέσεως

Ομοιόμορφη επιφόρτιση μεγάλης έκτασης

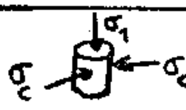
Θεμελίωση επί αβαθούς εδαφικού στρώματος επί βράχου

Μονοδιάστατη συμπίεση ($\epsilon_y = 0$)

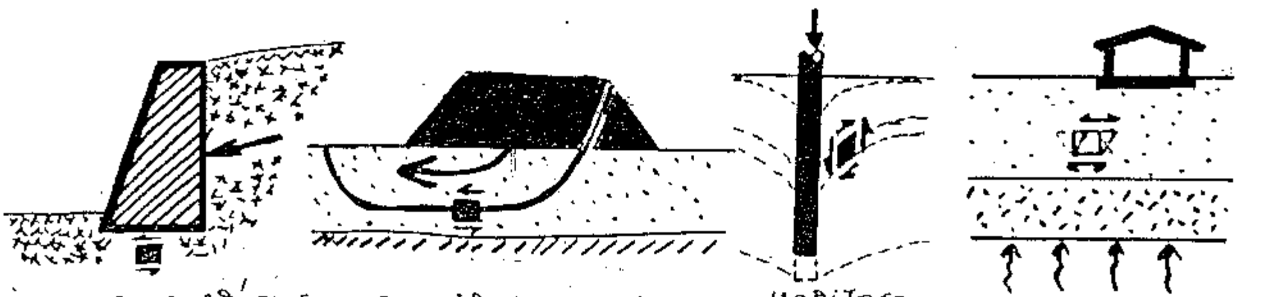


Θεμελίωση κυκλικής ή τετραγωνικής κάτοψης

Εκσκαφή περίπου τετραγωνικής κάτοψης



Αξονοσυμμετρική τριαξονική φόρτιση



έλεγχος ολισθήσεως τοίχου αντιστηρίξεως

ευστάθεια αναχώματος επί μαλακής αργίλου

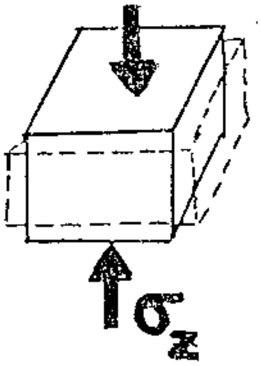
καθίζηση "αιωρούμενου" πασσάλου

σεισμική διέγερση, κατακόρυφα διατμητικά κύματα

ή Απευθείας, ή απλή διάτμηση

ΥΠΕΝΘΥΜΙΣΗ ΑΠ' ΤΗΝ ΜΗΧΑΝΙΚΗ

Ελαστικές γραμμικές σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεως ισότροπου υλικού:

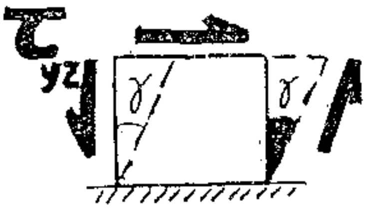


μονο-αξονική φόρτιση:

$$\epsilon_z = -\frac{\Delta \ell}{\ell} \sim -\frac{du_x}{dx}$$

$$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}, \qquad \nu = -\frac{\epsilon_y}{\epsilon_z}$$

μέτρο Young λόγος Poisson



$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G}$$ — μέτρο διατμήσεως

$$\gamma_{yz} = \Delta(\gamma\omega\nu\acute{\iota}\alpha\varsigma) \sim \left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y}\right)$$

Καταστατικές σχέσεις

$$\epsilon_x = \sigma_x / E - \nu \cdot \sigma_y / E - \nu \cdot \sigma_z / E$$

$$\epsilon_y = \sigma_y / E - \nu \cdot \sigma_x / E - \nu \cdot \sigma_z / E \qquad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

. . . .

$$\gamma_{yz} = \tau_{yz} / G$$

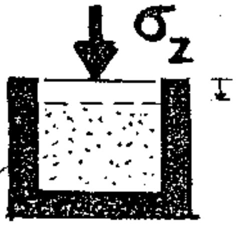
$$\boxed{\text{Νά υπολογισθεί η ογκ. διόγκωση } \epsilon_{vol} \equiv \frac{\Delta V}{V}}$$

$$\frac{\Delta V}{V} \simeq \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \left[\sigma_x / E - \nu(\sigma_y + \sigma_z)/E\right] + \left[\sigma_y / E - \nu(\sigma_x + \sigma_z)/E\right]$$

$$+ \left[\sigma_z / E - \nu(\sigma_x + \sigma_y)/E\right] = (1 - 2\nu)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/E$$

Παρατηρώ: Εάν $\nu = 0.5$ τότε $\Delta V \equiv 0$ γιά κάθε επιβαλλόμενη εντατική κατάσταση· δηλ. τό υλικό αυτό είναι **ασυμπίεστο**. Τέτοιο εδαφικό υλικό είναι η **κορεσμένη άργιλος** όταν υποβάλλεται σέ φόρτιση **"χωρίς στράγγιση"** · λόγω **σχετικής** ασυμπιεστότητας τής υδατικής φάσης $\Delta V \equiv 0$ γιά κάθε επιβαλλόμενη επιπόνηση. Επομένως, γιά ενα τέτοιο εδαφικό υλικό: $\nu = 0.50$

Μονοδιάστατη (= πλευρικά περιορισμένη) συμπίεση



απαραμόρφωτος κύβος

Ζητούνται: $\epsilon = ?$ καί $\sigma_y, \sigma_x = ?$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = 0 \quad \text{καί} \quad \sigma_x = \sigma_y$$

$$\sigma_x - \nu\,\sigma_y - \nu\,\sigma_z = 0 \quad \therefore$$

$$\sigma_y = \sigma_x = \underbrace{\frac{\nu}{1-\nu}}_{K_0}\,\sigma_z$$

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - 2\nu\,\frac{\sigma_x}{E}$$

$$= \frac{1}{E}\,\sigma_z\left[1 - 2\nu\,\frac{\nu}{1-\nu}\right] = \sigma_z\,\underbrace{\frac{1}{E}\,\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}}_{\frac{1}{D}}$$

ελαστικό μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης:

$$D_s = \frac{E\,(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Προσέξτε πως όταν $\nu = 0.5 \therefore D_s = \infty$ καί $\epsilon_z = 0$

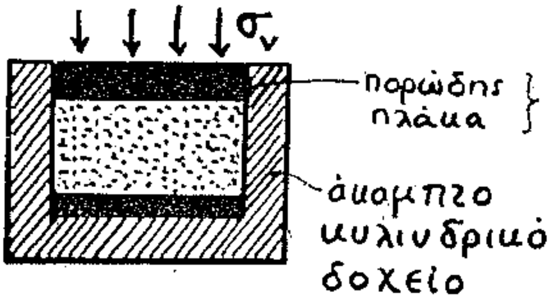
Βλ. Κ.Μ. ΜΥΛΩΝΑ: "Μηχανική Παραμορφωτών Σωμάτων Ι" Τρίτη Έκδοση, 1985, σελ. 83-91.

Τυπικά αποτελέσματα "σ – ε" από τις κυριότερες γεωτεχνικές δοκιμές

Σ' όλη την ακόλουθη παρουσίαση υποτίθεται ότι $\sigma = \bar{\sigma}$, είτε διότι το εδαφικό δοκίμιο δεν είναι κορεσμένο, είτε διότι οι δημιουργούμενες αρχικώς υπερπιέσεις σε κορεσμένο δοκίμιο έχουν εκτονωθεί. Θα επανέλθουμε να εξετάσουμε την γενικότερη περίπτωση $\sigma \neq \bar{\sigma}$ στην § 3.5.

1. ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ

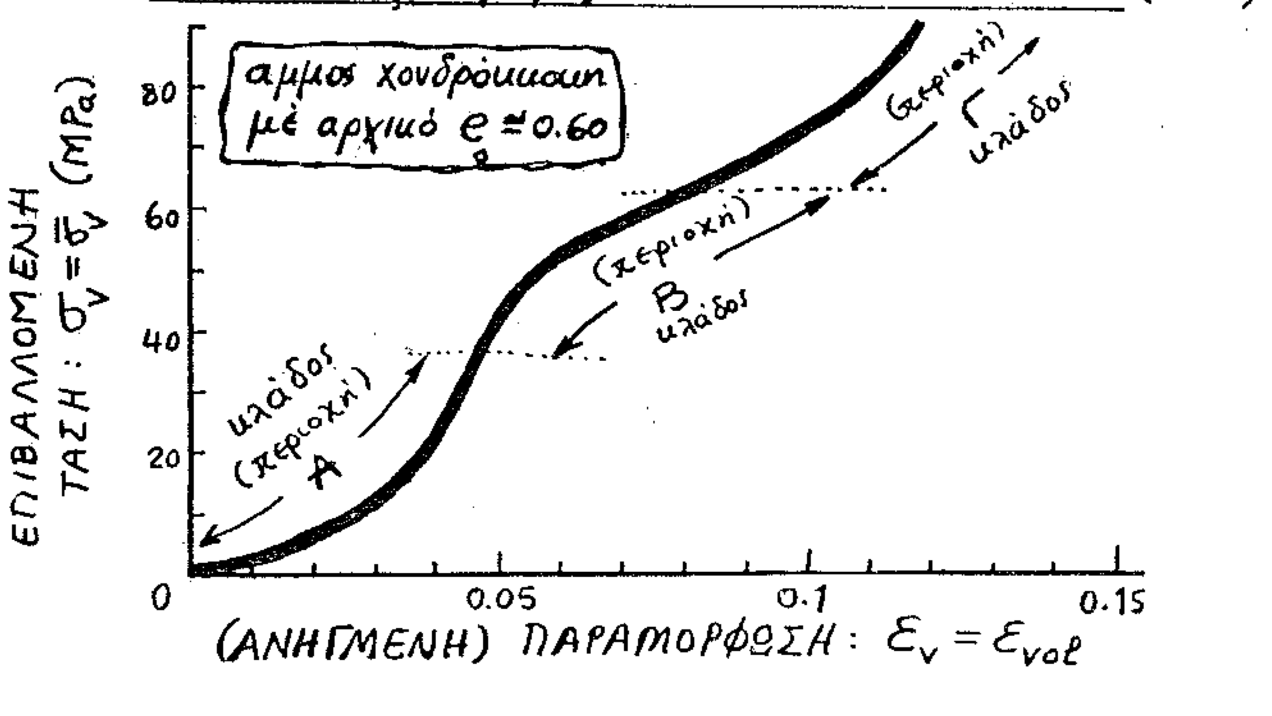
Συμπίεση χωρίς πλευρική παραμόρφωση



→ διαφυγή υγρού, ώστε τελικώς $u = 0$

Διαφορετική συμπεριφορά κοκκωδών & αργιλωδών εδαφικών υλικών

(a) Τυπική συμπεριφορά κοκκώδους υλικού (π.χ. άμμου)



ΠΟΙΟΤΙΚΗ ΕΡΜΗΝΕΙΑ ΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ "$\sigma_v - \varepsilon_v$" ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΚΑΤΑΝΟΗΣΗ ΤΗΣ ΜΙΚΡΟΣΚΟΠΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΚΟΚΚΩΝ

- **Περιοχή Α** : συμπεριφορά **σκλήρυνσης**, δηλ. η άμμος γίνεται προοδευτικά όλο και πιό "δύσκαμπτη", καθώς μεγαλώνει η σ_v. Αυτό όμως είναι απόλυτα φυσικό, σχεδόν προφανές: Οι ε_v είναι αποτέλεσμα, κυρίως, ολισθήσεων μεταξύ τών κόκκων και μείωσης τών κενών (πόρων). [Μάλιστα: $\varepsilon_v = \frac{-\Delta e}{1+e_o}$]
Επομένως, αύξηση τών ε_v κάνει τό υλικό πυκνότερο, άρα δυσκολώτερα παραμορφώσιμο.
Τελικά, όταν $\sigma_v \simeq (30 \div 40)\,MPa$ η καμπύλη γίνεται σχεδόν κατακόρυφη : ελάχιστη πιά συμπύκνωση είναι δυνατή μέ πρόσθετη $\Delta\sigma_v$

- **Περιοχή Β** : συμπεριφορά **χαλάρωσης**, δηλ. η άμμος γίνεται προοδευτικά όλο και πιό "εύκαμπτη", καθώς μεγαλώνει η σ_v ("διαρροή" στή γλώσσα τής πλαστικότητας). Γιατί, όμως; Καθώς ελάχιστες ολισθήσεις συμβαίνουν αρχικά σ' αυτήν τη φάση, αύξηση της σ_v → αύξηση των N στά σημεία επαφής των κόκκων. Τούτο οδηγεί σέ πλαστικές τοπικές παραμορφώσεις και **θραύσεις** (θρυμματισμούς).

Παραμορφώσεις ε_v αρχίζουν έτσι νά "καταγράφονται" και πάλι, καθώς μεγαλώνει η σ_v. Επί πλέον, όμως, καθώς έχουν πιά δημιουργηθεί <u>νέοι</u> λεπτοί κόκκοι (άλλαξε η κοκκομετρική διαβάθμιση) λόγω των θραύσεων, είναι ξανά δυνατή η μείωση του όγκου των κενών (πόρων): οι λεπτοί κόκκοι ολισθαίνουν στά ενδιάμεσα κενά των χονδρότερων κόκκων

Τελικά, όταν $\sigma_v \simeq 60\ MPa$ οι διεπιφάνειες επαφής των κόκκων έχουν: (1) αυξηθεί σέ αριθμό → οι N μικρύναν και (2) αυξηθεί σέ έκταση, δηλ. οι α μεγαλώσαν. Επομένως, οι μέσες διαβιβαζόμενες ορθές τάσεις $\sigma = \frac{N}{a}$ μικραίνουν και παύουν νά προκαλούν νέες θραύσεις

- ΠΕΡΙΟΧΗ Γ : συμπεριφορά σκλήρυνσης και πάλι. Ουσιαστικά έχουμε μιά επανάληψη τών φαινομένων πού "είδαμε" στην φάση Α. Μιά πού οι θραύσεις έχουν πιά καταστιγάσει, οι ε_v οφείλονται μόνο σέ ολισθήσεις και μείωση τών πόρων — αποτέλεσμα τών οποίων ειναι η σκλήρυνση τού υλικού.

Επειδή πολύ σπάνια στην πράξη έχουμε $\sigma > 5\ MN/m^2$, <u>συνήθως μόνον ο ΚΛΑΔΟΣ Α μάς ενδιαφέρει.</u> Εξαιρέσεις: οι τάσεις στην βάση και στη θεμελίωση υψηλών χωμάτινων φραγμάτων μπορεί να ξεπεράσουν τις οριακές τάσεις τών υλικών, τού κλάδου Α.

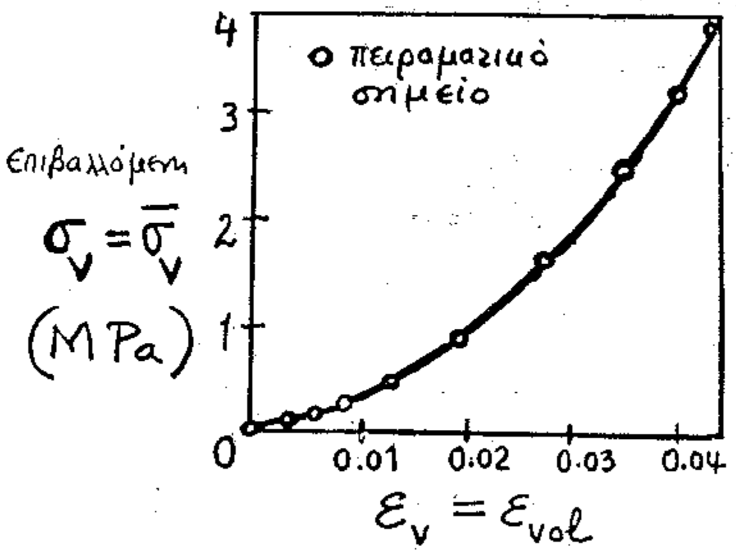
Στην περιοχή Β είναι επίσης εύκολο νά φθάσουμε σέ ομοιόμορφη λιθορριπή μέ κόκκους μεγάλο μεγέθους.

Ερώτηση για τους σπουδαστές:

Συμπιέζω δύο δοκίμια, (X) και (Y), των οποίων τα υλικά είναι άμμοι της ίδιας ομοιομορφίας και της ίδιας (αρχικής) σχετικής πυκνότητας, D_r. Η μόνη τους διαφορά: η μέση "διάμετρος", d_{50}, της άμμου (X) είναι <u>0.1 mm</u>, ενώ της (Y) είναι <u>1 mm</u>. Εάν η οριακή τάση πέρα από την οποία αρχίζει ο κλάδος "B" (συμπεριφορά χαλάρωσης) είναι περίπου ίση με 10 MPa για την άμμο (Y), μπορείτε να εκτιμήσετε (κατά αδρή προσέγγιση, φυσικά) την αναμενόμενη οριακή τάση για την άμμο (X);

(Τουλάχιστον να βρεθεί αν είναι μεγαλύτερη, μικρότερη ή ίση με 10 MPa)

Συγκεντρώνουμε τήν προσοχή μας τώρα στόν κλάδο "Α"...



Πρόκειται γιά σαφώς μή γραμμική σχέση "$\bar{\sigma}_v - \varepsilon_v$"

Παρόλ' αυτά θά μπορούσαμε νά ορίσουμε ένα "μέτρο"

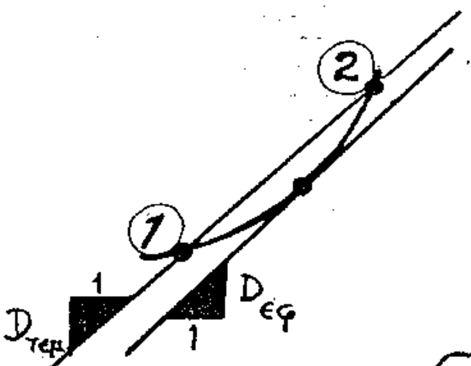
$$D_{\varepsilon\varphi} = \frac{d\bar{\sigma}_v}{d\varepsilon_v}$$

(εφαπτομενικό)

ή

$$D_{\tau\varepsilon\mu.} = \frac{\Delta\bar{\sigma}_v}{\Delta\varepsilon_v}$$

(τέμνον)



D_S = μέτρο πλευρικά περιορισμένης (1-διάστατης) συμπίεσης.

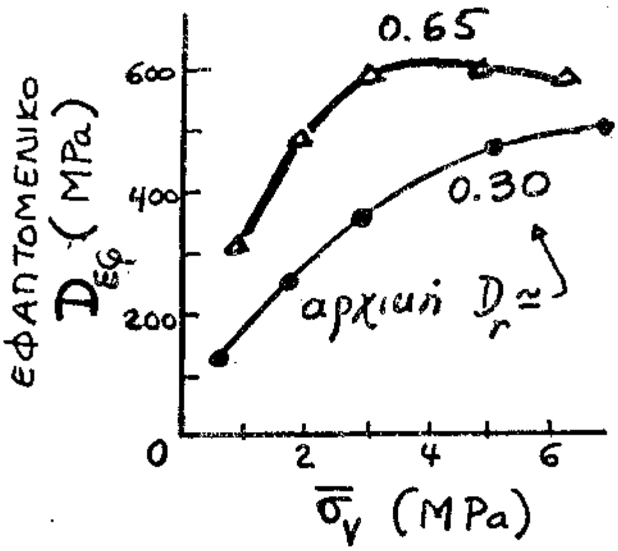
ή καί μέτρο συμπιεστότητας

Γιά μικρές μεταβολές τών τάσεων, π.χ. στό διάστημα ①−②, η σχέση "$\bar{\sigma}_v - \varepsilon_v$" μπορεί νά ληφθεί ως $\simeq$ γραμμική μέ μέτρο ίσο μέ D_S ($D_{\varepsilon\varphi}$ ή $D_{\tau\varepsilon\mu.}$)

Φυσικά, γιά ένα άλλο διάστημα τάσεων θά έχουμε διαφορετικό μέτρο D_S. Γενικά θά μπορούσαμε νά πούμε: $D_S = D_S(\bar{\sigma}_v)$ ή $D_S(\varepsilon_v)$

Παραδείγματα:

(a)

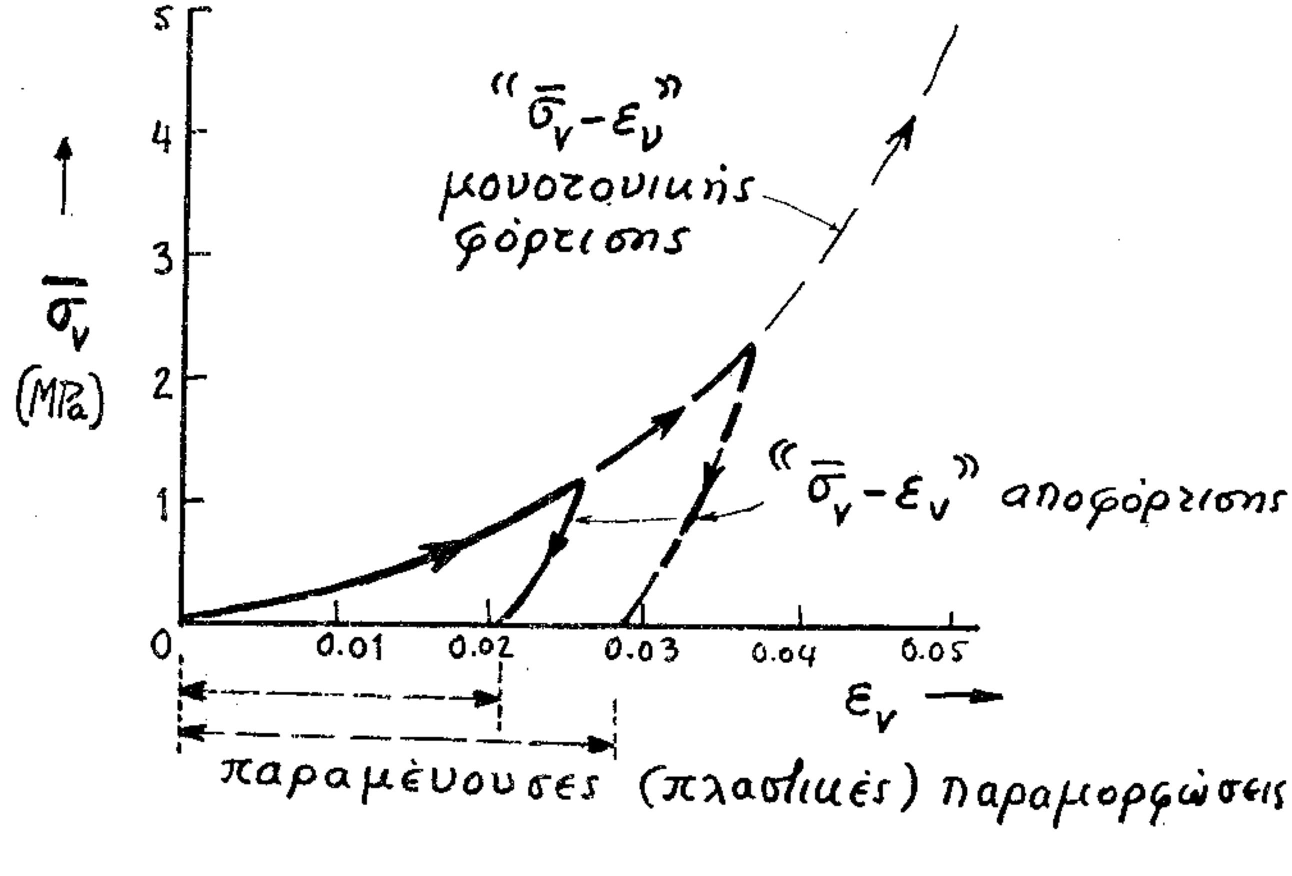


(b)

εδαφικό υλικό	σχ. πυκ. D_r	$D_s \equiv D_{τεμ.}$ γιά $\Delta\sigma_v$ από 60—100 (kPa)	200—500 (kPa)
χάλικες (2mm – 5mm)	0	30.	60.
	100	120.	180.
λεπτή άμμος (0.07 – 0.3mm)	0	15	35.
	100	50	120.
		MPa	MPa

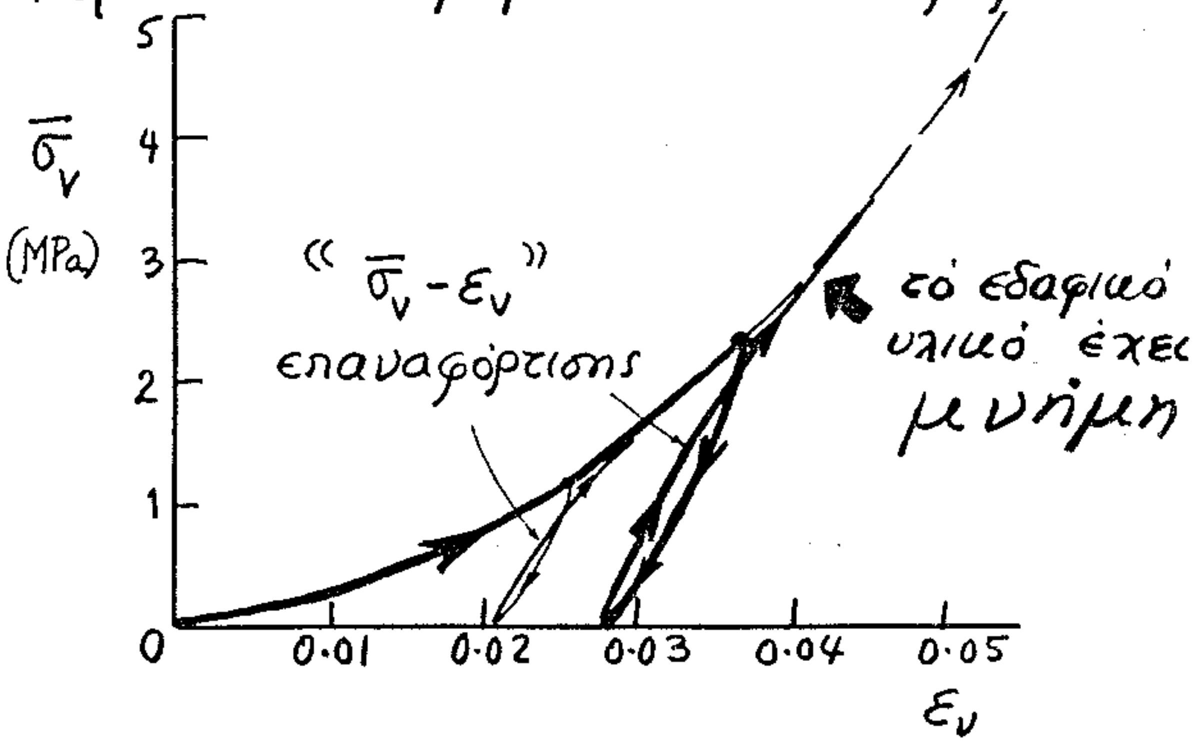
Ελαστική ή ανελαστική συμπεριφορά;

➡ φόρτιση – αποφόρτιση



Η εξήγηση είναι αρκετά απλή: οι ολισθήσεις μεταξύ κόκκων πού έλαβαν χώραν κατά τήν φόρτιση είναι, προφανώς, φαινόμενα **μή αντιστρεπτά**. Δέν είναι δυνατόν ποτέ οι κόκκοι νά ξαναβρεθούν στήν αρχική τους θέση καί νά αναχτηθεί έτσι ο αρχικός όγκος ($\rightarrow e_o$) τού δοκιμίου.

Φόρτιση – αποφόρτιση – επαναφόρτιση:

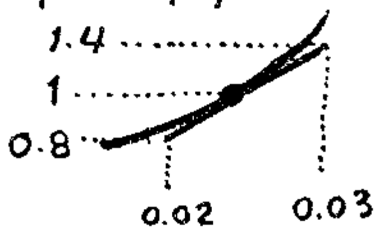


Κατά τήν επαναφόρτιση:

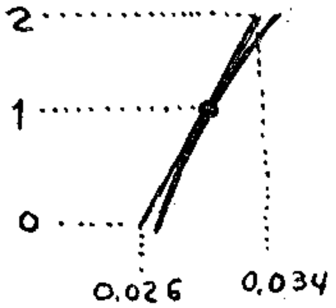
(i) γιά $\boxed{\bar{\sigma}_v < \bar{\sigma}_{v,max} \text{ της αρχικής φόρτισης}}$

η άμμος είναι πολύ πιό δύσκαμπτη απ' ότι κατά τήν αρχική φόρτιση. Π.χ. γιά $\bar{\sigma}_v \simeq 1$ MPa τά εφαπτομενικά μέτρα τών δύο κύκλων είναι:

- αρχική φόρτιση: $D_{\epsilon\varphi} \simeq \dfrac{1.4-0.8}{0.03-0.02} = 60$ MPa



- επαναφόρτιση: $D_{\epsilon\varphi} \simeq \dfrac{2.-1.}{0.034-0.026} = 125$ MPa

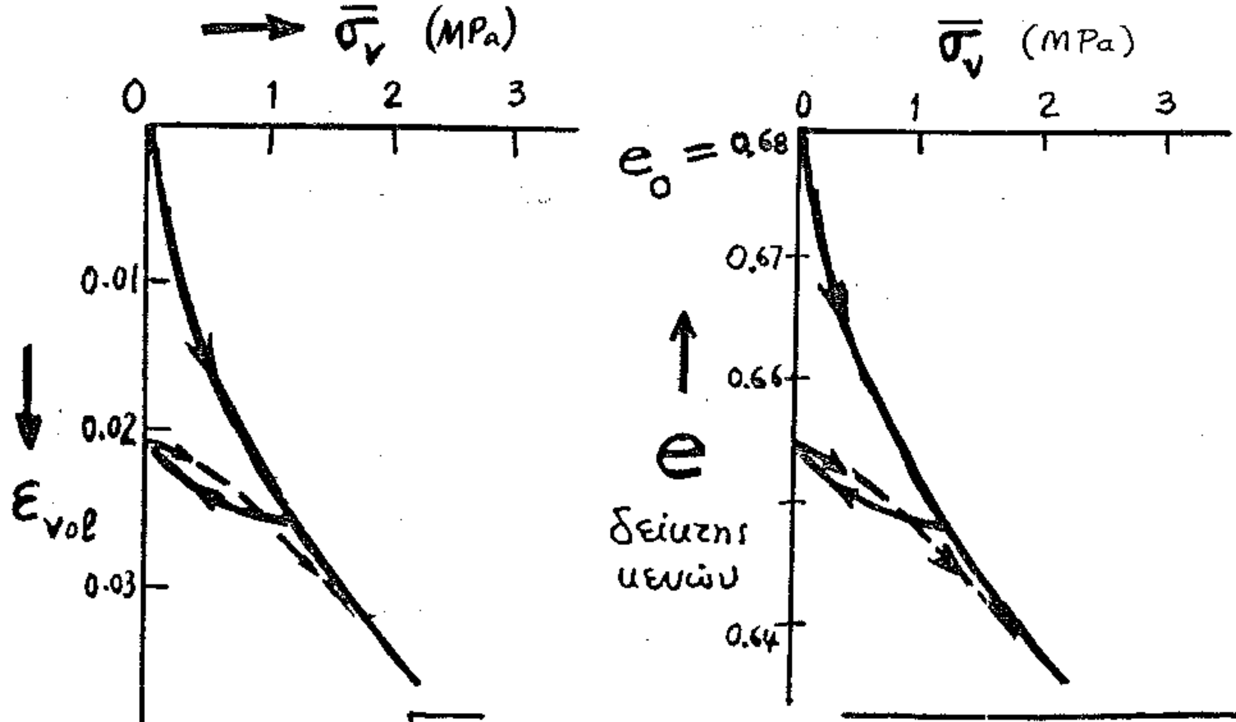


Η εξήγηση είναι απλή: οι περισσότερες πιθανές ολισθήσεις έχουν ήδη πραγματοποιηθεί μέ τήν αρχική φόρτιση (καί πρακτικώς δέν επηρεάστηκαν από τήν αποφόρτιση)....

(ii) για $\boxed{\bar{\sigma}_v > \bar{\sigma}_{v,max} \text{ τής αρχικής φόρτισης}}$

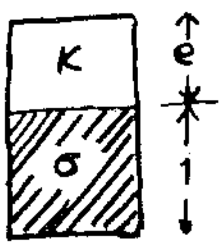
νέες ολισθήσεις αρχίζουν νά λαβαίνουν χώρα, σάν νά μήν είχε γίνει η αποφόρτιση...

Εναλλακτικοί τρόποι παρουσίασης των αποτελεσμάτων μονοδιάστατης συμπίεσης στην βιβλιογραφία



$$\boxed{e = e_o + \Delta e = e_o - \varepsilon_{vol}(1+e_o)}$$

διότι:



$$\Delta V = -\Delta e \Rightarrow \frac{\Delta V}{V} = -\frac{\Delta e}{1+e} \Rightarrow$$

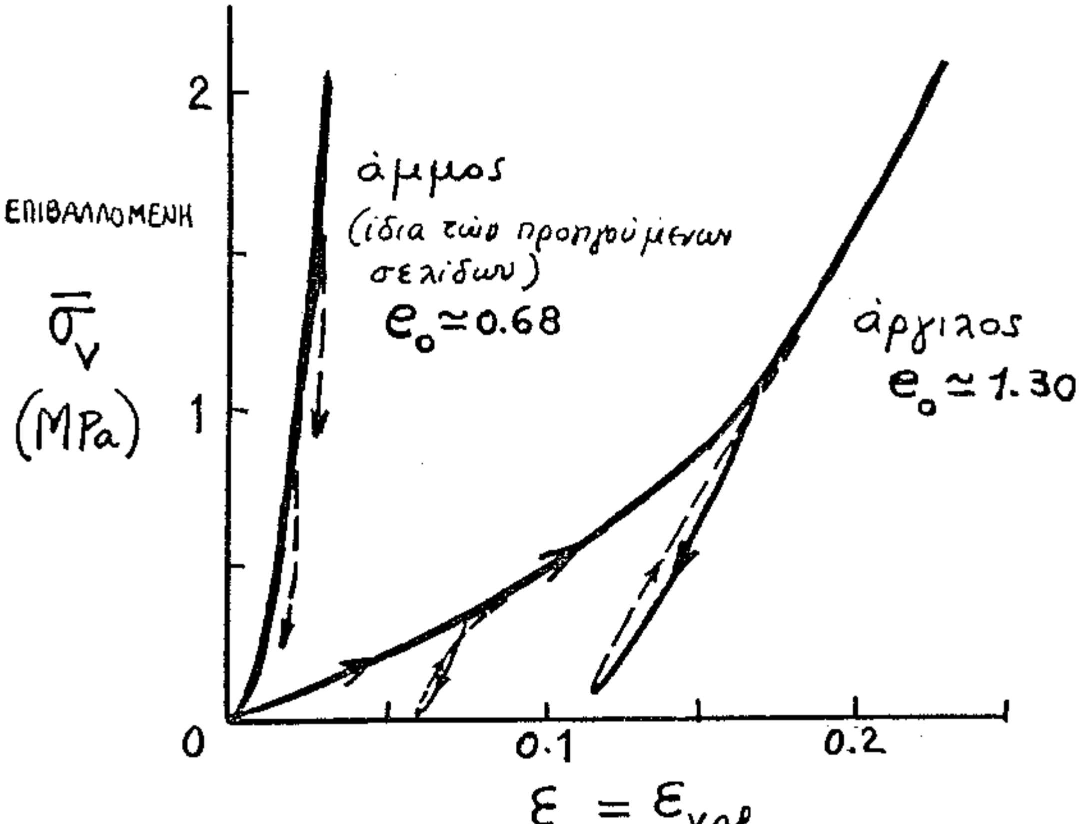
$$\Rightarrow \varepsilon_{vol} = -\frac{\Delta e}{1+e}$$

Προφανώς, οι παραπάνω τρόποι "γραφής" είναι εντελώς ισοδύναμοι μεταξύ της

(b) Τυπική συμπεριφορά αργιλώδους υλικού

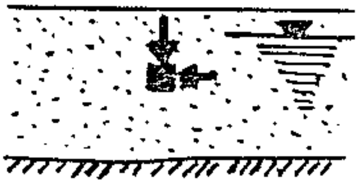
Ποιοτικώς παρόμοια μέ τής άμμου, αλλά χωρίς κλάδο τύπου "B" (προοδευτικής χαλάρωσης).
Οι τοπικές παραμορφώσεις (ελαστικές καί μή) είναι κυρίως "καμπτικές" καί δέν παρατηρούνται θραύσεις σέ σημαντική κλίμακα, όπως γίνεται στίς άμμους...

Η σπουδαιότερη όμως διαφορά βρίσκεται στην συμπιεστότητα αργίλων - άμμων

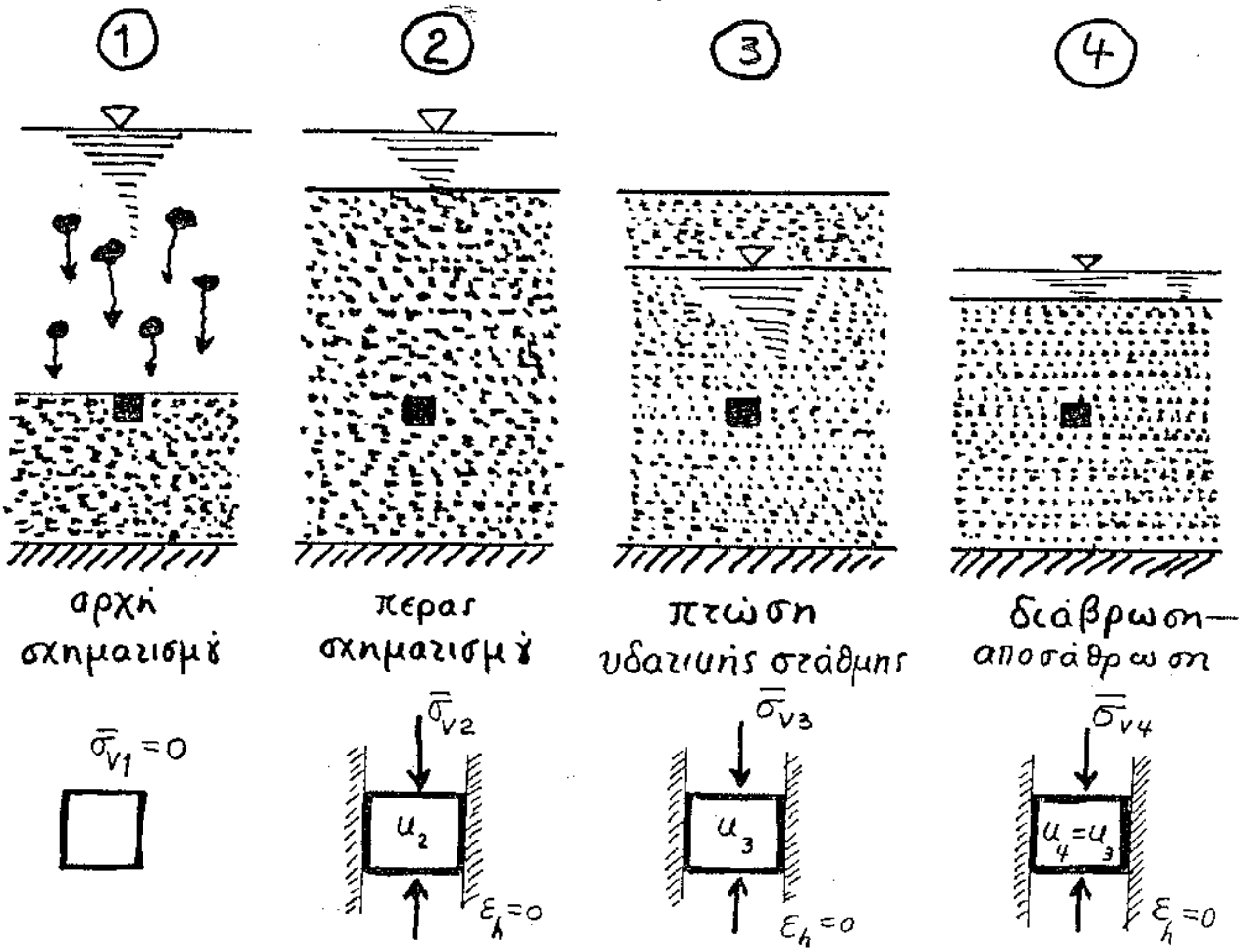


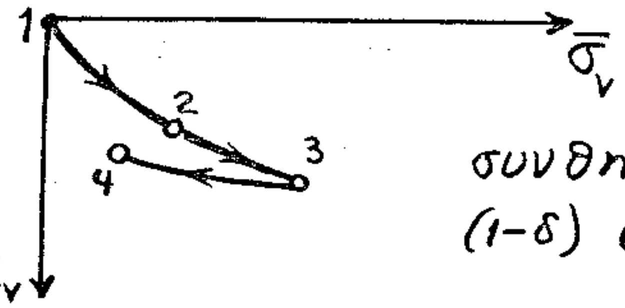
Η κατά πολύ μεγαλύτερη συμπιεστότητα τών αργίλων οφείλεται στόν μεγαλύτερο όγκο πόρων πού συνήθως τίς χαρακτηρίζει...

ΕΦΑΡΜΟΓΗ: ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΑΠΟΘΕΣΕΩΣ



Είναι εξαιρετικά χρήσιμη η σπουδή της ιστορικής εξέλιξης των τάσεων και παραμορφώσεων ενός στοιχείου μιας εδαφικής μάζας, ξεκινώντας απ' την στιγμή της εναπόθεσης του στοιχείου.

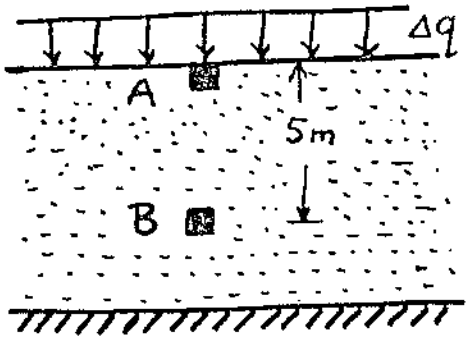


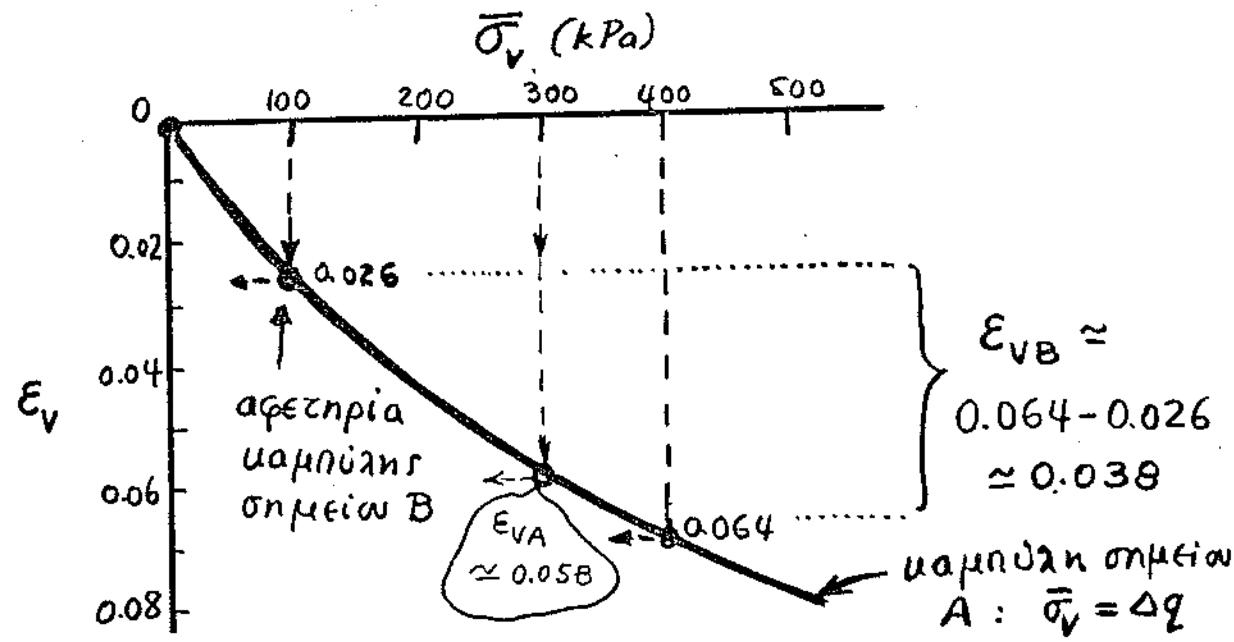


συνθήκες 1-διάστατης (1-δ) συμπίεσης

αριθμητική εφαρμογή

1. Αλλουβιακή εδαφική απόθεση, αποτελούμενη από ομοιογενές αργιλικό υλικό, σχηματίσθηκε υπό συνθήκες 1-δ συμπίεσης (βλ. προηγούμενη σελίδα). Εάν η απόκριση του στοιχείου A σε φόρτιση άπειρης έκτασης είναι γνωστή, να βρεθεί η απόκριση του σημείου B. (Πδ. $\Delta q = 300$ kPa, ε_{VA} και ε_{VB} = ;)





Η μοναδική διαφορά μεταξύ A και B είναι ότι:

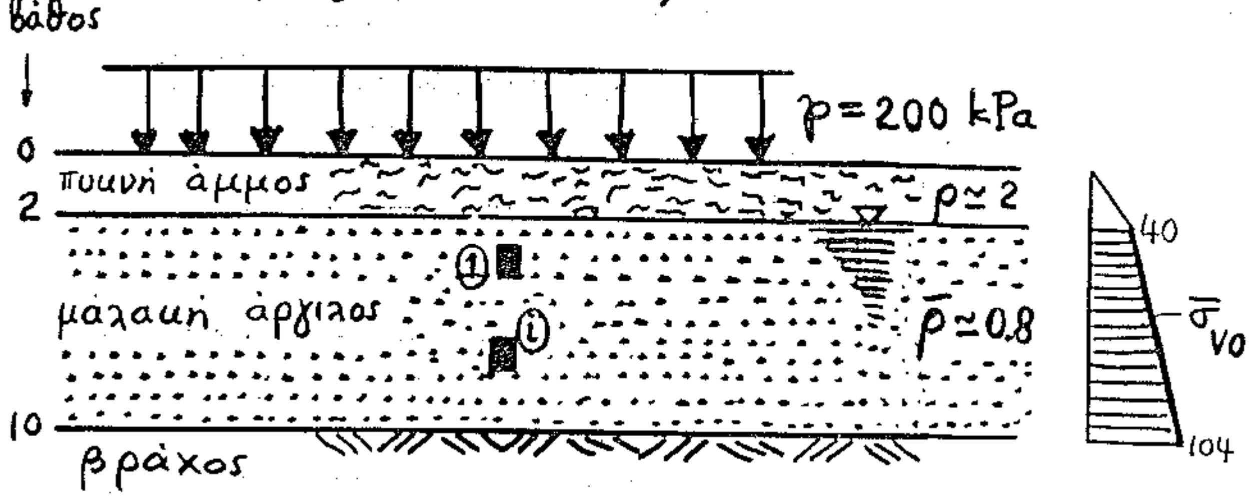
για το σημείο B → $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_{v0} + \Delta q = \bar{\gamma} z + \Delta q$

$= 20 \times 5 + \Delta q = 100 + \Delta q$

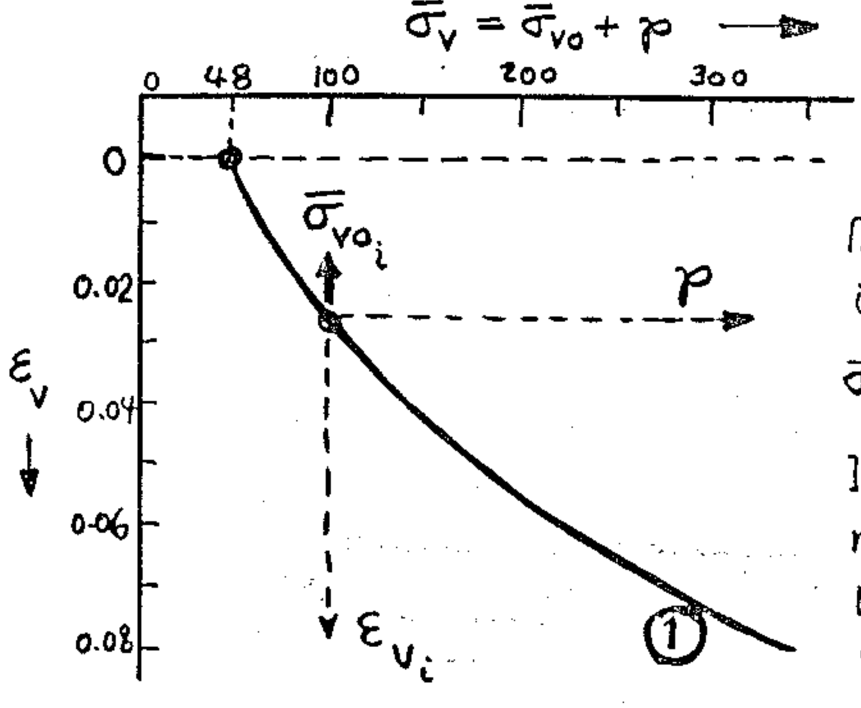
Η "$\bar{\sigma}_v - \varepsilon_v$" καμπύλη του B είναι η ίδια με την του A, μόνο που αρχή αντιστοιχεί όχι στο $\bar{\sigma}_v = 0$ αλλά στο $\bar{\sigma}_{v0} = 100$ kPa

Αριθμητικές εφαρμογές (συνέχεια)

2. Προφόρτιση μαλακού αργιλικού στρώματος. Να βρεθεί η καθίζηση της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Δίδεται: η καμπύλη 1-δ συμπίεσης τ' σημείο 1
(z = 3 m απ την επιφάνεια)



Για τό τυχόν σημείο i τοῦ στρώματος:

$$\bar{\sigma}_{v_i} = \bar{\sigma}_{vo_i} + p$$

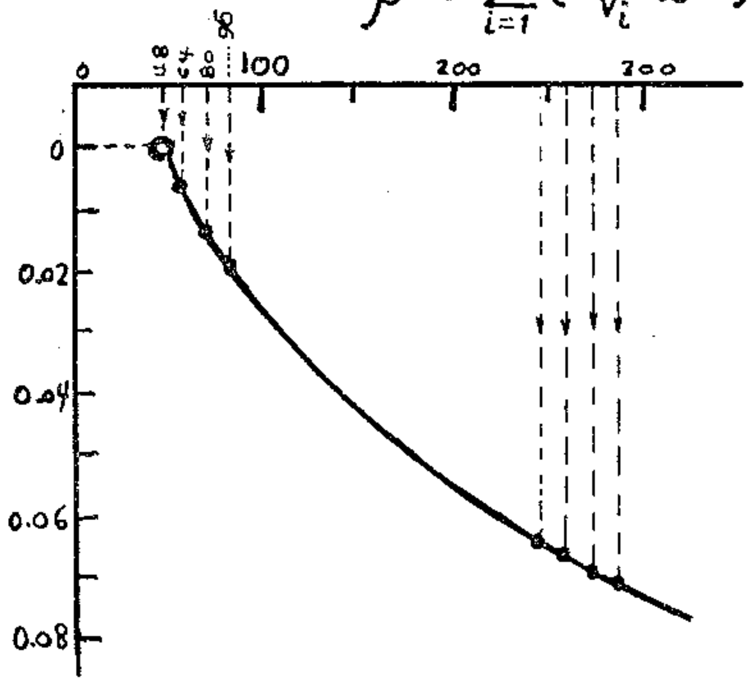
Ισχύει επομένως η καμπύλη τ' 1 μέ μετατοπισμένη αρχή αξόνων

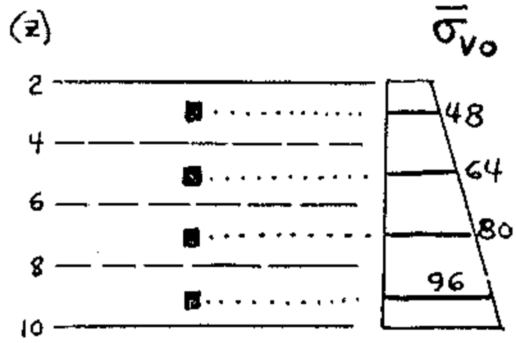
(συνεχίζεται)

αριθμητική εφαρμογή 2 (συνέχεια)

Χωρίζω (νοητικά) τό αργιλικό στρώμα σέ 4 στρώσεις, πάχους 2m η κάθε μία. Γιά τό μέσο "σημείο" κάθε στρώσης έχω υπολογίσει τίς τάσεις $\bar{\sigma}_{vo}$ καί $\bar{\sigma}_{vo}+p$. Μέ τήν βοήθεια τής καμπύλης $\bar{\sigma}_v-\epsilon_v$ "διαβάζω" τήν παραμόρφωση πού αντιστοιχεί σέ μετάβαση από $\bar{\sigma}_{vo} \rightarrow \bar{\sigma}_{vo}+p$.
Η ολική καθίζηση είναι προφανώς ίση μέ

$$\rho \simeq \sum_{i=1}^{4}(\epsilon_{v_i}\times 2m)$$





Αριθμός Στρώσης	Πάχος m	$\bar{\sigma}_{vo}$	ϵ_{vo}	$\bar{\sigma}_{vo}+p$	ϵ_{vo+p}	$\epsilon_v=\epsilon_{vo+p}-\epsilon_{vo}$
1	2	48	0	248	0.063	0.063
2	2	64	0.007	264	0.066	0.059
3	2	80	0.013	280	0.069	0.056
4	2	96	0.020	296	0.071	0.051
	$\Sigma = 8m$					$\Sigma = 0.229$

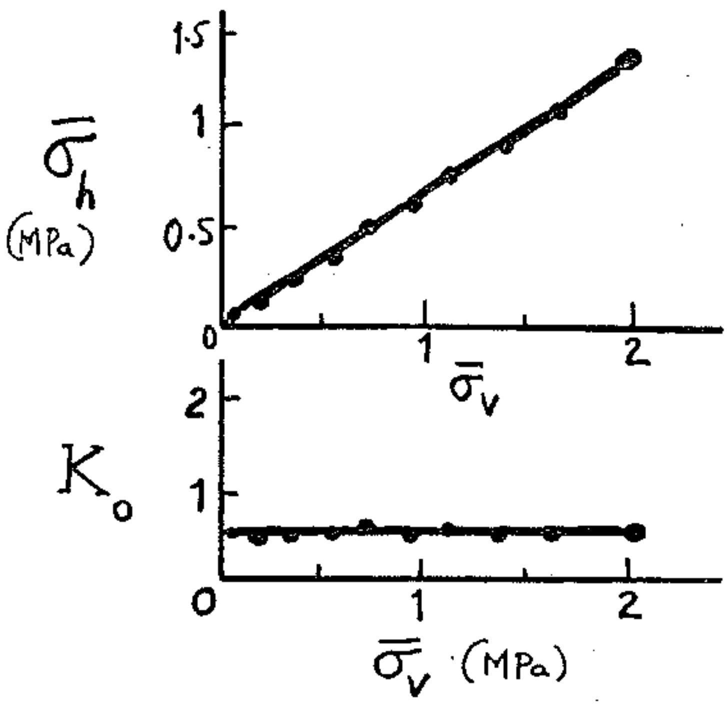
$$\rho \simeq 0.229 \times 2 = 0.458\ m \simeq 46\ cm$$

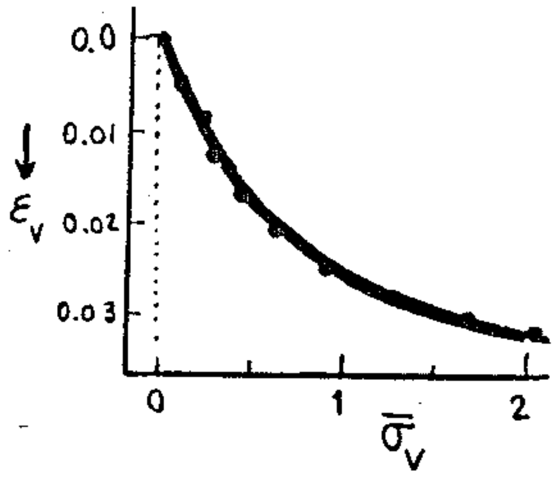
ΛΟΓΟΣ K_o. Ενδιαφέρον έχει και η μέτρηση της πλευρικής $\sigma_h = \bar{\sigma}_h$ ($u=0$, στό υποκεφάλαιο ετούτο).

Έχουμε ονομάσει: $K_o = \bar{\sigma}_h / \bar{\sigma}_v$ όταν δέν επιτρέπεται πλευρική παραμόρφωση ($\varepsilon_h = 0$)

K_o = συντελεστής (λόγος) ουδέτερης ώθησης

(i) Αρχική φόρτιση

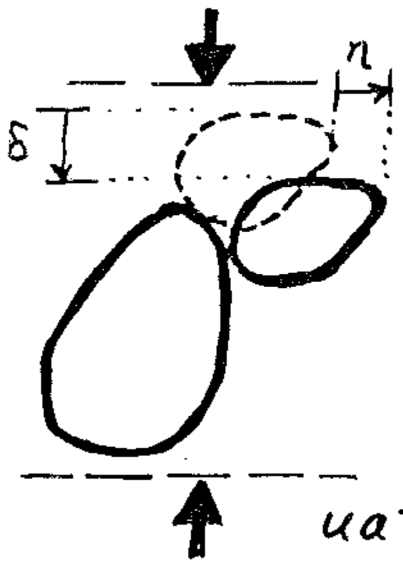




τόσο γιά άμμους όσο και γιά αργίλους:

ο λόγος K_o = σταθερός γιά ένα συγκεκριμένο δοκίμιο $\simeq 0.40 \div 0.70$

Γιατί όμως γεννιέται η σ_h ; Διότι οι ολισθήσεις, έστω και αν οφείλονται στην επιβολή κατακόρυφης $\bar{\sigma}_v$, τείνουν νά προκαλέσουν <u>και</u> οριζόντιες παραμορφώσεις (η). Περιορισμός τών πλευρικών συνθηκών μετατοπίσεων τού δοκιμίου, κατά συνέπειαν, οδηγεί σέ $\bar{\sigma}_h$.

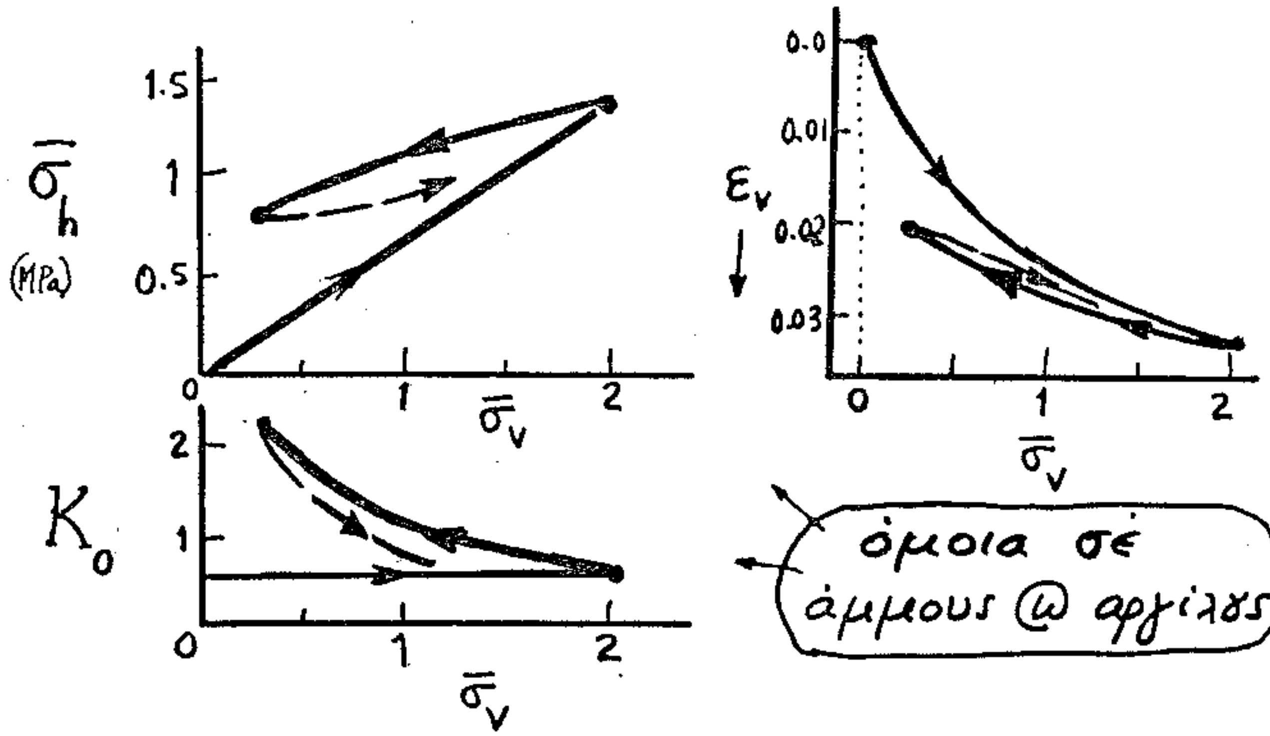


Η τιμή τού K_0 (στό στάδιο πάντα της αρχικής φόρτισης) εξαρτάται από την δομή τού εδαφικού υλικού :

→ D_r στά κοκκώδη εδάφη (πυκνά / χαλαρά)

→ "διαταγμένη" — "θρομβοειδής" δομή στά αργιλώδη υλικά

(ii) Αποφόρτιση – επαναφόρτιση



όμοια σε άμμους @ αργίλους

Ερμηνεία: Κατά την αποφόρτιση, παρόλη την μείωση της $\bar{\sigma}_v$, ούτε η "δ" ούτε η "η" μπορεί να αναιρεθούν. Άρα, η $\bar{\sigma}_h$ (που εξαιτίας της: $\epsilon_h = "\Sigma \eta" = 0$) πολύ μικρήν έφεση έχει να μειωθεί· έχει κατά κάποιον τρόπο "εμπλακεί," ή καλύτερα, "παγώσει" στα επίπεδα τιμών της προτού αρχίσει η αποφόρτιση. $\longrightarrow$ Καθώς η $\bar{\sigma}_v$ μικραίνει ενώ η $\bar{\sigma}_h \simeq$ σχεδόν σταθερή: ο λόγος $K_o = \bar{\sigma}_h / \bar{\sigma}_v$ μεγαλώνει.

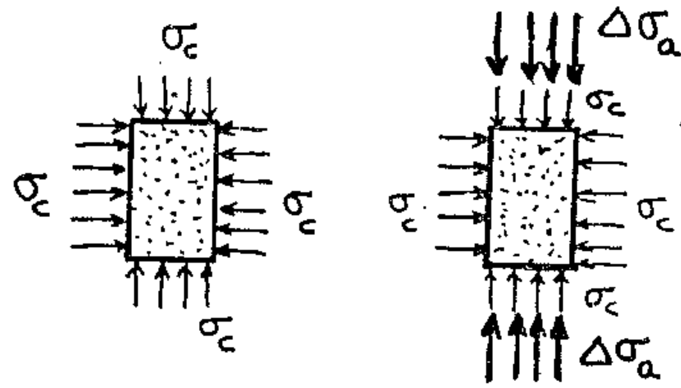
2. ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ

$\left.\begin{array}{l}\text{(a) Κυλινδρική Τριαξονική Συμπίεση} \\ \text{(b) Απλή Διάτμηση}\end{array}\right\}$ εξετάζονται μαζί

τά αποτελέσματα τών δύο αυτών δοκιμών είναι ποιοτικώς παρόμοια

(a) ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗ (ΑΞΟΝΟΣΥΜΜΕΤΡΙΚΗ) ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ

Δύο φάσεις φορτίσεως



$$\sigma_1 = \sigma_c + \Delta\sigma_a$$

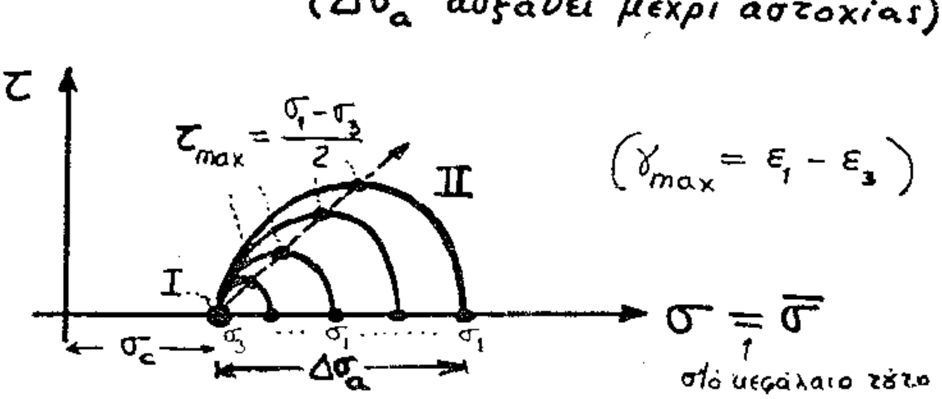
$$\sigma_3 = \sigma_2 = \sigma_c$$

I

ισότροπη (υδροστατική) συμπίεση

II

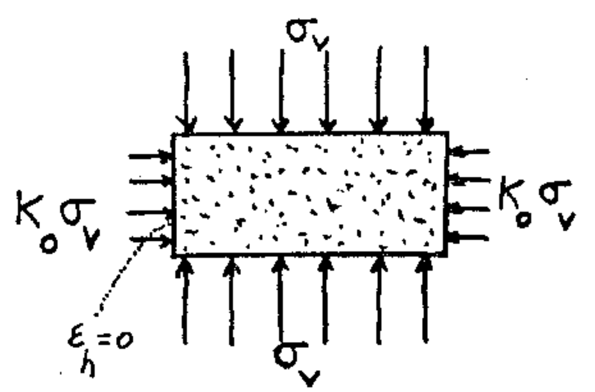
επιβολή κατακόρυφης $\Delta\sigma_a$ υπό σταθερή σ_c.
($\Delta\sigma_a$ αυξάνει μέχρι αστοχίας)



$(\gamma_{max} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3)$

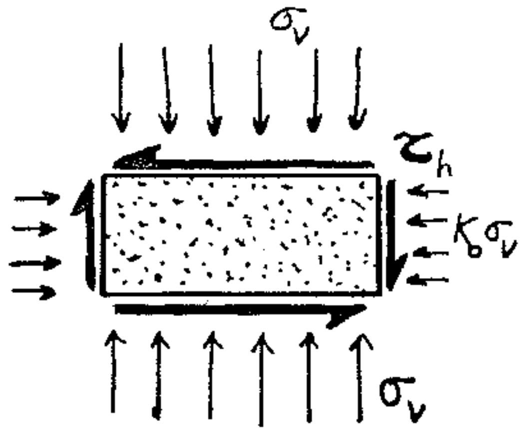
(b) ΑΠΛΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Δύο φάσεις φορτίσεως



I

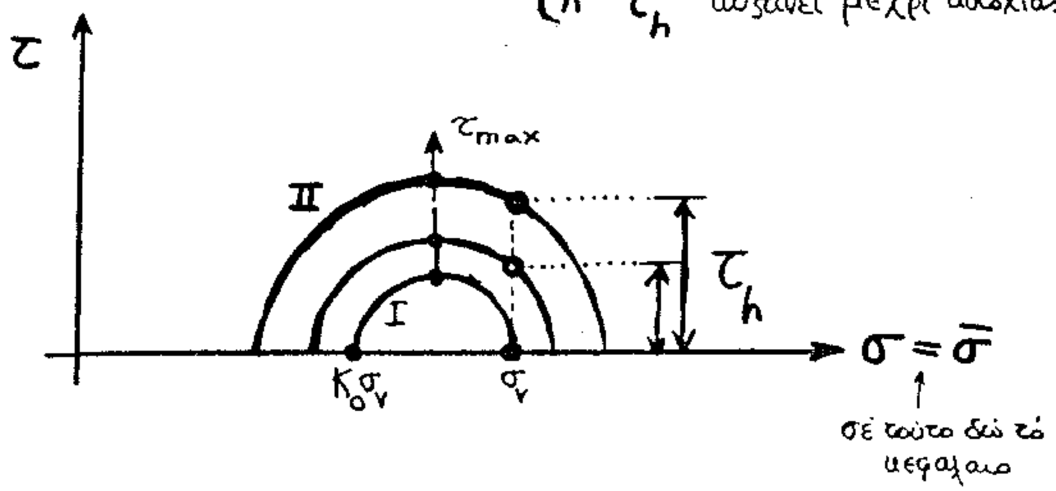
1-διάστατη συμπίεση



II

επιβολή οριζόντιας τ_h υπό σταθερή σ_v

(ή τ_h αυξάνει μέχρι αστοχίας)

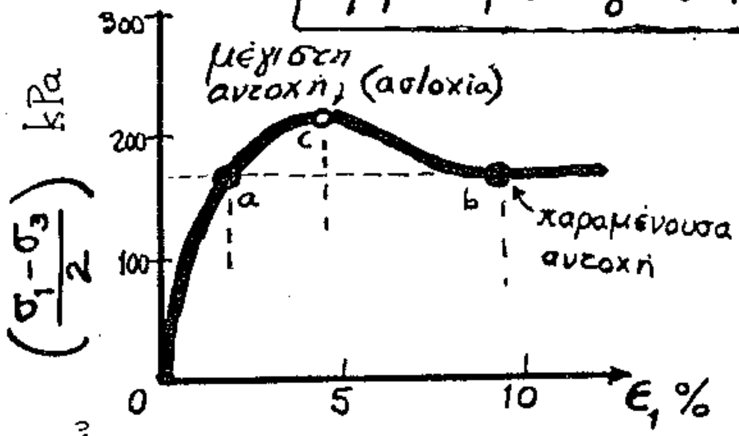


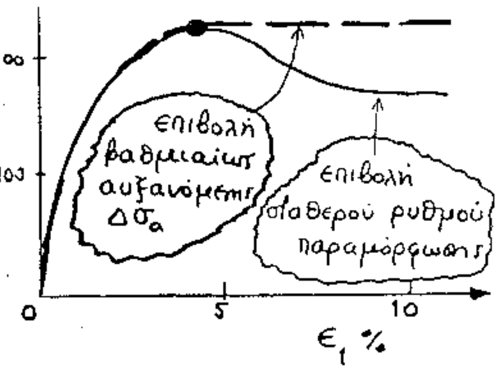
Στά επόμενα, τυπικά αποτελέσματα "σ-ε" τών δύο αυτών δοκιμών παρουσιάζονται υπό μορφήν

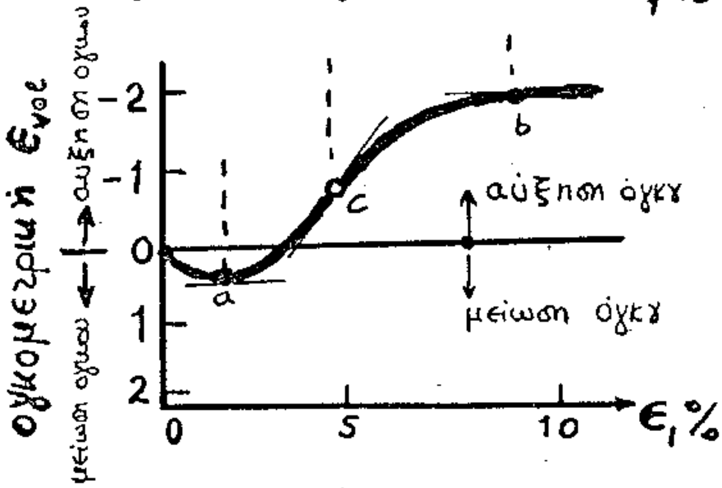
$\underbrace{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \text{ πρός } \varepsilon_1}_{\text{"ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗ"}}$ και $\underbrace{\tau_h \text{ πρός } \gamma_{vh}}_{\text{ΔΙΑΤΜΗΣΗ}}$

Τυπική συμπεριφορά κοκκώδους υλικού

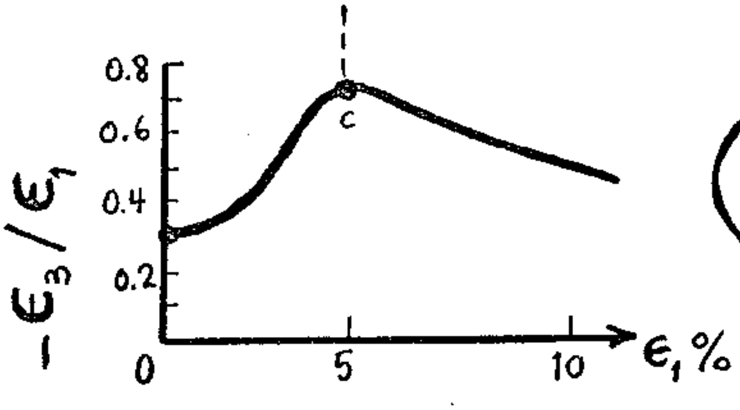
αμμος μέ $e_o = 0.70$, $D_{r_o} = 65\%$ · $\bar{\sigma}_c = 100$ kPa



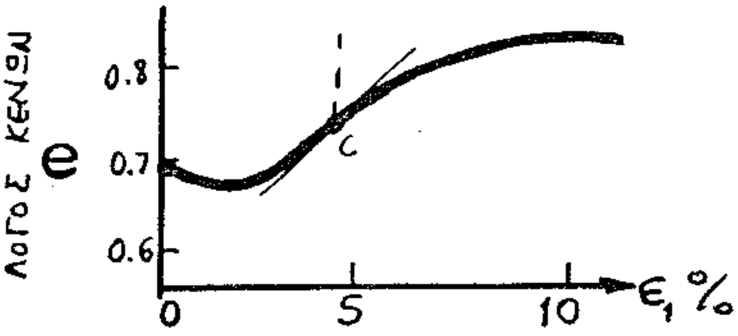




$$\left(\epsilon_{vol} \equiv \frac{\Delta V}{V} = \epsilon_1 + 2\epsilon_3\right)$$

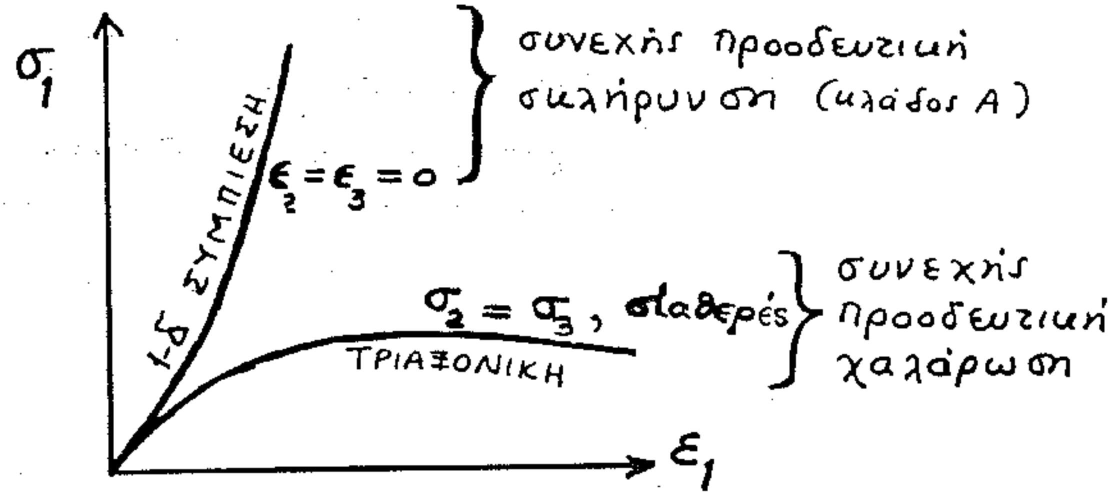


$$\left(-\frac{d\epsilon_3}{d\epsilon_1} \equiv \nu_t\right)$$



Τά αντίστοιχα αποτελέσματα τής απλής διάτμησης μόνου ποσοτικώς διαφέρουν....

Σύγκριση ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ με 1-Δ ΣΥΜΠΙΕΣΗ



ΕΡΜΗΝΕΙΑ ΤΗΣ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

- ΑΡΧΙΚΟΣ ΚΛΑΔΟΣ ΜΙΚΡΩΝ ε.

Οιονεί ελαστική συμπεριφορά: περίπου γραμμική σχέση "$\sigma-\varepsilon_1$" μείωση του όγκου του δοκιμίου, ≃ σταθερός λόγος Poisson ≈ 0.30

- ΚΛΑΔΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.

Διαρροή – μέγιστη αντοχή: πλαστική συμπεριφορά, αύξηση του όγκου του δοκιμίου παρόλη την "συμπίεση", μεταβαλλόμενος λόγος Poisson ≳ 0.55.

Διασταλτική συμπεριφορά: αύξηση V κατά την επιβολή διάτμησης ή τριαξονικής θλίψης!

- ΤΕΛΙΚΟΣ ΚΛΑΔΟΣ ΠΟΛΥ ΜΕΓΑΛΩΝ ε.

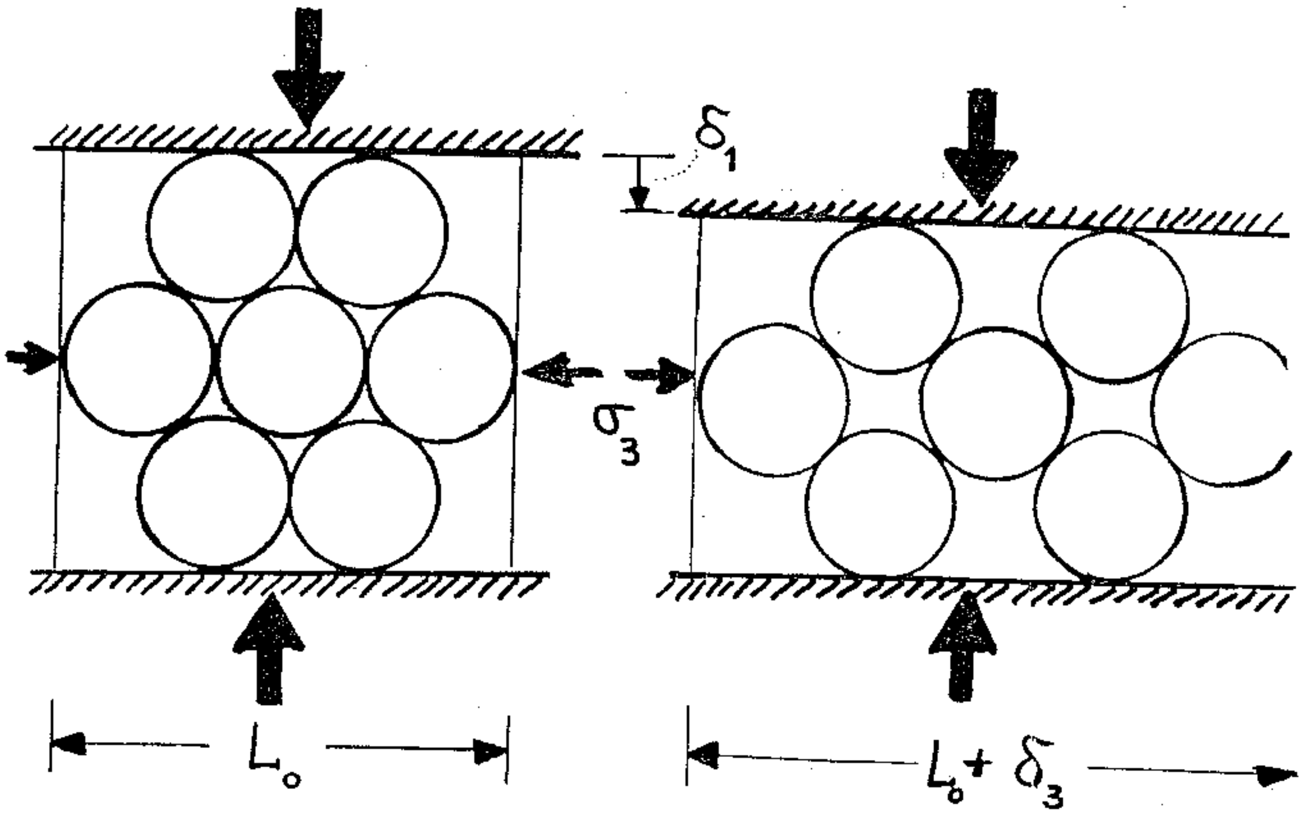
Φθίνουσα διατμητική αντίσταση: μείωση (μέχρι μηδενισμού) του ρυθμού αύξησης του όγκου $[d\varepsilon_{vol}/d\varepsilon_1 \to 0]$, τελική "παραμένουσα" αντοχή ανεξάρτητη ε_1.

Γιατί αυτή η μορφή $\Delta V - \varepsilon_1$ (ή $\Delta V - \gamma_{vh}$); πώς εξηγείται τό φαινόμενο τής διασταλτικότητας;

Στήν αρχή (μικρές ε), η μείωση τού όγκου λόγω θλιπτικής ή διατμητικής φόρτισης οφείλεται στήν μείωση τού όγκου τών κενών (πόρων) — αποτέλεσμα τοπικών ολισθήσεων μεταξύ κόκκων, αναδιάταξης και συμπύκνωσης τού υλικού.

Όταν η δομή έχει γίνει αρκετά πυκνή, κι επειδή οι επιβαλλόμενες τάσεις είναι πολύ μικρές για να προκαλέσουν σημαντικές τοπικές ελαστικές/πλαστικές παραμορφώσεις τών κόκκων ($|\sigma_{max}| \leqslant 1$ MPa γιά όλα τά εδαφικά υλικά, συγκρινόμενο μέ τά ~ 10 MPa πού απαιτούνται στήν δοκιμή 1-δ συμπίεσης γιά θρυμματισμούς τών κόκκων), ο μόνος τρόπος συμμόρφωσης πρός τήν επιβαλλόμενη ε_1 ή γ_{vh} είναι μέσω διογκώσεως, όπως εξηγείται παρακάτω μέ τήν βοήθεια δύο απλών φυσικών προσομοιωμάτων

1ο Προσομοίωμα: κανονικά διαταγμένες
ισομεγέθεις σφαίρες,
πυκνή δομή,
τριαξονική θλίψη

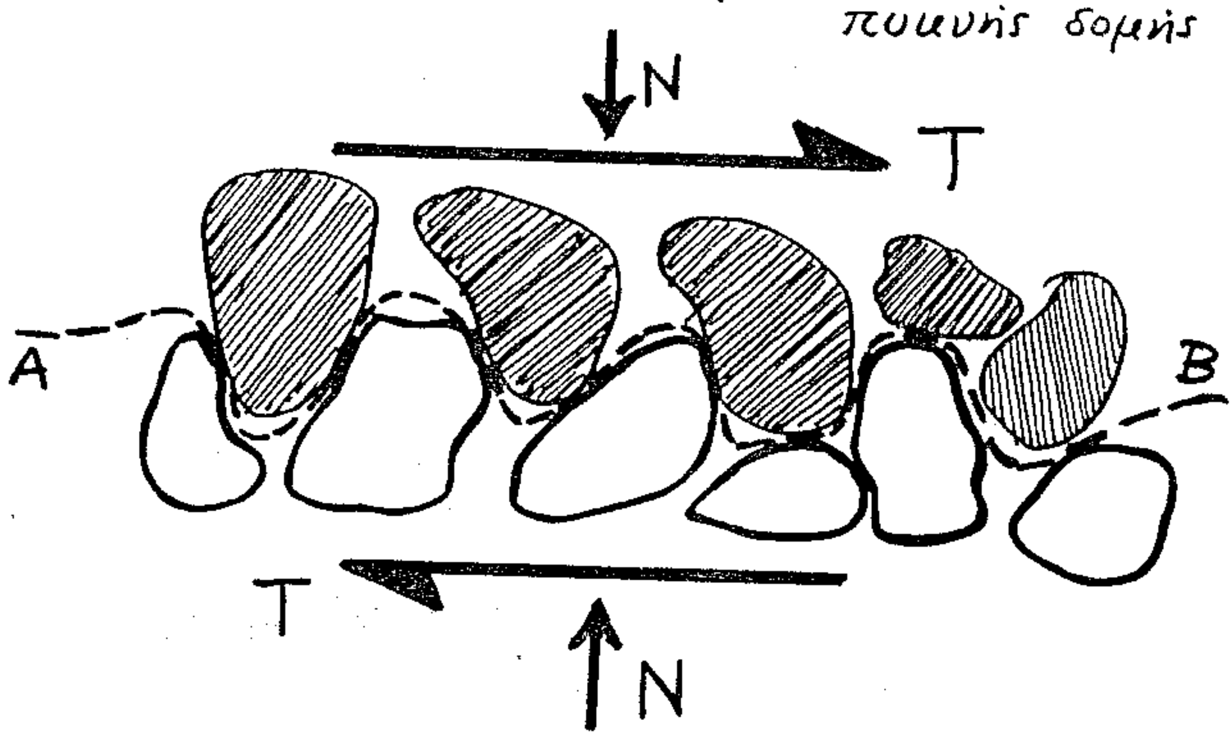


Απ' τη γεωμετρία : $|\delta_3| \simeq 2.88\,\delta_1$ $\longrightarrow$

$$\Delta V = \delta_1 + \delta_3 = \delta_1 - 2.88\,\delta_1 = \underbrace{-1.88\,\delta_1}_{\text{(αύξηση όγκου)}}$$

Αντίθετα, μιά αρχικώς χαλαρή δομή οδηγεί σέ μείωση τού όγκου (συμπύκνωση).

2ο προσομοίωμα: διατμητική μετατόπιση-
αλληλεμπλοκή κόκκων
πυκνής δομής



Είναι προφανές ότι διατμητική μετατόπιση κατά "μήκος" τής AB είναι δυνατή μόνο άν συνοδεύεται κι από διόγκωση (κατακόρυφη μετακίνηση διαγραμμισμένων κόκκων).

Τό αντίθετο ακριβώς θά συμβεί κατά τήν διάτμηση χαλαρού υλικού: μείωση τού όγκου τών πόρων (συμπύκνωση)

Οι ακόλουθες σχέσεις:

$$\frac{\tau_h}{\bar{\sigma}_v} \simeq \mu - \frac{d\epsilon_{vol}}{d\gamma_{hv}}$$

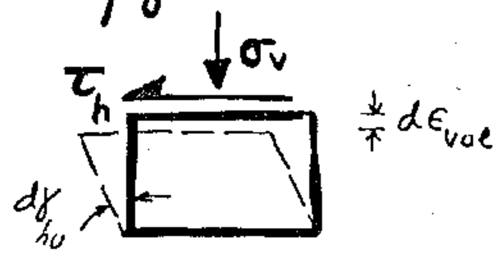
για απλή διάτμηση

$$\frac{\tau_{max}}{\bar{\sigma}_{\mu\epsilon\sigma.}} = \frac{\frac{1}{2}(\bar{\sigma}_1-\bar{\sigma}_3)}{\frac{1}{3}(\bar{\sigma}_1+2\bar{\sigma}_3)} \simeq \mu - \frac{d\epsilon_{vol}}{d\epsilon_1}$$

για τριαξονική συμπίεση

είναι (περίπου) σταθερός αριθμός για ένα υλικό — στατιστικώς εκφράζει τον "συντελεστή τριβής" του δοκιμίου

αποτελούν εκφράσεις της αρχής διατηρήσεως ενεργείας: συνολική εισαγόμενη ενέργεια σε ένα δοκίμιο = απώλεια τριβών



$$\tau_h\, d\gamma_{hv} + \bar{\sigma}_v\, d\epsilon_{vol} = \mu\, \bar{\sigma}_v\, d\gamma_{hv}$$

απ την οποία προκύπτει η 1η των σχέσεων

Ερμηνεία διαγράμματος $\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}$ προς ϵ_1

$$\frac{d\epsilon_{vol}}{d\epsilon_1} = 0 \longrightarrow \frac{\tau_{max}}{\bar{\sigma}_{\mu\epsilon\sigma.}} = \mu \quad \text{(σημεία a και b)}$$

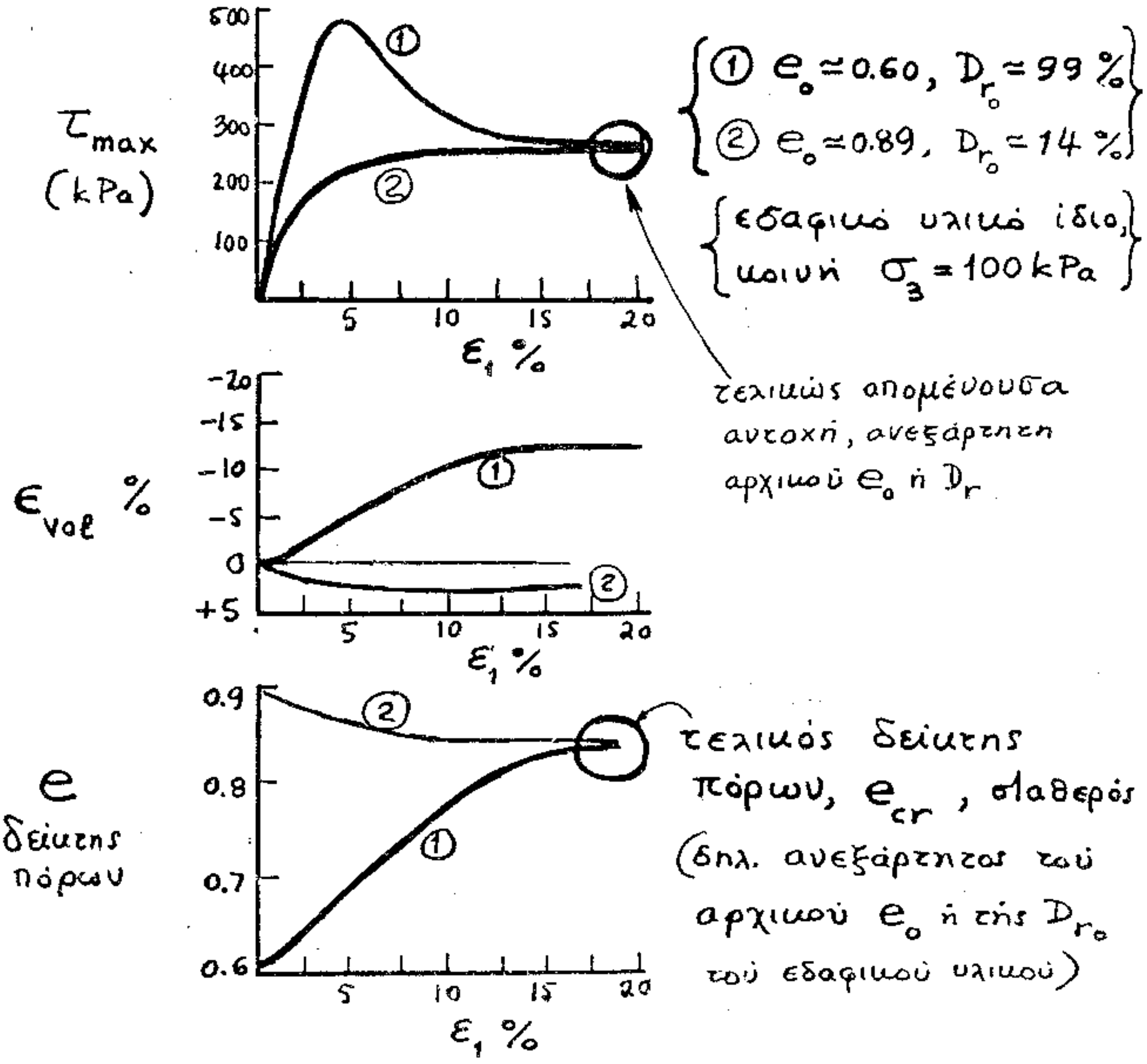
$$-\frac{d\epsilon_{vol}}{d\epsilon_1} = \text{μέγιστο} \equiv \psi \longrightarrow \frac{\text{μέγιστο } \tau_{max}}{\bar{\sigma}_{\mu\epsilon\sigma.}} = \mu + \psi \quad \text{(σημείο c)}$$

Επίδραση τής σχετικής πυκνότητας, D_r

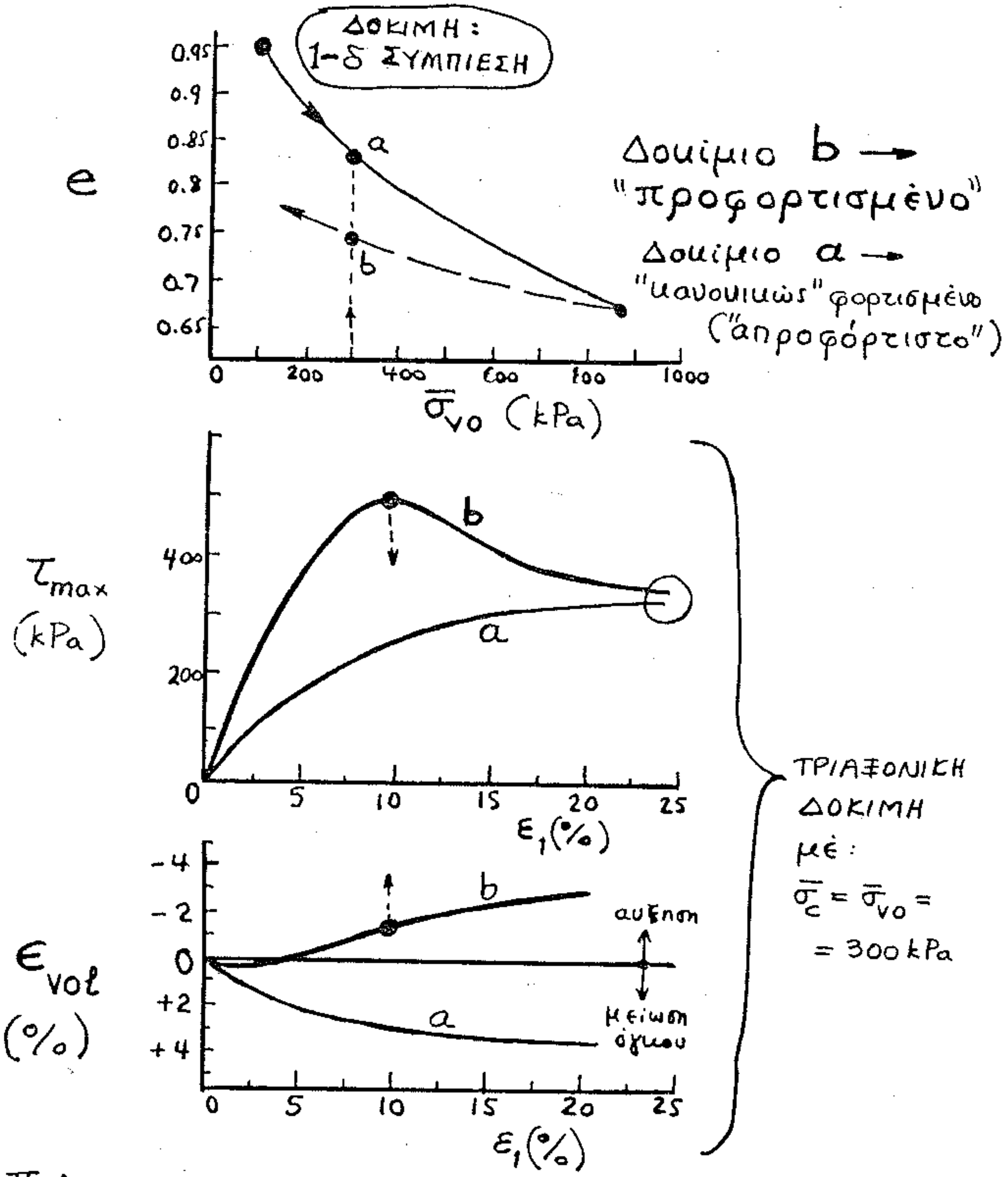
Τά μέχρι τώρα αποτελέσματα ήταν γιά άμμο μέσης σχετικής πυκνότητας, $D_r \simeq 65\%$. Παρακάτω συγκρίνω μιά εξαιρετικά πυκνή μέ μιά εξαιρετικώς χαλαρή άμμο.

Εάν η σχέση $\dfrac{\tau_{max}}{\sigma_{μεσ}} \simeq \mu - \dfrac{d\epsilon_{vol}}{d\epsilon_1}$ είναι πράγματι λογική

θά περιμένω αύξηση τής τ_{max} τού πυκνού υλικού πολύ ταχύτερη απ' τήν αντίστοιχη αύξηση τής τ_{max} τού χαλαρού, μιά πού η μεγαλύτερη αλληλεμπλοκή τών κόκκων τού πυκνού υλικού απαιτεί μεγαλύτερα $-d\epsilon_{vol}/d\epsilon_1$ ...

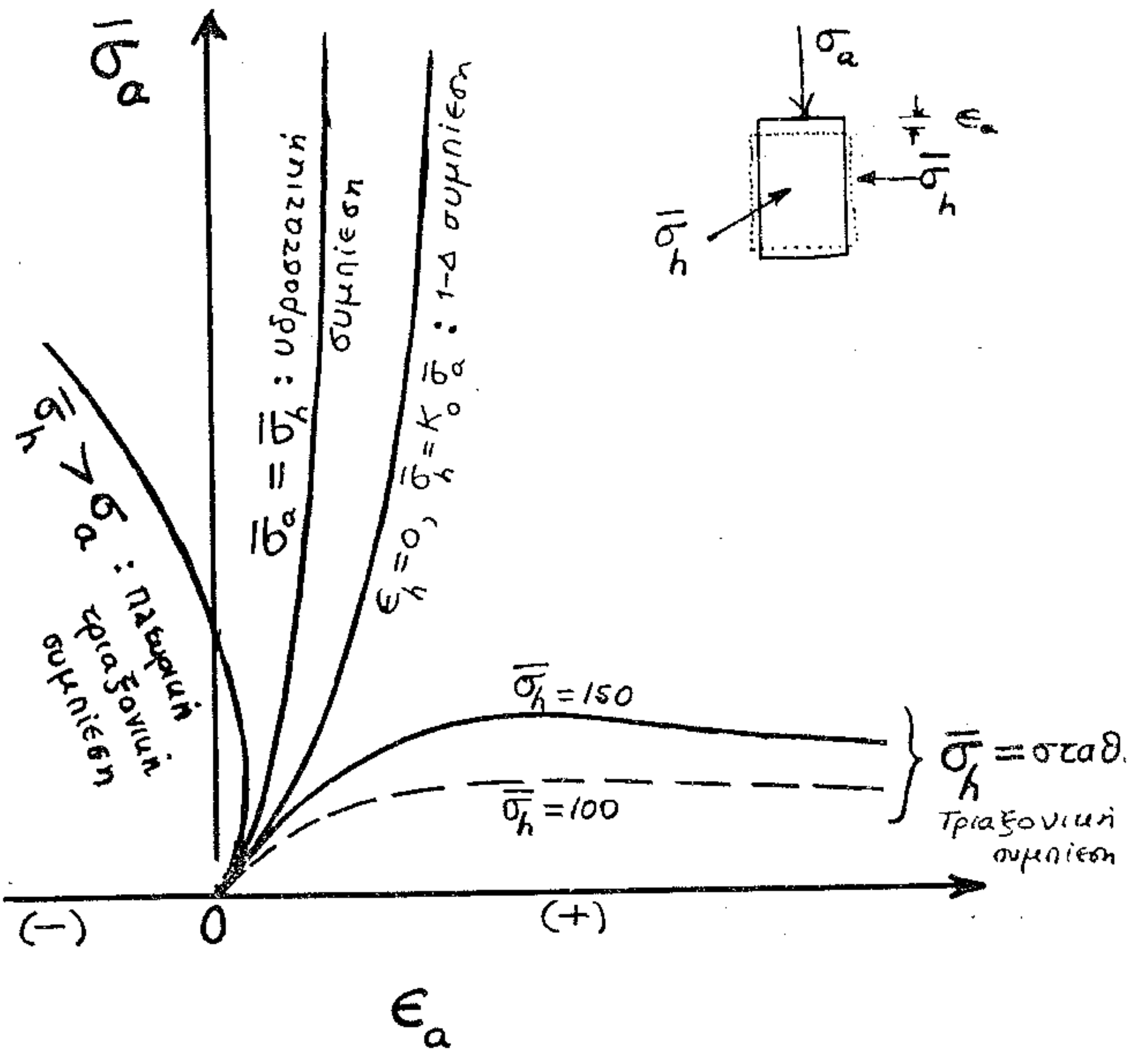


Τυπική συμπεριφορά αργιλικού δοκιμίου



Πλήρης αντιστοίχηση: πυκνή άμμος — προφορτισμένη άργιλος, χαλαρή άμμος — απροφόρτιστη άργιλος αντί γιά ανακεφαλαίωση:

Επίδραση τῆς $\bar{\sigma}_h$ στὴν μηχανική συμπεριφορά εδαφικών στοιχείων



3.4

ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

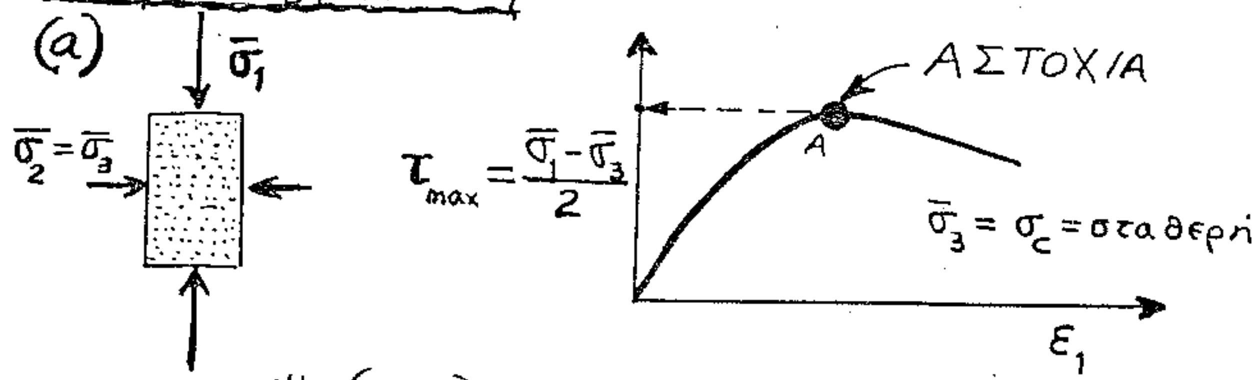
3.4 ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

Υπό ποιές συνθήκες (=μέ τί είδους επιβαλλόμενη "σ") μπορούμε νά προκαλέσουμε **αστοχία** ενός εδαφικού στοιχείου;

- Απ τήν προηγούμενη ανάπτυξη ειναι φανερό πως μιά **ολόπλευρη συμπίεση** (διάβαζε: "ογκομετρική" δοκιμή) δέν οδηγεί <u>ούτε</u> σέ κατάλυση τής ακεραιότητας καί συνέχειας τού υλικού, <u>ούτε</u> σέ μεγάλες καί απότομες παραμορφώσεις. Δηλ. δέν μπορεί νά προκαλέσει αστοχία τού στοιχείου.
- **Καθαρός εφελκυσμός** ενός στοιχείου οδηγεί σε **άμεση** αστοχία ενός κοκκώδους υλικού, καί μπορεί, φυσικά, να οδηγήσει εύκολα καί σέ αστοχία ενός συνεκτικού υλικού. Έχει όμως μικρό πρακτικό ενδιαφέρον: στις περισσότερες γεωτεχνικές εφαρμογές έχουμε καθαρή θλίψη...
- Εντατικές καταστάσεις πού δημιουργούν σημαντικές **διατμητικές** τάσεις/παραμορφώσεις (τριαξονική δοκιμή, δοκιμές απλής καί απευθείας διάτμησης) οδηγούν σέ αστοχία τού στοιχείου, όπως είδαμε προηγουμένως:

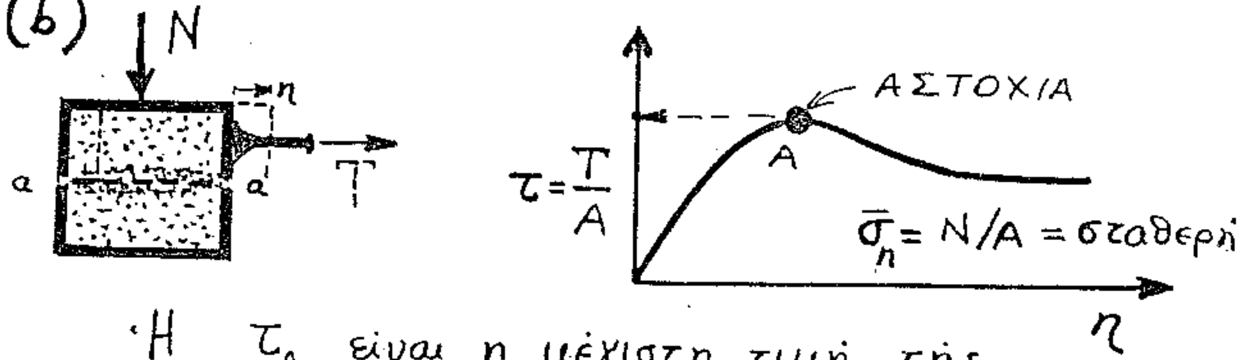
Παραδείγματα:

(a)



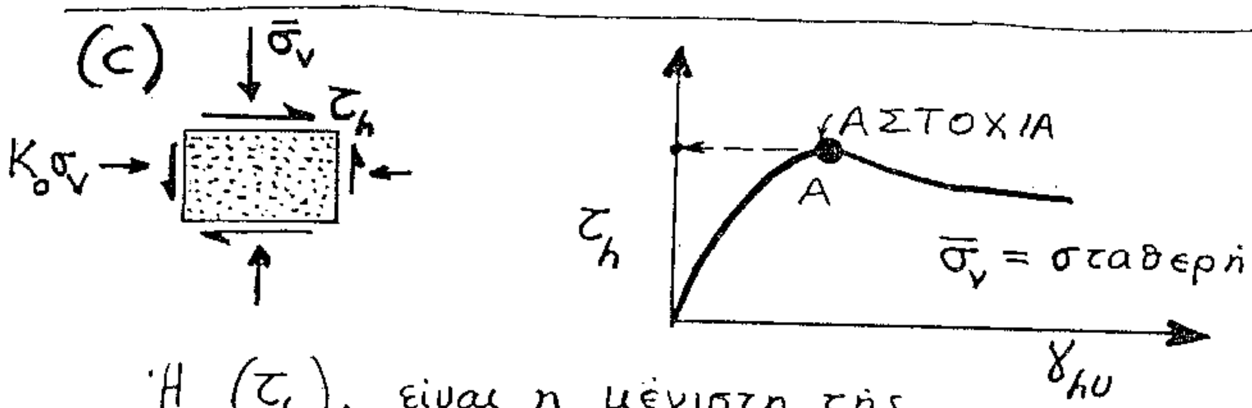
Ἡ $(\tau_{max})_A$ είναι η μέγιστη τιμή τής $\frac{1}{2}(\bar\sigma_1 - \bar\sigma_3)$ γιά μιά συγκεκριμένη τιμή σ_c.

(b)



Ἡ τ_A είναι η μέγιστη τιμή τής διατμητικής αντίστασης στήν επιφάνεια αα, τήν οποία μπορεί νά προσφέρει τό κάτω (ακίνητο) τμήμα τού εδαφικού δοκιμίου. Η αα είναι η επιφάνεια ολισθήσεως (αστοχίας).

(c)



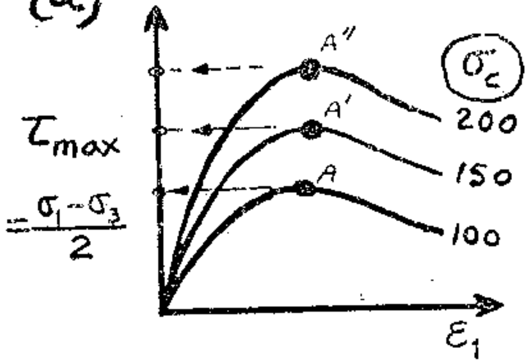
Ἡ $(\tau_h)_A$ είναι η μέγιστη τής οριζόντιας διατμητικής τάσης γιά μιά συγκεκριμένη τιμή τής $\bar\sigma_v$.

ΕΡΩΤΗΜΑ: Τί τό κοινό υπάρχει μεταξύ τών τριών αστοχιών; Μπορούμε νά συνάγουμε κάποιον **νόμο αστοχίας** ο οποίος νά ισχύει γιά οποιαδήποτε επιβαλλόμενη εντατική κατάσταση;

Πρός τούτο επαναλαμβάνουσμε τίς δοκιμές τής προηγούμενης σελίδας γιά διαφορετικές τιμές τής σ_c, ή της σ, ή της $\bar{\sigma}_v$, αντιστοίχως.

Καί απεικονίζουμε μέ τόν κύκλο Mohr τήν κάθε εντατική κατάσταση τή στιγμή τής αστοχίας.

(a) ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗ ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ

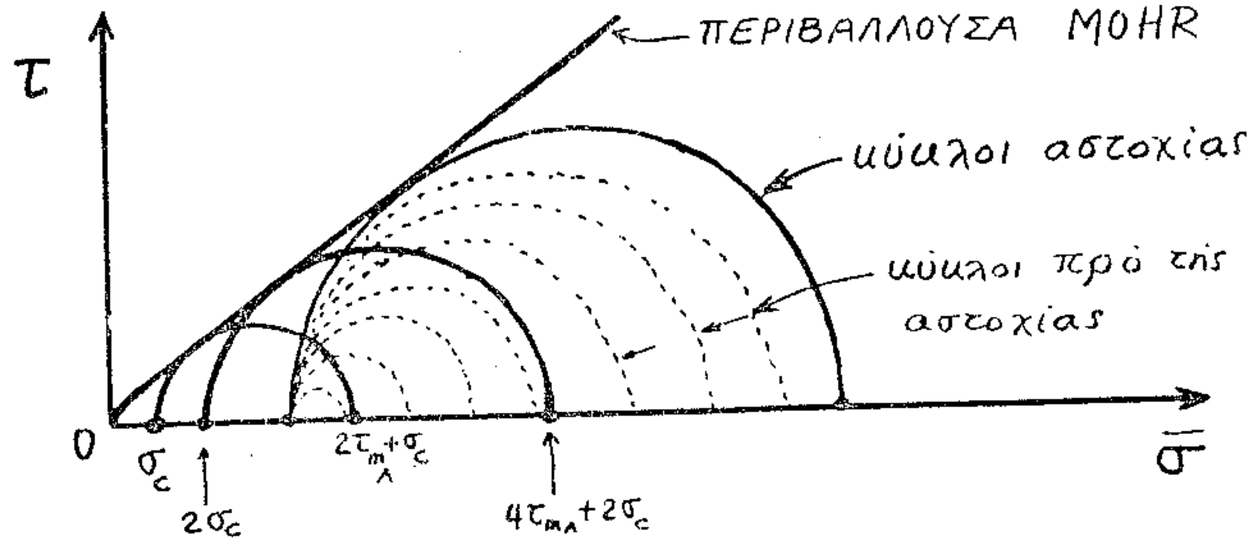


Παρατηρείται ότι

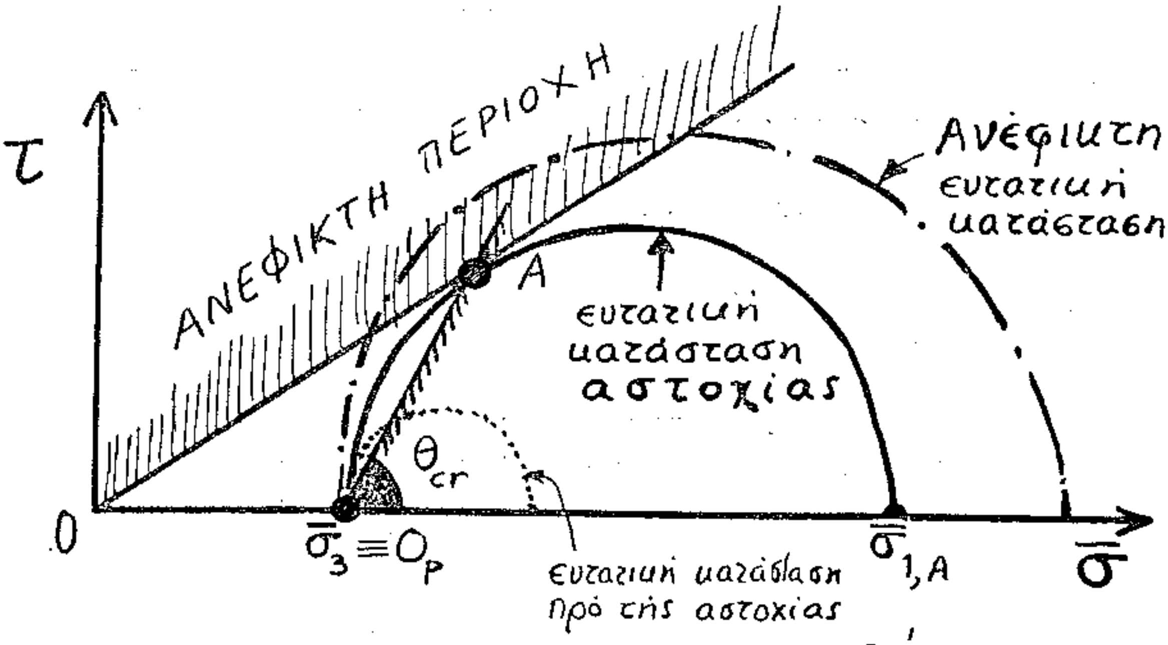
$$(\tau_{max})_{A''} \simeq 2\,(\tau_{max})_A$$

$$(\tau_{max})_{A'} \simeq 1.5\,(\tau_{max})_A$$

Δηλ. $(\tau_{max})_{ΑΣΤΟΧΙΑΣ} \propto \sigma_c$



Η φυσική σημασία της περιβάλλουσας MOHR



(i) Αν ο κύκλος Mohr βρίσκεται κάτω από (δεν τέμνει) την περιβάλλουσα ⟶ έχουμε ΕΥΣΤΑΘΗ ΕΝΤΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

(ii) Δεν είναι εφικτή (έχει επέλθει ήδη αστοχία) μιά εντατική κατάσταση, της οποίας ο κύκλος Mohr τέμνει την περιβάλλουσα

(iii) Ο κύκλος πού (μόλις) εφάπτεται στην περιβάλλουσα ⟶ ΕΝΤΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

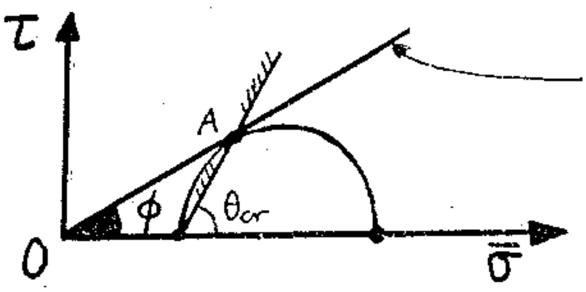
Τό σημείο επαφής A αντιπροσωπεύει τις τάσεις (σ_A, τ_A) σέ επίπεδο γωνίας θ_{cr} (σχήμα), τό οποίο επίπεδο θά ονομάζουμε (τι πιό φυσικό) **επίπεδο αστοχίας**.

Η εξίσωση της περιβάλλουσας μπορεί νά γραφτεί γενικώς :

$$\tau_A = f(\bar{\sigma}_A)$$

Αν η αναλογία $(\tau_{max})_A$ και σ_c που διαπιστώσαμε προηγουμένως είναι πραγματικότητα, τότε η ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑ MOHR είναι ΕΥΘΕΙΑ ΓΡΑΜΜΗ διερχόμενη από τό 0. Τούτο είναι μιά πολύ καλή προσέγγιση τόσο γιά **κοκκώδη**, όσο καί γιά **"κανονικώς φορτισμένα" αργιλικά** εδαφικά υλικά.

Επομένως:



$$\boxed{\tau_A = \bar{\sigma}_A \cdot \tan\phi}$$

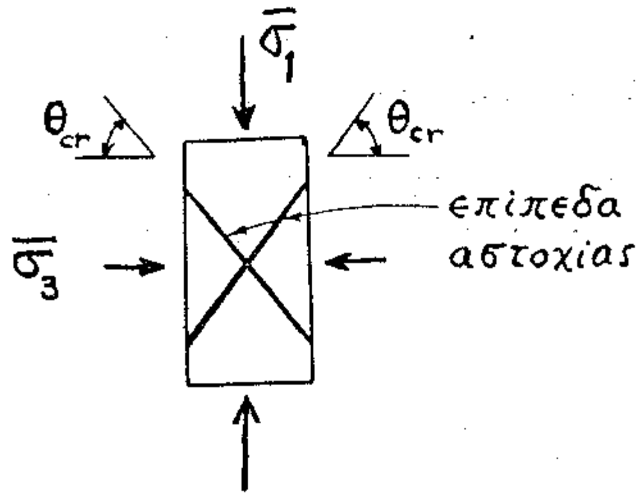
ΝΟΜΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ MOHR-COULOMB

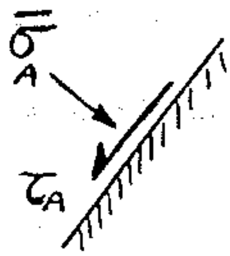
Τήν σχέση αυτή είχε πολύ πιό πρίν προτείνει ό COULOMB (130 χρόνια "νεώτερος" τού Mohr).

Τήν (σταθερή) παράμετρο ϕ θά τήν αποκαλούμε (τί άλλο;) "γωνία διατμητικής αντοχής". Επειδή όμως ο νόμος αστοχίας μοιάζει μέ τόν συνήθη νόμο τριβής ($T = N \cdot f$), η γωνία ϕ λέγεται <u>καί</u> "γωνία εσωτερικής τριβής" στή διεθνή βιβλιογραφία —— όρος κάπως ατυχής μιά πού μπορεί νά συγχισθεί μέ τήν γωνία τριβής μεταξύ τών κόκκων: ϕ_μ. Θά δούμε στήν συνέχεια ότι $\phi > \phi_\mu$.

Από τήν γεωμετρία: $\theta_{cr} = 45° + \frac{\phi}{2}$

(νά αποδειχθεί)





στό επίπεδο αστοχίας

$$\tau_A = \bar\sigma_A \tan\phi$$

ενώ σε οποιοδήποτε άλλο επίπεδο (τού δοκιμίου όντας σέ κατάσταση αστοχίας): $\tau_n < \bar\sigma_n \tan\phi$

Διατμητική αντοχή δοκιμίου εδαφικού υλικού θά ονομάζουμε τήν τ_A, δηλ. τήν μέγιστη διατμητική αντίσταση η οποία δρά στό επίπεδο αστοχίας (ολισθήσεως)

<u>Άσκηση</u>. Νά αποδειχθεί η αλήθεια τών ακόλουθων σχέσεων γιά τήν κατάσταση αστοχίας:

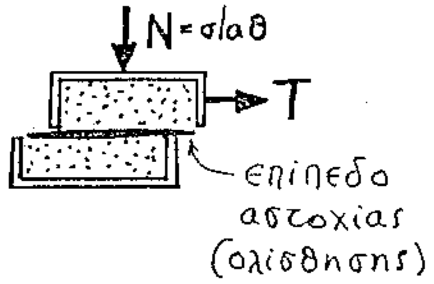
$$\bar\sigma_A = \bar\sigma_{3,A}(1+\sin\phi) = \bar\sigma_{1,A}(1-\sin\phi)$$

$$\boxed{\tau_A = \frac{1}{2}\left(\bar\sigma_{1,A} - \bar\sigma_{3,A}\right)\cos\phi = \tau_{max,A}\cdot\cos\phi}$$

$$\frac{\bar\sigma_{3,A}}{\bar\sigma_{1,A}} = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

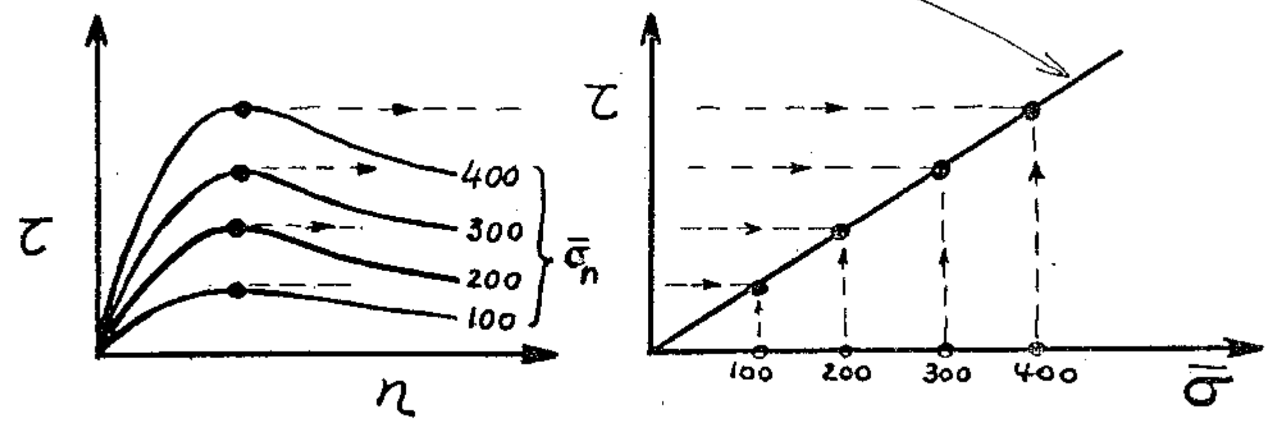
As δούμε τώρα τί γίνεται μέ τήν <u>απευθείας διάτμηση</u>.

(b)



Για ένα δεδομένο T, η εντατική κατάσταση δέν είναι προσδιορίσιμη: τό μόνο πού ξέρουμε είναι τά (σ, τ) σέ οριζόντιο "επίπεδο".

Στήν κατάσταση **αστοχίας**, όμως, τό "επίπεδο" αυτό είναι "επίπεδο" αστοχίας. Αν, επομένως, επαναλάβουμε τή δοκιμή γιά διάφορες τιμές $\bar{\sigma}_n = N/A$ μπορούμε νά προσδιορίσουμε απευθείας τήν εξάρτηση $\tau_A = f(\bar{\sigma}_A)$.



Εχει βρεθεί πειραματικά ότι, πράγματι, καί πάλι η $f(\bar{\sigma}_A)$ ειναι γραμμική συνάρτηση τής $\bar{\sigma}_A$ καί μάλιστα ότι η σταθερά αναλογίας είναι (με καλή προσέγγιση) ίση μέ τήν $\tan\phi$ πού προέκυψε απ' τήν "τριαξονική" αστοχία.

Αρα: $\boxed{\tau_A = \bar{\sigma}_A \cdot \tan\phi}$

Γενίκευση: ο νόμος Mohr-Coulomb

$$\tau_A = \bar{\sigma}_A \cdot \tan\phi$$, όπου ϕ = σταθερή παράμετρος χαρακτηριστική τού υλικού, αποτελεί τήν **αναγκαία καί ικανή συνθήκη αστοχίας** τού υλικού υπό οποιεσδήποτε επιβαλλόμενες τάσεις ή παραμορφώσεις.

Πρέπει νά υπογραμμιστεί ωστόσο ότι ο "νόμος" αυτός δέν αποτελεί καμμιά μαθηματική εξίσωση. Πρόκειται γιά καθαρώς εμπειρική σχέση, η οποία επαληθεύεται μέ **ικανοποιητική προσέγγιση** από τά πειραματικά δεδομένα πλήθους εδαφικών υλικών, υπό διάφορες ευτατικές καταστάσεις.

Αλλη έκφραση τού νόμου Mohr-Coulomb:

$$\boxed{\bar{\sigma}_{1A} - \bar{\sigma}_{3A} = \left(\bar{\sigma}_{1A} + \bar{\sigma}_{3A}\right) \sin\phi}$$

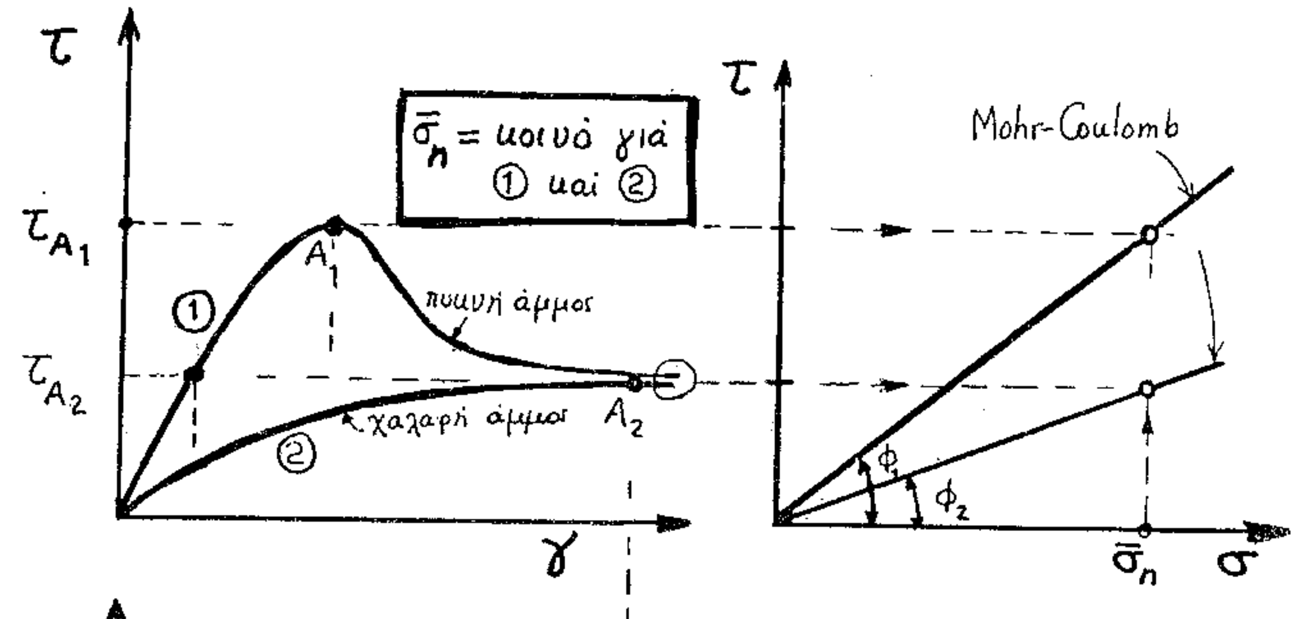
οπου $\sigma_{1,A}$, $\sigma_{3,A}$: οι κύριες τάσεις στην κατάσταση αστοχίας.

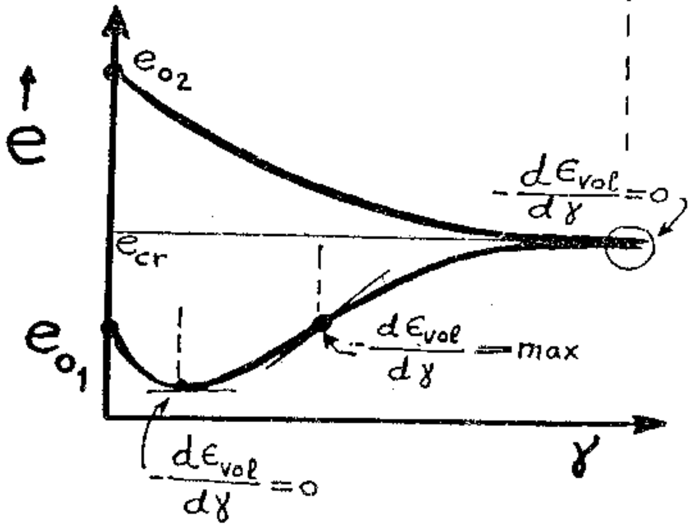
Ας προσεχθεί ότι η τιμή τής ενδιάμεσης κύριας τάσης, $\bar{\sigma}_2$, δέν έχει <u>καμμιάν</u> επίδραση στην αστοχία τού υλικού, σύμφωνα μέ τόν "νόμο" αυτό. Στην πραγματικότητα η $\bar{\sigma}_2$ έχει κάποια μικρήν επίδραση, η οποία γενικώς θεωρείται αμελητέα στήν πράξη.

ΕΞΑΡΤΗΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (δηλ. τῆς ϕ) ΑΠΟ ΤΗΝ ΣΧΕΤΙΚΗ ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ (D_{r_o}) ΚΟΚΚΩΔΟΥΣ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ

Η ΣΗΜΑΣΙΑ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΜΠΛΟΚΗΣ ΤΩΝ ΚΟΚΚΩΝ

Δοκιμή, π.χ., απευθείας διάτμησης (υπενθύμιση)





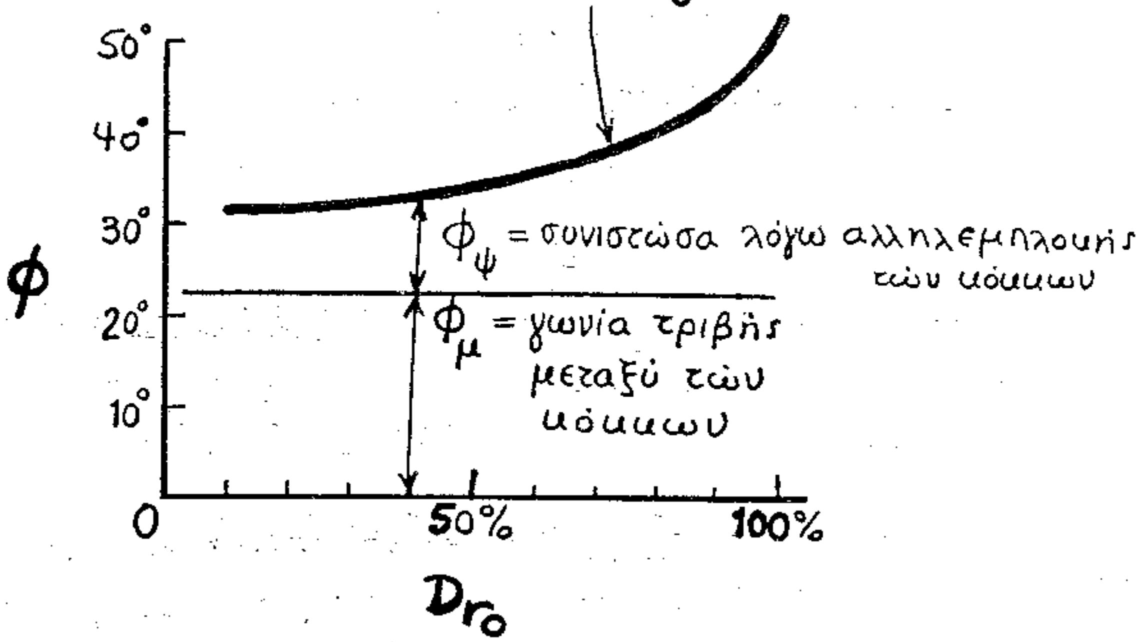
Υλικό: καλώς διαβαθμισμένη μεσόκοκκη άμμος, σέ δύο διαφορετικές δομές

① πυκνή: $D_{r_{o1}} \simeq 99\%$, $e_{o_1} \simeq 0.55$

② χαλαρή: $D_{r_{o2}} \simeq 10\%$, $e_{o_2} \simeq 0.80$

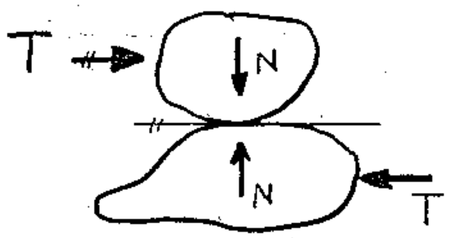
Είναι προφανές ότι $\phi_1 > \phi_2$ καί γενικώς $\phi = \phi(D_{r_o})$

Παράδειγμα $\phi = \phi(D_{ro})$ [Πειραματικά δεδομένα για μεσόκοκκη άμμο]



Δύο πηγές συμβάλλουν στην διατμητική αντίσταση (αντοχή) ενός κοκκώδους υλικού:

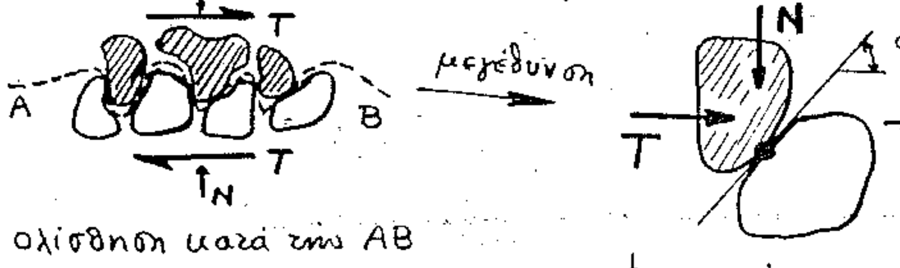
(i) η **τριβή** μεταξύ των κόκκων:



$$T_{max} = N \cdot \tan\phi_\mu$$

ϕ_μ = ανεξάρτητη της δομής (D_{ro})

(ii) η **αλληλεμπλοκή** των κόκκων:



$$T_{max} = N \cdot \tan(\phi_\mu + \phi_\psi)$$

ολίσθηση κατά την AB απαιτεί διόγκωση: $-d\epsilon_{vol}/d\gamma > 0$

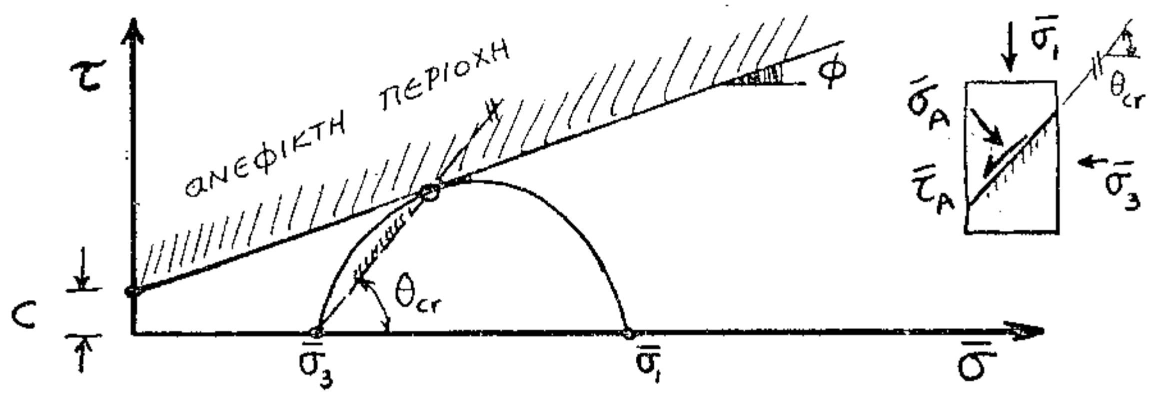
ϕ_ψ = συνάρτηση της πυκνότητας της δομής (D_{ro})

ΓΕΝΙΚΗ ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΤΟΥ "ΝΟΜΟΥ" MOHR-COULOMB

Τό κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb γιά "προφορτισμένες" (προστερεοποιημένες) αργίλους και γιά εδαφικά υλικά πού περιέχουν κάποιον συγκολλητικό παράγοντα λαβαίνει τήν ακόλουθη (γενικότερη) μορφή:

$$\boxed{\tau_A = \bar{\sigma}_A \tan\phi + c}$$

οπου η νέα παράμετρος τής διατμητικής αντοχής, c, μπορεί νά "ερμηνευθεί" ως **συνοχή**.



Η τιμή τής τ_A οταν $\bar{\sigma}_A = 0$ ειναι: $\tau_A = c$

Νά αποδειχθεί οτι και πάλι: $\theta_{cr} = 45° + \phi/2$

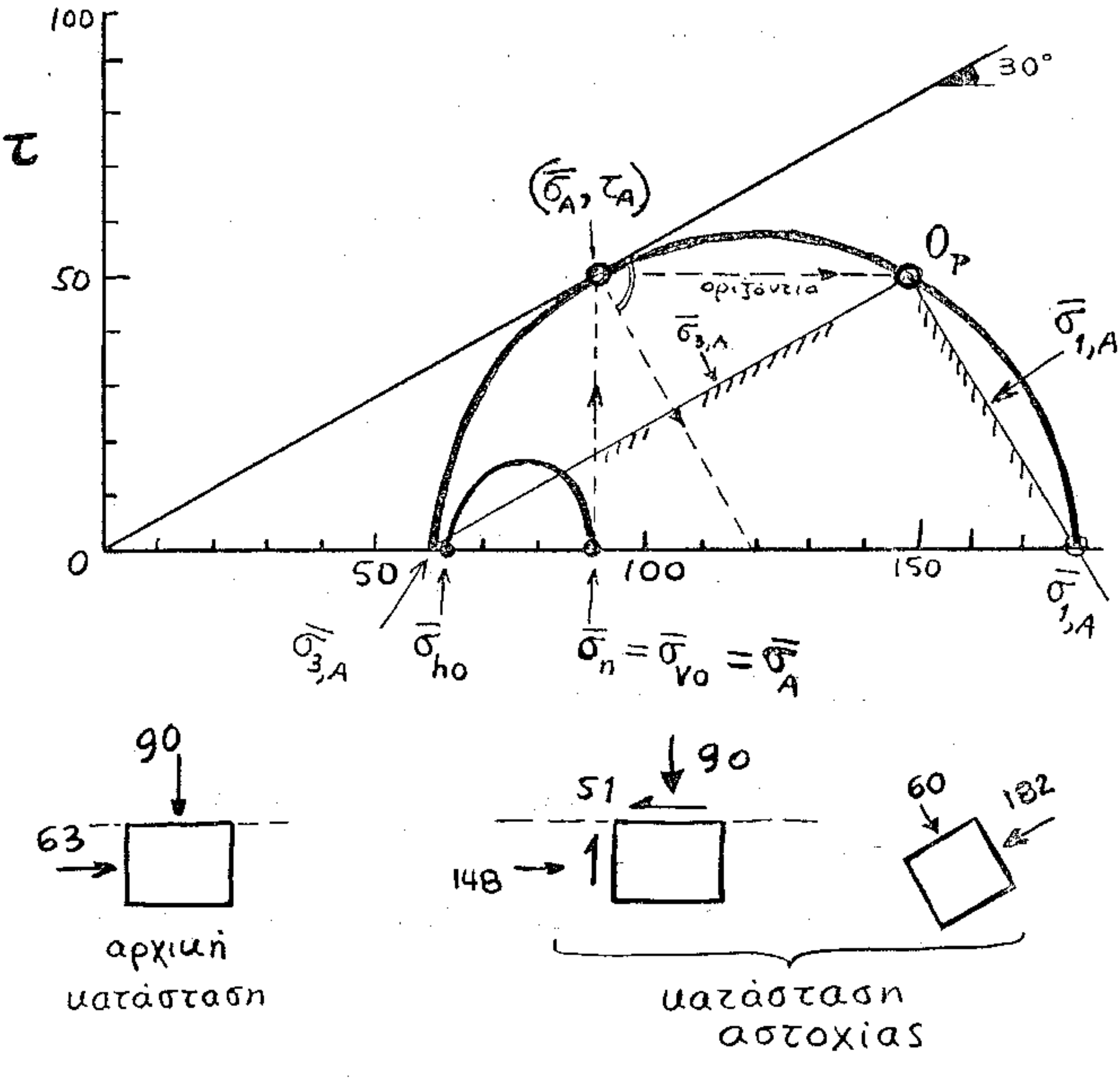
κι οτι τό "κριτήριο" (νόμος) Mohr-Coulomb μπορεί νά γραφτεί: $\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3 = (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)\sin\phi + 2c\cos\phi$

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

1. Δίνονται: Η γωνία $\phi = 30°$, Ο λόγος $K_o = 0.7$ ενός κοκκώδους εδαφικού υλικού

Δοκιμιό του υποβάλεται σέ απευθείας διάτμηση μέ $\bar{\sigma}_n = 90$ kPa.

Ζητούνται: Οι κύκλοι Mohr προτού αρχίσει διάτμηση, καί κατά τήν αστοχία. Να βρεθούν οι κύριες τάσεις καί οι διευθύνσεις τους.

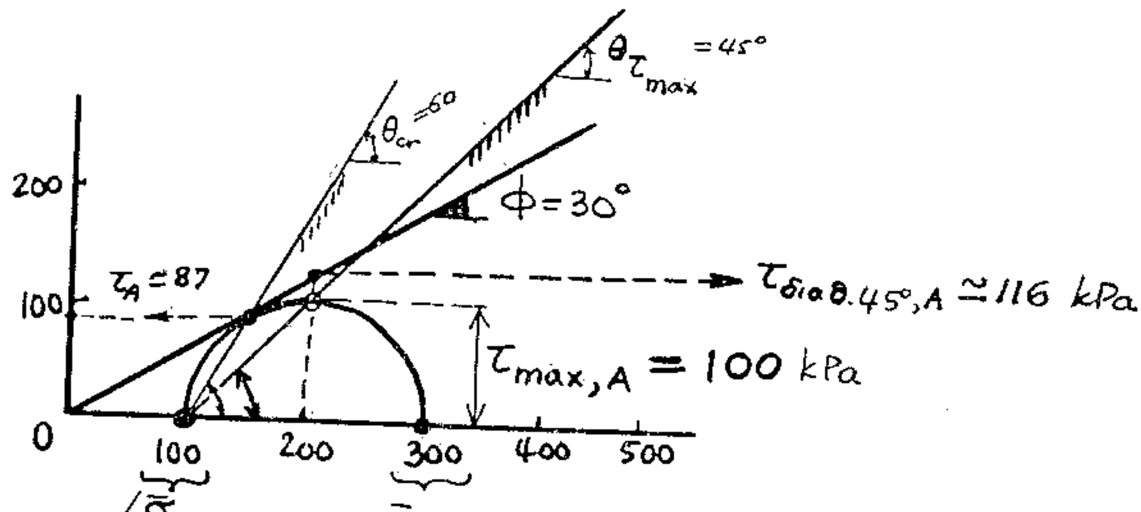


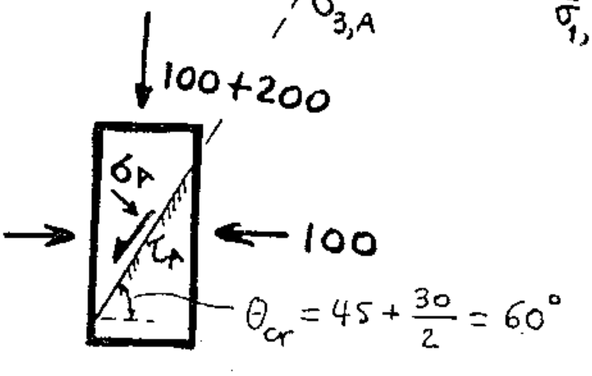
2. Κυλινδρική <u>τριαξονική</u> δοκιμή άμμου.
Παράπλευρη πίεση : $\bar{\sigma}_3 = \sigma_c = 100$ kPa ·
επιβαλλόμενη πρόσθετη κατακόρυφη τάση την στιγμή της αστοχίας : $\Delta\bar{\sigma}_a = 200$ kPa.

Ζητούνται: (i) Η γωνία ϕ° (αν ξέρουμε ότι $c = 0$)

(ii) Η τ_A (στό επίπεδο αστοχίας) και η γωνία τού επιπέδου αυτού, θ_{cr}

(iii) Η $\tau_{max,A}$ και η διεύθυνση τού επιπέδου της. Ποιά είναι ή διαθέσιμη διατμητική αντοχή στό επίπεδο της $\tau_{max,A}$;





Να λυθεί τό ίδιο πρόβλημα και αναλυτικά !

3. Δοκιμή <u>απλής διάτμησης</u> μέ άμμο.

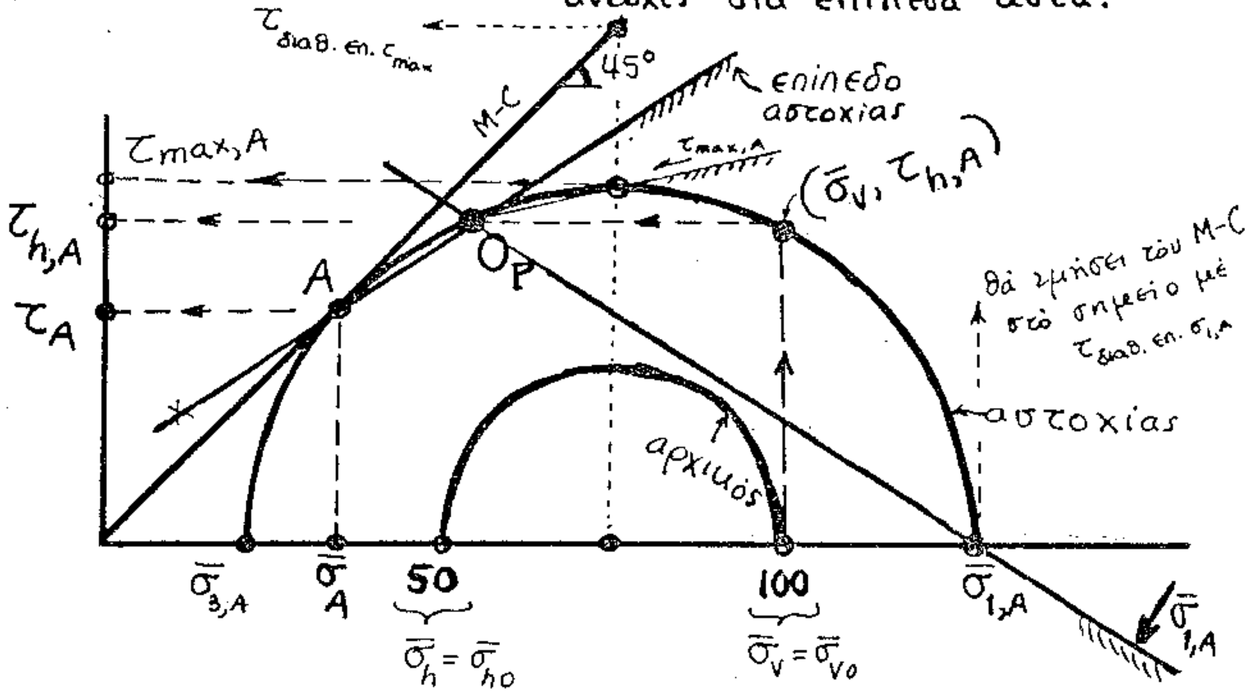
Δίνονται: $K_o = 0.5$, $\phi = 45^\circ$, $\bar{\sigma}_v = 100$ kPa

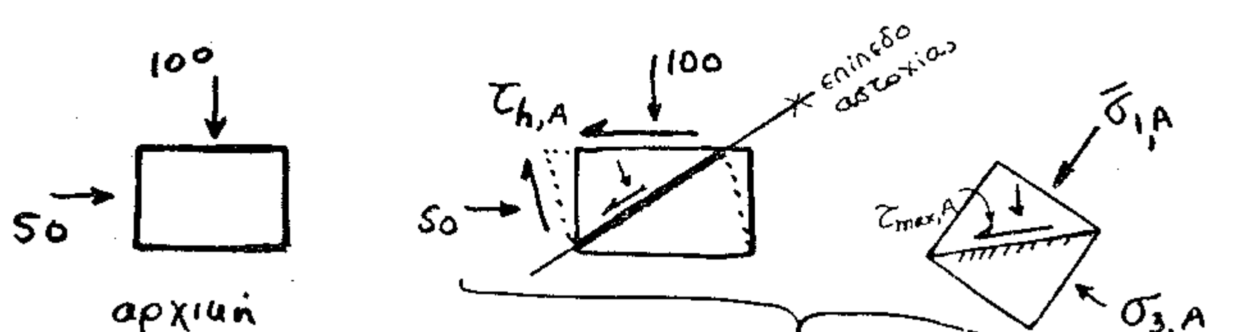
Ζητούνται: (1) $\tau_{h,A}$

(2) οι κύκλοι Mohr < αρχικός / αστοχίας

(3) τ_A καί τό επίπεδό της

(4) $\bar{\sigma}_{1,A}$ καί $\tau_{max,A}$ καί τά επίπεδά τους. Οι διαθέσιμες διατμητικές αντοχές στά επίπεδα αυτά.

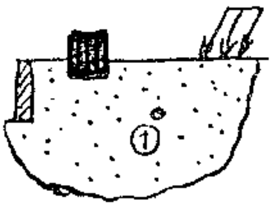




αρχική κατάσταση

κατάσταση αστοχίας

4. Η εντατική κατάσταση τού "σημείου" ① μιάς εδαφικής φορτιζόμενης μάζας (όπως στό σχήμα) είναι γνωστή:



$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \text{συμμ.} & & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 180 & 0 & 120 \\ 0 & 103 & 0 \\ 120 & 0 & 80 \end{bmatrix}$$

Εάν τό εδαφικό υλικό "υπακούει" ως πρός τήν αστοχία στό κριτήριο Mohr-Coulomb, μέ (μετρημένα) $c = 86$ και $\phi = 35°$, νά βρεθεί αν τό "σημείο" ① έχει αστοχήσει ή όχι.

Είναι προφανές ότι $\sigma_y = \sigma_2$ και επομένως η τιμή της ($\sigma_2 = 103$) δέν έχει επίδραση στην αστοχία, μιά πού τό υλικό ακολουθεί τό κριτήριο M-C. Στό επίπεδο xz έχουμε τήν ακόλουθη σχέση γιά τήν κατάσταση αστοχίας:

$$\sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2} \underset{\text{τό = τή "στιγμή" της αστοχίας}}{\leq} (\sigma_z + \sigma_x)\sin\phi + 2c\cos\phi$$

Εφαρμογή:

$$\underbrace{\sqrt{(80-180)^2 + 4\times 120^2}}_{260} \leq \underbrace{(80+180)\sin 35° + 2\times 86\times\cos 35°}_{290}$$

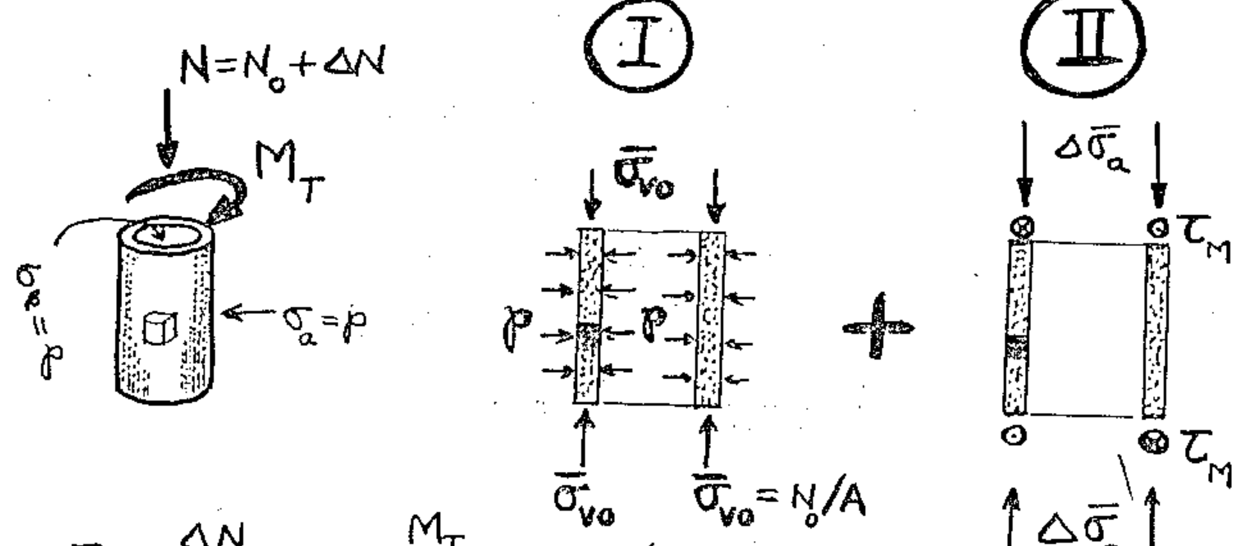
$$260 \leq 290$$

Ισχύει η ανισότητα: Τό "σημείο" ① δέν έχει αστοχήσει άν και βρίσκεται κοντά στήν αστοχία.

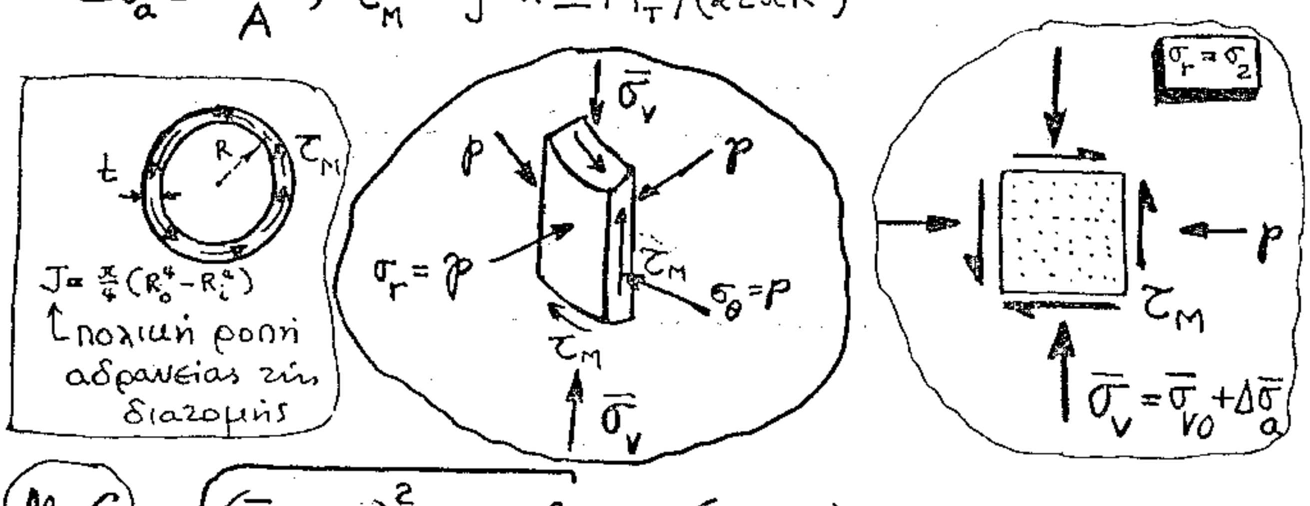
5. Μια απ' τις επιστημονικώς πιό ορθολογικές εργαστηριακές δοκιμές της εδαφομηχανικής είναι η ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗ ΔΟΚΙΜΗ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΕΝΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ – ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΕΠΙΠΟΝΗΣΗΣ ΣΕ ΔΟΚΙΜΙΑ ΣΧΗΜΑΤΟΣ ΣΩΛΗΝΩΤΟΥ ΚΥΛΙΝΔΡΟΥ. Στό παρακάτω σχήμα δείχνονται οἱ δύο φάσεις φορτίσεως.

Ζητείται: Η έκφραση τού νόμου Mohr-Coulomb

→ Νά γίνει σύγκριση μέ τήν κυλινδρική τριαξονική.



$$\Delta\bar{\sigma}_a = \frac{\Delta N}{A}, \quad \tau_M = \frac{M_T}{J} R \simeq M_T/(2t\pi R^2)$$



$$\text{M-C}: \quad \sqrt{(\bar{\sigma}_v - p)^2 + 4\tau_M^2} \leq (\bar{\sigma}_v + p)\sin\phi + 2c\cos\phi .$$

3.5

ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ & ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΟΡΕΣΜΕΝΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΟΓΚΟΥ ΥΠΟ "ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΕΣ" ΣΥΝΘΗΚΕΣ

3.5 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ Κ' ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΟΡΕΣΜΕΝΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΔΟΚΙΜΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΟΓΚΟΥ ("αστράγγιστες" συνθήκες)

Στά υποκεφάλαια 3.3 καί 3.4 υποθέσαμε ότι $\sigma = \bar{\sigma}$, είτε διότι τό εδαφικό υλικό δέν είταν κορεσμένο, είτε διότι οι δημιουργούμενες από τήν φόρτιση υπερπιέσεις πόρων, Δu, είχαν εκμηδενισθεί. Γενικεύοντας: σύμφωνα μέ τήν αρχή τής **ενεργού τάσης** (§3.1), όσα είπαμε στά §3.3–3.4 εξακολουθούν νά ισχύουν καί όταν $\Delta u \neq 0$, μέ τήν προϋπόθεση ότι οι υπερπιέσεις αυτές έχουν ληφθεί υπόψη στόν υπολογισμό τών ενεργών τάσεων:

$$\Delta\bar{\sigma} = \Delta\sigma - \Delta u$$

καί

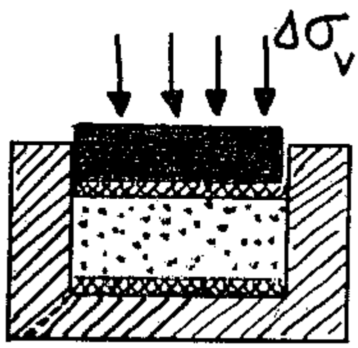
$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_0 + \Delta\bar{\sigma}$$

Ας δούμε όμως τώρα υπό ποιές συνθήκες αναπτύσσονται οι Δu ...

Ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων υπό διάφορες εντατικές καταπονήσεις

(πλήρως κορεσμένο αργιλικό δοκίμιο)

1. Μονοδιάστατη συμπίεση (βλ. §3.2)

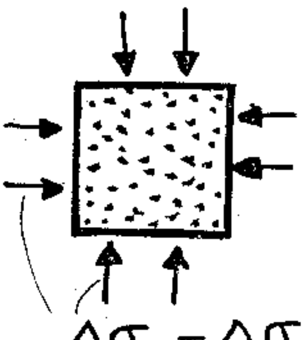


αμέσως μετά τήν επιβολή τού φορτίου $\Delta\sigma_v$, ή εάν τό νερό τών πόρων δέν έχει δυνατότητα εκφυγής:

Εξαιτίας τής **ασυμπιεστότητας** τού H_2O ($K \simeq \infty$):

$$\Delta u \simeq \Delta \sigma_v$$

2. Ισότροπη (υδροστατική) συμπίεση

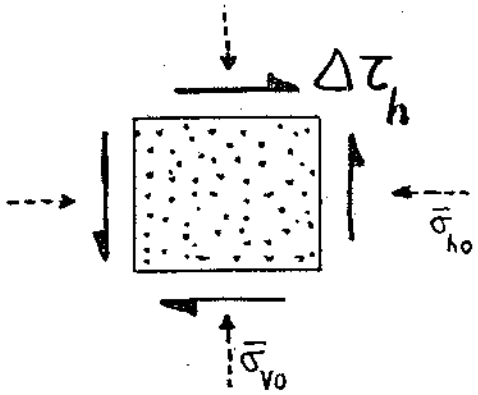


Καί πάλι δέν είναι δυνατή μεταβολή όγκου $\Longrightarrow$

$$\Delta u \simeq \Delta \sigma_c$$

$$\Delta\sigma_c = \Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$$

3. Απλή διάτμηση απροφόρτιστου αργιλικού δοκιμίου

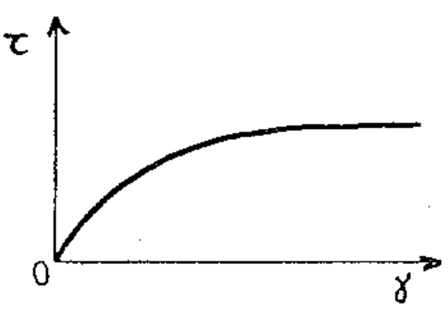


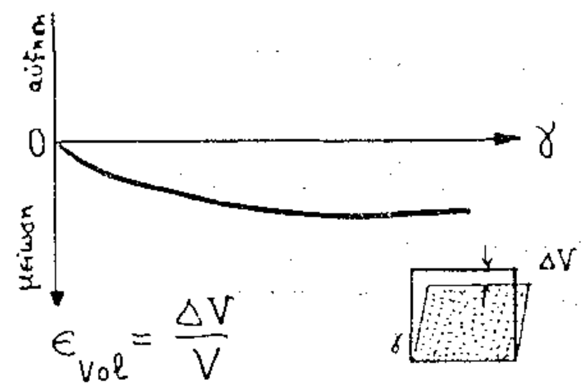
Διακρίνουμε δύο ακραίες περιπτώσεις:

(α) Εάν η επιβολή τής $\Delta\tau_h$ γίνει πάρα πολύ αργά, ώστε τό H_2O νά προλαβαίνει νά κινείται πρός τά μέσα ή πρός τά έξω ⟹

$\Delta u \simeq 0$ και άρα ισχύουν όσα είδαμε στά στραγγιζόμενα υποκεφάλαια:

η αύξηση $\Delta\tau_h$ θά συνεπάγεται όχι μόνον διατμητική παραμόρφωση γ αλλά και μείωση τού όγκου $+\Delta V$



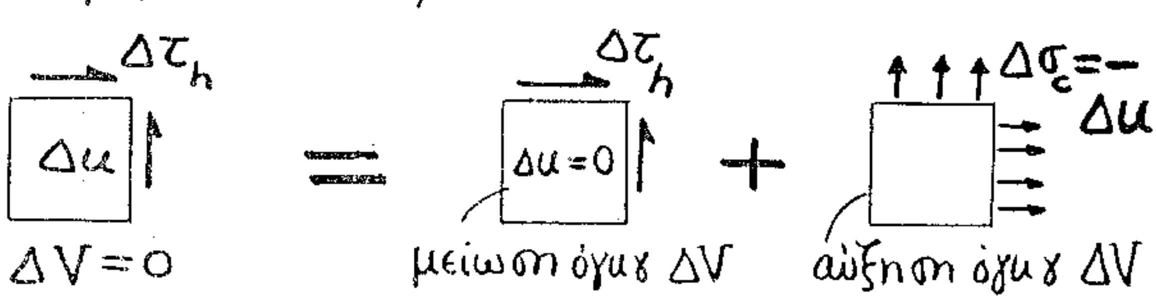


$$\epsilon_{Vol} = \frac{\Delta V}{V}$$

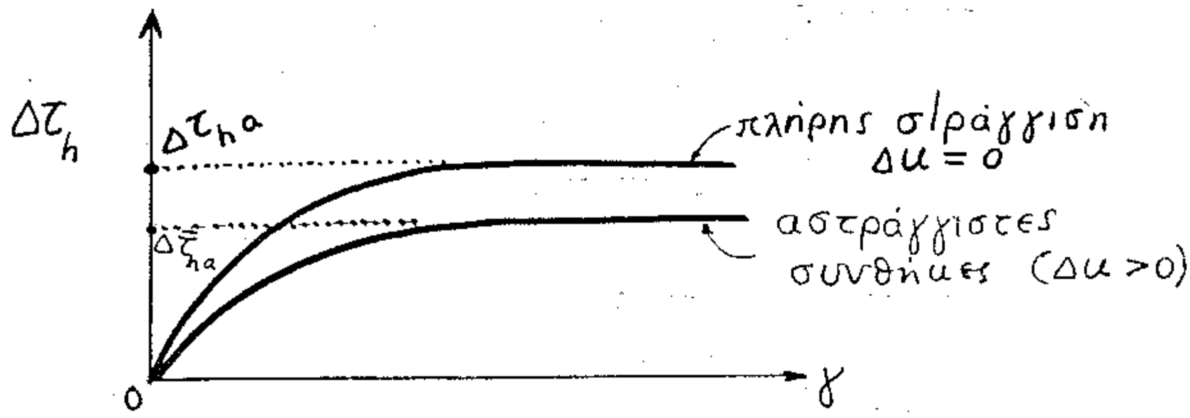
(β) Αμέσως μετά τήν επιβολή τής $\Delta\tau_h$, ή εάν η φόρτιση είναι αρκετά ταχεία, ή τέλος εάν δέν αφίνουμε τό H_2O τών πόρων νά κινείται πρός τά μέσα ή έξω ⟹

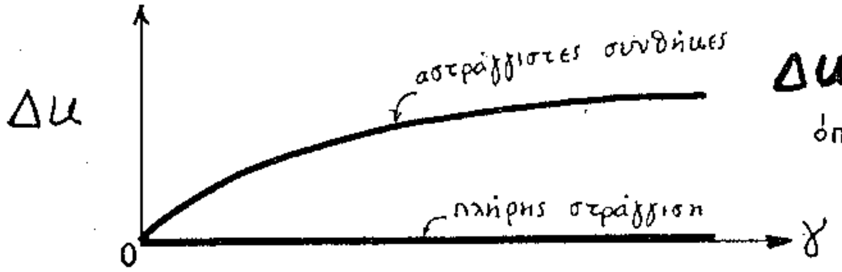
$\Delta V \simeq 0$ εξαιτίας τής σχετικής ασυμπιεστότητας τού H_2O.

Ο μόνος τρόπος γιά νά μήν πραγματοποιηθεί η $+\Delta V$ είναι η αύξηση τών υπερπιέσεων, $+\Delta u$, ώστε η ενεργός ορθή τάση νά μειωθεί από $\bar{\sigma}_{vo}$ σέ $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_{vo} - \Delta u$ κατά τήν αρχή τής ενεργού τάσης. Σχηματικά:



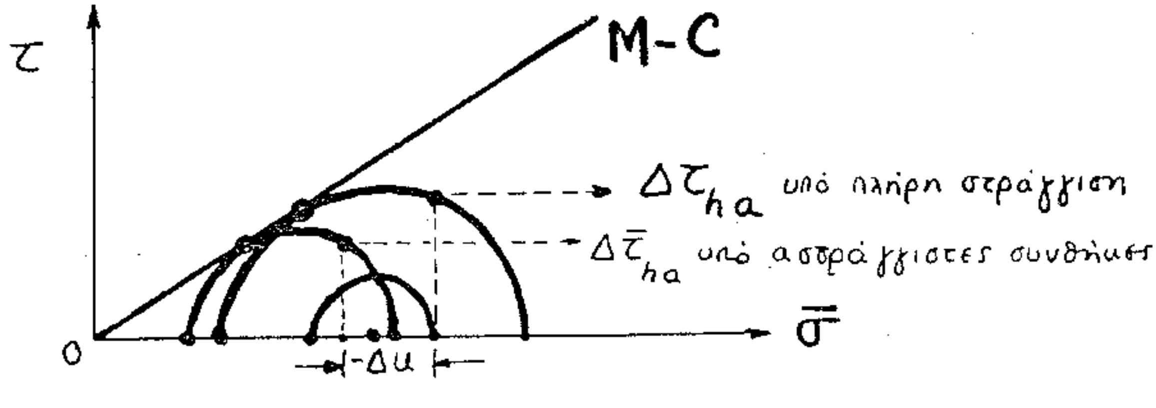
Πραγματικά, εάν εκτελέσουμε τήν δοκιμή χωρίς νά επιτρέπουμε μεταβολή όγκου ("αστράγγιστες" συνθήκες) καί συγχρόνως μετράμε τίς υδατικές πιέσεις πού αναπτύσσονται, παίρνουμε αποτελέσματα ως εξής:





$$\Delta u = \alpha \cdot \Delta\tau_h$$

όπου $\alpha = \alpha(\gamma)$

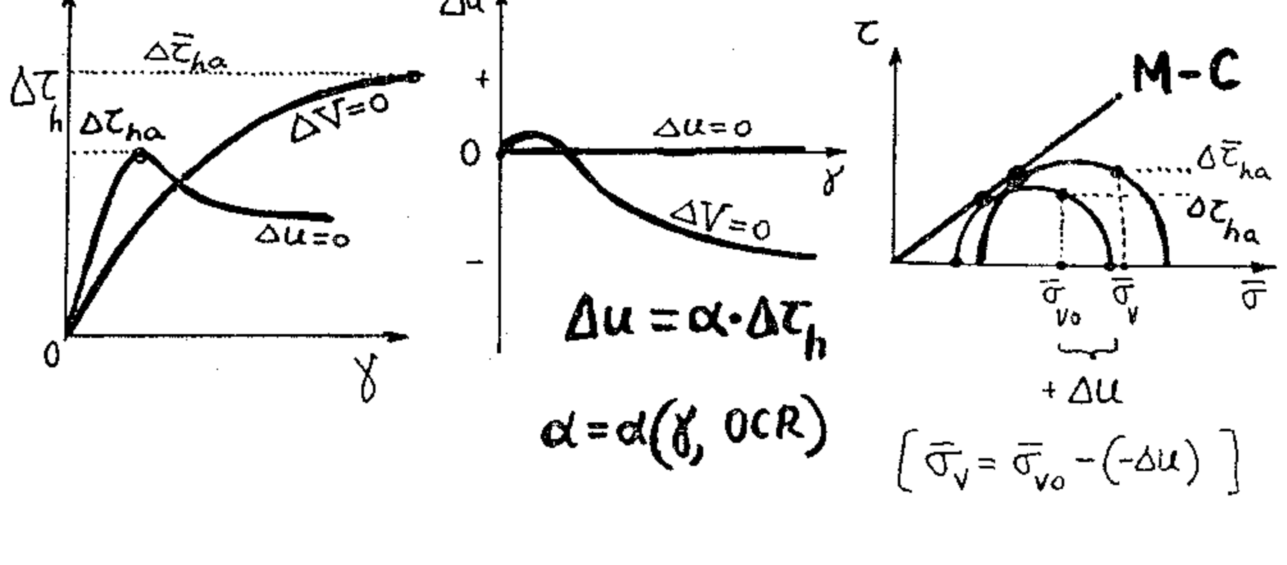


4. Απλή διάτμηση προφορτισμένου αργιλικού δοκιμίου

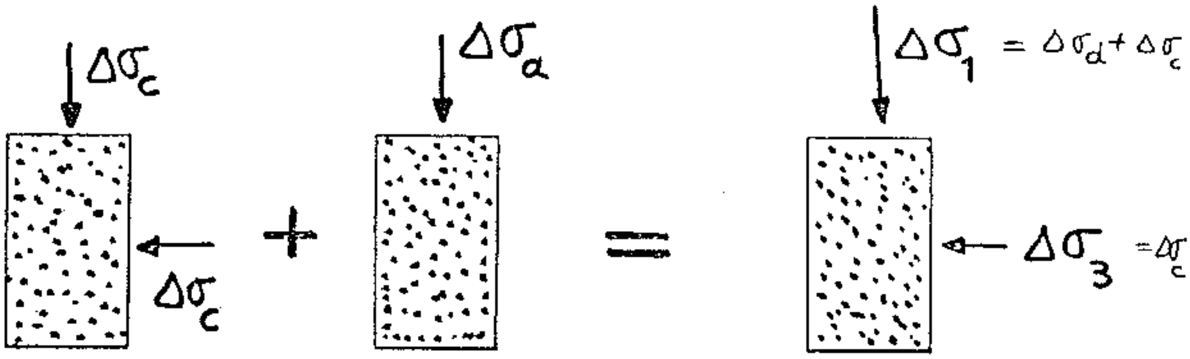
(α) Εάν $\Delta u = 0$, είτε διότι η δοκιμασία γίνεται πολύ αργά είτε διότι έχει γίνει πλήρης εκτόνωση των αρχικών Δu $\Longrightarrow$

σημαντικές μεταβολές όγκου, κυρίως <u>αύξηση</u> του όγκου, $-\Delta V$, (διασταλτικότητα).

(β) Εάν η μεταβολή του όγκου παρεμποδισθεί (: κορεσμός + όχι "στράγγιση") αναπτύσσονται **αρνητικές υδατικές υπο-πιέσεις, $-\Delta u$** $\Longrightarrow$



5. Τριαξονική κυλινδρική συμπίεση



$$\Delta u_c \quad + \quad \Delta u_d \quad = \quad \Delta u$$

Υπό αστράγγιστες συνθήκες $\Delta V \simeq 0$ και υδατικές υπερπιέσεις ή υποπιέσεις θά αναπτυχθούν ανάλογα μέ τό άν τό δοκίμιο έχει "έφεση" γιά διασταλτική ή συσταλτική συμπεριφορά.

$$\Delta u_c \simeq \Delta\sigma_c \qquad \text{(υδροστατική συμπίεση)}$$

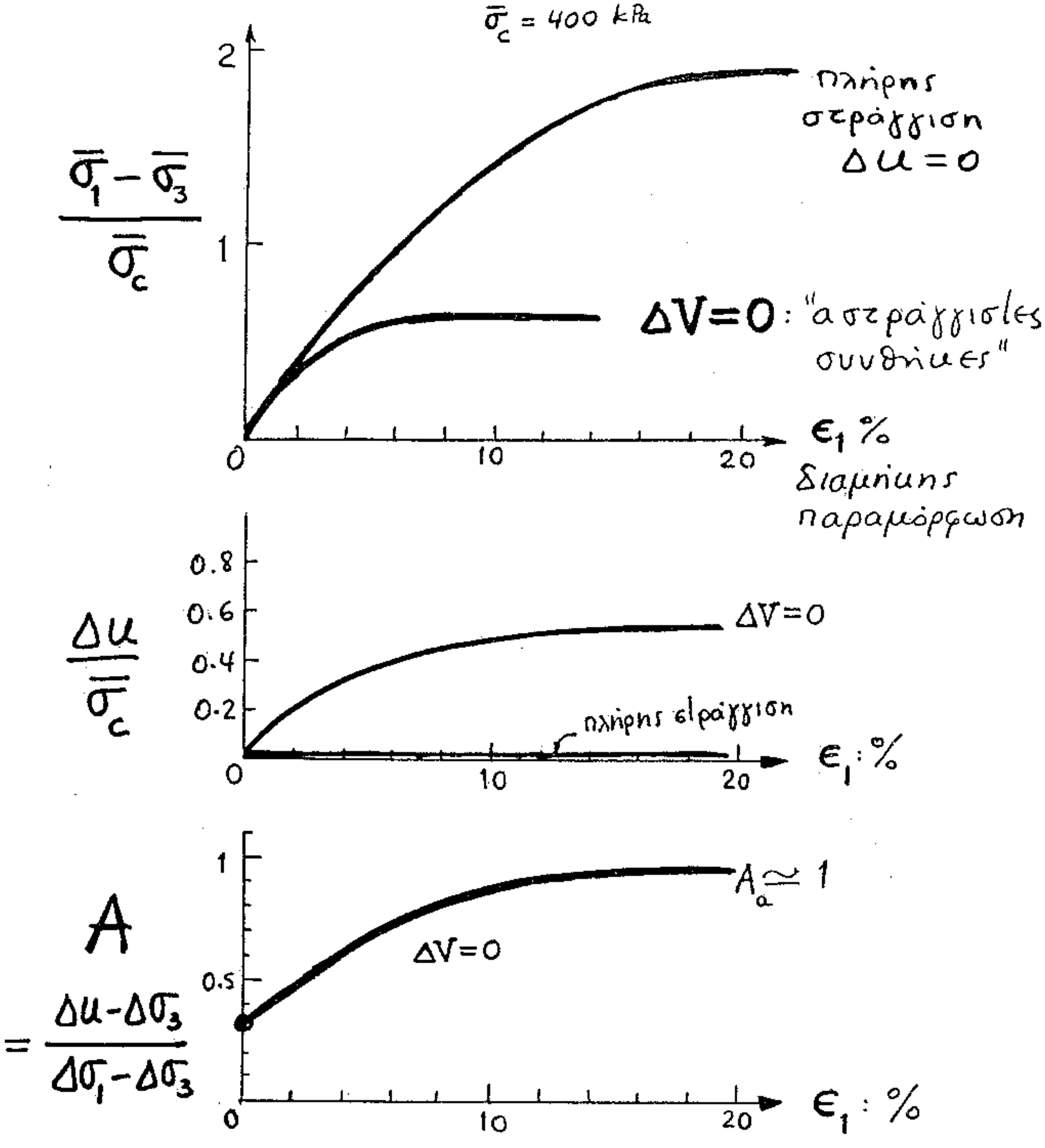
$$\Delta u_d = A \cdot \Delta\sigma_d \qquad \text{(διαμήκης συμπίεση)}$$

$$A = A(\epsilon_1, OCR)$$

όπου $OCR =$ βαθμός προφορτίσεως $= \dfrac{\bar{\sigma}_p}{\bar{\sigma}_0}$

συνολικά: $\Delta u = \Delta\sigma_3 + A\,(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$

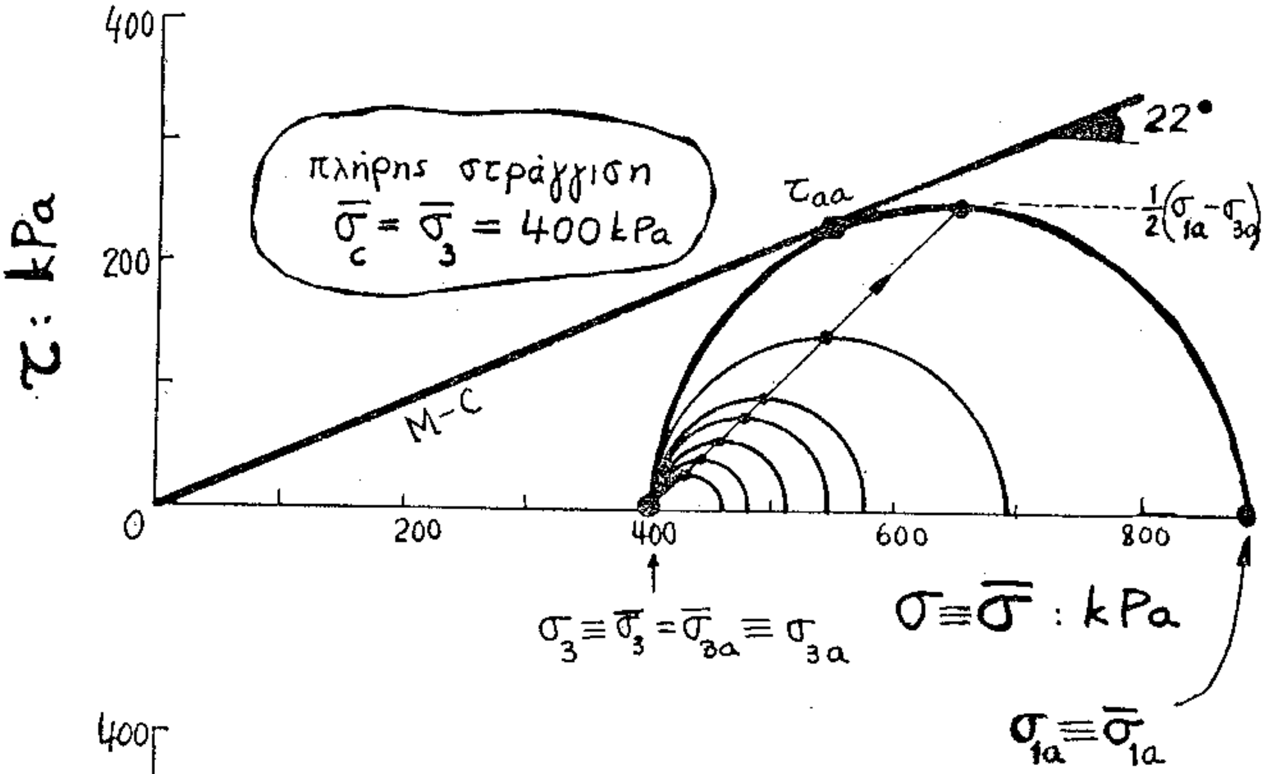
1ο παράδειγμα: απροφόρτιστη άργιλος

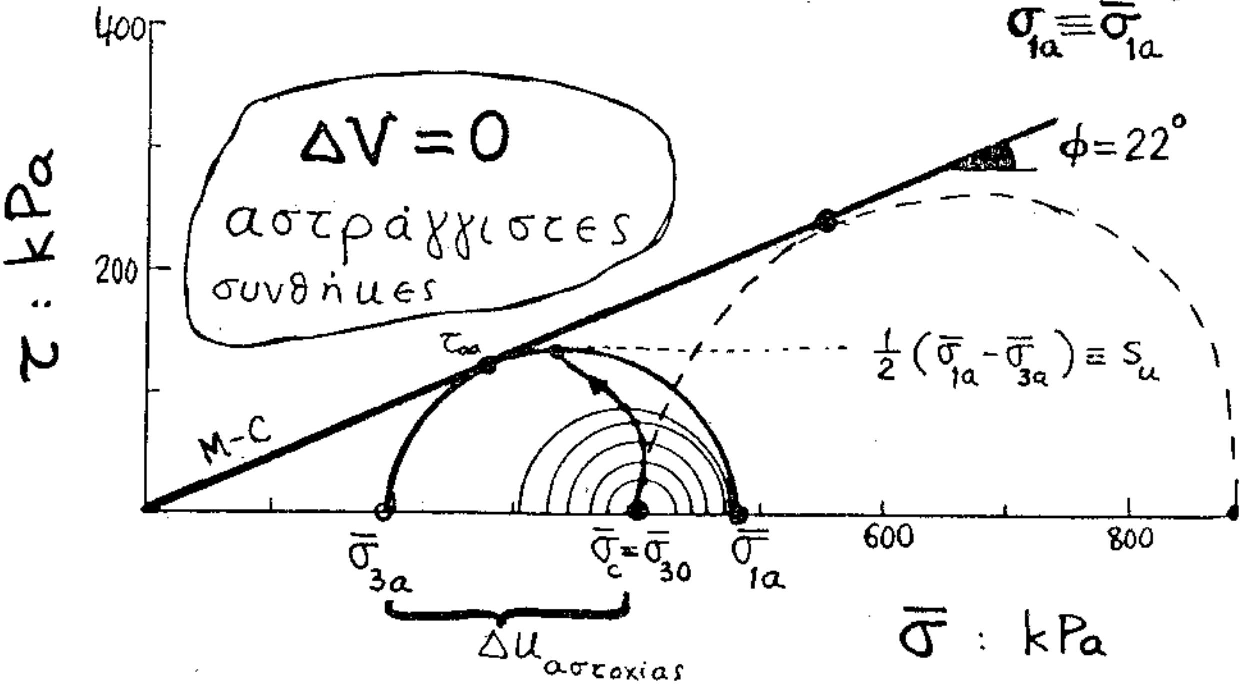


Για μικρές ϵ_1 ($\epsilon_1 \sim 0$) $A \sim \frac{1}{3}$ ∴

$$\Delta u \sim \Delta\sigma_{oct} = (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)\cdot\frac{1}{3}$$

η σχέση αυτή, $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$, είναι ακριβώς σωστή γιά γραμμικώς ελαστικά εδαφικά υλικά. (Νά αποδειχθεί.)

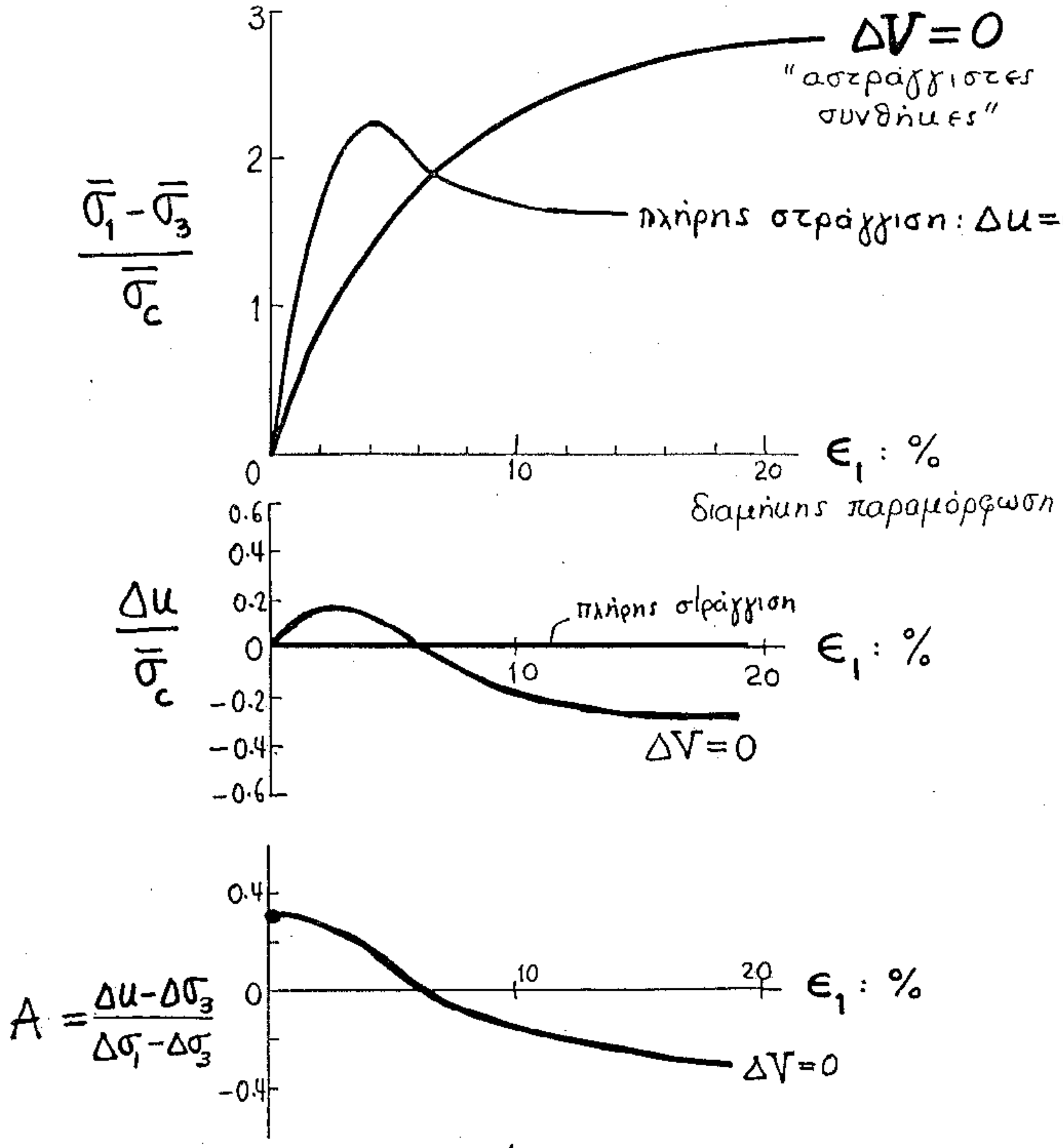




Παρατηρείστε τήν μείωση τής διατμητικής αντοχής υπό αστράγγιστες συνθήκες

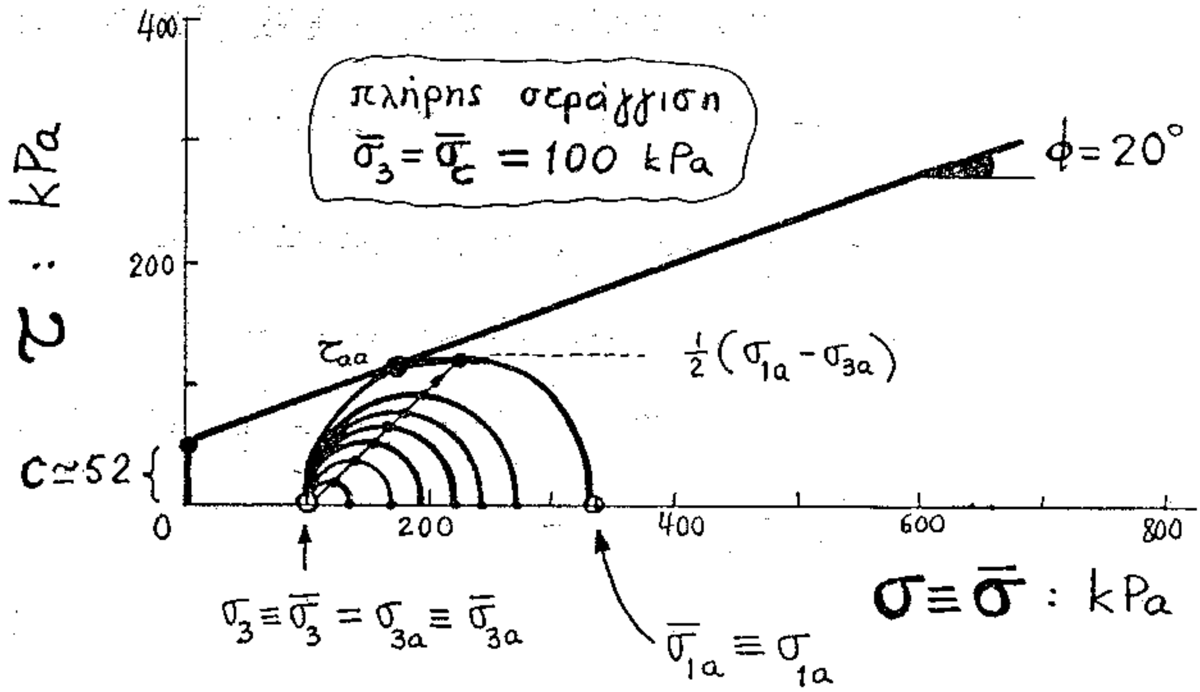
2° συγκριτικό παράδειγμα:

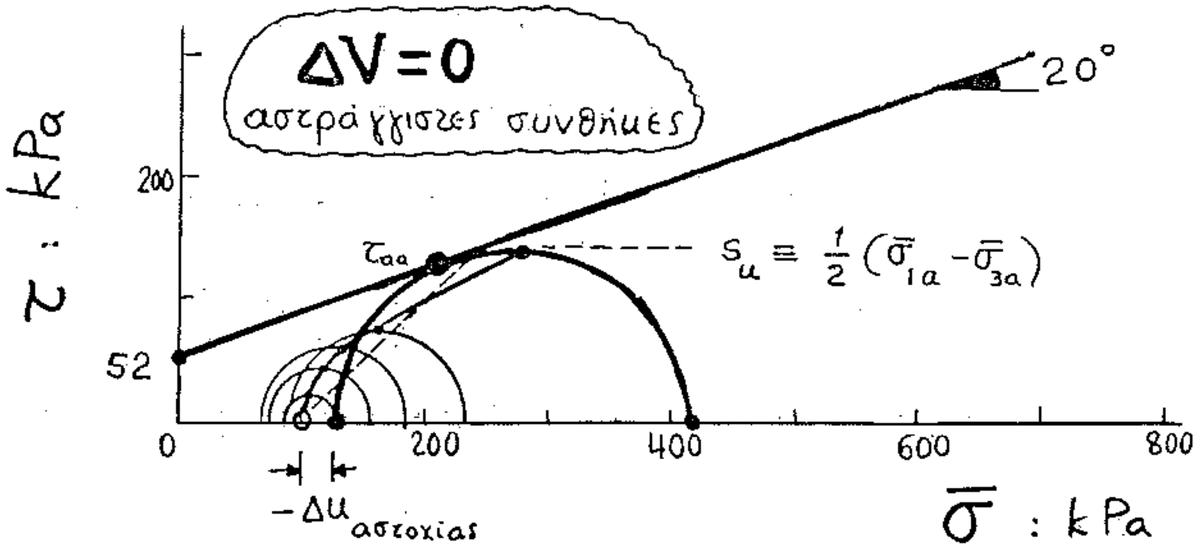
<u>προφορτισμένη άργιλος</u>: OCR ≃ 6



Και πάλι $A \simeq \frac{1}{3}$ για $\epsilon_1 \to 0$

("ελαστική" συμπεριφορά)



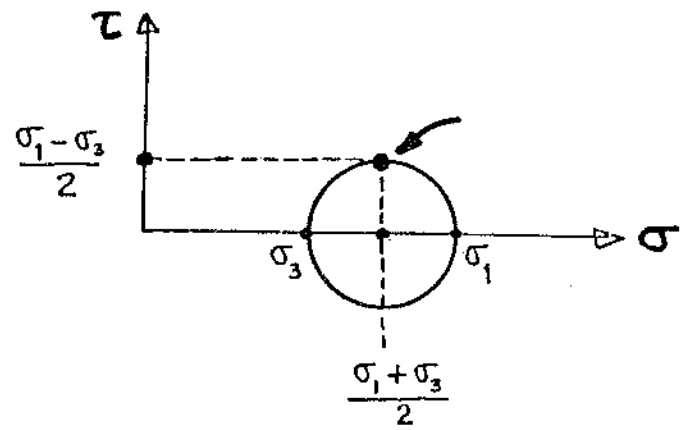


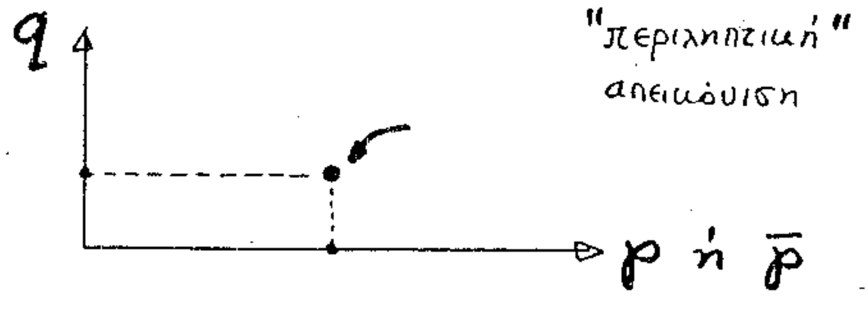
Παρατηρείστε τήν αύξηση της διατμητικής αντοχής της προφορτισμένης αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες· η διαφορά ωστόσο δέν είναι τόσο δραματική όσο η μείωση στις απροφόρτιστες αργίλους.

Παρένθεση:

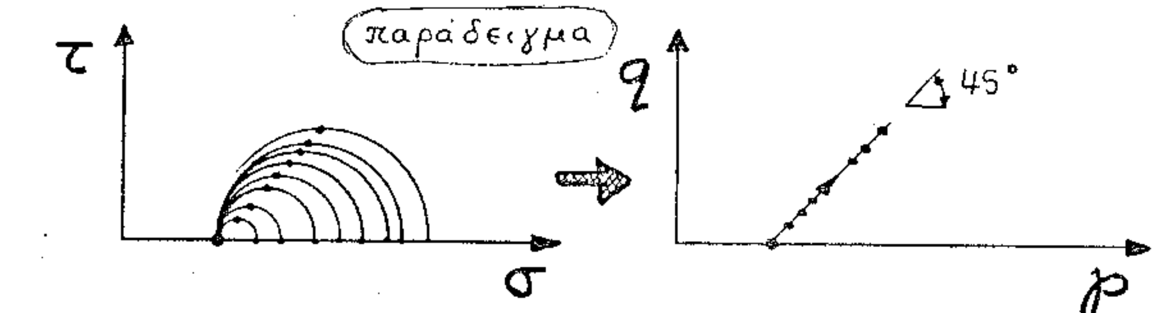
Η εξέλιξη τών κύκλων τού Mohr προσφέρει ακριβή αλλά κάπως μπερδεμένη εικόνα τών διαδοχικών εντατικών καταστάσεων κατά την διάρκεια μιάς δοκιμής. Υπάρχει όμως και απλούστερος τρόπος: αντί τού κύκλου Mohr **η εντατική κατάσταση μπορεί νά παρασταθεί αμφιμονοσήμαντα μέ ένα μόνον σημείο**, αυτό πού έχει συντεταγμένες

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad , \quad p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$



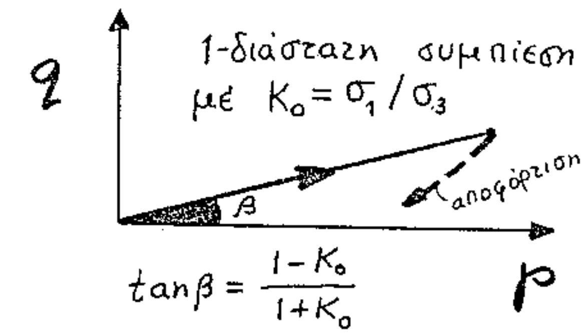


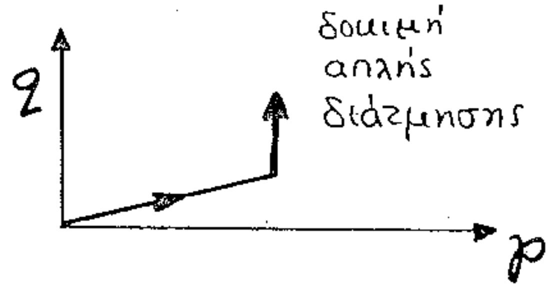
Έτσι, αντί γιά διαδοχικούς κύκλους Mohr έχουμε μιά συνεχή γραμμή η οποία συνδέει τίς κορυφές τών κύκλων. Τήν συνεχή αυτή γραμμή θά τήν λέμε **τασική όδευση** ή **διαδρομή τών τάσεων**



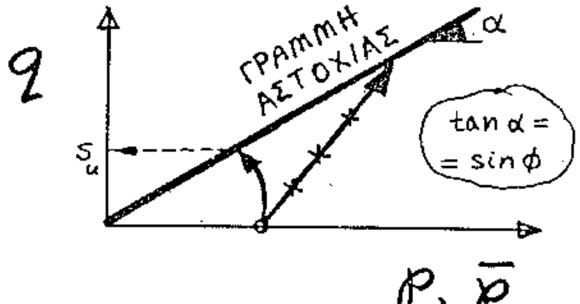
δοκιμή τριαξονικής (κυλινδρικής) συμπίεσης μέ Δu=0

άλλα παραδείγματα:

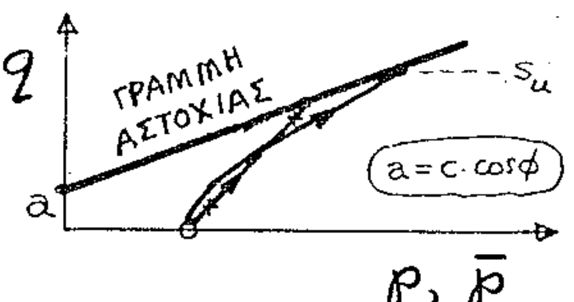




OCR = 1
απροφόρτιστη άργιλος:



OCR = 6
προφορτισμένη άργιλος



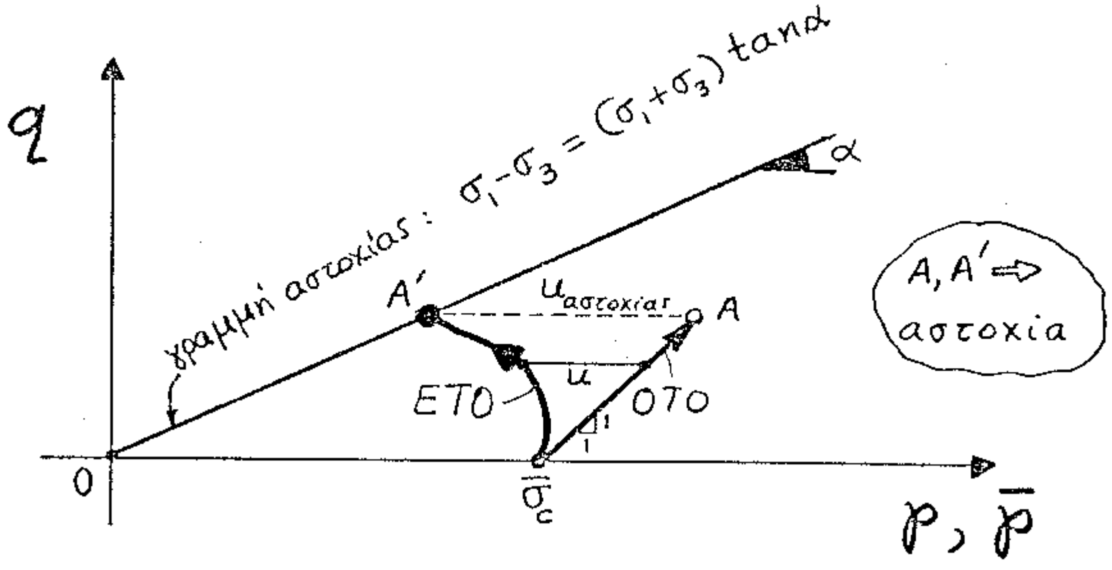
—×—×— πλήρης στράγγιση   —— καθόλου στράγγιση

Είναι προφανές ότι σέ μία "αστράγγιστη" διατμητική επιπόνηση μπορούμε νά έχουμε κύκλους Mohr τόσο γιά τήν **ολική** όσο καί γιά τήν **ενεργό ενταtική κατάσταση.**

→ υπάρχουν **διαδρομές ολικών ή ενεργών τάσεων**. Θά τίς ονομάσουμε:

- ΟΛΙΚΗ ΤΑΣΙΚΗ ΟΔΕΥΣΗ (ΟΤΟ)
- ΕΝΕΡΓΟ ΤΑΣΙΚΗ ΟΔΕΥΣΗ (ΕΤΟ)

Παράδειγμα: "τριαξονική" συμπίεση απροφόρτιστης αργίλου



$$q=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}=\frac{\bar{\sigma}_1-\bar{\sigma}_3}{2}=\bar{q}\ ,\quad \bar{p}=\frac{\bar{\sigma}_1+\bar{\sigma}_3}{2}=\frac{\sigma_1-u+\sigma_3-u}{2}=p-u$$

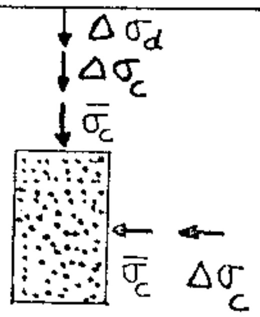
Τό νόημα τής έννοιας "$\phi=0$"

Θεωρούμε τρία πανομοιότυπα δοκίμια απροφόρτιστης αργίλου, όλα υδροστατικώς στερεοποιημένα μέ τάση $\bar{\sigma}_c \equiv \bar{\sigma}_{10} \equiv \bar{\sigma}_{30} = 100\,kPa$, καί $u_o = 0$. Μέ κλεισμένες όλες τίς βαλβίδες διόδου τού νερού τών πόρων ώστε νά επικρατούν **αστράγγιστες** συνθήκες, επιβάλλουμε κάθε δοκίμιο (1) σέ μιά νέα υδροστατική συμπίεση ή εφελκυσμό· καί (2) σέ διαμήκη ("τριαξονική") θλίψη μέχρι αστοχίας.

Τά επιβαλλόμενα ενταντικά μεγέθη:

Δοκίμιο	α	β	γ
$\bar{\sigma}_c$	100	100	100
$\Delta\sigma_c$	−80	+50	+150
$\Delta\sigma_d$ αστοχίας	$\Delta\sigma_{d(\alpha)}$	$\Delta\sigma_{d(\beta)}$	$\Delta\sigma_{d(\gamma)}$

$= \;;$



Ερώτημα: Νά ευρεθεί η ολική καί η ενεργός ενταντική κατάσταση στό τέλος τής υδροστατικής φορτίσεως (στάδιο 1).

Υδροστατική ενταντική κατάσταση :

ολική: $\sigma_1 = \sigma_3 = \bar{\sigma}_c + \Delta\sigma_c$

ενεργός: $u = \Delta\sigma_c \longrightarrow \bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 = \bar{\sigma}_c$

Καί επειδή η μηχανική συμπεριφορά εξαρτάται από τίς ενεργές τάσεις, τά τρία δοκίμια είναι αξεχώριστα!

Μ' άλλα λόγια, η επιβολή υπό αστράγγιστες συνθήκες τής $\Delta\sigma_c$ δέν έχει καμμιάν επίδραση στήν συμπεριφορά τού δοκιμίου· είναι ακριβώς τό ίδιο μέ μιάν αύξηση τής ατμοσφαιρικής πίεσης: οι ενεργές τάσεις παραμένουν αμετάβλητες μιά πού "εσωτερικές" καί "εξωτερικές" πιέσεις μεγαλώνουν εξίσου.

Τούτο επιβεβαιώνει και τό πείραμα:

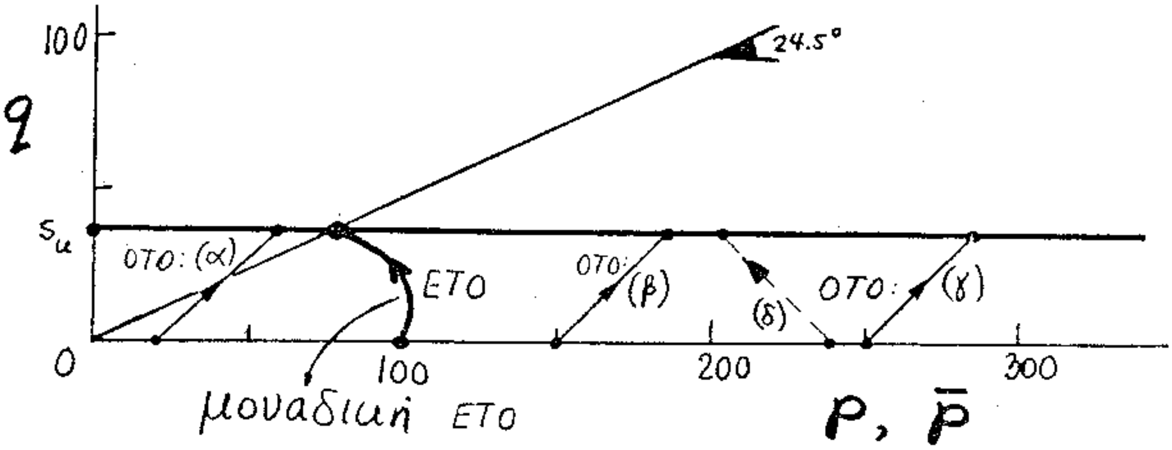
$$\Delta\sigma_{d(\alpha)} \simeq \Delta\sigma_{d(\beta)} \simeq \Delta\sigma_{d(\gamma)} \simeq 70\ kPa$$

Ολικοί και **ενεργός** κύκλοι Mohr στην κατάσταση αστοχίας:

— κύκλοι **ολικών** τάσεων (δοκιμές α, β, γ)

— **μοναδικός** (κοινός) κύκλος **ενεργών** τάσεων

εναλλακτική ("περιληπτική") παρουσίαση:



(δ): πλευρική αποφόρτιση υπό σταθερή διαμήκη τάση

Συμπέρασμα:

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή s_u δέν εξαρτάται από μεταβολές τών ολικών τάσεων σ ή p.

(Πρόσθετη επιβεβαίωση τής αρχής τής ενεργή τάσης.)

Στό επίπεδο λοιπόν $\tau - \sigma$ ή $q - p$ η αστράγγιστη διατμητική αντοχή εμφανίζεται ως ευθεία γραμμή παράλληλη πρός τόν άξονα τών ορθών τάσεων, σ ή p, ωσάν τό υλικό νά χαρακτηρίζεται από $\phi = 0$. Φυσικά, η σχέση αυτή δέν αναφέρεται στόν εσωτερικό (αληθινό) μηχανισμό τής διατμητικής αντίστασης τού εδαφικού υλικού: τό κριτήριο Mohr-Coulomb εξακολουθεί νά ισχύει...

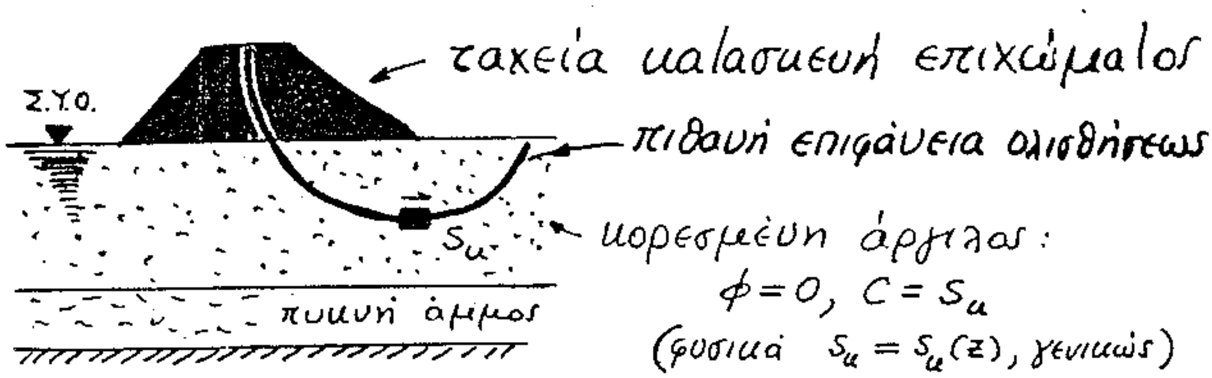
Παρόλ' αυτά όταν σέ μιά εφαρμογή μάς είναι γνωστές οι **μεταβολές τών ολικών τάσεων** επί ενός στοιχείου καί μετρήσουμε τήν s_u του, είναι πολύ πιό εύκολο νά κάνουμε υπολογισμούς ευστάθειας μέ βάση τήν **φαινομένη περιβάλλουσα αστοχίας** $\phi = 0$, $c = s_u$.

Εναλλακτική διαδικασία υπολογισμού:

Μεταβολές ολικών τάσεων $\xrightarrow[\text{ή θεωρία}]{\text{πείραμα}}$ **υδατικές υπερπιέσεις** $\xrightarrow[\Delta\bar{\sigma}=\Delta\sigma-\Delta u]{}$ **ενεργές τάσεις** καί μεταβολές τους $\longrightarrow$ έλεγχος αστοχίας μέ βάση τήν **πραγματική περιβάλλουσα αστοχίας** (Mohr-Coulomb): ϕ, c

Λόγω μεγάλης δυσχέρειας γιά έναν ρεαλιστικό υπολογισμό τών Δu στήν πραγματική εδαφική κατάσταση, η **μέθοδος ενεργών τάσεων** είναι πολύ πιό δυσπρόσιτη από τήν **μέθοδο ολικών τάσεων**. Η δεύτερη αυτή μέθοδος συνήθως είναι η προτιμούμενη, παρόλα τά θεωρητικά της μειονεκτήματα έναντι της πρώτης.

Τέλος, ένα παράδειγμα εφαρμογής τής S_u υπό συνθήκες "$\phi=0$":



4.

Εφαρμογή θεωρίας συνεχούς ελαστικού μέσου :

Μ Ε Τ Α Δ Ο Σ Η   Τ Α Σ Ε Ω Ν

ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

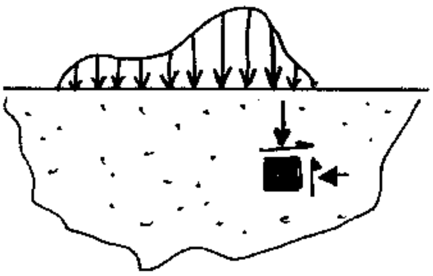
4.

ΜΕΤΑΔΟΣΗ ΤΑΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Εφαρμογή θεωρίας συνεχούς ελαστικού μέσου :

ΜΕΤΑΔΟΣΗ ΤΑΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΟΛΗΣ (ΠΡΟΣΘΕΤΩΝ) ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

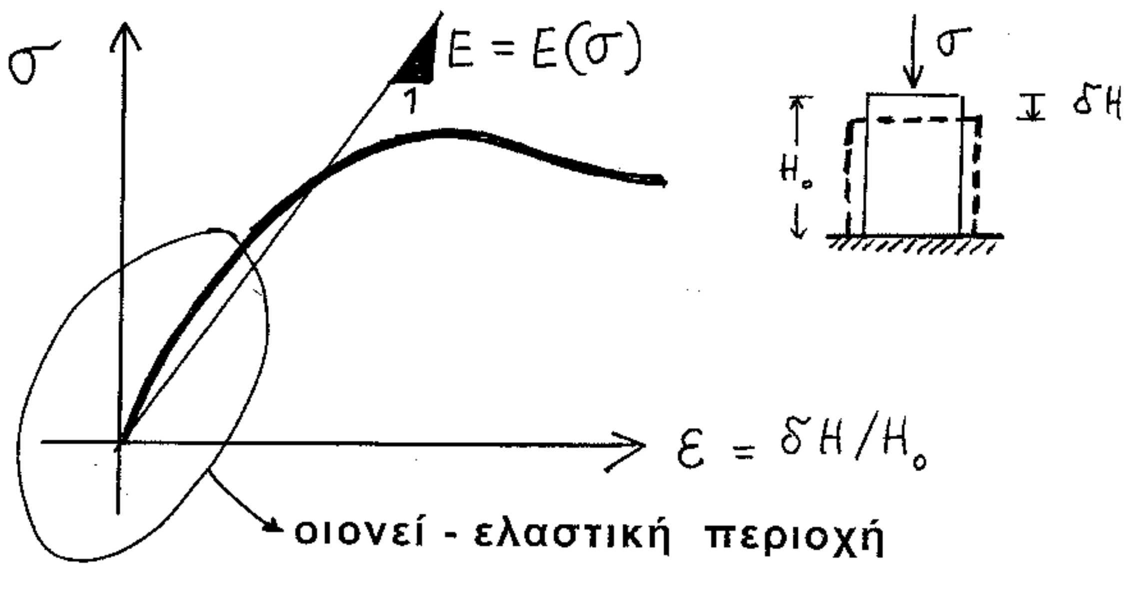


Το πρόβλημα είναι πολλαπλώς Υπερστατικό :

οι επιβαλλόμενες (σ, τ) είναι συνάρτηση των αναπτυσσομένων (ε,γ) .

Με την σειρά τους οι (ε,γ) εξαρτώνται από τις επιβαλλόμενες (σ,τ).

Ανάγκη απλών καταστατικών "νόμων"
(= μαθηματικών προσομοιωμάτων μηχανικής συμπεριφοράς)

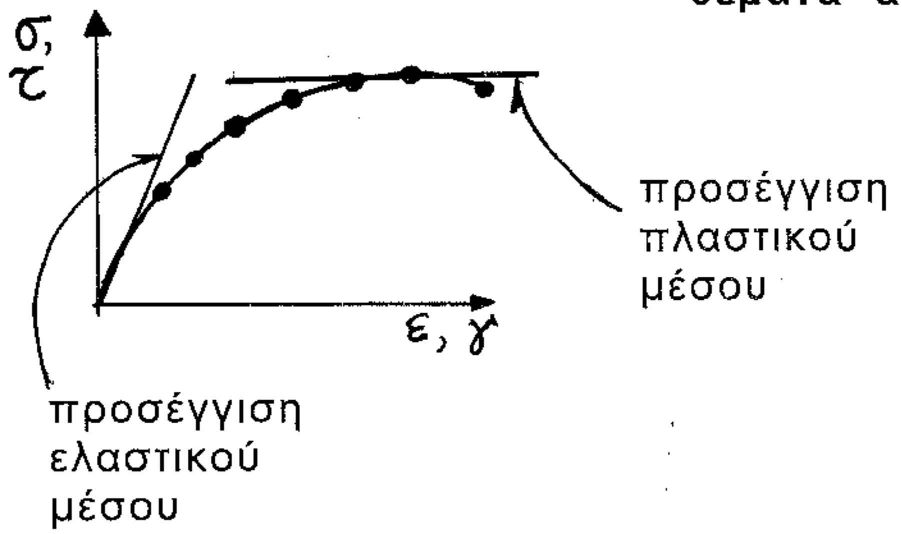


Γραμμικώς Ελαστικό Ισότροπο Συνεχές Μέσο : προσομοίωμα που περιγράφει ικανοποιητικά την πραγματικότητα για σχετικά μικρές επιβαλλόμενες τάσεις (σ,τ)

$\Rightarrow$ μακριά από την αστοχία (θραύση) της εδαφικής μάζας

Ενα άλλο απλό προσομοίωμα :

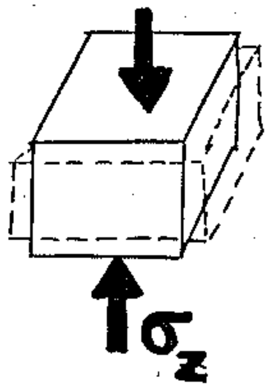
ιδεωδώς πλαστικό $\Rightarrow$ **δίνει απαντήσεις σε θέματα αστοχίας**



ΣΥΓΧΡΟΝΗ ΤΑΣΗ $\Rightarrow$ χρήση αριθμητικών μεθόδων (π.χ. πεπερασμένων στοιχείων) με γενικευμένες ελαστο-πλαστικές καταστατικές σχέσεις για το εδαφικό υλικό.

ΥΠΕΝΘΥΜΙΣΗ ΑΠ' ΤΗΝ ΜΗΧΑΝΙΚΗ

Ελαστικές γραμμικές σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεως ισότροπου υλικού:

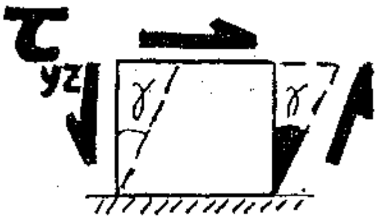


μονο-αξονική φόρτιση:

$$\epsilon_z = -\frac{\Delta \ell}{\ell} \sim -\frac{du_x}{dx}$$

$$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}, \quad \nu = -\frac{\epsilon_y}{\epsilon_z}$$

μέτρο Young   λόγος Poisson



$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G}$$ — μέτρο διατμήσεως

$$\gamma_{yz} = \Delta(\gamma\omega\nu\acute{\iota}\alpha\varsigma) \sim \left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y}\right)$$

Καταστατικές σχέσεις

$$\epsilon_x = \sigma_x/E - \nu\cdot\sigma_y/E - \nu\cdot\sigma_z/E$$

$$\epsilon_y = \sigma_y/E - \nu\cdot\sigma_x/E - \nu\cdot\sigma_z/E \qquad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

....

$$\gamma_{yz} = \tau_{yz}/G$$

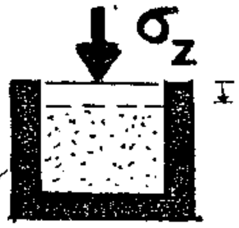
$$\boxed{\text{Νά υπολογισθεί η ανηγ. διόγκωση } \epsilon_{vol} \equiv \frac{\Delta V}{V}}$$

$$\frac{\Delta V}{V} \simeq \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \left[\sigma_x/E - \nu(\sigma_y+\sigma_z)/E\right] + \left[\sigma_y/E - \nu(\sigma_x+\sigma_z)/E\right]$$
$$+\left[\sigma_z/E - \nu(\sigma_x+\sigma_y)/E\right] = (1-2\nu)(\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z)/E$$

Παρατηρώ: Εάν $\nu = 0{\cdot}5$ τότε $\Delta V \equiv 0$ γιά κάθε επιβαλλόμενη εντατική κατάσταση· δηλ. τό

υλικό αυτό είναι **ασυμπίεστο**. Τέτοιο εδαφικό υλικό είναι η **κορεσμένη άργιλος** όταν υποβάλλεται σέ φόρτιση **"χωρίς στράγγιση"**· λόγω **σχετικής** ασυμπιεστότητας τής υδατικής φάσης $\Delta V \equiv 0$ γιά κάθε επιβαλλόμενη επιπόνηση.
Επομένως, γιά ενα τέτοιο εδαφικό υλικό: $\nu = 0.50$

$$\boxed{\text{Μονοδιάστατη (=πλευρικά περιορισμένη) συμπίεση}}$$



απαραμόρφωτος κύβος

Ζητούνται: $\epsilon = ?$ καί $\sigma_y, \sigma_x = ?$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = 0 \quad \text{καί} \quad \sigma_x = \sigma_y$$

$$\sigma_x - \nu\,\sigma_y - \nu\,\sigma_z = 0 \therefore$$

$$\sigma_y = \sigma_x = \underbrace{\frac{\nu}{1-\nu}}_{K_0}\,\sigma_z$$

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - 2\nu\,\frac{\sigma_x}{E}$$

$$= \frac{1}{E}\,\sigma_z\left[1 - 2\nu\frac{\nu}{1-\nu}\right] = \sigma_z\,\underbrace{\frac{1}{E}\,\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}}_{\frac{1}{D}}$$

ελαστικό μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης: $\frac{1}{D}$

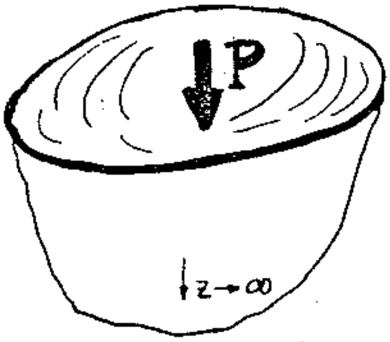
$$D = \frac{E\,(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Προσέξτε πως όταν $\nu = 0.5 \therefore D = \infty$ καί $\epsilon_z = 0$

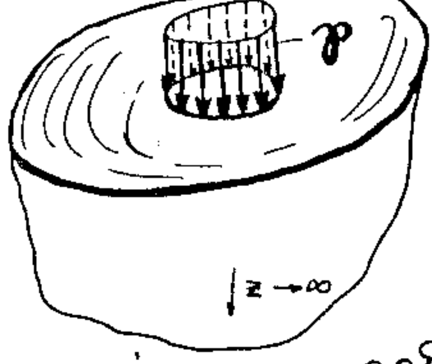
Βλ. Κ.Μ. ΜΥΛΩΝΑ: "Μηχανική Παραμορφωτών Σωμάτων Ι" Τρίτη Εκδοση, 1985, σελ. 83-91.

Χαρακτηριστικές λύσεις απ' τήν θεωρία ελαστικότητας :

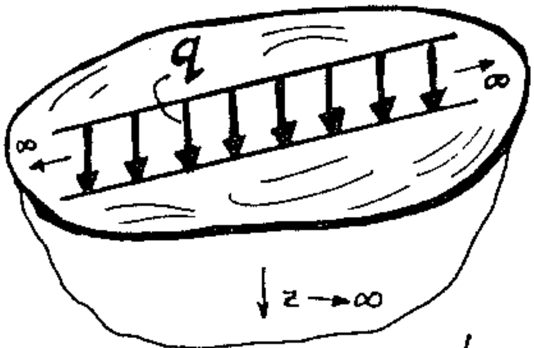
(α) **ΟΜΟΙΟΓΕΝΗΣ** ΗΜΙΧΩΡΟΣ μέ τίς ακόλουθες φορτίσεις



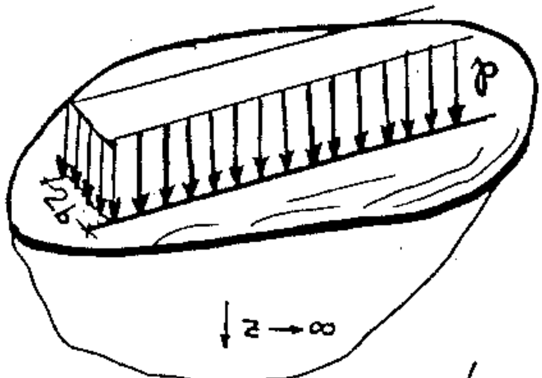
συγκεντρωμένη ορθή δύναμη P



ομοιόμορφη ορθή πίεση p σέ επιφάνεια κύκλου (R)



ομοιόμορφη ορθή φόρτιση q σέ απειρομήκη γραμμή

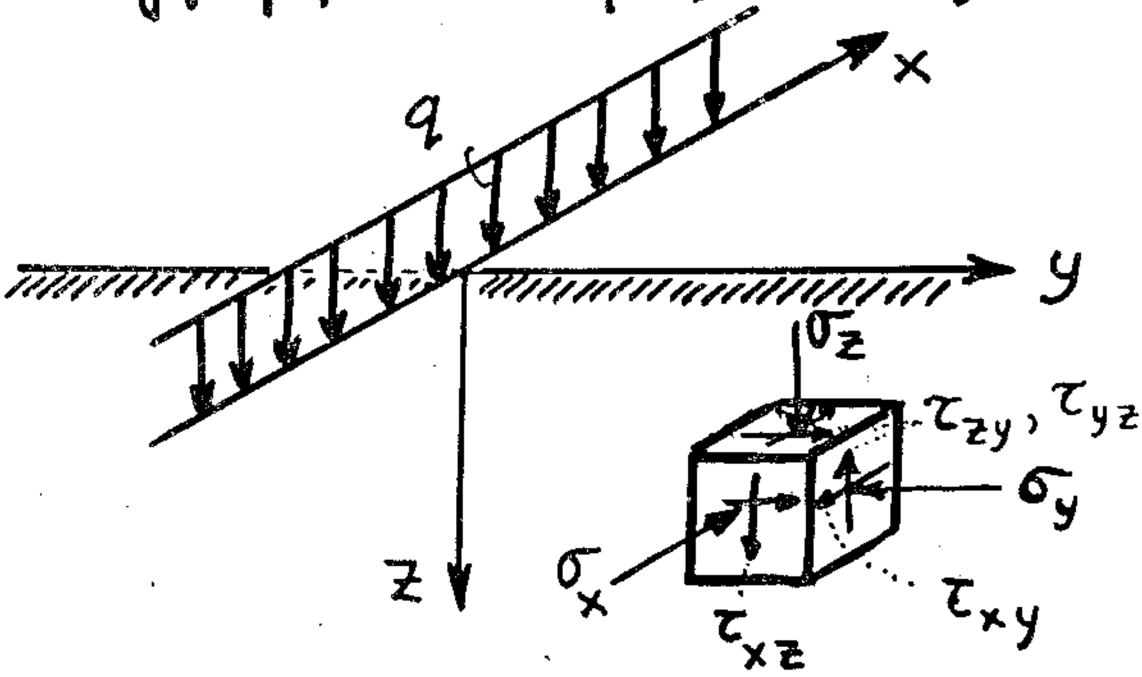


ομοιόμορφη ορθή πίεση σέ απειρομήκη λωρίδα (πλάτος 2b)

(β) **ΔΙΣΤΡΩΤΟΣ** ΗΜΙΧΩΡΟΣ μέ ομοιόμορφη ορθή πίεση p σέ επιφάνεια κύκλου ακτίνας R, και λωρίδας πλάτους $2b$

(γ) **ΑΝΟΜΟΙΟΓΕΝΗΣ** ΗΜΙΧΩΡΟΣ μέ $E=mz$.

1. Συγκεντρωμένο απειρομήκες "γραμμικό" φορτίο, q (kN/m)



$$\boxed{\tau_{xz} = \tau_{xy} = 0 \ , \ \varepsilon_x = 0}$$

➡ Επίπεδη παραμόρφωση!

$$\left.\begin{aligned}
\sigma_y &= \frac{2q}{\pi} \frac{y^2 z}{(y^2+z^2)^2} \\
\sigma_z &= \frac{2q}{\pi} \frac{z^3}{(y^2+z^2)^2} \\
\tau_{zy} = \tau_{yz} &= \frac{2q}{\pi} \frac{y z^2}{(y^2+z^2)^2} \\
\sigma_x &= \nu(\sigma_y + \sigma_z)
\end{aligned}\right\}$$

τύποι (1)

όλα είναι ανεξάρτητα του x (φυσικά)

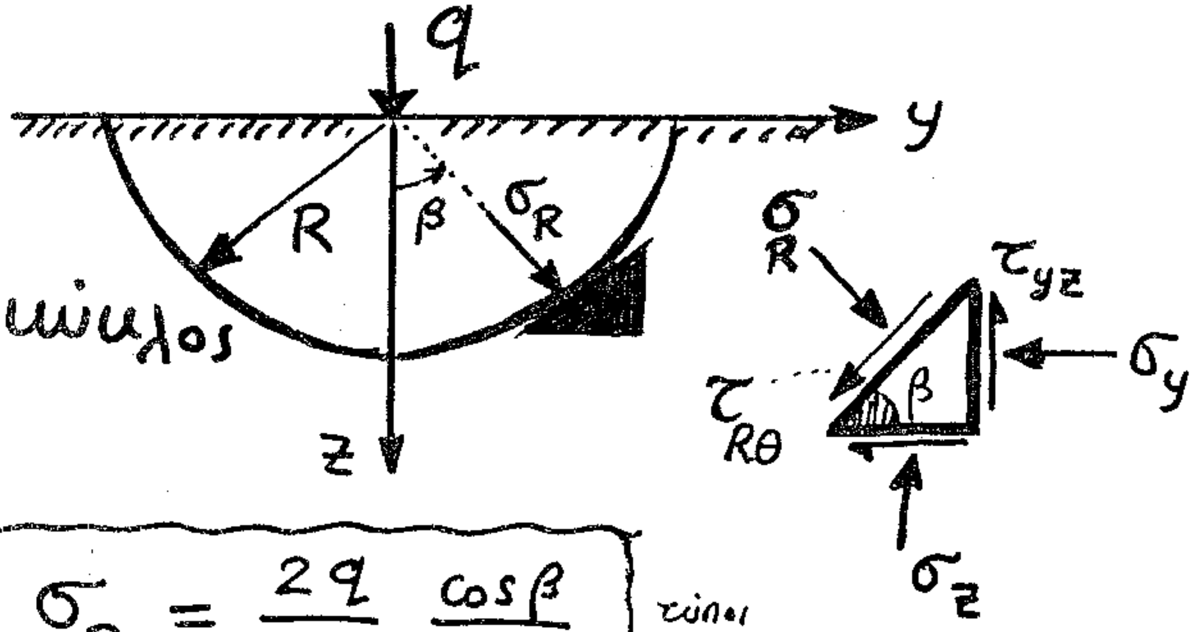
Μία σπουδαία παρατήρηση στις σχέσεις (1):

Σχεδόν όλες οι τάσεις στόν ημίχωρο είναι **ανεξάρτητες** τών ελαστικών παραμέτρων τού υλικού, δηλ. E, G, ή ν. Συγκεκριμένα, καμμία τάση δέν είναι συνάρτηση τών μέτρων Young ή διατμήσεως, μόνον δέ η διαμήκης ορθή τάση σ_x είναι συνάρτηση τού λόγου τού Poisson.

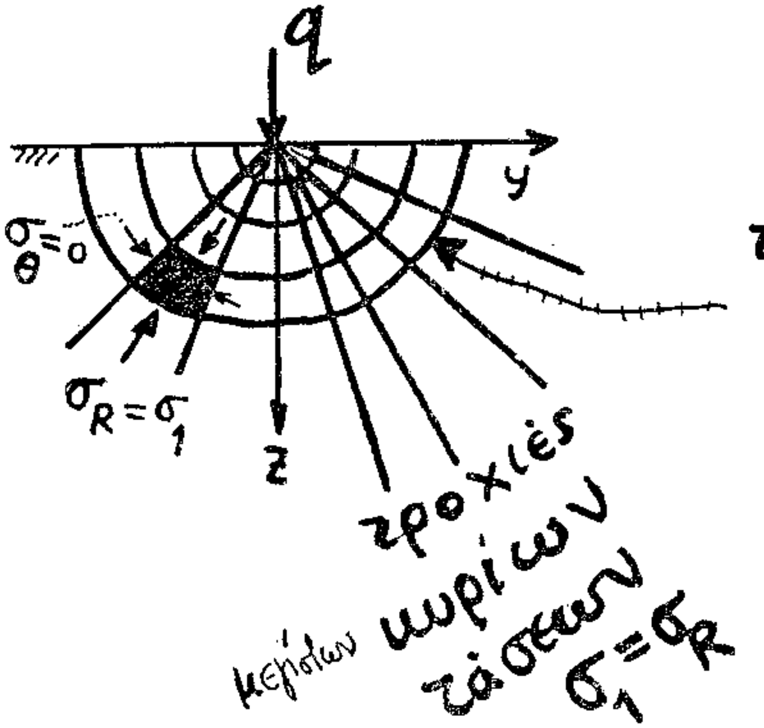
Τούτο σημαίνει πως οι τάσεις **δέν είναι ευαίσθητες** σέ ενδεχόμενες *μεταβολές τών εδαφικών ιδιοτήτων*. Κατ' επέκταση, δεχόμαστε ότι κι άν ακόμα τό έδαφος δέν είναι τελείως ελαστικό, ή κι άν ακόμα η εδαφική μάζα δέν είναι τελείως ομοιογενής, πάλι οι τάσεις πού προβλέπονται απ' τήν ελαστική θεωρία προσεγγίζουν ικανοποιητικά τήν πραγματικότητα.

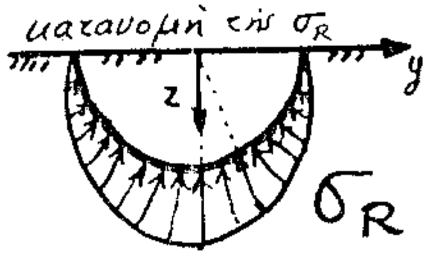
Εξού καί η επιτυχία + δημοτικότητα τών ελαστικών λύσεων.

Σέ πολικές συντεταγμένες:

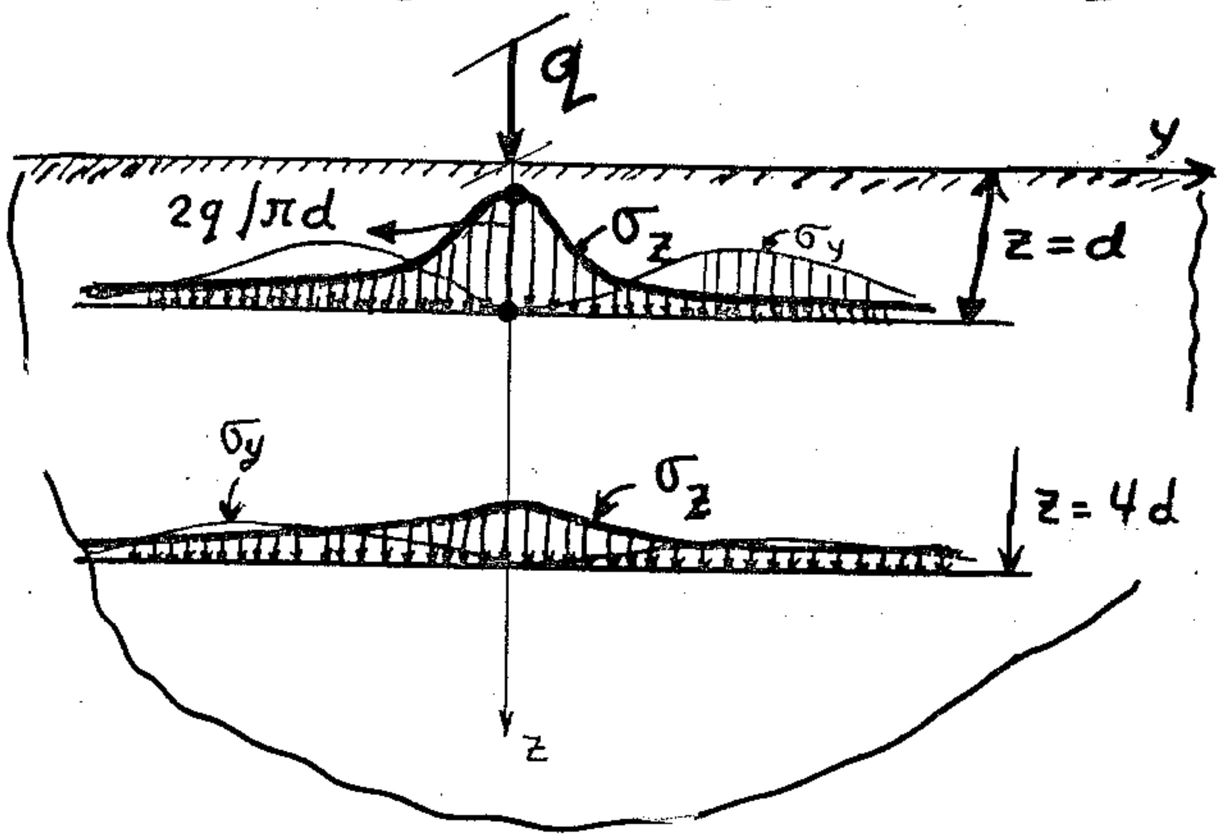


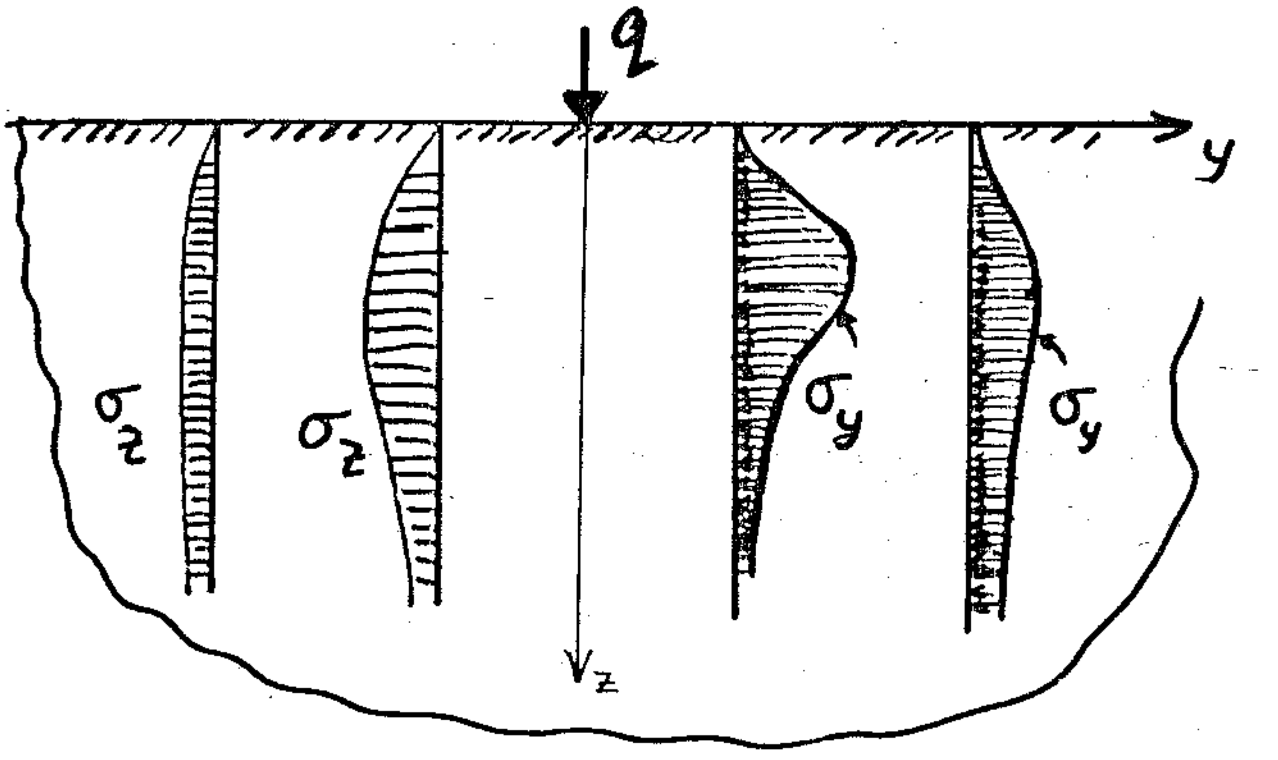
$$\boxed{\begin{aligned} \sigma_R &= \frac{2q}{\pi}\,\frac{\cos\beta}{R} \\ \tau_{R\theta} &= 0 \end{aligned}} \qquad \text{τύπος } (1a)$$

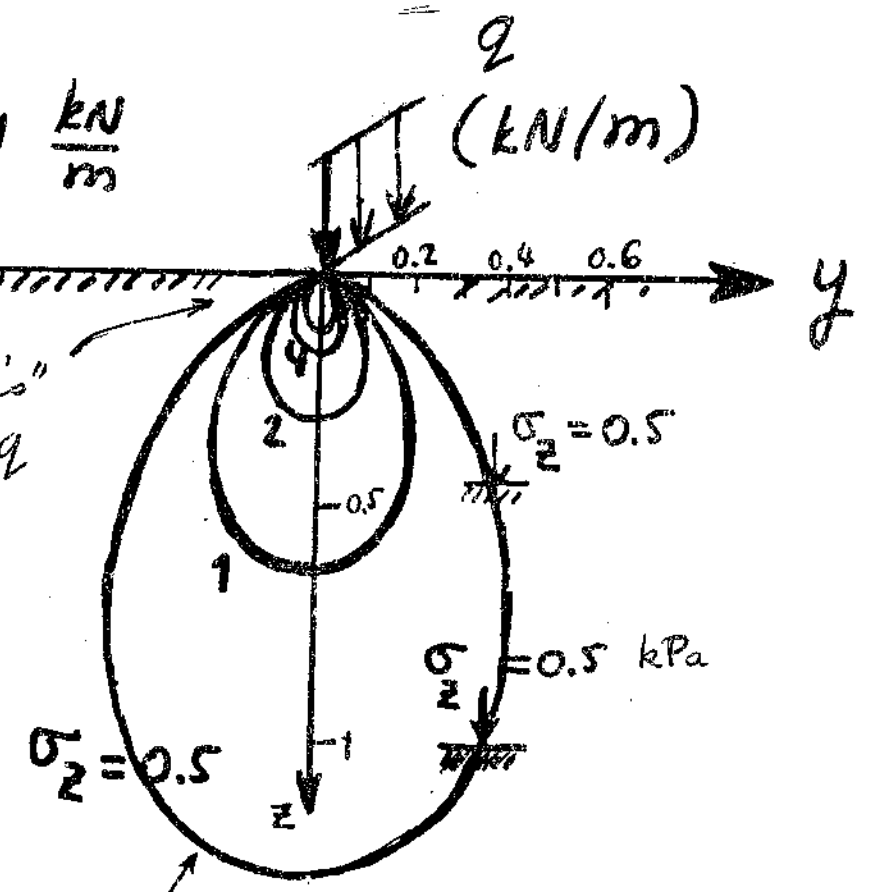




Κατανομές τάσεων



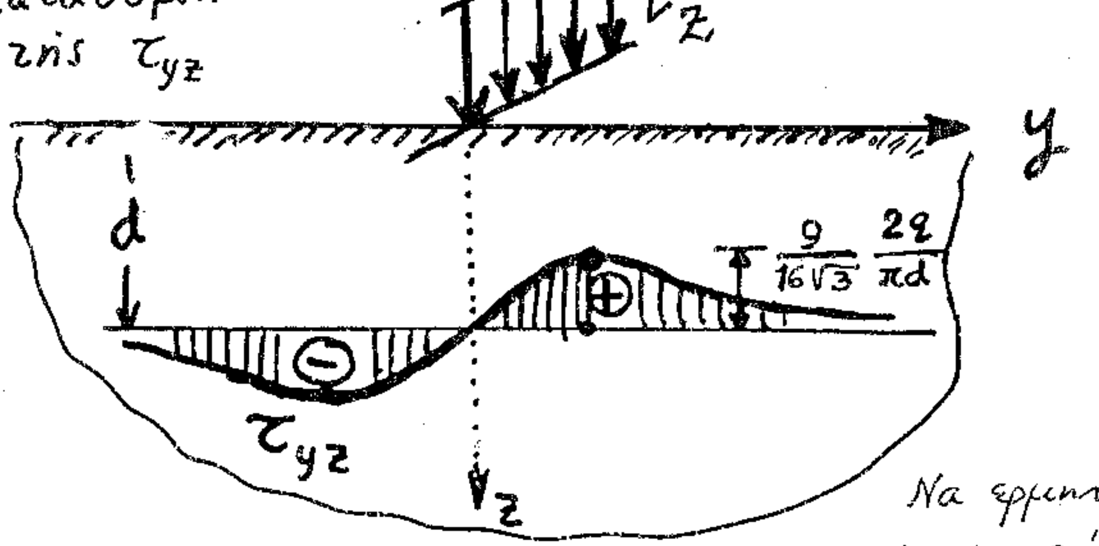




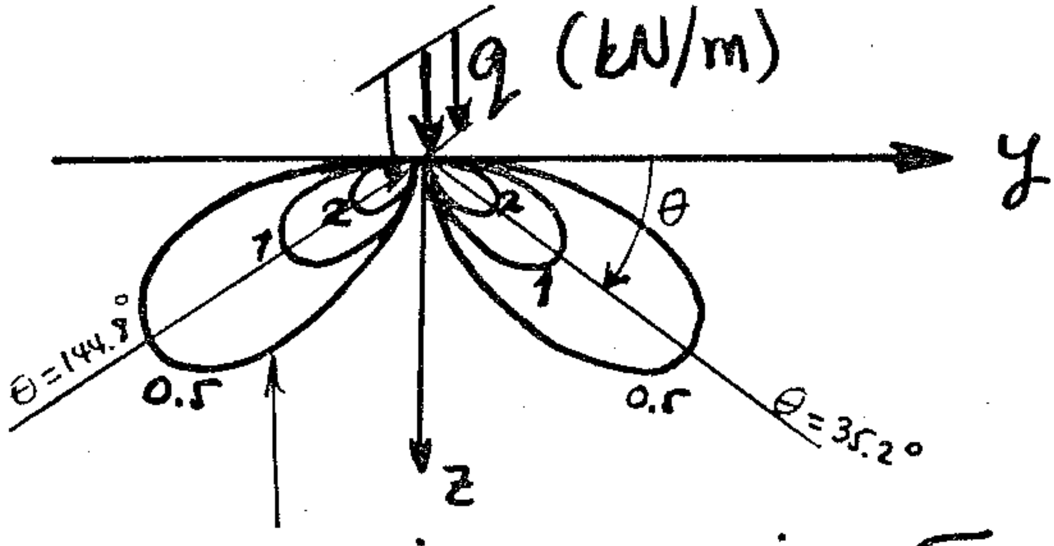
στό "σημείο" επιβολής τού q η $\sigma_z \to \infty$ ("συμπύκνωση" όλων τών ισοτασικών καμπυλών)

ισοτασικές γραμμές σ_z

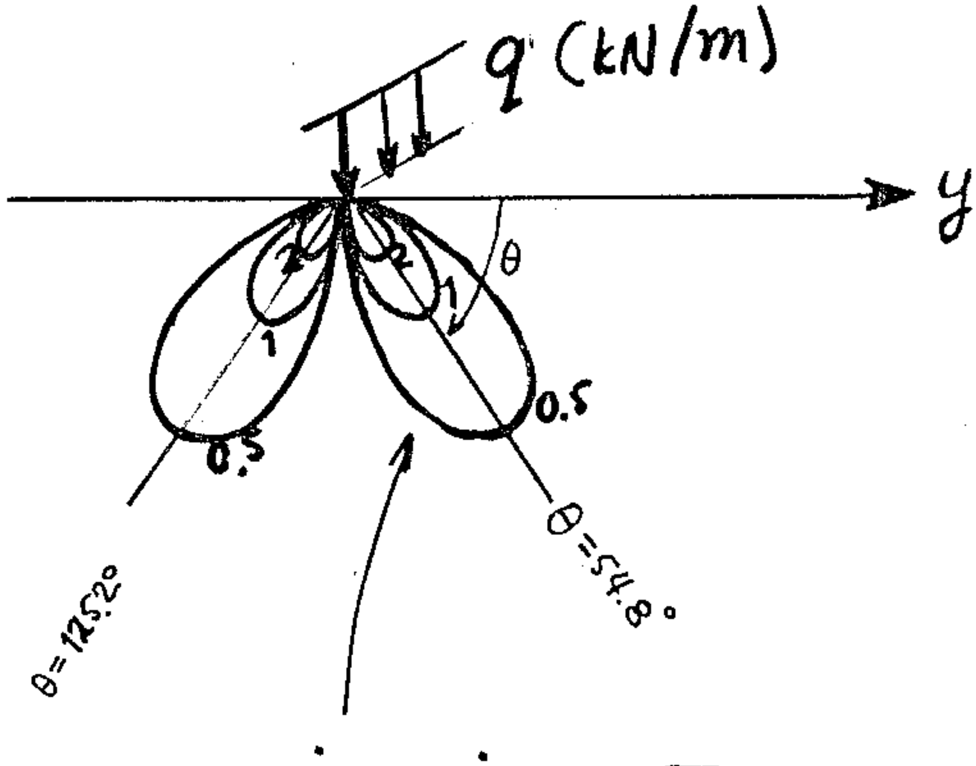
κατανομή της τ_{yz}



Να ερμηνευθεί η μορφή του διαγράμματος.



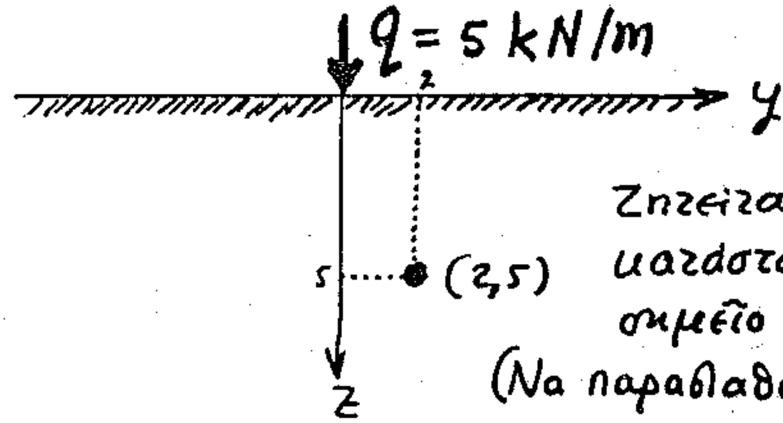
ισοτασικές γραμμές σ_y



ισοτασικές της τ_{yz}

αριθμητικές εφαρμογές

1.

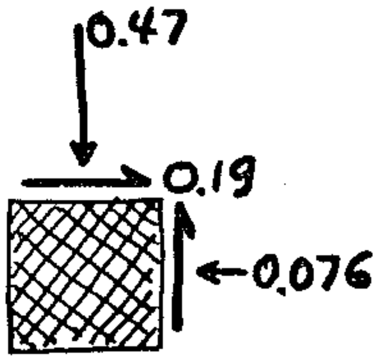


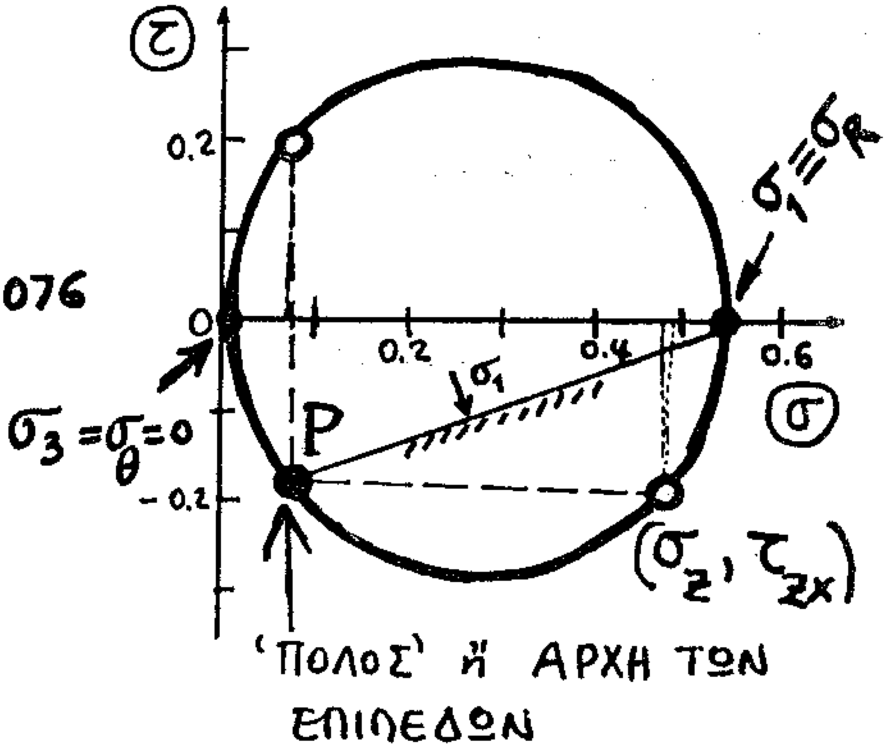
Ζητείται: η ενταστική κατάσταση στο σημείο $y = 2m, z = 5m$. (Να παρασταθεί και γραφικά)

$$\sigma_y = \frac{2q}{\pi}\frac{y^2 z}{(y^2+z^2)^2} = \frac{2\times 5}{\pi}\times\frac{2^2\times 5}{(2^2+5^2)^2} \simeq 0.076\ kPa \quad (kN/m^2)$$

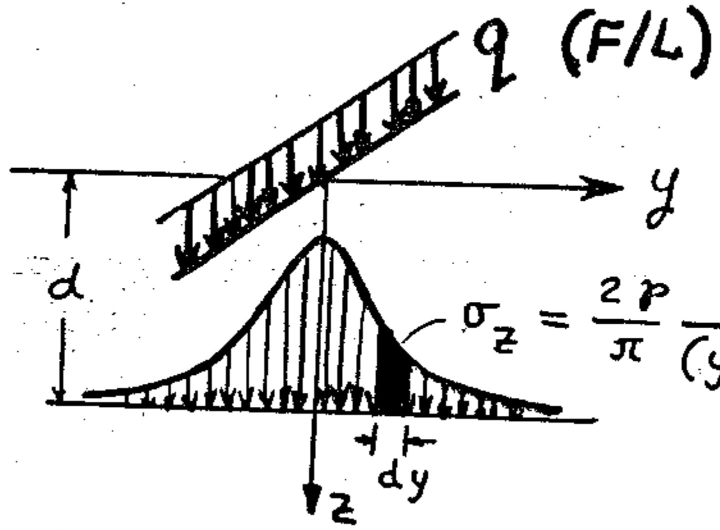
$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi}\frac{z^3}{(y^2+z^2)^2} = \sigma_y\frac{z^2}{y^2} = 0.076\left(\frac{5}{2}\right)^2 \simeq 0.47\ kPa$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} = \frac{2q}{\pi}\frac{y z^2}{(y^2+z^2)^2} = \sigma_z\frac{y}{z} = 0.47\left(\frac{2}{5}\right) \simeq 0.19\ kPa$$





2. Νά υπολογισθεί η (ορθή) συνισταμένη τών σ_z σέ οριζόντιο επίπεδο μέ $z = d$.



$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi}\frac{z^3}{(y^2+z^2)^2}\;,\; z=d$$

ανά μονάδα μήκους x, η συνισταμένη δύναμη είναι

$$2\int_0^\infty \sigma_z\,dy = 2\,\frac{2q}{\pi}\int_0^\infty \frac{z^3\,dy}{(y^2+z^2)^2} = \frac{4q}{\pi}\int_0^\infty \frac{d(y/z)}{[1+(y/z)^2]^2}$$

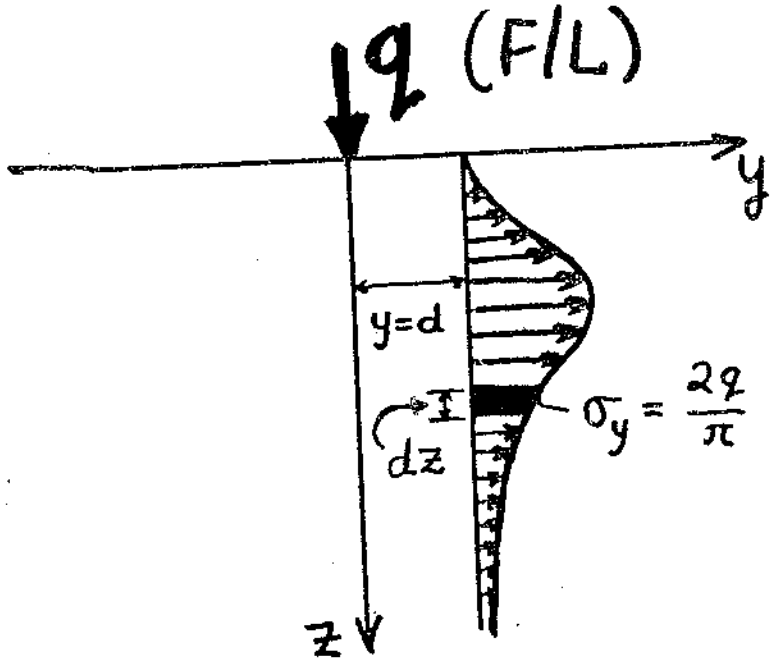
$$= \frac{2q}{\pi}\left[\arctan\frac{y}{z} + \frac{yz}{y^2+z^2}\right]_0^\infty = \frac{2q}{\pi}\left(\frac{\pi}{2}-0+0-0\right)$$

$= q$ δηλαδή ανεξάρτητη τού βάθους z $(= d)$.

Προφανές λόγω ισορροπίας κατά τόν άξονα τών z !

(Γιατί;)

3. Νά υπολογισθεί ή συνισταμένη τῶν σ_y σέ κατακόρυφο επίπεδο μέ $y=d$



$$\sigma_y = \frac{2q}{\pi}\,\frac{d^2 z}{(d^2+z^2)^2}$$

ανά μονάδα μήκους x, ή συνισταμένη δύναμη είναι

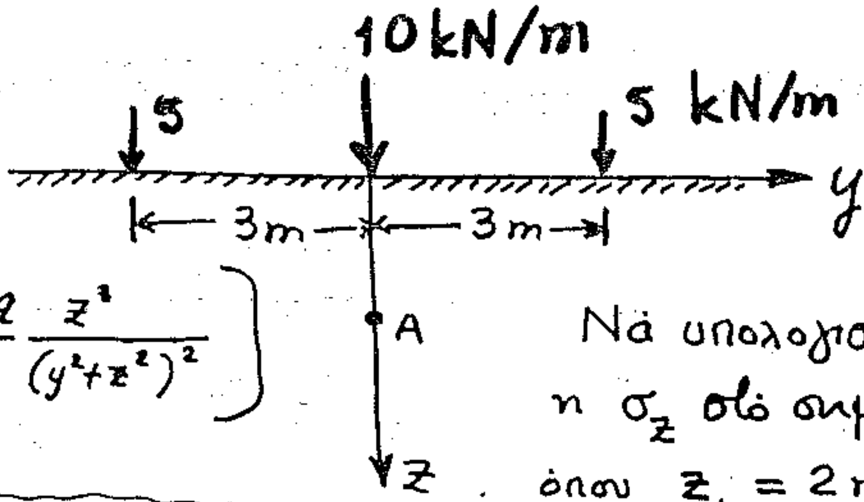
$$\int_0^\infty \sigma_y\,dz = \frac{2q}{\pi}\int_0^\infty \frac{d^2 z}{(d^2+z^2)^2}\,dz = \frac{2qd^2}{\pi}\left[\frac{1}{2(d^2+z^2)}\right]_0^\infty$$

$$= \frac{q}{\pi}$$ δηλ. και πάλι ανεξάρτητη της απόστασης $y=d$

και πάλι λόγω ισορροπίας!...

(γιατί άραγε; Να [απο]δειχθεί απ' τούς σπουδαστές.)

4.



$$\left(\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \frac{z^3}{(y^2+z^2)^2} \right)$$

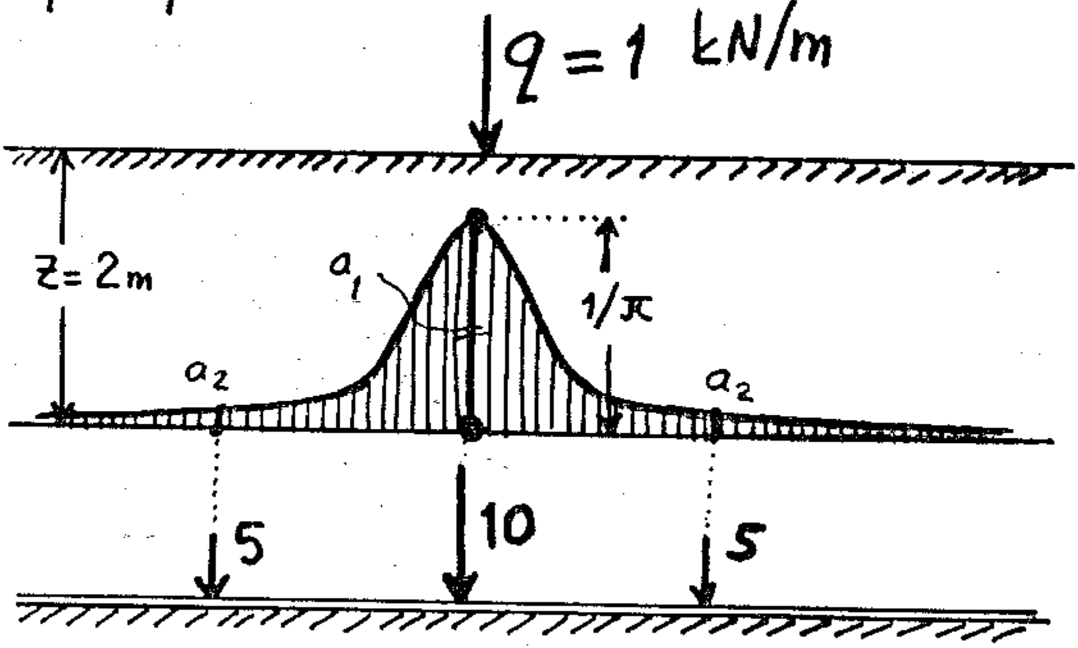
Νά υπολογισθεί η σ_z στό σημείο A, όπου $z_A = 2\,m$

Λόγω γραμμικώς ελαστικής συμπεριφοράς τού υλικού, ισχύει η αρχή τής επαλληλίας $\Longrightarrow$

$$\sigma_{z_A} = \frac{2\times 10}{\pi}\times\frac{1}{2} + 2 \times \frac{2\times 5}{\pi} \times \frac{2^3}{(3^2+2^3)^2}$$

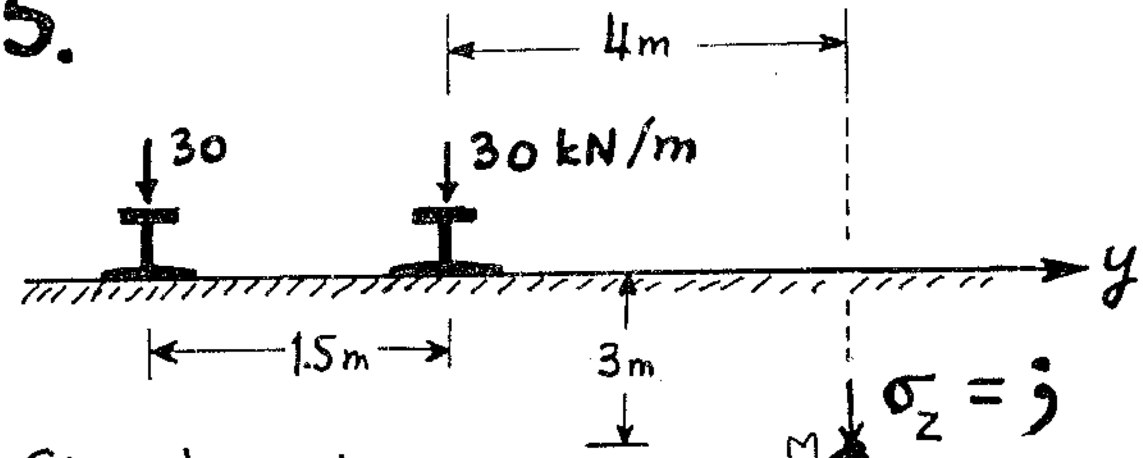
$$\simeq 3.18 + 0.30 \simeq 3.48 \text{ kPa}$$

Παρατήρηση:



$$\sigma_{z_A} = 10\,a_1 + 2\times 5\,a_2 \Longrightarrow$$ Η ΚΑΜΠΥΛΗ $\sigma_z(y, z = \text{σταθ.})$ είναι μιά "<u>γραμμή επιρροής</u>" (κατά το νόημα της στατικής)

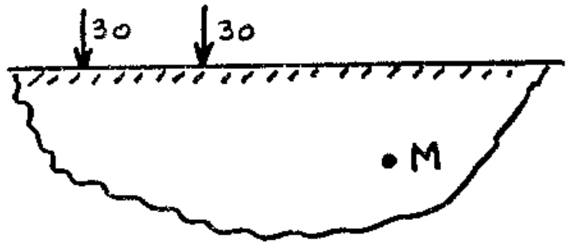
5.



Εάν τό φορτίο που μεταβιβάζουν στό έδαφος οι σιδηροτροχιές είναι 30 kN/m × 2, ποιά η σ_z στην κορυφή ενός προτεινόμενου για κατασκευή αγωγού υπονόμου;

Θεωρώ (1) την φόρτιση σημειακή

(2) την ύπαρξη της υπόγειας κατασκευής ως μη επηρεάζουσα σημαντικά τό επιβαλλόμενο πεδίο των τάσεων

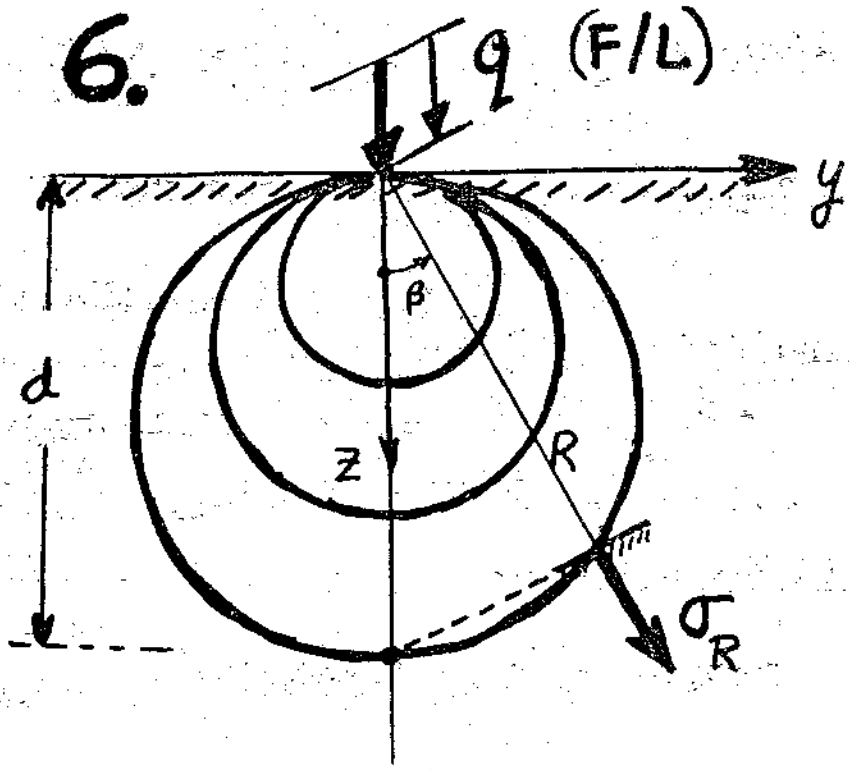


$$\sigma_{z_M} = \frac{2\times 30}{\pi}\,\frac{3^3}{(4^2+3^2)^2} + \frac{2\times 30}{\pi}\,\frac{3^3}{(5.5^2+3^2)^2} \simeq$$

$$\simeq 0.825 + 0.335 \simeq 1.16\ \text{kPa}$$

ΠΟΛΥ ΜΙΚΡΗ ∴ ΠΑΡΑΔΟΧΗ (2) = ΛΟΓΙΚΗ }

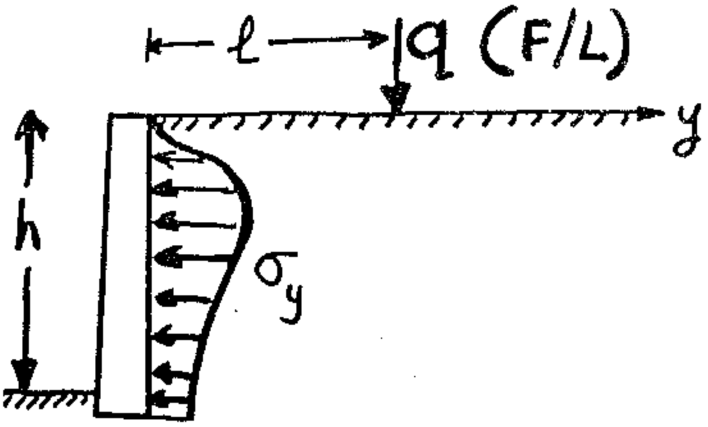
6.



Να αποδειχθεί ότι οι ισοτασικές τής σ_R είναι κύκλοι· και ότι η (σταθερή) τιμή τής σ_R σέ έναν κύκλο διαμέτρου d είναι

$$\sigma_R = \frac{2q}{\pi d}$$

7. Νά υπολογισθεί η συνισταμένη πλευρική ώθηση σέ έναν αρκετά άκαμπτο τοίχο (όπως φαίνεται στό σχήμα)



Εάν ο τοίχος ήταν σε θέση να παραμορφωθεί όπως ακριβώς καί τό έδαφος στήν αντίστοιχη θέση ενός ελαστικού ημιχώρου $\Longrightarrow$

$$\sigma_y^* = \frac{2q}{\pi}\frac{y^2 z}{(y^2+z^2)^2}$$

Ο περιορισμός (δυσχέρεια) τών μετακινήσεων πού επιβάλλει η παρουσία τού άκαμπτου τοίχου οδηγεί σέ αύξηση τών οριζόντιων (πλευρικών) τάσεων.

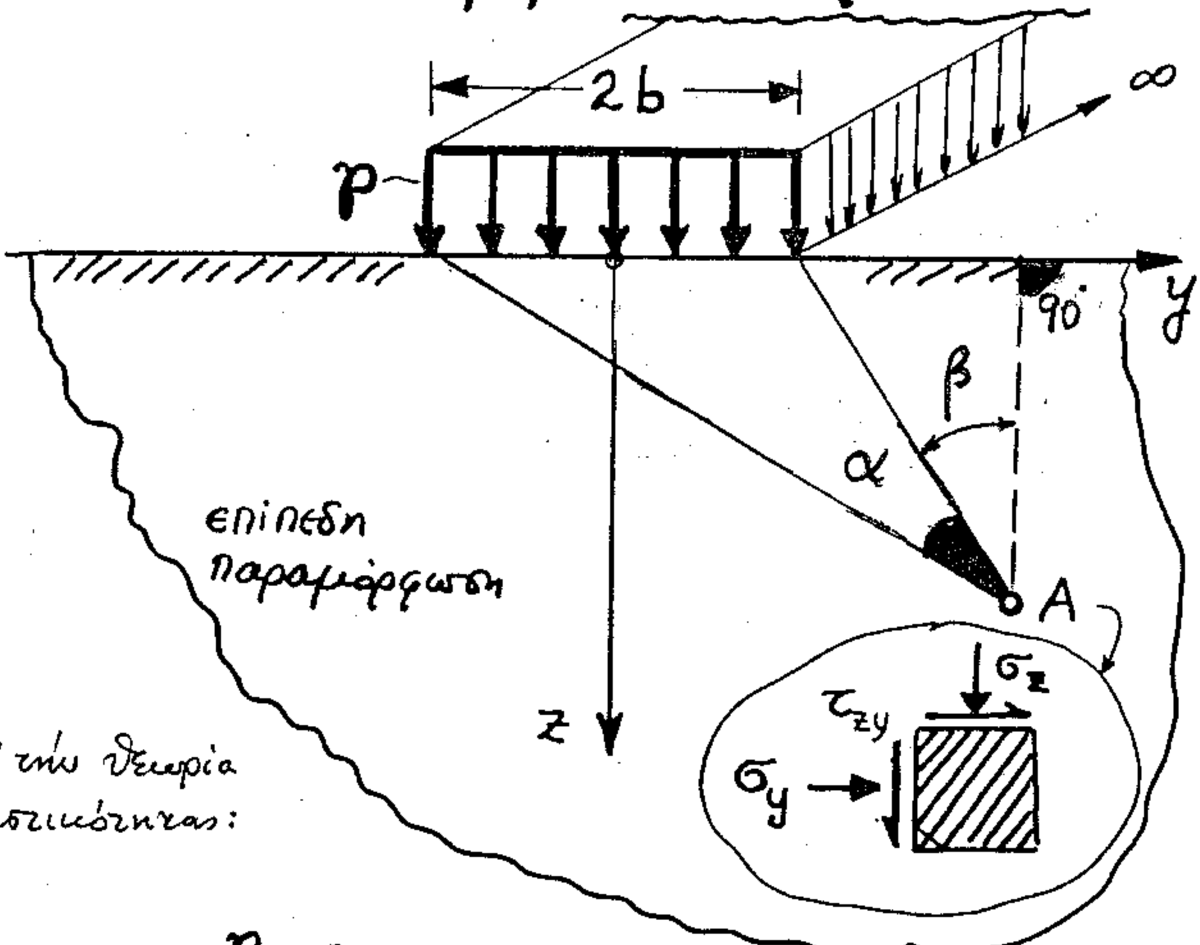
Από πειραματικές μετρήσεις (καί γιά λόγους πρόσθετης ασφάλειας): $\sigma_y \simeq 2\,\sigma_y^* \Longrightarrow$

Συνισταμένη $P_y = \int_0^h \frac{4q}{\pi}\frac{\ell^2 z\,dz}{(\ell^2+z^2)^2} = \frac{2q/\pi}{1+(\ell/h)^2}$

(ανά μονάδα μήκους)

(Στήν πραγματικότητα: $\sigma_y^* \leq \sigma_y \leq 2\sigma_y^*$, όπου τό άνω όριο ισχύει γιά τελείως απαραμόρφωτου καί αμετακίνητου τοίχο.)

② Ομοιόμορφη (κάθετη) πίεση σέ απειρομήκη λωρίδα



Απ' τήν θεωρία ελαστικότητας:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi}\left(\alpha + \sin\alpha \cdot \cos(2\beta + \alpha)\right),$$

$$\sigma_y = \frac{p}{\pi}\left(\alpha - \sin\alpha \cdot \cos(2\beta + \alpha)\right), \qquad \text{τύποι } (2)$$

$$\tau_{yz} = \frac{p}{\pi} \sin\alpha \cdot \sin(2\beta+\alpha), \quad \sigma_x = \nu(\sigma_y + \sigma_z)$$

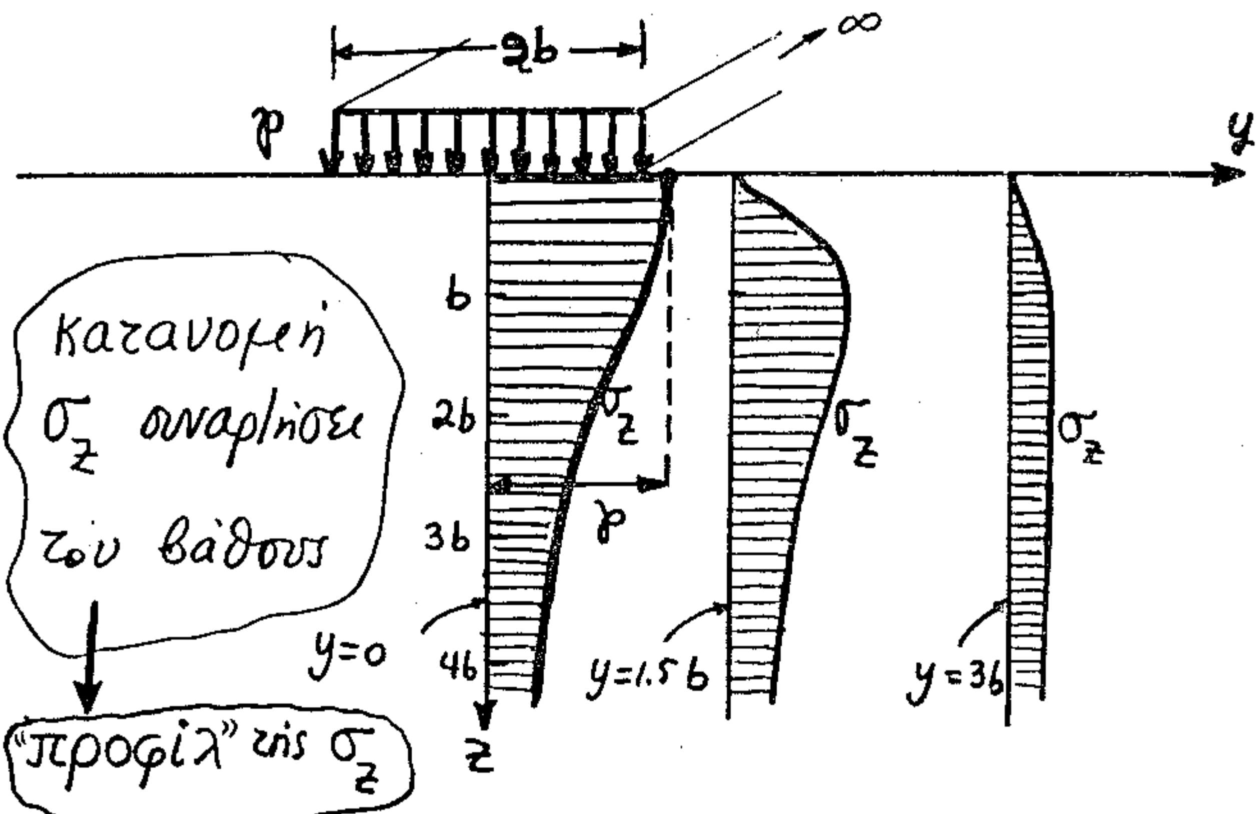
$$\sigma_1 = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} = \frac{p}{\pi}\left(\alpha + \sin[\alpha]\right)$$

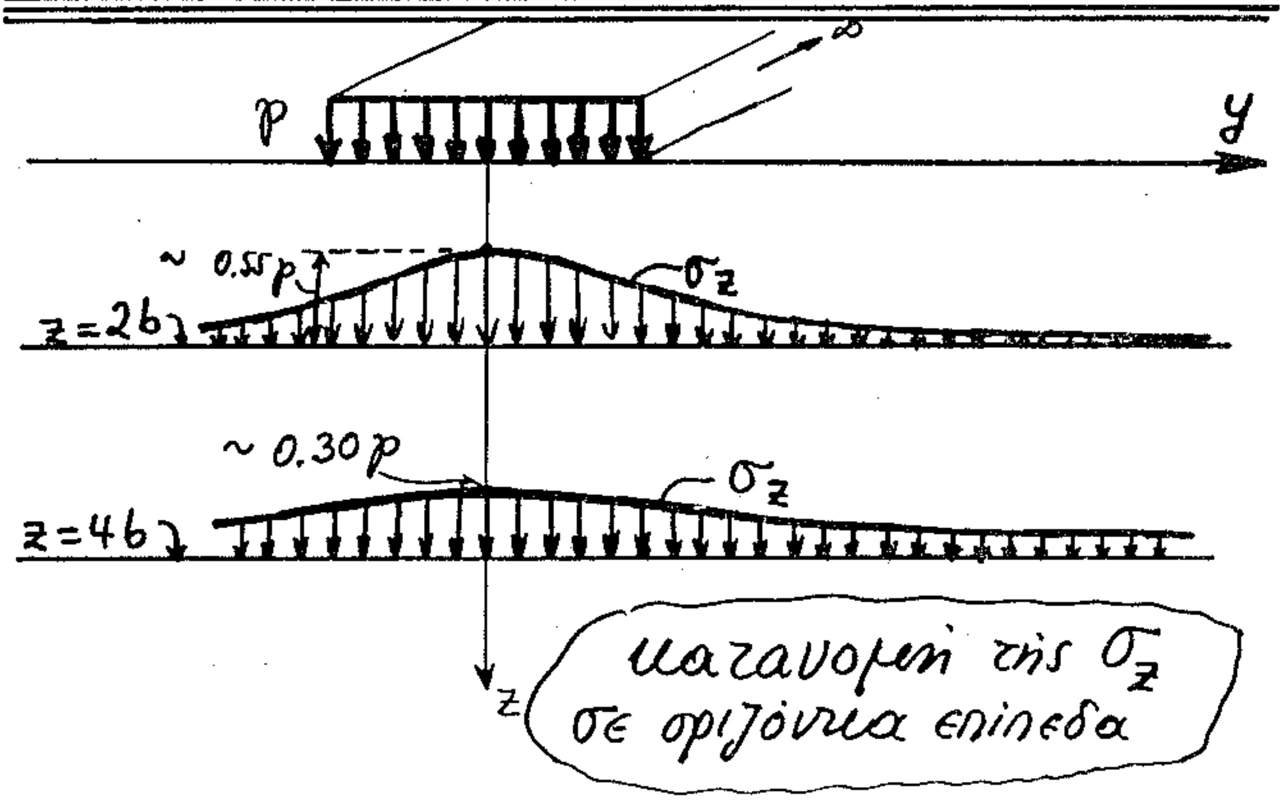
$$\sigma_3 = \frac{p}{\pi}\left(\alpha - \sin[\alpha]\right), \quad \tau_{max} = \frac{p}{\pi} \sin[\alpha]$$

(προσοχή: α σέ ακτίνια)

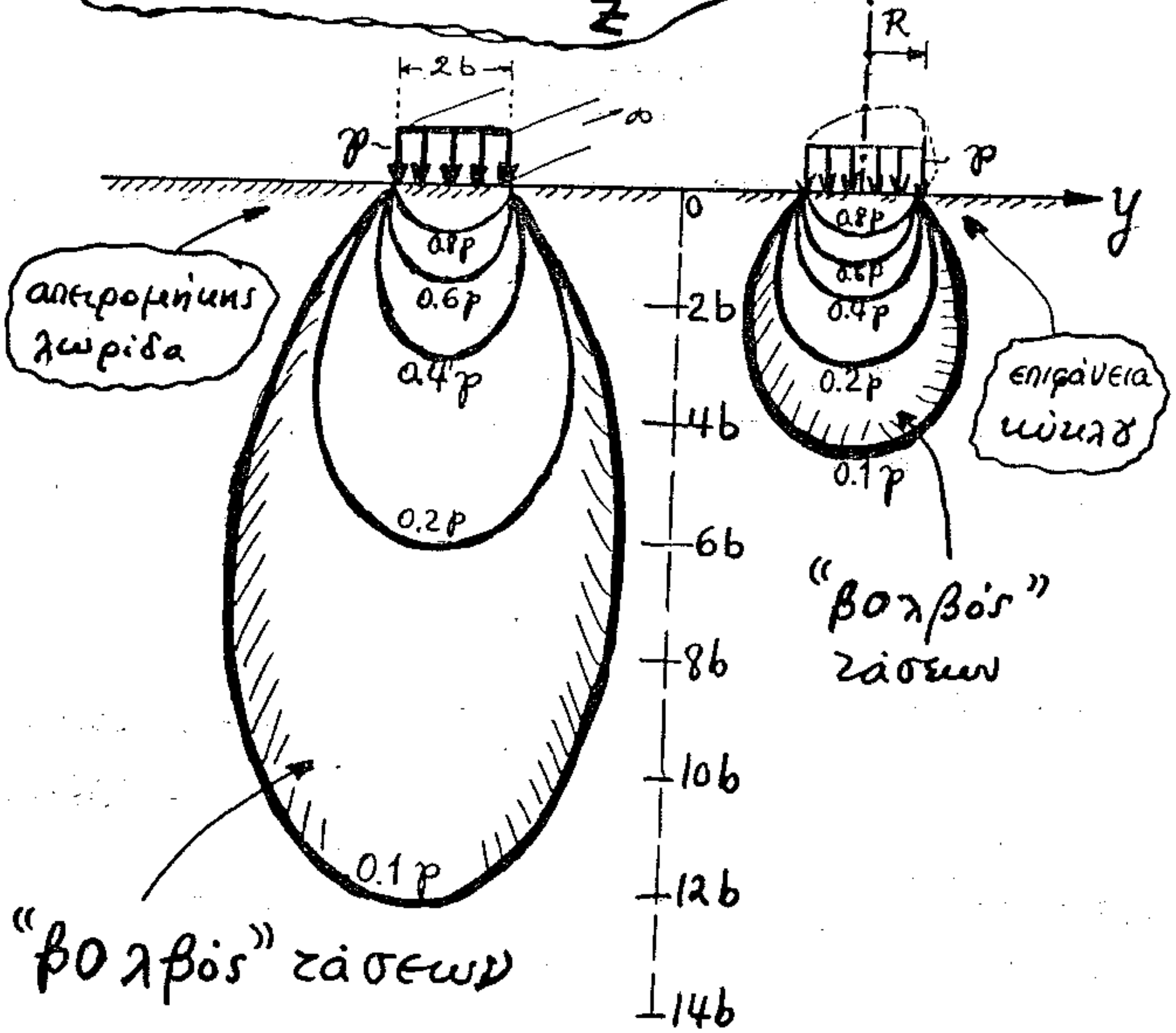
(τύποι 2a)

ΚΑΤΑΝΟΜΕΣ ΤΑΣΕΩΝ





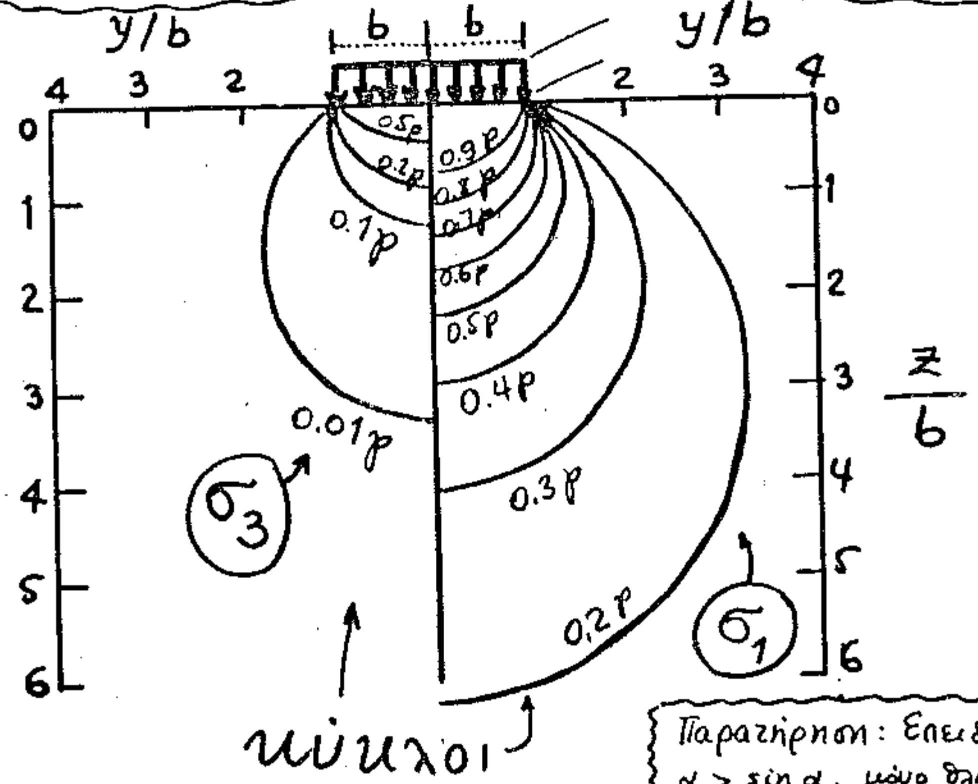
ισοτασικές γραμμές της σ_z



βάθος επιρροής → ≈12b : απειρομήκης λωρίδα

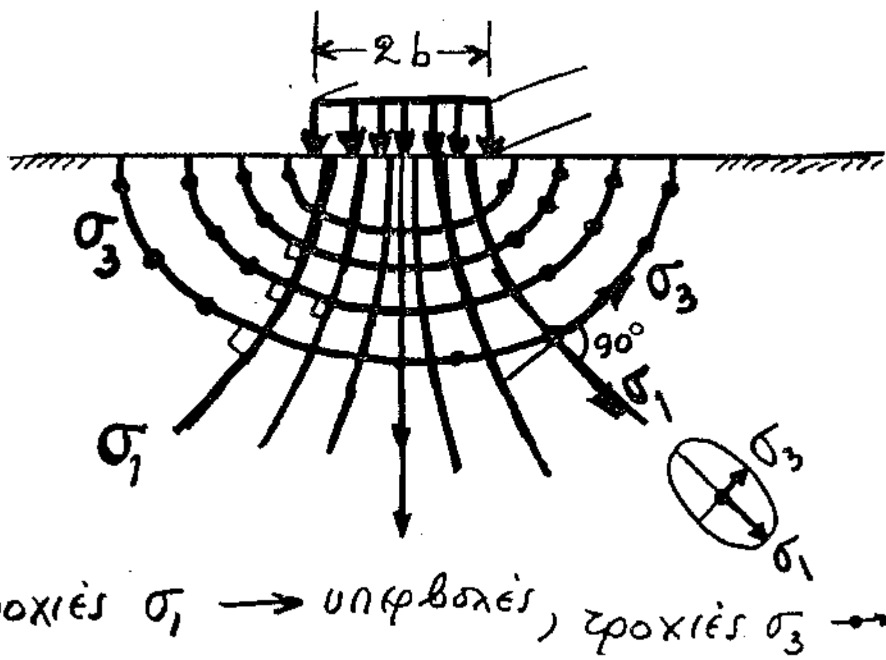
βάθος επιρροής → ≈4b : κυκλική επιφάνεια

Ισοτασικές τών σ_1 και σ_3



Παρατήρηση: Επειδή πάντοτε $\alpha > \sin\alpha$, μόνο θλιπτικές τάσεις δημιουργούνται

καμμιά φορά έχει αξία και η γνώση τών <u>τροχιών</u> τών κυρίων τάσεων



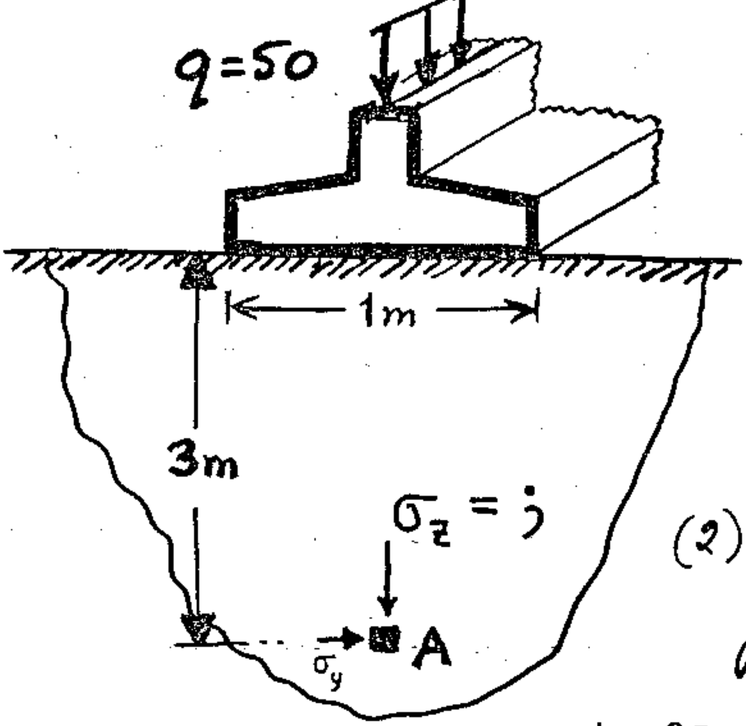
τροχιές σ_1 → υπερβολές, τροχιές σ_3 → ελλείψεις

Αριθμητικές εφαρμογές (συνέχεια)

8. Πεδιλοδοκός μεγάλου μήκους έχει πλάτος 1m και μεταφέρει φορτίο $q = 50 kN/m$. Να υπολογισθεί η σ_z στό σημείο ($y_A = 0$, $z_A = 3m$)

(1) θεωρώντας τό φορτίο ως συγκεντρωμένο (γραμμικό)

(2) θεωρώντας τό φορτίο ως ομοιόμορφα κατανεμημένο στό πλάτος της δοκού.



(1) q : συγκεντρωμένο

τύπος 1a:

$$\sigma_{z_A} = \frac{2q}{\pi z_A} = \frac{2 \times 50}{\pi \times 3} \simeq \underline{10.6\ kPa}$$

($\simeq 0.11\ kg^*/cm^2$)

(2) q κατανέμεται :

$$p = \frac{q}{\pi\lambda\acute{\alpha}\tau o\varsigma} = 50\ kPa$$

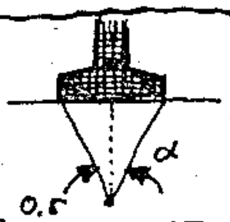
τύπος 2a :

$$\sigma_{z_A} = \frac{p}{\pi}(\alpha + \sin\alpha) =$$

$$= \frac{50}{\pi} \times (0.33 + \sin 18.9^\circ)$$

$$= \frac{50}{\pi}(0.33 + 0.324)$$

$$\underline{10.4\ kPa}$$



όπου

$$\tan\frac{\alpha}{2} = \frac{0.5}{3} = 0.167 \Rightarrow \alpha \simeq 18.9^\circ \simeq 0.33\ rad$$

ΑΠΟ ΠΡΑΚΤΙΚΗ ΣΚΟΠΙΑ:
ΟΙ ΔΥΟ ΤΑΣΕΙΣ ΕΙΝΑΙ ΙΣΕΣ!

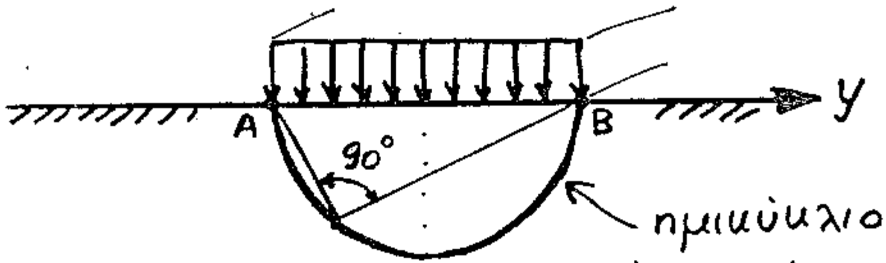
(Πού οφείλεται αυτή η σύμπτωση ;...)

9. (a) Ημίχωρος φορτιζόμενος ομοιόμορφα σε απεριορισμένη λωρίδα:

Σε ποια σημεία του ημιχώρου έχουμε τις μέγιστες τ_{max} ;

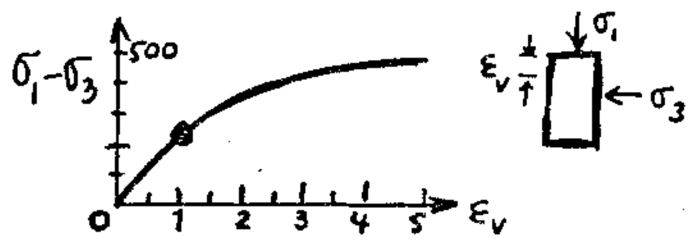
Ενθυμούμεθα: $\tau_{max} = \dfrac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \dfrac{p}{\pi} \sin\alpha$

Προφανώς, επομένως, $\boxed{\text{μέγιστη } \tau_{max} = p/\pi}$ στα σημεία όπου $\sin\alpha = 1$ ή $\alpha = 90°$:



ημικύκλιο διαμέτρου AB: γεωμ. τόπος μέγιστης τ_{max}

(b) Τα αποτελέσματα εργαστηριακής δοκιμής ("κατάλληλης") σε αντιπροσωπευτικό δείγμα ενός αρκετά ομογενούς εδαφικού σχηματισμού μεγάλου βάθους δείχνονται στο διάγραμμα παρακάτω. (1) πόση η p_{max} λωριδωτού ~~θεμελίου~~ ώστε η ελαστική θεωρία να ισχύει με μεγάλη ακρίβεια; (2) πώς θα σχεδιάζατε την "κατάλληλη" δοκιμή;

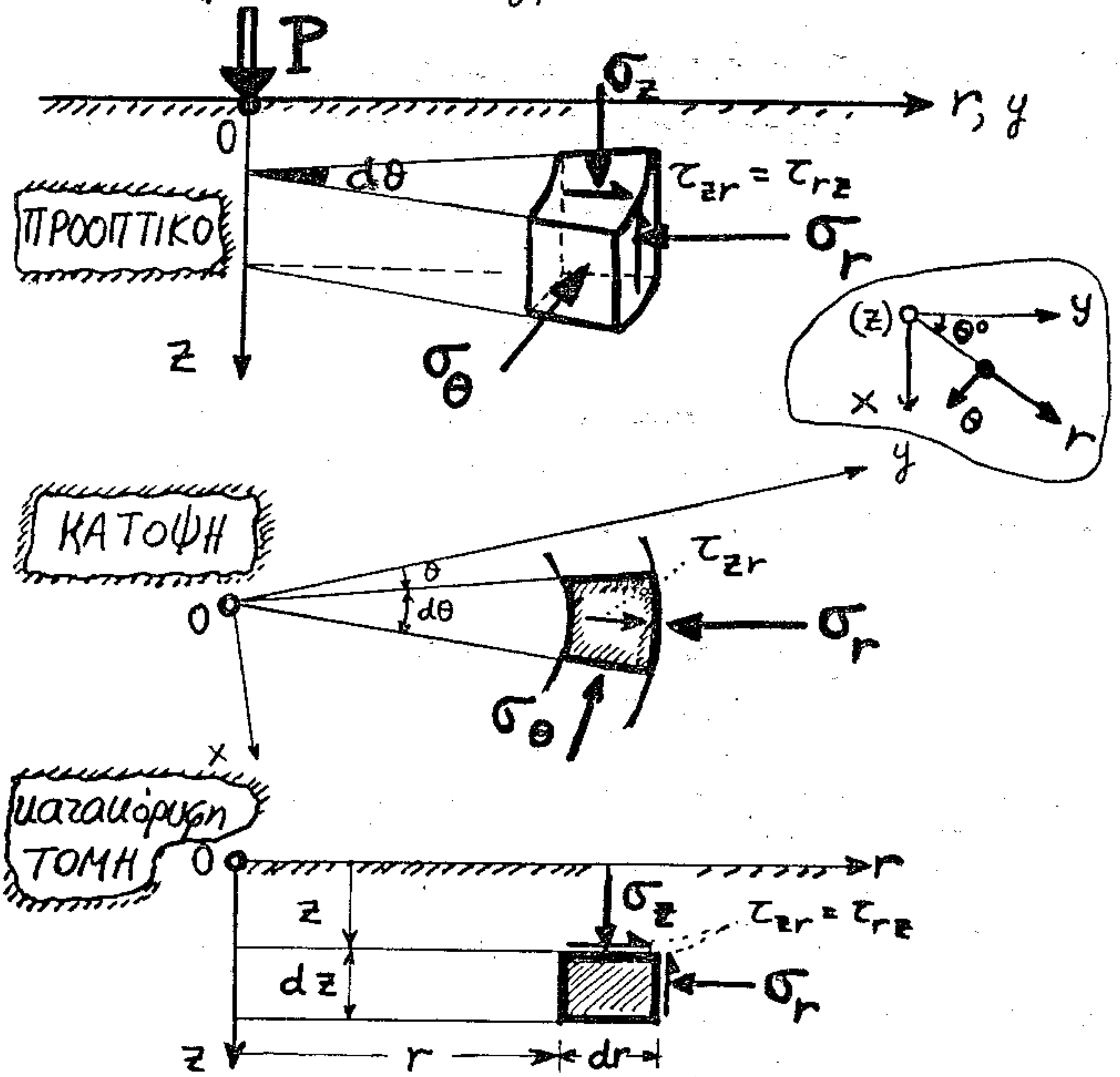


(Να λυθεί από τους σπουδαστές)

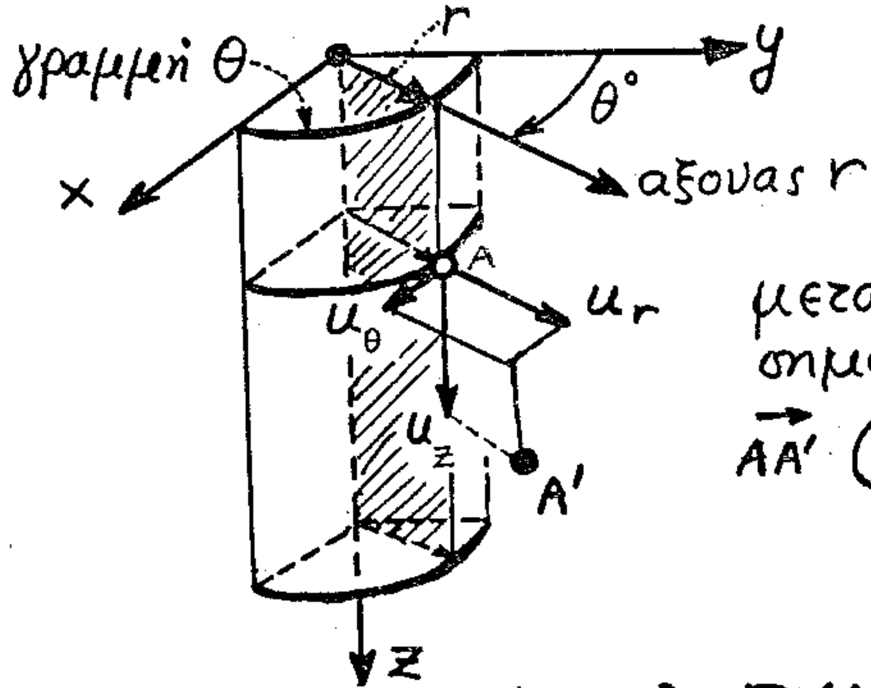
ΑΞΟΝΟ-ΣΥΜΜΕΤΡΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ-ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ

3 Συγκεντρωμένο σημειακό φορτίο, P (F)

κυλινδρικές συντεταγμένες



Μετατοπίσεις u_r, u_θ, u_z



μετατόπιση σημείου A : $\vec{AA'}\,(u_r, u_\theta, u_z)$

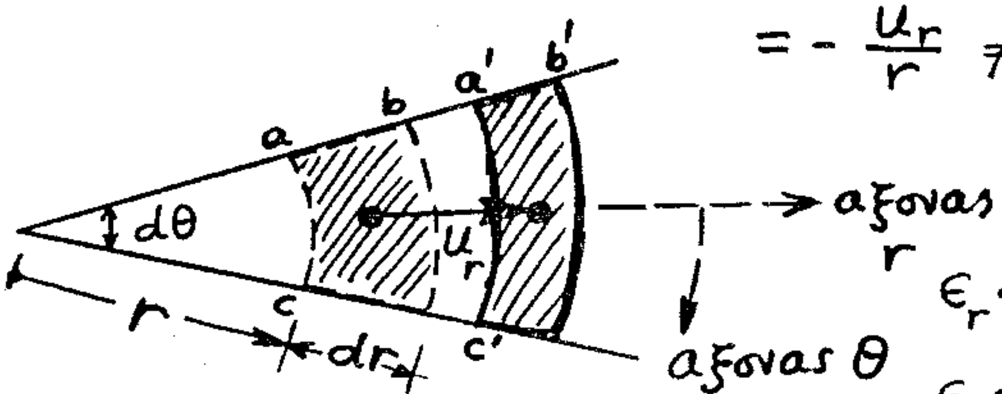
ΑΞΟΝΙΚΗ (ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗ) ΣΥΜΜΕΤΡΙΑ :

$$u_\theta = 0\,, \quad \tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0\,, \quad \frac{\partial(\sigma, \epsilon, u)}{\partial\theta} = 0$$

αλλά $\varepsilon_\theta \neq 0$!! διότι ναι μεν: $\epsilon_r = -\dfrac{\partial u_r}{\partial r}$, $\epsilon_z = -\dfrac{\partial u_z}{\partial z}$

αλλά : $\epsilon_\theta = -\dfrac{1}{r}\dfrac{\partial u_\theta}{\partial\theta} - \dfrac{u_r}{r}$

$= -\dfrac{u_r}{r} \neq 0$



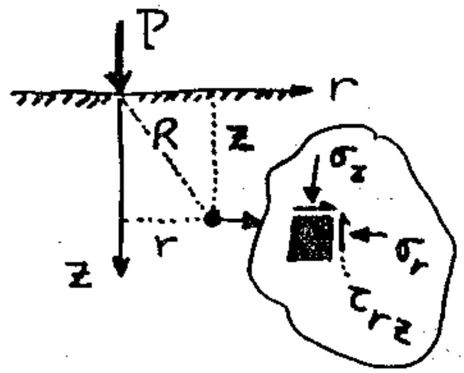
$$\epsilon_r \sim \frac{ab - a'b'}{dr}$$

$$\epsilon_\theta \sim \frac{ac - a'c'}{r\,d\theta}$$

(βλ. $a'c' - ac = u_r\,d\theta$ Ο.Ε.Δ.)

Boussinesq, J. (1890) :

[σχέσεις (3)]



$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{R^5} = \frac{3P}{2\pi z^2}\frac{1}{\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi R^2}\left\{\frac{3r^2 z}{R^3} - \frac{(1-2\nu)R}{R+z}\right\} \qquad (3)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi}\frac{rz^2}{R^5}, \quad \sigma_\theta = -\frac{(1-2\nu)P}{2\pi R^2}\left\{\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z}\right\}$$

$$u_z = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E R}\left\{2(1-\nu) + \frac{z^2}{R^2}\right\}$$

$$u_r = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E R}\left\{\frac{rz}{R^2} - \frac{(1-2\nu)r}{R+z}\right\}$$

$$R = \sqrt{r^2 + z^2}$$

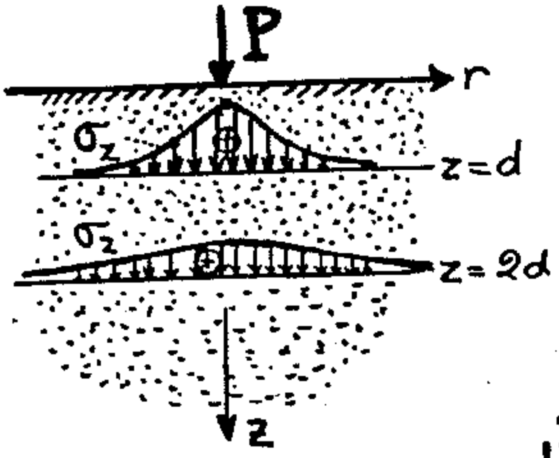
ΣΠΟΥΔΑΙΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

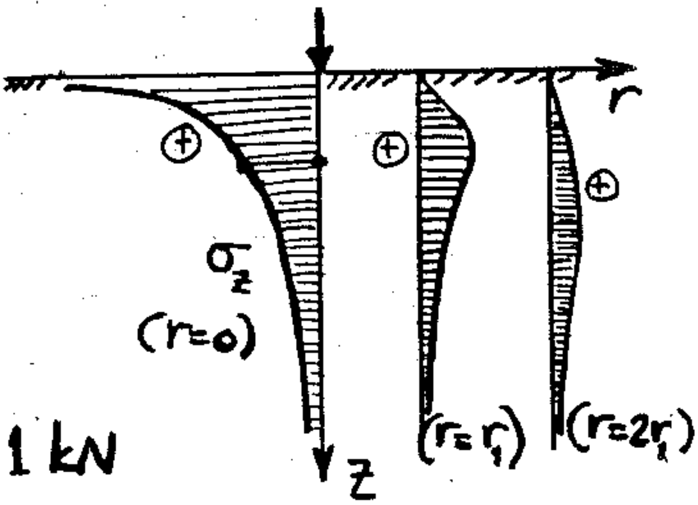
1. σ_z ανεξάρτητη των E, ν (ενώ σ_r και σ_θ εξαρτώνται μόνον από τό ν)

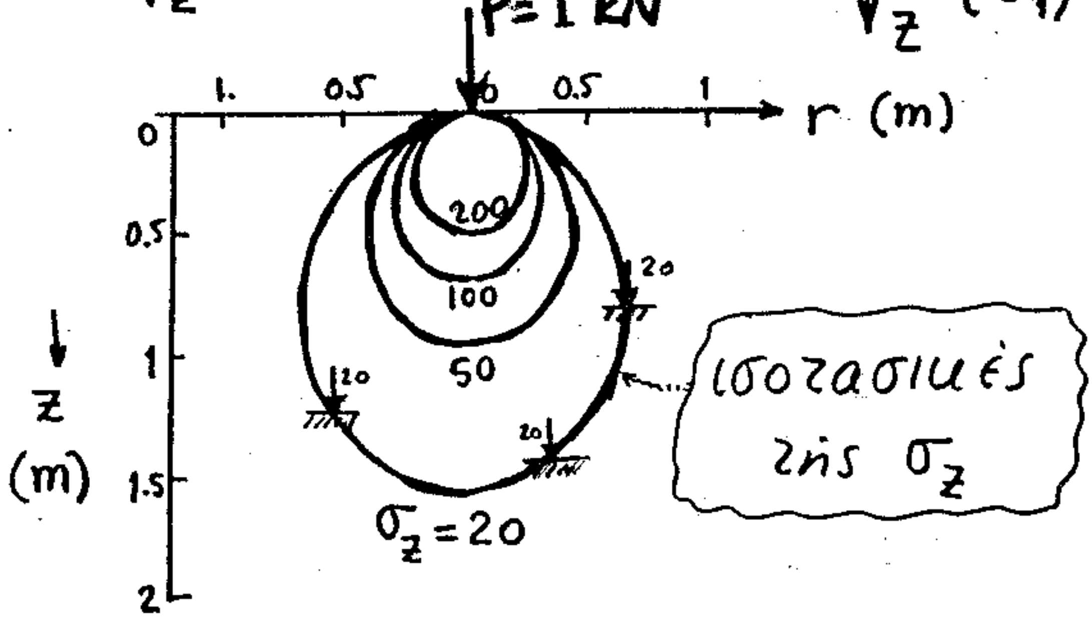
   Δηλ. πάλι οι επιβαλλόμενες τάσεις είναι "αδιάφορες" πρός τις μηχανικές ιδιότητες (συμπιεστότητα) τοῦ υλικοῦ

2. Αντίθετα οι μετακινήσεις και παραμορφώσεις είναι αντιστρόφως ανάλογες τοῦ μέτρου ελαστικότητας, E.

ΚΑΤΑΝΟΜΕΣ ΤΑΣΕΩΝ







Ενδιαφέρουσα η σύγκριση μεταξύ σ_z επιβαλλόμενες από σημειακό και γραμμικό φορτίο ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΥ ΑΞΟΝΑ Z:

$$P \Longrightarrow \sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\cdot\frac{1}{z^2}$$

ενώ

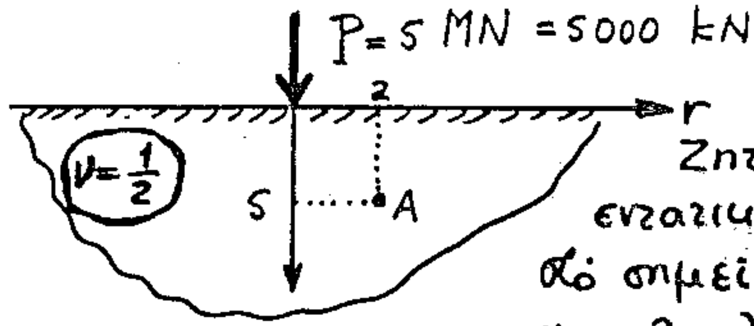
$$q \Longrightarrow \sigma_z = \frac{2q}{\pi}\cdot\frac{1}{z}$$

Οι σ_z του σημειακού φορτίου φθίνουν πολύ ταχύτερα με το βάθος !...

Εξού και η διαφορά στούς "βολβούς" τάσεων μεταξύ λωρίδας – κύκλου.

Αριθμητικές εφαρμογές (συνέχεια)

10.



Ζητείται η εντατική κατάσταση στό σημείο A ($z_A=5m$, $y_A=2m$). Οι κύριες τάσεις;

Από τις (3):

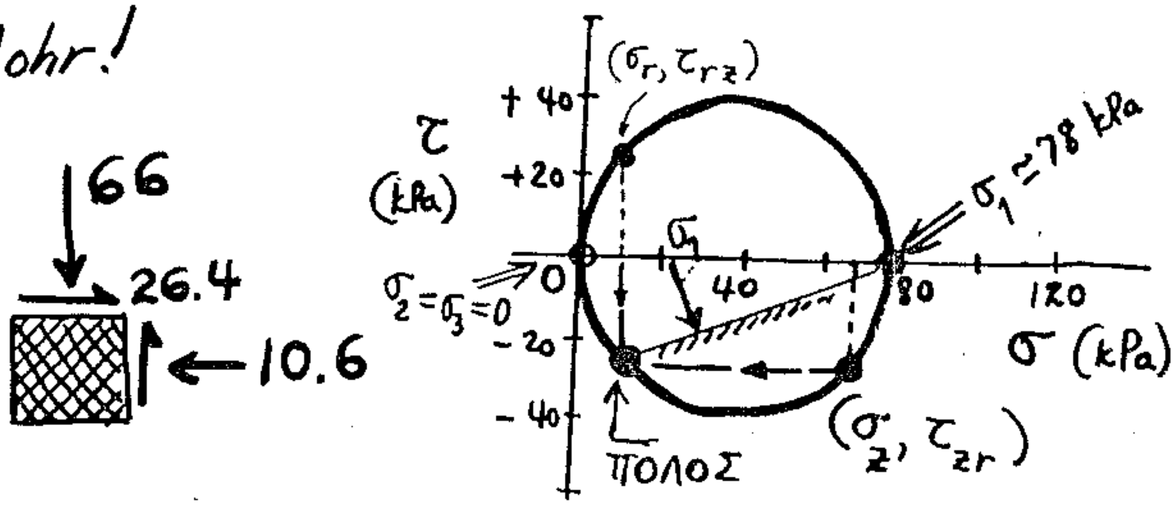
$$R=\sqrt{z^2+r^2}=\sqrt{5^2+2^2}\simeq 5.39\,m$$

$$\sigma_z=\frac{3*5}{2*\pi}\,\frac{5^3}{5.39^5}\simeq 0.066\ MPa=\underline{66\,kPa}$$

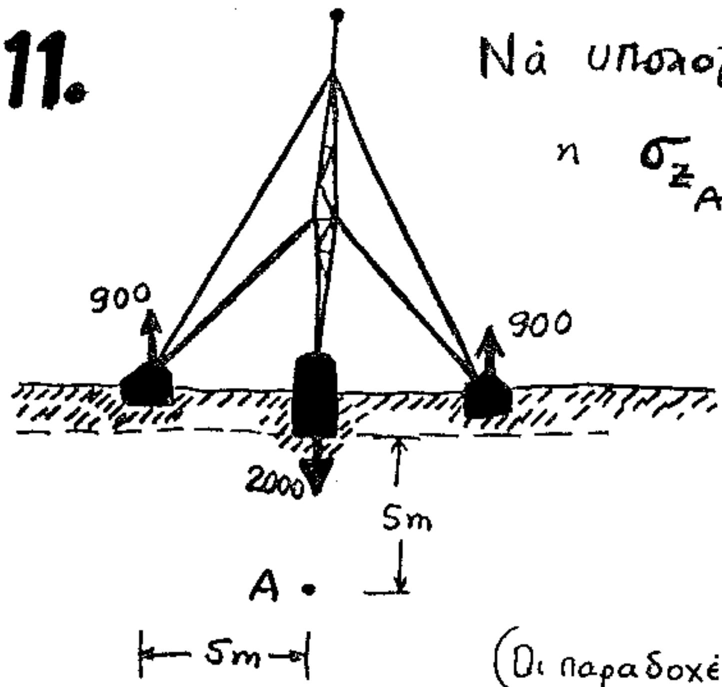
$$\sigma_r=\frac{3\times5}{2\times\pi}\,\frac{2^2\times5}{5.39^5}\simeq 66\times\left(\frac{2}{5}\right)^2\simeq\underline{10.6\ kPa}$$

$$\sigma_\theta=\underline{0}\,,\qquad \tau_{rz}=\frac{3\times5}{2\times\pi}\,\frac{2\times5^2}{5.39^5}\simeq 66\times\left(\frac{2}{5}\right)\simeq\underline{26.4\,kPa}$$

Επειδή η σ_θ είναι κύρια τάση ($\tau_{r\theta}=\tau_{z\theta}=0$) η μεταβολή μέ τήν διεύθυνση τών σ,τ στό επίπεδο (z, r) μπορεί νά παρασταθεί μέ κύκλο Mohr!



11. Νά υπολογισθεί κατά προσέγγιση η σ_{z_A}.



Παραδοχές:

(1) τά τρία φορτία είναι σημειακά

(2) δρούν στην επιφάνεια ημιχώρου (διακεκομμένη γραμμή)

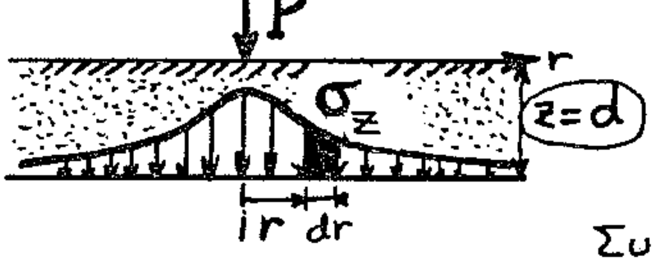
(Οι παραδοχές αυτές είναι εύλογες λόγω Αρχής Saint Venant — δές παρακάτω)

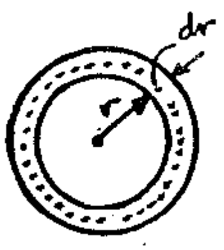
Επαλληλία $\Longrightarrow$ $$\sigma_{z_A} = \frac{3\times 2000}{2\times\pi\times 5^2} + 2\,\frac{3\times(-900)\times 5^3}{2\times\pi\times(5\sqrt{2})^5}$$

$$\simeq 38.2 - 6.0 \simeq 32.2\ kPa$$

---

12. Νά υπολογισθεί η συνισταμένη τών σ_z σέ οριζόντιο επίπεδο μέ $z=d$.





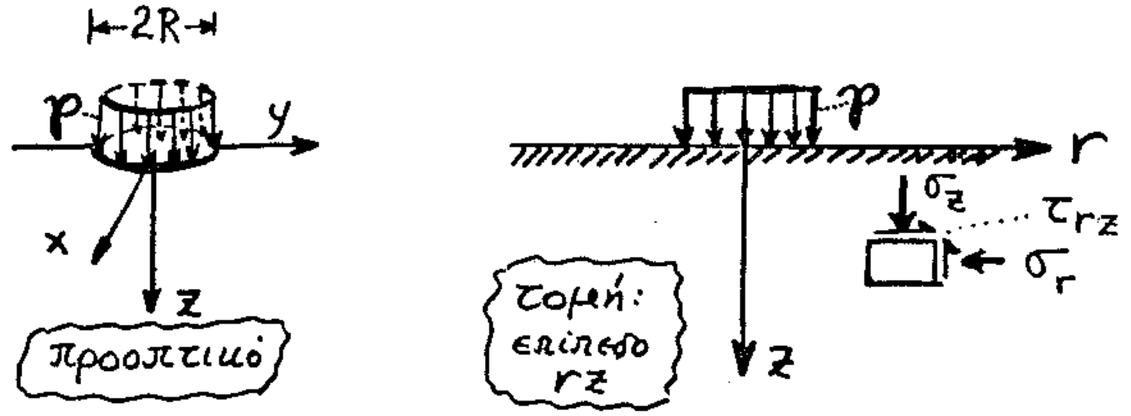
Λόγω κυλινδρικής συμμετρίας:

Συνισταμένη = $$\int_0^{\infty} \sigma_z\,(2\pi r\,dr)$$

$$= 2\pi \int_0^{\infty} \frac{3P}{2\pi d^2}\,\frac{r\,dr}{[1+r^2/d^2]^{5/2}} = P$$

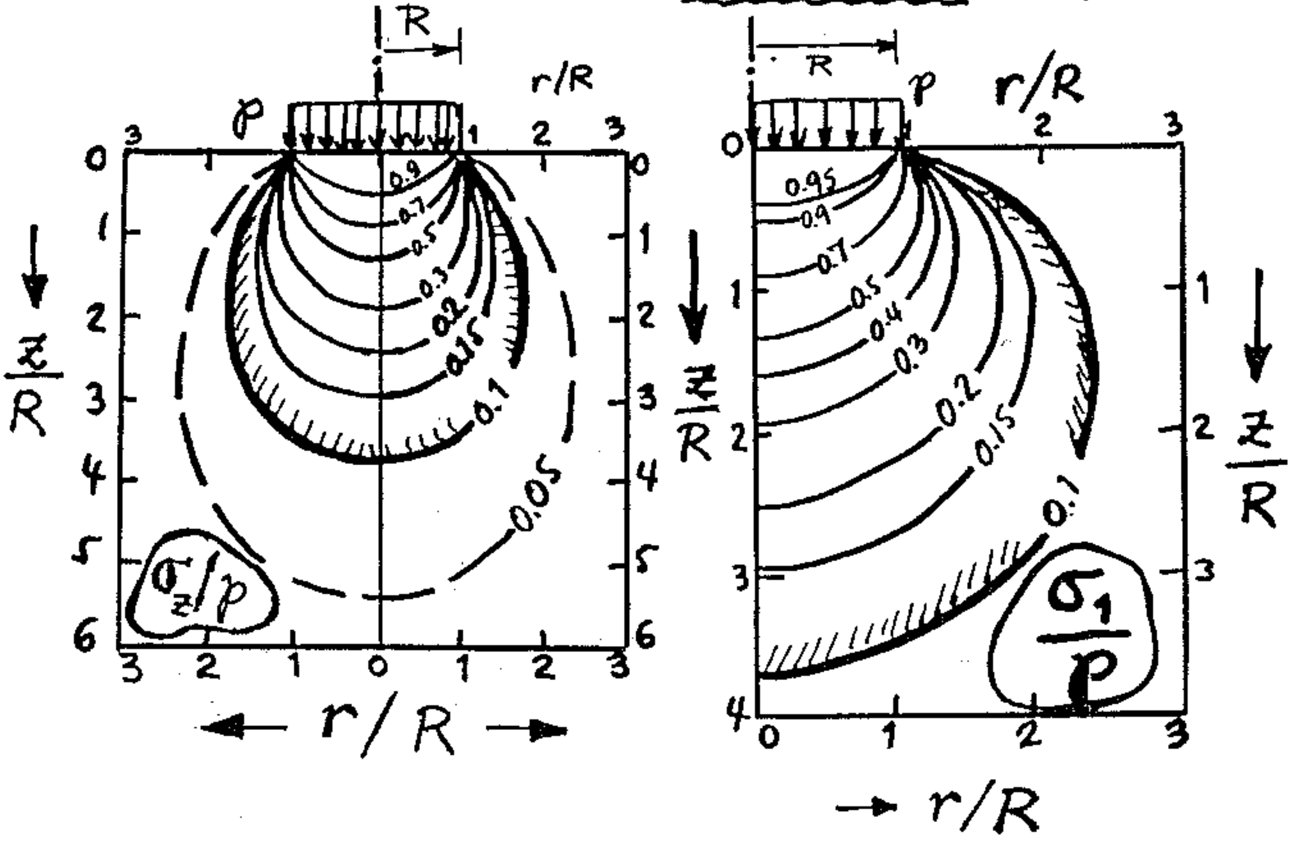
όπως ασφαλώς καί αναμέναμε λόγω ισορροπίας!

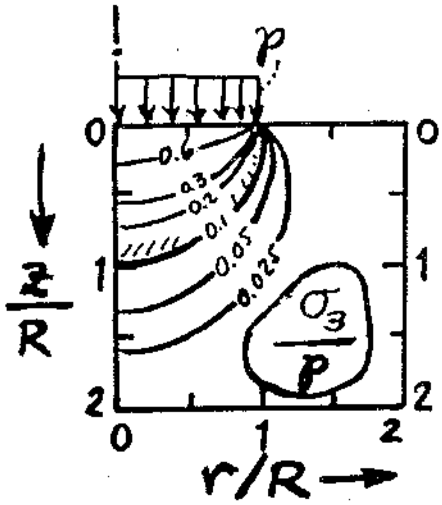
(4) Ομοιόμορφη ορθή πίεση, p, σέ κυκλική επιφάνεια



Καί πάλι υπάρχει κυλινδρική συμμετρία ως πρός τον άξονα z

Ατυχώς δέν υπάρχουν αναλυτικές εκφράσεις γιά τις τάσεις $\Longrightarrow$ δίδονται υπό μορφή <u>αδιάστατων</u> καμπυλών





Σημείωση: Οι διευθύνσεις τῶν σ_1 καί σ_3 δέν δίνονται! Μεταβάλλονται ἀπό σημεῖο σέ σημεῖο (φυσικά).

Αριθμητικό παράδειγμα:

$p = 240$ kPa (kN/m²), $2R = 6\,m$

Ζητούνται: σ_z καί σ_r σημείο $(r=0,\ z=3m)$

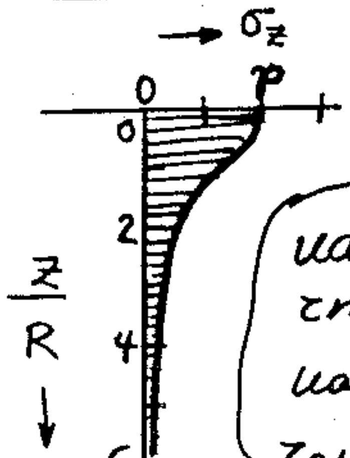
Προφανώς, υπό τόν άξονα $(r=0)$ $\sigma_z = \sigma_1$, $\sigma_r = \sigma_3$

$$\frac{z}{R} = \frac{3}{3} = 1 \Longrightarrow \frac{\sigma_z}{p} \simeq 0.64 \quad \therefore \sigma_z = 0.64 \times 240 = 153.6 \text{ kPa}$$

$$\frac{\sigma_r}{p} \simeq 0.10 \quad \therefore \sigma_r = 0.10 \times 240 = 24 \text{ kPa}$$

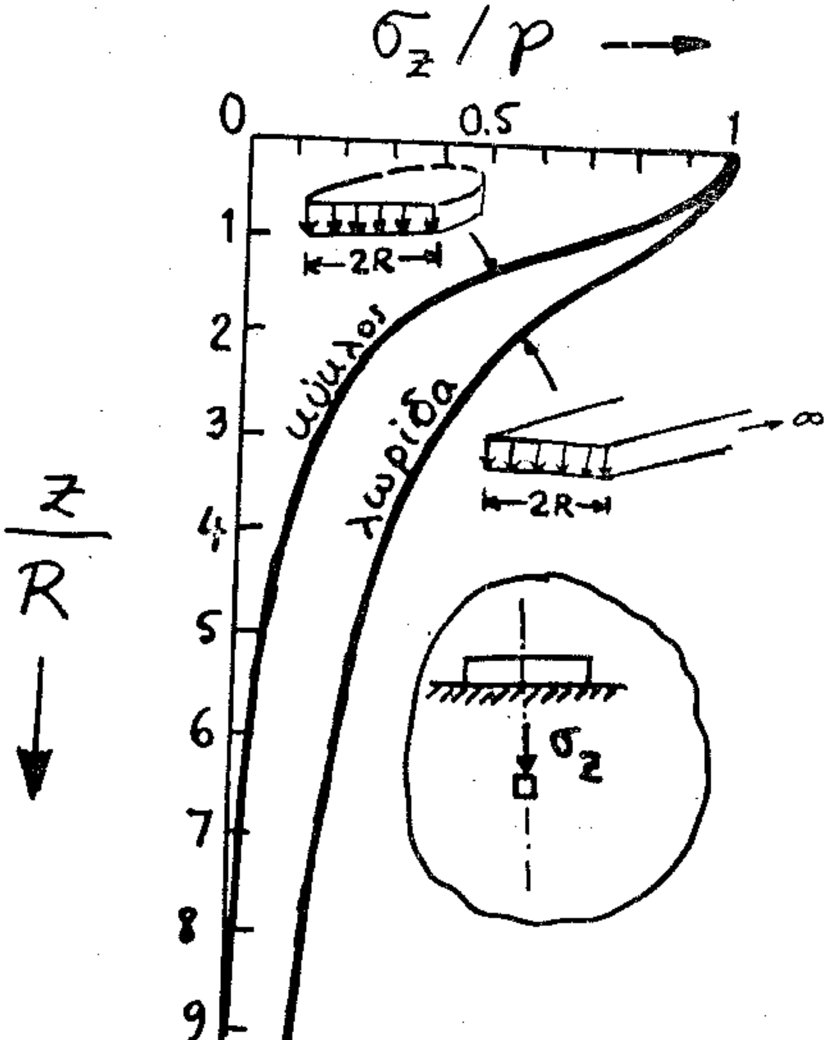
Ειδικά γιά τήν σ_z κατά μήκος τού άξονα z:

$$\frac{\sigma_z}{p} = 1 - \frac{1}{\left\{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2\right\}^{3/2}}$$



κατανομή τής σ_z κατά μήκος τού z

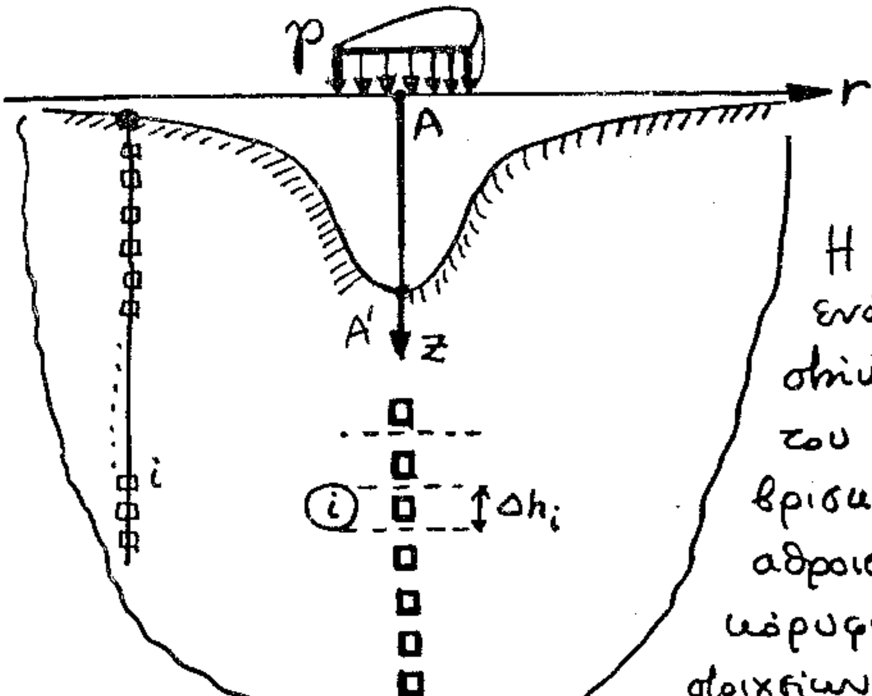
Σύγκριση "κυκλικού" μέ λωριδωτό φορτίο



Δηλ. τό λωριδωτό φορτίο επηρεάζει πολύ βαθύτερα εδαφικά στρώματα από ένα αντίστοιχο κυκλικό

Βάθη επιρροής $\simeq 12R$ και $4R$, αντιστοίχως.

Καθίζηση τής φορτιζόμενης επιφάνειας



Η καθίζηση ενός σημείου A στήν επιφάνεια του ημιχώρου βρίσκεται μέ άθροιση τών κατακόρυφων μετακινήσεων στοιχείων σέ γραμμή // z, δηλαδή:

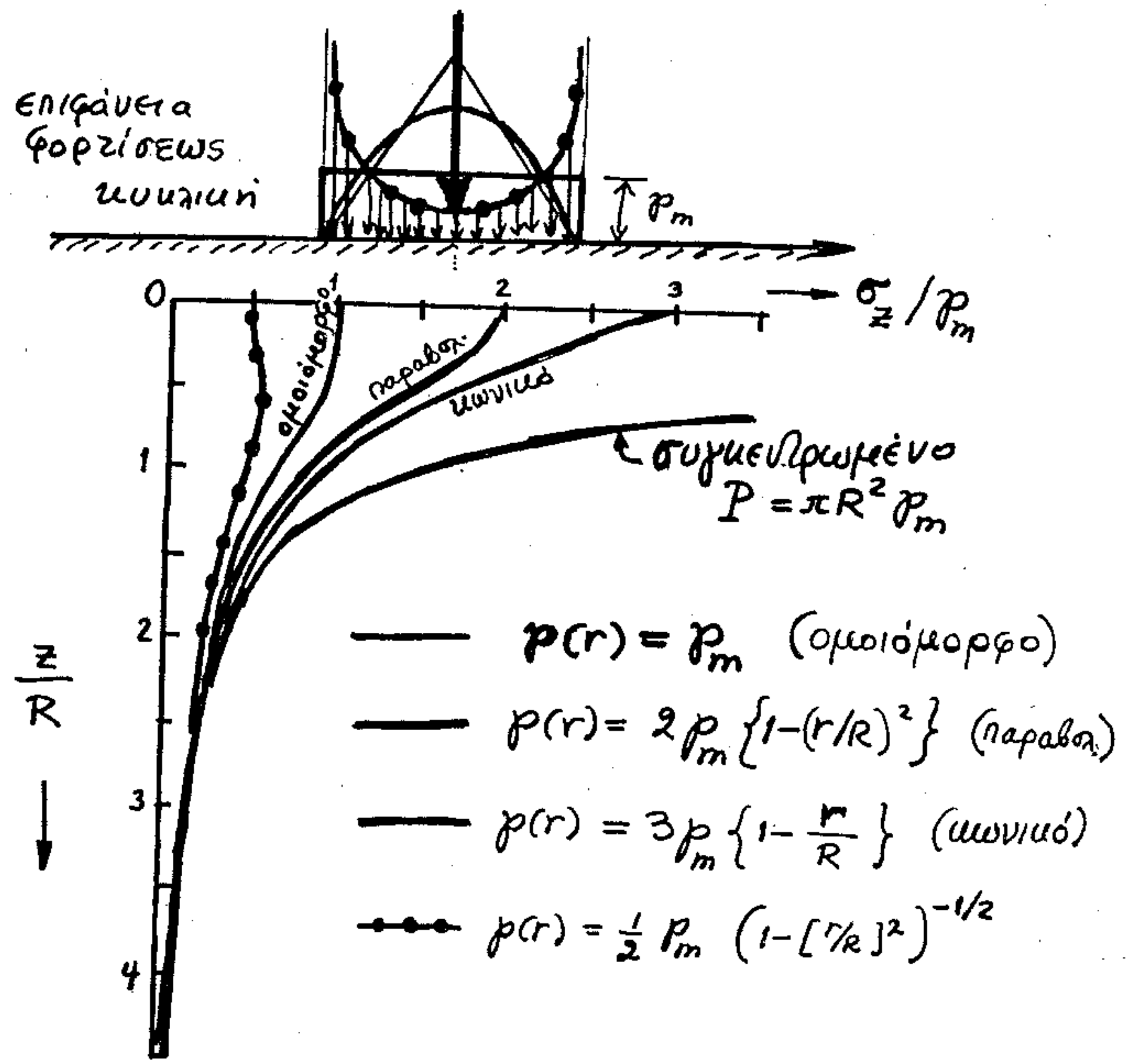
$$\delta_A = \sum_i (\varepsilon_i \Delta h_i),$$ όπου η άθροιση μπορεί νά σταματήσει σέ βάθος $\gtrsim$ βάθους επιρροής

Ειδικά κατά μήκος τού άξονα

$$\boxed{\delta_{max} = \int_0^{\infty} \underbrace{\frac{1}{E}\left(\sigma_z - 2\nu\,\sigma_r\right)}_{\varepsilon_z} dz = \frac{2(1-\nu^2)}{E}\,pR}$$

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ: γιά δεδομένη p, $\delta_{max} \sim R$

Πρακτικής αξίας ερώτημα:
Χρειάζεται νά ξέρουμε μέ ακρίβεια την πραγματική κατανομή τού φορτίου στην εδαφική επιφάνεια;

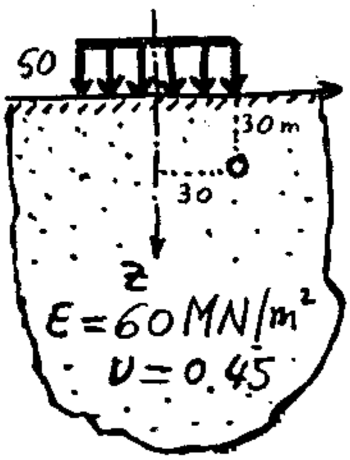


Οι κατανομές πρακτικά συμπίπτουν γιά $z \gtrsim 2R$ όπως προβλέπει η Αρχή τού Saint Venant, μιά πού καί οι πέντε φορτίσεις έχουν κοινή συνισταμένη, $P = \pi R^2 p_m$. (Βλ. "ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΩΝ ΣΩΜΑΤΩΝ Ι", Κ.Μ. ΜΥΛΩΝΑ. σελ. 63, 3η έκδοση, 1985.)

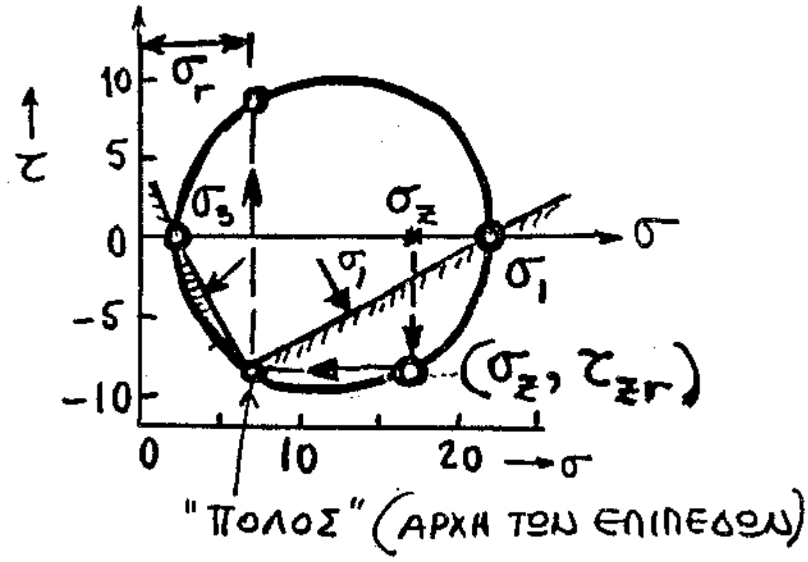
Αριθμητικές εφαρμογές (συνέχεια)

13. Φορτίο 50 kN/m² κατανέμεται ομοιόμορφα σε επιφάνεια κύκλου ακτίνας 30 m.

Ζητείται: Σε σημείο με $z=30m$, $r=30m$ να βρεθούν οι σ_r και οι διευθύνσεις των σ_1, σ_3. Πόση η μέγιστη καθίζηση;



$$\left.\begin{array}{l}\dfrac{z}{R}=1\\[2ex]\dfrac{r}{R}=1\end{array}\right\}\quad\begin{array}{l}\sigma_z \simeq \underline{0.33}\times 50 = 16.5 \quad kPa\\ \sigma_1 \simeq \underline{0.45}\times 50 = 22.5 \quad ''\\ \sigma_3 \simeq \underline{0.03}\times 50 = 1.5 \quad ''\end{array}$$



Καθίζηση σημείου ($r=0$, $z=0$):

$$\delta_{max} = \frac{2(1-\nu^2)\,R\,p}{E} = \frac{2(1-0.45^2)\times 30\times 50}{60\,000} \simeq 0.04m$$

14. Ξέρουμε ότι $\nu = 0.5$ αντιστοιχεί σέ υλικό πού δέν μπορεί νά συμπιεσθεί ($\Delta V/V = 0$, ανεξαρτήτως $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$). Κι όμως, η καθίζηση πού προβλέπει ο τύπος:

$$\rho = \frac{2(1-\nu^2)}{E} pR \longrightarrow \frac{1.5}{E} pR \neq 0$$

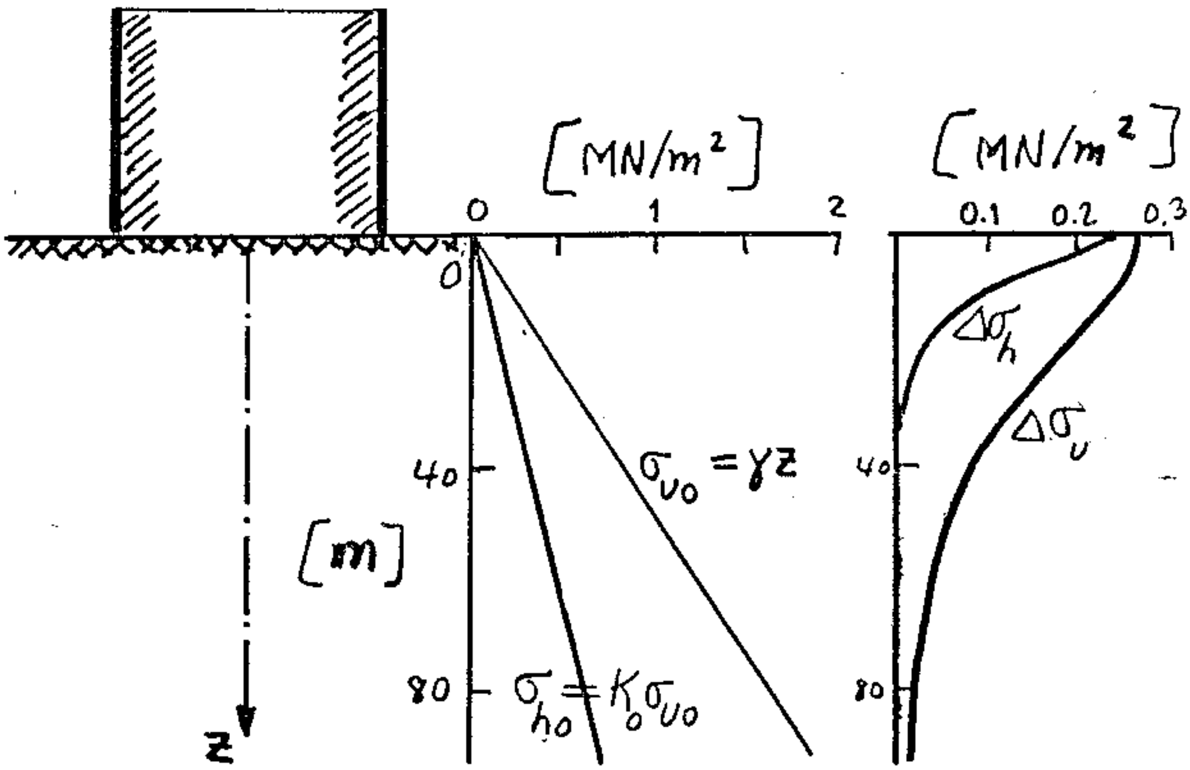
Πώς δικαιολογείται αυτό; Είναι μήπως ανεπαρκής ο τύπος, μιά πού βασίζεται στην παραδοχή ελαστικού υλικού;

—— · ——

Ασφαλώς όχι. Το υλικό μπορεί νά είναι ασυμπίεστο, αλλά διατμητικές παραμορφώσεις λαμβάνουν χώραν καί προξενούν ρ.
Καί τό νερό είναι (σχεδόν) ασυμπίεστο· μιά μάζα χάλυβα όμως θά προξενήσει $\rho \sim \infty$ αν αφεθεί στην επιφάνεια. Διότι τό μέτρο διατμήσεως τού υγρού είναι $G = 0$!

Εφαρμογή: άμεση καθίζηση κορεσμένων αργιλικών αποθέσεων υπό αστράγγιστες συνθήκες!...

15. Κυκλικής κάτοψης δεξαμενή πετρελαίου ($2R = 46\,m$, ύψος $= 40\,m$, $p \simeq 263\,kPa$) εδράζεται σε έδαφος με $\gamma = 20\,kN/m^3$, $K_o = 0.40$. Ζητούνται οι γεωστατικές, επιβαλλόμενες και συνολικές τάσεις σ_v και σ_h, κατά μήκος του άξονα z.

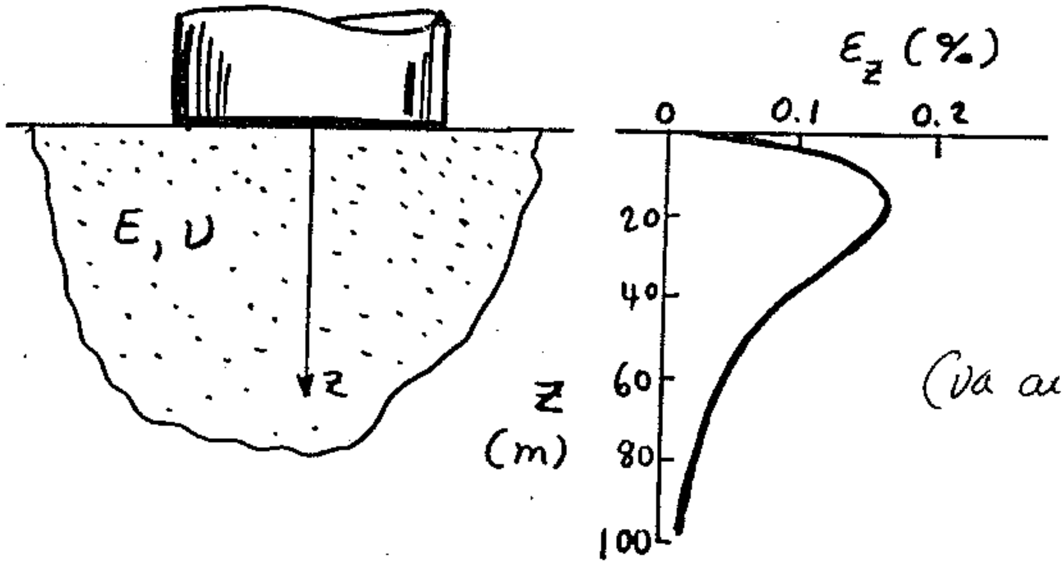


(Να δοθούν οι ακριβείς τιμές απ' τους σπουδαστές/σπουδάστριες.)

16. Τό έδαφος τής άσκησης 15 έχει:

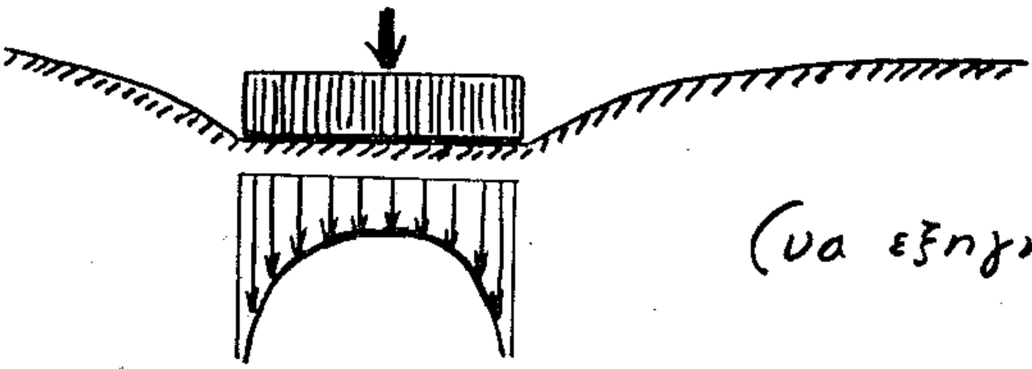
$$E = 96\ MN/m^2, \quad \nu = 0.45$$

Ζητείται τό προφίλ τών ε_z κατά μήκος τού άξονα z.



(να αιτιολογηθεί)

17. Ένα <u>τελείως άκαμπτο</u> θεμέλιο εδράζεται σέ ελαστικό, ομογενή ημίχωρο. Νά βρεθεί (ποιοτικά) τό σχήμα τής κατανομής τού επιβαλλόμενου φορτίου, p (δηλ. $p = p(x)$ ή $p = p(r)$).



(να εξηγηθεί)

(5) Χαρακτηριστικές Ελαστικές Λύσεις γιά ΜΗ-ΟΜΟΙΟΓΕΝΗ Εδαφικά Προσομοιώματα

Τα μέχρι εδώ αποτελέσματα αναφέρονται σε έναν τύπο εξιδανικευμένου εδαφικού προφίλ: τόν **ομοιογενή** (ισότροπο και ελαστικό) **ημίχωρο**. Η επινόηση αυτού τού ιδεατού μέσου (από τά τέλη τού 19ου αιώνα) έγινε μόνον γιά τήν μαθηματική ευκολία που προσφέρει έναντι τού πιό ρεαλιστικού πολύ-στρωτου (ή και ανισοτρο-πικού, ή και ανελαστικού) ημιχώρου.

Η ανομοιογένεια όμως είναι η συνήθης πραγματικότητα:

- λόγω εδαφικών στρώσεων με διαφορετικές ιδιότητες μεταξύ τους
- λόγω εξάρτησης τού μέτρου ελαστικότητας (E) από τήν ενεργό μέση ορθή τάση $\left(\bar{\sigma}_m = \left[\bar{\sigma}_{vo} + 2\,\bar{\sigma}_{ho}\right]/3\right)$ η οποία επικρατεί σέ κάθε σημείο, πριν απ' τήν επιβολή τού φορτίου.

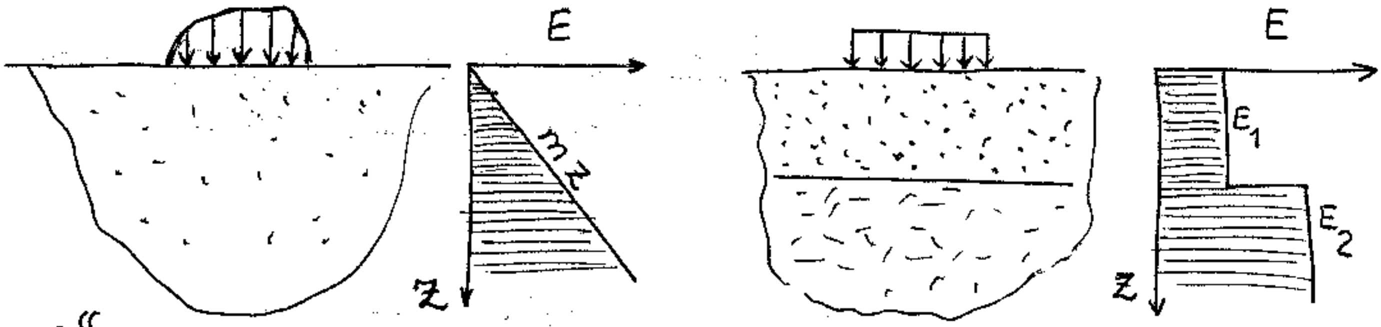
Δηλαδή, καθώς τό $\bar{\sigma}_m$ είναι ανάλογο τού βάθους z, $\bar{\sigma}_m \sim z$, καί τό μέτρο ελαστικότητας είναι σέ αρκετά υλικά ανάλογο τού $\bar{\sigma}_m$ (π.χ. σε κορεσμένες αργίλους: $E_u \sim \bar{\sigma}_m$, υπό αστράγγιστες συνθήκες), προκύπτει:

$$E_u = m\,z$$

δηλ. γραμμικώς αυξανόμενο με τό βάθος, κι όχι σταθερό, μέτρο ελαστικότητας.

(Βλ. αντίστοιχη λεπτομερέστερη θεώρηση στό Κεφ. 5.2.3 τής γραμμικής αύξησης μέ τό βάθος τής S_u: αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.)

Παραδείγματα Κατανομής Τάσεων σέ δύο τύπους ανομοιογενών προφίλ :

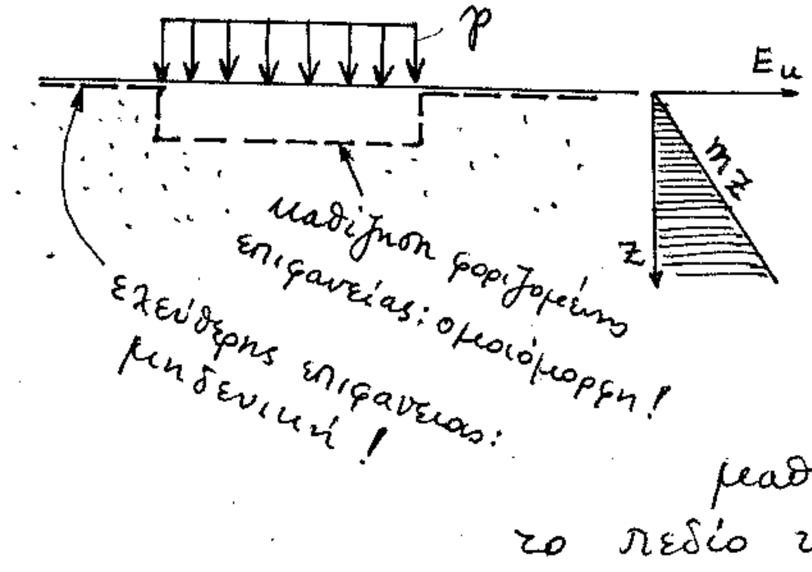


(a) "Γραμμικώς Ανομοιογενές"　　(β) Δί-στρωτο

Οι μαθηματικές επιλύσεις (με αναλυτικές μεθόδους) δέν είναι καθόλου απλές. Γι' αυτό δίνουμε εδώ μόνον τά αποτελέσματα, όπως άλλωστε καί γιά τον ομοιογενή ημίχωρο.

(a) Γραμμικώς Ανομοιογενές Έδαφος

με $E = E_u = mz$, $\nu = \nu_u = 0.50$



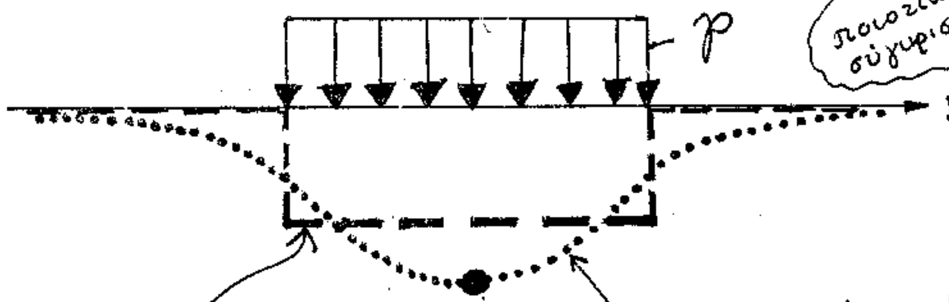
Ο Gibson (1973: Geotechnique) απέδειξε το εκ πρώτης όψεως παράδοξο συμπέρασμα: τό πεδίο τών τάσεων στόν ανομοιογενή + ασυμπίεστον ($\nu = 0.50$) αυτόν ημίχωρο μαθηματικώς ταυτίζεται με το πεδίο τών αντιστοίχων τάσεων στόν ομοιογενή ημίχωρο!

Ανεξαρτήτως μάλιστα μορφής φορτίου (άρα γιά όλες τις φορτίσεις που εδώ εξετάσαμε).

⟹ Θυμηθείτε το συμπέρασμα μετά τήν λύση 1 ...

Οι παραμορφώσεις όμως (απόλυτες και ανηγμένες) είναι τελείως διαφορετικές στους δύο ημιχώρους — και σε μέγεθος, και σε μορφή!

ποιοτική μόνον σύγκριση μορφής δ(r) ή δx



$E = mz$

$\boldsymbol{\delta} =$ σταθερό $= \dfrac{p}{\frac{2}{3} m}$

υπό το φορτίο

(και $\delta = 0$ εκτός περιοχής φορτίου)

ΑΝΕΞΑΡΤΗΤΩΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ ή ΜΕΓΕΘΟΥΣ ΦΟΡΤΙΖΟΜΕΝΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ !!
(Gibson, 1967, 1973)

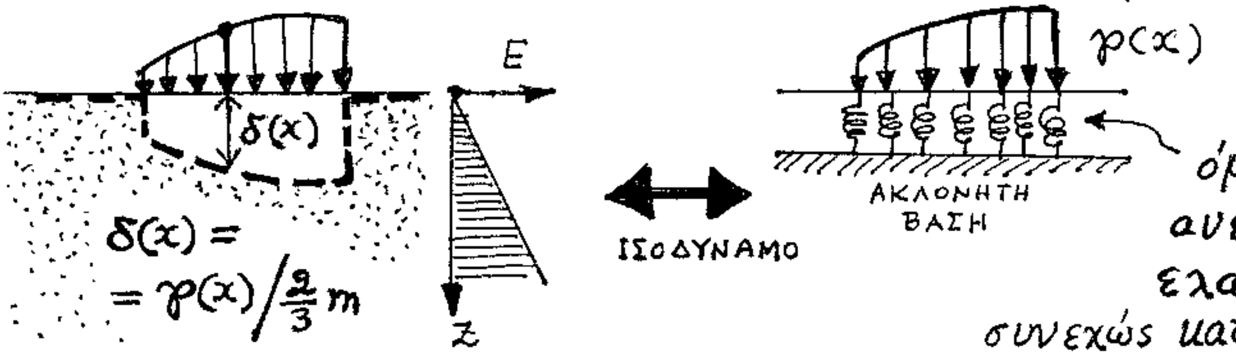
$E =$ σταθερό: $\delta = \delta(r)$, με

$$\max \boldsymbol{\delta} = p \, \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_s$$

$I_s = I_s$ (σχήματος, διαστάσεων φορτιζομένης επιφανείας)

π.χ. για κυκλική επιφάνεια ακτίνας R: $I_s = 2R$

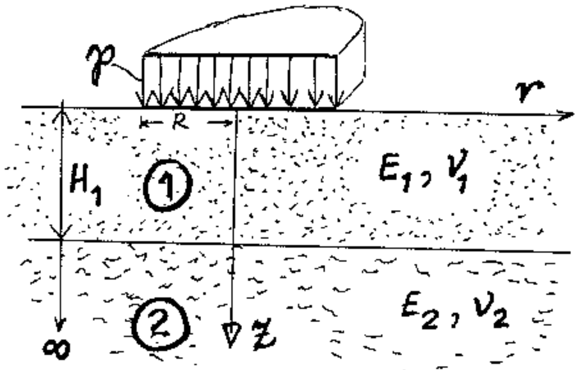
Δικαίωση του προσομοιώματος του "ΕΛΑΤΗΡΙΩΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ WINKLER" που χρησιμοποιείται ευρύτατα στα προβλήματα αλληλεπίδρασης εδάφους–θεμελίου και εδάφους–πασσάλου:



$\delta(x) = p(x) / \frac{2}{3} m$

όμοια ανεξάρτητα ελατήρια, συνεχώς κατανεμημένα, σταθεράς $k = \frac{2}{3} m$

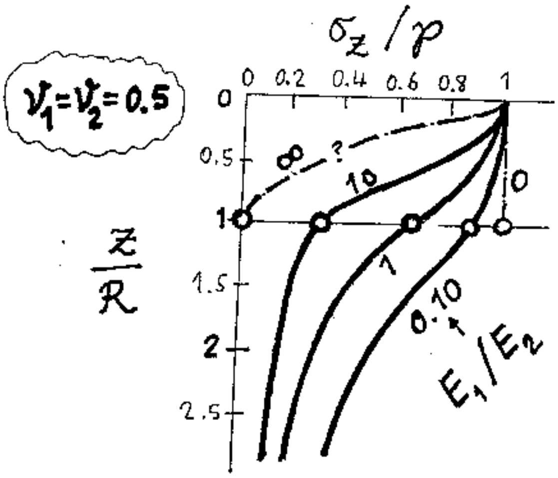
(β) Δί-στρωτο Έδαφος (E_1, E_2, H_1)



ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΥΚΛΙΚΗ

Κατανομή της σ_z κατά μήκος του άξονα z, εάν $H_1 = R$ και (a) $E_1/E_2 = 10$

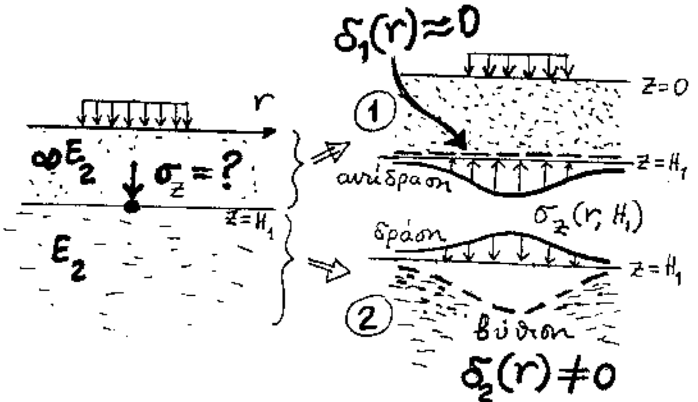
(b) $E_1/E_2 = 0.1$



Σκέψεις:

- Στόν ομοιογενή ημίχωρο ($E_1/E_2 = 1$) στήν (υποθετική) διεπιφάνεια $z = H_1$ έχουμε: $\sigma_z/p \approx 0.64$.
- $E_1 = 10E_2$. Ο ρόλος τού δύσκαμπτου εδαφικού στρώματος γίνεται εύκολα αντιληπτός - εάν θεωρήσουμε τήν ακραία περίπτωση: $E_1/E_2 = \infty$. Αποδεικνύεται εύκολα ότι σ' αυτήν τήν περίπτωση:

$$\sigma_z(r, z=H_1) = 0 .$$



Π.χ. διά τής εις-άτοπον-απαγωγής: Έστω ότι $\sigma_z(r, z=H_1) \neq 0$. Φυσικά, η κατανομή της σ_z αυτής δέν θά είναι ομοιόμορφη, αλλά θά έχει μέγιστο στόν άξονα ($r=0$) (βλ. δίπλανό σχήμα). Οι παραμορφώσεις όμως που θα προκύπτουν στό άνω ($E_1 = \infty E_2$) και στό κάτω (E_2) στρώμα θά ήταν τελείως διαφορετικές. Έτσι η

βύθιση $\delta_2(r) \neq 0$ θά είναι **ασυμβίβαστη** μέ την $\delta_1(r) = 0$. (Θά άνοιγε δηλαδή κενό μεταξύ των δύο στρώσεων στην διεπιφάνεια $z = H_1$.) **ΟΠΕΡ ΑΤΟΠΟΝ.** Άρα $\sigma_z(r, z=H_1) = 0$. —

∴ "ΓΕΦΥΡΩΣΗ": τό άκαμπτο στρώμα σε ρόλο "δοκού" ∞ δυσκαμψίας, εδραζόμενης σέ ελαστική βάση ∞ έκτασης

$\Longrightarrow$ τάση εδράσεως $= 0$.

Στήν λιγότερο ακραία περίπτωση $E_1 = 10E_2$: η απαίτηση **συμβιβαστού** των βυθίσεων στήν διεπιφάνεια οδηγεί σέ μείωση (ως πρός τόν ομοιογενή ημίχωρο), αλλά όχι καί μηδενισμό τής σ_z. Η ακριβής επίλυση τής θεωρίας ελαστικότητας δίνει: $\sigma_z(r=0, z=H_1) \approx 0.30\,p$ (δηλαδή μεταξύ 0 καί 0.64 p).

- $E_1 = 0.10\ E_2$. Ο ρόλος τού εύκαμπτου άνω εδαφικού στρώματος γίνεται κατανοητός με τήν θεώρηση τής ακραίας (συγγενούς) **περιπτώσεως** $E_1 / E_2 = 0$. Είναι προφανές ότι, τότε, όλο το φορτίο θα μεταφέρονταν "αυτούσιο" στήν διεπιφάνεια $\Longrightarrow \sigma_z(0, H_1) = p$!

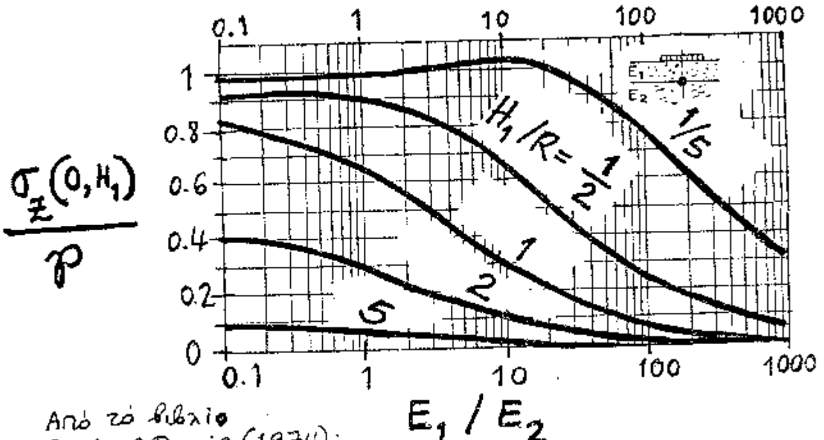
Γιά $E_1 = 0.10\,E_2$ η ακριβής ελαστική επίλυση δίνει $\sigma_z(0, H_1) \approx 0.83\,p$ (μεταξύ τού 0.64 καί τού 1).

ΓΕΝΙΚΕΥΣΗ

Επίδραση καί τής άλλης **αδιάστατης** μεταβλητής: H_1/R. Γιά $\nu_1 = \nu_2 = 0.50$ η συνάρτηση τής τάσης στόν άξονα

$$\frac{\sigma_z(0,H_1)}{p} = f\left(\frac{E_1}{E_2}, \frac{H_1}{R}\right)$$

δίδεται γραφικά στο διπλανό σχήμα.



Από τό βιβλίο Poulos & Davis (1974): "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics." J. Wiley & Sons.

ΑΣΚΗΣΗ

(a) Κατασκευάστε διαγράμματα $\sigma_z/p = f(E_1/E_2, H_1/b)$ γιά φόρτιση λωρίδας $2b$. (Αδρή προσέγγιση, φυσικά).

(b) Να ολοκληρωθεί η καμπύλη $\sigma_z(z)$ τής προηγούμενης σελίδας γιά $E_1/E_2 = 0$.

ΣΕΙΡΕΣ ΑΣΚΗΣΕΩΝ

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ I

5ου Εξαμήνου

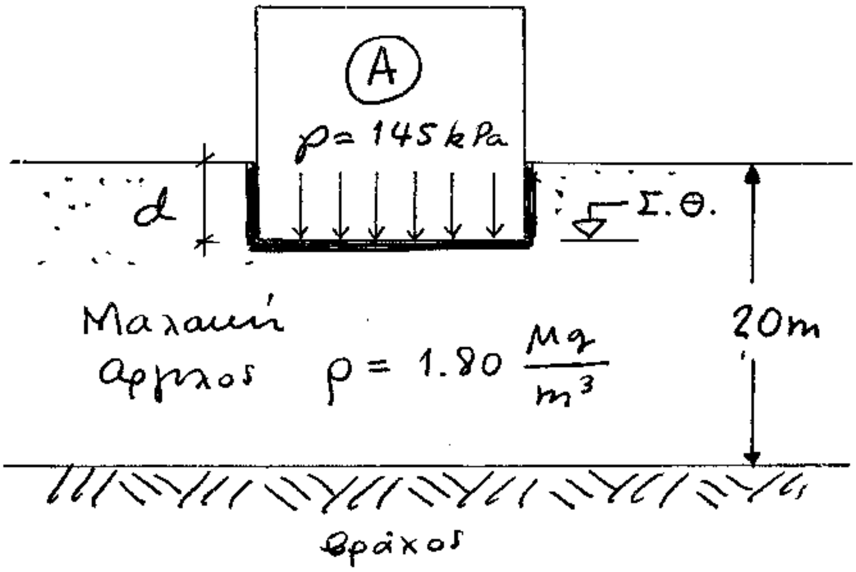
Εδαφομηχανική Ι, 5^{ου} Εξαμήνου

1^{η} Σειρά Ασκήσεων

(1/1)

1. Το κτίριο Α φορτίζει το έδαφος στη στάθμη θεμελιώσεως (Σ.Θ.) με τάση : p = 145 kN/m^2

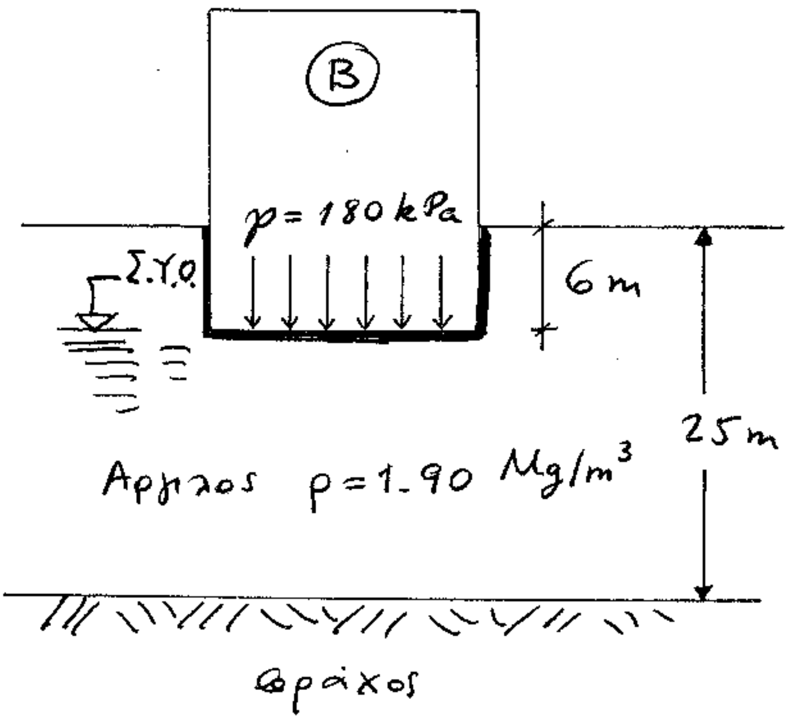
Ζητείται : το βάθος d στο οποίο πρέπει να θεμελιωθεί το κτίριο ώστε να μην προκύψουν σοβαρά προβλήματα στην θεμελίωση ("επίπλευση")



2. Το κτίριο Β φορτίζει το έδαφος στη στάθμη θεμελιώσεως (Σ.Θ.) με τάση : p = 180 kN/m^2

(α) Αναμένονται σοβαρά προβλήματα θεμελιώσεως ;

(β) Ποιό θα έπρεπε να είναι το ύψος h ενός επιχώματος προφορτίσεως, ώστε μετά την αφαίρεσή του και την κατασκευή του κτιρίου Β να μην υπάρξουν ουσιαστικά προβλήματα στη θεμελίωση ;
($\rho_{επιχ.}$ = 1.80 Mg/m^3)



Εδαφομηχανική I, $5^{ου}$ Εξαμήνου

1/2

$2^{η}$ Σειρά Ασκήσεων

1. (α) Να εκφρασθεί το πορώδες (n) συναρτήσει του δείκτη πόρων (e) (ορισμός $n = V_{κενών} / V_{ολικο}$)

2. Για ένα δοκίμιο εδαφικού υλικού δίδονται : e = 0.70, w = 20% και ρ_s =2.70 Mg/m^3. Ζητούνται : ***(α)*** η πυκνότητα ρ του δοκιμίου, ***(β)*** Τα $\rho_{ξηρ}$ και S_r , ***(γ)*** Εάν S_r = 100% πόσο θα ήταν τα w και ρ ;

3. Δείγμα αργίλου τοποθετείται σε φιάλη. Η συνολική μάζα δείγματος-φιάλης είναι A = 72.5 gr . Το δείγμα τοποθετείται στον κλίβανο και αποξηραίνεται. Η νέα συνολική μάζα δείγματος-φιάλης είναι B = 61.3 gr. Η μάζα της φιάλης είναι C = 32.5 gr, η δε πυκνότητα των στερεών κόκκκων του δείγματος είναι 2.7 Mg/m^3. Με την προϋπόθεση ότι το δείγμα είναι (πλήρως) κορεσμένο, ζητούνται :

(α) το ποσοστό υγρασίας w
(β) ο δείκτης πόρων e,
(γ) η πυκνότητα του (κορεσμένου) δείγματος
(δ) η πυκνότητα του αποξηραμένου δείγματος και
(ε) η ενεργός πυκνότητα (υπό άνωση) του δείγματος.
(στ) Μετά την αποξήρανση, το δείγμα βυθίζεται σε υδράργυρο και ο όγκος του βρίσκεται ίσος με 22.3 cm^3 . (Ο υδράργυρος δεν εισχωρεί στους πόρους του δείγματος, ούτε έχει οποιαδήποτε χημική επίδραση στο δείγμα.) Ζητείται ο (πραγματικός) βαθμός κορεσμού S_r του δείγματος, καθώς επίσης και η (νέα) τιμή της πυκνότητας του αποξηραμένου δείγματος.

4. Πόσα κυβικά μέτρα επιχώματος μπορούν να κατασκευασθούν με δείκτη πόρων 0.70 από υλικό όγκου 190 000 m^3 με επιτόπου δείκτη πόρων 1.10 ; ;

5. Σε αμμώδη εδαφικόν σχηματισμό έγιναν επιτόπου δοκιμές που έδωσαν τα εξής αποτελέσματα : Υγρή πυκνότητα : ρ = 1.7Mg/m^3. Ποσοστό υγρασίας : w = 15% . Επίσης σε δείγματα από τον σχηματισμό αυτόν έγιναν εργαστηριακές δοκιμές που έδωσαν τα εξής φυσικά χαρακτηριστικά :

Πυκνότητα στερεών κόκκων : ρ_σ = 2.65 Mg/m^3
Μέγιστος δείκτης πόρων (χαλαρότατη εναπόθεση) : e_{max} = 1.20
Ελάχιστος δείκτης πόρων (πυκνότατη εναπόθεση) : e_{max} = 0.40

Ζητείται να προσδιορισθεί η σχετική πυκνότητα του αμμώδους σχηματισμού.

6. Αμμοχάλικο μάζας 3500 gr είναι αρκετά λεπτό ώστε να μήν συγκρατείται ούτε κόκκος του σε κόσκινο οπής 12.5 mm. Για το κοσκίνισμα του χρησιμοποιούμε 6 κόσκινα με ανοίγματα οπών : 5 mm, 2 mm, 1mm, 0.5mm, 0.2 mm και 0.1 mm. Η μάζα τού παρακρατουμένου υλικού σε κάθε κόσκινο είναι (από πάνω πρός τα κάτω) :

217 gr, 868 gr, 1095 gr, 809 gr, 444 gr, και 39 gr, υπάρχει δε και ένα μικρό υπόλοιπο 28 gr (που περνά και απ' το τελευταίο κόσκινο).

2/2

Ζητείται :

(α) να κατασκευασθεί η καμπύλη κοκκομετρικής διαβάθμισης, και
(β) να εκτιμηθεί ο συντελεστής ομοιομορφίας του υλικού.

7. Για δύο εδαφικά υλικά Α και Β προσδιορίσθηκαν τα παρακάτω φυσικά χαρακτηριστικά :

		A	B
Οριο υδαρότητας	LL	35%	60%
Οριο πλαστικότητας	PL	22%	25%
Ποσοστό υγρασίας	w	25%	28%
Πυκνότητα στερεών κόκκων	ρ_σ	2.70%	2.68 Mg/m^3
Βαθμός κορεσμού	S_r	100%	100%

Ζητούνται :

(α) Οι τιμές των : ρ και e
(β) Να συζητηθούν τα υπέρ και τα κατά των δύο υλικών ως προς την καταλληλότητά ως εδάφη θεμελιώσεως ;

9. Δοκίμιο εδαφικού υλικού έχει βαθμό κορεσμού S_r = 100% , δείκτη πόρων e = 0.90, πυκνότητα στερεών κόκκων ρ_σ = 2.65 Mg/m^3, όριο υδαρότητας LL = 50% και δείκτη πλασιμότητας PI = 30% . Να προσδιορισθούν :

(α) Η φυσική υγρασία (w)
(β) Η σχετική υδαρότητα (I_L)
(γ) Το πορώδες (n)
(δ) Η πυκνότητα (ρ) .

Εδαφομηχανική Ι, $5^{ου}$ Εξαμήνου

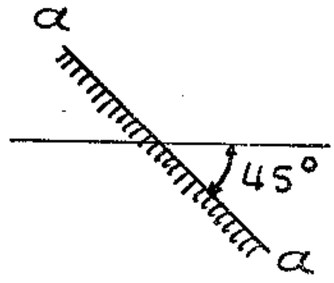
$3^{η}$ Σειρά Ασκήσεων

(1/2)

1. Για την εντατική κατάσταση σημείου, δίδονται :

(α) Η ορθή τάση σ = 350 kPa και η διατμητική τάση τ = –100 kPa σε επίπεδο α–α με την κλίση του σχήματος.

(β) Η ορθή τάση σ = 275 kPa και η διατμητική τάση τ = +125 kPa επίπεδο β–β (άγνωστο)

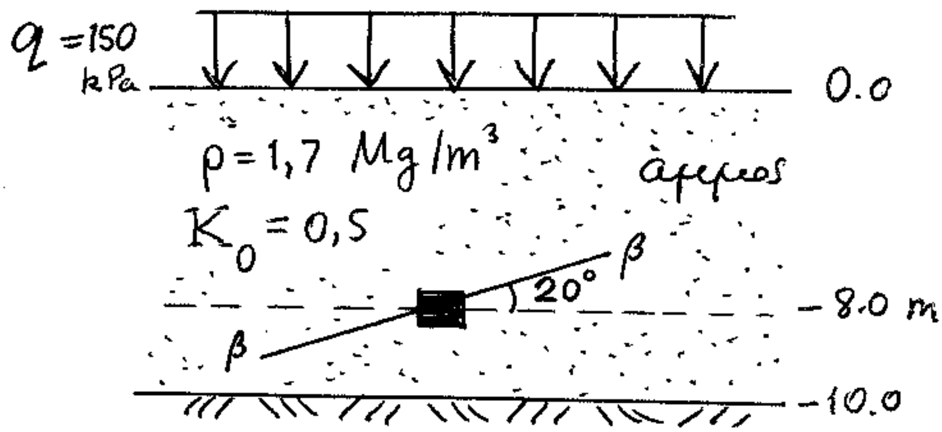


Ζητούνται :

(α) Η διεύθυνση του επιπέδου β–β

(β) Οι τιμές και οι διευθύνσεις των κυρίων τάσεων $σ_1$, $σ_3$

2. Για την εντατική κατάσταση του σχήματος να προσδιορισθούν η ορθή τάση σ και η διατμητική τάση τ που ενεργούν στο επίπεδο β–β του εδαφικού στοιχείου Α .

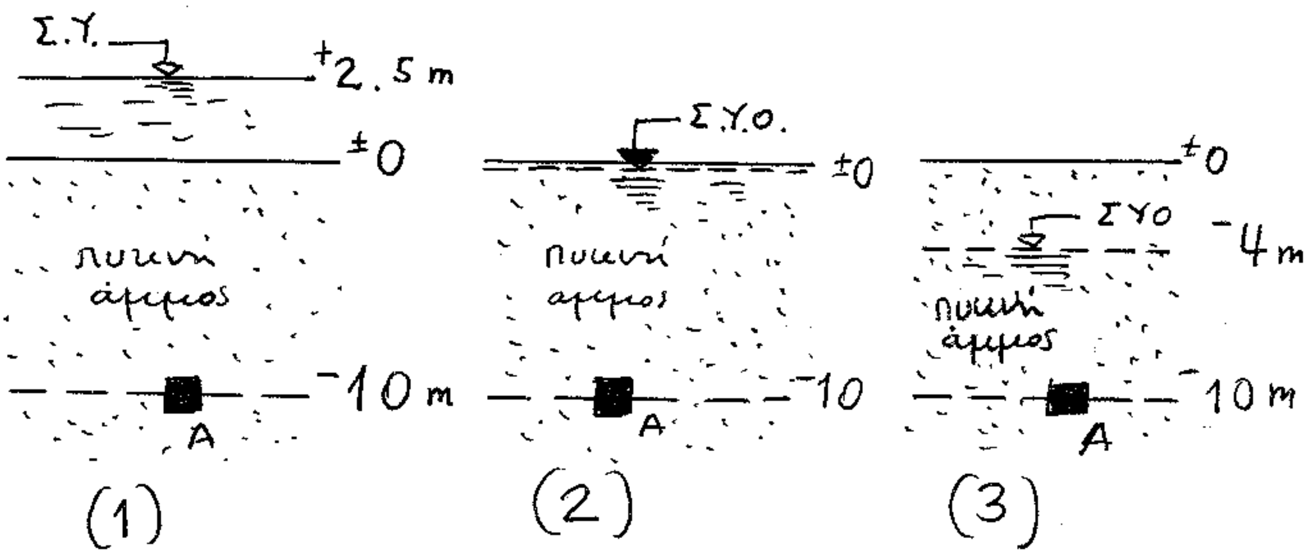


3. Η διακύμανση της στάθμης ύδατος (Σ.Υ.), (οφειλομένη σε παλιρροϊκό φαινόμενο), δείχνεται στην εδαφική τομή του σχήματος. Διακρίνονται τα στάδια (1), (2), (3).

(α) Να προσδιορισθούν οι λόγοι των κατακορύφων ενεργών τάσεων $σ'_{v1}$ / $σ'_{v2}$, $σ'_{v2}$ / $σ'_{v3}$ στο σημείο Α.

β) Να συγκριθούν οι ολικές κατακόρυφες τάσεις που ασκούνται στο σημείο Α στις περιπτώσεις (1) και (2).

(Να εκτιμηθούν οι τιμές των απαιτουμένων παραμέτρων που [επίτηδες] δεν δίδονται.)

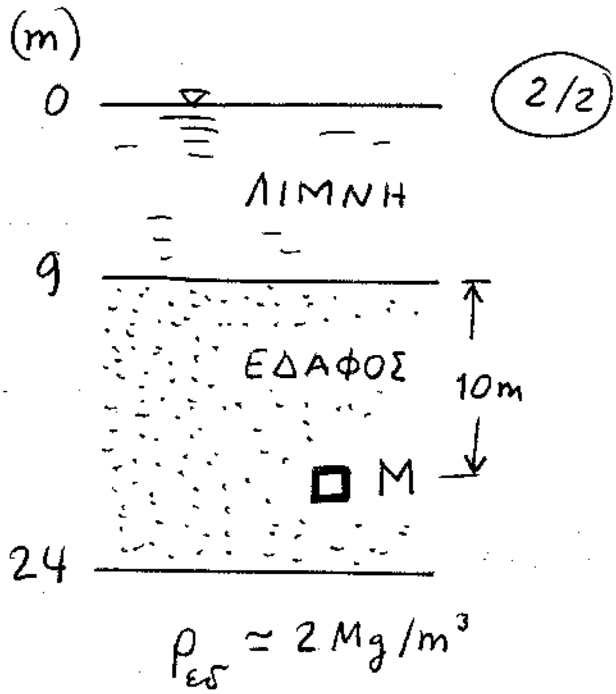


4. Για τη στρωματογραφία του Σχήματος ζητούνται :

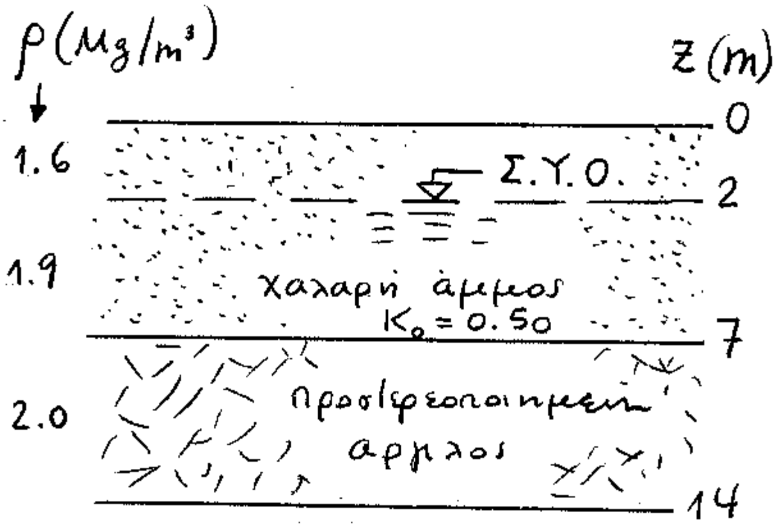
(α) Η ολική τάση στο σημείο Μ.

(β) Ο συντελεστής K_o αν, με κατάλληλη διάταξη, μετρήθηκε η ολική οριζόντια τάση σ_h = 167.5 kPa

(γ) Τα διαγράμματα κατανομής των τάσεων σ_v, u, σ'_v, σ_h .



5. Για την γεωστατική εντατική κατάσταση της εδαφικής τομής του σχήματος, ζητείται να συμπληρωθεί ο ακόλουθος πίνακας



Βάθος (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
0					
2					
7					
14					

Εδαφομηχανική Ι, 5ου Εξαμήνου

1/2

4η Σειρά Ασκήσεων

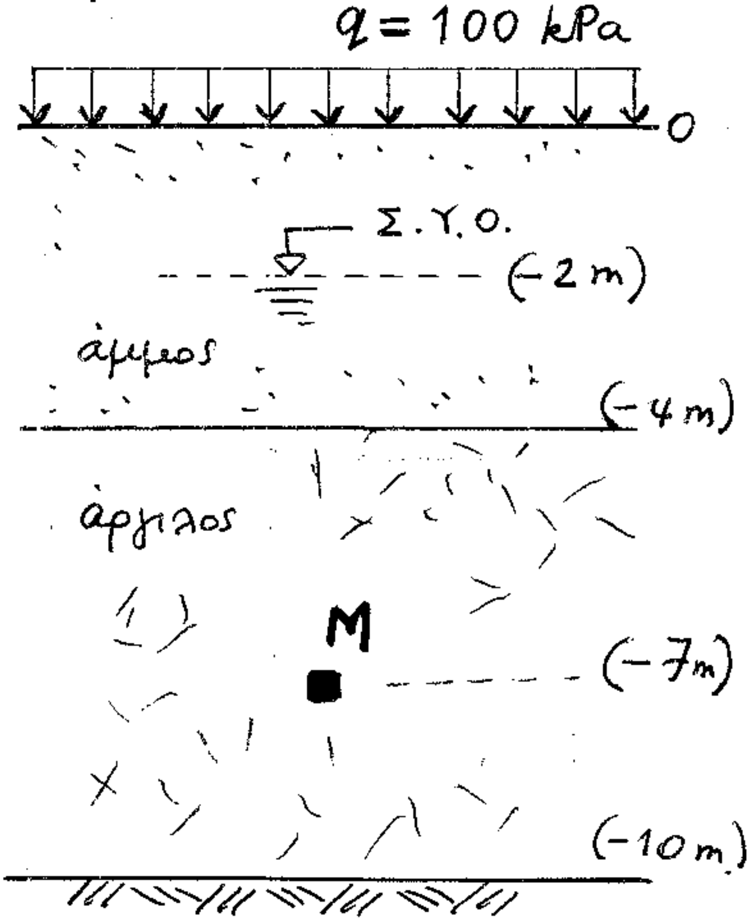
1. Να προσδιορισθούν οι τάσεις σ_v , σ'_v και η πίεση πόρων u στο σημείο Μ :

(α) Προτού επιβληθεί το φορτίο q

(β) Αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου q

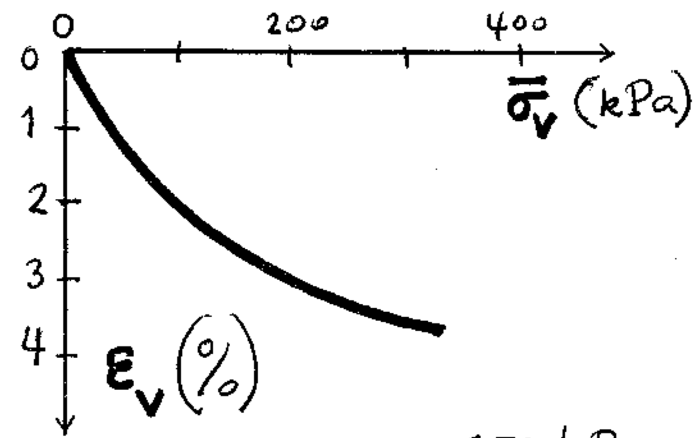
(γ) Οταν έχει πια ολοκληρωθεί η στερεοποίηση του στρώματος της αργίλου λόγω του q

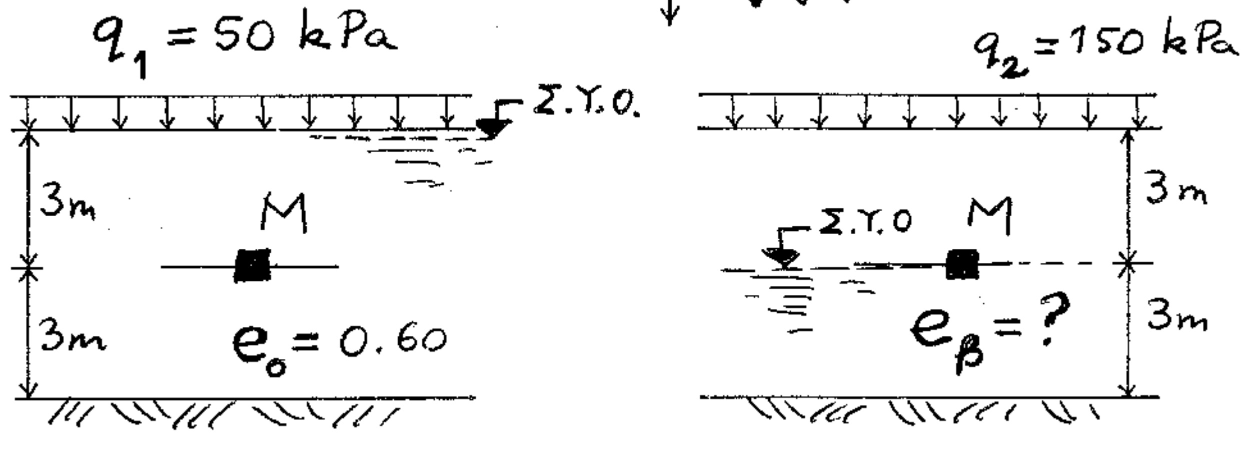
(Εδαφικές παράμετροι κατ' εκτίμησιν.)



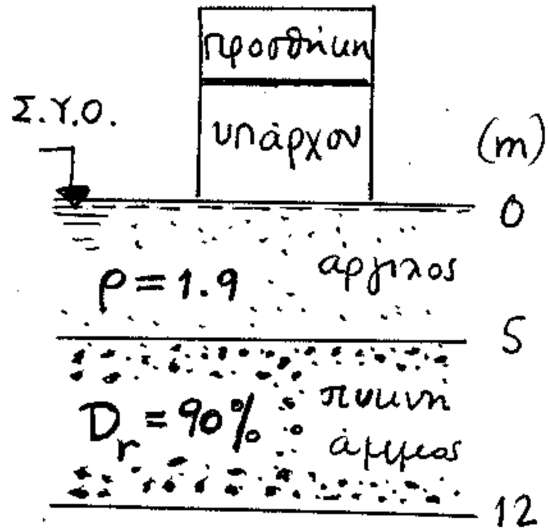
2. *(i)* Να εκτιμηθούν το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης D_S, στο μέσον Μ του στρώματος της αργίλου στις περιπτώσεις (α) και (β),

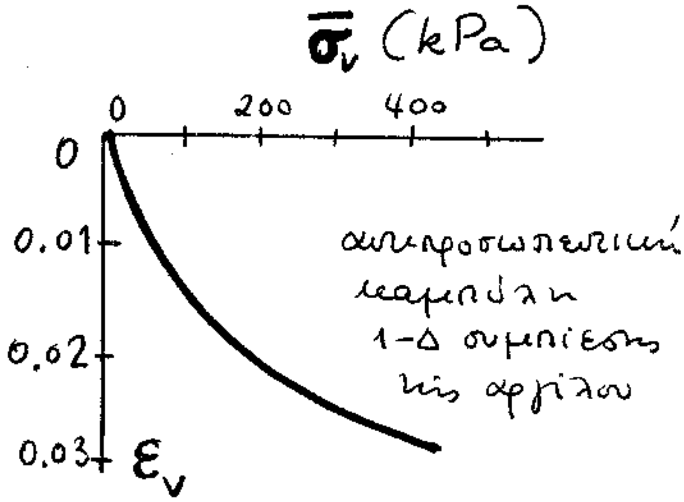
(ii) Να προσδιορισθεί ο δείκτης πόρων e στην περίπτωση (β) .





3. Βιομηχανικό κτίριο συνολικού φορτίου $p_{υπ.}$ = 120 MN είναι θεμελιωμένο σε στρώση μαλακής αργίλου πάχους 5 m. Δέκα χρόνια μετά την κατασκευή του κτιρίου γίνεται προσθήκη δύο ορόφων συνολικού φορτίου $ΔP_{προσθ.}$ = 80 MN. Να εκτιμηθεί η καθίζηση του κτιρίου λόγω της προσθήκης (κάτοψη κτιρίου 40 m x 40 m).





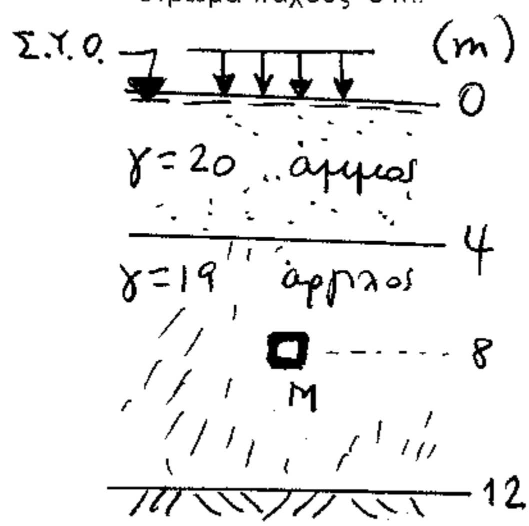
4. Για το αργιλικό στρώμα του σχήματος να προσδιορισθούν :

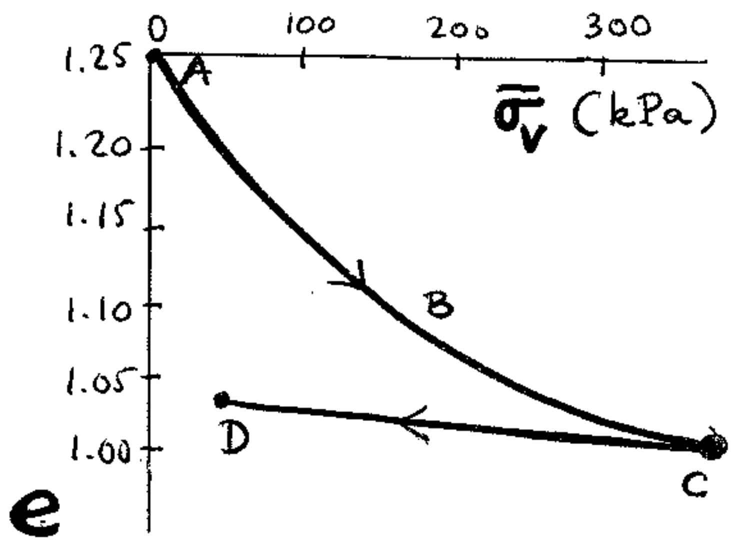
(α) Η ολική καθίζηση που οφείλεται στο απεριόριστης έκτασης επίχωμα, φορτίου q = 100 kN / m^2

(β) Η διόγκωση που θα συμβεί στο αργιλικό στρώμα αν το επίχωμα απομακρυνθεί.

Δίδονται η καμπύλη φόρτισης και η καμπύλη αποφόρτισης από δοκιμή μονοδιάστατης συμπίεσης που έγινε σε αντιπροσωπευτικό δείγμα που πάρθηκε από το μέσον Μ του στρώματος της αργίλου.

Συνιστάται απλοποιητικά να μη γίνει διαίρεση σε ζώνες αλλά να θεωρηθεί ενιαίο στρώμα πάχους 8 m.





Εδαφομηχανική Ι, 5^{ου} Εξαμήνου

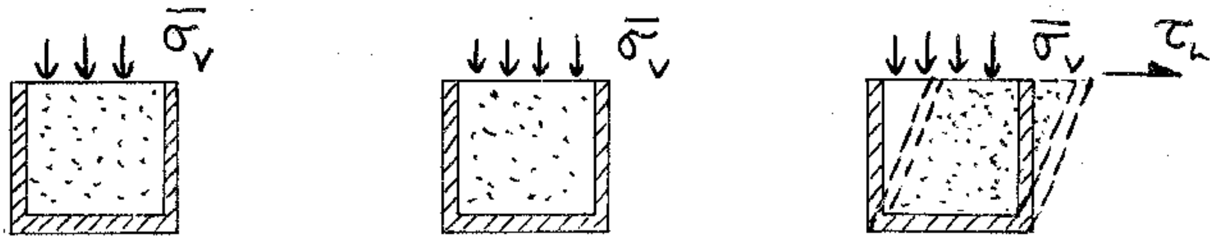
5 ^{η} Σειρά Ασκήσεων

1. Δοκίμιο άμμου υποβλήθηκε σε δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης. Οταν η αξονική παραμόρφωση ήταν ε_1 = 5% η πλευρική παραμόρφωση μετρήθηκε $\varepsilon_2 = -2.8\%$. Κατά την αστοχία η αξονική παραμόρφωση ήταν ε_1 = 5.5 %.

(α) Ποιά από τις παρακάτω τιμές σχετικής πυκνότητας αντιστοιχεί κατά την γνώμη σας στο δοκίμιο και γιατί ; D_r = 25% ή D_r = 80%

(β) Για την τιμή του D_r που θα επιλέξετε, ζητείται ο πραγματικός δείκτης πόρων e του υλικού (εργαστηριακά προσδιορίσθηκαν e_{max} = 0.70 και e_{min} = 0.40).

2. Δοκίμιο αργίλου υποβάλλεται διαδοχικά στις ακόλουθες εντατικές καταστάσεις :



(α)	(β)	(γ)
Μονοδιάστατη συμπίεση	Μονοδιάστατη αποφόρτιση	Απλή διάτμηση υπό
σ΄$_v$ (αρχική) = 0	από σ΄$_v$ = 300 kPa	κατακόρυφη πίεση
σ'$_v$ (τελική) = 300 kPa	έως σ΄$_v$ = 50 kPa	σ΄$_v$ = 50 kPa

Ζητούνται (κατά ποιοτική προσέγγιση):

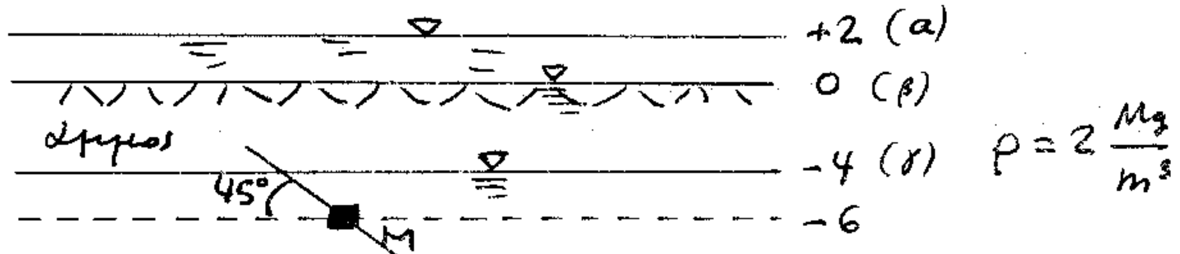
(α) Τα διαγράμματα "$\sigma_v - \varepsilon_v$ " και "$\tau - \gamma$" των τριών δοκιμών

(β) Οι τελικοί κύκλοι Mohr των εντατικών καταστάσεων (α), (β), (γ)

(γ) Οι τασικές οδεύσεις σε διάγραμμα $p - q$

[υπενθύμιση $p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$, $q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$]

3.



Να προσδιορισθεί η μέγιστη διαθέσιμη διατμητική αντίσταση (σε απευθείας διάτμηση) *(ι)* σε οριζόντιο επίπεδο και *(ιι)* σε επίπεδο υπό γωνίαν 45^o δια του σημείου Μ, στις εξής περιπτώσεις :

(α) Η στάθμη του νερού βρίσκεται 2 μέτρα πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.

(β) Η στάθμη του νερού βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους.

(γ) Η στάθμη του νερού βρίσκεται 4 μέτρα κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.

Η άμμος παραμένει κορεσμένη και μετά τον καταβιβασμό της στάθμης του νερού. Δίδονται τα αποτελέσματα δοκιμής απευθείας διάτμησης σε όμοιο εδαφικό δείγμα κατά την αστοχία : σ΄$_v$ = 100 kPa και $T_{h,a}$ = 58 kPa

2/3

4. Δύο δοκίμια μιας αργίλου υποβάλλονται σε κυλινδρική τριαξονική συμπίεση και απλή διάτμηση με τα ακόλουθα στοιχεία :

Τριαξονική δοκιμή	Απλή διάτμηση
$\sigma'_c = 150$ kPa	$\sigma'_v = 200$ kPa
$\Delta\sigma'_\alpha = 300$ kPa	$\tau_{h,\alpha} = 100$ kPa

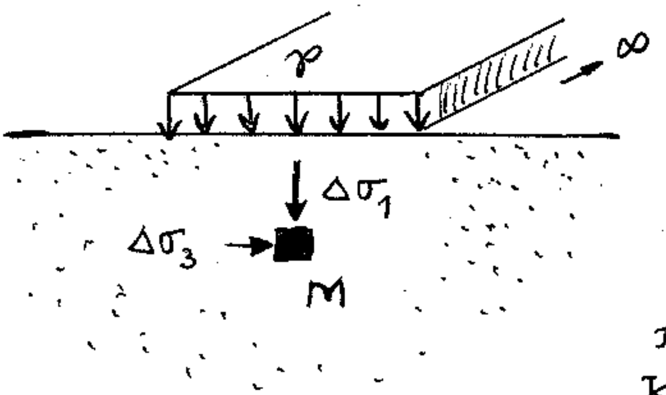
όπου οι τάσεις $\Delta\sigma'_\alpha$ και $\tau_{h,\alpha}$ αναφέρονται στην κατάσταση αστοχίας

Ζητούνται :

(α) Εάν η ίδια άργιλος υποβληθεί σε δοκιμή απευθείας διάτμησης με $\sigma'_v = 200$ kPa ποιά θα είναι η τάση τ_α κατά την αστοχία ;

(β) Αν η ίδια άργιλος υποβληθεί σε τριαξονική δοκιμή με $\sigma'_c = 0$, ποιά θα είναι η $\sigma'_{1\alpha}$ και η $\tau_{max,\alpha}$ κατά την αστοχία ; (Να ληφθεί συντελεστής $K_o = 0.50$)

5. Το φορτίο με ένταση p προκαλεί στο σημείο Μ (βάθος 3 m) πρόσθετες κύριες τάσεις $\Delta\sigma'_1 = 160$ kPa και $\Delta\sigma'_3 = 40$ kPa. Εάν το εδαφικό υλικό αστοχεί σύμφωνα με το κριτήριο Mohr-Coulomb, να εξετασθεί κατά πόσον το σημείο Μ έχει αστοχήσει ή όχι μετά την επιβολή του φορτίου, και να σχεδιασθεί ο αντίστοιχος κύκλος Mohr.



πλάτος θεμελίου
$B = 2b = 4$ m
$z_M = 3$ m
πυκνή άμμος
$K_o = 0.50$, $\phi = 36°$

6. Δύο δοκίμια αμμώδους εδαφικού υλικού υποβάλλονται σε δοκιμές απευθείας διάτμησης και απλής διάτμησης.

Δίδονται :

(α) Οι τάσεις $\sigma'_v = 250$ kPa και $\tau_{h,\alpha} = 145$ kPa στην κατάσταση αστοχίας στην απευθείας διάτμηση.

(β) Οι τάσεις $\sigma'_v = 350$ kPa και $\tau_{h,\alpha} = 100$ kPa στην κατάσταση αστοχίας στην απλή διάτμηση

(γ) Οι τάσεις $\sigma'_v = 350$ kPa και $\tau_h = 50$ kPa σε μια ενδιάμεση φάση της δοκιμής στην απλή διάτμηση.

Ζητούνται :

(α) Ο συντελεστής K_o για την άμμο

(β) Η διεύθυνση του επιπέδου αστοχίας σε δοκιμή απλής διάτμησης

(γ) Η τιμή της μέγιστης διατμητικής τάσης τ_{max} και η διεύθυνση του επιπέδου στο οποίο ασκείται, κατά την ενδιάμεση φάση της δοκιμής απλής διάτμησης.

7. Δύο κυλινδρικά δοκίμια κορεσμένης άμμου υποβάλλονται σε τριαξονική συμπίεση υπό αστράγγιστες συνθήκες.

(α) Κατά την θραύση του πρώτου δοκιμίου οι ολικές τάσεις είναι :
$\sigma_{1,\alpha}$ = 250 kPa, $\sigma_{3,\alpha}$ = 50 kPa. Παρατηρείται ότι το επίπεδο αστοχίας έχει κλίση 64° ως πρός την οριζοντία. Να προσδιορισθεί η γωνία διατμητικής αντοχής φ και η πίεση του υγρού των πόρων u_A κατά την θραύση.

(β) Η άμμος του δευτέρου δοκιμίου είναι πιο χαλαρή, με φ = 30° . Αν οι ολικές τάσεις κατά την θραύση είναι $\sigma_{1,\alpha}$ = 300 kPa και $\sigma_{3,\alpha}$ = 150 kPa πόση είναι η πίεση πόρων (κατά την θραύση) ; Ποιά η κλίση του επιπέδου αστοχίας ως πρός την οριζοντία ;

8.Δοκίμιο ξηρής άμμου υποβάλλεται σε απευθείας διάτμηση. Στο επίπεδο αστοχίας η ορθή και διατμητική τάση μετρήθηκαν : $\sigma_{\alpha,\alpha}$ = 200 kPa, $\tau_{\alpha,\alpha}$ = 160 kPa.

(α) Είναι η άμμος πυκνή ή χαλαρή ;

(β) Αν το δοκίμιο ήταν πλήρως κορεσμένο και η πίεση του υγρού των πόρων μεταβάλλονταν σύμφωνα με την σχέση u = –0.2 τ , πόση θα ήταν η διατμητική τάση $\tau_{\alpha,\alpha}$ στο επίπεδο αστοχίας ; ; (Η ορθή τάση είναι $\sigma_{\alpha,\alpha}$ = 200 kPa και διατηρείται σταθερή σ' όλη την διάρκεια της δοκιμής.)

9. Τα αποτελέσματα δοκιμής τριαξονικής συμπίεσης, υπό αστράγγιστες συνθήκες, σε δοκίμιο κορεσμένης αργίλου που στερεοποιήθηκε σε πλευρική πίεση $\sigma_c = \bar{\sigma}'_c$ = 300 kPa δίδονται στον παρακάτω πίνακα

$\varepsilon_1 = \Delta_1/l_0$	0	0.01	0.02	0.04	0.08	0.12	0.14
$\Delta\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	0	138	240	312	368	410	390
u (kPa)	0	54	79	89	91	86	80

Να σχεδιασθούν οι διαδρομές ενεργών και ολικών τάσεων κατά την διάρκεια της δοκιμής (σε διάγραμμα *p – q*) :

Τί συμπεραίνετε για το εδαφικό υλικό του δοκιμίου από την μορφή της διαδρομής ενεργών τάσεων (Ε.Τ.Ο.) ;

10. Δοκίμιο από το προηγούμενο εδαφικό υλικό, αφού στερεοποιηθεί υπό αρχική υδροστατική πίεση $\bar{\sigma}_{3o} = \bar{\sigma}_c$ = 300 kPa υποβάλλεται στις εξής δύο εντατικές επιπονήσεις υπό αστράγγιστες συνθήκες :

Να σχεδιαστούν οι ολικοί και ενεργοί κύκλοι Mohr την στιγμή της αστοχίας. Επίσης να σχεδιαστούν οι ολικές και ενεργές τασικές οδεύσεις των δύο δοκιμών (σε διάγραμμα p – q).

Εδαφομηχανική I, 5ου Εξαμήνου

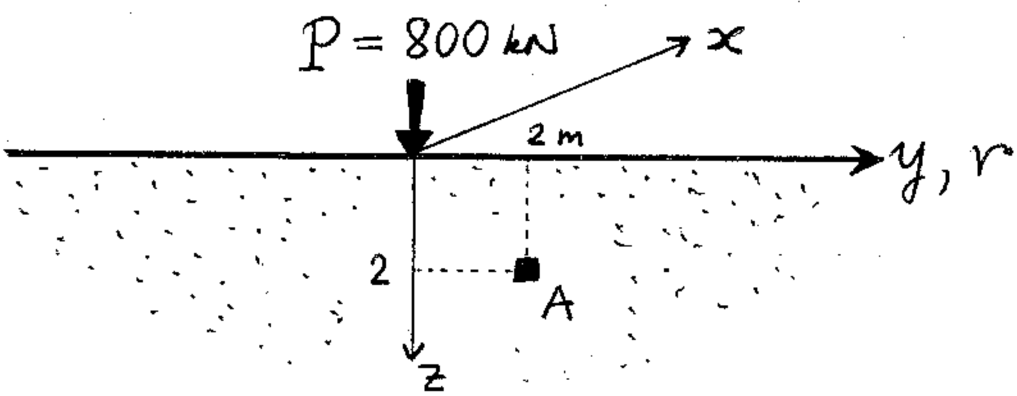
6η Σειρά Ασκήσεων

(1/2)

1. Ελαστικός ομοιογενής ημίχωρος με E = 90 MPa και ν = 0.30, φορτίζεται με συγκεντρωμένο φορτίο P = 800 kN. Ζητούνται για το σημείο Α (x_A = o, $y_A = z_A$ = 2m) :

(α) Οι τάσεις σ_x, σ_y, σ_z και τ_{yz}

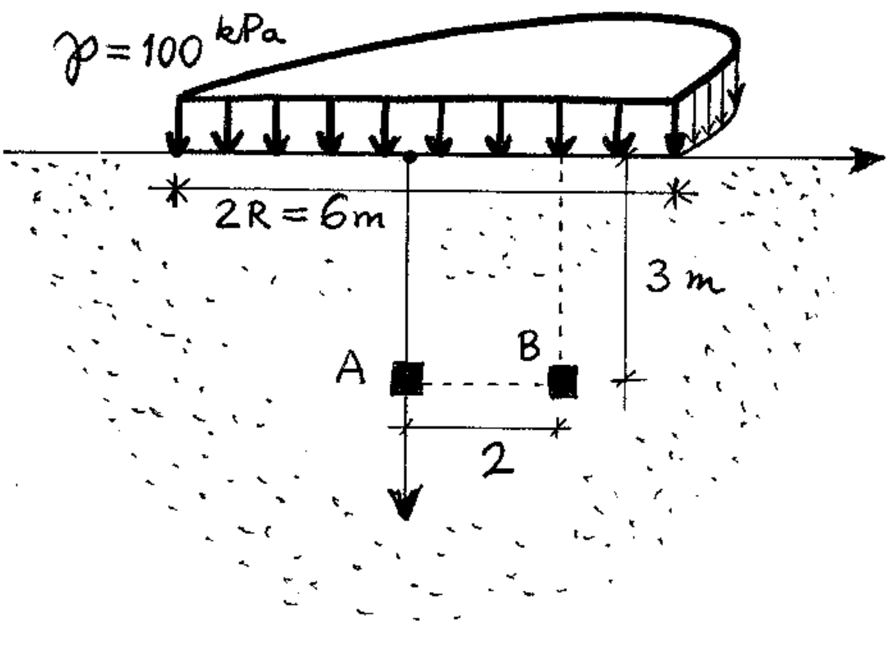
(β) Οι κύριες τάσεις σ_1 , σ_2, σ_3, και οι διευθύνσεις τους.



2. Κυκλική δεξαμενή διαμέτρου 6 m φορτίζει την επιφάνεια αργιλικής αποθέσεως με ομοιόμορφη τάση p = 100 kPa. Ζητούνται :

(α) Οι κύριες τάσεις $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_3$ και οι διευθύνσεις τους στα σημεία Α (r_A = 0 , z_A = 3m) και Β (r_B = 2m, z_B = 6m), οι οποίες οφείλονται στο πρόσθετο φορτίο p της δεξαμενής.

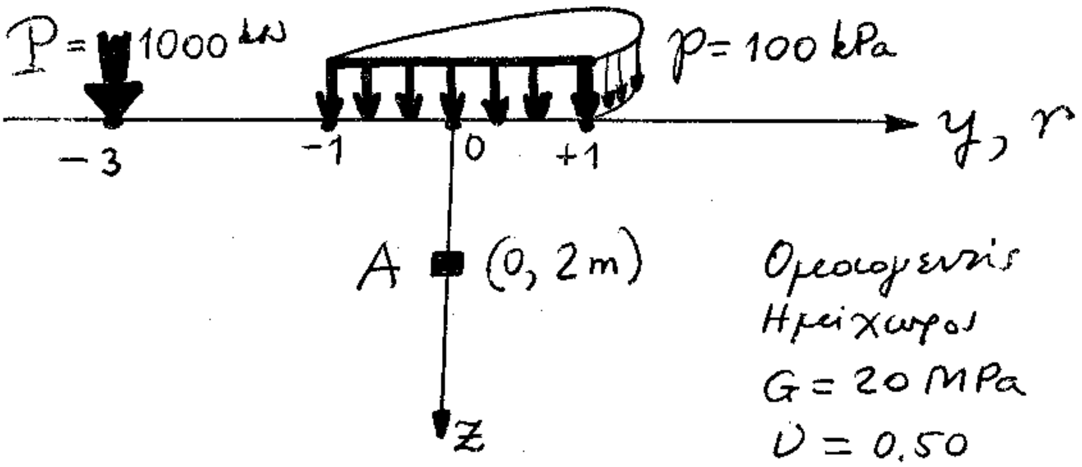
(β) Πως θα άλλαζαν οι τάσεις αυτές εάν μετά από βάθος 4 m το έδαφος ήταν 5 φορές σκληρότερο ή 5 φορές μαλακότερο από το επιφανειακό στρώμα ;



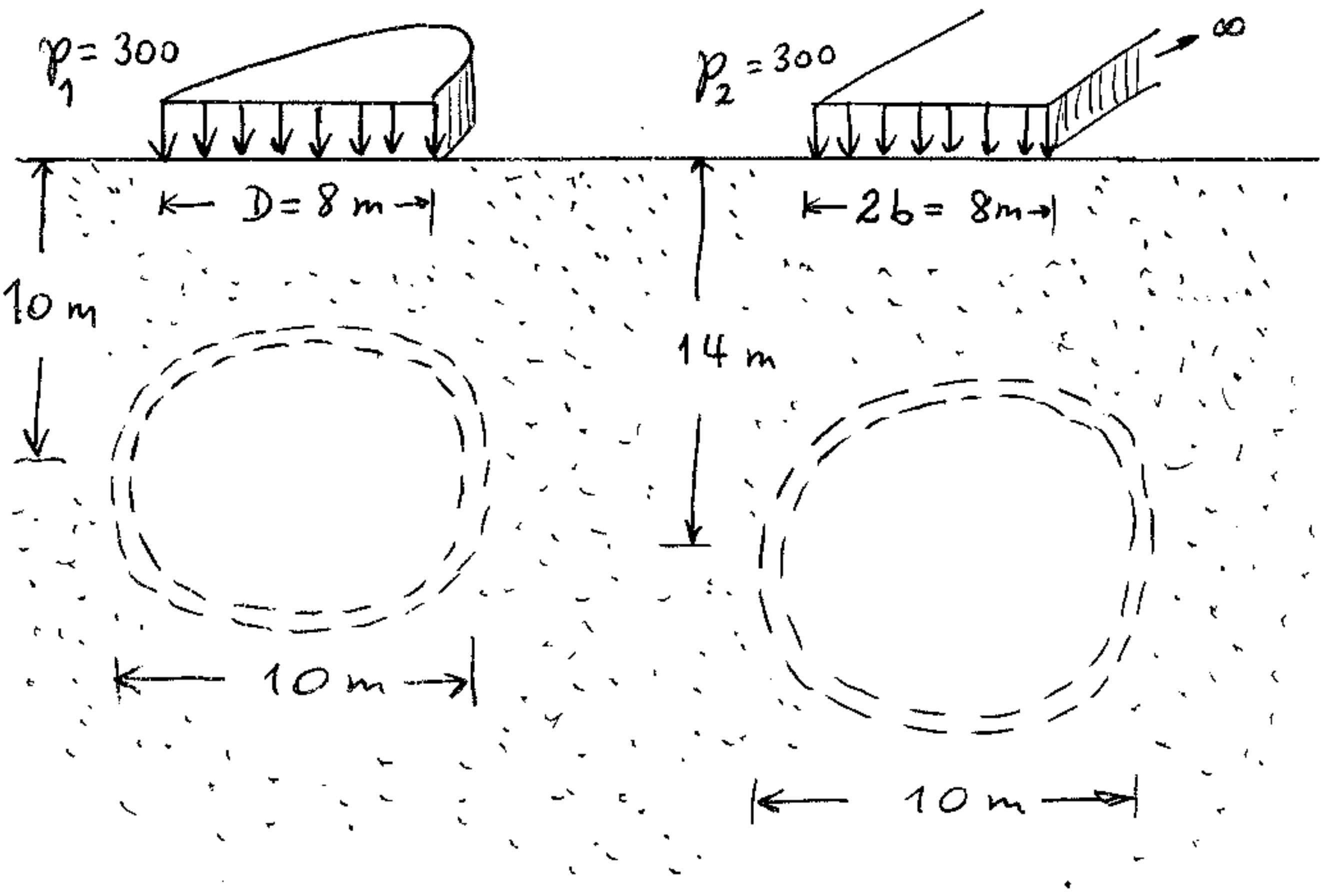
3. Του στοιχείου Α ($x_A = 0$, $y_A = 0$, $z_A = 2m$) ζητούνται :

(α) Οι κύριες τάσεις σ_1, σ_2, σ_3, και οι διευθύνσεις τους.

(β) Η ανηγμένη διόγκωση ε_{vol}



4. Μελετούνται δύο εναλλακτικές θέσεις σήραγγας υπονόμου, η θέση Α και η θέση Β. Απαντήστε ποιοτικά ποιά από τις δύο θα προτιμούσατε και γιατί ;



Γ. Γκαζέτας
1-IX-87

Επαναληπτικό Διαγώνισμα
ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ 5ου ΕΞΑΜΗΝΟΥ

ΟΝΟΜΑ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ ______________

ΙΣΟΔΥΝΑΜΑ ΘΕΜΑΤΑ. ΔΙΑΡΚΕΙΑ ______. ΔΕΝ ΔΙΝΟΝΤΑΙ ΕΞΗΓΗΣΕΙΣ. ΑΠΑΓΟΡΕΥΟΝΤΑΙ ΒΙΒΛΙΑ ΚΑΙ ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ.

---

1. (α) Πού οφείλεται η **παραμορφωσιμότητα** ενός κοκκώδους εδαφικού υλικού, και από ποιά χαρακτηριστικά τού υλικού επηρεάζεται;

(β) Είναι αλήθεια ότι η ενεργός τάση είναι πάντοτε μικρότερη απ' τήν αντίστοιχη ολική τάση; και γιατί;

(γ) Πώς μεταβάλλεται η γωνία διατμητικής αντοχής ενός κοκκώδους εδαφικού υλικού συναρτήσει τής σχετικής του πυκνότητας (διάγραμμα κατά ποιοτική προσέγγιση). Πώς εξηγείται η μορφή τού διαγράμματος αυτού (συνοπτικά)

2. (α) Αληθεύει ότι η διατμητική αντοχή ενός αργιλικού δοκιμίου είναι ανεξάρτητη από τό ποσοστό υγρασίας του; (νά αιτιολογηθεί συνοπτικά).

(β) Εδαφική απόθεση πάχους 10m αποτελείται άπο άμμο τής οποίας η πυκνότητα είναι: i) ίση μέ 1.9 Mg/m³ (1900 kg/m³) όταν είναι πλήρως κορεσμένη, και ii) ίση μέ 1.5 Mg/m³ όταν είναι τελείως στεγνή. Αρχικώς, η απόθεση βρίσκεται σέ βάθος **2**m υπό τήν επιφάνεια λίμνης. Η λίμνη αποξηραίνεται και η στάθμη τής υδατικής επιφάνειας κατέρχεται στά 3m απ' τήν επιφάνεια τού εδάφους. Πόσο έχει μεταβληθεί η ενεργός κατακόρυφη τάση $\bar{\sigma}_v$ ενός στοιχείου πού βρίσκεται σέ βάθος 10m απ' τήν επιφάνεια;

3. Εντατική κατάσταση σημείου: Γνωστές οι τάσεις $\sigma_h = 150$ kPa και $\tau_{vh} = -100$ kPa σέ κατακόρυφο επίπεδο, καθώς και οι τάσεις $\sigma_\beta = 500$ kPa και $\tau_\beta = 200$ kPa σέ επίπεδο μέ άγνωστη κλίση β° ως πρός τήν οριζόντια. Ζητούνται

(α) οι τιμές τών κυρίων τάσεων

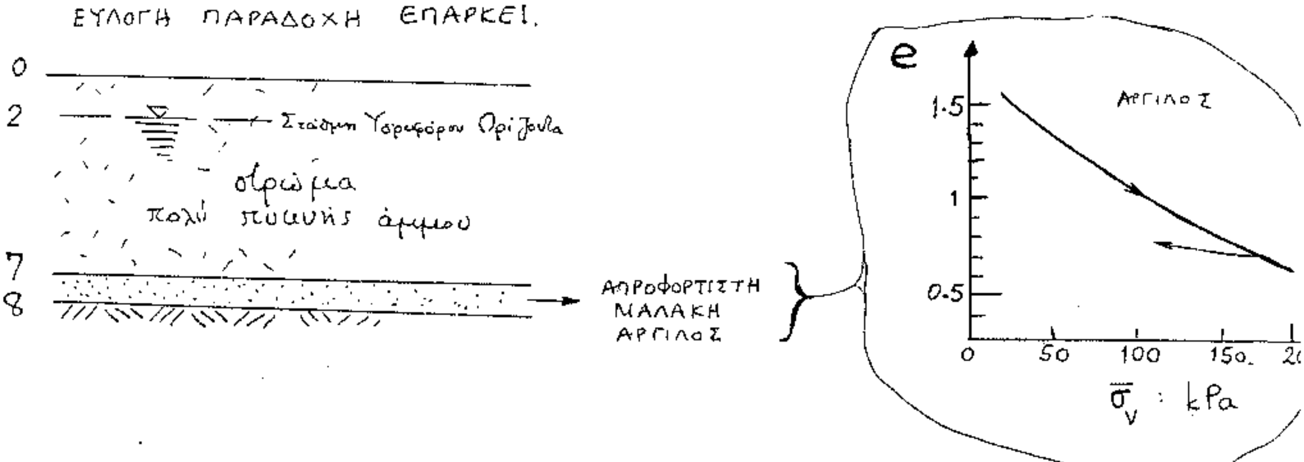
(β) η κλίση β

(γ) η κατεύθυνση τού επιπέδου στό οποίο ο λόγος τ/σ γίνεται μέγιστος

[Σχεδιαστική "ακρίβεια" είναι επαρκής]

4. Μέ τήν στρωματογραφία καί τά λοιπά δεδομένα τοῦ σχήματος ζητοῦνται: (α) οι ενεργές καί ολικές τάσεις $\bar{\sigma}_v, \bar{\sigma}_h, \sigma_v$, καί σ_h σέ βάθος 7.50m. (β) Η μεταβολή Δe στόν δείκτη πόρων τής αργίλου εάν στήν επιφάνεια επιβληθεί ομοιόμορφη κι απεριόριστη έκτασης φορτίο $q = 50$ kPa.

ΓΙΑ ΤΙΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥΣ ΠΟΥ ΕΠΙΤΗΔΕΣ ΔΕΝ ΔΙΝΟΝΤΑΙ ΟΠΟΙΑΔΗΠΟΤΕ ΕΥΛΟΓΗ ΠΑΡΑΔΟΧΗ ΕΠΑΡΚΕΙ.



5. Δύο αργιλικά δοκίμια υποβάλλονται σέ δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης μέ τήν ίδια πλευρική τάση στερεοποιήσεως $\sigma_c = \bar{\sigma}_c =$ 50 kPa. Ύστερα, τό ένα μέν υποβάλλεται σέ συμπίεση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες καί κατά τήν αστοχία του μετρούνται παραμορφώσεις $\varepsilon_{1_a} = 18\%$ $\varepsilon_{3_a} = -7\%$. Τό άλλο δε υποβάλλεται σέ συμπίεση υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Εάν αρχικώς τά δύο δοκίμια ήσαν πανομοιότυπα, ζητούνται:

(α) Νά χαρακτηρισθεί η άργιλος από άποψη ιστορίας φορτίσεως [απροφόρτιστη, ελαφρά ή έντονα προφορτισμένη]. Μέ συνοπτική αιτιολόγ

(β) Ποιά απ' τίς εξής δύο τιμές πιέσεως πόρων κατά τήν στιγμή τής αστοχίας τού δευτέρου δοκιμίου είναι η μετρηθείσα καί γιατί:

$u_{\alpha\sigma\tau o\chi\acute{\iota}\alpha\varsigma} = 30$ kPa ή $u_{\alpha\sigma\tau o\chi\acute{\iota}\alpha\varsigma} = -50$ kPa ;

(γ) Εάν η γωνία διατμητικής αντοχής τής αργίλου είναι $\phi = 20°$ νά σχεδιασθούν ο ενεργός καί ολικός κύκλος Mohr τήν στιγμή τής αστοχίας τού δευτέρου δοκιμίου.

6. Δύο αργιλικά δοκίμια υποβάλλονται σέ δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης μέ τήν ίδια πλευρική τάση στερεοποιήσεως $\sigma_c = \bar{\sigma}_c =$ 50 kPa. Ύστερα, τό ένα μέν υποβάλλεται σέ συμπίεση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες καί κατά τήν αστοχία του μετρούνται παραμορφώσεις $\varepsilon_{1_a} = 17\%$ $\varepsilon_{3_a} = -8\%$. Τό άλλο δε υποβάλλεται σέ συμπίεση υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Εάν αρχικώς τά δύο δοκίμια ήσαν πανομοιότυπα, ζητούνται:

(α) Νά χαρακτηρισθεί η άργιλος από άποψη ιστορίας φορτίσεως [απροφόρτιση, ελαφρά ή έντονα προφορτισμένη]. Μέ συνοπτική αιτιολόγηση

(β) Ποιά απ' τίς εξής δύο τιμές πιέσεως πόρων κατά τήν στιγμή τής αστοχίας τού δεύτερου δοκιμίου είναι η μετρηθείσα καί γιατί:
$u_{\alpha\sigma\tau o\chi\acute{\iota}\alpha\varsigma} = 30$ kPa ή $u_{\alpha\sigma\tau o\chi\acute{\iota}\alpha\varsigma} = -50$ kPa;

(γ) Εάν η γωνία διατμητικής αντοχής τής αργίλου είναι $\phi = 20°$ νά σχεδιαστούν ο ενεργός καί ολικός κύκλος Mohr τήν στιγμή τής αστοχίας τού δεύτερου δοκιμίου.

7.

(α) Πού οφείλεται η **παραμορφωσιμότητα** ενός κοκκώδους εδαφικού υλικού, καί από ποιά χαρακτηριστικά τού υλικού επηρρεάζεται;

(β) Είναι αλήθεια ότι η ενεργός τάση είναι πάντοτε μικρότερη απ' τήν αντίστοιχη ολική τάση; καί γιατί;

(γ) Πώς μεταβάλλεται η γωνία διατμητικής αντοχής ενός κοκκώδους εδαφικού υλικού συναρτήσει τής σχετικής του πυκνότητας (διάγραμμα κατά ποιοτική προσέγγιση). Πώς εξηγείται η μορφή τού διαγράμματος αυτού (συνοπτικά).

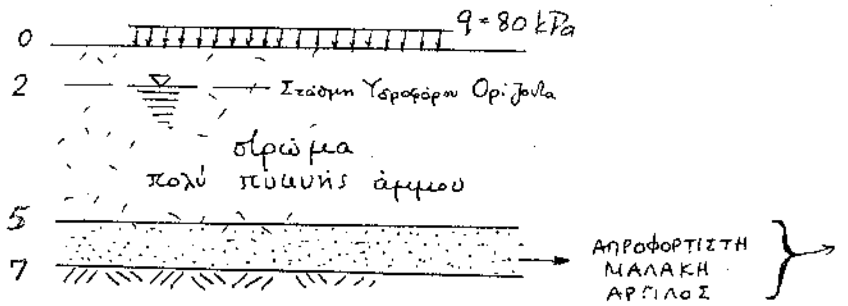
8.

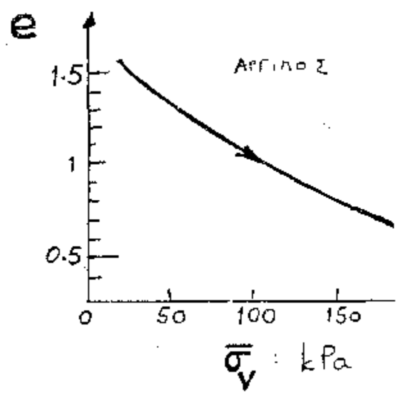
(α) Αληθεύει ότι η διατμητική αντοχή ενός αργιλικού δοκιμίου είναι ανεξάρτητη από τό ποσοστό υγρασίας του; (νά αιτιολογηθεί συνοπτικά).

(β) Εδαφική απόθεση πάχους 10m αποτελείται άπο άμμο τής οποίας η πυκνότητα είναι: i) ίση μέ 1.9 Mg/m^3 (1900 kg/m^3) όταν είναι πλήρως κορεσμένη, καί ii) ίση μέ 1.4 Mg/m^3 όταν είναι τελείως στεγνή. Αρχικώς, η απόθεση βρίσκεται σέ βάθος 2m υπό τήν επιφάνεια λίμνης. Η λίμνη αποξηραίνεται καί η στάθμη τής υδατικής επιφάνειας κατέρχεται στά 4m απ' τήν επιφάνεια τού εδάφους. Πόσο έχει μεταβληθεί η ενεργός κατακόρυφη τάση $\bar{\sigma}_v$ ενός στοιχείου πού βρίσκεται σέ βάθος 10m απ' τήν επιφάνεια;

9. Μέ τήν στρωματογραφία καί τά λοιπά δεδομένα τοῦ σχήματος ζητοῦνται: (α) οι ενεργές καί ολικές τάσεις $\bar{\sigma}_v, \bar{\sigma}_h, \sigma_v$, καί σ_h σέ βάθος 6.00 m. (β) Η καθίζηση τής ελεύθερης επιφάνειας τής αργίλου εάν στήν επιφάνεια επιβληθεί ομοιόμορφη κι απεριόριστ έκτασης φορτίο $q = 80$ kPa.

ΓΙΑ ΤΙΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥΣ ΠΟΥ ΕΠΙΤΗΔΕΣ ΔΕΝ ΔΙΝΟΝΤΑΙ ΟΠΟΙΑΔΗΠΟ ΕΥΛΟΓΗ ΠΑΡΑΔΟΧΗ ΕΠΑΡΚΕΙ.





10. Εντατική κατάσταση σημείου: Γνωστές οι τάσεις $\sigma_v = 150$ kPa καί $\tau_v = 100$ σέ οριζόντιο επίπεδο, καθώς καί οι τάσεις $\sigma_\beta = 500$ kPa καί $\tau_\beta = 2c$ kPa σέ επίπεδο μέ άγνωστη κλίση β° ως πρός τήν οριζοντία. Ζητού

(α) η τ_{max}

(β) η κλίση β

(γ) η κατεύθυνση τοῦ επιπέδου στό οποίο ο λόγος τ/σ γίνεται μέγιστ

[Σχεδιαστική "ακρίβεια" είναι επαρκής]

224 (β)

Φεβρουάριος 2004

ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ Ι

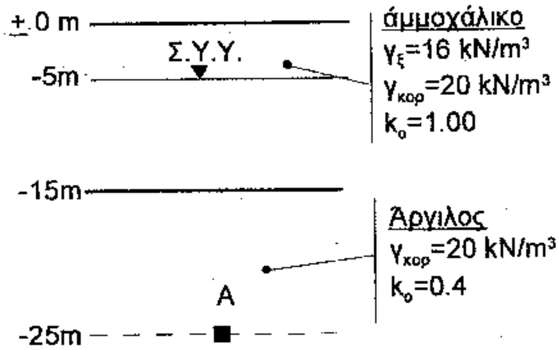
Όνομα Σπουδαστή: ____

Διάρκεια 120'
Κλειστά βιβλία και σημειώσεις. Δεν θα γίνουν δεκτές απαντήσεις χωρίς την αναγκαία αιτιολόγηση. Να χρησιμοποιήσετε σχεδιαστικά όργανα (χάρακα, διαβήτη, κλπ) για τις γραφικές λύσεις.

1. Γεωστατικές τάσεις και κύκλος Mohr [5%+5%]

(α) Ζητείται η μεταβολή των ενεργών γεωστατικών τάσεων με το βάθος (ΣΥΥ = Στάθμη Υπόγειου Ύδατος).

(β) Στο σημείο Α να σχεδιασθεί ο κύκλος Mohr των ενεργών τάσεων. Ακολούθως, να υπολογισθούν <u>αναλυτικά</u> οι τιμές των παρακάτω τάσεων και να προσδιορισθούν <u>γραφικά</u> τα επίπεδα εφαρμογής τους: Μέγιστη ορθή σ_{max}, μέγιστη διατμητική τ_{max}, μέγιστος λόγος διατμητικής προς ορθή τάση $(\tau/\sigma)_{max}$.



2. Δοκιμή μονοδιάστατης (1-Δ) συμπίεσης και υπολογισμός καθιζήσεων [10%+10%+10%]

Η κατασκευή κυλινδρικού σιλό αποθήκευσης τσιμέντου με γενική κοιτόστρωση διαμέτρου D=30m και μέσης τάσης έδρασης q=160kPa γίνεται σε τρεις φάσεις προκειμένου να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου και να μειωθούν οι καθιζήσεις του:

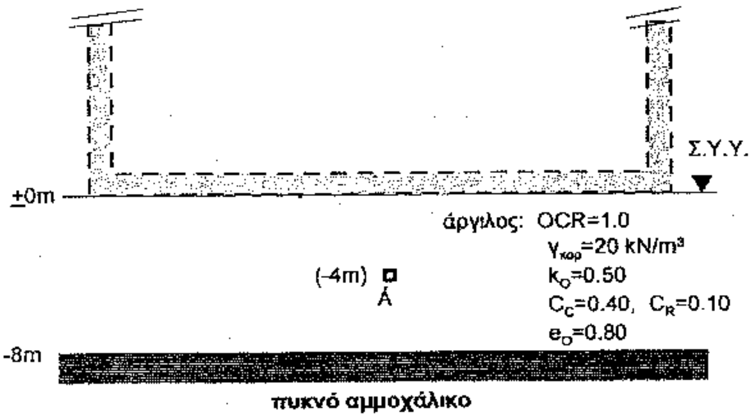
Α΄ ΦΑΣΗ: Προφόρτιση με εκτενές επίχωμα ύψους 4m και φαινόμενου ειδικού βάρους $\gamma_{επιχ.}$=20kN/m³

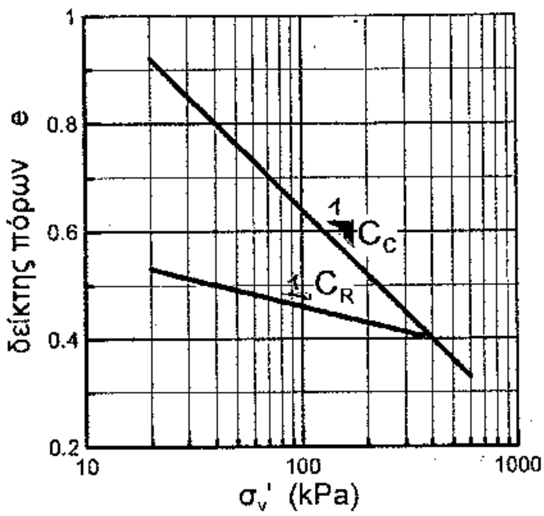
Β' ΦΑΣΗ: Αφαίρεση του επιχώματος προφόρτισης

Γ' ΦΑΣΗ: Κατασκευή της θεμελίωσης και της ανωδομής

Θεωρώντας συνθήκες 1-Δ συμπίεσης της κανονικά στερεοποιημένης αργίλου (OCR=1), να υπολογισθούν για το τέλος της κάθε μιας φάσης (Σ.Υ.Υ = Στάθμη Υπόγειου Ύδατος) :

- Ο δείκτης πόρων στο μέσον του στρώματος της αργίλου (σημείο Α)
- Η στάθμη της φορτιζόμενης επιφάνειας του εδάφους (*απλουστευτικά, θεωρείστε μία μόνο στρώση αργίλου*)
- Η οριζόντια ενεργός τάση στο μέσον του στρώματος της αργίλου (σημείο Α)





Σημείωση: Οι εδαφικές παράμετροι αναφέρονται στο «αντιπροσωπευτικό» σημείο Α, πλην του $\gamma_{κορ}$ που αφορά όλο το στρώμα της αργίλου.

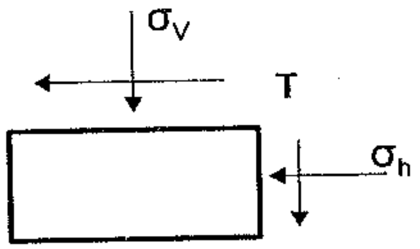
224(γ)

3. Διατμητική αντοχή [15%+15%]

Σε δοκιμή <u>απλής διάτμησης</u>, επί δοκιμίου ξηρής άμμου με γωνία τριβής $\varphi=36^{\circ}$, η κατακόρυφη ενεργός τάση και η οριζόντια διατμητική τάση κατά την αστοχία είναι $\sigma_{v,\alpha}=200$ kPa και $\tau_{h,\alpha}=50$kPa αντίστοιχα.

(α) Να υπολογισθούν οι αρχικές ορθές τάσεις σ_{vo} και σ_{ho} υπό την προϋπόθεση ότι $\boldsymbol{\sigma_{vo} > \sigma_{ho}}$.(*κατά την γνώμη μας η αναλυτική λύση είναι πιο απλή, μπορείτε όμως να χρησιμοποιήσετε και γραφική λύση*).

(β) Να σχεδιασθεί ο αρχικός και ο τελικός (κατά την αστοχία) κύκλος του Mohr. Να προσδιορισθούν τα επίπεδα αστοχίας (*είναι δύο και όχι ένα*) και να υπολογισθούν οι τάσεις (σ_{α} και τ_{α}) που ασκούνται σε αυτά.



4. Εργαστήριο [10%]

Να περιγράψετε με σαφήνεια την εργαστηριακή μέτρηση του φαινόμενου ειδικού βάρους (γ) και του ορίου πλασιμότητας (**PL** ή $\boldsymbol{w_P}$) αργιλικού δοκιμίου εδάφους.

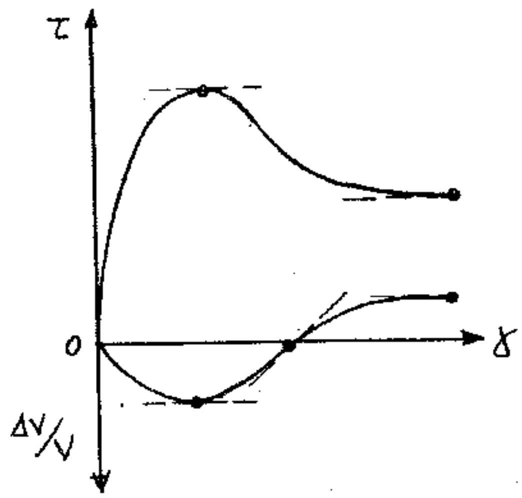
5. Σωστό ή λάθος; (Η αιτιολόγηση είναι ΑΠΑΡΑΙΤΗΤΗ) [4x5%=20%]

(α) «Διαστολικότητα» ονομάζεται η τάση των εδαφικών στοιχείων να διαστέλλονται πλευρικά όταν υπόκεινται σε κατακόρυφη παραμόρφωση (π.χ. δοκιμή τριαξονικής φόρτισης)

(β) Η γωνία τριβής μιας πυκνής άμμου είναι μεγαλύτερη από την από την γωνία τριβής της ίδιας δομής σε μικρή σχετική πυκνότητα.

(γ) Το Μέτρο Ελαστικότητας ενός εδαφικού υλικού είναι μεγαλύτερο από το Μέτρο Μονοδιάστατης (1-Δ) Συμπίεσης

(δ) Οι εικονιζόμενες σχέσεις τάσεων παραμορφώσεων ελήφθησαν από δοκιμή απλής διάτμησης σε δοκίμιο προφορτισμένης αργίλου.



5.

ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΗΣ ΘΕΩΡΙΑΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ

(ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΜΑΖΩΝ ΚΑΙ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ)

5.1 ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ

5.1 ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ

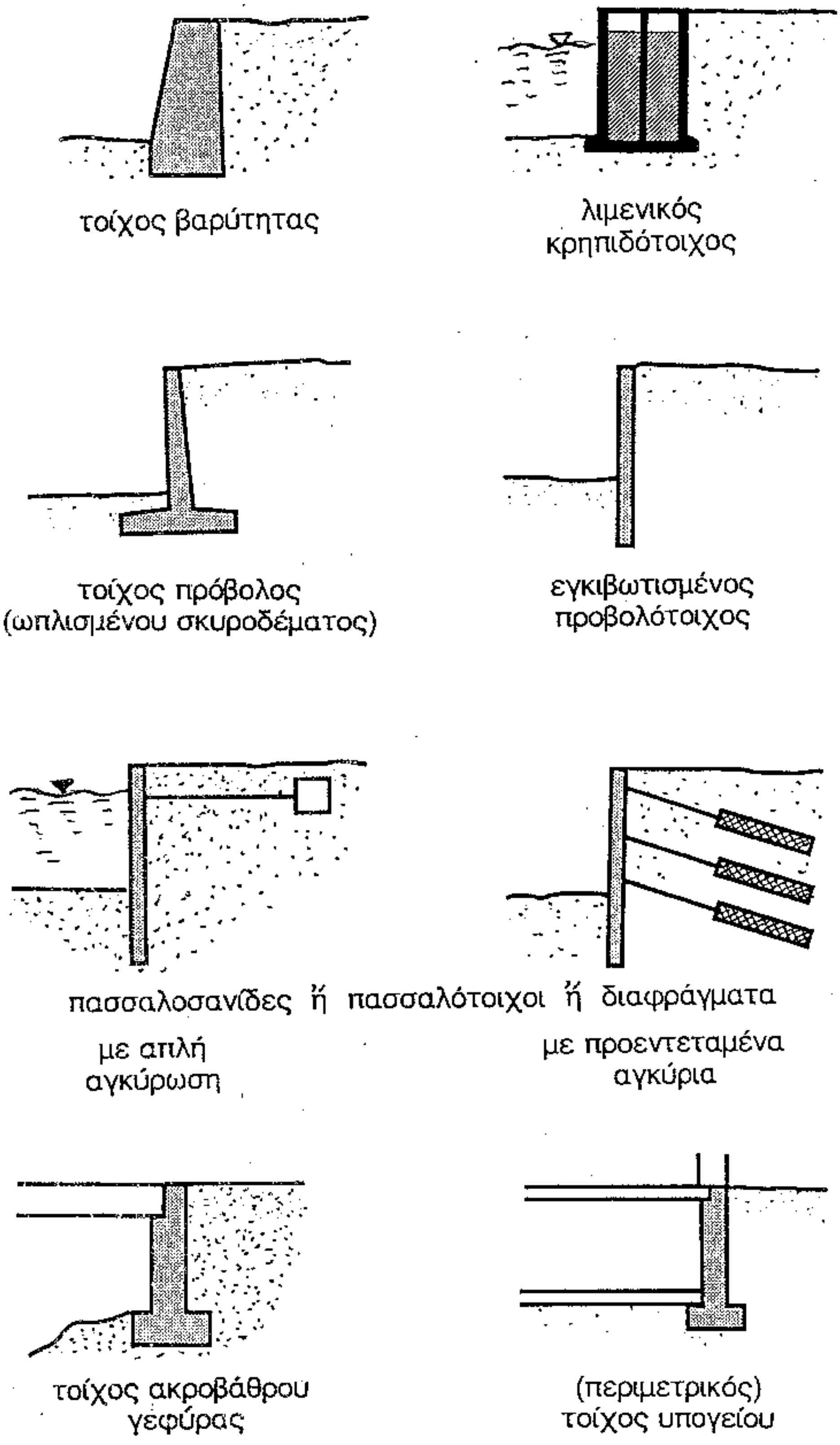
5.1.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στις πρώτες διαλέξεις είχαμε δεί μερικά χαρακτηριστικά παραδείγματα κατασκευών αντιστηρίξεως γαιών. Σ' ετούτο το κεφάλαιο εξετάζουμε τις μεθόδους που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των εδαφικών δράσεων και την μελέτη της ευστάθειας των κατασκευών αυτών.

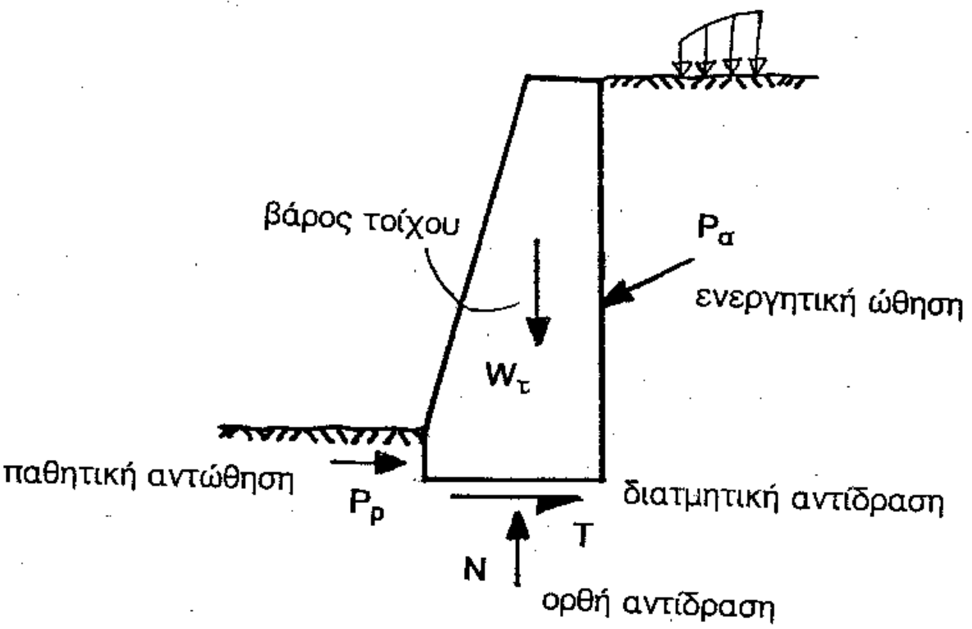
Πολύ συχνά η μελέτη κατασκευών αντιστηρίξεως γαιών αρκείται να εξασφαλίσει ότι δεν θα συμβεί ολοκληρωτική αστοχία (ολίσθηση ή ανατροπή) της κατασκευής. Είναι ανεκτές ακόμη και σχετικά μεγάλες μετατοπίσεις, αρκεί να εξασφαλισθεί ότι δεν θα συμβούν απότομες καταστροφικές μετατοπίσεις. Ετσι η φιλοσοφία της μελέτης των κατασκευών αντιστηρίξεως στηρίζεται στην ανάλυση των συνθηκών που θα υπήρχαν σε κατάσταση αστοχίας και στην ταυτόχρονη πρόβλεψη κατάλληλου *"συντελεστή ασφαλείας"* για να προληφθεί η αστοχία αυτή. Η μέθοδος αυτή είναι γνωστή ως ***μηχανική της οριακής (ή πλαστικής) ισορροπίας*** και βασίζεται συνήθως στην απλοποιητική (αλλά ρεαλιστική) παραδοχή ιδεωδώς πλαστικής μηχανικής συμπεριφοράς του εδαφικού στοιχείου.

Υπάρχουν, φυσικά, και περιπτώσεις όπου χρειάζεται να δοθεί μεγαλύτερη προσοχή στις μετατοπίσεις της κατασκευής αντιστηρίξεως και όπου η θεώρηση μόνον της ευστάθειας της δεν αρκεί. Επίσης, υπάρχουν τύποι αντιστηρίξεων που από την φύση τους δεν αφήνουν περιθώριο μετακινήσεων (π.χ. αντηριδωτοί τοίχοι). Θα αναφερθούμε, με συντομία μόνο, σε τέτοιες περιπτώσεις στο τέλος του κεφαλαίου (βλ. και σχετικό Παράρτημα).

Το **Σχήμα 1** δίνει μιάν ιδέα μόνον της μεγάλης ποικιλίας τύπων αντιστηρίξεως που εφαρμόζονται στην πράξη. Η επιλογή του συγκεκριμένου τύπου είναι συνάρτηση της γεωμετρίας των εδαφικών υλικών και των "λειτουργικών" απαιτήσεων του έργου (π.χ. απαίτηση "μηδενικής" οριζόντιας μετατόπισης και βύθισης της αντιστηριζόμενης εδαφικής επιφάνειας, εάν σ' αυτήν εδράζονται άλλες κατασκευές). Στο **Σχήμα 1** η δυνατότητα οριζόντιας μετατόπισης του τοίχου προς τα έξω μειώνεται από την άνω σειρά (τοίχοι ελεύθεροι να μετακινηθούν) προς την κάτω σειρά (τοίχοι πρακτικώς αμετακίνητοι, εκτός απ' τα [ενγένει αμελητέα] ελαστικά βέλη κάμψεως). Το ενδιαφέρον του παρόντος Κεφαλαίου επικεντρώνεται στους τοίχους της πρώτης κατηγορίας, η δε έμφαση δίδεται στον *υπολογισμό* των εδαφικών δράσεων ("ωθήσεων") επί του τοίχου.



Σχήμα 1. Μερικοί χαρακτηριστικοί τύποι τοίχων αντιστηρίξεως



Σχήμα 2. Δυνάμεις που ενεργούν σ' έναν τοίχο αντιστηρίξεως βαρύτητας

Το **Σχήμα 2** δείχνει έναν τοίχο αντιστηρίξεως βαρύτητας (μιά από τις πιο συνηθισμένες μορφές). Οι εξωτερικές δυνάμεις οι οποίες επενεργούν στον τοίχο την στιγμή μιάς *επικείμενης αστοχίας* (με μετακίνηση και στροφή προς τα έξω) είναι :

- Η "φέρουσα" εδαφική αντίδραση **N**, που εξισορροπεί το βάρος του τοίχου και τις κατακόρυφες συνιστώσες των άλλων δυνάμεων.
- Η ***ενεργητική ώθηση***, P_α, συνισταμένη των πιέσεων τις οποίες το έδαφος ασκεί στον τοίχο καθώς αυτός μετακινείται προς τα έξω.
- Αυτή η προς τα έξω κίνηση, συγκρατείται από την ***διατμητική αντίδραση σε ολίσθηση***, **T**, και την ***παθητική αντώθηση*** P_p του εδάφους που βρίσκεται κάτω και μπρός από τον τοίχο, αντιστοίχως.

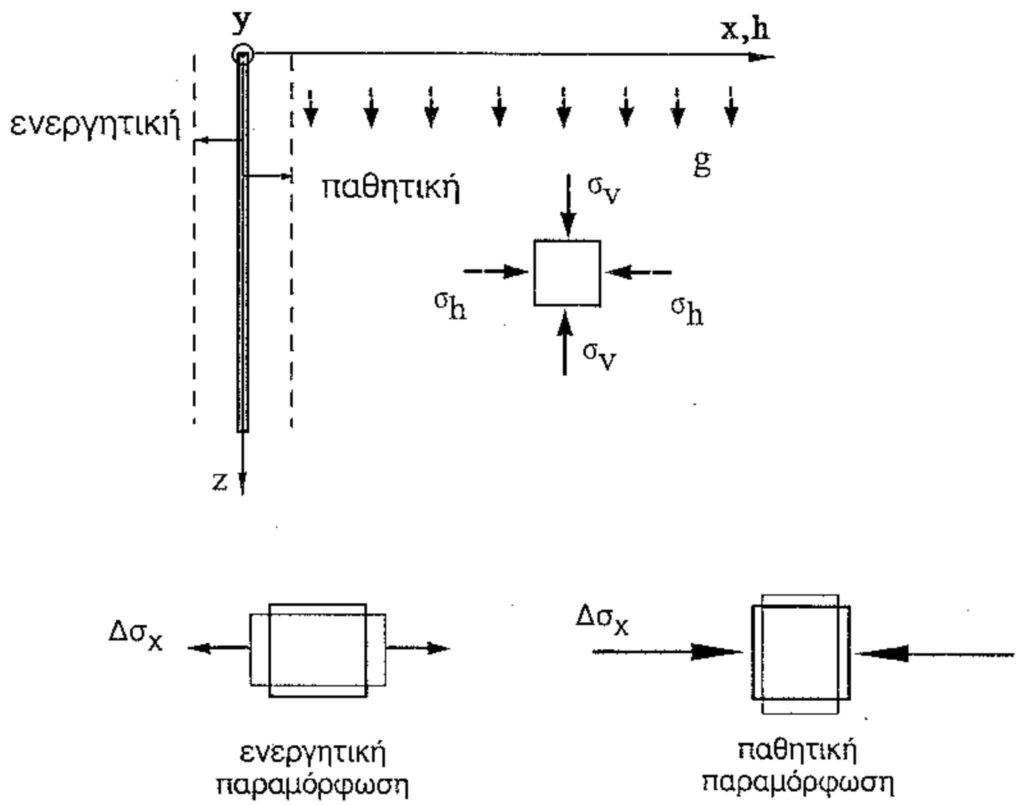
Η ενεργητική ώθηση P_α τείνει ακόμα να προκαλέσει και ανατροπή του τοίχου περί τον πόδα του. Στην ανατροπή αυτή αντιδρούν (με τις αντίστοιχες ροπές) : το βάρος του τοίχου W_τ και η παθητική αντίσταση P_p. Ετσι, το βάρος του τοίχου ενεργεί θετικά με δύο τρόπους : αντιστέκεται στην ανατροπή του τοίχου και προκαλεί την διατμητική αντίδραση ("τριβή") στην βάση του τοίχου.

Στην περίπτωση του τοίχου βαρύτητας η *Μελέτη* συνίσταται στην επιλογή των διαστάσεων του τοίχου, τον προσδιορισμό των επενεργουσών δυνάμεων, και στον έλεγχο της ευστάθειας του τοίχου. Παρακάτω εξετάζουμε μεθόδους για τον προσδιορισμό της ενεργητικής ώθησης και της παθητικής αντώθησης σε κοκκώδη και σε κανονικώς–προφορτισμένα αργιλικά εδαφικά υλικά αντιστηρίξεως, τα οποία υπακούουν στο νόμο αστοχίας Mohr-Coulomb :

$$\tau_{\alpha\alpha} = \bar{\sigma}_{\alpha\alpha} \tan\varphi,$$

όπου : $\tau_{\alpha\alpha}$ και $\bar{\sigma}_{\alpha\alpha}$ οι τάσεις στο επίπεδο αστοχίας, την στιγμή της αστοχίας. Η αλλαγή την οποία επιφέρει η ύπαρξη συνοχής (c) του εδάφους εξετάζεται συνοπτικά στο τέλος του υποκεφαλαίου.

5.1.2. ΕΛΑΣΤΙΚΗ και ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑ. Οριακές Καταστάσεις RANKINE. Κοκκώδη εδαφικά υλικά (c = 0)



Σχήμα 3. *Μετατοπίσεις τοίχου και παραμόρφωση εδαφικού στοιχείου στην ενεργητική και παθητική* ώθηση

Στο **Σχήμα 3** θεωρούμε μιά ομοιογενή εδαφική απόθεση *χωρίς υδατικές πιέσεις στους εδαφικούς πόρους* και με οριζόντια ελεύθερη επιφάνεια, η οποία καταλήγει σ' ένα κατακόρυφο όριο που το σχηματίζει ενας λείος, απείρου βάθους, τοίχος. Οσο ο τοίχος μένει αμετακίνητος, το έδαφος βρίσκεται στην γνωστή (από το Κεφάλαιο 3) γεωστατική κατάσταση, μεταξύ δε των οριζοντίων και κατακορύφων τάσεων $\sigma_h = \bar{\sigma}_h$ και $\sigma_v = \bar{\sigma}_v$ ισχύει η σχέση

$$\bar{\sigma}_h / \bar{\sigma}_v = \mathbf{K_o}$$ [1]

όπου $\mathbf{K_o}$ = ο λόγος οριζόντιας τάσης σε συμπίεση χωρίς πλευρική παραμόρφωση (αποκαλούμενος και συντελεστής *"ουδέτερης ώθησης"*). Οι ακόλουθες εμπειρικές σχέσεις χρησιμοποιούνται συχνά στην πράξη για μιά πρώτη εκτίμηση του $\mathbf{K_o}$:

$\mathbf{K_o}$	$= \nu / (1 - \nu)$	ελαστικά υλικά μέ λόγο του Poisson ν
$\mathbf{K_o}$	$\approx 1 - \sin\varphi$	αμμώδη υλικά
$\mathbf{K_o}$	$\approx 0.95 - \sin\varphi$	απροφόρτιστες (κανονικώς στερεοποιημένες) άργιλοι
$\mathbf{K_o}$	$\approx (0.95 - \sin\varphi)\,(OCR)^{\sin\varphi}$	προστερεοποιημένες άργιλοι, βαθμού προστερεοποιήσεως OCR.

Αν τώρα ο τοίχος μετατοπιστεί προς τα έξω, θα δοθεί η δυνατότητα στο έδαφος να παραμορφωθεί ("υποχωρήσει") κατά την οριζόντια κατεύθυνση. Συνέπεια αυτής της "υποχώρησης" είναι η μείωση της πλευρικής τάσης σ_h ενώ βέβαια η αξονική τάση σ_v διατηρείται σταθερή, ίση με $\gamma z = \rho g z$, λόγω κατακόρυφης ισορροπίας.

Οταν ακόμη οι μετακινήσεις προς τα έξω (και άρα οι παραμορφώσεις ε_h) είναι πολύ-πολύ μικρές, η χρήση της ελαστικής θεωρίας αποδεικνύεται πολύτιμη στην ποσοτική πρόβλεψη της μείωσης της σ_h. Πράγματι, στο εδαφικό στοιχείο του Σχήματος 3 ας επιβάλλουμε οριζόντια παραμόρφωση ε_x *προς τα έξω,* (δηλαδή εφελκυστική παραμόρφωση : $\varepsilon_x = \varepsilon_h = -\alpha$, όπου α μικρός θετικός αριθμός), ενώ ταυτόχρονα η κατακόρυφη τάση $\sigma_z = \sigma_v = \gamma z$ παραμένει σταθερή ($\Delta\sigma_z = 0$), η δε διαμήκης οριζόντια παραμόρφωση ε_y παραμένει ίση με μηδέν (η επίπεδη

---

[1] Τονίζεται ότι λόγω της θεώρησης απουσίας νερού στο πρόβλημα που περιγράφεται ενσυνεχεία, οι ολικές και οι ενεργές τάσεις συμπίπτουν μεταξύ τους, $\bar{\sigma} = \sigma$, οπότε το σύμβολο σ αντί του $\bar{\sigma}$ χρησιμοποιείται στα σχήματαγια να δηλώσει επίσης ενεργές τάσεις (βλ.Σχήματα 3-10).

παραμόρφωση εξακολουθεί να ισχύει κατά μήκος του άξονα y). Τότε ο νόμος του Hooke που συνδέει τις επιβαλλόμενες ή αναπτυσσόμενες μεταβολές τάσεων και παραμορφώσεων δίνει :

$$\varepsilon_x = -\alpha = (\Delta\sigma_x - \nu\Delta\sigma_y) / E$$

$$\varepsilon_y = 0 = (\Delta\sigma_y - \nu\Delta\sigma_x) / E$$

όπου Ε το μέτρο ελαστικότητας καί ν ο λόγος του Poisson του εδαφικού υλικού. Στις ανωτέρω σχέσεις έχει παραληφθεί ο όρος $\Delta\sigma_z$ ως μηδενικός. Από τις ανωτέρω σχέσεις προκύπτει αμέσως:

$$\Delta\sigma_x = -\frac{\alpha E}{1-\nu^2}$$

και

$$\Delta\sigma_y = \nu\, \Delta\sigma_x$$

δηλαδή μείωση των δύο εγκαρσίων τάσεων ($\Delta\sigma_x < 0$ και $\Delta\sigma_y < 0$).
Θα έχουμε επομένως συνολικά :

$$\sigma_h = \sigma_x = \sigma_{xo} + \Delta\sigma_x = K_o\sigma_{vo} - \alpha E / (1-v^2)$$

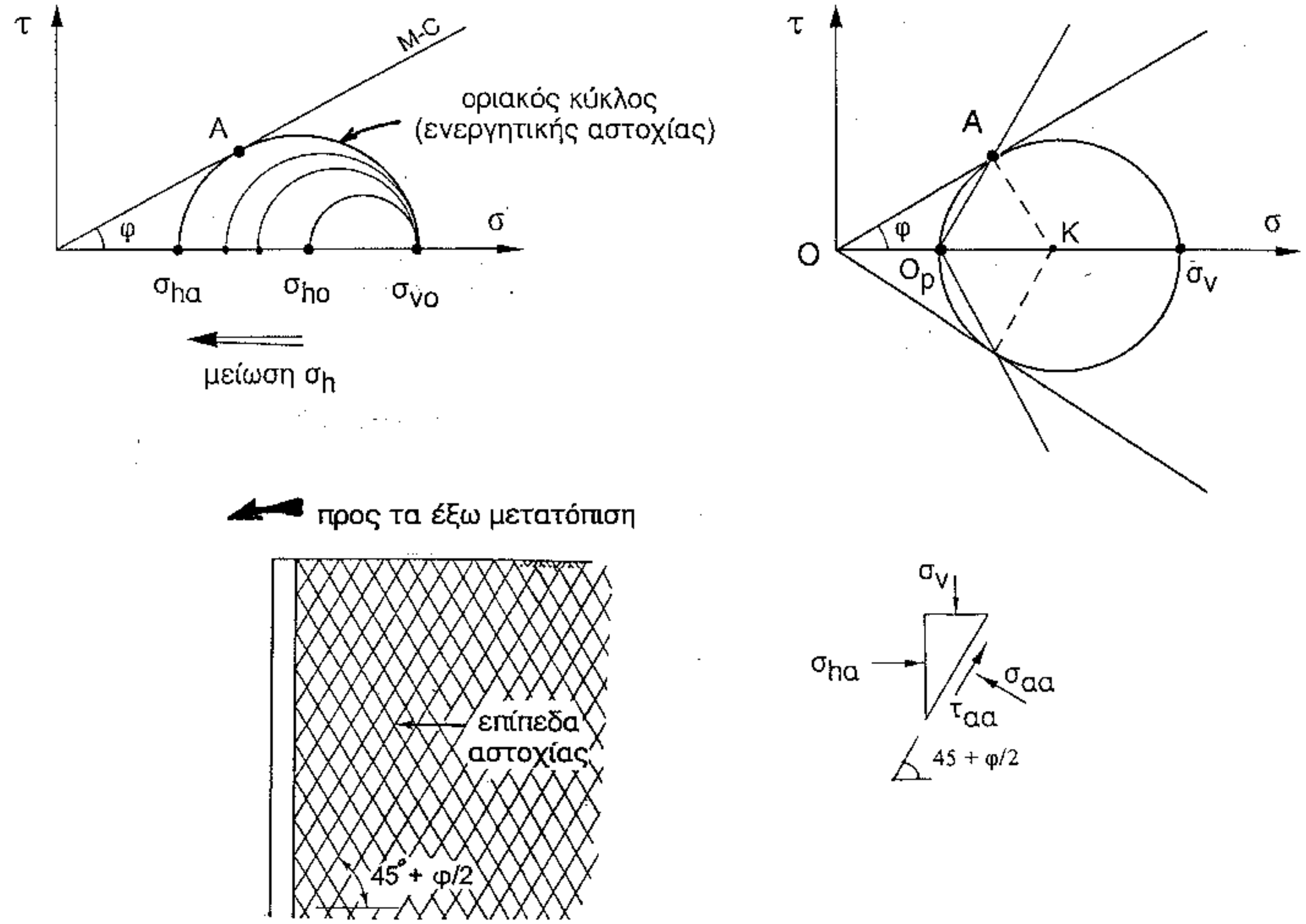
Παρατηρούμε οτι η μείωση της σ_x είναι ανάλογη της επιβαλλόμενης παραμόρφωσης και ανάλογη του μέτρου ελαστικότητας του εδαφικού υλικού --- αναμενόμενο για ελαστικό υλικό. Επίσης αναμενόμενη είναι η εξάρτηση από τον λόγο του Poisson.

Η μείωση της οριζόντιας τάσης θα συνεχίζεται και όταν το εδαφικό υλικό πάψει να συμπεριφέρεται ελαστικά. Μέχρι πόσο όμως;

Η απάντηση είναι απλή : μέχρις ότου το συγκεκριμένο εδαφικό στοιχείο αστοχήσει. Αν και είναι πολύ δύσκολο να υπολογισθεί θεωρητικά η συσχέτιση σ_h - ε_h σ' αυτή την οριακή κατάσταση, ο υπολογισμός της οριακής τιμής της σ_h είναι ευχερέστατος!

Προς τον σκοπό αυτό στο **Σχήμα 4** παρουσιάζονται οι κύκλοι Mohr οι οποίοι παριστάνουν την εξέλιξη της εντατικής κατάστασης του θεωρούμενου εδαφικού στοιχείου, από την αρχική (γεωστατική) κατάσταση μέχρι την κατάσταση αστοχίας.

Την στιγμή της αστοχίας ο κύκλος Mohr εφάπτεται της γραμμής αστοχίας Mohr-Coulomb ($\tau_{\alpha\alpha} = \bar{\sigma}_{\alpha\alpha}$ tanφ), και η οριζόντια τάση ("ώθηση") $\bar{\sigma}_h$ παίρνει την (ελάχιστη δυνατή) τιμή $\bar{\sigma}_{h\alpha}$.



Σχήμα 4. *Εξέλιξη των κύκλων του Mohr και ενεργητική κατάσταση αστοχίας*

Την ***οριακή*** αυτή κατάσταση που δημιουργείται με την μετακίνηση του τοίχου προς τα έξω ονομάζουμε ***ενεργητική κατάσταση*** (το έδαφος "ωθεί"). Η οριζόντια τάση $\bar{\sigma}_{h\alpha}$ που αναπτύσσεται στην κατάσταση αυτή ονομάζεται ενεργητική ώθηση, ενώ ο λόγος $K_\alpha = \bar{\sigma}_{h\alpha} \,/\, \bar{\sigma}_v$ ονομάζεται συντελεστής της ενεργητικής ώθησης. Ο εφαπτομενικός κύκλος Mohr της οριακής κατάστασης έχει επαναληφθεί στο Σχ. 4b . Απο το σχήμα αυτό μπορεί να προσδιοριστεί ο συντελεστής K_α :

$$\sin\varphi = \frac{AK}{KO} = \frac{\overline{\sigma}_v - \overline{\sigma}_{h\alpha}}{\overline{\sigma}_v + \overline{\sigma}_{h\alpha}} \rightarrow \frac{\overline{\sigma}_{h\alpha}}{\overline{\sigma}_v} = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

Δηλαδή, ο συντελεστής ενεργητικής ωθήσεως είναι ίσος με :

$$K_\alpha = \frac{\overline{\sigma}_{h\alpha}}{\overline{\sigma}_v} = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = \tan^2(45^o - \varphi/2)$$

Απ' το ίδιο σχήμα βρίσκουμε την διεύθυνση των επιπέδων αστοχίας με βάση την αρχή των επιπέδων (πόλο), O_p. Τα επίπεδα ολισθήσεως έχουν κλίση 45 + φ / 2 ως προς την οριζοντία.

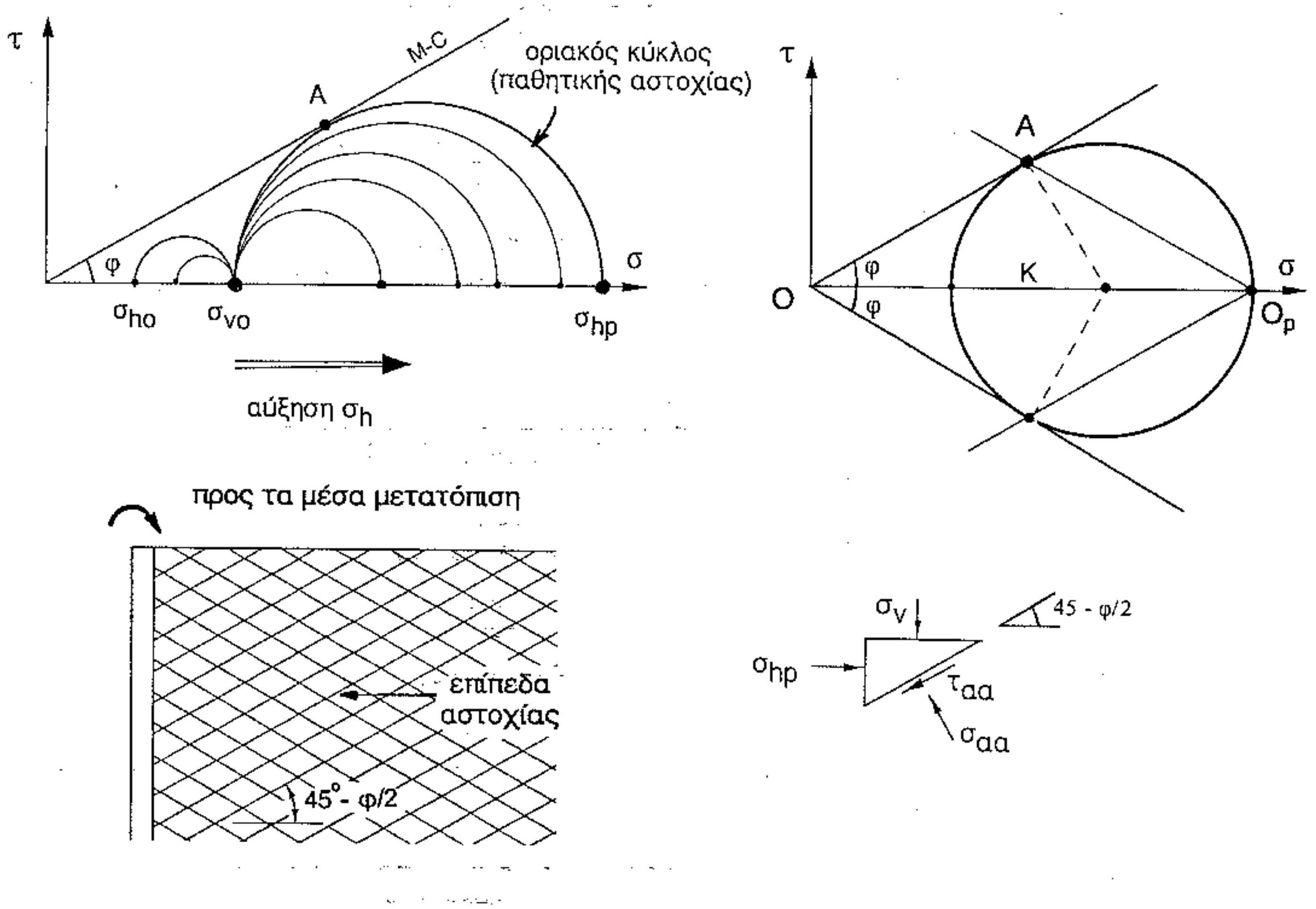
Αν ο τοίχος του **Σχήματος 2** κινηθεί προς το εσωτερικό του εδάφους, κάθε εδαφικό στοιχείο θα συμπιεσθεί κατά την οριζόντια διεύθυνση, και η οριζόντια τάση σ_h θα αυξάνει. Η ελαστική θεωρία εφαρμοζόμενη σ' αυτή την περίπτωση παράγει σχέσεις αντίστοιχες μ'αυτές που αναπτύχθηκαν προηγουμένως για την πορεία προς την ενεργητική κατάσταση, με μόνη διαφορά οτι τώρα οι παραμορφώσεις είναι θετικές ($\varepsilon_x =$ +α), οδηγώντας σε αύξηση και όχι μείωση της σ_x

$$\Delta\sigma_x = \frac{+\alpha E}{(1-\nu^2)}$$

Η αύξηση αυτή θα εξακολουθεί (όχι όμως συνεχώς γραμμικά) όσο θα συνεχίζεται η προς τα μέσα κίνηση μέχρι να εξαντληθεί η διατμητική αντοχή του εδαφικού στοιχείου, μέχρι δηλαδή να φτάσουμε σε συνθήκες αστοχίας. Την οριακή αυτή κατάσταση που προκύπτει με την κίνηση του τοίχου προς το έδαφος ονομάζουμε ***παθητική κατάσταση*** (το έδαφος "ωθείται"). Τις οριζόντιες τάσεις στην κατάσταση αυτή ονομάζουμε πλευρικές παθητικές ωθήσεις και τον λόγο $\overline{\sigma}_{hp} / \overline{\sigma}_v$ "συντελεστή" παθητικής ώθησης (K_p). Το **Σχήμα 5** δείχνει την εξέλιξη των κύκλων του Mohr, απο τον αρχικό (γεωστατικό) κύκλο μέχρι τον κύκλο παθητικής αστοχίας. Η κλίση των επιπέδων αστοχίας προκύπτει στην περίπτωση αυτή ίση με **45° - φ / 2** ως προς την οριζοντία.

Ο συντελεστής της παθητικής ώθησης, K_p , είναι επομένως ίσος με

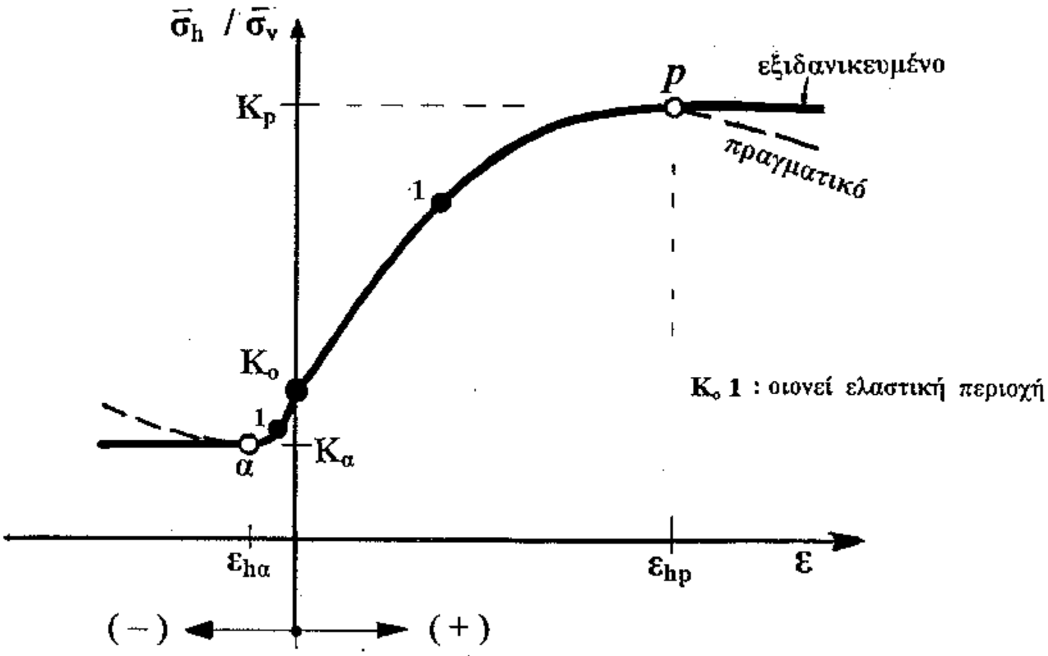
$$K_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 1\ / K_\alpha$$



Σχήμα 5. Παθητική κατάσταση : εξέλιξη των κύκλων Mohr και επίπεδα αστοχίας

5.1.3. *ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ κατα την ΜΕΤΑΒΑΣΗ προς την ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ και την ΠΑΘΗΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ*

Οι παραμορφώσεις που απαιτούνται για να φθάσουμε σε ενεργητική ή παθητική κατάσταση μπορούν να βρεθούν από εργαστηριακές δοκιμές με μεταβολές εντατικών καταστάσεων όπως αυτές που απεικονίζονται με την εξέλιξη των κύκλων Mohr των Σχημάτων 4 και 5. Με βάση αποτελέσματα από τέτοιου είδους δοκιμές, δείχνουμε στο **Σχήμα 6** τις αναπτυσσόμενες οριζόντιες παραμορφώσεις συναρτήσει του λόγου $\bar{\sigma}_h / \bar{\sigma}_v$ καθώς μεταβαίνουμε από την κατάσταση "ουδέτερης ώθησης" (K_o) στην ενεργητική κατάσταση (K_α), και στην παθητική κατάσταση (K_p).



Σχήμα 6. *Παραμορφώσεις κατά την μετάβαση από την ουδέτερη προς την ενεργητική (0 προς α) και την παθητική (0 προς p) κατάσταση*

Συμπεράσματα :

1. Πολύ μικρή οριζόντια παραμόρφωση ($\varepsilon_{h\alpha}$ < 0.50 %) — ***αποφόρτιση*** — απαιτείται για να φθάσουμε στην (οριακή) ενεργητική κατάσταση.
2. Μικρή οριζόντια παραμόρφωση (της τάξεως του **1%**) — ***συμπίεση*** — απαιτείται για να φτάσουμε στο ***μισό*** της μέγιστης παθητικής τάσης.

3. Πολύ μεγαλύτερη οριζόντια παραμόρφωση — ***συμπίεση*** — απαιτείται για να φτάσουμε στην πλήρη παθητική τάση σ_{hp} (ε_{hp} της τάξεως του **2 %** $\div$ **5 %**).

Οι αναφερόμενες παραμορφώσεις δεν είναι παρά τυπικές τιμές για *μέσης πυκνότητας κοκκώδη* εδαφικά υλικά. Για χαλαρά υλικά οι απαιτούμενες παραμορφώσεις για την παθητική κατάσταση μπορεί να είναι πολύ μεγαλύτερες (μέχρι και 15%). Οι πολύ μικρότερες παραμορφώσεις για την ενεργητική σε σχέση με την παθητική κατάσταση ερμηνεύονται όχι μόνον από το γεγονός ότι η αποφόρτιση σχετίζεται εν γένει με μικρότερες παραμορφώσεις απ' ό,τι η φόρτιση [διότι το εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση ("E_-") είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο μέτρο σε φόρτιση ("E_+")], αλλά και από το οτι η μεταβολή στις τάσεις κατά την μετάβαση στην ενεργητική κατάσταση (από $\mathbf{K_o}$ σε $\mathbf{K_\alpha}$) είναι πολύ μικρότερη απ' ότι κατά την μετάβαση στην παθητική κατάσταση (απο $\mathbf{K_o}$ σε $\mathbf{K_p}$).

[Ως άσκηση : να εκτιμηθούν οι οριακές παραμορφώσεις ε_α και ε_p με χρήση της ελαστικής θεωρίας και με απλές παραδοχές ως προς τα μέτρα ελαστικότητας.]

5.1.4. Η ΕΠΙΔΡΑΣΗ της ΣΥΝΟΧΗΣ (c ≠ 0) στην ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ και ΠΑΘΗΤΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΤΑΣΗ

Η διαδικασία υπολογισμού των οριακών τιμών $\bar{\sigma}_{h\alpha}$ και $\bar{\sigma}_{hp}$ δεν αλλάζει από την προηγουμένως αναπτυχθείσα και όταν ακόμη ο νόμος αστοχίας του εδαφικού υλικού είναι ο γενικός νόμος Coulomb :

$$\tau_{\alpha\alpha} = \bar{\sigma}\tan\varphi + c$$

όταν δηλαδή το υλικό διαθέτει καί "συνοχή". Οπως δείχνει το **Σχήμα 7**, στην περίπτωση αυτή οι οριακοί κύκλοι Rankine, αναφερόμενοι σε αρχή του άξονα των σ μετατοπισμένον πρός τα αριστερά κατά

$$\Delta\sigma = c \ / \ \tan\varphi$$

δίνουν :

$$\bar{\sigma}_{h(m)} + c/\tan\varphi = K_{(m)}\,(\bar{\sigma}_{vo} + c/\tan\varphi)$$

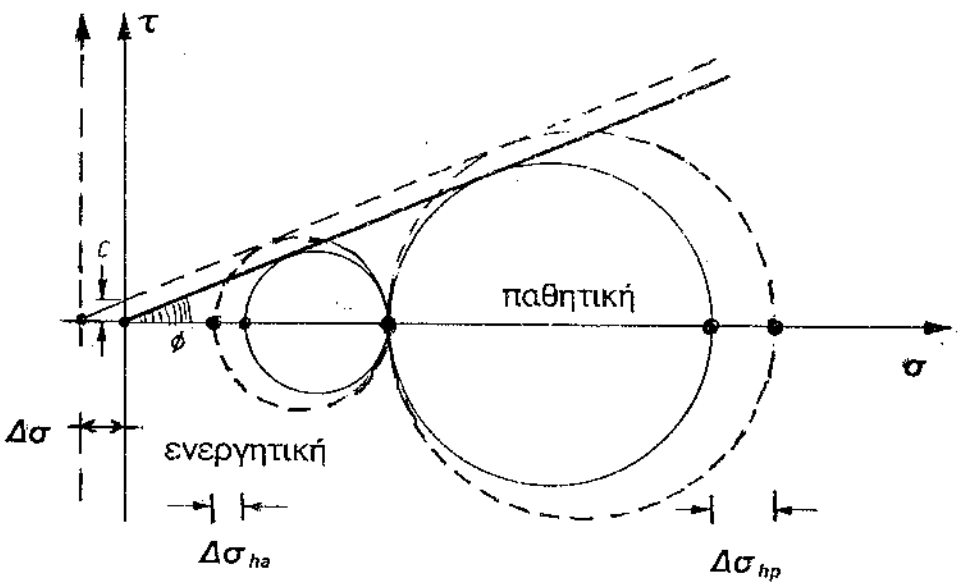
όπου (m) = α ή p για τις δύο οριακές καταστάσεις, ενεργητική και παθητική, αντιστοίχως. Απ' τις ανωτέρω σχέσεις προκύπτουν οι :

$$\bar{\sigma}_{ha} = K_a \, \bar{\sigma}_{vo} - 2\, c \sqrt{K_a}$$

$$\bar{\sigma}_{hp} = K_p \, \bar{\sigma}_{vo} + 2\, c \sqrt{K_p}$$

όπου $K_a = 1 / K_p = \tan^2(45^o - \varphi / 2)$. *[Να αποδειχθούν οι σχέσεις αυτές.]*

Είναι προφανές ότι η **ύπαρξη συνοχής**, **c**, **μειώνει τις ενεργητικές** και **αυξάνει τις παθητικές** ωθήσεις.



Σχήμα 7 . Η επίδραση της συνοχής στην αύξηση των οριακών κύκλων της ενεργητικής και παθητικής κατάστασης. Οι αντίστοιχες οριζόντιες τάσεις μικραίνουν και μεγαλώνουν στην ενεργητική και παθητική κατάσταση, αντιστοίχως :

$\Delta\sigma_{ha} < 0$, $\Delta\sigma_{hp} > 0$.

5.1.5. ΕΦΑΡΜΟΓΗ της ΘΕΩΡΙΑΣ Rankine : ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ

Με βάση όσα προειπώθηκαν για τις διάφορες καταστάσεις οριζόντιας παραμόρφωσης και τις αντίστοιχες τάσεις, μπορούμε να υπολογίσουμε τις ωθήσεις σε κατακόρυφο λείο τοίχο αν η επιφάνεια του εδάφους είναι οριζοντία. Διακρίνουμε λοιπόν τρείς καταστάσεις :

I. ***Κατάσταση K_o***

Αν ο τοίχος δεν έχει ελευθερία οριζόντιας μετατόπισης, οι οριζόντιες δράσεις θα παραμείνουν περίπου γεωστατικές και θα ισχύει η $\overline{\sigma}_{ho} = K_o\ \overline{\sigma}_{vo}$. Η κατανομή των οριζόντιων πιέσεων και της συνισταμένης τους θα είναι όπως στο **Σχήμα 8**.

II. ***Ενεργητική Κατάσταση K_α***

Αν ο τοίχος έχει σημαντική ελευθερία μετακινήσεως προς τα έξω (η οποία είναι καί μηχανικώς δυνατή καί λειτουργικώς επιτρεπτή) θα δημιουργηθούν συνθήκες ενεργητικής κατάστασης. (Ομοιόμορφες εγκάρσιες παραμορφώσεις αναπτύσσονται και από στροφή του τοίχου προς τα έξω , περί το κάτω άκρο του τοίχου.) Η κατανομή των εγκαρσίων πιέσεων και η συνισταμένη συνολική ώθηση δείχνονται στο **Σχήμα 9α** :

$$\sigma_{h\alpha} = K_\alpha\, \sigma_v = K_\alpha\, \rho\, g\, z \quad \rightarrow \quad P_\alpha = 1/2\, K_\alpha\, \rho\, g\, H^2$$

όπου

$$K_\alpha = \tan^2 (45^o - \varphi / 2)$$

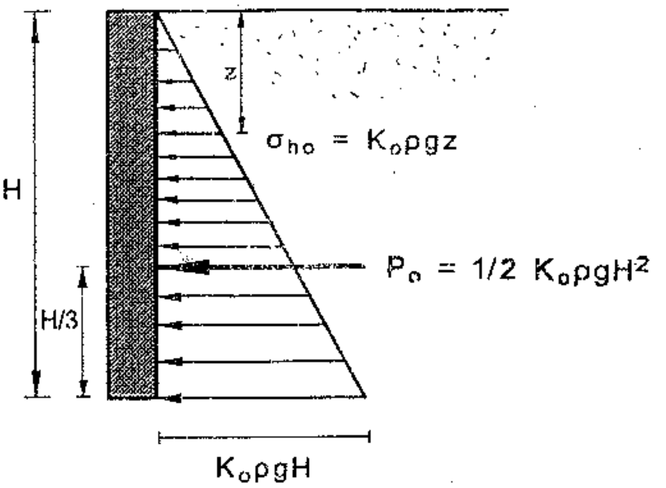
Στην περίπτωση όπου στην επιφάνεια του εδάφους υπάρχει ένα ομοιομόρφως-κατανεμημένο φορτίο, p, θα έχουμε :

$$\sigma_v = p + \rho\, g\, z \quad \rightarrow \quad \sigma_{h\alpha} = K_\alpha\ (p + \rho\, g\, z) \quad \rightarrow$$

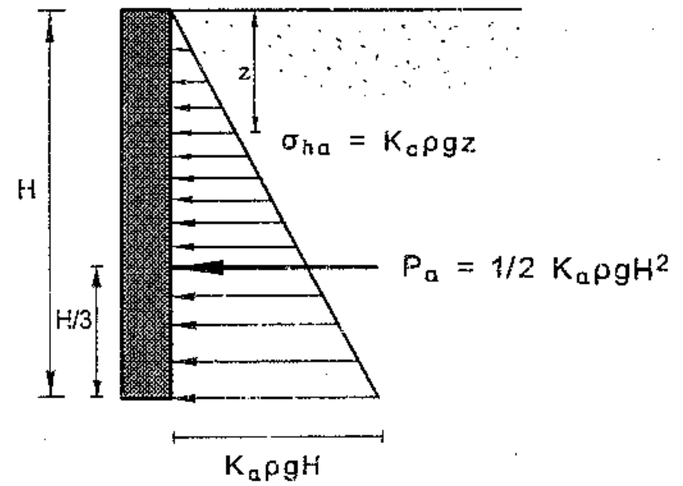
$$P_\alpha = K_\alpha\, p\, H + 1/2\, K_\alpha\, \rho\, g\, H^2$$

III. ***Παθητική Κατάσταση K_p***

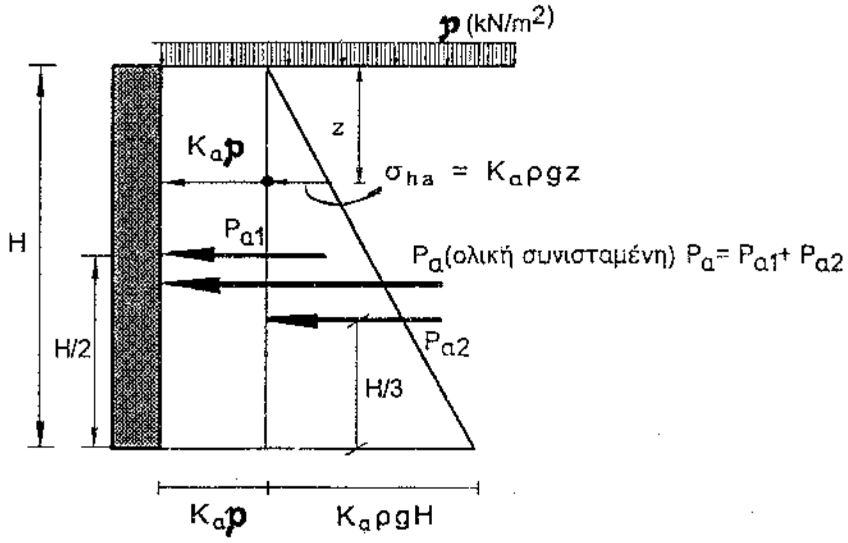
Εάν ο *τοίχος* είναι αυτός που ωθεί τις γαίες προς τα μέσα (προφανώς λόγω εξωτερικής φόρτισης), θα τείνουν να δημιουργηθούν συνθήκες παθητικής κατάστασης. Η σχετική κίνηση (στροφή) του τοίχου και η κατανομή των εγκαρσίων πιέσεων δείχνονται στα παρακάτω **Σχήματα 10(α)** και **(β)** .



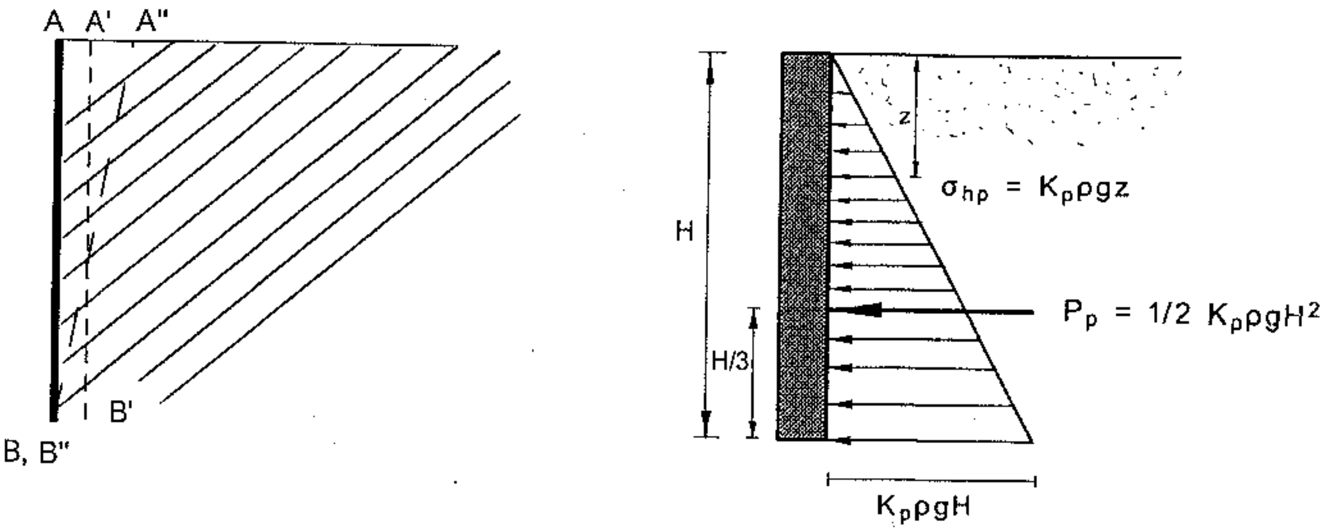
Σχήμα 8. *Κατανομή οριζόντιων τάσεων σε τοίχο ο οποίος δεν μετακινείται οριζόντια*



Σχήμα 9α. *Κατανομή οριζοντίων ενεργητικών τάσεων σε τοίχο ελεύθερον να μετακινηθεί.*



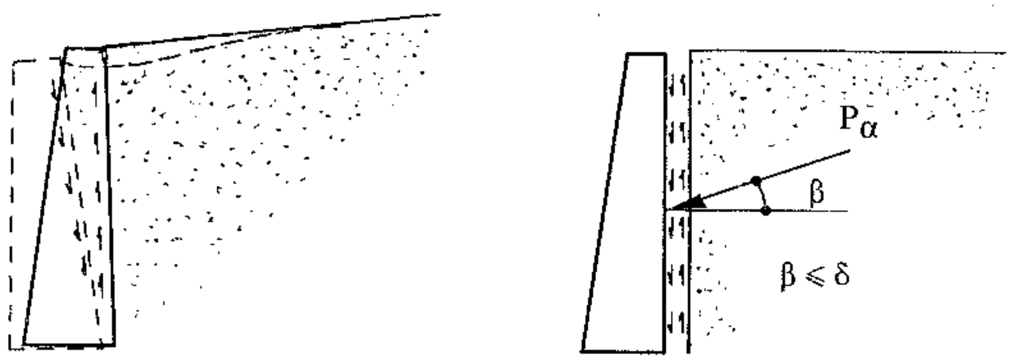
Σχήμα 9β. *Κατανομή οριζοντίων ενεργητικών τάσεων : επίδραση φορτίου* p.



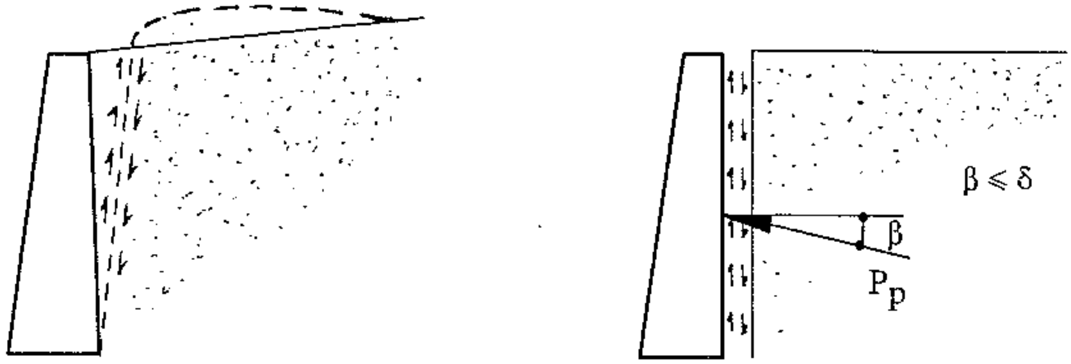
Σχήμα 10. Μετακίνηση τοίχου και εδαφικές δράσεις στην παθητική κατάσταση.

5.1.6 ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΡΙΒΗΣ μεταξύ ΤΟΙΧΟΥ και ΓΑΙΩΝ

Η κατανομή των οριζοντίων πιέσεων όπως την είδαμε παραπάνω σύμφωνα με τις ***οριακές καταστάσεις τάσεων κατά Rankine***, ισχύει όταν η παρειά του τοίχου προς το έδαφος είναι κατακόρυφη και λεία, η δε επιφάνεια του εδάφους οριζοντία. Γενικότερα όμως θα υπάρχει κάποια συνάφεια μεταξύ του τοίχου και του εδάφους, ενώ ενδέχεται η επιφάνεια του αντιστηριζομένου εδάφους να είναι κεκλιμένη. Ετσι, στην ενεργητική περίπτωση, καθώς ο τοίχος τείνει να κινηθεί προς τα έξω, δημιουργούνται δυνάμεις τριβής μεταξύ του τοίχου και του εδάφους καθώς το τελευταίο τείνει να μετακινηθεί προς τα έξω και προς τα κάτω. Η διεύθυνση των δυνάμεων αυτών (και των αντιδράσεών τους) δείχνεται στο **Σχήμα 11.** *Αποτέλεσμα* : οι δράσεις επί του τοίχου δεν είναι ορθές, η δε συνισταμένη τους P_a σχηματίζει γωνία $\boldsymbol{\beta}$ με την κάθετη στην παρειά του τοίχου. Η γωνία $\boldsymbol{\beta}$ θα είναι μικρότερη ή ίση με την γωνία τριβής $\boldsymbol{\delta}$, μεταξύ του τοίχου και του εδάφους: $\boldsymbol{\beta \leq \delta}$. Συνήθως $\boldsymbol{\delta \approx 0.50\ \varphi}$ έως $\boldsymbol{0.75\ \varphi}$.



Σχήμα 11. Τριβή μεταξύ εδάφους και τοίχου κατά την ενεργητική κατάσταση .



Σχήμα 12. Τριβή μεταξύ εδάφους και τοίχου κατά την παθητική κατάσταση

Η αντίστοιχη εικόνα στην περίπτωση παθητικών ωθήσεων παρουσιάζεται Σχήμα 12. Η ύπαρξη των δυνάμεων τριβής μεταξύ του τοίχου και του εδάφους έχει ως αποτέλεσμα να μην ισχύουν οι συνθήκες που προβλέπονται στο Σχήμα 3 (π.χ. οι σ_h και σ_v παύουν να είναι κύριες τάσεις).

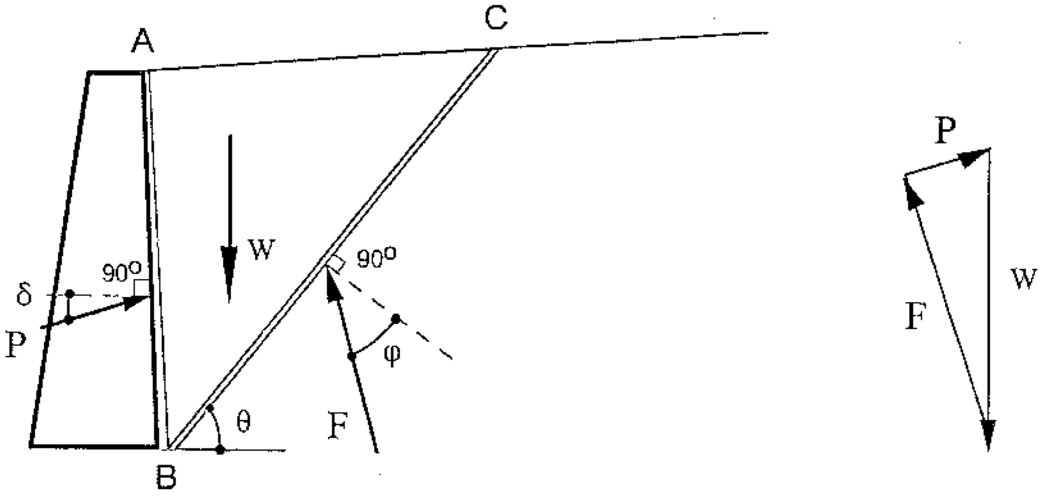
Επίσης, στην γενικότερη περίπτωση, η παρειά του τοίχου ενδέχεται να μην είναι κατακόρυφη και η επιφάνεια του εδάφους να μην είναι οριζόντια. Για τον υπολογισμό των ωθήσεων υπό τις γενικότερες αυτές συνθήκες χρησιμοποιούμε μιάν άλλη μέθοδο την οποία εξετάζουμε παρακάτω.

5.1.7. ΜΕΘΟΔΟΣ COULOMB (ΑΝΑΖΗΤΗΣΗ ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΟΥ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ ΑΣΤΟΧΙΑΣ)

Η μέθοδος Rankine (1857), την οποία μέχρι τώρα αναπτύξαμε, ανήκει στην κατηγορία των λεγομένων ***"στατικών"*** μεθόδων ευρέσεως του οριακού φορτίου. Οι μέθοδοι αυτές δίνουν ένα *κάτω όριο* του φορτίου αστοχίας (βλ. απόδειξη στην θεωρία της πλαστικότητας). Η μέθοδος Coulomb την οποία εξετάζουμε παρακάτω (όπως και οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας τις οποίες εξετάζουμε αναλυτικά στο κεφάλαιο της ευστάθειας πρανών) ανήκουν στην κατηγορία των λεγομένων ***"κινηματικών"*** μεθόδων. Οι μέθοδοι αυτές δίνουν ένα *άνω όριο* του φορτίου αστοχίας (βλ. απόδειξη στην θεωρία της πλαστικότητας).

Ο Coulomb (1776) έκανε την απλοποιητική παραδοχή ότι την μετακίνηση του τοίχου ακολουθεί ως απολύτως στερεό μιά εδαφική μάζα η οποία "αποχωρίζεται" από το υπέδαφος και ολισθαίνει κατά μήκος επιφάνειας BC (**Σχήμα 13**). Την επιφάνεια αυτή ο Coulomb θεώρησε επίπεδη, κυρίως για λόγους απλούστευσης των υπολογισμών, αλλά και επειδή τα σχετικά του πειράματα έδειχναν πως μία τέτοια παραδοχή ήταν αρκετά λογική.

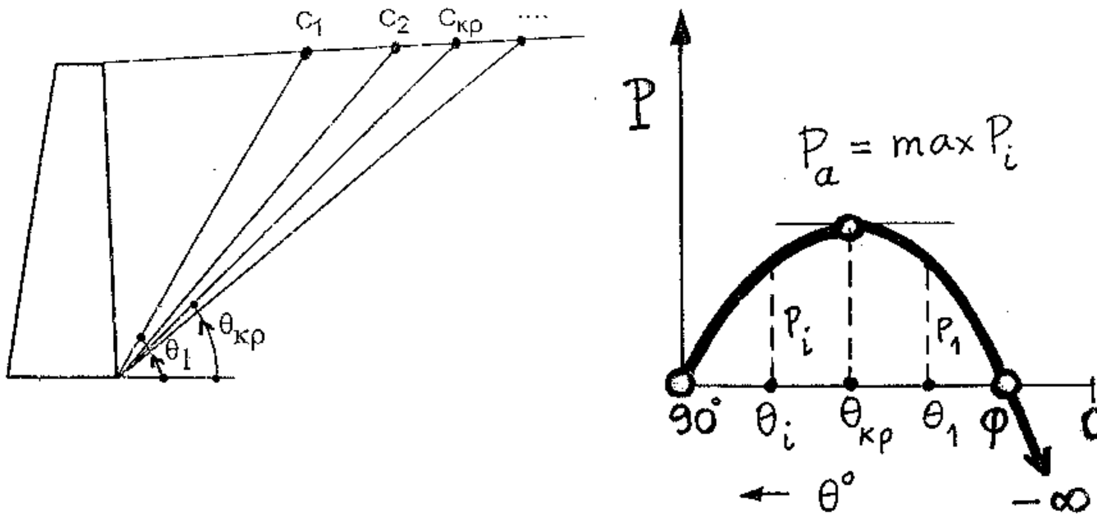
Η μέθοδος Coulomb αναζητεί το κρίσιμο εδαφικό πρίσμα ABC το οποίο θα ολισθήσει κατά την μετακίνηση του τοίχου. Προς τον σκοπό αυτό, εξετάζει την *οριακή ισορροπία* ενός δοκιμαστικού πρίσματος, όπως δείχνει το **Σχήμα 13.**



Σχήμα 13. Δυνάμεις και δυναμοτρίγωνο ισορροπίας για τον δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας κατά Coulomb. (Ενεργητική Κατάσταση)

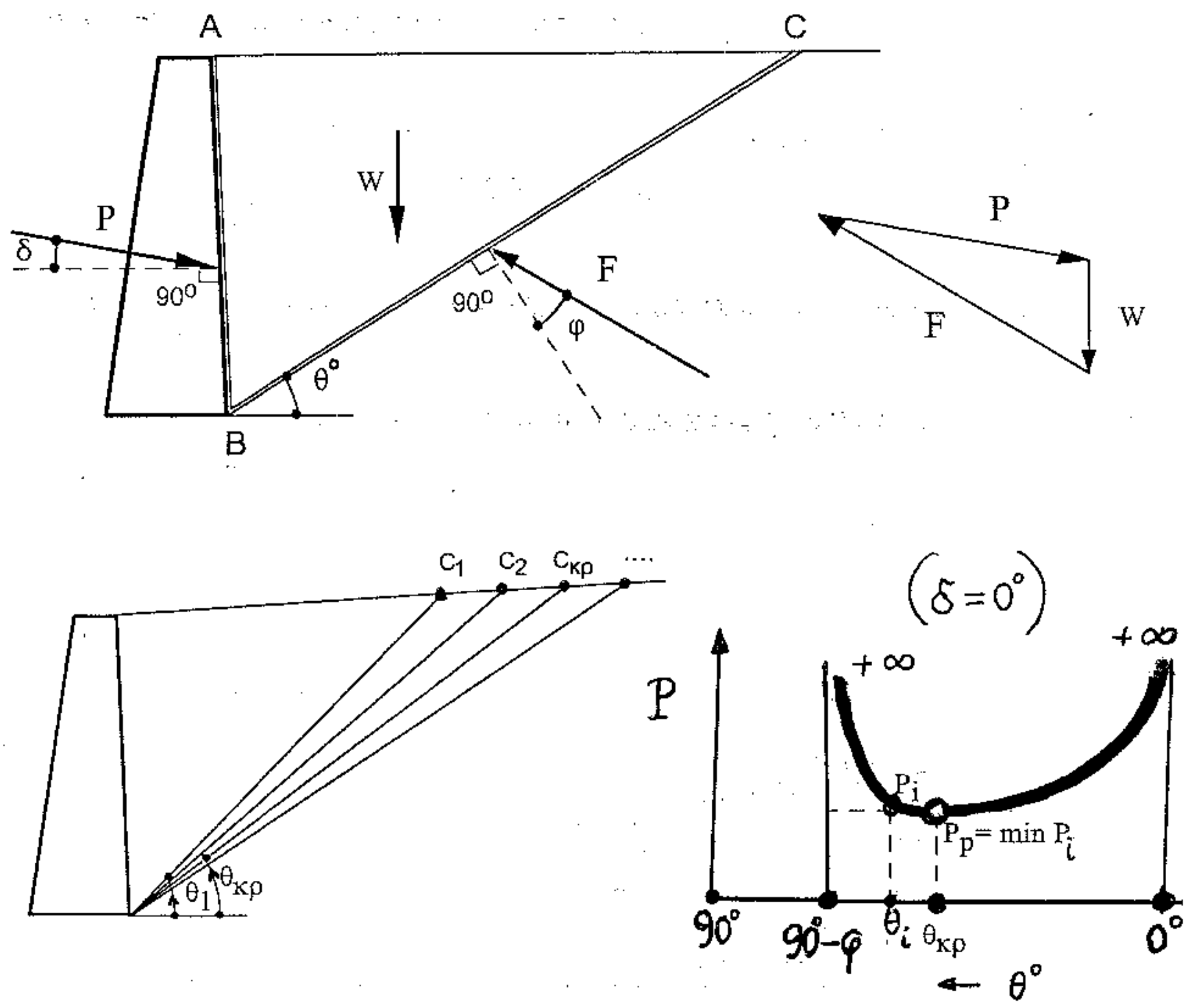
Οι δυνάμεις που επενεργούν στο δοκιμαστικό πρίσμα **ABC** είναι το βάρος του **W**, η δύναμη από τον τοίχο στο πρίσμα **P** (ίση και αντίθετη με την ώθηση), και η δύναμη **F** συνισταμένη των τάσεων του αμετακίνητου υπεδάφους, στο επίπεδο ολίσθησης. Αφού θεωρούμε συνθήκες οριακής ισορροπίας (επικείμενης ολίσθησης δηλαδή), η **F** θα σχηματίζει γωνία φ με την κάθετο στο επίπεδο ολισθήσεως ώστε **T** = **N tanφ**, όπου **T** και **N**, = διατμητική και ορθή συνιστώσα της **F**, αντιστοίχως. Η ισορροπία των δυνάμεων αυτών θα καθορίσει το μέγεθος της **P**.

Η ενεργητική ώθηση P_α θα είναι η ***μέγιστη*** από τις δυνάμεις **P** που προκύπτουν από την ισορροπία όλων των πιθανών δοκιμαστικών πρισμάτων. Αυτό ακριβώς απεικονίζεται σχηματικά παρακάτω (**Σχήμα 14**). (Να εξηγηθεί.)



Σχήμα 14. Δοκιμαστικά πρίσματα και προσδιορισμός της P_a με την μέθοδο Coulomb.

Η μέθοδος των δοκιμαστικών πρισμάτων μπορεί να εφαρμοσθεί και στην παθητική περίπτωση για τον προσδιορισμό της P_p : Οι δυνάμεις σ' ένα δοκιμαστικό πρίσμα στην περίπτωση αυτή θα έχουν την παρακάτω μορφή (**Σχήμα 15**):



Σχήμα 15*. (α) *Δυνάμεις και δυναμοτρίγωνο ισορροπίας για τον δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας κατά Coulomb. (Παθητική Κατάσταση)

(β) *Δοκιμαστικά πρίσματα και προσδιορισμός της P_p* .

Η παθητική δε ώθηση $\mathbf{P_p}$ θα είναι ***η ελάχιστη*** των $\mathbf{P_i}$ που θα προκύψουν από την ισορροπία των δοκιμαστικών πρισμάτων **ABC**$_i$. (Να εξηγηθεί.)

Ας σημειωθεί ότι οι λύσεις κατά Coulomb συμπίπτουν με τις λύσεις κατά Rankine για την περίπτωση λείου **(δ = 0°)** και κατακόρυφου τοίχου που αντιστηρίζει οριζόντιο έδαφος . [Να αποδειχθεί : Γράφουμε την P_i = P(θ), όπου θ = τυχούσα δοκιμαστική γωνία της επιφάνειας ολισθήσεως του τυχόντος πρίσματος Coulomb, μηδενίζουμε την παράγωγο της $\partial P / \partial \theta = 0$ απ' όπου προκύπτει η θ_{cr} , και αντικαθιστούμε την $\theta = \theta_{cr}$ στην $P_i = P(\theta)$, οπότε προκύπτει $P_\alpha = \max P_i = P(\theta_{cr})$]. ***Αριθμητικές εφαρμογές καί άλυτες ασκήσεις διαγωνισμάτων δίδονται στο τέλος των "Σημειώσεων" μετά τα Παραρτήματα.***

5.1.8 ΑΥΣΤΗΡΗ ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ

Η θεωρία Coulomb βασίζεται στην απλουστευτική παραδοχή οτι οι επιφάνειες ολισθήσεως είναι επίπεδα. Ακόμη, θεωρεί ισορροπία μόνον δυνάμεων κι όχι καί ροπών. Αποτέλεσμα: οι λύσεις που προκύπτουν από την εφαρμογή της είναι προσεγγιστικές και όχι ακριβείς.

Σε μιά γενικότερη αυστηρή θεώρηση του προβλήματος (με βάση την "στατική" και όχι την "κινηματική" μέθοδο) πρέπει σε κάθε σημείο της ζώνης αστοχίας να πληρούνται οι συνθήκες ισορροπίας (υπό επίπεδη παραμόρφωση) :

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = \gamma = \rho g$$

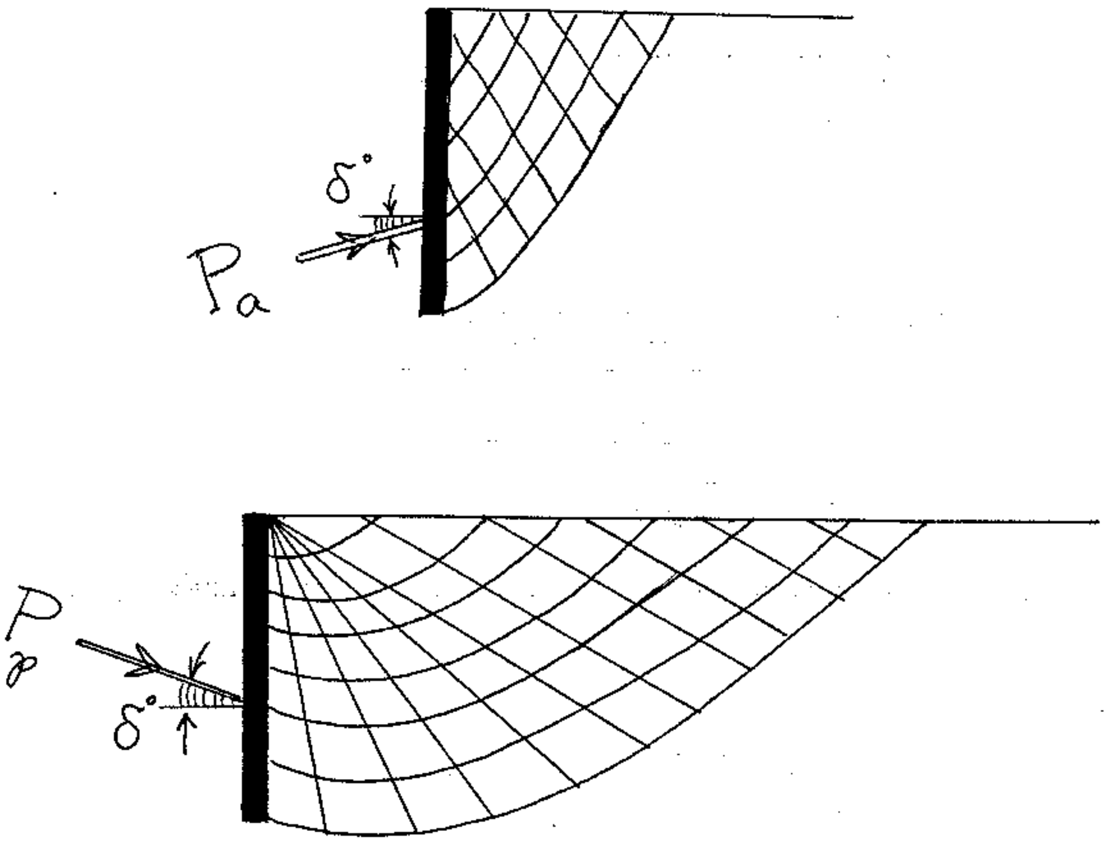
$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0$$

Επίσης πρέπει να πληρούνται οι συνοριακές συνθήκες στη διεπιφάνεια (δηλ. την επιφάνεια επαφής του τοίχου με το έδαφος) και στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους.

Ο συνδυασμός όλων αυτών των εξισώσεων οδηγεί σε μιά διαφορική εξίσωση (εξίσωση *"Koetter"*) η λύση της οποίας για τις συγκεκριμένες οριακές συνθήκες δίνει την κατεύθυνση των επιπέδων αστοχίας (γραμμές ολισθήσεως ή όπως λέγονται *"χαρακτηριστικές"*), και τις τιμές του τανυστή των τάσεων σε κάθε σημείο (Sokolovski 1956).

Η κατάστρωση της εξίσωσης *Koetter* και η ολοκλήρωσή της είναι εξαιρετικά πολύπλοκη και πέρα από τους σκοπούς των διδακτικών αυτών σημειώσεων. Εντελώς ενδεικτικά στο **Σχήμα 16** δείχνονται τα πεδία των γραμμών ολισθήσεως της θεωρίας αυτής για την ενεργητική και παθητική κατάσταση. (Εδαφος με οριζόντια επιφάνεια που αντιστηρίζεται από κατακόρυφον τοίχο, γωνίας τριβής δ με το έδαφος.)

Οι τιμές του Πίνακα 2 έχουν επίσης προκύψει από την εφαρμογή της εξίσωσης *Koetter* για οριζόντιο έδαφος και κατακόρυφο τοίχο, για διάφορες όμως τιμές της γωνίας δ. Η εφαρμογή των συντελεστών αυτών στον υπολογισμό των ενεργητικών κα παθητικών ωθήσεων επεξηγείται στο **Σχήμα 17.**



Σχήμα 16. *Γραμμές ολισθήσεως από την ακριβή επίλυση για ελαστοπλαστικό υλικό που υπακούει στον νόμο του Coulomb με δ ≠ 0*

[Sokolovski, V.V., ***Statics of Granular Media.*** *Butterworth Publishers, London, 1956.*
Koetter, F., ***Die Bestimmung des Druckes an gekruemmten Gleitflaechen,*** *Sitzungsber. Kgl. Preuss. Akad. der Wiss. Berlin, 1903]*

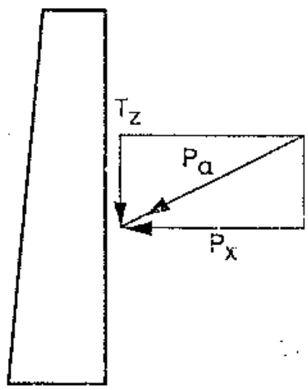
Πίνακας 2

Συντελεστές Ενεργητικής και Παθητικής Ωθησης
από την ακριβή επίλυση της θεωρίας πλαστικότητας
(Sokolovski 1956, Koetter 1903)

φ^o	10°			20°			30°			40°		
δ^o	0	5	10	0	10	20	0	15	30	0	20	40
$K_{\alpha x}$	0.70	0.66	0.64	0.49	0.44	0.41	0.33	0.29	0.27	0.22	0.19	0.17
$\Lambda_{\alpha z}$	0.00	0.06	0.11	0.00	0.08	0.15	0.00	0.08	0.15	0.00	0.07	0.14
K_{px}	1.42	1.55	1.63	2.04	2.51	2.86	3.00	4.46	5.67	4.00	9.10	14.00
Λ_{pz}	0.00	0.14	0.29	0.00	0.44	1.04	0.00	1.20	3.27	0.00	3.31	11.7

Ενεργητική κατάσταση

Σχήμα 17

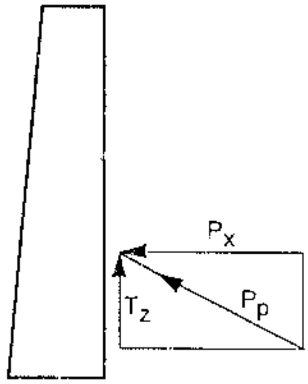


$$P_x = 1/2\ \gamma H^2 K_{\alpha x}$$

$$T_z = 1/2\ \gamma H^2 \Lambda_{\alpha z}$$

$$P_\alpha = 1/2\ \gamma\ H^2 \sqrt{K_{\alpha x}^2 + \Lambda_{\alpha z}^2}$$

Παθητική κατάσταση



$$P_x = 1/2\ \gamma\ H^2 K_{px}$$

$$T_z = 1/2\ \gamma H^2 \Lambda_{pz}$$

$$P_p = 1/2\ \gamma\ H^2 \sqrt{K_{px}^2 + \Lambda_{pz}^2}$$

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων της αυστηρής μαθηματικής λύσης με τα αντίστοιχα αποτελέσματα της λύσης Coulomb δείχνει ότι :

1. Για την ενεργητική κατάσταση, η λύση Coulomb δίνει μιά πολύ καλή προσέγγιση.

2. Για την παθητική κατάσταση, όμως, η λύση Coulomb αποτελεί σχετικώς καλή προσέγγιση *μόνον* όταν η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους είναι μικρότερη από φ / 3 (δ < φ / 3), όπου φ = η γωνία διατμητικής αντοχής του εδαφικού υλικού. Οταν δ > φ /3 η λύση Coulomb οδηγεί σε υπερεκτίμηση της παθητικής ώθησης, πράγμα που μπορεί να οδηγήσει σε ανασφαλή συμπεράσματα στον υπολογισμό της αντίστοιχης κατασκευής. Σ' αυτήν την περίπτωση συνιστάται η χρήση των τιμών του Πίνακα 2.

5.1.9. ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

Στόχος του υπολογισμού μιας κατασκευής αντιστηρίξεως είναι να εξασφαλίσει (με κατάλληλη διαστασιολόγηση, διαμόρφωση, υποστήριξη, κ.λ.π) την αποφυγή ***"οριακών" καταστάσεων "αστοχίας" και "λειτουργίας".*** Στις οριακές καταστάσεις ***"αστοχίας"*** συγκαταλέγονται :

- η απώλεια στατικής ισορροπίας
- η αστοχία-θραύση του εδάφους
- η αστοχία του δομικού στοιχείου

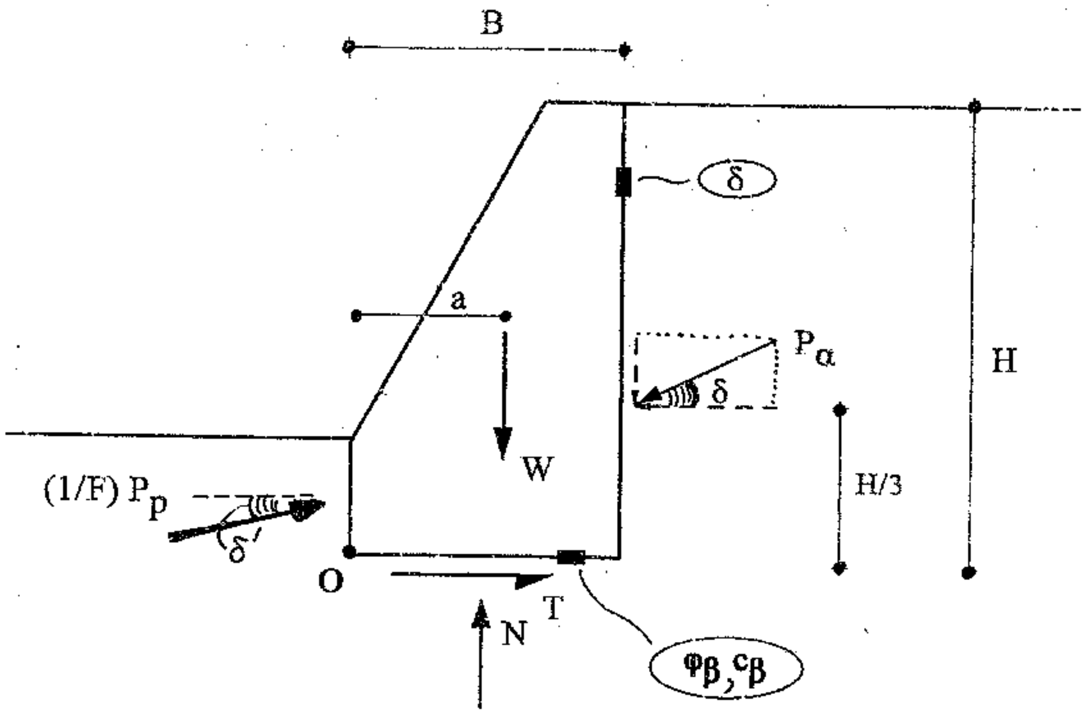
Στις οριακές καταστάσεις "λειτουργίας" συγκαταλέγονται :

- η μή ανεκτή καθίζηση και περιστροφή του τοίχου
- η μή ανεκτή καθίζηση και οριζόντια μετατόπιση του αντιστηριζομένου εδάφους.

Η πλήρης ανάπτυξη των ανωτέρω οριακών καταστάσεων για διάφορες κατηγορίες αντιστηρίξεως είναι εκτός των στόχων του μαθήματος. Εδώ το ενδιαφέρον μας περιορίζεται σε δύο θεμελιώδεις ελέγχους ενός τοίχου βαρύτητας για την αποφυγή απώλειας στατικής ισορροπίας :

- έλεγχο έναντι ***ολισθήσεως***
- έλεγχο έναντι ***ανατροπής***

Οι δύο αυτοί έλεγχοι εξηγούνται με την βοήθεια του **Σχήματος 18.**



Σχήμα 18 : Βάρος, δράσεις και αντιδράσεις τοίχου βαρύτητας

Ελεγχος ολισθήσεως

- Χωρίς θεώρηση της παθητικής αντίδρασης (P_p) στο πόδι του τοίχου, η ισορροπία θα εξασφαλισθεί χάρη στην διατμητική αντίδραση του υποκείμενου εδάφους στην βάση του τοίχου. Η μέγιστη δυνατή τιμή αυτής της αντίδρασης είναι (νόμος Coulomb) :

$$T = N \tan\varphi_\beta + C_\beta = (W + P_\alpha \sin\delta) \tan\varphi_\beta + c_\beta B$$

όπου φ και c_β = οι παράμετροι διατμητικής αντοχής (γωνία τριβής και συνοχή) στην βάση του τοίχου. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως υπολογίζεται ως :

$$Y_{\text{ολισθ.}} = \frac{(W + P_a \sin\delta)\ \tan\varphi_\beta + c_\beta \cdot B}{P_a \cos\delta}$$

- Λαμβάνοντας υπόψη ένα κλάσμα μόνον (1 / F′) της P_p, έχουμε ως μέγιστη δυνατή αντίδραση :

$$T = C_\beta + N \tan\varphi_\beta = (W + P_a \sin\delta - \frac{P_p}{F'} \sin\delta') \tan\varphi_\beta + c_\beta B$$

Οπότε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως γίνεται :

$$Y_{\text{ολισθ.}} = \frac{\left(W + P_a \sin\delta - \frac{P_p}{F'} \sin\delta'\right) \tan\varphi_\beta + c_\beta \cdot B}{P_a \cos\delta - \frac{P_p}{F'} \cos\delta'}$$

όπου ο συντελεστής $F' \approx 2$ ή 3 μειώνει την παθητική ώθηση για δύο λόγους: λόγω "συμβιβασμού" των παραμορφώσεων, μεταξύ ενεργητικής και παθητικής πλευράς (επειδή η ενεργητική κατάσταση "επιτυγχάνεται" σε πολύ μικρότερη παραμόρφωση) · και επειδή η μακροχρόνια εξασφάλιση του παθητικά δρώντος εδάφους δεν είναι πάντα ευχερής (π.χ., διάβρωση, υδραυλική υποσκαφή, "ατύχημα" , . .)

<u>*Ελεγχος ανατροπής*</u>

Εξετάζεται μόνον η περίπτωση όπου P_p στον πόδα του τοίχου δεν λαμβάνεται υπόψη. Τυχόν ανατροπή θα γίνει με στροφή περί το σημείο Ο δηλαδή το εξωτερικό άκρο της βάσης του τοίχου. Ο συντελεστής ασφαλείας *έναντι επικειμένης ανατροπής* υπολογίζεται ως :

$$Y_{\text{ανατρ.}} = \text{Ροπή Ευστάθειας / Ροπή ανατροπής}$$

$$= \frac{W\,a + P_a \sin\delta \cdot B}{P_a \cos\delta \cdot \frac{H}{3}}$$

όπου a = μοχλοβραχίονας του βάρους του τοίχου ως προς το σημείο της επικείμενης περιστροφής. (Εδαφικές αντιδράσεις στην βάση του τοίχου δεν υφίστανται στην κατάσταση αυτή. Να εξηγηθεί γιατί. Επίσης να αναλυθεί η περίπτωση όπου ένα κλάσμα [1 / F΄] της παθητικής ώθησης λαμβάνεται υπόψη.)

Συνήθως οι συντελεστές ασφαλείας $Y_{ολισθ.}$ και $Y_{ανατρ}$ πρέπει να είναι αρκετά μεγαλύτεροι της μονάδας. Το ποιές είναι οι ανεκτές κάθε φορά τιμές θα εξαρτηθεί αφενός μεν απ' την ***σπουδαιότητα*** της κατασκευής και τις ενδεχόμενες ***συνέπειες*** "αστοχίας", αφετέρου δε απ' την ***αβεβαιότητα*** ως προς τις εδαφικές παραμέτρους και, γενικότερα, τον ακριβή μηχανισμό αστοχίας. Ο καθορισμός των ανεκτών τιμών είναι προιόν συνεργασίας του Μηχανικού με τον Ιδιοκτήτη και τους λοιπούς Παράγοντες του Εργου. Οι σχετικοί *"Κανονισμοί"* μπορεί να αποτελέσουν τον οδηγό για τον καθορισμό αυτόν (Η εφαρμογή των κανονισμών είναι απαραίτητη για μερικές *συνήθεις* κατασκευές). Συνήθεις τιμές είναι $\mathbf{Y_{ολισθ.} > 1.3}$ και $\mathbf{Y_{ανατρ.} > 1.50}$.

Οπως ήδη αναφέραμε, οι δύο ανωτέρω έλεγχοι δεν είναι οι μόνοι που απαιτούνται για την εξασφάλιση της αντιστήριξης. Πρόσθετοι έλεγχοι (οι οποίοι όμως δεν αποτελούν αντικείμενο ετούτου του κεφαλαίου, ούτε αφορούν μόνον τους τοίχους βαρύτητας) είναι :

- ο έλεγχος ***"φέρουσας ικανότητας"*** (οριακού φορτίου) του εδάφους στη βάση του τοίχου υπό την επίδραση των μεταβιβαζομένων φορτίων (Ν, Τ, και Μ) --- βλ. ανάλυση επομένου υποκεφαλαίου
- ο έλεγχος ***καθιζήσεων*** του τοίχου και του αντιστηριζομένου εδάφους
- ο δομοστατικός έλεγχος των ***εσωτερικών δυνάμεων*** (ροπών κάμψεως, τεμνουσών δυνάμεων, αξονικών δυνάμεων) στον τοίχο
- ο έλεγχος του όλου συστήματος έναντι του κινδύνου ***συνολικής αστάθειας*** (τύπου ολισθήσεως πρανούς)
- ο έλεγχος έναντι ***ανυψώσεως*** της στάθμης του εδάφους μπρός από τον πόδα του τοίχου, αστοχίας λόγω ***υδραυλικής υποσκαφής***, κ.λ.π.

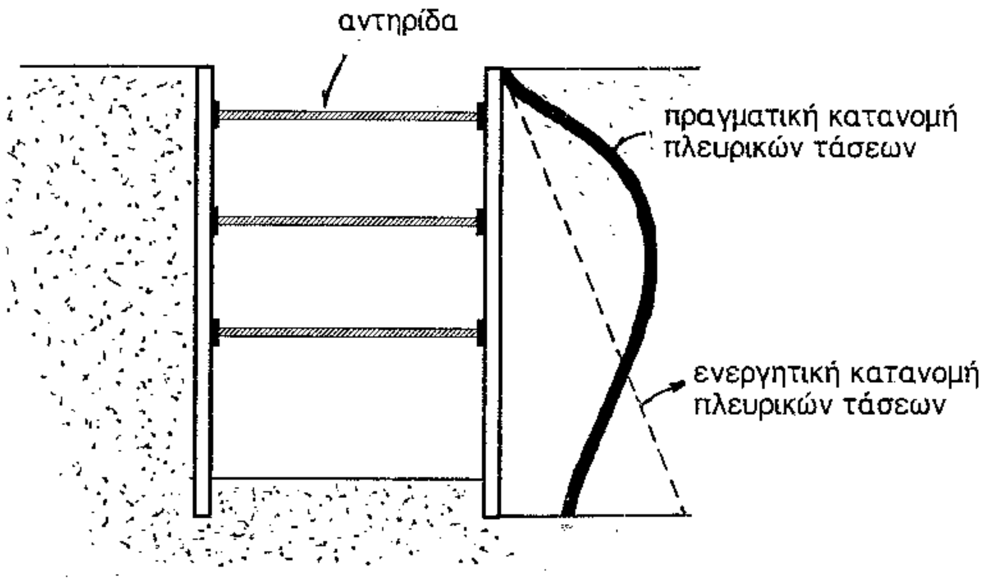
- ο έλεγχος σε ***σεισμική*** επιπόνηση (συμπεριλαμβανομένης και της εδαφικής αστοχίας υπό την μορφή σεισμικής *ρευστοποίησης)* — θέματα που αντιμετωπίζονται στο μάθημα της ***Εδαφοδυναμικής*** στο 9^{ο} εξάμηνο.

Μερικοί από τους ελέγχους αυτούς καλύπτονται ενμέρει στα επόμενα κεφάλαια αυτών εδώ των Σημειώσεων • οι υπόλοιποι αποτελούν αντικείμενο άλλων μαθημάτων — γεωτεχνικών και δομοστατικών.

5.1.10 ΤΟΙΧΟΙ με ΑΝΤΗΡΙΔΕΣ

Σε περιπτώσεις βαθειών εκσκαφών με κατακόρυφα πρανή (π.χ. εκσκαφές κτιρίων, υπογείων σιδηροδρόμων, κλπ) τα δομικά στοιχεία που αντιστηρίζουν το έδαφος ενισχύονται (αντιστηρίζονται) με αντηρίδες, οι οποίες συχνά παίρνουν την μορφή εγκάρσιων διαδοκίδων.

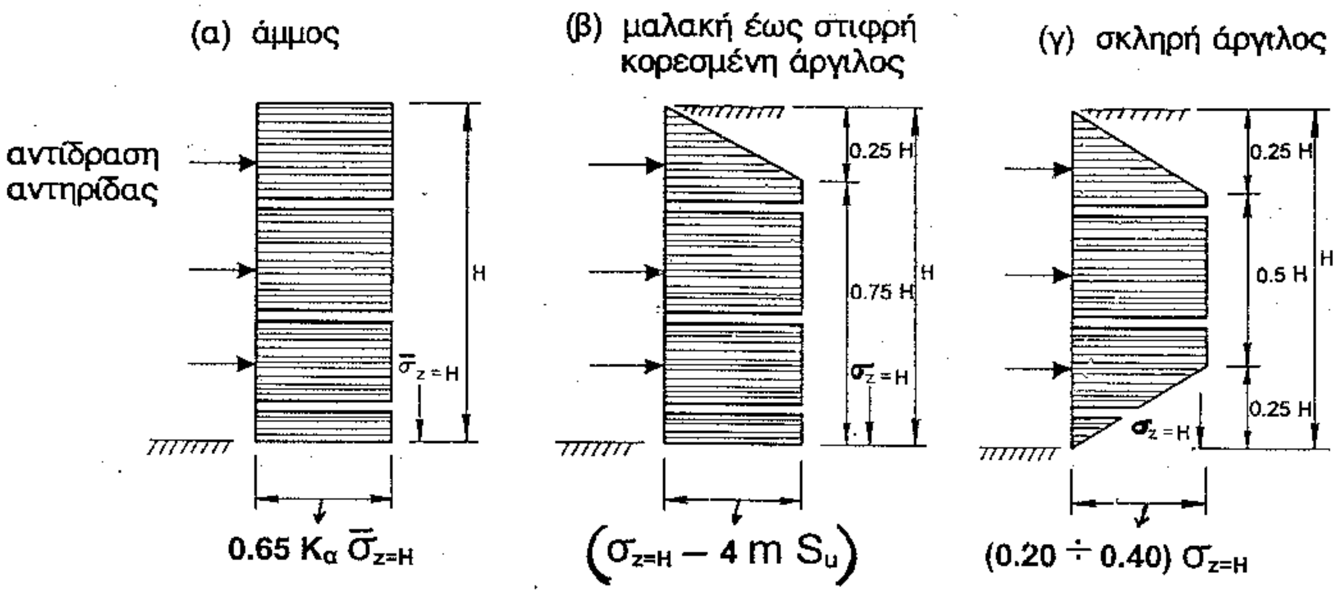
Ενα τέτοιο σύστημα αντιστηριγμένης εκσκαφής απεικονίζεται στο **Σχήμα 19**. Η παρεμβολή των αντηρίδων έχει ως αποτέλεσμα να μην αναπτύσσονται μετακινήσεις των πασσαλοσανίδων ή πασσαλοτοίχων οι οποίες θα οδηγούσαν στην ανάπτυξη ενεργητικών ωθήσεων. Η σειρά τοποθέτησης των αντηρίδων και οι επακόλουθες μετατοπίσεις έχουν σαν αποτέλεσμα η κατανομή των οριζοντίων (πλευρικών) δράσεων να έχει την μορφή του **Σχήματος 19**. Η μείωση των εδαφικών ωθήσεων στο κάτω μέρος του τοίχου οφείλεται στην ***"τοξωτή λειτουργία"*** του εδάφους. Το πολύ σημαντικό αυτό φαινόμενο εξηγείται συνοπτικά στο άρθρο που δίνεται στο παράρτημα (Γκαζέτας, 1988, *"Η τοξωτή λειτουργία του εδάφους αιτία αστοχίας αντιστηρίξεως"*, Πρακτικά 1^{ου} Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τόμος I, σελ. 201-205).



Σχήμα 19. Αντηριδωτή Αντιστήριξη -- πιθανό διάγραμμα οριζοντίων εδαφικών δράσεων

Στην πράξη, η μελέτη τέτοιου είδους συστημάτων αντιστήριξης γίνεται με βάση απλοποιημένα *εμπειρικά διαγράμματα* πιέσεων όπως αυτά του **Σχήματος 20.** Πολλοί Κανονισμοί επιβάλλουν τον υπολογισμό με αυτά τα διαγράμματα. Εχει επικρατήσει η ονομασία: διαγράμματα περιβαλουσών ωθήσεων. Στο ίδιο Σχήμα εξηγείται και ο συνήθης πρακτικός τρόπος υπολογισμού του φορτίου των αντηρίδων. Τονίζεται ωστόσο ότι όσο και αν επικρατεί η εντύπωση ότι είναι συντηρητικές, τέτοιου είδους εμπειρικές μέθοδοι ενδέχεται να οδηγήσουν σε εσφαλμένες ανασφαλείς λύσεις, όταν εφαρμόζονται χωρίς πλήρη κατανόηση της μηχανικής του προβλήματος. "Ασυνήθιστες" κατασκευαστικές διαδικασίες ενδέχεται να προκαλέσουν τελείως διαφορετική συμπεριφορά του γεωτεχνικού συστήματος απ' ό,τι θα αναμένονταν βάσει των "συνήθων" εμπειρικών μεθόδων υπολογισμού.

Ενα *ιστορικό περιστατικό* τέτοιας αστοχίας αναλύεται στο προαναφερθέν άρθρο του παραρτήματος (Γκαζέτας 1988). Το φιλοσοφικό συμπέρασμα που απορρέει απ' το άρθρο είναι ότι ***η κρίση του Μηχανικού (κι όχι οι Κανονισμοί) πρέπει να παίζουν τον πρώτο ρόλο στον υπολογισμό των έργων.***

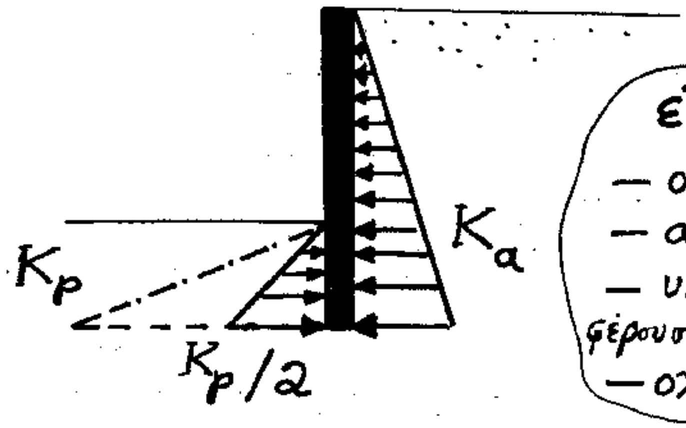


Σχήμα 20. *Εμπειρικά διαγράμματα ("περιβάλλουσες") πιέσεων σε αντηριδωτούς τοίχους. $\sigma_{z=H} = \gamma H$ (σε ομοιογενές έδαφος). Το διάγραμμα "β" ισχύει εφόσον $\gamma H / S_u > 6$, το δε "γ" εφόσον $\gamma H / S_u < 4$. Ενδιάμεσα : γραμμική παρεμβολή. Το m μεταβάλλεται από m = 0.40 (για πολύ μαλακές και βαθιές αργίλους) έως m = 1 (κατά την κρίση του μηχανικού).*

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 5.1

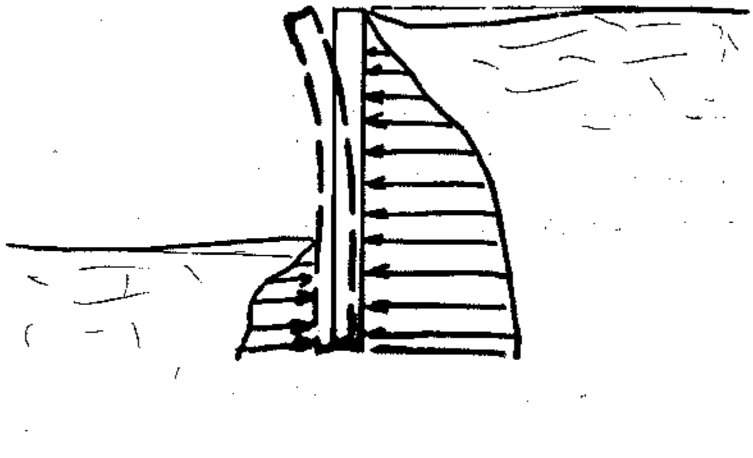
ΠΡΟΣΠΑΘΕΙΑ ΓΙΑ ΕΜΒΑΘΥΝΣΗ ΣΤΗΝ ΦΙΛΟΣΟΦΙΑ ΤΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ

ΣΥΜΒΑΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ
(Σχεδιασμός γιά τήν αποφυγή αστάθειας)

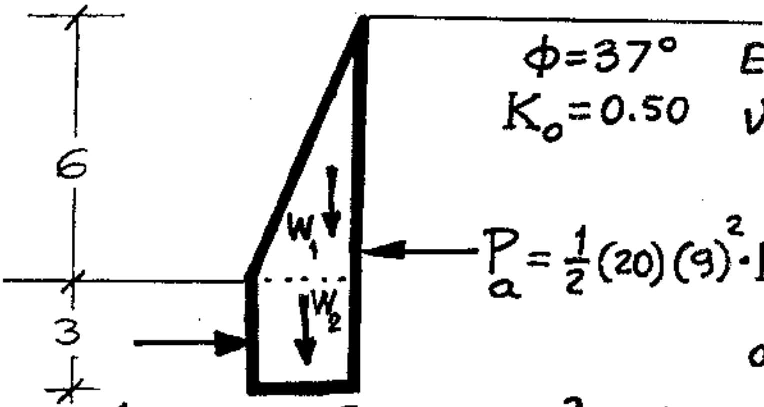


έλεγχοι:
— ολίσθηση
— ανατροπή
— υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας
— ολική αστάθεια

ΑΝΑΛΥΣΗ της ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
(Εξέλιξη παραμορφώσεων, τάσεων)



Συμβατικός Υπολογισμός :



$\phi = 37^\circ$ $\quad E = 20\,MPa$

$K_o = 0.50$ $\quad \nu = 0.30$

$P_a = \frac{1}{2}(20)(9)^2 \cdot \underset{\downarrow \atop 0.25}{K_a} \approx 202$

$$\frac{1}{2} P_p = \frac{1}{2}\left[\frac{1}{2}(20)(3)^2 \cdot K_p\right] \approx 135 \ kN/m$$

$$W_1 = \frac{1}{2}(6)(3)(25) = 225 \ kN/m$$

$$W_2 = (3)(3)(25) = 225 \ \text{"}$$

ΑΝΑΤΡΟΠΗ:

$$\gamma_{αν.} = \frac{225 \times (1.5 + 2)}{202 \times \frac{9}{3} - 135 \times \frac{3}{3}} = \frac{787}{471} = 1.67$$

ΟΛΙΣΘΗΣΗ:

$$\gamma_{ολισ.} = \frac{450 \tan 30^\circ}{202 - 135} = \frac{259}{67} \approx 3.9$$

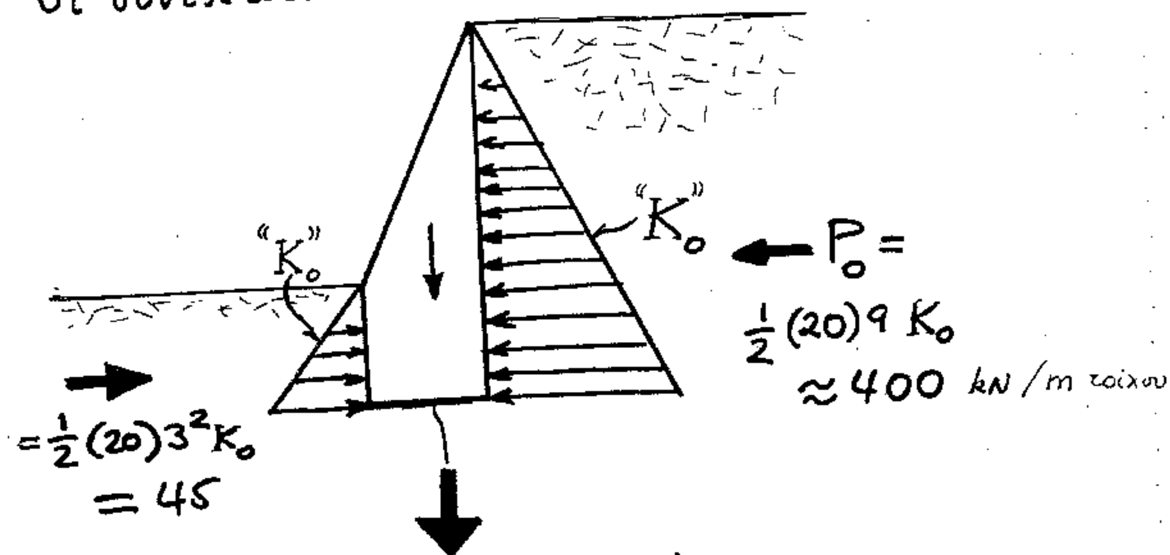
Ανάλυση της Πραγματικής Συμπεριφοράς του συστήματος τοίχου - εδάφους :

Γιατί χρησιμοποιούμε τάσεις "K_a" ;
Γιατί όχι "K_o" ;

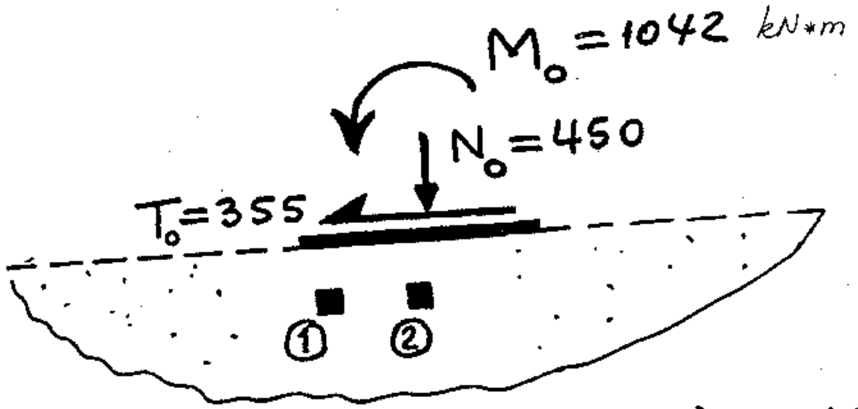
Απόδειξη διά της <u>Εις Άτοπον Απαγωγής</u>:

Έστω ότι αναπτύσσονται οι τάσεις K_o.

Οι συνέπειες της ανάπτυξης τάσεων «K_o»:



ΣΤΗΝ ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ:

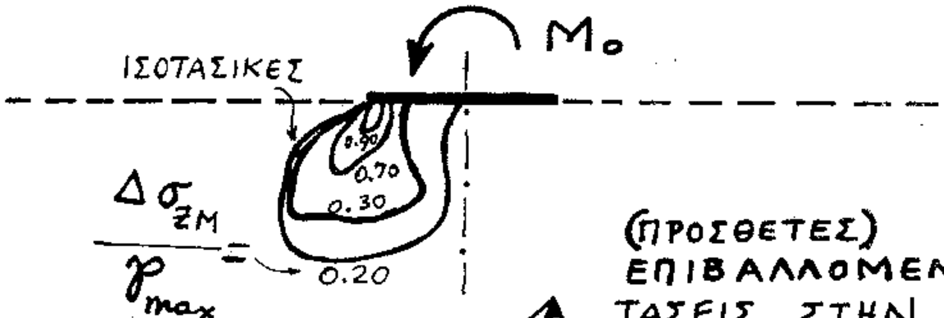


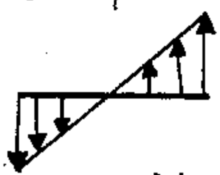
$$M_o = 400 \times \frac{9}{3} - 45 \times \frac{3}{3} - 225 \times (0.5) = 1042 \text{ kN m}$$

Μεταβιβαζόμενες δράσεις στην διεπιφάνεια της βάσης: N_o, T_o, M_o.

Διερευνούμε τις συνέπειες των M_o και T_o (στροφή ϕ_o λόγω M_o, μετάθεση u_o λόγω T_o):

• ΣΤΡΟΦΗ ΛΟΓΩ M_o

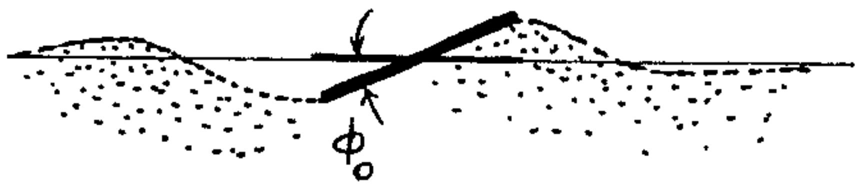




(ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ) ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ
(προσεγγιστική κατανομή)

$$q_{max} = \frac{M}{I}\,y = \frac{M_o}{B^3/12}\,\frac{B}{2} = \frac{6M_o}{B^2}$$

ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ (ϕ_o, u_o)



$$\phi_o = \frac{M_o}{K_r} \; ; \quad K_r = \frac{\pi G b^2}{2(1-\nu)} \quad (*)$$

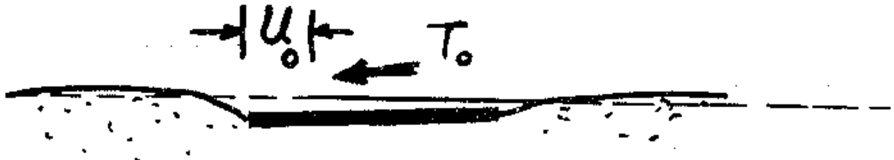
$$G = E/2(1+\nu) = 20000/2.6 \simeq 7700 \text{ kPa}$$

$$K_r = \frac{\pi\,(7700)\,1.5^2}{2\,(1-0.3)} \approx 38\,860 \text{ kN·m/rad}$$

$$\phi_o = 1042/38\,860 \approx 0.03 \text{ rad}$$

(*) βλέπε: Gazetas G. (1987): "Simple Physical Models for Foundation Impedances", Dynamics of Foundations and Underground Structures, Elsevier, pp. 1-97.

- ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ
ΛΟΓΩ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ T_o

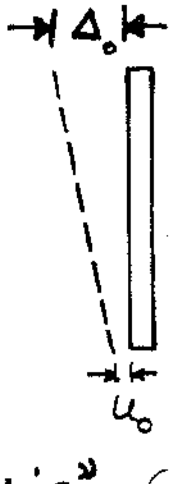


$$u_o = \frac{T_o}{K_x} \quad ; \quad K_x = \frac{2G}{2-\nu} \; *$$

$$K_x = \frac{2 \times 7700}{2 - 0.30} = 9000 \; \frac{kN}{m}$$

$$u_o = \frac{355}{9000} \approx 0.04 \; m$$

μετατόπιση τοίχου:



$$\Delta_o = u_o + \phi_o H$$
$$= 0.04 + 0.03 \times 9$$
$$= 0.31 \, m$$

μέση «ενεργός» (ανηγμένη) παραμόρφωση
του αυτοστηριζόμενου εδάφους:

$$\varepsilon \approx \frac{\Delta_o}{H} \approx 0.034 > \varepsilon_a \sim 0.005$$

δηλαδή παραμόρφωση εξαιρετική > της απαιτούμενης
για ενεργητική ώθηση!

ΟΠΕΡ ΑΤΟΠΟΝ.

* απ' την θεωρία ελαστικότητας,
βλ. Gazetas 1987.

δηλαδή, η αναπτυσσόμενη ελαστική παραμόρφωση ε είναι αρκετά μεγαλύτερη της ε_α που απαιτείται για την μετάβαση στην ενεργητική κατάσταση.

Αρα, οι τάσεις "K_o" θα μειωθούν, και τελικώς η ένταση που επιβάλλεται στον τοίχο θα είναι η ενεργητική "K_a". Κι' αυτό παρά το γεγονός οτι ο τοίχος απέχει πολύ απ' το να ολισθήσει ($Y_{ολισθ} \cong 3.90$)!

Δικαιολογείται λοιπόν η πρακτική του υπολογισμού με ενεργητικές ωθήσεις. Φυσικά θα υπάρξουν και εξαιρέσεις : π.χ. τοίχος εδραζόμενος επί βράχου, ἤ έστω επί δυσ-παραμόρφωτου εδάφους· ἤ τοίχος θεμελιωμένος με πασσάλους, οι οποίοι επιτρέπουν πολύ μικρή στροφή καί μετατόπιση στην κεφαλή τους. Σε τέτοιες περιπτώσεις, η κατάσταση "K_o" θα είναι πιό εύλογη και ασφαλής παραδοχή.

5.2

ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ

5.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ

5.2.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Εισαγωγή

Τα προβλήματα ανάλυσης της ευστάθειας πρανούς αποτελούν εφαρμογή της θεωρίας της οριακής (πλαστικής) ισορροπίας μιάς εδαφικής μάζας. Η οριακή ισορροπία βασίζεται στην απλοποιητική παραδοχή ιδεωδώς-πλαστικής συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών που συνιστούν την εδαφική μάζα. Στις ίδιες αρχές βασίζονται και τα προβλήματα προσδιορισμού ωθήσεων γαιών υπό μεγάλη παραμόρφωση και "φέρουσας ικανότητας " (οριακού φορτίου) θεμελίου.

Γενικώς, το πρόβλημα της ευστάθειας πρανών αναλύεται με την εξέταση της ισορροπίας των δυνάμεων εκείνων που τείνουν να προκαλέσουν ολίσθηση του πρανούς (δυνάμεις βαρύτητας, διηθήσεως κ.λ.π) κατά μήκος μιας συγκεκριμένης (και διαφορετικής σε κάθε έλεγχο) επιφάνειας, και εκείνων που ασκούνται κατά μήκος της επιφάνειας αυτής και αντιτίθενται στην ολίσθηση . Οι δυνάμεις αυτές αντιστάσεως είναι συνάρτηση της συνοχής, c_i , και της γωνίας διατμητικής αντοχής, φ_i , των διαφόρων εδαφικών στρώσεων, i , απο τις οποίες διέρχεται η (δοκιμαστική) επιφάνεια ολισθήσεως. Η μεθοδολογία αναλύσεως της ευστάθειας πρανούς βρίσκει εφαρμογή : στον έλεγχο *φυσικών πρανών* έναντι ενδεχομένης κατολισθήσεως, στον έλεγχο πρανών λόγω *εκσκαφής*, και στον σχεδιασμό της γεωμετρίας *τεχνητών επιχωμάτων* (κυρίως συνδυασμό ύψους, κλίσης, και υλικών, έτσι ώστε τα επιχώματα αυτά, εδραζόμενα σε έδαφος με γνωστή διαδοχή εδαφικών στρώσεων και γνωστές τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής, να εμφανίζουν ικανοποιητική ασφάλεια έναντι κινδύνου διατμητικής αστοχίας).

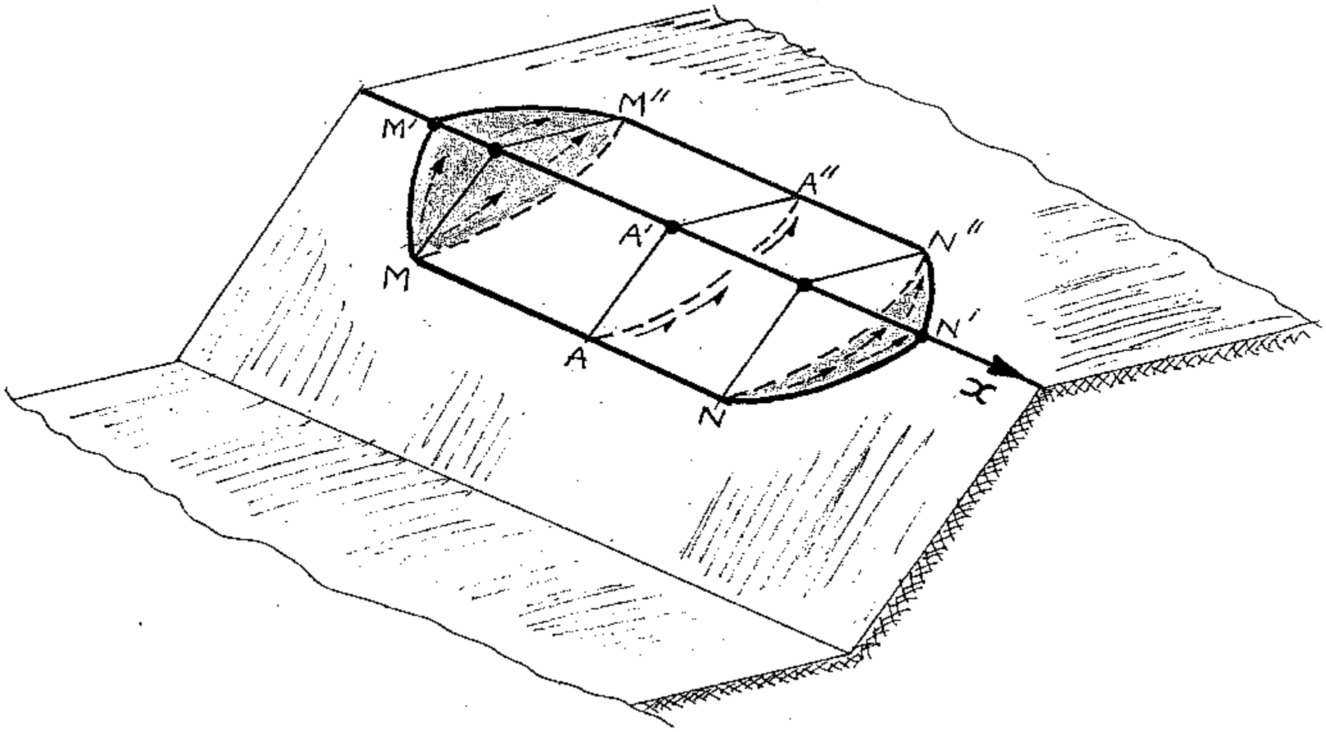
Κοινά χαρακτηριστικά των εφαρμογών τής οριακής ισορροπίας

Συνήθως η ανάλυση γίνεται με την παραδοχή οτι η φόρτιση επιβάλλεται υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ($\varepsilon_x = 0$) — μιά πολύ καλή υπόθεση, εφόσον η διάσταση της ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας καθέτως προς το εξεταζόμενο επίπεδο είναι πολύ μεγάλη (θεωρητικώς άπειρη). Από άποψη κυρίων τάσεων τούτο σημαίνει οτι η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση, σ_1 και σ_3, περιέχονται στο εξεταζόμενο επίπεδο, ενώ η ορθή τάση η κάθετη στο επίπεδο αυτό είναι επίσης κύρια, και μάλιστα αυτή είναι η ενδιάμεση κύρια τάση $[\sigma_x = \sigma_2 = \nu\,(\sigma_y + \sigma_z)]$. *Ετσι:*

(α) Στα προβλήματα οριακών οριζοντίων ωθήσεων, η εδαφική δράση υπολογίζεται ανά μέτρο μήκους της αντιστήριξης.

(β) Η "φέρουσα ικανότητα" (οριακό φορτίο) θεμελίου αναφέρεται σε φόρτιση λωρίδας απείρου μήκους. (Φυσικά, στο πρόβλημα αυτό η λύση επεκτείνεται *καί* για την συνηθέστερη περίπτωση θεμελίου με περιορισμένες και τις δύο διαστάσεις κατόψεως.)

(γ) Στα προβλήματα ευστάθειας πρανών η ισορροπία εξετάζεται για ένα επίπεδο που βρίσκεται σε αρκετή απόσταση από τα άκρα της κάτοψης της ολισθαίνουσας μάζας **(Σχήμα 1)** και επομένως οι διατμητικές τάσεις που οφείλονται στην αναπτυσσόμενη τριβή και συνοχή στις ακραίες επιφάνειες (ΜΜ' Μ" και ΝΝ' Ν") αμελούνται — απλοποιητική παραδοχή υπέρ της ασφαλείας ("συντηρητική"). Στην τομή ΑΑ'Α" θα ισχύουν περίπου συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Η ευστάθεια του πρανούς εξετάζεται λοιπόν (συντηρητικά) ανά μέτρο μήκους ολισθαίνουσας μάζας, στην τομή ΑΑ' Α".



Σχήμα 1. Τρισδιάστατος μηχανισμός αστοχίας πρανούς και δισδιάστατη προσέγγιση (επίπεδη παραμόρφωση στην Α Α' Α")

Κύριες διαφορές των εφαρμογών της οριακής ισορροπίας

Στα προβλήματα ωθήσεων, με την προυπόθεση οτι η κατασκευή της αντιστήριξης επιτρέπει την εκδήλωση των απαιτούμενων κάθε φορά μετακινήσεων, η αστοχία της συγκρατούμενης εδαφικής μάζας. είτε σ' όλα τα σημεία της (Rankine), είτε κατά μήκος της κρίσιμης επιφάνειας ολισθήσεως (Coulomb), είναι επιθυμητή. Επιδιώκεται δηλαδή η *εκδήλωσή* της, εφόσον οι αντίστοιχες μετακινήσεις είναι ανεκτές . Ετσι η συνολική δύναμη που ασκείται από το έδαφος στην αντιστήριξη είναι η ενεργητική ώθηση, P_a (ή ενίοτε και η παθητική P_p). Βέβαια, η ίδια αυτή κατασκευή αντιστηρίξεως σχεδιάζεται με κατάλληλον συντελεστή ασφαλείας Υ σε ανατροπή και ολίσθηση, ώστε να καλυφθούν οι πολλαπλές αβεβαιότητες του προβλήματος (δυσχέρειες στην ακριβή εκτίμηση των παραμέτρων c και φ, άγνοια ακριβούς μηχανισμού "θραύσεως"...).

Στα προβλήματα "φέρουσας ικανότητας" το οριακό φορτίο, q_{op}, υπολογίζεται από την γεωμετρία της επιφάνειας φορτίσεως, το βάθος θεμελιώσεως και τα εδαφικά χαρακτηριστικά **(γ, c, φ)** . Εν συνεχεία, για ν' αποτραπεί "πάση θυσία" η εκδήλωση παρόμοιας με τα προβλήματα ωθήσεως αστοχίας (που θα ήταν καταστροφική), επιδιώκεται ώστε η τάση που επιβάλλεται απ΄το θεμέλιο στο έδαφος να μην ξεπερνάει την τιμή q_{op} / Y, όπου Υ ένας αρκετά μεγάλος (εδώ) συντελεστής ασφαλείας (συνήθως Υ = 3).

Στα προβλήματα ευστάθειας πρανών η οριακή ισορροπία (σε πιθανή δοκιμαστική επιφάνεια ολισθήσεως) αναλύεται την στιγμή που αρχίζει η ολίσθηση. Τότε έχει πλήρως *" κινητοποιηθεί "* ολόκληρη η διατμητική αντοχή στην επιφάνεια ολισθήσεως. Επομένως, η μέση επιβαλλόμενη διατμητική τάση στην επιφάνεια αυτή είναι ίση με την διατμητική αντοχή,

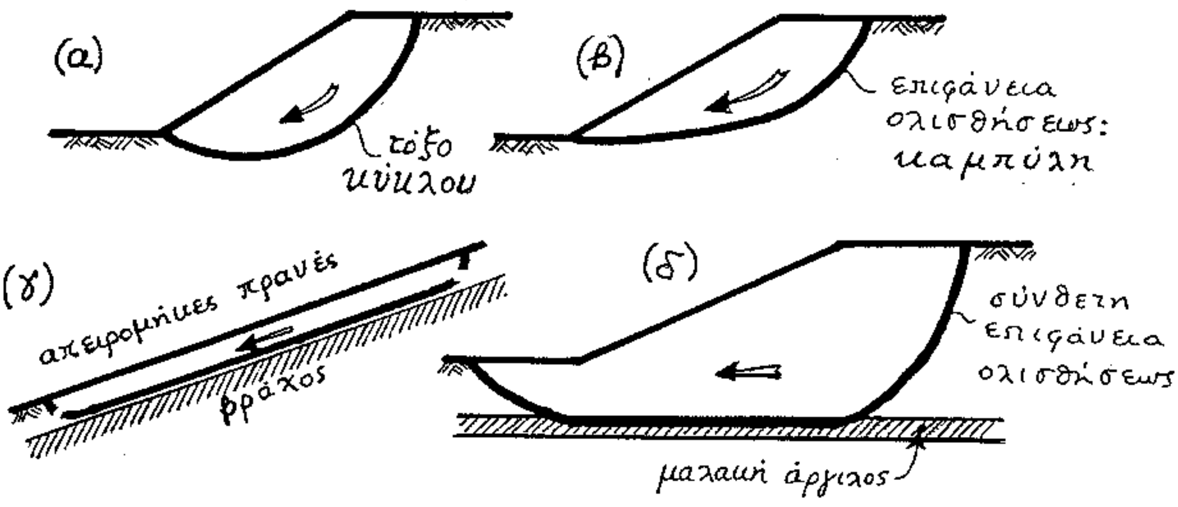
$$\tau_{\alpha\alpha} = c + \overline{\sigma} \tan\varphi .$$

Στη φάση "λειτουργίας" δεν επιτρέπεται φυσικά να αστοχήσει η εδαφική μάζα· θα πρέπει λοιπόν οι διατμητικές τάσεις να εξισορροπούνται από ένα ποσοστό $\tau_{\alpha\alpha} / Y$ της συνολικής διατμητικής αντοχής. Ετσι, ο συντελεστής ασφαλείας, Υ, υπεισέρχεται εδώ στην *ίδια* την εξίσωση ισορροπίας (που μπορεί κάλλιστα να είναι εξίσωση τάσεων, δυνάμεων, ή ροπών). Συνήθως δέ ο συντελεστής ασφαλείας αποτελεί τον προσδιοριστέο άγνωστο. Αναζητείται κατόπιν εκείνη η επιφάνεια ολισθήσεως στην οποία αντιστοιχεί ο *ελάχιστος* συντελεστής ασφαλείας.

Τυπικές μορφές μηχανισμών αστοχίας (επιφανειών ολισθήσεως)

Στο **Σχήμα 2** εμφανίζονται μερικές απ' τις κυριότερες μορφές επιφανειών ολισθήσεως (εξιδανικευμένες, φυσικά). Στις περιστροφικές αστοχίες [Σχ. 2(α), 2(β)], η επιφάνεια ολισθήσεως είναι τόξο κύκλου ή γενικότερα τυχούσα καμπύλη. Στην περίπτωση κυκλικής επιφάνειας, ανάλογα με την θέση του σημείου τομής του κύκλου με το πρανές, διακρίνονται κύκλοι *"πρανούς"*, κύκλοι *"ποδός"* και κύκλοι *"βάσεως"* .

Οι κυκλικές επιφάνειες ολισθήσεως είναι (κατά προσέγγιση φυσικά) ο κύριος τρόπος αστοχίας σε ομοιογενείς αργιλικές μάζες. Πιό *"ευθύγραμμες"* είναι οι επιφάνειες ολισθήσεως που αναπτύσσονται συνήθως σε αμμώδη πρανή [Σχ. 2(γ)], αλλά και στην ενδιαφέρουσα περίπτωση όπου εμφανίζεται μια αρκετά πυκνή ή μια αρκετά χαλαρή/μαλακή στρώση σε μικρό σχετικώς βάθος. Για την τελευταία αυτή περίπτωση, η ανάλυση μπορεί να γίνει με διάφορες μεθόδους, ανάλογα με την όλη γεωμετρία. Παράδειγμα: είναι συχνά εύλογη η παραδοχή οτι η επιφάνεια ολισθήσεως είναι επίπεδο παράλληλο στο κεκλιμένο φυσικό έδαφος, οπότε η ισορροπία εξετάζεται μακριά από τα (καθύψος) άκρα της επιφάνειας ολισθήσεως ("απειρομήκες" πρανές). Ή μπορεί τότε να προσφέρεται η εξέταση *σύνθετης* επιφάνειας ολισθήσεως [Σχ. 2(δ)], η οποία αναλύεται σε επίπεδες και καμπύλες επιφάνειες.

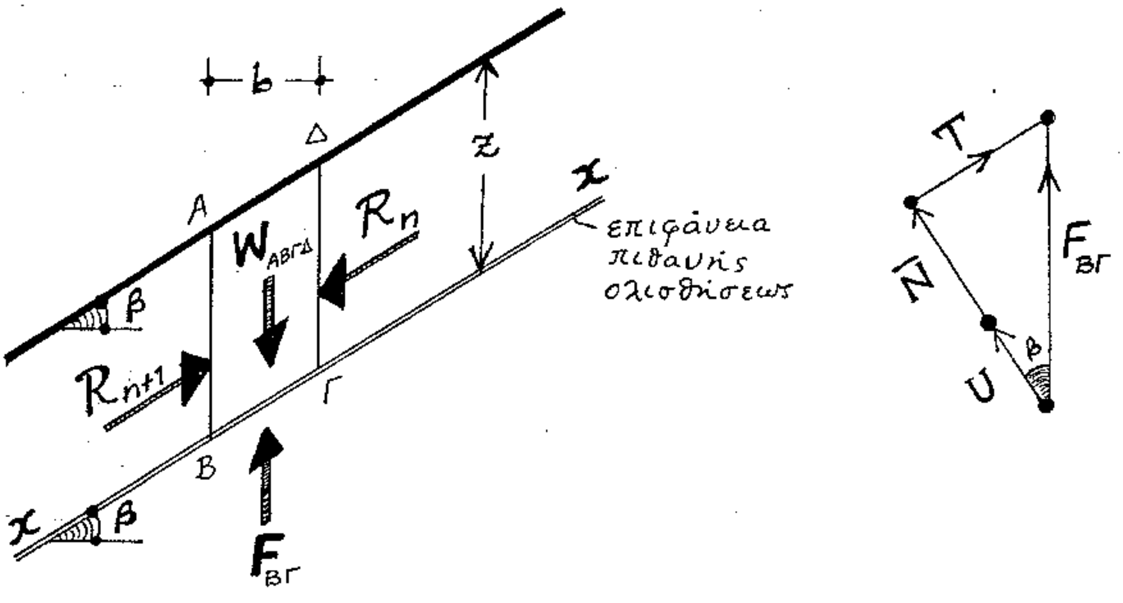


Σχήμα 2. Περιστροφικοί (άνω) και μεταφορικοί (κάτω) μηχανισμοί αστοχίας

5.2.2 ΕΠΙΠΕΔΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΟΛΙΣΘΗΣΕΩΣ

Απειρομήκες Πρανές

Αναλύεται η ισορροπία εδαφικού απειρομήκους πρανούς, γωνίας β ως προς την οριζοντία , οι ιδιότητες των υλικών του οποίου είναι (ιδεωδώς) αμετάβλητες κατά τον άξονα x (δηλαδή κατά μήκους του πρανούς). Αποδεικνύεται εύκολα οτι η μόνη πιθανή επιφάνεια ολισθήσεως είναι επίπεδο παράλληλο προς την εδαφική επιφάνεια [σε προδιοριστέο βάθος z από αυτήν (Σχήμα 3)] .



Σχήμα 3. Το απειρομήκες πρανές — ανάλυση ισορροπίας

Από την όλη γεωμετρία του πρανούς και τού τυχόντος στοιχείου ΑΒΓΔ προκύπτει ότι οι δυνάμεις R_n και R_{n+1}, ασκούμενες στις επιφάνειες ΑΒ και ΓΔ αντιστοίχως, είναι ίσες κατά μέγεθος, συγγραμμικές, και δρούν επί ευθείας παράλληλης προς την επιφάνεια · άρα *αλληλο-εξουδετερώνονται.* (Οι διατομές ΑΒ και ΓΔ είναι εντελώς ισοδύναμες, άρα το σημείο εφαρμογής των R_n και R_{n+1} είναι στο ίδιο βάθος. Εξάλλου, οι δύο αυτές δυνάμεις είναι παράλληλες προς την επιφάνεια διότι στην αντίθετη περίπτωση θα αναπτυσσόταν ροπή η οποία θα έτεινε να περιστρέψει το στοιχείο ΑΒΓΔ --- πράγμα ασυμβίβαστο με *την " ομοιομορφία "* ως προς x).

Γίνεται αμέσως αντιληπτό οτι η κατακόρυφη ισορροπία του πρίσματος ΑΒΓΔ δίνει την συνισταμένη (κατακόρυφη) δράση $F_{ΒΓ}$ στην επιφάνεια ολισθήσεως

$$F_{ΒΓ} = W_{ΑΒΓΔ} \tag{1}$$

όπου το βάρος του πρίσματος είναι :

$$W_{ΑΒΓΔ} = \gamma \, b \, z = \gamma \, L \, z \cos\beta \tag{1α}$$

Προβάλλοντας τώρα καθέτως πρός την επιφάνεια x-x και αναλύοντας την ολική *ορθή* εδαφική δράση $F_{ΒΓ}$ **cosβ** σε ενεργό ορθή δύναμη $\overline{N}$ και υδατική δύναμη U , προκύπτει :

$$\overline{N} + U = W_{ΑΒΓΔ} \cos\beta \tag{2}$$

απ' την οποία υπολογίζουμε την

$$\overline{N} = L \, (\gamma \, z \cos^2\beta - u) \tag{3}$$

όπου $u = U \,/\, L$ είναι η επικρατούσα στην βάση του στοιχείου υδατική πίεση, και L = το μήκος της βάσης του εξεταζομένου τμήματος . Αντιστοίχως, απ' την ισορροπία παράλληλα πρός το επίπεδο x-x προκύπτει :

$$W_{ΑΒΓΔ} \sin\beta = \frac{\tau_{\alpha\alpha} L}{Y} = \frac{c\,L + \overline{N} \tan\varphi}{Y} \tag{4}$$

όπου η διατμητική αντίσταση του εδάφους λαμβάνεται ως ένα κλάσμα ($1 \,/\, Y$) της μέγιστης δυνατής εδαφικής αντίστασης, δηλαδή της διατμητικής αντοχής $\tau_{\alpha\alpha}$. (Το Y είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι επικείμενης ολισθήσεως.) Συνδυάζοντας τις (3) και (4) υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας :

$$Y = \frac{c + (\gamma \, z \cos^2\beta - u) \tan\varphi}{\gamma \, z \sin\beta \cos\beta} \tag{5}$$

Στην ειδική (θεμελιώδη) περίπτωση εδαφικού υλικού χωρίς συνοχή (c = 0), και πρανούς χωρίς υδατικές πιέσεις, η σχέση (5) απλοποιείται στην :

$$Y = \frac{\tan\varphi}{\tan\beta} \qquad (6)$$

Είναι προφανές ότι ένα τέτοιο πρανές αστοχεί (δηλαδή το Y γίνεται ίσο με την μονάδα), όταν η γωνία κλίση του, β, εξισωθεί με την γωνία διατμητικής αντίστασης, φ. Μάλιστα δε, η αστοχία για ένα ομοιογενές απειρομήκες πρανές συμβαίνει σε όλα τα επίπεδα τα παράλληλα προς το φυσικό έδαφος! Τούτο προκύπτει απ' το γεγονός ότι το βάθος z του στοιχείου που εξετάσαμε *δέν* υπεισέρχεται στην Σχέση (6) ! (Θυμηθείτε κάτι εντελώς ανάλογο στις οριακές καταστάσεις Rankine.) Επομένως, είναι *αδύνατον* να σταθεί ένα τέτοιο (απειρομήκες δηλαδή) "πρανές" με γωνία κλίσης β μεγαλύτερη από την γωνία διατμητικής αντοχής φ του εδαφικού υλικού.

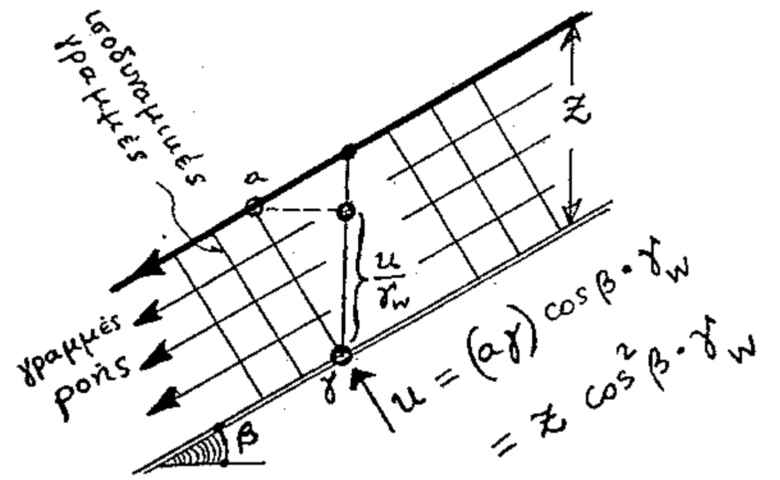
Εάν σε πρανές εδάφους χωρίς συνοχή υφίσταται υδατική ροή με *ελεύθερη φρεατική επιφάνεια* η οποία συμπίπτει με την εδαφική επιφάνεια (Σχ. 4), αποδεικνύεται (στην θεωρία της υδατικής ροής διαμέσου του εδάφους) οτι σε οποιοδήποτε σημείο της επιφάνειας x-x η πίεση πόρων, u, δίνεται απ' τη σχέση

$$u = \gamma_W\, z \cos^2\beta \qquad (7)$$

οπότε η σχέση (6) απλοποιείται ως :

$$Y = \frac{\bar{\gamma}}{\gamma}\ \frac{\tan\varphi}{\tan\beta} \approx \frac{1}{2}\ \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$$

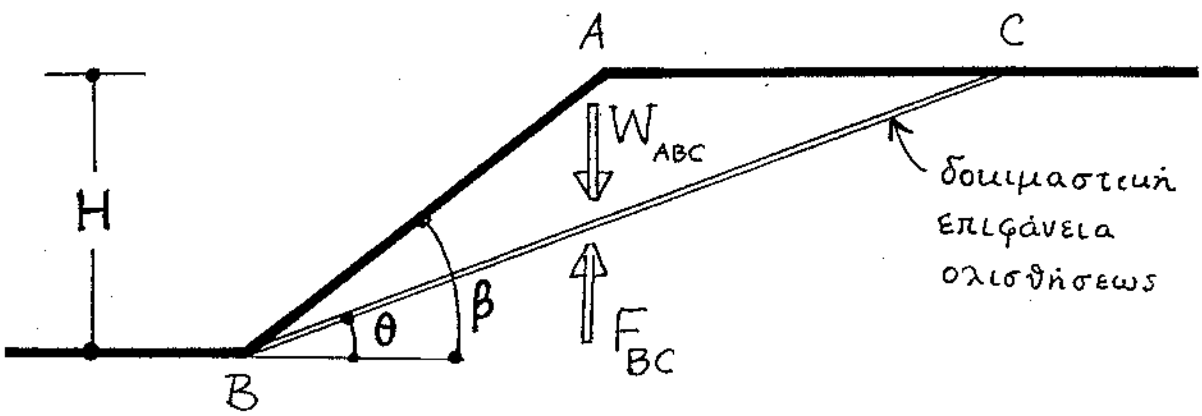
όπου γ_W το ειδικό βάρος του νερού (γ_W = 10 kN /m^3), γ το ειδικό βάρος του εδάφους (υπό συνθήκες κορεσμού) και $\bar{\gamma}$ το ενεργό (υπό άνωσιν) ειδικό βάρος: $\bar{\gamma} = \gamma - \gamma_W$.



Σχήμα 4. Δίκτυο ροής και υδατικές πιέσεις σε απειρομήκες πρανές

Στην γενική περίπτωση (*μή απειρομήκες* πρανές) ο μηχανισμός αστοχίας δεν θα είναι φυσικά επίπεδη επιφάνεια παράλληλη προς την επιφάνεια του πρανούς. Η αναζήτηση λοιπόν του (κρίσιμου) μηχανισμού αστοχίας, δηλαδή της επιφάνειας ολισθήσεως με τον μικρότερο συντελεστή ασφαλείας, αποτελεί θεμελιώδες μέρος της ανάλυσης.

Επίπεδες επιφάνειες ολισθήσεως, της μορφής του **Σχήματος 5**, είναι πιθανές σε περιπτώσεις υπάρξεως επιπέδων μειωμένης αντοχής στην εδαφική μάζα (π.χ., σε φράγμα με αργιλικόν πυρήνα, ο οποίος είναι μειωμένης αντοχής σε σχέση με τα κελύφη, κρίσιμος μηχανισμός μπορεί να είναι επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως διερχόμενη από τον πυρήνα αυτόν), ή επιπέδων ασυνεχείας όπως συμβαίνει συνήθως σε βραχώδη πρανή. Ο επίπεδος αυτός μηχανισμός αστοχίας είναι σχετικά απλός στην ανάλυση, η οποία αναπτύσσεται εδώ *καί* για λόγους διδακτικούς. Φυσικά, σε ομοιογενή εδάφη, μιά καταλληλότερη μορφή επιφανείας ολισθήσεως είναι η κυκλική.



Σχήμα 5. Ανάλυση ευθύγραμμης δοκιμαστικής επιφάνειας ολισθήσεως

Στην περίπτωση κατακορύφου αργιλικού πρανούς χωρίς υδατικές πιέσεις, η παραδοχή επίπεδης επιφάνειας ολισθήσεως οδηγεί σε (προσεγγιστική) σχέση για το μέγιστο ("κρίσιμο") ύψος, H_{cr}, του πρανούς. Οπως φαίνεται στο Σχήμα 5 το πρίσμα ABC ισορροπεί υπό την επίδραση τού βάρους του W_{ABC} , και της συνισταμένης εδαφικής δράσης F_{BC} . Επομένως :

$$F_{BC} = W_{ABC} = 1/2 \ \gamma \ (H \ / \sin\beta) \ (H / \sin\theta) \ \sin(\beta - \theta) \qquad (8)$$

Η δράση F_{BC} αναλύεται σε ορθή δύναμη $N_{BC} = W_{ABC} \cos\theta$, και διατμητική $T_{BC} = W_{ABC} \sin\theta$. Με την σειρά της η διατμητική δύναμη αναλύεται σε (επιβαλλόμενη) δύναμη "συνοχής", $C_{επιβ.} = c_{επιβ.} L$, και (επιβαλλόμενη) δύναμη "τριβής", $F_{επιβ.} = f_{επιβ.} L$. Εφόσον δεν επίκειται ολίσθηση στην εξεταζόμενη επιφάνεια, οι δυνάμεις αυτές είναι κλάσματα (1 / Y) των αντίστοιχων δυνάμεων *συνοχής* και *τριβής* του εδαφικού υλικού :

$$c_{επιβ.} = c / Y \qquad (9α)$$

$$f_{επιβ.} = \sigma \tan \varphi_{επιβ.} = \sigma \tan\varphi / Y \qquad (9β)$$

όπου Y = ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως στην συγκεκριμένη (δοκιμαστική) επιφάνεια ολισθήσεως.

Η ανάλυση λοιπόν των διατμητικών δυνάμεων στο επίπεδο BC δίνει :

$$W_{ABC} \ \mathrm{Sin}\theta = c L / Y + W_{ABC} \cos\theta \bullet \tan\varphi / Y \qquad (10)$$

απ' την οποία αμέσως προκύπτει :

$$Y = Y(\theta) = \frac{c}{\gamma H} \ \frac{2 \sin\beta}{\sin(\beta - \theta) \sin\theta} + \frac{\tan\phi}{\tan\theta} \qquad (11)$$

Το (κρίσιμο) επίπεδο ολισθήσεως είναι αυτό που οδηγεί στον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας. Η γωνία κλίσης του επιπέδου αυτού, $\theta = \theta_{cr}$, βρίσκεται απ' την επίλυση της εξίσωσης μηδενισμού της παραγώγου :

$$\frac{\partial\, Y(\theta)}{\partial \theta} = 0 \qquad (12)$$

Ο πραγματικός (για επίπεδες επιφάνειες ολισθήσεως μόνον) συντελεστής ασφαλείας προκύπτει απ' την Σχ. (11) με την αντικατάσταση της $\theta = \theta_{cr}$, απ' την επίλυση της Εξ. (12).

Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση κατακορύφου πρανούς ($\beta = 90^o$) από κορεσμένο αργιλικό έδαφος υπό αστράγγιστες συνθήκες (οπότε **"$\varphi = 0$"**, $c = S_u$: αστράγγιστη διατμητική αντοχή). Η γωνία κλίσεως του επιπέδου αστοχίας βρίσκεται απ' την επίλυση της :

$$\frac{\partial}{\partial \theta}\left[\, \sin(90 - \theta)\ \sin\theta \,\right] = 0 \qquad (12α)$$

απ' την οποία προκύπτει $\theta = \theta_{cr} = 45^o$ και με αντικατάσταση στην Σχέση (11) :

$$\left(S_u / Y\,\gamma\, H\right)_{max} = 1/4 \qquad (13)$$

Το "κρίσιμο" ύψος του κατακορύφου αυτού πρανούς προκύπτει γιά **Y = 1** :

$$H_{cr} = 4\, S_u / \gamma \qquad (13α)$$

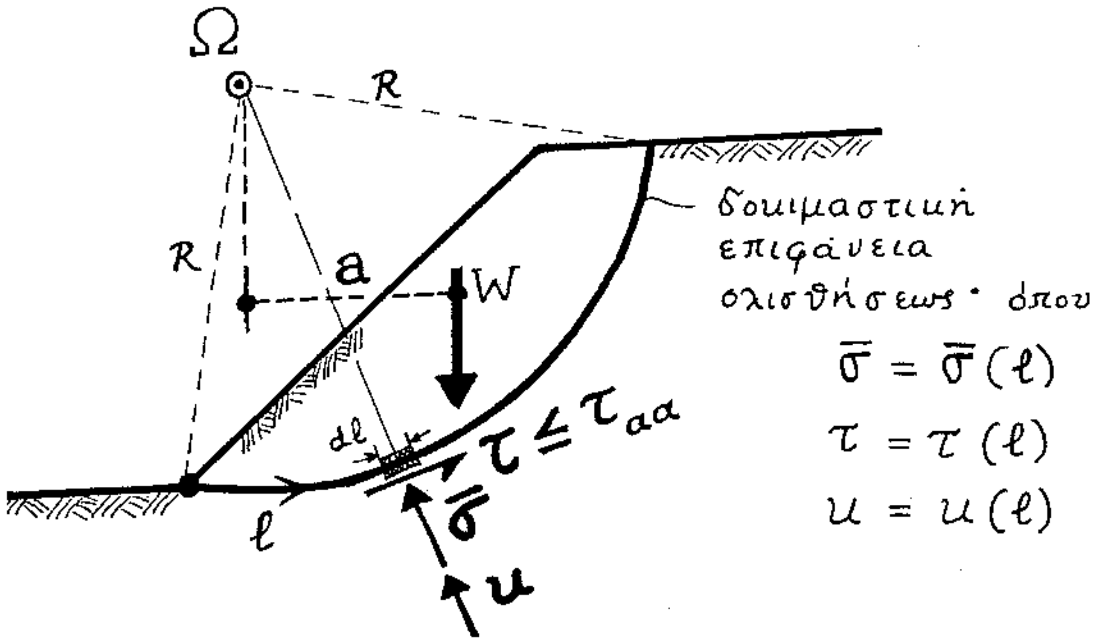
Επίλυση με ακριβέστερον μηχανισμό δίνει τιμή ελάχιστα διαφορετική από την ανωτέρω (3.85 περίπου αντί τού 4).

Τονίζεται οτι οι επίπεδοι μηχανισμοί αστοχίας στην γενική περίπτωση ($\theta \neq 45$ °) δεν είναι απόλυτα ορθοί, επειδή παραβιάζουν την συνοριακή συνθήκη $\tau = 0$ στην ελεύθερη οριζόντια επιφάνεια ! (Να αποδειχθεί ..) Εξαίρεση βεβαίως αποτελεί η προαναφερομένη περίπτωση "$\varphi = 0$" καί γωνία $\theta_{cr} = 45$ ° .

5.2.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΚΥΚΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΟΛΙΣΘΗΣΕΩΣ

Γενική Θεώρηση

Κυκλική επιφάνεια αστοχίας σημαίνει *περιστροφική* ολίσθηση της υπερκείμενης εδαφικής μάζας περί το κέντρο (Ω) του κύκλου (Σχ. 6). Δημιουργός αυτής της (πιθανής) περιστροφής είναι η ροπή (W a) του βάρους (W) της εδαφικής μάζας (καί του όποιου πρόσθετου εξωτερικού φορτίου της) ως προς το Ω. *Αντίσταση* προσφέρει μόνον το υποκείμενο (αμετακίνητο) έδαφος, υπό την μορφή *διατμητικών δράσεων* (τ) στην επιφάνεια ολισθήσεως. Προφανώς, οι ροπές των ορθών δράσεων (σ και u) στην επιφάνεια αυτή είναι μηδενικές, αφού οι αντίστοιχες δυνάμεις διέρχονται από το Ω.



Σχήμα 6. Ανάλυση δοκιμαστικής κυκλικής επιφάνειας ολισθήσεως

Την στιγμή μιάς επικείμενης αστοχίας, οι διατμητικές δράσεις φθάνουν στη μέγιστη δυνατή τιμή τους — την *διατμητική αντοχή* ($\tau_{\alpha\alpha}$) η οποία κατά Coulomb, σε κάθε εδαφικό στοιχείο καταμήκος του τόξου ολισθήσεως, είναι :

$$\tau_{\alpha\alpha} = \overline{\sigma}\tan\varphi + c \qquad (14)$$

όπου $\overline{\sigma}$ = η ορθή ενεργός τάση :

$$\overline{\sigma} = \sigma - u \qquad (14a)$$

σ = η ολική ορθή τάση, και **u** = η υδατική πίεση στους πόρους, στην κάθε θέση καταμήκος της επιφάνειας (τόξου) ολισθήσεως.

Ορίζουμε ως συντελεστή ασφαλείας Υ έναντι περιστροφής, τον λόγο της συνισταμένης *μέγιστης δυνατής ροπής αντιστάσεως* **($M_{αντ.}$)**, προς την συνισταμένη *ροπή "ανατροπής"* **($M_{ανατρ.}$)** :

$$Y = M_{αντ.} \Big/ M_{ανατρ.} \qquad (15)$$

όπου :

$$M_{ανατρ.} = W\,a \qquad (16)$$

και

$$M_{αντ.} = R \int_A^B \tau_{αα}\, d\ell$$

$$= R \int_A^B (\overline{\sigma} \tan\varphi + c)\, d\ell \qquad (17)$$

όπου : πάντοτε μεν είναι $\overline{\sigma} = \overline{\sigma}\,(\ell)$, εν γένει δε είναι *καί :* $c = c\,(\ell)$, $\varphi = \varphi\,(\ell)$ (ανομοιογενές εδαφικό υλικό). Εάν ωστόσο το πρανές αποτελείται από *μονόστρωτον* και *ομοιογενή* έδαφικό σχηματισμό :

c = σταθερό και φ = σταθερό

Η εξάρτηση όμως από την θέση (ℓ) των ορθών τάσεων , $\overline{\sigma} = \overline{\sigma}\,(\ell)$, *παραμένει.* Για τον υπολογισμό λοιπόν της $M_{αντ.}$ προαπαιτείται ο υπολογισμός της κατανομής των ορθών ενεργών τάσεων καταμήκος του τόξου ολισθήσεως — υπολογισμός που μόνον με δραστικά–απλοποιητικές παραδοχές είναι ευχερής.

Ανάλυση Ευστάθειας υπό Αστράγγιστες συνθήκες (με όρους ολικών τάσεων)

Η περίπτωση αυτή είναι όχι μόνον άκρως ενδιαφέρουσα (μιά που αναφέρεται σε κορεσμένες αργίλους, οι οποίες είναι το κατ' εξοχήν προβληματικό ως προς την ευστάθεια εδαφικό υλικό), αλλά και υπολογιστικώς (τουλάχιστον) η απλούστερη. Πράγματι, συναρτήσει των ολικών μεταβολών των τάσεων, Δσ, οι κορεσμένες άργιλοι "φαίνονται" να συμπεριφέρονται ως ένα υλικό με

$$\varphi = 0 \quad \text{και} \quad c = S_u \qquad (18)$$

(βλέπε το υποκεφάλαιο 3.5 ετούτων των Σημειώσεων). Μ' αυτές τις φαινόμενες παραμέτρους αντοχής η Σχέση (14) γίνεται :

$$\tau_{\alpha\alpha} = S_u \qquad (14\alpha)$$

κι επομένως η Σχέση (17) απλοποιείται ως :

$$M_{\alpha\nu\tau.} = R \int_A^B S_u(\ell)\, d\ell \qquad (17\alpha)$$

Εάν η άργιλος του πρανούς είναι ομοιογενής, S_u = σταθερό, και η Σχέση (17α) απλοποιείται ακόμη περισσότερο :

$$M_{\alpha\nu\tau} = R\, S_u\, (AB) \qquad (17\beta)$$

όπου (ΑΒ) το μήκος του τόξου ΑΒ.

Ο προσδιορισμός λοιπόν του συντελεστή ασφαλείας έναντι περιστροφής περί το Ω του δοκιμαστικού πρίσματος ολισθήσεως ΑΒΓ είναι υπολογιστικώς ευχερής. Απαιτείται όμως επανάληψη της ανάλυσης με άλλες (με όλες τις δυνατές) επιφάνειες ολισθήσεως. *Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι* *διατμητικής αστοχίας* του πρανούς είναι ο ελάχιστος των δοκιμαστικών συντελεστών ασφαλείας, όλων των δυνατών μηχανισμών (επιφανειών) ολισθήσεως.

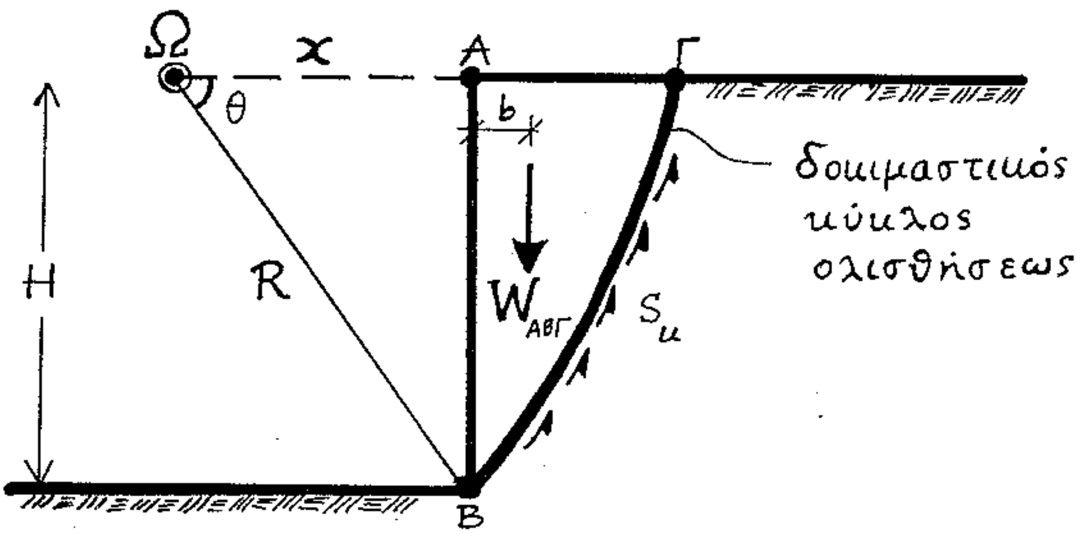
Εφαρμογή :

Για ένα κατακόρυφο ομοιογενές πρανές (γ, S_u), η θεώρηση επίπεδων επιφανειών ολισθήσεως οδήγησε στο προηγούμενο υποκεφάλαιο στην Σχέση (12α): $H_{cr} = 4\ S_u \,/\, \gamma$. Εδώ τώρα εξετάζουμε [Σχήμα (7)] *μία* μόνον δοκιμαστική (αλλά αρκετά πιθανή) κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως, κέντρου Ω και ακτίνας

$$R = (\Omega B) = \left(H^2 + x^2\right)^{1/2}$$

απ' όπου με $x = (3\,/\,4)\ H$ προκύπτει $R = (5\,/\,4)\ H$. Η γωνία θ του τόξου ΒΓ είναι :

$$\theta = \tan^{-1}(H\,/\,x) \approx 53.1^{\circ} \approx 0.93 \text{ rad}$$



Σχήμα 7. Εφαρμογή: παράδειγμα αναλύσεως κυκλικής επιφάνειας αστοχίας υπό αστράγγιστες συνθήκες

Οι ροπές αντιστάσεως και ανατροπής υπολογίζονται από τις Σχέσεις (16) και (17):

$$M_{ανατρ.} = W_{ΑΒΓ}\ (b + x) = W_{ΩΒΓ}\ y - W_{ΩΑΒ}\ (2 / 3)\ x \quad (18)$$

όπου **b** = η οριζόντια απόσταση του κεντροβαρικού άξονα του ΑΒΓ από την κατακόρυφη παρειά ΑΒ, και **y** = η οριζόντια απόσταση του κεντροβαρικού άξονα του ΩΒΓ από το Ω. Το γινόμενο του πρώτου όρου του δευτέρου μέλους υπολογίζεται κατευθείαν ως

$$W_{ΩΒΓ}\ y = \int_0^{\vartheta_o} (1 / 2)\ R^2\ \gamma\ (2 / 3)\ R \cos\theta\ d\theta = (1 / 3)\gamma\ R^3 \sin\theta_o \approx 0.27\ \gamma\ R^3 \quad (19)$$

κι άρα

$$M_{ανατρ.} \approx 0.17\ \gamma\ R^3 \quad (20)$$

Η ροπή αντιστάσεως είναι απλώς

$$M_{αντ.} = S_u\ (ΒΓ)\ R = 0.93\ S_u\ R^2 \quad (21)$$

και άρα ο (δοκιμαστικός) συντελεστής ασφαλείας

$$Y_{Ω,x} \approx 4.4\ S_u / \gamma\ H \quad (22)$$

Πρέπει τώρα να αναζητήσουμε τον ελάχιστο $Y_{Ω,x}$, μεταβάλλοντας το x και το Ω καθόλους τους δυνατούς συνδυασμούς. Ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς (έναντι περιστροφικής ολισθήσεως *μόνον*) είναι

$$Y = \min Y_{Ω,x} \approx 3.85\ S_u / \gamma\ H \quad (23)$$

Εάν ο συντελεστής αυτός τεθεί ίσος με μονάδα, προκύπτει το κρίσιμο ύψος του πρανούς

$$H_{cr} \approx 3.85\ S_u / \gamma \quad (24)$$

Παρατηρείστε οτι η τιμή αυτή είναι μόλις κατάτι (≈ 4 %) μικρότερη της τιμής που προέκυψε (στο προηγούμενο υποκεφάλαιο, 5.2.2) με την θεώρηση επίπεδης επιφάνειας ολισθήσεως. Ακόμη και η διαφορά της από την τιμή που προέκυψε από *έναν* (αλλά λογικά επιλεγμένον) μηχανισμό (αυτόν του Σχήματος 7) είναι της τάξεως του 15% — διαφορά όχι πολύ σημαντική μπρός στις τόσες αβεβαιότητες ως πρό το μέγεθος (και την κατανομή) της διατμητικής αντοχής των υλικών του πρανούς.

[***Είναι εξαιρετικά σκόπιμο γιά τον σπουδαστή να διαπιστώσει οτι οι ροπές ανατροπής [Σχέσεις (19) και (20)] θα μπορούσαν να υπολογιστούν "με ακρίβεια μηχανικού" με απλή παρατήρηση, δίχως δηλαδή την χρήση ολοκληρώματος*** :

$$W_{\Omega B\Gamma}\, y \approx \gamma\pi R^2 \frac{\theta}{2\pi} \frac{2}{3} R \approx 0.31\, \gamma\, R^3 \quad \text{και}$$

$$M_{\alpha\nu\alpha\tau\rho.} \approx \gamma(\pi R^2 \frac{\theta}{2\pi} - \frac{1}{2}\frac{3H^2}{4}) \; [\frac{3H}{4} + 0.35\,(R - \frac{3H}{4})] \approx 0.16\, \gamma\, R^3$$

τιμές ελάχιστα διαφορετικές απ' τις ορθές 0.27 γ R^3 και 0.17 γ R^3 .]

Αλλες Εφαρμογές δίδονται σε Παραρτήματα περί το τέλος των Σημειώσεων, ως (λυμένα και άλυτα) θέματα διαγωνισμάτων.

Ανάλυση Ευσταθείας υπό Αστράγγιστες Συνθήκες σε Ανομοιογενές Εδαφος : Πρανές Εκσκαπτόμενο σε Αργιλο

Η θεώρηση στις προηγούμενες σελίδες σταθερής (στον χώρο) αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_U δέν ήταν παρά μιά απλοποίηση της πραγματικότητας. Σε μερικές στιφρές υπερ-στερεοποιημένες αργίλους η απλοποίηση αυτή μπορεί να αποτελεί μιά ικανοποιητική προσέγγιση. Ο κανόνας όμως στην φύση είναι η *ανομοιογένεια* ! (βλ. και κεφάλαιο 4 μέρος 5).

Ως παράδειγμα, μιά οριζόντια εδαφική απόθεση κορεσμένης και κανονικώς-στερεοποιημένης ("απροφόρτιστης") αργίλου έχει αστράγγιστη διατμητική αντοχή η οποία είναι ανάλογη πρός την ενεργό μέση τάση $(\bar{\sigma}_v + 2\bar{\sigma}_h)/3$. Επειδή δε τόσο το $\bar{\sigma}_v = \bar{\gamma} z$, όσο και το $\bar{\sigma}_h = K_o \bar{\gamma} z$ είναι ανάλογα του βάθους z από την επιφάνεια, η S_U είναι επίσης σχεδόν ανάλογη πρός το z, εάν θεωρήσουμε το γ σταθερό — μιά λογικότατη απλοποίηση.

Απο πειραματικές μετρήσεις σε εκατοντάδες αργίλους ανά τον κόσμο τα τελευταία 50 χρόνια, προέκυψε η εμπειρική σχέση

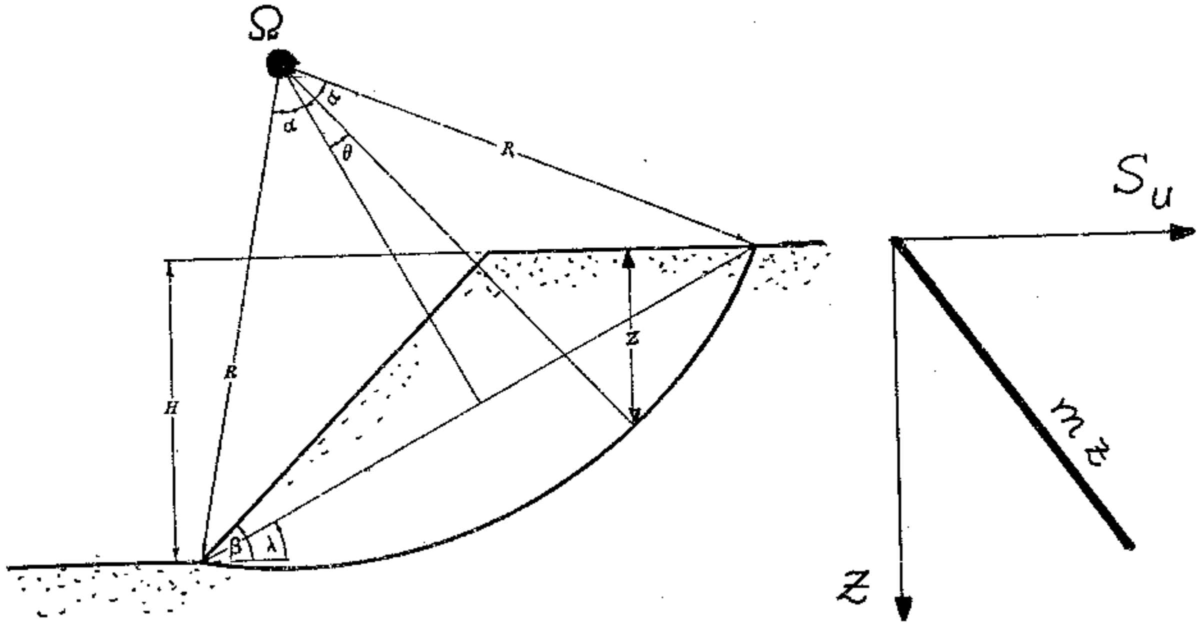
$$S_U \approx \xi\, \bar{\sigma}_{vo} \qquad (25\alpha)$$

$$\xi \approx 0.11 + 0.0037\,(PI) \qquad (25\beta)$$

όπου PI ο δείκτης πλασιμότητας της αργίλου (Skempton 1957). Π.χ. για μιά συνηθισμένη τιμή, $PI \approx 35$, προκύπτει $\xi = 0.24$. Ενώ για $PI = 100$, $\xi \approx 0.48$. Ετσι λοιπόν, τελικώς ισχύει :

$$S_U \approx \xi\, \bar{\gamma}\, z \qquad (26\alpha)$$

για την αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργιλικής απόθεσης υπό γεωστατικές συνθήκες. $\bar{\gamma}$ = το ενεργό ειδικό βάρος του εδαφικού υλικού.



Σχήμα 8. Γεωμετρία του ανομοιογενούς πρανούς και του δοκιμαστικού κύκλου αστοχίας

Σε μιά τέτοια κορεσμένη απροφόρτιση αργιλική απόθεση "κατασκευάζεται" πρανές γωνίας β, με (σχετικώς ταχεία) εκσκαφή. Η συνεπαγόμενη αφαίρεση φορτίου προκαλεί ασφαλώς αλλαγές στις ολικές τάσεις : $\mathbf{\Delta\sigma < 0}$, ενγένει . Οι αλλαγές αυτές όμως "αντισταθμίζονται" από τις αλλαγές στις πιέσεις του ύδατος των πόρων, έτσι ώστε ("με όρους ολικών τάσεων") σε κάθε σημείο του πρανούς η διατμητική αντοχή να διατηρεί την αρχική γεωστατική της τιμή :

$$\mathbf{S_U = m\, z} \qquad \mathbf{(26\beta)}$$

όπου $m = \xi\, \overline{\gamma}$.

<u>Γενική Αναλυτική Επίλυση</u>

Για πρανές ύψους Η και γωνίας β η γενική λύση έχει δοθεί από τους Gibson & Morgenstern το 1962 στο βρετανικό / διεθνές περιοδικό Geotechnique. Θεωρώντας τον τυχόντα κύκλο (Ω, R) του σχήματος, η ροπή ανατροπής (του βάρους δηλαδή του πρίσματος ΑΒΓ ως πρός Ω) προκύπτει από την ροπή του κυκλικού τμήματος ΩΒΓ κατόπιν αφαιρέσεως των ροπών των δύο "συμπληρωματικών" τριγώνων . Τελικώς :

$M_{ανατρ.} =$

$$= \frac{\gamma H^3}{12} [\, 1 - 2\cot^2\beta + 3\cot\lambda \cot\beta + 3\cot\alpha \cot\lambda - 3\cot\alpha \cot\beta \,] \qquad (27)$$

όπου οι γωνίες *α, λ* είναι βοηθητικές για τον προσδιορισμό του κέντρου του κύκλου Ω. Το γ είναι το ολικό ειδικό βάρος του κορεσμένου υλικού.

Η ροπή αντιστάσεως δίδεται από την γενική Σχέση (17α), η οποία τώρα γράφεται ως

$$M_{αντ.} = R \int_{-\alpha}^{\alpha} S_U(z)\, R\, d\theta \qquad (28)$$

απ' την γεωμετρία :

$$z = R\cos(\lambda + \theta) - R\cos(\alpha - \lambda) + H \qquad (29)$$

$$\frac{R}{H} = \frac{1}{2\sin\alpha \sin\lambda} \qquad (30)$$

Αντικαθιστώντας τις ανωτέρω δύο σχέσεις στην (28) και εκτελώντας την [κοπιώδη μεν αλλά χωρίς καμμιά θεωρητική δυσχέρεια] ολοκλήρωση, λαμβάνουμε :

$$M_{αντ.} = \frac{m H^3}{4\sin^2\alpha \sin^2\lambda} [\, \cot\lambda \quad \alpha\,(1 - \cot\lambda \cot\alpha)] \qquad (31)$$

Ο δοκιμαστικός συντελεστής ασφαλείας Y προκύπτει ως ο λόγος $M_{αντ.} / M_{ανατρ.}$. Παρατηρείστε ότι

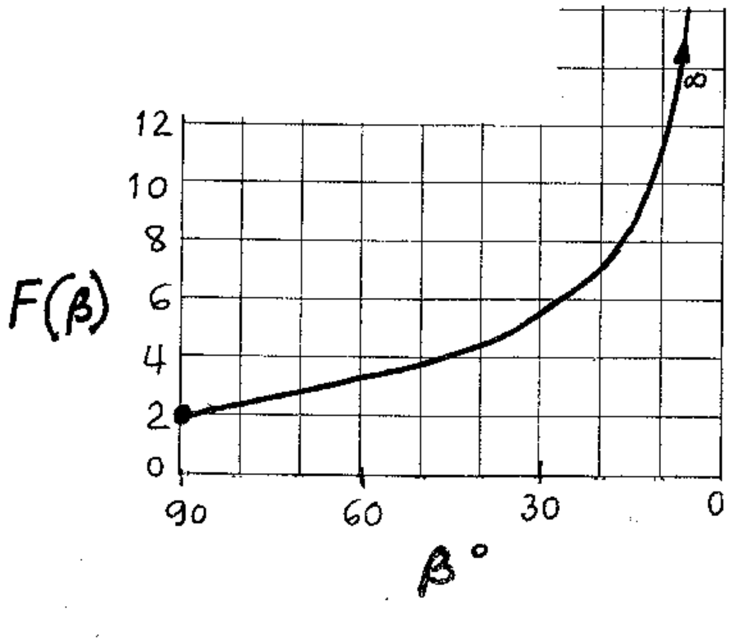
$$Y = Y\,(\alpha, \lambda) = \frac{m}{\gamma}\, F(\beta, \alpha, \lambda) \qquad (32)$$

δηλαδή ότι ο (τυχόν δοκιμαστικός) συντελεστής ασφαλείας είναι ανεξάρτητος του ύψους του πρανούς ! Υπενθυμίζουμε ότι, αντίθετα, στο ομοιογενές πρανές ο συντελεστής ασφαλείας είναι αντιστρόφως ανάλογος του H [(βλ. Σχέση (23)].

Ο πραγματικός συντελεστής ασφαλείας λαμβάνεται από την ελαχιστοποίηση της $Y = Y(\alpha, \lambda)$ για όλες τις δυνατές τιμές των α και λ. Αναλυτική επίλυση του προβλήματος αυτού δεν είναι δυνατή. Με αριθμητική "σάρωση" όμως πρόεκυψε ο (ελάχιστος) συντελεστής ασφαλείας ως αποκλειστική συνάρτηση της γωνίας β :

$$Y\,(\beta) = \min Y\,(\alpha, \lambda) = \frac{m}{\gamma}\, F(\beta) \qquad (33)$$

όπου η συνάρτηση F(β) δίδεται γραφικά στο **Σχήμα 9.**



Σχήμα 9. Η συνάρτηση F(β) για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας
$Y(\beta) = (m/\gamma)\, F(\beta)$

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει η περίπτωση του κατακορύφου πρανούς, $\beta = 90^o$:

$$Y(90^o) = \frac{2m}{\gamma} = 2\xi \frac{\overline{\gamma}}{\gamma} \approx \xi \qquad (34)$$

Επειδή δε $\xi < 1$, με απειρο-ελάχιστες εξαιρέσεις, συμπεραίνεται οτι δεν είναι δυνατόν να σταθεί πρανές κατακόρυφο σε κανονικώς στερεοποιημένη άργιλο. Μάλιστα δε στην συνήθη περίπτωση $\xi \approx 0.25$, για επίτευξη ευσταθείας πρέπει :

$$Y(\beta) = F(\beta)\ \xi \frac{\overline{\gamma}}{\gamma}$$

$$\approx \frac{1}{8} F(\beta) \geq 1 \qquad (35)$$

οπότε, από το διάγραμμα του Σχ. 9, προκύπτει $\beta \leq 17^o$, μόνον.

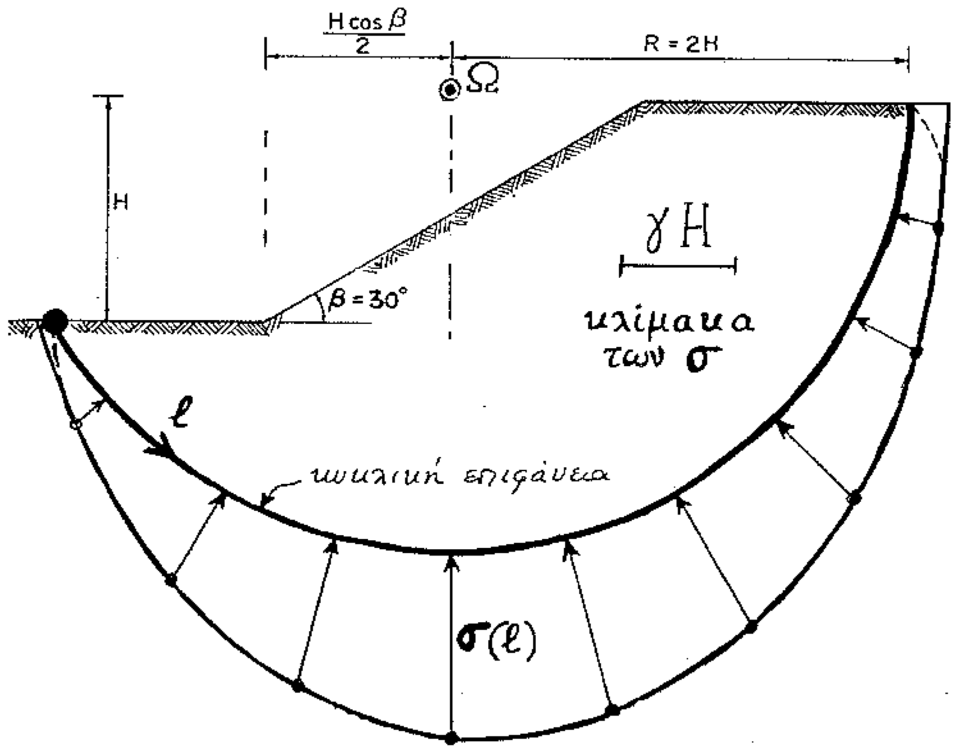
<u>***Ασκηση***</u> : ***(α)*** Ζητείται η επαλήθευση της Σχέσης (33) και του αντίστοιχου διαγράμματος μέσω ενός συγκεκριμένου παραδείγματος. π.χ. $\beta = 30^o$, $S_U = 3z$. Δοκιμάστε μόνον δύο δοκιμαστικούς κύκλους.

(β) Να επαναληφθεί η μελέτη της ευστάθειας του ανομοιογενούς πρανούς αλλά με επίπεδη επιφάνεια αστοχίας.

(γ) Σχολιάστε ομοιότητες και διαφορές του προβλήματος πρανούς απροφόρτισης αργίλου με το πρόβλημα απειρομήκους πρανούς άμμου.

Η Γενική Περίπτωση Πρανούς με c και φ

Η δυσκολία στην περίπτωση αυτή, όπως ήδη εξηγήσαμε προηγουμένως, έγκειται στην ανάγκη υπολογισμού των ορθών τάσεων $\sigma = \sigma(\ell)$ στην εκάστοτε δοκιμαστική επιφάνεια ολισθήσεως — πρόβλημα μεγάλης υπερστατικότητας. Ακόμη κι αν ίσχυε η θεωρία ελαστικότητας, πράγμα πολύ αμφίβολο σε συνθήκες οριακής ισορροπίας, ο υπολογισμός αυτός θα ήταν δυνατός μόνον με αριθμητικές μεδόδους (π.χ. μετά από διακριτοποίηση του όλου πρανούς και υποκειμένου εδάφους σε " *πεπερασμένα στοιχεία* "). Παράδειγμα τρόπου κατανομής των τάσεων δίνεται στο **Σχήμα 8** .



Σχήμα 8. Κατανομή ορθών τάσεων σε κυκλική επιφάνεια υπολογισμένων με την θεωρία ελαστικότητας (από Perloff και Baron, 1976)

Ετσι, στην πράξη έχουν καθιερωθεί *προσεγγιστικές* μέθοδοι. Σχεδόν χωρίς εξαίρεση, οι μέθοδοι αυτές χωρίζουν το υποψήφιο προς ολίσθησιν πρίσμα σε *"λωρίδες"* με κατακόρυφες παρειές (όπως η αβ και γδ στο **Σχήμα 9**). Για ν΄απαντηθεί το ερώτημα : ποιές είναι οι "υπερστατικές") δυνάμεις που δρούν μεταξύ δύο διαδοχικών πρισμάτων στην κατακόρυφη διεπιφάνειά τους, έχουν λοιπόν επινοηθεί πολλές *απλοποιητικές* (άλλες περισσότερο, κι άλλες λιγότερο) παραδοχές. Την απλούστερη των παραδοχών έχουμε εμπνευσθεί απο το απειρομήκες πρανές : η συνισταμένη δράση στην παρειά αβ είναι (διανυσματικά) *ίση και αντίθετη* με την συνισταμένη δράση στην παρειά γδ. Οι δράσεις λοιπόν αυτές αλληλοεξουδετερώνονται . Γίνεται τότε αμέσως αντιληπτό ότι η κατακόρυφη ισορροπία του πρίσματος αβγδ δίνει την συνισταμένη δράση $F_{\beta\gamma}$ στην επιφάνεια ολισθήσεως (βλέπε Σχήμα 9) :

$$F_{\beta\gamma} = W_{\alpha\beta\gamma\delta} \tag{25}$$

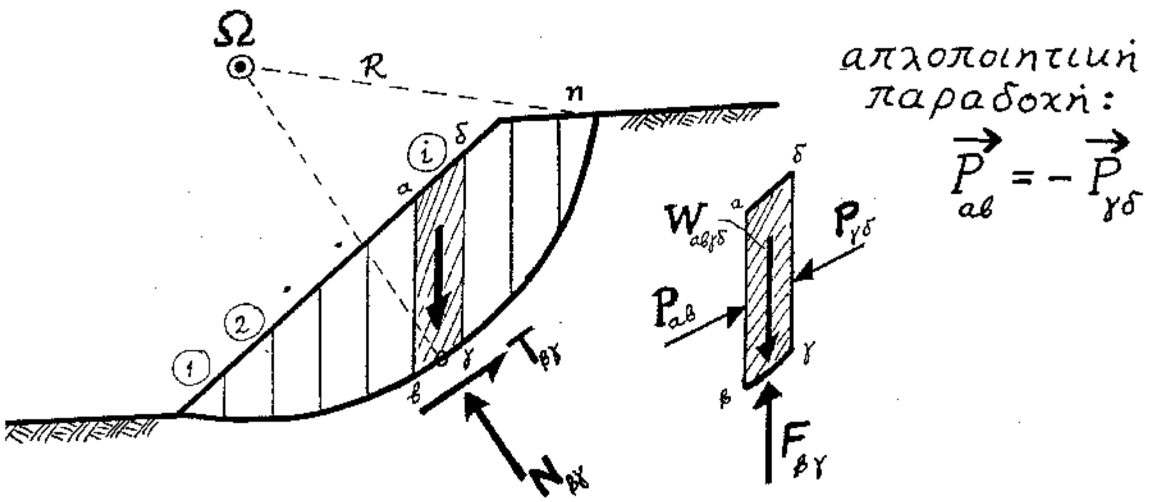
Δεν απομένει παρά η προβολή της $F_{\beta\gamma}$ καθέτως προς την επιφάνεια ολισθήσεως

$$N_{\beta\gamma} = F_{\beta\gamma} \cos \alpha_{\beta\gamma} \tag{26}$$

Η αναζητούμενη σ (ℓ) δεν είναι αλλη από την

$$\sigma_{\beta\gamma} = N_{\beta\gamma} / (\beta\gamma) \tag{27}$$

όπου (βγ) το μήκος του τόξου βγ. [Η ενδιαφέρουσα περίπτωση υπάρξεως υδατικών πιέσεων και ανώσεως αντιμετωπίζεται με τον τρόπο που εξηγήθηκε στην προηγούμενη ανάπτυξη — Σχέσεις (25) και (26).]



Σχήμα 9. Ανάλυση ευστάθειας πρανούς (υλικού με c και φ) με την μέθοδο λωρίδων κατά Fellenius

Αν και κάπως αυθαίρετη, η παραδοχή αλληλο-εξουδετέρωσης των δια-λωριδικών εδαφικών δράσεων είναι αρκετά εύλογη, τουλάχιστον για ήπιας–κλίσης πρανή ή/και επιφάνειες ολισθήσεως μικρής καμπυλότητας — διότι οι συνθήκες του *απειρομήκους πρανούς* προσεγγίζονται ικανοποιητικά υπ' αυτές τις συνθήκες.

Η μέθοδος που βασίζεται στην παραδοχή αυτή είναι γνωστή ως μέθοδος του Fellenius (1927), απ' τον Σουηδό μηχανικό που την πρωτο-δημοσίευσε. Εχουν βεβαίως προταθεί κάμποσες άλλες παραδοχές (εγγένει ρεαλιστικότερες) ως προς τις δια-λωριδικές πλευρικές δυνάμεις. Οι αντίστοιχες μέθοδοι είναι γνωστές με τα ονόματα των συγγραφέων. Ιδού οι πιο γνωστές :

- μέθοδοι Bishop ("ακριβής" και "απλοποιημένη")
- μέθοδος Taylor
- μέθοδος Spencer
- μέθοδος Sarma
- μέθοδος Janbu
- μέθοδος Morgenstern-Price .

Οι τρείς τελευταίες μέδοδοι χρησιμοποιούν σύνθετες επιφάνειες ολισθήσεως.

Ολες ανεξαιρέτως οι μέθοδοι αυτές ευωδώνονται στην πράξη μόνον μέσω κατάλληλου λογισμικού και χρήση Η/Υ, μιά που αλλιώτικα η αναζήτηση του κρίσιμου μηχανισμού είναι πρακτικώς ανέφικτη. Η ανάλυση λοιπόν της ευστάθειας ενός πρανούς γίνεται έτσι *υπολογιστικώς εύκολη*. Η δυσχέρεια όμως στην *εκτίμηση* των παραμέτρων εδαφικής αντοχής αφενός και των υδατικών πιέσεων αφετέρου, παραμένει !...

5.3

ΟΡΙΑΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ("ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ") ΘΕΜΕΛΙΟΥ

5.3. ΟΡΙΑΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ("ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ") ΘΕΜΕΛΙΟΥ

Ανάλυση με κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως υπό αστράγγιστες συνθήκες

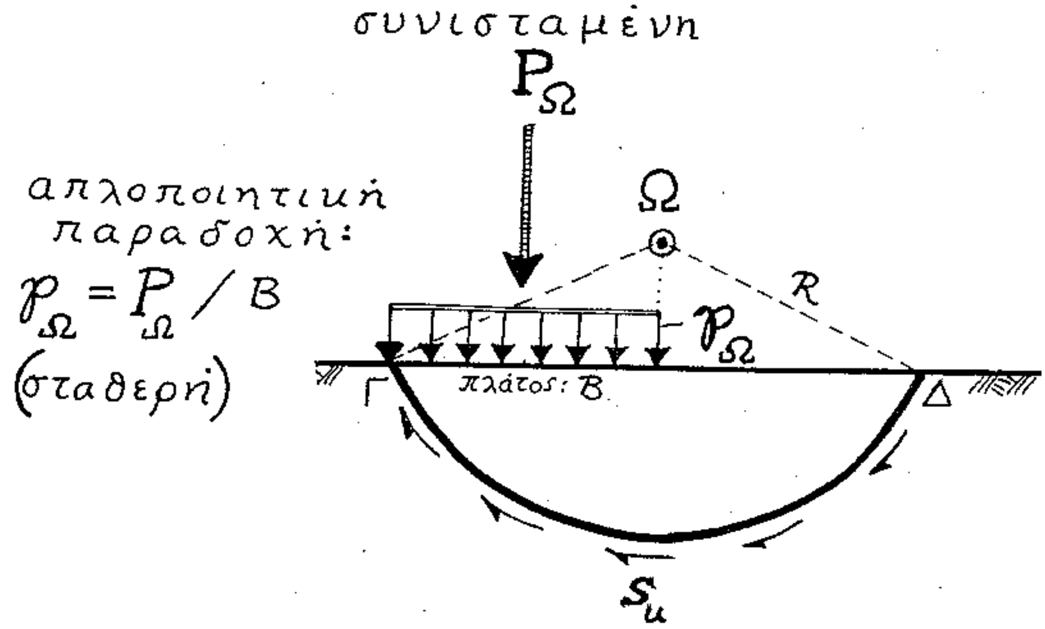
Με την αύξηση του φορτίου που μιά θεμελίωση μεταφέρει στο έδαφος, αυξάνουν και οι αναπτυσσόμενες στο έδαφος διατμητικές τάσεις (βλέπε Κεφάλαιο 4) . Σε ορισμένα μάλιστα εδαφικά στοιχεία η διατμητική ένταση αυξάνει ταχύτερα απ' την ορθή, και τα στοιχεία αυτά "αστοχούν ". Η αστοχία αυτή περιγράφεται με ικανοποιητική προσέγγιση από το κριτήριο Coulomb (βλέπε υποκεφάλαιο 3.4). Εάν το πλήθος και η θέση των "αστοχούντων" εδαφικών στοιχείων είναι τέτοια ώστε να σχηματισθεί μιά συνεχής επιφάνεια αστοχίας, τότε το σύστημα θεμελίου--εδάφους θα έχει μετατραπεί σε *μηχανισμό* — η *εδαφική μάζα* θα έχει αστοχήσει.

Το μέγιστο φορτίο, P_{op} , που είναι δυνατόν να μεταφερθεί στο έδαφος υπολογίζεται απ' την *οριακή ισορροπία* του συστήματος θεμελίου--εδάφους, την "στιγμή" που δημιουργείται ο μηχανισμός αστοχίας. Η μέθοδος αναλύσεως δεν διαφέρει από εκείνην που αναπτύχθηκε για την ανάλυση της ευστάθειας πρανούς.

Υπό αστράγγιστες συνθήκες (δηλαδή αμέσως μετά την επιβολή του οριακού φορτίου σε κορεσμένο αργιλικό έδαφος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u), εάν θεωρήσουμε ως δοκιμαστικήν επιφάνεια αστοχίας τόξο κύκλου με κέντρο Ω άνωθεν του άκρου του θεμελίου και ακτίνα R = ΩΓ (**Σχήμα 10**) έχουμε απ' την ισορροπία ροπών περί το Ω :

$$P_{\Omega} \cdot (1/2)\ B = S_u\, R\, (\Gamma\Delta) \qquad (28)$$

όπου : P_{Ω} = το (δοκιμαστικό) οριακό φορτίο, δηλαδή αυτό που αντιστοιχεί στον συγκεκριμένο (δοκιμαστικό) μηχανισμό αστοχίας. (ΓΔ) = το μήκος του τόξου ΓΔ. Απ' την σχέση αυτή υπολογίζεται το P_{Ω} . Το οριακό φορτίο (για κυκλική επιφάνεια) :



Σχήμα 10. Ανάλυση οριακού φορτίου επιφανειακού θεμελίου με κυκλική επιφάνεια αστοχίας, υπό αστράγγιστες συνθήκες

$$P_{op} = \min\,(P_\Omega) \qquad (29)$$

προκύπτει απ' την θεώρηση όλων των πιθανών κύκλων αστοχίας. Το φορτίο αυτό πρωτο-υπολογίσθηκε απ' τον Fellenius (1927) ως :

$$P_{op} = q_{op}\,B \approx 5.5\,S_u \bullet B \qquad (30)$$

Η ακριβής λύση (με την θεωρία της πλαστικότητας) δημοσιεύθηκε από τον Pandtl (1925) :

$$P_{op} = q_{op}\,B = (\pi + 2)\,S_u \bullet B \approx 5.14\,S_u \bullet B \qquad (31)$$

Οι δύο λύσεις διαφέρουν μόλις κατά 7 % — αμελητέο λάθος μπρός στην συνήθη ανακρίβεια εκτιμήσεως του S_u .

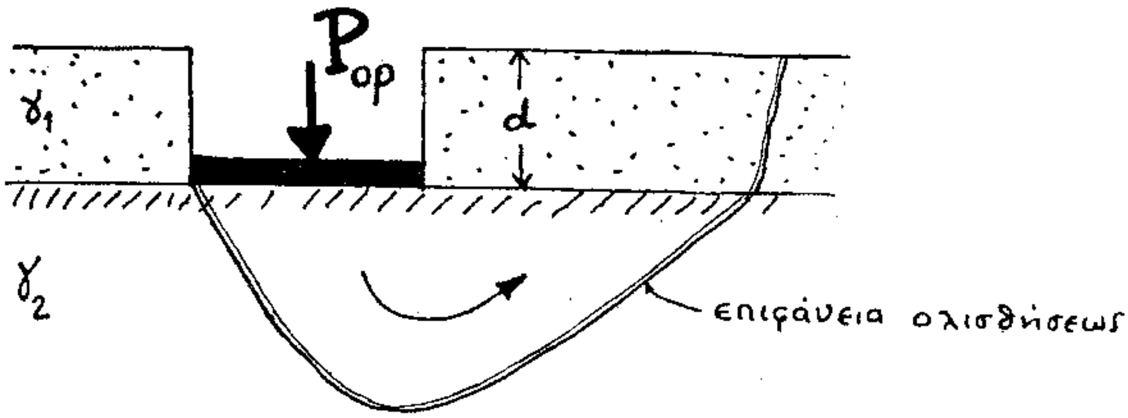
Εφαρμογή *της μεθόδου σε έδαφος θεμελιώσεως αποτελούμενο από δίστρωτον εδαφικό σχηματισμό δίδεται ως άσκηση 12 σε παράρτημα(περί το τέλος των Σημειώσεων), όπου επιλύονται τα θέματα του διαγωνίσματος Ιουνίου 1995.*

Γενική Λύση:

ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΛΩΡΙΔΩΤΟΥ ΘΕΜΕΛΙΟΥ

Μέση οριακή τάση θραύσεως:

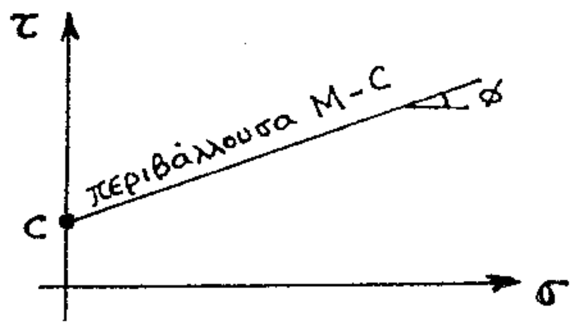
$$q_{op} = \frac{P_{op}}{B} = cN_c + \gamma_1 d\, N_q + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_\gamma$$



Οι αδιάστατοι συντελεστές N_c, N_q και N_γ δίδονται στόν Πίνακα συναρτήσει τής ϕ.

	ϕ^o	N_c	N_q	N_γ
άργιλοι ιλύες	0	5.14	1	0
	10	8.3	2.5	1.2
	20	14.8	6.4	5.4
	25	20.7	10.7	10.9
άμμοι	30	30.1	18.4	22.4
	35	46.1	33.3	48.0
χάλικες	40	75.6	64.2	109.4
	45	133.9	134.9	271.8

συνήθεις τιμές ϕ



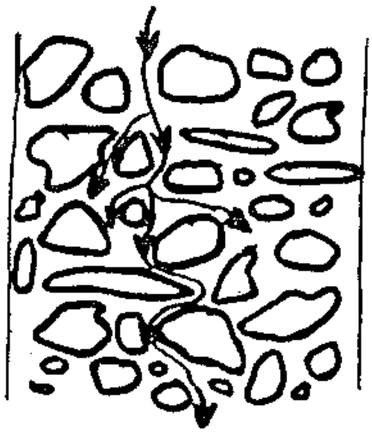
6.

ΥΔΑΤΙΚΗ ΡΟΗ

ΔΙΑΜΕΣΟΥ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

6. ΥΔΑΤΙΚΗ ΡΟΗ ΔΙΑΜΕΣΟΥ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Όλα τά εδαφικά υλικά είναι διαπερατά αφού πάντοτε οι πόροι επικοινωνούν, σχηματίζοντας "συνεχείς" διόδους....

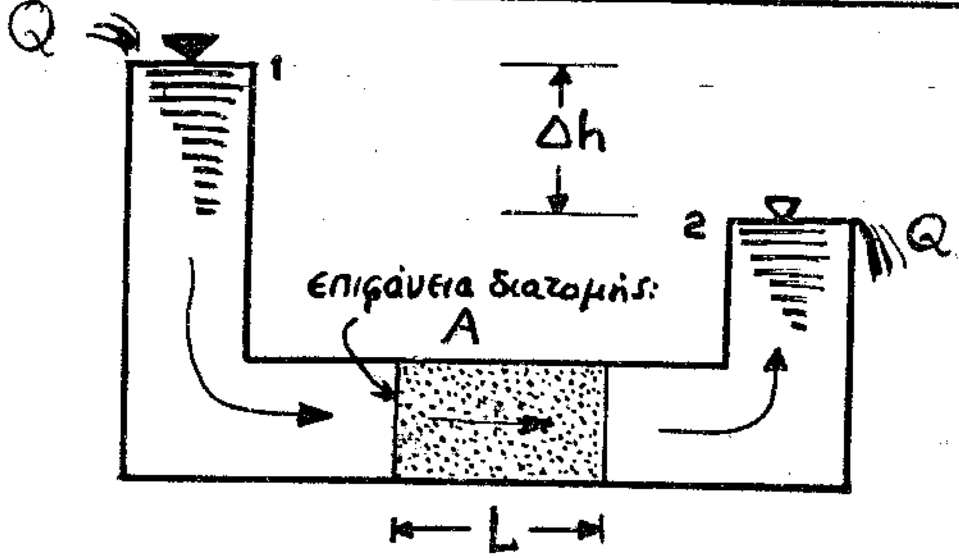


κυμαίνονται, όμως, από πολύ διαπερατά (χάλικα, άμμοι) έως "πρακτικώς" αδιαπέρατα (άργιλοι)

Πλήθος προβλημάτων υδατικής ροής πού ενδιαφέρουν τόν γεωτεχνικό:

- υπολογισμοί παροχών διαρροής (διαμέσου ενός χωμάτινου φράγματος, γιά τήν αποξήρανση μιάς εκσκαφής ή μιάς φυσικής λίμνης, γιά τόν καταβιβασμό τής στάθμης του υπόγειου ορίζοντα, ...κλπ....)
- υπολογισμοί χρονικής εξέλιξης καθιζήσεων (γιά θεμελιώσεις σέ αργίλους υπό τόν υδατικό ορίζοντα)
- υπολογισμοί ενεργών τάσεων + ανοχής (σιά προβλήματα ευστάθειας πρανών,... υποσκαφής...)

1 - ΔΙΑΣΤΑΤΗ ΡΟΗ, ΝΟΜΟΣ DARCY, ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ



Darcy 1866 :

Q ανάλογη Δh και A, αντιστρόφως ανάλογη του L ∴

$$\boxed{Q = k \, \frac{\Delta h}{L} \, A}$$

$\frac{Q}{A} \equiv v$: φαινομένη (μακροσκοπική) ταχύτητα ροής

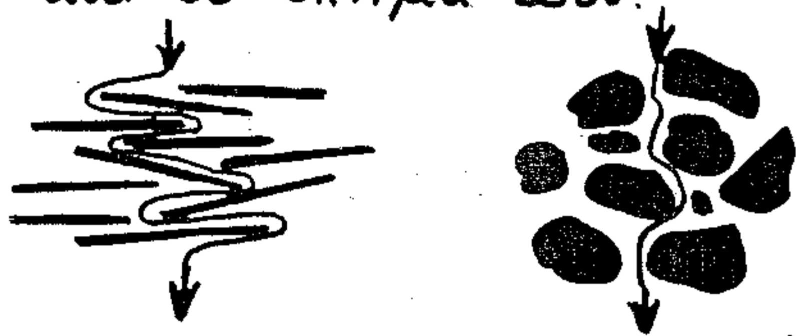
$\frac{\Delta h}{L} \equiv i$: υδραυλική κλίση

$\boxed{v = k \cdot i}$ "νόμος" Darcy

k : συντελεστής διαπερατότητας
χαρακτηριστική παράμετρος τοῦ εδαφικοῦ υλικοῦ.

Τὸ k (διαστάσεις ταχύτητας) εξαρτάται κυρίως από:

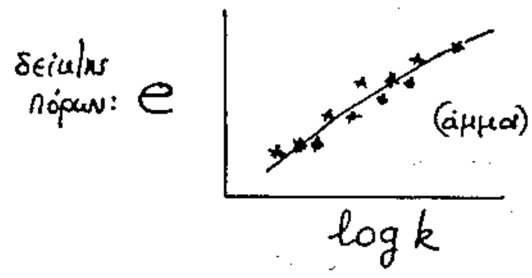
- τὸ μέγεθος τῶν κόκκων καὶ τὸ σχῆμα τους.



άργιλος: $k \lesssim 10^{-7}\ \frac{m}{s}$

χονδρόκοκκη άμμος: $k \gtrsim 10^{-2}\ \frac{m}{s}$

- η πυκνότητα τοῦ υλικοῦ



- ο βαθμός κορεσμοῦ : S

μὴ κορεσμένα υλικά: $k \propto S^3$

- η δομὴ τοῦ υλικοῦ, η κατανομὴ τῶν κόκκων, τὸ ιξῶδες τοῦ υγροῦ...

$i = \frac{\Delta h}{L}$: (μέση) υδραυλική κλίση

πιό γενικά: $i = -\frac{dh}{ds}$

h = υδραυλικό ύψος = $\frac{\text{Ενέργεια}}{\text{μάζα}}$

Και γιά τήν ροή διαμέσου εδάφους ισχύει ο νόμος τού Bernoulli:

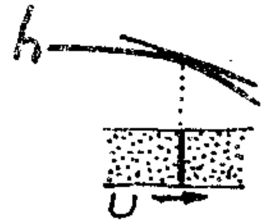
πίεση ύδατος πόρων   (απώλειες)

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + \Delta h$$

(ολικό ύψος) = (γεωμετρικό ύψος) + (πιεζομετρικό ύψος)

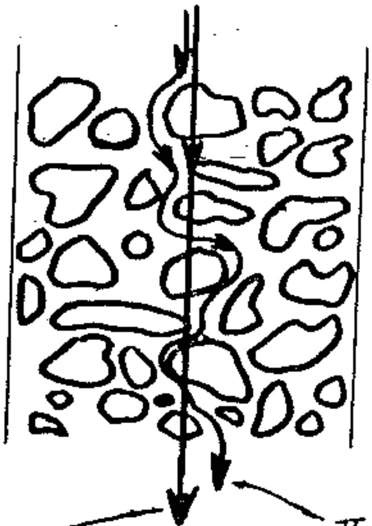
$\frac{v^2}{2g}$: $\simeq 0$ γιατί οι v είναι εξαιρετικά μικρές. π.χ. $v \approx 0.01\ \frac{m}{s}$, $\frac{v^2}{2g} \simeq 0.000005\ m \approx 0$

Τήν ροή προκαλεί η κλίση τού ολικού υδραυλικού ύψους: $\frac{dh}{ds}$



$v = -k\frac{dh}{ds}$ (τό μείον διότι μείωση τής h συνεπάγεται αρνητική dh/ds αλλά θετική v)

μικροσκοπική θεώρηση:



γραμμή ροής μακροσκοπικής κλίμακας: $v = \frac{Q}{A}$

πιθανή πραγματική διαδρομή ροής

↓

ταχύτητα διηθήσεως

$$v_s = \frac{Q}{A_{κεν}}$$

ανά μονάδα μήκους ds:

$$\frac{A_{κενών}}{A} = \frac{V_{κενών}}{V} = n \quad (\text{πορώδες})$$

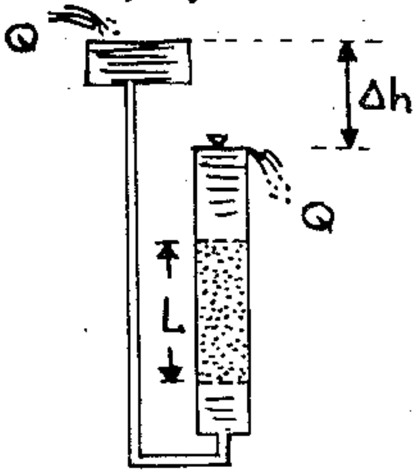
$$= \frac{e}{1+e}$$

$$\boxed{v_s = \frac{v}{n}}$$

$v_s > v$ καθώς $n < 1$

Εργαστηριακή μέτρηση k

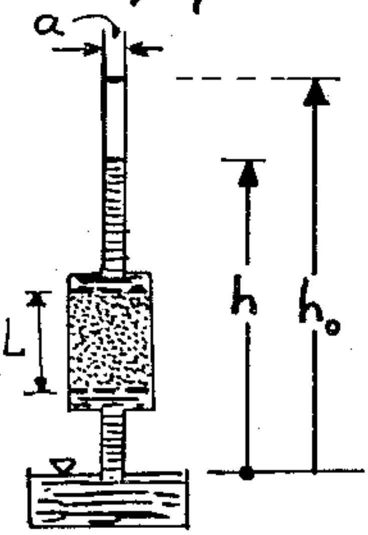
(α) Δοκιμή σταθερού "υδραυλικού φορτίου": Δh



μετράμε τό αναγκαίο Q

$$k = \frac{Q \cdot L}{A \cdot \Delta h}$$

(β) Δοκιμή μεταβαλλόμενου υδραυλικού φορτίου:



$Q = Q(t),\quad h = h(t),\quad i = i(t)$

Μιά ορισμένη στιγμή, t:

$$Q(t) = kA\,\frac{h(t)}{L} =$$

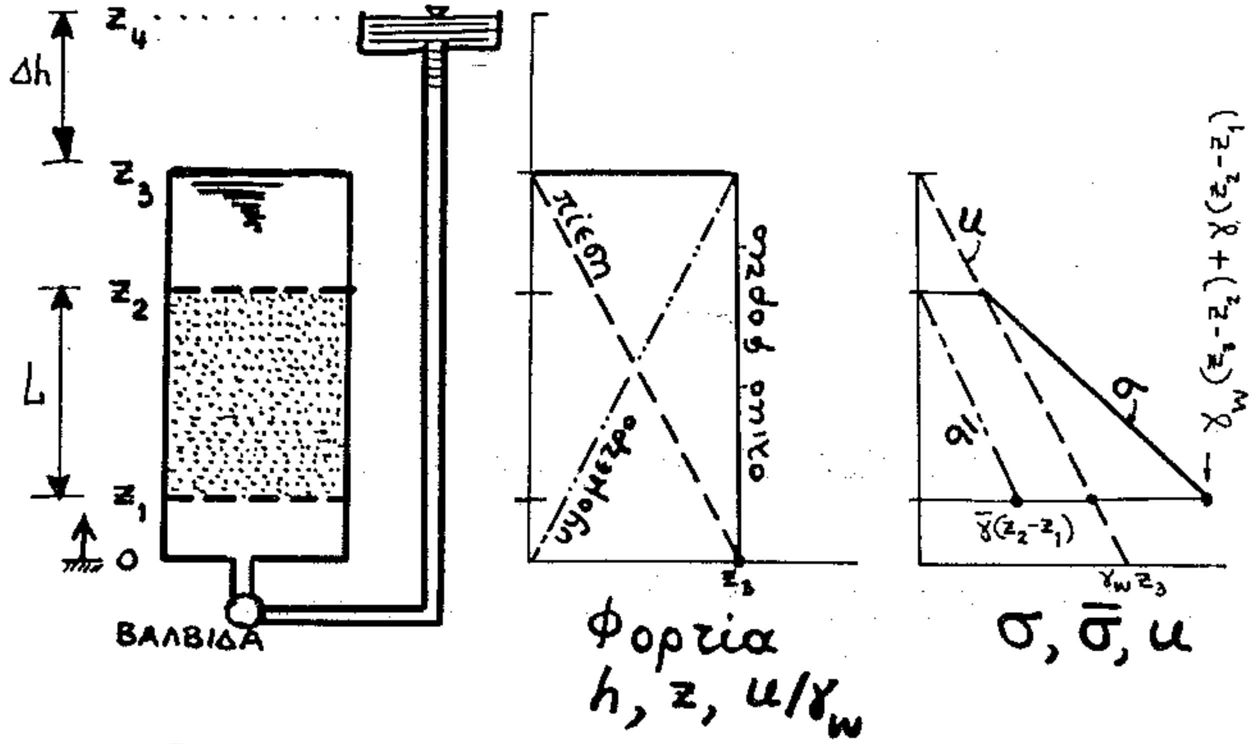
$$= -\frac{dh}{dt}\cdot a$$

$= $ ταχύτητα $\times$ επιφάνεια (μικρού) σωλήνα

$$-\frac{dh}{h} = \frac{kA}{La}\,dt \quad \therefore \quad \left[\ln h\right]_{h_o}^{h} = -\frac{kA}{La}\left[t\right]_o^{t} \quad \therefore$$

$$k = \frac{aL}{tA}\cdot \ln\left(\frac{h_o}{h}\right)$$

ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΕΝΕΡΓΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΥΔΑΤΙΚΗΣ ΡΟΗΣ. ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΗΘΗΣΕΩΣ - ΥΔΡΑΥΛΙΚΗ ΥΠΟΣΚΑΦΗ

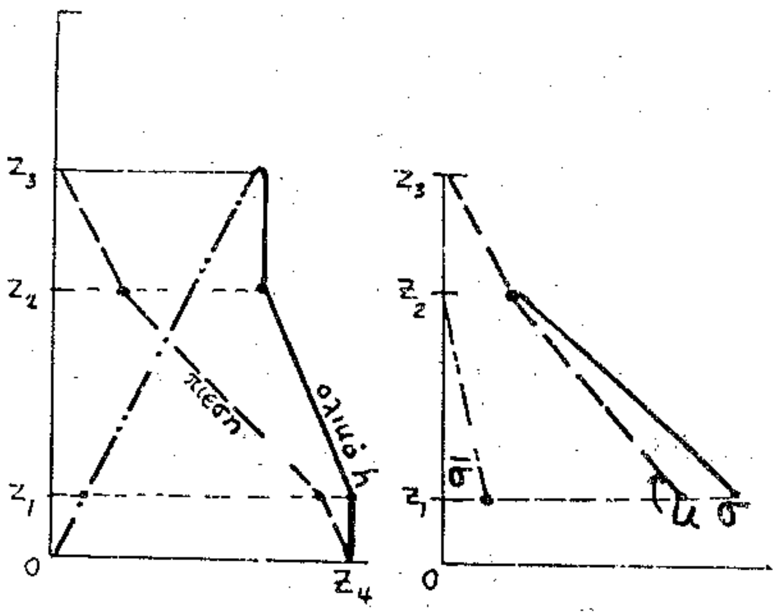


υδροστατικές συνθήκες ——— βαλβίδα κλειστή

στην βάση του δοκιμίου: $z = z_1$ ∴

$$\bar{\sigma} = \underbrace{\gamma_w(z_3-z_2) + \gamma(z_2-z_1)}_{\sigma} - \underbrace{\gamma_w(z_3-z_1)}_{u}$$

$$\therefore \quad \bar{\sigma} = \bar{\gamma} L$$ (όπως αναμέναμε, φυσικά...)



μέ ροή : ——— βαλβίδα ανοικτή

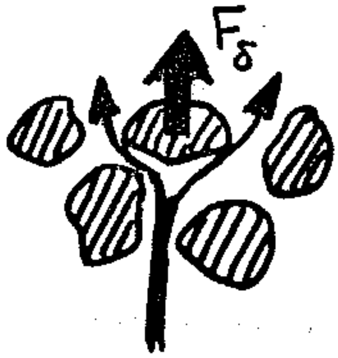
τό σ παραμένει σταθερό γιά λόγους ισορροπίας

π.χ. στήν βάση $z = z_1$: $\sigma = \gamma_w (z_3 - z_2) + \gamma (z_2 - z_1)$

στό ίδιο σημείο: $u = \gamma_w (z_4 - z_1)$ ∴

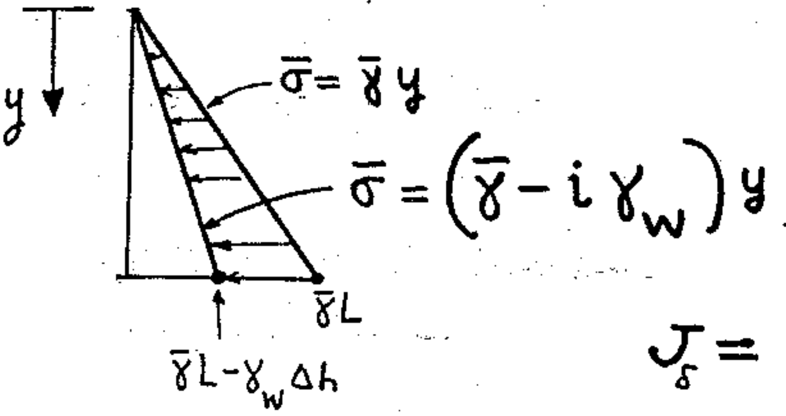
$$\bar{\sigma} = \sigma - u = \bar{\gamma} L - \gamma_w \Delta h$$

Βλέπουμε, λοιπόν, ότι εξαιτίας τής ροής πρός τά πάνω (αντίθετα πρός τήν βαρύτητα) έχουμε μείωση τών ενεργών τάσεων — διόλου αφύσικο όπως προβλέψαμε διαισθητικά μέ τήν βοήθεια τού απλού ποιοτικού μοντέλου τής σελ. 29 /κεφ. 3 !



F_δ = δύναμη διηθήσεως πού αντιτίθεται στήν βαρύτητα κι άρα απομειώνει τις $\bar{\sigma}_v$.

μακροσκοπική θεώρηση:



δύναμη διηθήσεως ανά μονάδα όγκου:

$$J_\delta = i\,\gamma_w = \Delta h \cdot \gamma_w / L$$

αν, συνεχίζοντας, μεγαλώναμε σταδιακά τό Δh, θά ήταν δυνατόν:

$$\bar{\sigma} = (\bar{\gamma} - i\gamma_w)\, y = 0$$

γιά όλα τά y

εάν $\bar{\gamma} - i\gamma_w = 0$, δηλαδή εάν

$$\boxed{i = i_{cr} = \frac{\bar{\gamma}}{\gamma_w}}$$

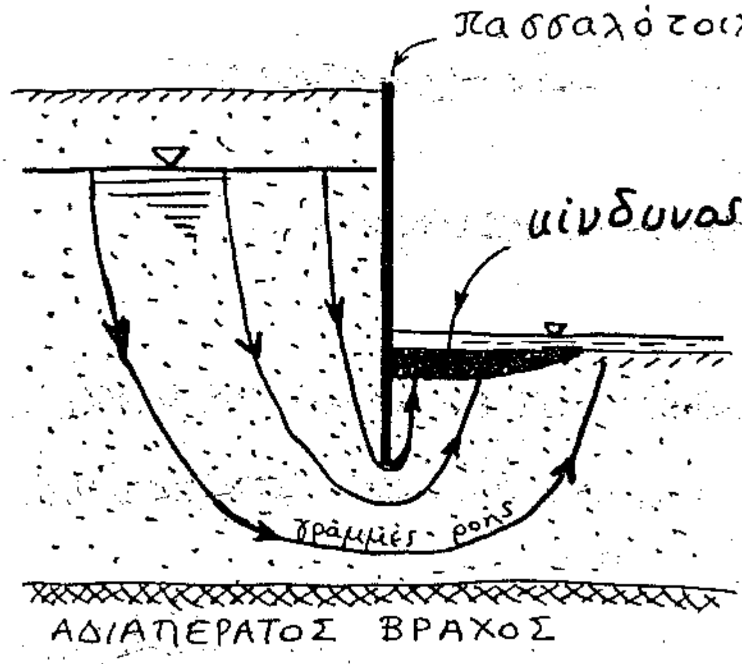
συνθήκη "ρευστής" άμμου.

Τό υλικό έχει χάσει πλήρως τήν διατμητική του αντοχή (Προκειμένου γιά αμμώδη εδαφικά υλικά): $\tau_f = \bar{\sigma} \tan\phi = 0$

Αν κάποιο έστω και μικρό φορτίο τοποθετηθεί στήν επιφάνεια θά βυθισθεί εφόσον τό ειδικό του βάρος είναι μεγαλύτερο τού ειδικού βάρους του "Εδαφικού μίγματος", δηλ. τού γ_s

Ερώτημα: είναι δυνατόν νά βυθισθεί άνθρωπος επί "ρευστής" άμμου;

Σπουδαίες τεχνικές εφαρμογές



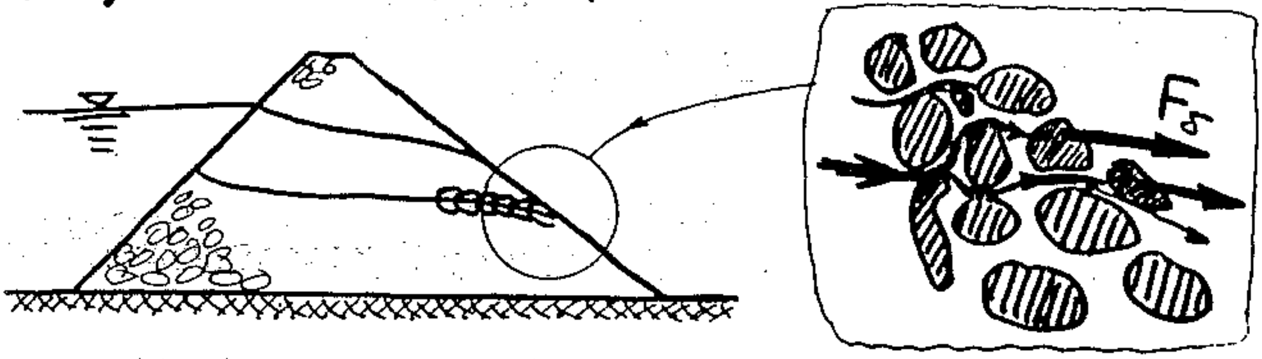
κίνδυνος ρευστοποίησης:

$$i < i_{cr} = \frac{\bar{\gamma}}{\gamma_w}$$

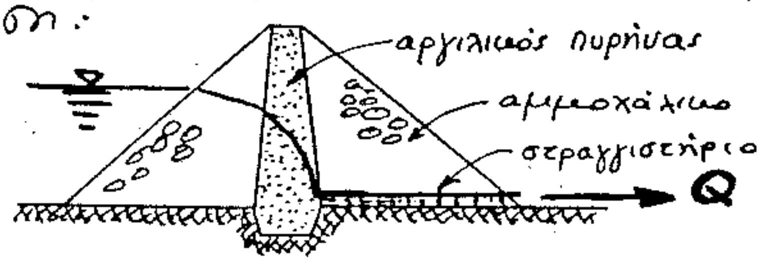
αλλιώτικα έχουμε κατάσταση ρευστής άμμου και ή παθητική υποστήριξη του πασσαλότοιχου "εξαφανίζεται"...

παρόμοιο φαινόμενο:

υδραυλική υποσκαφή -- "διασωλήνωση"



αντιμετώπιση:



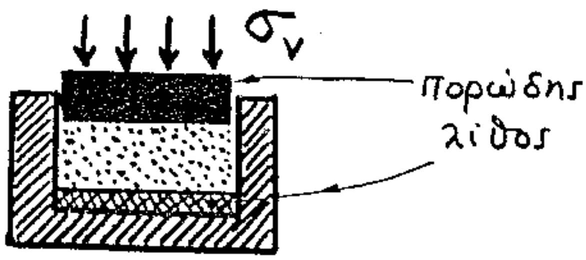
7.

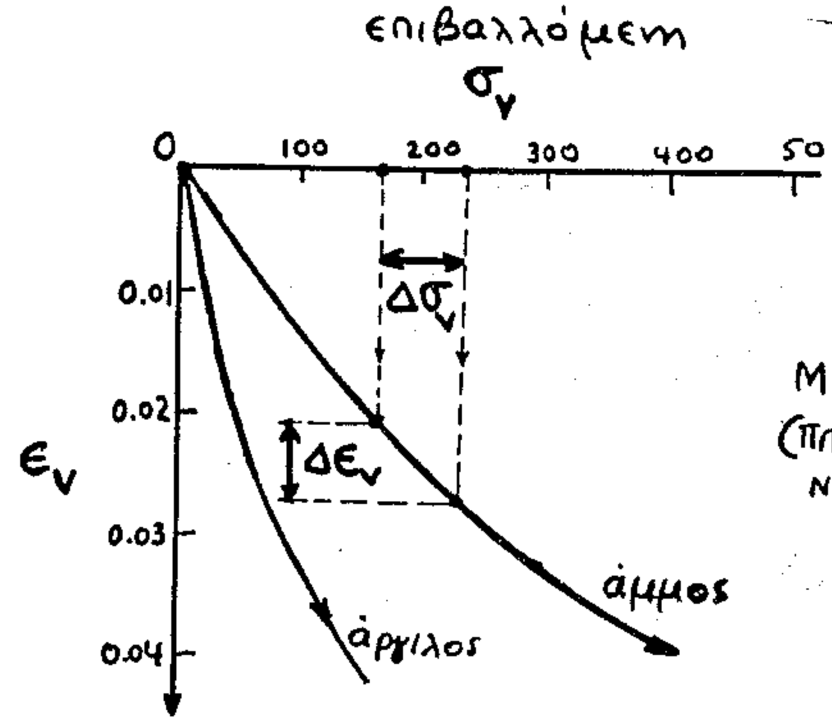
Σ Τ Ε Ρ Ε Ο Π Ο Ι Η Σ Η
ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

7. ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ

Υπενθύμιση από Κεφ. 3 / σελ.

1-ΔΙΑΣΤΑΤΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΜΗ ΚΟΡΕΣΜΕΝΟΥ ΥΛΙΚΟΥ:





ΜΕΤΡΟ 1-ΔΙΑΣΤΑΤΗΣ (ΠΛΕΥΡΙΚΑ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΕΝΗΣ) ΣΥΜΠΙΕΣΗΣ:

$$D_s = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\epsilon_v}$$

ή

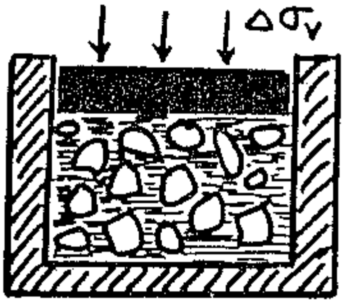
$$D_s = \frac{d\sigma_v}{d\epsilon_v}$$

όπου $D_s = D_s(\sigma_v)$

υπενθύμιση: για γραμμικώς ελαστικά υλικά $D_s = E\,\dfrac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$

ΥΛΙΚΟ ΤΕΛΕΙΩΣ ΚΟΡΕΣΜΕΝΟ
$S_r = 100\%$

Επιβολή μιάς $\Delta\sigma_v$: Ακαριαία $(t=0)$ η παραμόρφωση $\Delta\epsilon_v \simeq 0$

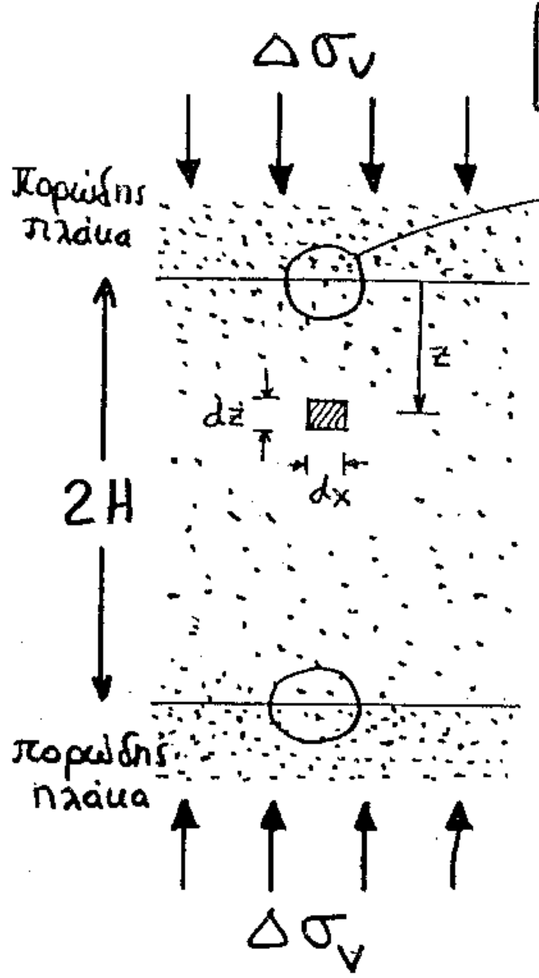


Διότι οι πόροι είναι γεμάτοι νερό πού είναι πρακτικώς ασυμπίεστο, κι άρα δέν επιτρέπει μείωση $V_{κενών}$. Κι επειδή γιά μικρές $\Delta\sigma_v$ ούτε μείωση τού $V_{στερεών}$ είναι δυνατή $\Longrightarrow \Delta\epsilon_v \simeq 0$.

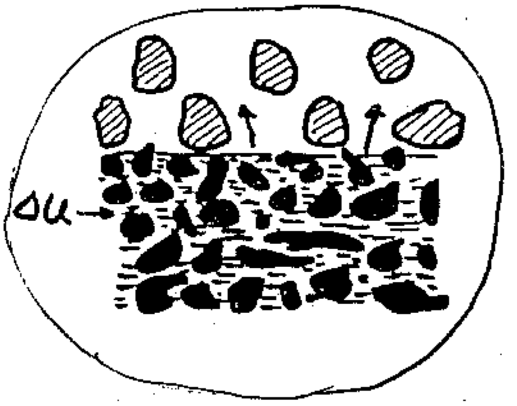
Επομένως, ολόκληρο τό φορτίο τό αναλαμβάνει η υγρή φάση: $\boxed{\Delta u \simeq \Delta\sigma_v}$ ενώ ο στερεός σκελετός παραμένει αφόρτιστος: $\boxed{\Delta\bar{\sigma}_v \simeq 0}$

Τί γίνεται όμως αργότερα, καθώς αυξάνει ο χρόνος t;

$\boxed{\text{ποιοτική εξήγηση}}$



Επιφάνεια επαφής:



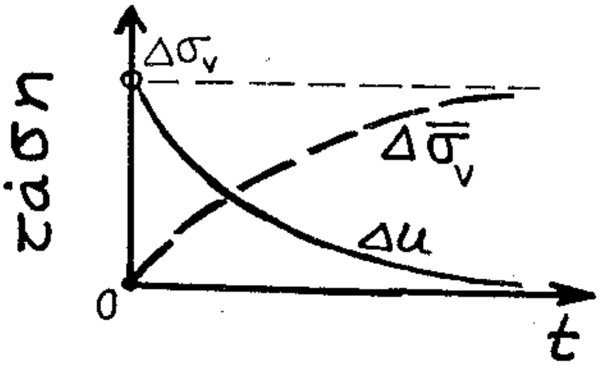
$$t \geq 0^+$$

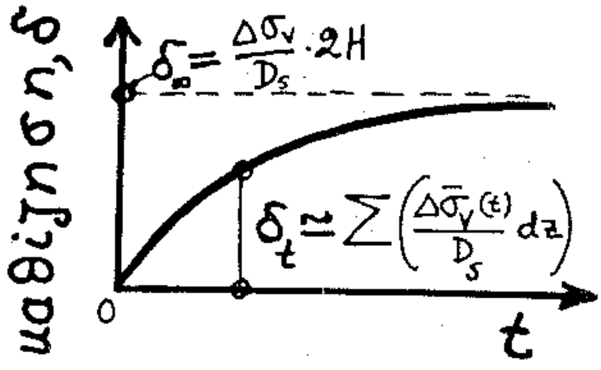
$$\Delta u_{z=0,\, z=2H} = 0$$

"Ελεύθερη" επιφάνεια

Έτσι αρχίζει διαφυγή του συμπιεζόμενου υγρού $\Longrightarrow$ ροή διαμέσου του εδαφικού στρώματος

Συγχρόνως $\Delta u \downarrow$, μέχρι πού τελικώς: σ' όλα τά σημεία $\Delta u = 0$, $\Delta \bar{\sigma}_v = \Delta \sigma_v$

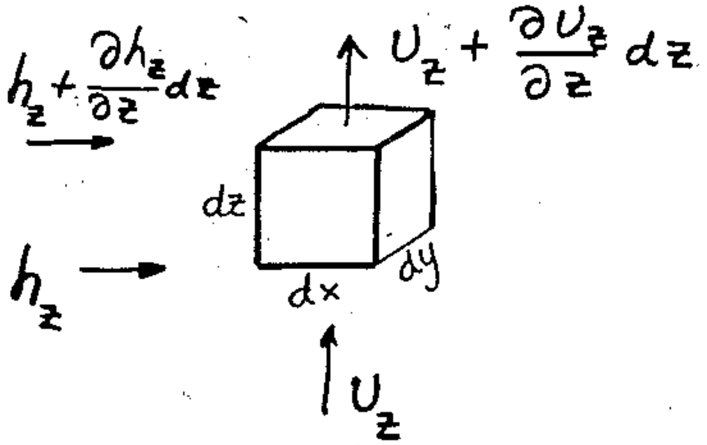




Μαθηματική ανάλυση του φαινομένου

(Μέ τήν προϋπόθεση ότι η $\Delta\sigma_v$ είναι αρκετά μικρή ώστε η γραμμική σχέση $\Delta\epsilon_v = \frac{1}{D_s}\Delta\bar{\sigma}_v$ να περιγράφει τήν ακριβή σχέση σ−ε)

Θεωρούμε τό τυχαίο εδαφικό στοιχείο



Νόμος Darcy: ταχύτητα ροής $U_z = -k\frac{\partial h_z}{\partial z}$

Εξίσωση συνέχειας: εκροή − εισροή = μεταβολή όγκου

$$\frac{\partial U_z}{\partial z}dz \cdot dx\,dy = \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{1}{D_s}\frac{\partial\bar{\sigma}_v}{\partial t}\cdot dx\cdot dy\cdot dz$$

επιπλέον:
$$\frac{\partial\bar{\sigma}_v}{\partial t} = \frac{\partial(\sigma_v - u)}{\partial t} = -\frac{\partial u}{\partial t}$$

$$h_z = h_{\gamma\epsilon\omega\mu} + \frac{1}{\gamma_w}(u_0 + u)$$

όπου τὸ Δ ἔχει παραλειφθεί από Δu, $\Delta\sigma$ γιά συντομία

ἄρα $$\frac{\partial^2 h_z}{\partial z^2} = \frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

γιατί καὶ τό $h_{γεωμ.}$ καὶ τό u_o (υδροστατική πίεση) είναι γραμμικές συναρτήσεις τοῦ z!

Συνδυάζοντας τις παραπάνω εξισώσεις καὶ καλώντας $m_v \equiv \frac{1}{D_s} = \frac{d\epsilon_v}{d\bar{\sigma}_v}$ ∴

$$\boxed{\frac{\partial u(z,t)}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w}\frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2}} \quad (1)$$

κλασσική εξίσωση 1-διάστατης στερεοποίησης

συντελεστής στερεοποιήσεως

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{k D_s}{\gamma_w}$$

διαστάσεις: $\left[\frac{m^2}{s}\right]$

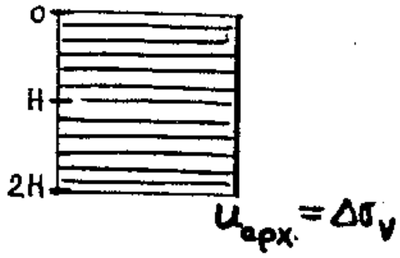
καὶ η εξίσωση: $$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

(όπου u = υπερπίεση τοῦ ύδατος πόρων)

Ζητείται λύση της (κλασσικής) εξίσωσης 1 η οποία νά ικανοποιεί: (α) τις συνοριακές και (β) τις αρχικές συνθήκες τού προβλήματος.

αρχικές συνθήκες:

$$t=0\ , \quad u(z) = u_{αρχ.} = \Delta\sigma_v \quad \cdots\cdots (2)$$



συνοριακές συνθήκες:

$$z=0 \text{ καί } z=2H\ , \quad u=0 \quad t>0 \quad (3)$$

("ελεύθερη" επιφάνεια)

ΕΠΙΛΥΣΗ: αναζητώ λύση τής μορφής $u(z,t) = F(z)\cdot G(t)$ .... (4)

Αντικαθιστώ στην (1):

$$\underbrace{\frac{F''(z)}{F(z)}}_{\text{συνάρτηση μόνον τού } z} = \underbrace{\frac{1}{c_v}\,\frac{G'(t)}{G(t)}}_{\text{συνάρτηση μόνον τού } t}$$

Άρα: ισότητα είναι δυνατή μόνον εάν

$$\frac{F''(z)}{F(z)} = \frac{1}{C_V}\,\frac{G'(t)}{G(t)} = \text{σταθερά, π.χ.} = -A^2 \therefore$$

$$\left.\begin{aligned} F(z) &= C_1 \cos Az + C_2 \sin Az \\ G(t) &= C_3\, e^{-A^2 c_v t} \end{aligned}\right\} \quad u = \left(C_4 \cos Az + C_5 \sin Az\right)\cdot e^{-A^2 c_v t}$$

όπου C_4, C_5 σταθερές ολοκληρώσεως προσδιοριζόμενες απ' τις αρχικές συνθήκες + συνοριακές συνθήκες.

$$\left(z=0,\ u=0\right) \therefore\ C_4 = 0$$

$$\left(z=2H,\ u=0\right) \therefore\ C_5 \sin 2AH = 0 \therefore 2AH = n\pi$$

$$n = 1, 2, 3, \ldots\ldots$$

Η εξίσωση, όμως, $u = C_5 \cdot \sin\frac{n\pi z}{2H}\cdot e^{-n^2\pi^2 c_v t/4H^2}$
δέν είναι δυνατόν νά ικανοποιήσει την αρχική συνθήκη ②, δηλ. $u = \text{σταθερό} = \Delta\sigma_v$, $t=0$!!
οποιαδήποτε τιμή κι άν δώσουμε στό n.
Παρατηρούμε όμως ότι όχι μόνον η εξ. ④
αλλά και η

$$u(z,t) = \sum_n F_n(z)\cdot G(t) \quad \text{μπορεί καί}$$

ικανοποιεί την εξίσωση ①. Σκεφτόμαστε, λοιπόν, μήπως είναι δυνατό να γράψουμε την λύση της ① ως :

$$u(z,t) = \sum_{n=1,2,\dots}^{\infty} \left\{ C_n \cdot \sin\frac{n\pi z}{2H} \cdot e^{-\frac{n^2\pi^2 c_v t}{4H^2}} \right\}$$

Τότε για $t=0$ $\quad u(z,t) = u(z,0) = \Delta\sigma_v = u_{\alpha\rho\chi}$

και θα είχαμε:

$$\sum_{n=1,2,\dots}^{\infty} C_n \sin\frac{n\pi z}{2H} = u_{\alpha\rho\chi}$$

Της σειράς αυτής Fourier οι συντελεστές υπολογίζονται ως εξής:

$$C_n = \frac{1}{H}\int_0^{2H} u_{\alpha\rho\chi} \sin\frac{n\pi z}{2H}\, dz =$$

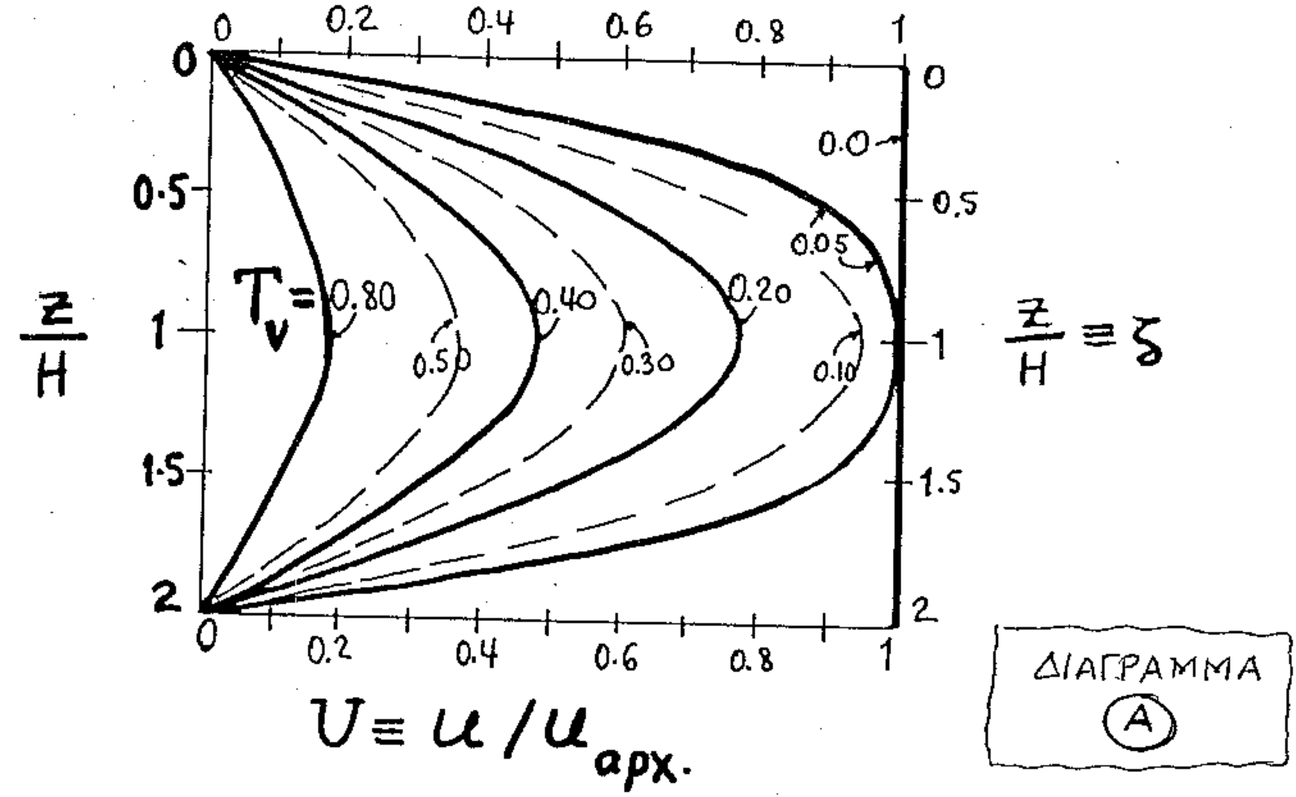
$$= \frac{2}{n\pi} u_{\alpha\rho\chi} (1-\cos n\pi)$$

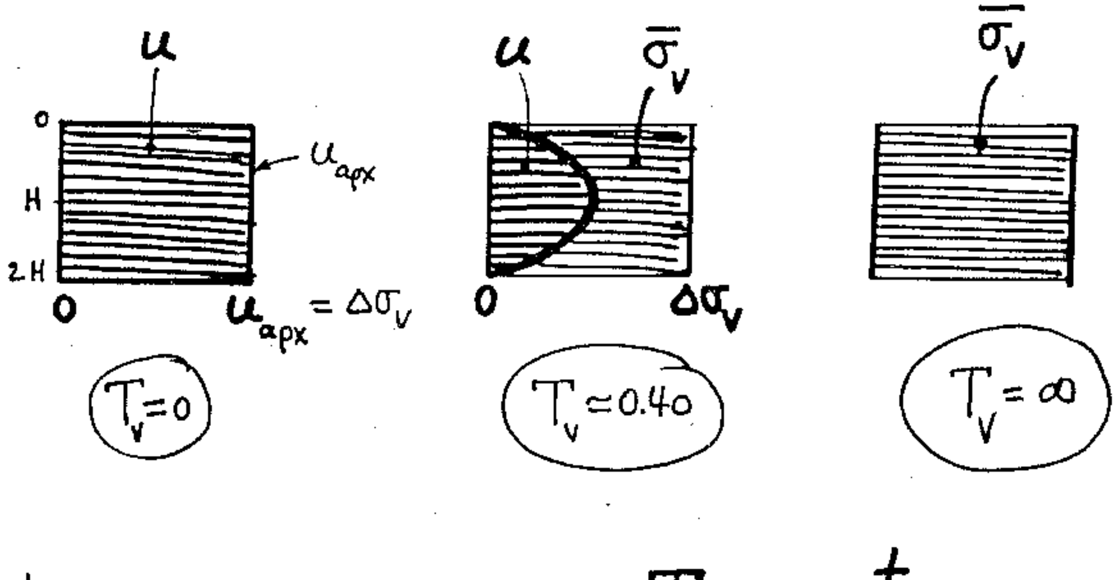
τελικώς,

$$u(z,t) = \sum_{m=0,1,\dots}^{\infty} \left\{ u_{\alpha\rho\chi} \cdot \frac{2}{M} \cdot \sin\frac{Mz}{H} \cdot e^{-M^2 T_v} \right\}$$

όπου $M = (2m+1)\pi/2$, $\quad T_v = c_v\, t/H^2$

γραφική παράσταση της λύσης (σέ αδιάστατη μορφή):



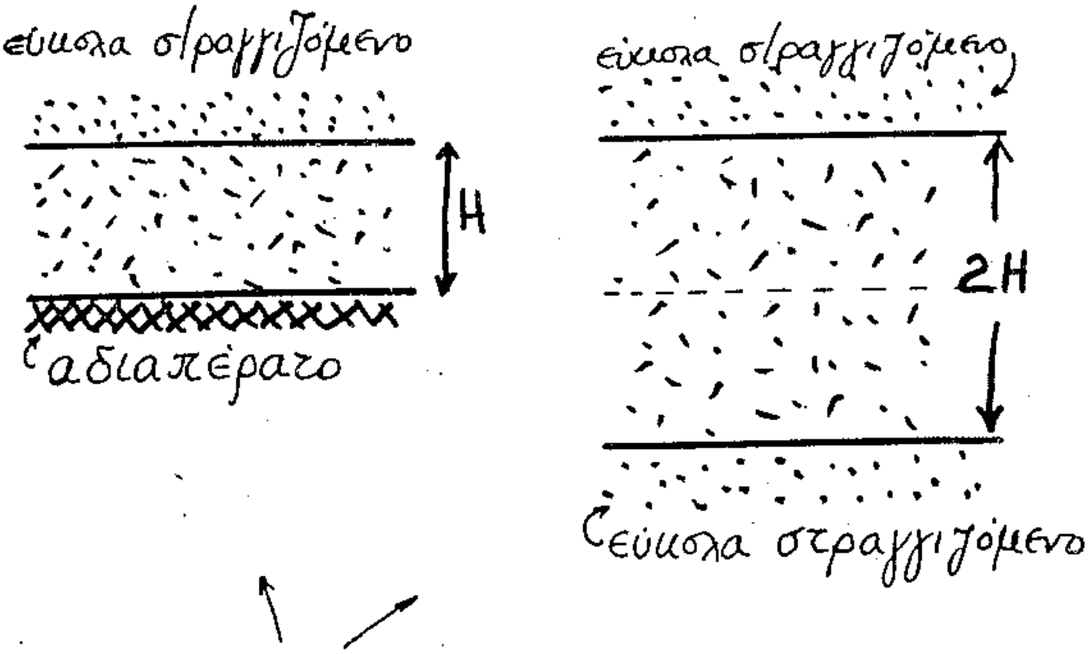


όπου ο χρονικός παράγοντας $T_v = c_v \frac{t}{H^2}$

Παρατηρήσεις από τό διάγραμμα
$U=U(\zeta, T_v)$:

1. Αμέσως $(t=0^+)$ μετά τήν επιβολή τού $\Delta\sigma_v$ έχουμε πολύ μεγάλες κλίσεις πιέσεων στήν κορυφή κ' πυθμένα (επιφάνεια "ελεύθερης" ροής) αλλά κλίση $=0$ στό κέντρο $(z=H)$. Άρα
   $\Delta\epsilon_v$: αυξάνουν γρήγορα στήν περιοχή κορυφής + πυθμένα
   $\Delta\epsilon_v$: αυξάνουν ελάχιστα περί τό μέσον τού στρώματος
2. Εάν $T_v \gtrsim 0.3$ οι καμπύλες είναι σχεδόν ημιτονοειδείς
3. Οι κλίσεις υπερπιέσεων $\left(\frac{\partial U}{\partial \zeta}\right)$ για $x=H$ (στό μέσον) είναι συνεχώς $=0$ ∴ άρα όχι ροή διά τού μέσου επιπέδου! (όπως αναμέναμε λόγω συμμετρίας)

Συνέπεια συμπεράσματος 3:

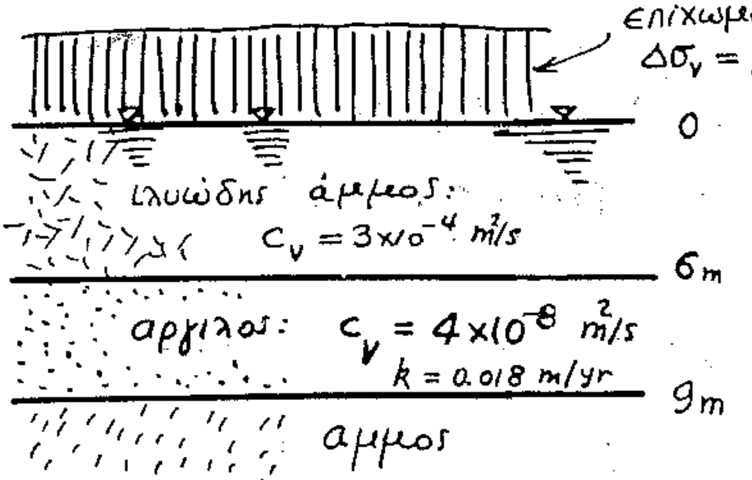


Τὰ δύο προφίλ είναι εντελώς ισοδύναμα από άποψη χρονικής εξέλιξης τών καθιζήσεων
(φυσικά, όχι κι από άποψη μεγέθους καθιζήσεων)

Θὰ μπορούσαμε νὰ μετονομάσουμε τὸ H: μήκος μέγιστης (μακροσκοπικά) υδατικής διαδρομής κατὰ τὴν διάρκεια τής στράγγισης (στερεοποίησης)

Ο όρος στερεοποίηση απορρέει απ' τό γεγονός ότι οι $\bar{\sigma}_v$ αυξάνουν μέ τόν χρόνο — άρα και η διατμητική αντοχή τού υλικού προοδευτικά βελτιώνεται...

αριθμητική εφαρμογή



Βάθος 7m, 4 μήνες μετά τήν επίχωση:
(α) υπερπίεση Δu
(β) συνολική υδατική πίεση
(γ) ενεργός $\bar{\sigma}_v$
(δ) ταχύτητα ροής

Προφανώς: διπλή στράγγιση ∴
$2H = 3m$ ∴ $H = 1.5$ m

$\frac{z}{H} = \frac{1}{1.5} = \frac{2}{3}$, $T_v = 4\times10^{-8} \frac{4\times30\times24\times60\times60}{1.5^2} \simeq 0.14$

Διάγραμμα σχ. 9 $\Longrightarrow \Delta u / u_{αρχ} \simeq 0.75$ ∴ (α) $\Delta u = 0.75 \times 100 = 75$

(β) συνολική $u = u_o + \Delta u = 10\times 7 + 75 = 145$ kPa

(γ) $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_{vo} + \Delta\bar{\sigma}_v \simeq 10\times7 + (100-75) \simeq 95$ kPa

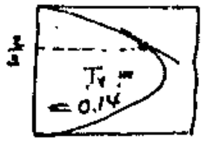
γ αργίλου + ιλυώδους άμμου

αριθμ. εφαρμογή (συνέχεια)

(δ) υδραυλική κλίση $i = \frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial u}{\partial z}\left(T_v = 0.14, \frac{z}{H} = \frac{2}{3}\right)$

από την καμπύλη ($u/u_{αρχ}$ — z/H — $T_v = 0.14$)

«διαβάζω» $\frac{\partial (u/u_{αρχ})}{\partial (z/H)} = \frac{H}{u_{αρχ}}\frac{\partial u}{\partial z} \simeq 0.95$ ∴



$$\frac{\partial u}{\partial z} = 0.95\,\frac{100}{1.5} \simeq 63 \quad \therefore \quad V = k\,i = (0.018)\times 6.3 \simeq 0.114 \text{ m/έτος}$$

$$i = \frac{63}{\gamma_w} \simeq 6.3$$

Χρονική εξέλιξη καθιζήσεων της φορτιζόμενης επιφάνειας

Καθίζηση στο τέλος της στερεοποίησης:

$$\delta_\infty = m_v \Delta\sigma_v\, 2H = 2\, m_v\, u_{αρχ}\, H$$

$m_v = 1/D_s$

Καθίζηση μετά από χρόνο t απ' την επιβολή του φορτίου:

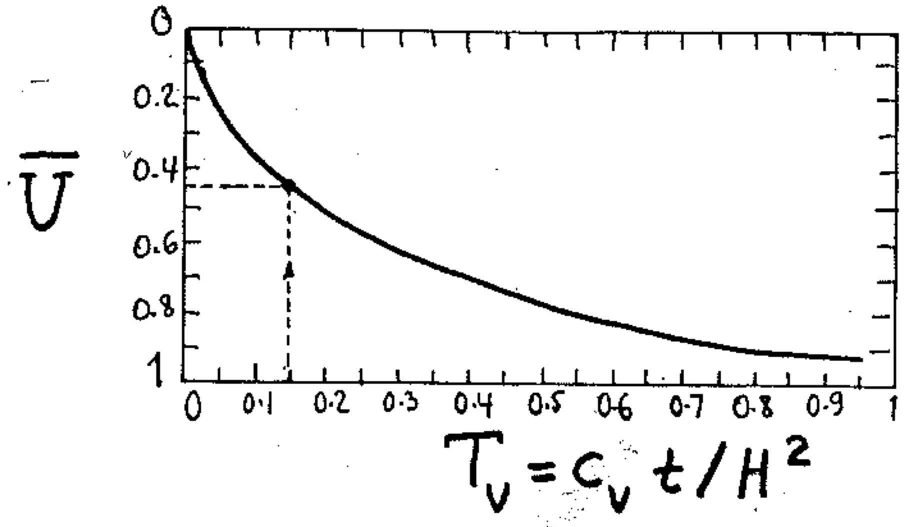
$$\delta_t = \int_0^{2H} m_v\, \bar{\sigma}_v(t)\, dz = 2 m_v u_{αρχ} H - \int_0^{2H} m_v\, u\, dz$$

$\sigma - u = u_{αρχ} - u$

που μπορεί να υπολογισθεί αν αντικατασταθεί $u = u(z,t)$

Ενδιαφέρον γιά τις εφαρμογές έχει ο λόγος: $\overline{U} = \dfrac{\delta_t}{\delta_\infty}$: (μέσος) βαθμός στερεοποιήσεως

Είναι φανερό πως $\overline{U} = \overline{U}(T_v)$



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ (B)

αριθμητική εφαρμογή: προφίλ πδτος σελ. 316

(α) $\overline{U} =$; στους 4 μήνες

(β) μετά πόσον χρόνο θά έχει "πρακτικώς" συντελεσθεί η στερεοποίηση;

(α) $T_v \simeq 0.14$ ∴ διαβάζω $\overline{U} \simeq 0.42$ (ή 42%)

(β) όταν $T_v \simeq 1$, $\overline{U} \simeq 0.92$ και πρακτικώς $\simeq 1$ ∴

$c_v\, t / H^2 \simeq 1$ ∴ $t_{0.92} = H^2/c_v = 1.5^2/4\times10^{-8} \simeq$

$\simeq 1.78$ έτη

Γενικά, ο χρόνος που απαιτείται γιά $\bar{U} \gtrsim 0.90$ (90% στερεοποίηση) θεωρείται ώς **χρόνος στερεοποίησης** t_c :

γιά $\bar{U} \simeq 0.92$, $T_v \simeq 1$ ∴

$$\boxed{t_c \simeq \frac{H^2}{c_v} = \gamma_w \frac{m_v H^2}{k}} = \frac{\gamma_w H^2}{k D_s}$$

δηλαδή ο χρόνος στερεοποίησης t_c :

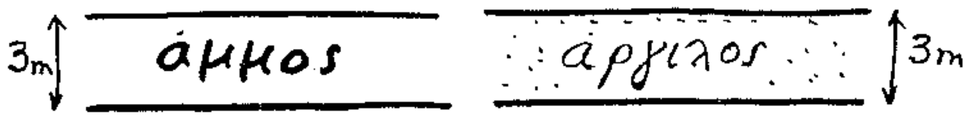
- αυξάνει όσο μεγαλώνει η συμπιεστότητα (m_v)
  (άρα μεγαλύτερη – βραδύτερη δηλ. μείωση υπερπιέσεων – σέ υλικά μεγάλου e)
- αυξάνει ανάλογα μέ H^2 (σε στρώσεις πολύ μεγάλου πάχους $t_c \sim$ κάμποσα χρόνια)
- μειώνεται όσο μεγαλώνει τό k
  (άρα πολύ μικροί χρόνοι γιά αμμώδη υλικά – πολύ μεγάλοι γιά αργιλώδη ...)

• είναι ανεξάρτητος τού $\Delta\sigma_v$!

Αρα, γενικώς, σέ άμμους πρακτικώς $t_c \simeq 0$
καί διότι k = μεγάλο καί διότι
m_v = συνήθως μικρό (ή D = μεγάλο).

<u>αριθμητική εφαρμογή:</u> (1)

συμπιεστότητα άμμου = $\frac{1}{5}$ συμπιεστότητας αργίλου



συντελεστής διαπερατότητας άμμου = 10,000 × $k_{αργίλου}$

Πώς σχετίζονται οι αντίστοιχοι χρόνοι στερεοποίησης:

$$\frac{t_{αργ.}}{t_{αμμ}} = \frac{1}{1/5}\,\frac{10000}{1} = \underline{\underline{50\,000}}$$

<u>αριθμητική εφαρμογή:</u> (2)

γιά στρώμα αργίλου 8m πάχος $t_{c3} = 10$ έτη

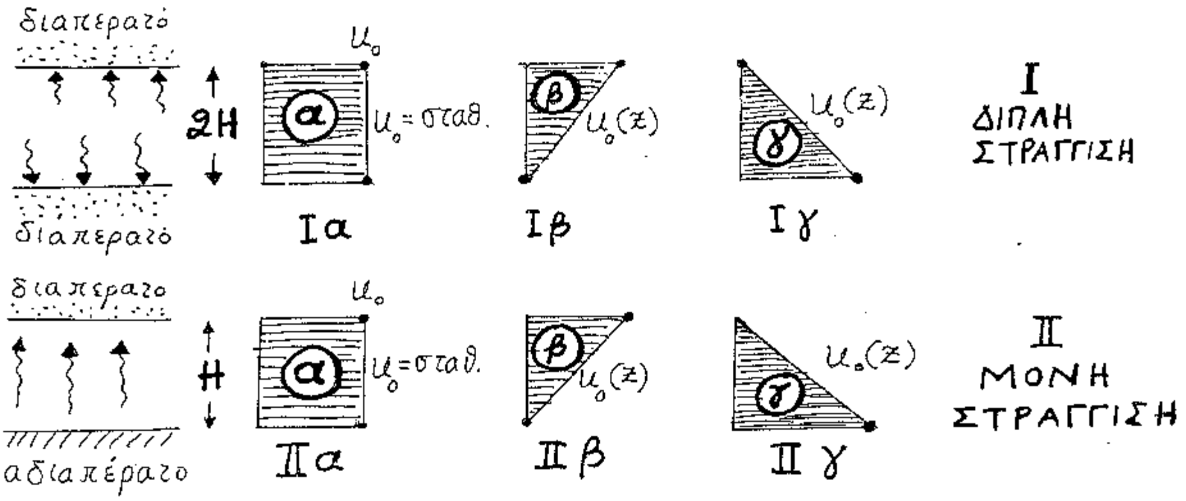
Πόσο θά ήταν ο t_{c12} γιά στρώμα πάχους 32 m
τού ίδιου υλικού;

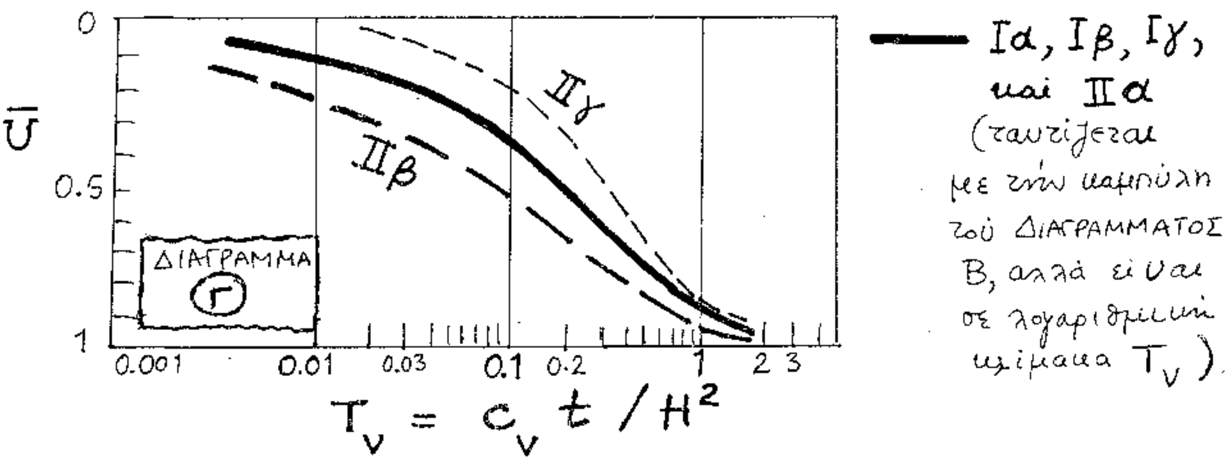
$$t_{c_{12}} = t_{c_3} \times \frac{32^2}{8^2} = 160 \text{ έτη } !$$

ΑΛΛΟΙ ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΟΝ "ΒΑΘΜΟ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΕΩΣ", $\bar{U} = \delta(t)/\delta(\infty)$:

Η αρχική κατανομή υδατικών υπερπιέσεων

Τό διάγραμμα (B) και όλα τα προηγηθέντα αναφέρονται σε ομοιόμορφη αρχική κατανομή: $u_{αρχ} \equiv u_o = \text{σταθερό} = \Delta\sigma_v$ (βλ. και διάγραμμα (A)). Είναι όμως πιθανόν, η αρχική αυτή κατανομή να πλησιάζει περισσότερο πρός τήν τριγωνική. (π.χ.: επιβολή περιορισμένης-εκτάσεως επιφανειακού φορτίου, υπό αστράγγιστες συνθήκες). Ο ρυθμός αποτόνωσης των υδατικών υπερπιέσεων σε μιά τέτοια περίπτωση ενδέχεται νά είναι μεγαλύτερος ή μικρότερος του αντιστοίχου ρυθμού της ομοιόμορφης αρχικής κατανομής, όπως προκύπτει απ' τό σχήμα:



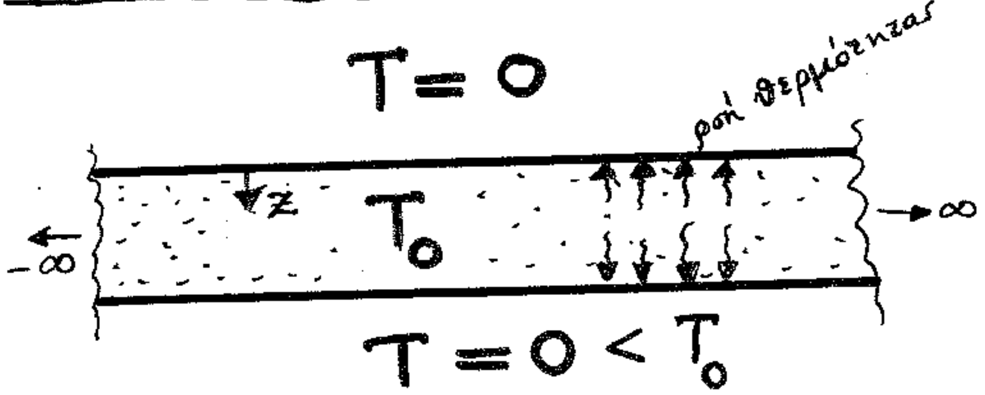


(Να δοθεί ποιοτική ερμηνεία της ανωτέρω συμπεριφοράς ως πρός τον ρυθμό στερεοποιήσεως.)

Μαθηματικώς όμοια φαινόμενα:

(α) Χρονική Εξέλιξη ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

π.χ. ΣΤΟ **ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ** ενός **ΤΟΙΧΟΥ**



$$\frac{\partial T(z,t)}{\partial t} = \sigma \, \frac{\partial^2 T(z,t)}{\partial z^2}$$

$$\sigma = \frac{\varkappa}{\rho \, c}$$

$\varkappa$ → συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας

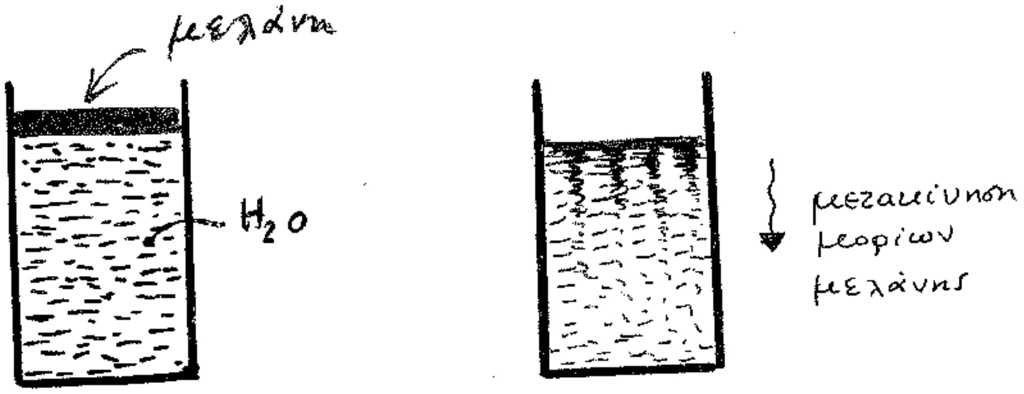
ρ → πυκνότητα υλικού τοίχου

c → ειδική θερμοχωρητικότητα

(Ίδιας μορφής η διέπουσα διαφορική εξίσωση. Πλήρης αντιστοιχία: $T \longleftrightarrow u$, $\sigma \longleftrightarrow c_V$.)

(β) ΔΙΑΧΥΣΗ "ΟΥΣΙΑΣ" ΕΝΤΟΣ ΥΓΡΟΥ

π.χ. "απλωμα" μελάνης σὲ νερὸ



ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΣΗ μελάνης

$C(z,t)$ [ποσότητα / μονάδα όγκου]

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial z^2}$$

D → συντελεστής διάχυσης

Δηλαδή πάλι η διέπουσα διαφορική εξίσωση είναι της ίδιας μορφής. Αντιστοιχία: $C \longleftrightarrow u$, $D \longleftrightarrow c_v$.

[Βλέπε: Στ. Τραχανά: "Μερικές Διαφορικές Εξισώσεις", Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Κρήτης, 2001.]

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

1) Γκαζέτας Γ., (1988) **"Σκέψεις για μιά πιό Ορθολογημένη Ελληνική Γεωτεχνική Ορολογία"**, Πρακτικά 1ου Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τόμος 3.

2) Γκαζέτας Γ., **" Η Τοξωτή Λειτουργία του Εδάφους Αιτία Αστοχίας Αντιστηρίξεως"**, Πρακτικά 1ου Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τόμος 1.

3) Λουκάκης Κ. & Γκαζέτας Γ., **"Σταθμοί Ανοικτού Ορύγματος, Μετρό Αθήνας : επιτόπου μετρήσεις και αντίστροφες αναλύσεις"**, Πρακτικά 3ου Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής Μηχανικής, Τόμος 1.

Σκέψεις για μια πιο Ορθολογημένη Ελληνική Γεωτεχνική Ορολογία

Thoughts for a more Rationalized Greek Geotechnical Terminology

ΓΚΑΖΕΤΑΣ, Γ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

"Αμαθέστερον ειπέ, αλλά σαφέστερον"
ΑΡΙΣΤΟΦΑΝΗΣ

ΣΥΝΟΨΗ Η ελληνική γλώσσα είναι κατάλληλη για την δημιουργία ορθολογημένης ορολογίας ως μέσου σκέψης κι επικοινωνίας στην γεωτεχνική. Οι δυσκολίες δεν είναι μικρές, ιδιαίτερα κατά την απόδοση ξένων όρων. Ακόμη και η επαναφορά στη γλώσσα μας ελληνογενών ξένων όρων είναι έργο ακανθώδες. Με συγκεκριμένα γεωτεχνικά παραδείγματα δείχνω ότι τα προβλήματα αυτά μπορούν να υπερνικηθούν αν διαθέτουμε "επιστημονική ενημερότητα και γλωσσική εγρήγορση" [4].

ΠΡΟΒΛΗΜΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΗ

Γενική είναι η πεποίθηση ότι η ελληνική τεχνική ορολογία πολύ απέχει απ' το να έχει αναπτυχθεί σε βαθμόν εφάμιλλο προς την ορολογία τής αγγλικής. Ως ένα δε σημείο η καθυστέρηση αυτή ήταν αναπόφευκτη, μια πού στην αγγλική εν πολλοίς καταγράφηκε η ταχύτατη πρόοδος τών επιστημών τον τελευταίο μισόν αιώνα.

Η κατάσταση τής γεωτεχνικής ορολογίας δεν αποτελεί εξαίρεση απ' τον γενικό κανόνα. Κάθε άλλο μάλιστα· απ' την σωρεία τών καινούργιων εννοιών και όρων που ξεπήδησαν τα τελευταία 30 ιδίως χρόνια ένα μέρος μόνου αποδόθηκε στα ελληνικά με τρόπον ορθολογικό. Ετσι η ορολογία μας πάσχει από:

- αμφίλογη πολυσημία
- ανελλήνιστη περίφραση
- έλλειψη ακριβολογίας και αποχρωστικότητας
- εκφραστική δυσκαμψία

ενώ δεν είναι καθόλου ασυνήθιστη η χρησιμοποίηση αμετάφραστων ξενικών όρων στον προφορικό ιδίως, αλλά και στον γραπτό μας λόγο, όπως διαπιστώσαμε και σε τούτο το Συνέδριο.

Με την πεποίθηση ότι η ελληνική είναι μια γλώσσα με αφάνταστη πλαστικότητα, λεξιπλαστική ευελιξία, προσαρμοστικότητα και ανεκτίμητον τρισχιλιετή πλούτο, στο άρθρο αυτό υποστηρίζω (συνοπτικά και κάπως αμέθοδα) την ανάγκη για την καλλιέργεια ελληνικής ορολογίας ως μέσου σκέψης κι επικοινωνίας (και) στην γεωτεχνική.

Η ΓΕΝΕΣΗ ΕΝΟΣ ΟΡΟΥ

Την γένεση ενός όρου επιβάλλει η ανάγκη να ονοματισθεί ένα νέο αντικείμενο ἤ μια νέα έννοια, ἤ να χαρακτηρισθεί μια ιδιότητα, μια διαδικασία, μια κατάσταση για τις οποίες δεν υπήρχε ξεχωριστός "όρος". Ένας "όρος" δεν είναι παρά ένα κ α ι ν ο ύ ρ γ ι ο σ ύ μ β ο λ ο [3], μια λέξη ἤ φράση η οποία έχει περιορισμένο ή αποκλειστικά δικό της περιεχόμενο. Όταν πρωτοεισάγεται, ένας "όρος" "δεν σημαίνει" τίποτε: είναι η χρήση του αυτή πού τον τροφοδοτεί με νοηματικό περιεχόμενο. Οι "όροι" δεν είναι μόνον ονόματα, αλλά και ρήματα, επίθετα, επιρρήματα, προθέσεις, και μετοχές.

Οι τεχνικοί όροι δεν δημιουργούνται από ειδικές επιτροπές φιλολόγων ἤ γλωσσολόγων, ούτε από καμμιά Ακαδημία γραμμάτων κι επιστημών. Αλλά απ' τους ίδιους τους επιστήμονες/τεχνικούς οι οποίοι πρωτοχρησιμοποιούν ἤ και επινοούν την αντίστοιχη θεωρία ἤ τεχνολογία. Το πόσο επιτυχής λοιπόν είναι ένας νέος όρος εξαρτάται απ' την επιστημονική ενημερότητα, την γλωσσική εγρήγορση, και την ευρυμάθεια τού πρώτου χρήστη ή, το πολύ, τών πρώτων χρηστών [4].

Η δημιουργία (πρωτογενής ἤ μεταφραστική) νέων όρων δεν πρέπει να γίνεται "στα κουτουρού", ούτε με απλή αναφορά στο πρώτο ξενοελληνικό λεξικό που θα πέσει στα χέρια τού χρήστη-μεταφραστή. Απαιτείται εξονυχιστική ετυμολογική, αξιολογική, και ορισμολογική συσχέτισή τους με κάθε άλλον "όρο" της ευρύτερης επιστημονικής περιοχής στην οποία πρόκειται να ενταχθούν. Χρειάζεται ακόμη αποχρωστική παραβολή των νέων όρων τόσο με τα συνώνυμα και συγγενικά τους, όσο και με τα αντώνυμά τους. Τα λήμματα που θα χρησιμοποιηθούν μπορεί θαυμάσια να παρθούν απ' την πανελλήνια γλώσσα των τελευταίων τριών χιλιάδων χρόνων, στην αρχαία, την βυζαντινή, την σύγχρονη ἤ την λαϊκή "δημώδη" μορφή τους. Ἤ ακόμη και από ξένες γλώσσες και ιδιώματα. Φτάνει να είναι λέξεις πλασμένες κατά τους γραμματικούς κανόνες της λαλιάς μας, και να προσφέρουν κάτι "καινούργιο" σε απόχρωση και διακριτότητα [2].

Και "αρχαίες", λοιπόν, λέξεις; Μα ποιό άλλο γλωσσικό ιδίωμα τροφοδότησε την αγγλική επιστημονική ορολογία (μαθηματικά, φυσική, αστρονομία, ιατρική κλπ.) σε τόση έκταση όση η αρχαία ελληνική; "Όταν η δημοτική μας γλώσσα δεν έχει μια λέξη που μας χρειάζεται, παίρνω τη λέξη από την αρχαία και προσπαθώ ό σ ο ε ί ν α ι δ υ ν α τ ό να την ταιριάζω με την γραμματική τού λαού", είχε πει ο ίδιος ο Ψυχάρης [3,6].

Λοιπόν, είναι κρίμα να αρνούμαστε δάνεια με λέξεις τής αρχαίας οι οποίες ξαναφερμένες στην ελληνική με παράλληλα ἤ επικαιρωμένα περιεχόμενα, θα μπορούσαν να περιορίσουν την "αμφίλογη πολυσημία" τής ορολογίας μας [2].

Αλλά και ξενικής προέλευσης λέξεις, κατάλληλα αφομοιωμένες και υποταγμένες στους κανόνες της λαλιάς μας, μπορεί θαυμάσια να αποτελέσουν ε λ λ η ν ι κ ό τ α τ ο υ ς όρους. Όπως, π.χ., ο "καφές" (κλίνεται, άνετα σχηματίζει παράγωγα και σύνθετα) και ο "ουμανισμός". Στην γεωτεχνική έχουμε την "πενετρομέτρηση" ("πενετρόμετρο", "πενετρομετρώ") και την "πρεσιομέτρηση" -- επιτυχείς μεταφορές ξένων όρων, τών οποίων άλλωστε το δεύτερο συνθετικό ήταν ήδη δάνειο απ' την ελληνική. Σ' αντίθεση με τα "φραγκοχιώτικα" [2] τύπου "λίβινγκ ρούμ", "κομπιούτερ", "πρίντερ", "πλόττερ", και τόσα μεταγραμματισμένα άκλιτα ανελλήνιστα κατασκευάσματα που κατακλύζουν πια την καθημερινή μας ομιλία αλλά και την τεχνική μας ορολογία, συχνά μάλιστα με νοηματικό περιεχόμενο διαφορετικό απ' αυτό τού αρχικού ξένου όρου.

ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΕΝΟΣ ΟΡΟΥ

Συνοψίζοντας τις προηγούμενες σκέψεις, θα μπορούσε κανείς να διατυπώσει σε γενικές γραμμές τα ακόλουθα κριτήρια με τα οποία πρέπει να δοκιμάζεται κάθε υποψήφια λέξη (λήμμα), πριν ενταχθεί ως "όρος" στην ορολογία μας. Σχεδόν αντιγράφοντας απ' τα "Προλογικά" του Κολαΐτη [2] :

1. Ενας όρος οφείλει να είναι ικανός να σταθεί δίπλα στο πλήθος τών άλλων όρων, ιδιαίτερα τών συγγενικών, με την δική του ιδιομερή, επιμεριστική, και διακριτά αποκλειστική έννοια. Ένας όρος τότε μόνον έχει αυτοτέλεια όταν ούτε επεμβαίνει στο περιεχόμενο άλλων όρων, ούτε ζημιώνεται από τυχόν διασταύρωση τού περιεχομένου του με το περιεχόμενο συνώνυμων ή συγγενικών όρων. Δεν (πρέπει να) αποτελούν όρους λέξεις με "αμφίλογη πολυσημία" (όπως η λέξη "μοντέλο" που αναλύεται παρακάτω), ούτε λέξεις που προκαλούν άσχετους εννοιολογικούς συνειρμούς.

2. Ενας όρος οφείλει να είναι "ελληνικός", έστω κι αν δεν έχει ελληνική καταγωγή. Αρκεί να είναι αφομοιώσιμος και να υποτάσσεται στους γραμματικούς κανόνες τής "απέριττης ελληνικής λαλιάς" [2].

3. Ενας όρος οφείλει να είναι ικανός να συμβολίζει το περιεχόμενο με το οποίο ορισμολογείται, οσοδήποτε βαθύ ή στριφνό και να παρουσιάζεται. Ενας όρος δεν πρέπει σώνει και καλά να είναι "αυτονόητος".

4. Ενα λήμμα είναι χρήσιμο ως "όρος" όταν απ' το θέμα του μπορεί να παραχθούν άλλοι όροι με συναφές περιεχόμενο.

Με συγκεκριμένα παραδείγματα όρων γεωτεχνικής προελεύσεως, ή όρων ευρύτατα χρησιμοποιουμένων στην γεωτεχνική, προσπαθώ να επεξηγήσω μερικές απ' τις αναφερθείσες γενικές αρχές και έννοιες.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΑΠΟΦΥΓΗΣ ΤΗΣ ΑΜΦΙΛΟΓΗΣ ΠΟΛΥΣΗΜΙΑΣ

Το "Μοντέλο"

Ο όρος αυτός, με τα άχαρα παράγωγά του "μοντελάρω" και "μοντελάρισμα", αποτελεί μεταγραμματισμό του ουσιαστικού "model". Χρησιμοποιήθηκε μάλιστα τόσο συχνά και σ' αυτό εδώ το Συνέδριο, τουλάχιστον για τρεις-τέσσερις διαφορετικές και όχι πάντοτε ευδιάκριτες έννοιες... Στην καθημερινή δε ομιλία χρησιμοποιούμε το "μοντέλο" και για κάμποσες άλλες ακόμη έννοιες, πολτοποιώντας έτσι αξιοσημείωτες αποχρωστικές διαφορές.

Κι όμως, όπως τόνισε ο καθηγητής κ. Θ. Τάσιος, οχτώ ξεχωριστοί ελληνικοί όροι μπορούν να αποδώσουν με σαφήνεια το ιδιομερές και αποκλειστικό περιεχόμενο κάθε μιας απ' τις έννοιες τις οποίες θέλει να συμβολίσει το "μοντέλο". Σχεδόν αντιγράφοντας απ' το σχετικό άρθρο τού κ. Θ. Τάσιου [5], ιδού οι οχτώ αυτοί όροι:

(1) "Προσομοίωμα": ορθολογική (ποιοτική ή μαθηματική) περιγραφή φυσικού ή κοινωνικού φαινομένου για θεωρητική ανάλυση ή για σχεδιασμό. (This numerical model predicts the lateral deformation of a pile group.)

(2) "Ομοίωμα" ή "δοκίμιο": υπό-κλίμακα κατασκεύασμα για πειραματικούς σκοπούς στην μηχανική, υδραυλική, αεροδυναμική, ναυπηγική κλπ. (A 1:5 model of the retainning structure was tested on the shaking table. A centrifuge model of the embankment.)

(3) "Πρότυπο": αντικείμενο για μίμηση ή αναπαραγωγή. (He just copied the model given by the inventor.)

(4) "Υπόδειγμα": άτομο, πράξη, ή ιδέα που προσφέρονται ως παράδειγμα προς μίμηση. (A model behavior. Terzaghi's way of combining theory with practice still serves as a model to geotechnical engineers.)

(5) "Πρόπλασμα": για παιχνίδι, για προετοιμασία ή για επίδειξη (εκπαιδευτική, καλλιτεχνική, πολιτική...). (They displayed a model of the dam and reservoir. A model of the final statue.).

(6) "Φιγουρίνι": πρωτότυπο κομμάτι, κυρίως στην ραπτική φορεμάτων. (She is charming in her Schiaparelli's model.)

(7) Τύπος αυτοκινήτου": ("Beetle" was the most successful model of VW.).

(8) "Καλλιτεχνικό μοντέλο": πρότυπο που ποζάρει για φωτογραφία, ζωγραφική ή γλυπτική, είτε ως μανεκέν. (She works as a model in the Modern Arts Department.).

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΑΠ' ΤΗΝ ΜΕΤΑΦΡΑΣΗ ΞΕΝΩΝ ΟΡΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΗΝΙΚΗ

Η απόδοση ξένων όρων στη γλώσσα μας δεν είναι δουλειά εύκολη. Απαιτεί επιστημονική ενημερότητα, γλωσσική εγρήγορση κι ευαισθησία, και εφευρετικότητα. Χρειάζονται έγκαιρες προσπάθειες, λίγο μόλις γεννηθεί ο ξένος όρος, πριν να γίνει πλατύτερα γνωστή στην Ελλάδα η αντίστοιχη θεωρία ή τεχνολογία η οποία τον πρωτοχρησιμοποίησε. Αλλιώτικα, ο κίνδυνος να ριζώσει ο ξενικός όρος είναι μεγάλος [βλ. παραπομπή 4].

Η παλινόστηση ελληνογενών ξένων όρων

Ας μη μας ξεγελούν οι ελληνικής προελεύσεως λέξεις που υιοθετήθηκαν στην αγγλική. Πολύ σπάνια οι δάνειες αυτές λέξεις συμβολίζουν το ίδιο περιεχόμενο με τα (αρχαία, συνήθως) ελληνικά πρωτότυπά τους. Ακόμη σπανιότερη είναι η σύμπτωση σε νοηματική απόχρωση τού ξένου όρου με τον αντίστοιχο όρο τού σύγχρονου λεξιλογίου. Χτυπητό παράδειγμα αναντιστοιχίας ξένου και ελληνικού όρου αποτελεί η αγγλική λέξη empathy που σημαίνει συμπάθεια κι όχι εμπάθεια, όπως θα περίμενε κανείς. Ιδού μερικά άλλα παραδείγματα:

"Cyclic". Η απόδοσή του στα ελληνικά ως κυκλικός-ή-ό είναι άστοχη. Διότι, βεβαίως, το "cyclic" stress δεν αναφέρεται σε ένταση μεταβαλλόμενη κατά σχήμα κύκλου: κάτι τέτοιο θα αποδίδονταν με το "circular" κι όχι με το "cyclic". Αντίθετα, το "cyclic" υποδηλώνει την επαναλαμβανόμενη ετερόσημη ένταση, η οποία θα μπορούσε να αποδοθεί θαυμάσια ως "ανακυκλιζόμενη" ή "ανακυκλική" ένταση.

"Plastic limit", "plasticity index". Η αυθόρμητη (αλλ' αστόχαστη) απόδοση των όρων αυτών ως "όριο πλαστικότητας" και "δείκτης πλαστικότητας" έχει επικρατήσει πλήρως στην γεωτεχνική. Ετσι, αργιλικά εδαφικά υλικά με υψηλές τιμές τού ορίου και τού δείκτη πλαστικότητας χαρακτηρίζονται ως "πλαστικές" άργιλοι. Αντίθετα, όσο οι τιμές αυτές γίνονται μικρότερες τόσο το αργιλικό υλικό θεωρείται "λιγότερο πλαστικό".

Αντιλαμβάνεται κανείς την σύγχυση με την "πλαστική" μηχανική συμπεριφορά. Και βέβαια, όταν πρωτοχρησιμοποιήθηκε το λήμμα "plasticity" στους δύο μελετούμενους όρους, η θεωρία τής πλαστικότητας δεν είχε καλά-καλά αναπτυχθεί στην μηχανική. Σήμερα όμως; Να δύο παραδείγματα που συνηγορούν υπέρ τής ανάγκης αλλαγής ορολογίας.

Σας υπενθυμίζω, πρώτα, την Αργιλο του Μεξικού. Πρόκειται ασφαλώς για μια ακραία περίπτωση εδαφικού υλικού, με "όριο πλαστικότητας", PL, τής τάξεως τού 250% και "δείκτη πλαστικότητας", I_p, της τάξεως τού 200! Θα χαρακτηρίζονταν λοιπόν ως εξόχως "πλαστική" άργιλος. Κι επειδή ένας "όρος" (επιστημονικός μάλιστα) πρέπει να συμβολίζει το περιεχόμενο με το οποίο ορισμολογείται, θα ανέμενε κανείς ότι η άργιλος αυτή παρουσιάζει και εντόνως ανελαστική (πλαστική) συμπεριφορά. Ουδέν ψευδέστερον! ... Σας υπενθυμίζω απ' την χθεσινοβραδινή ειδική ομιλία μου ότι η Αργιλος τού Μεξικού υποβαλλόμενη είτε σε διαμήκη ανεμπόδιστη πίεση (Σχ. 1), είτε σε απλή διάτμηση (Σχ. 16 τού άρθρου μου σ' αυτόν τον Τόμο), παρουσιάζει σχεδόν τελείως γραμμική και ελαστική συμπεριφορά σε πολύ μεγάλο εύρος παραμορφώσεων. Δεν έχει βρεθεί μέχρι σήμερα πιο ελαστικό εδαφικό υλικό στη φύση!

Σε διαμετρική αντίθεση, μια χαλαρή άμμος με δείκτη και όριο "πλαστικότητας" μηδέν θα χαρακτηριζόταν ως "άνευ πλαστικότητος", παρόλο που η μηχανική της συμπεριφορά σε θλιπτική ή διατμητική εξαίτηση είναι μή-γραμμική και πλαστική. Παρατηρείστε στο Σχ. 2 ότι η ανηγμένη παραμόρφωση (=τροπή*) που απαιτείται για την ανάπτυξη τής μέγιστης διατμητικής αντίστασης του υλικού είναι τής τάξεως τού 10% -- πρόσθετη ένδειξη μεγάλης πλαστικότητας.

Συμπέρασμα: το όριο PL και ο δείκτης PI δεν είναι ενδεικτικά της πλαστικότητας ή μή ενός εδαφικού υλικού. Αλλωστε η μηχανική συμπεριφορά ενός εδαφικού στοιχείου δεν εξαρτάται μόνον απ' το είδος τού υλικού αλλά και από την αρχικώς επικρατούσα και την επιβαλλόμενη εντατική κατάσταση!

Ευτυχώς η ελληνική γλώσσα διαθέτει κατάλληλη λέξη η οποία μπορεί ακριβολογικά να συμβολίσει τις κρινόμενες έννοιες. Πρόκειται για την "π λ α σ ι μ ό τ η τ α", όρο τον οποίο χρησιμοποιούμε στο Πολυτεχνείο εδώ και τρίατέσσερα χρόνια [1]. Προέρχεται από το ρήμα π λ ά θ ω, που περιγράφει με ακρίβεια την δοκιμασία στην οποία υποβάλλω το αργιλικό δείγμα για την εκτίμηση τών PL και PI. Ετσι μια άργιλος θα είναι περισσότερο ή λιγότερο π λ ά σ ι μ η, όσο μεγαλύτερα ή μικρότερα είναι το όριο και ο δείκτης π λ α σ ι μ ό τ η τ α ς, PL και PI.

Προτείνω λοιπόν την αντικατάσταση τού αμφίλογου όρου "πλαστικότητα" με τον όρο "πλασιμότητα". Εκτός απ' την ακριβολογία που προσφέρει, ο νέος όρος είναι καλόηχος και δεν διαφέρει πολύ απ' τον σημερινό. Αρα δεν πρόκειται να προκαλέσει σύγχυση.

(*) Ο όρος "τροπή" επινοήθηκε απ' τον άλλοτε καθηγητή στο ΕΜΠ κ. Κ. Μυλωνά [7] αντί τής άχαρης περίφρασης "ανηγμένη παραμόρφωση". Πέρα απ' το προτέρημα τής συνοπτικότητας, ο όρος "τροπή" οδηγεί στον όρο "δ υ σ τ ρ ο π ί α" ο οποίος μπορεί να χρησιμοποιηθεί αντί τών συνήθως χρησιμοποιούμενων όρων "δυσκαμψία" ή "ακαμψία", οι οποίοι είναι μάλλον ατυχείς για την περιγραφή τής αντίστασης ενός εδαφικού υλικού σε επιβαλλόμενη παραμόρφωση.

ΜΕΡΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΑΣΤΟΧΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΟΡΩΝ

Το "φαινόμενο βάρος": Φυσικά το περιγραφόμενο δεν είναι ούτε φαινόμενο, ούτε βάρος! Είναι απλώς το "ε ι δ ι κ ό β ά ρ ο ς" τού εδαφικού υλικού, δηλαδή ο λόγος βάρους προς όγκον. Το εδαφικό υλικό είναι υλικό σύνθετο, και μάλιστα τριφασικό: στερεοί κόκκοι, νερό κι αέρας. Κάθε μια απ' τις συνιστώσες τρεις φάσεις έχει βεβαίως το δικό της "ειδικό βάρος". Αυτό όμως δεν είναι λόγος για να αποκλεισθεί ο όρος "ειδικό βάρος" απ' το σύνθετο (εδαφικό) υλικό. Αλλωστε και το σκυρόδεμα έχει συστατικά υλικά, το καθένα με το ιδιαίτερό του "ειδικό βάρος". Κανένας όμως δεν σκέφτηκε να πει ότι το σκυρόδεμα δεν...δικαιούται "ειδικού βάρους" κι ότι ο λόγος βάρους προς τον αντίστοιχο όγκο πρέπει να λέγεται "φαινόμενο βάρος". (Ασε που η έννοια τού "στερεού" υλικού δεν αντέχει στο μικροσκόπιο· ακόμη κι ο χάλυβας έχει τα περιφερόμενα ηλεκτρόνιά του...).

Λοιπόν, ας λέμε τα πράγματα με τ' όνομά τους, κι ας εγκαταλείψουμε τον όρο "φαινόμενο βάρος", που αν μή τι άλλο μοιάζει να υπαινίσσεται το "βάρος υπό άνωση". Δεν πειράζει καθόλου αν έχουμε πολλά ειδικά βάρη: τών "στερεών" κόκκων, τού νερού, τού αέρα, και τού εδαφικού υλικού! Καλό θάταν επίσης να χρησιμοποιούμε το "ειδικό βάρος" όσο γίνεται λιγότερο για χάρη τής "πυκνότητας", μια που αυτή είναι το θεμελιώδες μέγεθος.

Τα "ψαθυρά εδάφη". Ετσι ατυχώς εξακολουθούν να ονοματίζουν μερικοί τα "κοκκώδη εδαφικά υλικά". Φυσικά είναι γεωτεχνική καινοτομία το γεγονός ότι η ψαθυρότητα εξαρτάται όχι τόσο από την κοκκομετρική σύνθεση και την "πλασιμότητα" του υλικού όσο απ' την προϊστορία του και απ' το τί είδους εντατική κατάσταση επιβάλλουμε. Χαλαρές άμμοι υποβαλλόμενες σε διαμήκη θλίψη ή σε διάτμηση δεν συμπεριφέρονται καθόλου-μα-καθόλου σαν ψαθυρά υλικά (υπενθυμίζω το Σχ. 1). Αντίθετα, μια προφορτισμένη (ή και κατ' άλλον τρόπο υπερστερεοποιημένη) άργιλος ενδέχεται να δείξει έντονη ψαθυρότητα όταν υποστεί τις ίδιες μηχανικές εξαιτήσεις, στο εργαστήριο ή στην φύση.

ΜΕΡΙΚΕΣ ΙΔΕΕΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΔΟΣΗ ΞΕΝΩΝ ΟΡΩΝ, ΧΩΡΙΣ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟ

"back pressure" = ενδοπίεση

"clay particles" = αργιλικά πλακίδια (και όχι σωματίδια — σύγχυση με πυρηνική φυσική)

"deterministic" = προσδιορισμικός

"deviatoric" (stress) = διεκτροπική (τάση)

"dilatancy" = διασταλτικότητα (ή διαστολικότητα)

"dynamic (cyclic) compaction" = δυναμική συνίζηση (ή διατμητική ανακυκλική συνίζηση) -- στην εδαφοδυναμική

"excitation" = διέγερση, εξαίτηση

(dynamic) "impedance" = σύνθετη δυναμική δυσκαμψία (στις ταλαντώσεις θεμελίων)

"performance" = επιτελεστικότητα

"resonant column" = δοκιμή συντονισμού

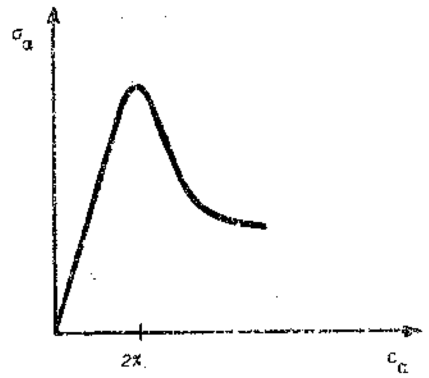
"rocking" = λικνισμός

"swaying" = παλινδισμός

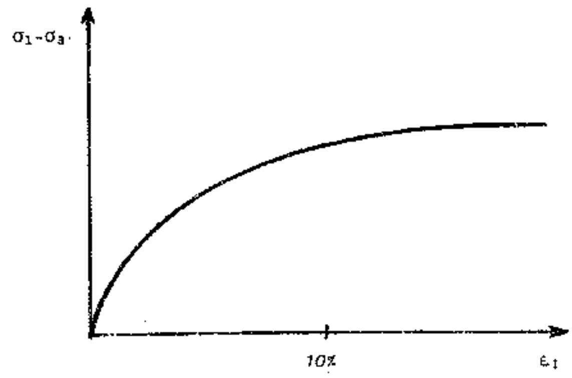
"Standard" Penetration Test = Δοκιμή Κρουστικής Διείσδυσης (ή, το πολύ, Τυποποιημένη Δοκιμή Διεισδύσεως -- επουδενί λόγω "Πρότυπη")

"stiffness" = δυσκαμψία (γενικώς)

(soil) "stiffness" = (εδαφική) δυστροπία [τροπή = ανηγμένη παραμόρφωση].



Σχ. 1. Αργιλος τής Πόλης τού Μεξικού (I_p = 200%, PL=200% και LL = 450%), σε ανεμπόδιστη θλίψη: εντόνως γραμμική ελαστική συμπεριφορά.



Σχ. 2. Χαλαρές άμμοι (I_p = 0) σε "τριαξονική κυλινδρική συμπίεση: εντόνως πλαστική συμπεριφορά.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΑ

Στον καθηγητή κ. Θεοδόσιο Π. Τάσιο οφείλω τόσο την έμπνευση όσο και πάμπολλες απ' τις ιδέες αυτού εδώ τού άρθρου.

ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ

1. Γκαζέτας Γ. (1985). Σημειώσεις Εδαφομηχανικής. Εκδοση ΕΜΠ.
2. Κολαΐτης Μ. (1976). Αγγλοελληνικό Λεξικό τών Θεωρητικών και Εφηρμοσμένων Μαθηματικών. Εκδοση Τ.Ε.Ε.
3. Τάσιος Θ.Π. (1977). "Η Νεοελληνική στις θετικές επιστήμες". Εκδοση Εταιρείας Σπουδών Νεοελληνικού Πολιτισμού και Γενικής Παιδείας, Αθήνα.
4. Τάσιος Θ.Π. (1980). "Ετερογονίες στην Απόδοση Τεχνικών Ορων". Πρωτότυπο & Μετάφραση, Αθήνα.
5. Τάσιος Θ.Π. (1986). "Θετικοί επιστήμονες και γλωσσική ευθύνη". Αρθρο στην "Καθημερινή" τής 17ης Δεκεμβρίου.
6. Ψυχάρη Γιάννη (1905). Το ταξίδι.
7. Κ.Μ. Μυλωνάς: "Μηχανική Παραμορφωτών Σωμάτων Ι", Τρίτη Εκδοση, Αθήνα, 1986.

Η Τοξωτή Λειτουργία του Εδάφους Αιτία Αστοχίας Αντιστηρίξεως

Soil Arching Causes Failure of a Racker-Braced Wall

ΓΚΑΖΕΤΑΣ, Γ.   Καθηγητής Γεωτεχνικής ΕΜΠ

ΣΥΝΟΨΗ   Σκιαγραφείται και αναλύεται το περιστατικό της αστοχίας ενός προσωρινού συστήματος αντιστηρίξεως με κεκλιμένες αντηρίδες. Δίδονται συνοπτικά τό ιστορικό τής κατασκευής και τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών επί της μαλακής αργίλου η οποία αντιστηρίζεται αλλά και υποστηρίζει το έργο. Το άρθρο δείχνει ότι καμμία από τις ημι-εμπειρικές μεθόδους υπολογισμού της περιβάλλουσας των εδαφικών πιέσεων δεν οδηγεί σε πρόβλεψη ή ερμηνεία της αστοχίας. Το μυστικό έγκειται στην τοξωτή λειτουργία του εδάφους η οποία, λόγω ασυνήθιστης κατασκευαστικής διαδικασίας, οδήγησε σε εξαιρετικώς μεγάλη αξονική καταπόνηση της μιας αντηρίδας και, κατά συνέπειαν, σε λυγισμό και αλυσσωτή κατάρρευση. Μετρήσεις μετά την αστοχία σε γειτονική παρόμοια κατασκευή υποστηρίζουν πλήρως την παρουσιαζόμενη ερμηνεία.

SYNOPSIS   The failure of a racker-braced excavation is analysed. Following an outline of the construction history and of the results of laboratory tests on the retained soft clay, the article demonstrates that none of the semi-empirical design envelopes suggested in the literature for computing earth pressures can anticipate the failure. Instead, the unusual construction sequence led to substantial soil arching and thereby to significant overstressing and buckling of the top racker, thus initiating progressive failure. Post-failure measurements in an adjacent similar bracing system fully corroborate the proposed interpretation.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο σχεδιασμός μιάς αντηριδωτής αντιστήριξης προϋποθέτει την εκτίμηση τόσο της συνισταμένης δύναμης όσο και τής κατανομής των εξασκούμενων πλευρικών εδαφικών ωθήσεων. Οι αντιρήδες πρέπει να είναι σε θέση όλες μεν μαζί να παραλάβουν ασφαλώς την συνισταμένη ώθηση, κάθε μία δε ξεχωριστά να αναλάβει το μέγιστο φορτίο που της αντιστοιχεί, χωρίς κίνδυνο λυγισμού.

Πληθώρα επιτόπου παρατηρήσεων έχει δείξει ότι ενώ η συνολική ώθηση ελάχιστα διαφέρει (συνήθως υπερέχει) της ενεργητικής ώθησης κατά Coulomb ή Rankine, η κατανομή των εδαφικών δράσεων διαφέρει σημαντικά απ΄ το τριγωνικό ή τραπεζοειδές διάγραμμα των ευκολο-μετακίνητων τοίχων αντιστηρίξεως. Αιτία, βεβαίως, οι περιορισμοί τους οποίους επιβάλλουν οι αντηρίδες στην κινητικότητα τού συστήματος. Επειδή δε η αναλυτική πρόβλεψη της κατανομής των πλευρικών αυτών δράσεων είναι άκρως δυσχερής, ο σχεδιασμός στην πράξη γίνεται με βάση συμβατικά **διαγράμματα "περιβαλλουσών" ωθήσεων.** Το Σχ. 1 απεικονίζει τα πιο γνωστά ίσως απ΄ τα διαγράμματα αυτά που έχουν κατά καιρούς προταθεί στην βιβλιογραφία για κοκκώδη και συνεκτικά αντιστηριζόμενα εδάφη. Ειδικά για αργίλους σήμερα χρησιμοποιούνται συνήθως τα διαγράμματα του Σχ. 2, τα οποία είναι και κάπως μεταγενέστερα (Flaate & Peck, 1973).

Στόχοι αυτού εδώ του άρθρου είναι να δείξει, με την βοήθεια ενός ενδιαφέροντος ιστορικού περιστατικού αστοχίας, ότι:

- παρόλο που τα συμβατικά αυτά διαγράμματα είναι κατά κανόνα συντηρητικά, δεν είναι διόλου απίθανο κάποτε να οδηγήσουν ακόμη και σε **δραματική υποτίμηση του αξονικού φορτίου μιάς αντηρίδας,** με συνέπεια την ("ψαθυρής" μορφής) αστοχία.

- το φορτίο που αναλαμβάνει η κάθε αντηρίδα εξαρτάται αποφασιστικά από την ακολουθούμενη διαδικασία κατασκευής' ιδιαιτέρως σημαντικήν επίδραση έχει η χρονική αλληλουχία στην τοποθέτηση των αντηρίδων σε σύγκριση με την πρόοδο της εκσκαφής.

- ο γεωτεχνικός μηχανικός <u>είναι</u> σε θέση να προβλέψει την ανεπάρκεια των συμβατικών διαγραμμάτων χωρίς αναγκαστικά να καταφύγει σε περίτεχνες (και περίπλοκες) αριθμητικές αναλύσεις ή σε πολυέξοδα πειράματα με μικρής κλίμακας ομοιώματα' αρκεί η συστηματική εφαρμογή θεμελιωδών αρχών της εδαφομηχανικής με κατάλληλη θεώρηση των επιπτώσεων της συγκεκριμένης κατασκευαστικής διαδικασίας στην εξέλιξη των επιβαλλομένων τάσεων και παραμορφώσεων.

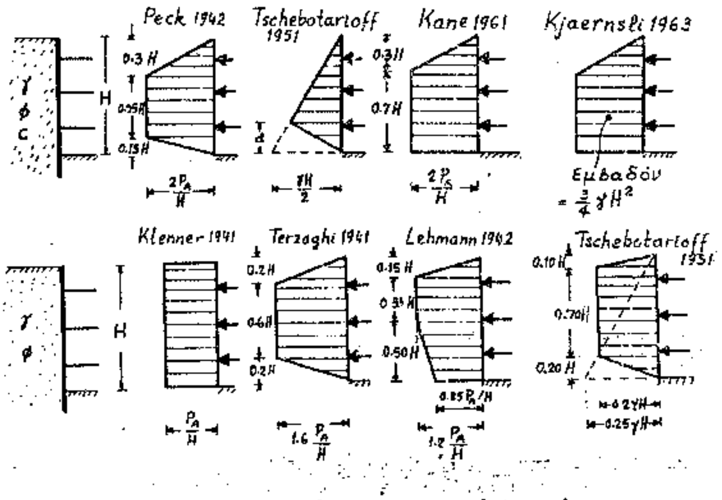
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ ΚΑΙ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟΥ

<u>Αντιστήριξη και Εδαφικό Προφίλ</u>

Στο Σχ. 3 απεικονίζεται το περί ου ο λόγος έργο αντιστηρίξεως, πριν και μετά την κατασκευή του. Πρόκειται για προσωρινή αντιστήριξη αποτελούμενη από έναν (κατακόρυφο) πασσαλότοιχο συνολικού ύψους 9 μέτρων, και ένα ζεύγος κεκλιμένων αντηρίδων κάθε 10 μέτρα μήκους. Οι αντηρίδες αυτές στερεώνονται στην κεφαλή πασσάλου μήκους 13 μέτρων. Λίγα μόλις μέτρα απ΄ την παρειά της εκσκαφής υπάρχει δρόμος αρκετά μεγάλης κυκλοφορίας, ο οποίος επέβαλλε μικρές ανοχές στις μετακινήσεις του πασσαλότοιχου. Οι δύο αντηρίδες σχεδιάστηκαν για φορτίο περίπου 1000 KN, με συντελεστή ασφαλείας έναντι λυγισμού ίσον με 2.

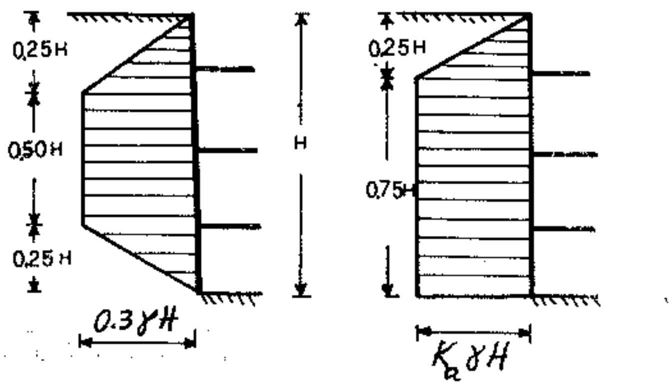
Το εδαφικό προφίλ δίδεται στα Σχ. 3-4 και περιλαμβάνει, εκτός απ΄ την πάχους 1.5 m επίχωση, στρώμα μαλακής απροφόρτιστης αργίλου μέσης πλαστικότητας και πάχους 12 περίπου μέτρων, της οποίας υπέρκειται λεπτή κρούστα υπερ-στερεοποιημένης αργίλου. Σε μεγάλο βάθος τέλος, συναντάται στιφρή άργιλος, η οποία όμως δεν επηρεάζει την ευστάθεια της αντιστήριξης.

Το πλήθος των μετρηθεισών τιμών της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (Σχ. 4) παρουσιάζει αρκετά μεγάλη διασπορά.



Σχ.1. Μερικά από τα γνωστότερα εμπειρικά διαγράμματα περιβαλλουσών ωθήσεων για τον σχεδιασμό αντηριδωτών αντιστηρίξεων, σε συνεκτικά (άνω), και σε μή-συνεκτικά (κάτω) υλικά (P_A=συνολική ώθηση κατά Rankine)

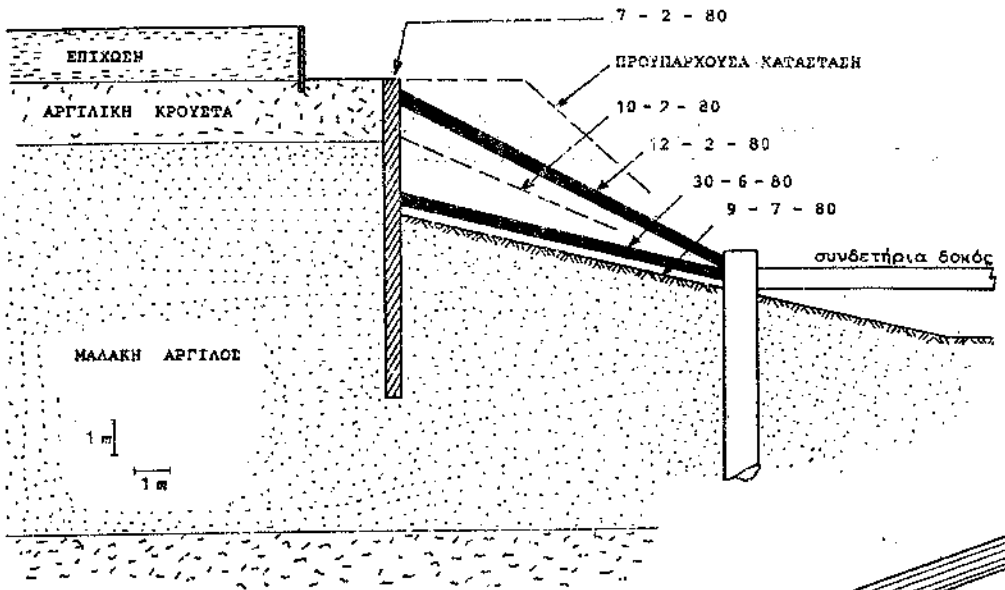
Apparent earth pressure diagrams proposed in literature for braced-cuts

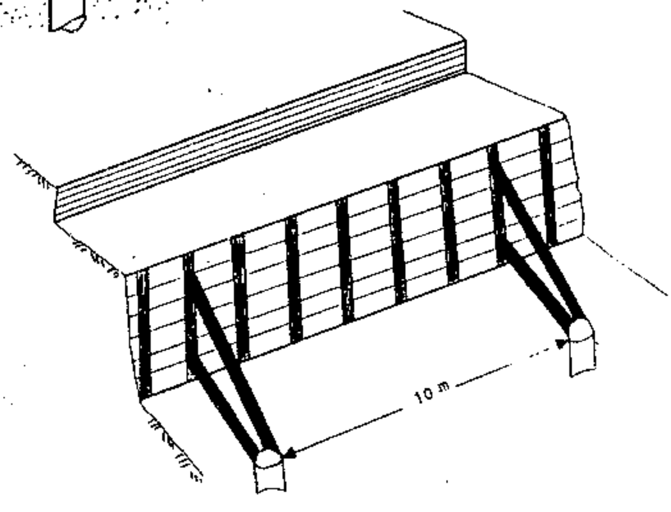


$$K_a = 1 - m\frac{4c}{\gamma H}$$

Σχ.2. Διαγράμματα περιβαλλουσών που συνήθως χρησιμοποιούνται για αργίλους: το αριστερά για στιφρές, και το δεξιά για μαλακές αργίλους (m=0.40±1). (Flaate & Peck, 1973).

Apparent earth pressure diagrams for stiff and soft clays





Σχ.3. Τομή και προοπτικό τής αντηριδωτής αντιστήριξης, με το εδαφικό προφίλ. Δείχνεται επιγραμματικά η ιστορία της κατασκευής. Η αστοχία επήλθε στις 10-7-80, χωρίς να παρατηρηθεί η παραμικρή μετακίνηση τού υποστηρίζοντος πασσάλου και τών συνδετηρίων δοκών.

Section and view of the racker-braced retaining system

Μετρήσεις έγιναν τόσο επιτόπου (Δοκιμή Πτερυγίου), όσο και στο εργαστήριο (Ανεμπόδιστη Θλίψη, "Τριαξονική"). Για ακριβέστερη προσομοίωση της πραγματικής εντατικής κατάστασης στην αντιστηριζόμενη εδαφική μάζα, οι "Τριαξονικές" δοκιμές περιέλαβαν και επιβολή πλευρικής αποφόρτισης (ενεργητική κατάσταση) καθώς και πλευρικής φόρτισης (παθητική κατάσταση) με μέτρηση των αναπτυσσόμενων πιέσεων του ύδατος των πόρων. Το Σχ. 4β σκιαγραφεί τα αποτελέσματα μερικών απ' τις δοκιμές αυτές, με την βοήθεια ολικών και ενεργών τασικών οδεύσεων (Ο.Τ.Ο., Ε.Τ.Ο.), καθώς και σχέσεων τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων. Είναι φανερό ότι η μεταβολή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής συναρτήσει του βάθους κυμαίνεται περίπου μεταξύ των ορίων:

$$0.15 \leq \frac{S_u}{\bar{\sigma}_{vo}} \leq 0.40 \qquad (1)$$

Ιστορικό της Κατασκευής -- Αστοχία

Η χρονική αλληλουχία τών επιμέρους φάσεων τού έργου δίδεται επιγραμματικά στο Σχ. 3. Η εγκατάσταση των πασσαλοσανίδων περατώνεται στις 7 Φεβρουαρίου 1980, και την επομένη αρχίζει η εκσκαφή. Η πρώτη αντηρίδα τοποθετείται στις 12 Φεβρουαρίου, αλλά λόγω καθυστερήσεων οι εκσκαφές τελειώνουν στις 9 Ιουλίου τού ίδιου έτους. Εχει προηγουμένως τοποθετηθεί και η δεύτερη σειρά αντηρίδων (30 Ιουνίου).

Το πρωί της 10ης Ιουλίου η αντιστήριξη αστοχεί σε μήκος περίπου 20 μέτρων, με σαφείς ενδείξεις λυγισμού των δύο αντηρίδων στο μέσον της ζώνης αστοχίας.

ΠΡΟΣΠΑΘΕΙΑ ΕΡΜΗΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Αναλύσεις με Συμβατικές Μεθόδους

Στον Πίνακα Ι δείχνονται τα αποτελέσματα πληθώρας εκ-των-υστέρων υπολογισμών για τήν αποτίμηση των πιθανών αξονικών φορτίων με τα οποία καταπονήθηκαν οι δύο αντηρίδες. Προς τούτο έγινε χρήση των εξής κλασσικών" μεθόδων:

(α) Υπολογισμός με βάση όλα τα συμβατικά διαγράμματα "περιβαλλουσών" ωθήσεων του Σχ. 1β. (β) Παραδοχή διαγράμματος ουδετέρων ωθήσεων, $K_o \cdot \bar{\sigma}_{vo}$, όπου από εργαστηριακές μετρήσεις $K_o \simeq 0.55$. (γ) Μέθοδος δοκιμαστικών πρισμάτων (Coulomb), όπου το μέγεθος της "δρώσης" παθητικής ωθήσεως ελήφθη ίσο με τα 3/4 της μέγιστης οριακής της τιμής -- σε αρμονία με τα σχετικά μεγέθη τών παραμορφώσεων αστοχίας τοῦ Σχ. 4. (δ) Προσομοίωση του πασσαλοτοίχου ως Δοκού επί Ελατηριωτού (Ελαστικού) Εδάφους, με ακλόνητες στηρίξεις στις θέσεις τών δύο αντηρίδων και με την ενεργητική ώθηση Rankine ως φόρτιση.

Στις συμβατικού-τύπου αυτές αναλύσεις η εισαγόμενη αστράγγιστη διατμητική αντοχή μεταβλήθηκε παραμετρικά μεταξύ των ορίων της Εξ. 1. Οι τιμές που παρουσιάζονται στον Πίνακα Ι αντιστοιχούν στις "καλύτερες δυνατές" προβλέψεις (περίπου οι μέσες τιμές). Η διασπορά των προβλεπομένων "συμβατικών" τιμών απεικονίζεται στο Σχ. 5. Σε καμμία περίπτωση δεν προβλέπεται καταπόνηση της μιάς ή της άλλης αντηρίδας με δύναμη που να πλησιάζει ή να ξεπερνά το κρίσιμο φορτίο σχεδιασμού της (≃ 2100 KN). Επιπλέον όλες οι αναλύσεις δείχνουν την δεύτερη αντηρίδα να καταπονείται κατά τι περισσότερο απ' τήν πρώτη.

Συμπερασματικά, πάντως, οι ημι-εμπειρικές συμβατικές μέθοδοι αδυνατούν να οδηγήσουν σε πρόβλεψη της αστοχίας. Η αδυναμία αυτή φαίνεται να πηγάζει απ' την ανικανότητα των μεθόδων αυτών να λάβουν υπόψη τους, έστω και χονδροειδώς, την επίδραση της χρονικής αλληλουχίας της κατασκευής. Ειδικώς μάλιστα η χρήση των διαγραμμάτων περιβαλλουσών ωθήσεων προϋποθέτει (Bjerrum et al, 1972) ότι οι αντηρίδες έχουν τοποθετηθεί σε αρκετά σύντομο

ΠΙΝΑΚΑΣ Ι. Αξονικές Δυνάμεις Αντηρίδων: Σύγκριση Διαφόρων Αναλυτικών "Προβλέψεων" (Μέσες Τιμές) και Μέσου Όρου Μετρήσεων.

ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	ΠΡΟΒΛΕΠΟΜΕΝΗ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (KN) F_1	F_2
α. Διαγράμματα Περιβαλλουσών	780	1100
β. Ουδέτερες Ωθήσεις με K_o = 0.55	700	1220
γ. Δοκιμαστικά Πρίσματα (Coulomb)	2080 (άθροισμα)	
δ. Δοκός επί Ελατηριωτού (Ελαστικού) Εδάφους	960	1140
Φορτίο (Πραγματικής) Θραύσης Αντηρίδας	2100	2100
Δοκιμαστικά Πρίσματα με Θεώρηση της Τοξωτής Λειτουργίας του Εδάφους	1920	380
Επιτόπου Μετρήσεις μετά την Αστοχία σε 3 Παρόμοιες (αλλά κάπως μικρότερων διαστάσεων) Γειτονικές Αντιστηρίξεις	1250	250

χρονικό διάστημα (ώστε να μην αναπτυχθούν μεγάλες μετακινήσεις) και με αρκετά πυκνή διάταξη.

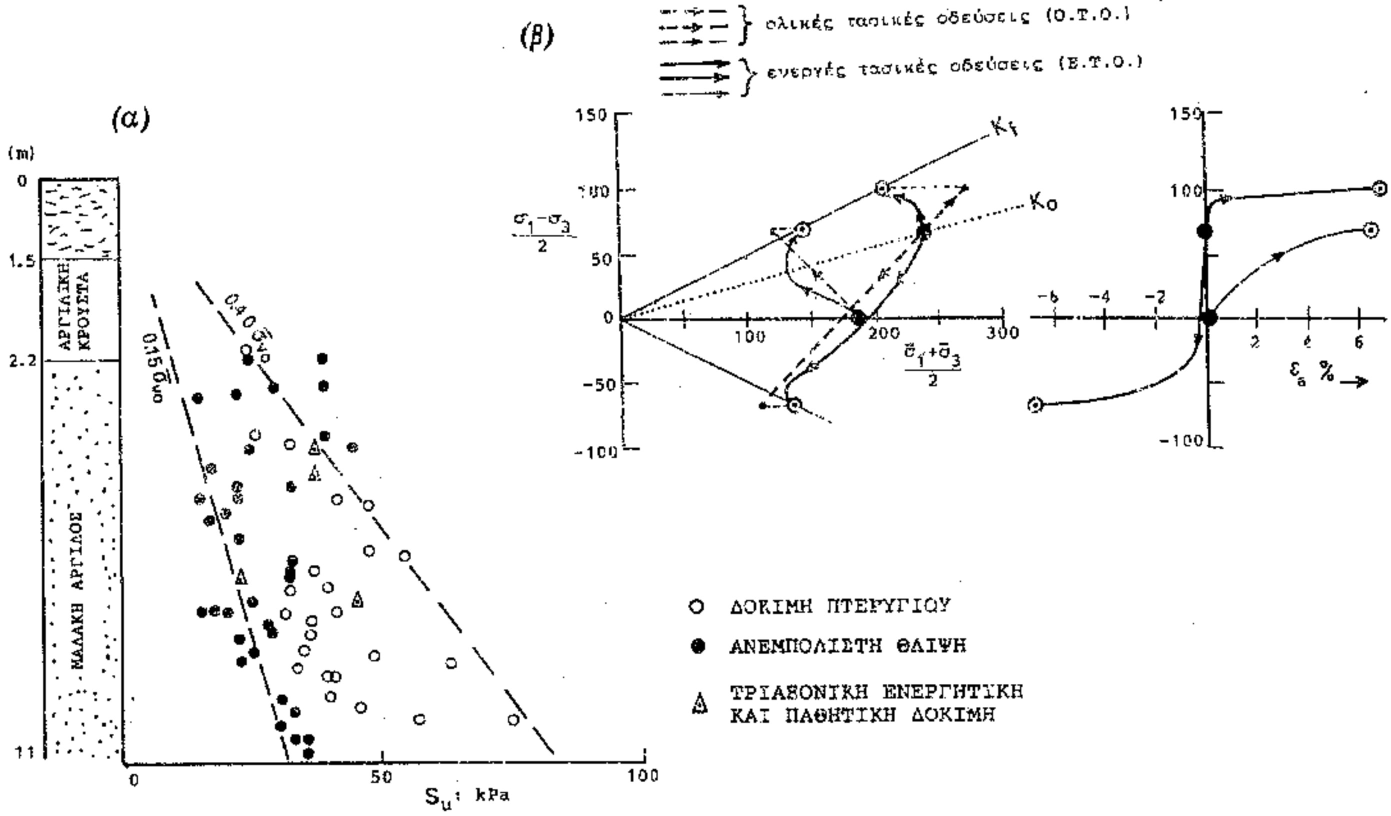
Οι σιωπηρές αυτές προϋποθέσεις ούτε κατά προσέγγιση δεν ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα του συγκεκριμένου περιστατικού. Διότι: (ι) Το διάστημα που εμεσολάβησε μεταξύ της τοποθέτησης των δύο αντηρίδων ήταν αρκετά μεγάλο (5 περίπου μήνες), γεγονός που επέτρεψε την εκδήλωση μεγάλων παραμορφώσεων προτού εγκατασταθεί η δεύτερη σειρά αντηρίδων. Με βάση τις μετρήσεις σε γειτονικές αντιστηρίξεις, η μέγιστη εγκάρσια μετακίνηση προς τα τέλη Ιουνίου ενδέχεται ακόμη και να ξεπέρασε τα 10 cm, δηλαδή το 11% περίπου του ελεύθερου ύψους του πασσαλοτοίχου. (ιι) Η γεωμετρία τού όλου συστήματος αντιστηρίξεως και, ιδίως, η διάταξη των αντηρίδων είναι τελείως ασυνήθιστη -- σίγουρα εκτός του "πεδίου εφαρμογής" των εμπειρικών διαγραμμάτων. Συγκεκριμένα, η δεύτερη σειρά αντηρίδων απέχει μόλις 0.80 m από τον πυθμένα της εκσκαφής, αλλά 2.30 m απ' τις πάνω αντηρίδες.

Απλή Ανάλυση με Θεώρηση της Τοξωτής Λειτουργίας του Εδάφους

Εξαιτίας αυτής της ασυνήθιστης κατασκευαστικής διαδικασίας και διάταξης τών αντηρίδων, πιστεύεται πως έλαβαν χώραν έντονα φαινόμενα τοξωτής λειτουργίας του εδάφους. Αποτέλεσμα ήταν η ανάπτυξη στην άνω αντηρίδα αξονικής δύναμης τουλάχιστον 5 φορές μεγαλύτερης απ' την δύναμη της κάτω αντηρίδας. Ετσι το οριακό φορτίο της άνω αντηρίδας ξεπεράστηκε -- η αλυσσωτή κατάρρευση, με αρχή τον λυγισμό της αντηρίδας αυτής, υπήρξε ακαριαία.

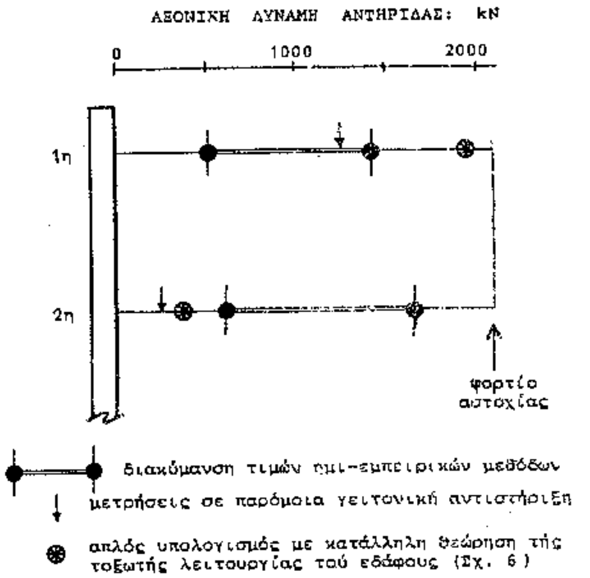
Μια απλή ανάλυση μπορεί να αποδείξει αρκετά πειστικά ότι πράγματι έτσι έγινε. Με αναφορά στο Σχ. 6, διακρίνονται δύο φάσεις στην κατασκευή του έργου και δύο αντίστοιχοι δοκιμαστικοί μηχανισμοί αστοχίας, με κυκλικές επιφάνειες ολισθήσεως:*

* Τονίζεται ωστόσο ότι ακόμη και με επίπεδες επιφάνειες ολισθήσεως οδηγούμαστε σε σωστά συμπεράσματα (ποιοτικώς, τουλάχιστον).



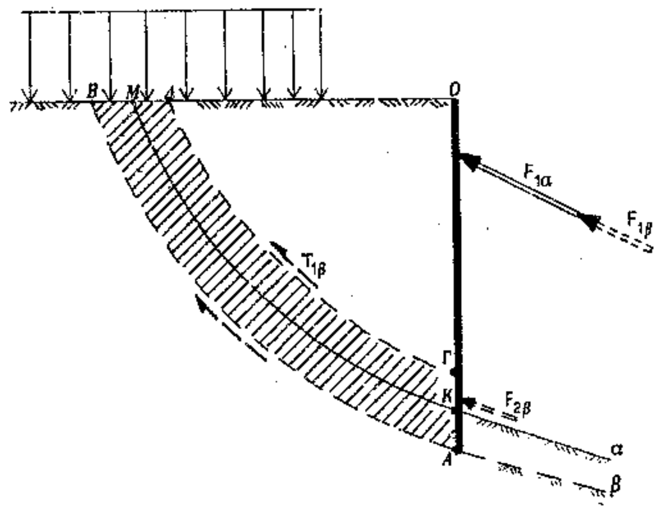
Σχ.4. (α) Εδαφικό προφίλ με τις μετρήσεις τής αστράγγιστης διατμητικής αντοχής
(β) Χαρακτηριστικά αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών

Soil profile and soil test results



Σχ.5. Αξονικές δυνάμεις αντηρίδων: σύγκριση όλων των αναλυτικών "προβλέψεων" με τις μετρήσεις σε παρόμοια (αλλά μικρότερη) γειτονική κατασκευή. Η διακύμανση τών ημι-εμπειρικών μεθόδων αντανακλά και την διασπορά τών τιμών της S_u.

Predicted and measured racker axial loads



Σχ.6. Ανάλυση ενεργητικών ωθήσεων προτού τοποθετηθεί η δεύτερη σειρά αντηρίδων (στάθμη εκσκαφής α), και μετά την εκσκαφή στην τελική στάθμη β. ΟΚΜ=ωθούν πρίσμα στην α φάση, ΑΒΔΓ=ωθούν πρίσμα στην β φάση (ΓΚ=ΚΑ). $T_{1\beta}$=συνισταμένη διατμητική δράση τού ΟΔΓ επί τού ΑΒΔΓ. Η αντίδραση $-T_{1\beta}$ προκαλεί νέα επιβάρυνση, $F_{1\beta}$, της άνω αντηρίδας.

Earth pressure analysis accounting for loading history

- Οταν η εσκαφή έχει φθάσει στην στάθμη α επιφάνεια ολισθήσεως του ωθούντος κυλινδρικού πρίσματος είναι η ΚΜ και ολόκληρη η ενεργός ώθηση παραλαμβάνεται απ' την άνω αντηρίδα ($F_{1\alpha}$), μια που η δεύτερη αντηρίδα δεν έχει ακόμα τοποθετηθεί.

- Μόλις τοποθετηθεί η δεύτερη αντηρίδα και η εκσκαφή φθάσει στην τελική στάθμη β μια ζώνη πίσω απ' τον πασσαλότοιχο, περικλειόμενη μεταξύ των κυκλικών επιφανειών ΑΒ και ΓΔ, τείνει να κινηθεί προς τα κάτω -- ενεργητική κατάσταση. Στις δυνάμεις που αντιτίθενται σ' αυτήν την κίνηση περιλαμβάνονται: η θλιπτική δύναμη της κάτω αντηρίδας ($F_{2\beta}=F_2$), και οι διατμητικές δράσεις στις δύο επιφάνειες ολισθήσεως (τοξωτή λειτουργία του εδάφους). Χάρη σ' αυτήν την διπλή διατμητική "ανακούφιση" η αναπτυσσόμενη F_2 είναι πολύ μικρή. Αντίθετα η διατμητική αντίδραση στην επιφάνεια ΑΒ μεταφράζεται σε πρόσθετη επιφόρτιση της άνω αντηρίδας, με δύναμη $F_{1\beta}$. Ετσι η συνολική

  $$F_1 = F_{1\alpha} + F_{1\beta} \tag{2}$$

  λαβαίνει τιμές κατά πολύ μεγαλύτερες των τιμών της F_2.

Οι τιμές F_1 και F_2 που προκύπτουν απ' την απλή αυτή ανάλυση συγκρίνονται στον Πίνακα I με τις τιμές των ημι-εμπειρικών αναλύσεων. Το προβλεπόμενο φορτίο $F_1 \approx 1920$ KN είναι πια σχεδόν ίσο με το φορτίο "θραύσης" της αντηρίδας αυτής (2100 KN).

Εκτός απ' την έμμεση αυτή επαλήθευση τής απλής ανάλυσης του Σχ. 6, έχουμε και πρόσθετη επιβεβαίωση της προτεινόμενης ερμηνείας τού τρόπου αστοχίας: Μετρήσεις φορτίων (και μετακινήσεων) σε τρεις παρόμοιες γειτονικές αντιστηρίξεις (ελαφρώς μικρότερων, όμως, διαστάσεων) έδωσαν μέσους όρους φορτίων $F_1 \approx 1250$ KN και $F_2 \approx 250$ KN (βλ. Πίν. I). Είναι προφανής η ομοφωνία μεταξύ τών επιτόπου μετρηθέντων αποτελεσμάτων και των αναλυτικών προβλέψεων.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Ακόμη και συντηρητικές εμπειρικές μέθοδοι ενδέχεται να οδηγήσουν σε ανασφαλείς λύσεις, όταν εφαρμόζονται χωρίς πλήρη κατανόηση της μηχανικής τού προβλήματος.

2. "Ασυνήθιστες" κατασκευαστικές διαδικασίες ενδέχεται να προκαλέσουν τελείως διαφορετική συμπεριφορά ενός γεωτεχνικού συστήματος απ' ό,τι αναμένεται βάσει των "συνήθων" μεθόδων υπολογισμού.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ

Bjerrum L., Claussen C.J.F., & Duncan J.M. (1972), "Earth Pressures on Flexible Structures" 5th Europ. Conf. on Soil Mech. & Fdn Engrg Madrid.

Flaate K. & Peck R.B. (1973), "Braced Cuts in Sand and Clay", NGI Publ. No. 96, Oslo, pp. 7-29.

ΣΤΑΘΜΟΙ

ΚΕΡΑΜΕΙΚΟΥ & ΔΑΦΝΗΣ

ΜΕΡΙΚΕΣ ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΕΣ ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΣΚΕΨΗ

Απρίλιος 1997

Σταθμοί ανοικτού ορύγματος, ΜΕΤΡΟ Αθήνας : επιτόπου μετρήσεις και αντίστροφες αναλύσεις

Cut-and-cover stations, Athens METRO : field monitoring and back-analysis

ΛΟΥΚΑΚΗΣ Κ. Πολιτικός Μηχανικός, Υποψ. Διδάκτωρ, Ε.Μ.Π.
ΓΚΑΖΕΤΑΣ Γ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής, Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Στο άρθρο δίδεται αδρή περιγραφή (α) των προβλημάτων στην αξιόπιστη πρόβλεψη των μηχανικών ιδιοτήτων των εδαφικών υλικών (αθηναϊκού σχιστολίθου) • (β) του συστήματος ενόργανης παρακολούθησης της συμπεριφοράς των αγκυρουμένων πασσαλοτοίχων αντιστηρίξεως δύο σταθμών του ΜΕΤΡΟ • και (γ) της μεθόδου "αντίστροφης" ανάλυσης των ενλόγω πασσαλοτοίχων, στις οποίες οι μετρήσεις των οργάνων αποτελούν βασικό στόχο και αφετηρία των υπολογισμών.

ABSTRACT : A brief description is given : (a) of the problems in reliably determining soil parameters of the "athenian schist" ; (b) of the field instrumentation installed for monitoring the response of the Berliner wall of two METRO stations ; and (c) of the numerically-implemented back analyses of this observed behavior.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η εγγενής δυσκολία στην εκτίμηση των παραμέτρων μηχανικής συμπεριφοράς εδαφικών υλικών σε σχηματισμούς μεγάλης ετερογένειας, όπως ο αθηναϊκός σχιστόλιθος, επιβάλλει (ειδικά για κρίσιμες κατασκευές) την επιτόπου παρακολούθηση των φάσεων κατασκευής του έργου με ενόργανες καταγραφές της αναπτυσσόμενης έντασης και επερχόμενης παραμόρφωσης. Με τα στοιχεία αυτά αφενός μεν επιβεβαιώνεται η ασφάλεια κατά την κατασκευή (με την εφαρμογή πρόσθετων μέτρων ασφαλείας όποτε κριθεί αναγκαίο απο την αξιολόγηση των μετρήσεων), αφετέρου δε δίνεται η δυνατότητα ελέγχου (επαλήθευσης, απόρριψης, τροποποίησης) των γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού. Αυτό επιτυγχάνεται **με αντίστροφη ανάλυση** του προβλήματος, στην οποία οι μετρήσεις των καταγραφικών οργάνων αποτελούν βασικό στόχο και αφετηρία των υπολογισμών.

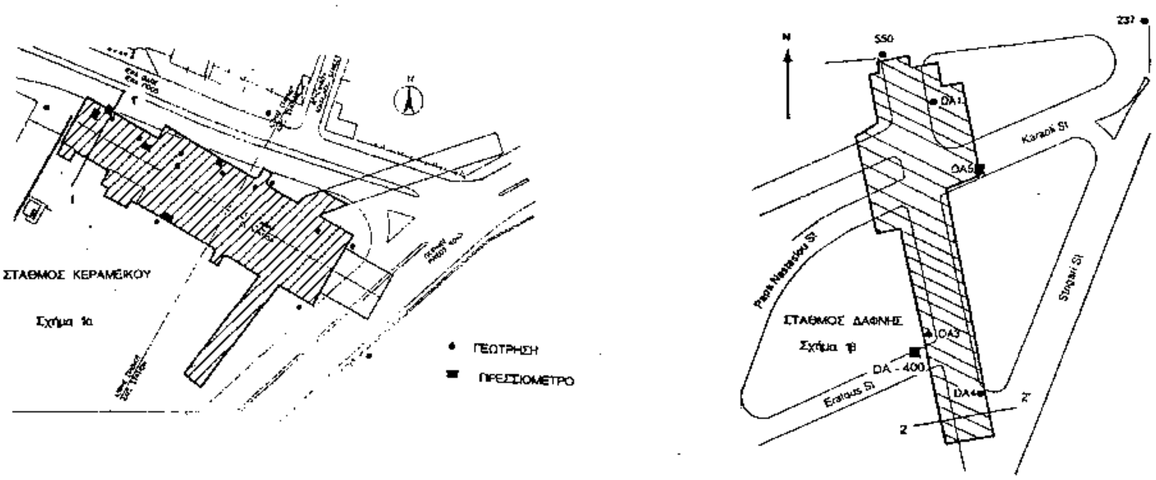
2. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Γεωτεχνικές έρευνες για τα προτεινόμενα έργα του ΜΕΤΡΟ περιέλαβαν πρεσσιομετρικές δοκιμές, γεωτρήσεις με δειγματοληψία, και εργαστηριακές δοκιμές. Στο Σχήμα 1 αποτυπώνονται σκαριφηματικά οι κατόψεις των σταθμών του *Κεραμεικού* και της *Δάφνης* και οι θέσεις των επιτόπου δοκιμών. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται, ώς επι το πλείστον, απο λίγα μέτρα (0 - 5 m) επιχώσεων και αλλουβιακών αποθέσεων και το γεωλογικό υπόβαθρο που συγκροτείται απο σχηματισμούς γνωστούς ως **"αθηναϊκός σχιστόλιθος"** (ΤΕΕ, 1981). Η μεγάλη ετερογένεια του σχηματισμού αυτού κατέστησε αναγκαία την επιλογή παραμέτρων με βάση τις επιτόπου πρεσσιομετρικές μετρήσεις και τον γεωλογικό χαρακτηρισμό.

Πράγματι, ο αθηναϊκός σχιστόλιθος περιλαμβάνει όχι μόνον αργιλικούς σχιστόλιθους, αλλά και ψαμμίτες, στρώματα ασβεστολίθων, μάργες — με όλη την ποικιλία των μεταβατικών εξελικτικών φάσεων. Ο αθηναϊκός σχιστόλιθος χαρακτηρίζεται απο εξαιρετική ανομοιογένεια και ανισοτροπία, με έντονη μεταβλητότητα των μηχανικών χαρακτηριστικών του απο θέση σε θέση. Εντονος ***τεκτονισμός*** είχε ως αποτέλεσμα τον κατακερματισμό των πετρωμάτων και τοπικά την χαλάρωση της δομής τους. Παράλληλα, ***η αποσάθρωση*** έχει αλλοιώσει το πέτρωμα, ανάλογα με τις εκάστοτε επικρατούσες κλιματολογικές και υδρογεωλογικές συνθήκες. Η πολύπλοκη δομή του συστήματος δημιουργεί προϋποθέσεις ακόμη και για βαθειά αποσάθρωση σε περιοχές ορυκτολογικώς ευαίσθητες. Ετσι, κάτω απο ποικίλες ενστρώσεις (π.χ., φακούς ασβεστολίθων και ρηγματωμένων ψαμμιτών) μιά αργιλικής- συστάσεως μάζα μπορεί να μετατραπεί απο βραχώδες σε εδαφικό υλικό μικρής διατμητικής αντοχής.

Οι ιδιομορφίες αυτές του αθηναϊκού σχιστολίθου, που είχαν φανερωθεί κατα την προκαταρκτική γεωτεχνική έρευνα, επιβεβαιώθηκαν (και με το παραπάνω) στην διάρκεια της κατασκευής των σταθμών και σηράγγων του ΜΕΤΡΟ. Τα διάφορα πετρώματα του σχιστολίθου συναντήθηκαν με μεγάλες διαφορές ως προς τον βαθμό ρηγματώσεως : απο τον υγιή σχιστόλιθο μέχρι τον πλήρως αποσαθρωμένο, που στην ουσία αποτελεί απλώς αργιλικό έδαφος. Ο δείκτης MR που χρησιμοποιείται στην κατάταξη και αξιολόγηση της αντοχής βράχων κυμαίνεται μεταξύ τιμών που αντιστοιχούν σε εδαφικά υλικά (MR < 20) έως και συμπαγή βράχο (MR > 50). Αυτό αποτελεί την ιδιαιτερότητα του σχηματισμού και δημιουργεί εξαιρετικά προβλήματα διερευνήσεως και ποσοτικού γεωτεχνικού χαρακτηρισμού.

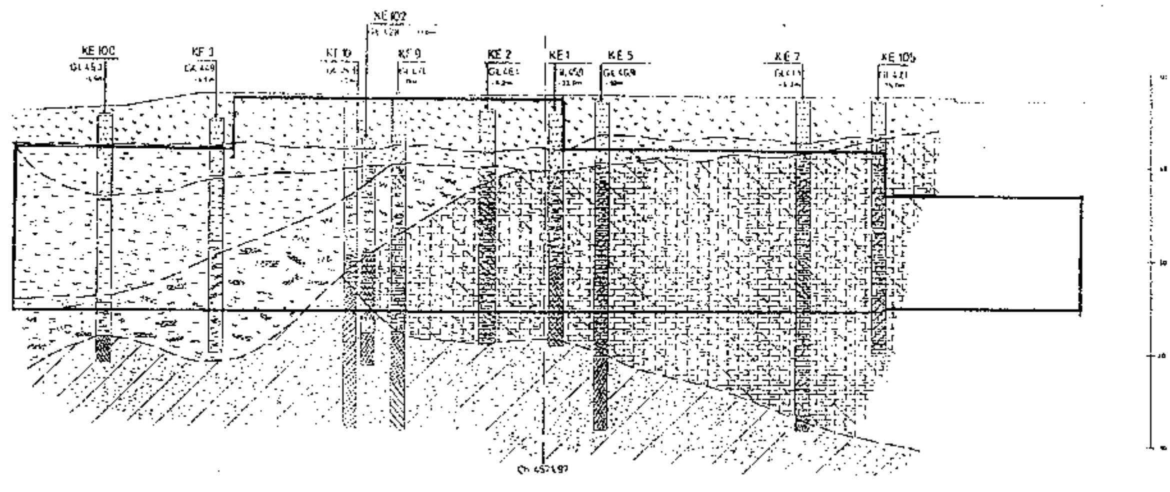
Εντονες διαφοροποιήσεις στην δομή, σύνθεση, βαθμό ρηγμάτωσης και αποσάθρωσης



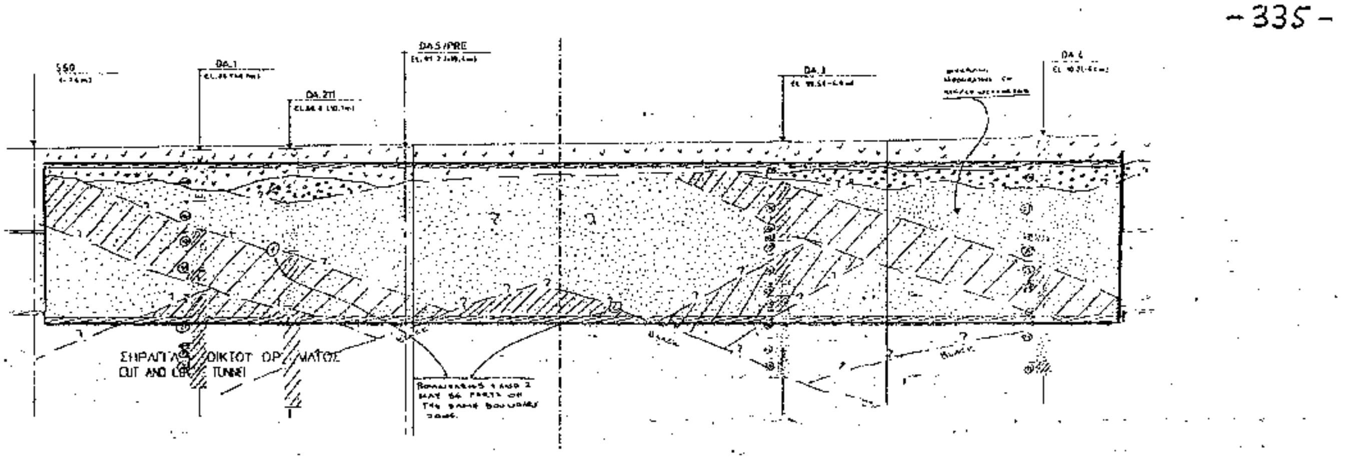
α. Κεραμεικός β. Δάφνη

Σχήμα 1. Κάτοψη Σταθμών - Θέσεις ερευνητικών γεωτρήσεων και πρεσσιομετρικών δοκιμών

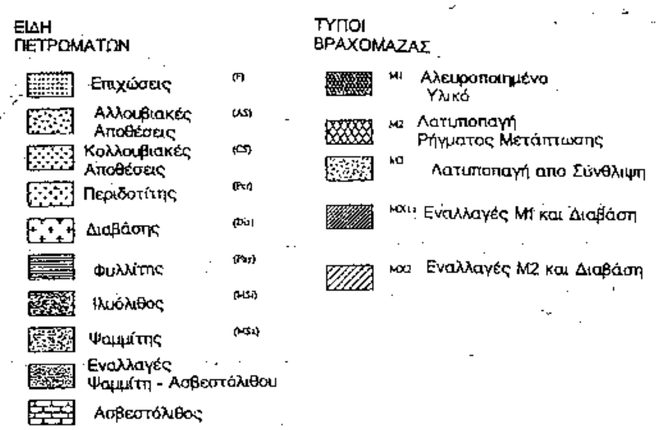
Figure 1. Plan view of stations - Locations of exploratory borings and pressuremeter tests



α. Κεραμεικός



β. Δάφνη



Σχήμα 2. Γεωλογικές τομές καταμήκος των σταθμών
Figure 2. Geologic sections along stations

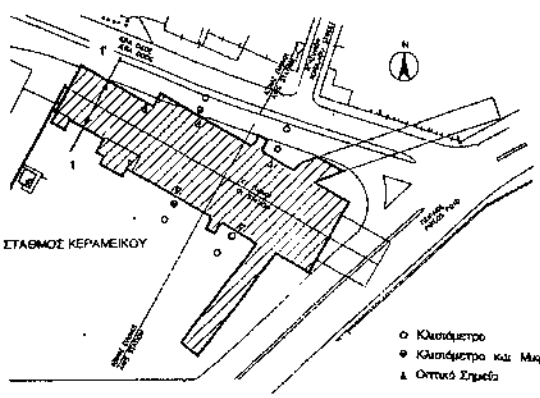
του αθηναϊκού σχιστολίθου παρατηρήθηκαν στην περιοχή του Σταθμού του Κεραμεικού. Αυτό αντικατοπτρίζεται στην καταμήκος γεωλογική τομή του σταθμού (Σχ. 2α), όπου φαίνεται οτι τα πετρώματα του υποβάθρου ποικίλουν απο σχιστολιθικά (ψαμμίτες και ιλυόλιθοι) στο δυτικό τμήμα σε ασβεστολιθικά στο ανατολικό τμήμα του σταθμού. Λιγότερο έντονες διαφορές παρατηρήθηκαν στον Σταθμό της Δάφνης, όπως φαίνεται στην αντίστοιχη γεωλογική τομή (Σχ. 2β).

Γεωτεχνικές παράμετροι υπολογισμού για κάθε έναν σταθμό παρουσιάστηκαν σε αντίστοιχες γεωτεχνικές μελέτες με βάση την αρχική γεωτεχνική διερεύνηση. Ειδικά για τους σταθμούς του Κεραμεικού και της Δάφνης, εκπονήθηκαν συμπληρωματικές μελέτες μετά την έναρξη των κατασκευαστικών εργασιών, με νέες γεωτεχνικές παραμέτρους σχεδιασμού. Οι παράμετροι αυτές βασίσθηκαν *καί* στις πρόσθετες γεωλογικές παρατηρήσεις, αλλά *καί* στα αποτελέσματα των επιτόπου μετρήσεων και των συνακόλουθων αντίστροφων αριθμητικών αναλύσεων (Γκαζέτας και Λουκάκης, 1995a, 1995b, 1996).

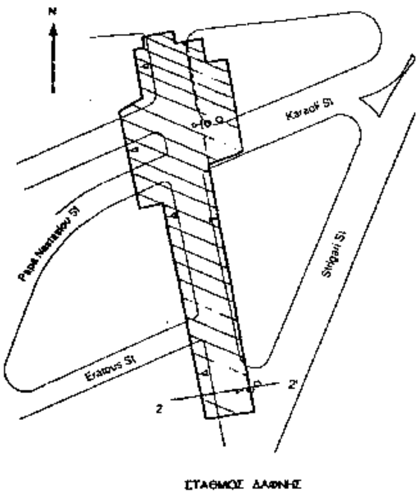
3. ΜΕΤΡΗΣΕΙΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Οι υπόγειες εργασίες για την κατασκευή των δύο νέων τερματικών σταθμών (Κεραμεικού και Δάφνης) παρακολουθούνται απο δίκτυα γεωτεχνικών οργάνων που περιλαμβάνουν : **κλισιόμετρα, μικρόμετρα, οριζόντια και κατακόρυφα επιμηκυνσιόμετρα**, καθώς και **οπτικά σημεία** (στόχοι και μάρτυρες) για μετρήσεις κατακόρυφων και οριζοντίων μετακινήσεων, **πιεζόμετρα** για την μέτρηση της πιέσεως του ύδατος των εδαφικών πόρων, **δυναμόμετρα** για μέτρηση δυνάμεων προεντάσεως σε αγκύρια και συστήματα αντιστηρίξεως, καθώς και πιέσεων απο ωθήσεις γαιών, και **μηκυνσιόμετρα** για μετρήσεις παραμορφώσεων σε μανδύες επενδύσεως σηράγγων, αντηρίδες, και άλλα στοιχεία αντιστηρίξεων. Η συχνότητα παρακολούθησης των οργάνων είναι συνάρτηση του είδους της κατασκευής (φρεάτιο, σταθμός ανοικτού ορύγματος, σήραγγα), της φάσης κατασκευής (πριν την εκσκαφή, κατά την διάρκεια, και μετά την ολοκλήρωση αυτής), του είδους του οργάνου μετρήσεως, αλλά και της ποιότητας του εκσκαπτομένου και αντιστηριζομένου εδάφους.

Τα Σχήματα 3a και 3b δείχνουν τις θέσεις των οργάνων μετρήσεως των Σταθμών Κεραμεικού και Δάφνης, αντιστοίχως. Κλισιόμετρα (συμβολίζονται με τα αρχικά *IC*) και μικρόμετρα (*MC*) τοποθετήθηκαν σε χαρακτηριστικές θέσεις κοντά στην προβλεπόμενη εκσκαφή για την παρακολούθηση οριζοντίων και κατακορύφων μετακινήσεων της



α. Σταθμός Κεραμεικού

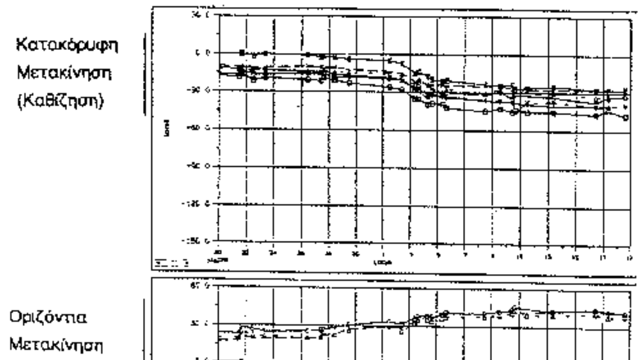


β. Σταθμός Δάφνης

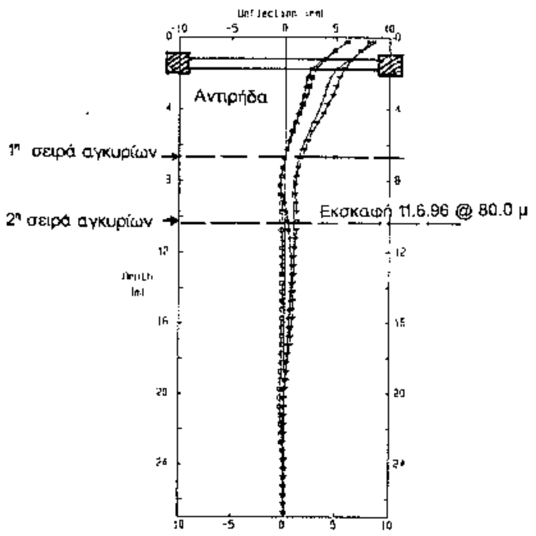
Σχήμα 3. Θέσεις οργάνων μετρήσεως
Figure 3. Locations of monitoring instruments

εδαφικής μάζας. Οπτικά σημεία (*OP*) εγκαταστάθηκαν στις παρειές της εκσκαφής σε διάφορα βάθη, αλλά και σε σημεία περιμετρικά του σκάμματος και σε γειτονικά κτίρια για την παρακολούθηση (και έγκαιρη επέμβαση αν αυτό κρινόταν αναγκαίο) της επίδρασης των εργασιών σε υπάρχουσες κατασκευές. Οι υπεύθυνοι μηχανικοί των εργοταξίων είναι επιφορτισμένοι με την τήρηση ημερολογίου εργασιών ώστε να καταστεί δυνατή σε κάθε φάση της κατασκευής η συσχέτιση των μετρήσεων με τις επιτελούμενες εργασίες πλησίον των οργάνων. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στην καταγραφή της χρονικής αλληλουχίας των σταδίων και αντίστοιχων υψομέτρων εκσκαφής, εγκατάστασης αντιρήδων, τάνυσης αγκυρίων, άντλησης υπογείου ύδατος, και έκτακτων εργασιών (π.χ., φόρτωση σιλό, φορτία γερανών πλησιόν εκσκαφής).

Για τις προκαταρκτικές αναλύσεις που παρουσιάζονται σ΄ ετούτο το άρθρο επελέγησαν δύο διατομές. Η πρώτη στο δυτικό άκρο του Σταθμού του Κεραμεικού (Σχήμα 1α, Διατομή 1-1') όπου η παρακολούθηση των μετακινήσεων με *οπτικά σημεία* έδειξε "**σύγκλιση**" των παρειών της εκσκαφής κατά 12 cm, περίπου (9 + 3 cm στις δύο παρειές της εκσκαφής) -- Σχήμα 4. Η δεύτερη στο ανατολικό άκρο του σταθμού της Δάφνης (Σχημα 1β, Διατομή 2-2') όπου μετρήσεις κλισιομέτρων δεν υπερέβησαν το 1 cm -- Σχήμα 5.



Σχήμα 4. Κεραμεικός : Διατομή 1-1', Μετρήσεις οπτικών σημείων
Figure 4. Keramikos : Section 1-1' , Monitoring results from optical points



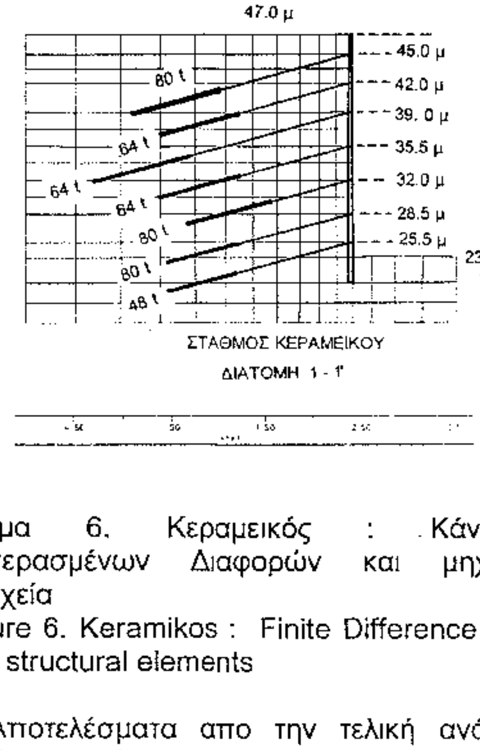
Σχήμα 5. Δάφνη : Διατομή 2-2΄, Μετρήσεις κλισιομέτρου
Figure 5. Dafni : Section 2-2' , Inclinometer Data

4. ΑΝΤΙΣΤΡΟΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Μέχρι σήμερα αναλύσεις έχουν γίνει μόνον με λογισμικό **πεπερασμένων διαφορών** (FLAC). Η συμπεριφορά των εδαφικών υλικών περιγράφεται απο γραμμικές ή μή-γραμμικές, ελαστικές ή ελαστοπλαστικές καταστατικές εξισώσεις που επιτρέπουν προσομοίωση της συμπεριφοράς μέχρι την διαρροή και, ενδεχομένως, την κατάρρευση. Η "βιβλιοθήκη" *μηχανικών στοιχείων* περιλαμβάνει δοκούς και προεντεταμένα αγκύρια τα οποία χρησιμοποιούνται στην παρούσα εφαρμογή. Μια σταδιακή εκσκαφή προσομοιώνεται με αφαίρεση των αντίστοιχων εδαφικών στοιχείων απο τον κάνναβο των πεπερασμένων διαφορών. Η ανάλυση γίνεται σε δύο διαστάσεις με θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης. Η περιβάλλουσα αστοχίας των εδαφικών υλικών ακολουθεί τον καταστατικό νόμο Mohr-Coulomb (με μή-μηδενική εφελκυστική αντοχή).

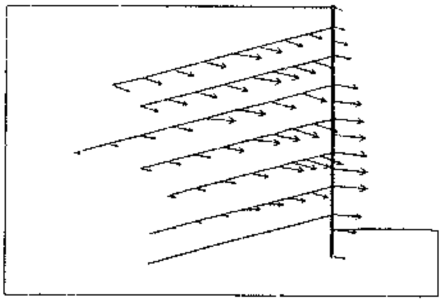
Οι αναλύσεις ακολουθούν με ακρίβεια τις φάσεις της κατασκευής. Ετσι, αφού σε μία πρώτη ανάλυση δημιουργηθούν συνθήκες γεωστατικής ισορροπίας, τοποθετούνται στον κάνναβο των πεπερασμένων διαφορών κατακόρυφα δομικά στοιχεία (δοκοί) με τις ιδιότητες των *πασσάλων αντιστηρίξεως* ("Βερολίνιου" τοίχου). Μετά, σε διαδοχικά στάδια της ανάλυσης, αφαιρούνται στοιχεία εδάφους απο τον κάνναβο μέχρι την θέση των αγκυρίων. Ακολουθεί "εγκατάσταση" των αγκυρίων με τα χαρακτηριστικά που τα αγκύρια έχουν στην πραγματικότητα (συνολικό μήκος αγκυρίου, μήκος προεντεταμένου τμήματος, κλίση και διάμετρος αγκυρίου, φορτίο σχεδιασμού, χαρακτηριστικές αντοχές υλικών, και τάσεις συναφείας). Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι το τελικό στάδιο εκσκαφής και την τελευταία τάνυση αγκυρίου.

Οι διάδοχικές εργασίες κατασκευής στον σταθμό του Κεραμεικού συνοψίζονται στο Σχήμα 6. Δίνονται (με χρονική αλληλουχία) οι στάθμες της εκσκαφής και της θέσης των αγκυρίων, και οι δυνάμεις σχεδιασμού των αγκυρίων. Το εδαφικό προφίλ αποτελείται απο 7 m επιχώσεων και αλλουβιακών αποθέσεων με γεωτεχνικές παραμέτρους υπολογισμού : ειδικό βάρος γ = 20.5 kN/m^3, γωνία τριβής φ = 30°, συνοχή c = 0 kPa, και μέτρο ελαστικότητας E = 20 MPa. Το υποκείμενο ημιβραχώδες υλικό χαρακτηρίζεται απο : γ = 23.0 kN/m^3, φ = 28°, c = 15 kPa, και E = 50 MPa.

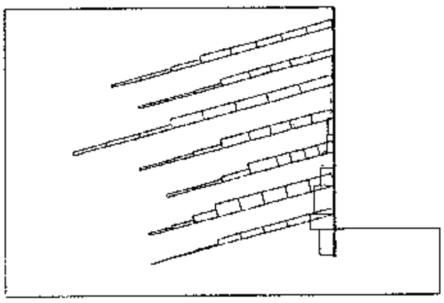


Σχήμα 6. Κεραμεικός : Κάνναβος Πεπερασμένων Διαφορών και μηχανικά στοιχεία
Figure 6. Keramikos : Finite Difference Mesh and structural elements

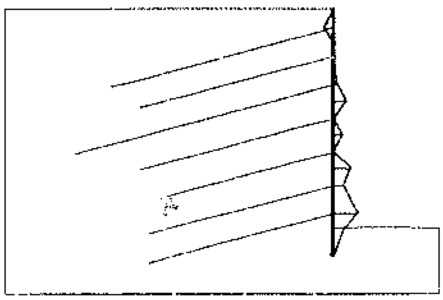
Αποτελέσματα απο την τελική ανάλυση, μετά δηλαδή απο 7 στάδια εκσκαφών και ισάριθμες τανύσεις αγκυρίων, δίνονται στο Σχήμα 7 και περιλαμβάνουν διανύσματα μετακινήσεων (Σχήμα 7α), και τις κατανομές : αξονικών δυνάμεων (Σχήμα 7β) και ροπών κάμψεως (Σχήμα 7γ) στον πασσαλότοιχο. Απο τις αναλύσεις προκύπτει οτι η μέγιστη μετατόπιση δεν ξεπερνά τα 6 cm, μία τιμή που συμπίπτει με τον μέσο όρο των μετρήσεων στις δύο απέναντι παρειές της εκσκαφής. Το σχήμα 7δ ενδεικτικά δείχνει οτι το σύστημα θα ήταν ασταθές (κατάρρευση) αν η αντιστήριξη αποτελούνταν μόνον απο πασσάλους (χωρίς δηλαδή αγκύρωση).



α. Μετακινήσεις Πασσάλου και Αγκυρίων



β. Αξονικές Δυνάμεις

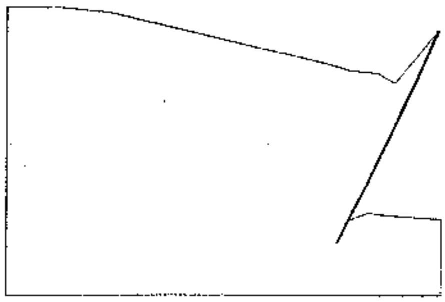


γ. Καμπτικές Ροπές

$N_{max} = 728$ kN

$M_{max} = 269$ kN m

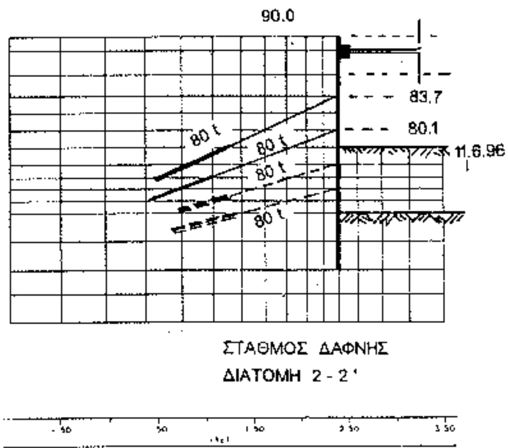
$y_{max\ pile} = 6$ cm



δ. Αντιστήριξη χωρίς Αγκύρια --- Αστοχία

Σχήμα 7. Κεραμεικός, αποτελέσματα αναλύσεων : μετακινήσεις, αξονικές δυνάμεις, καμπτικές ροπές, αστοχία χωρίς αγκύρια
Figure 7. Keramikos, results of analysis : displacements, axial forces,bending moments, failure without anchors.

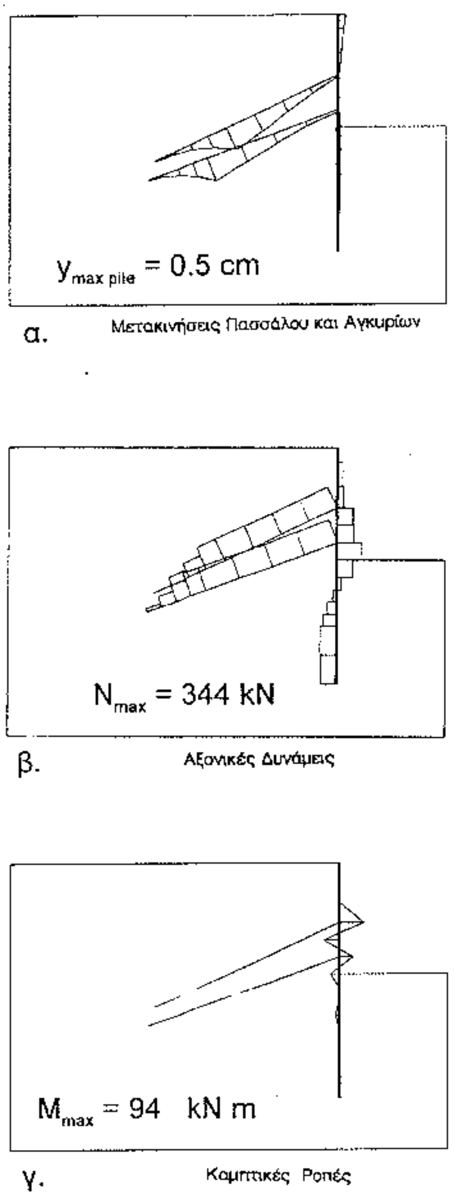
Στο Σχήμα 8 δείχνεται η υπο-εξέτασιν διατομή του Σταθμού της Δάφνης. Στο ίδιο σχήμα φαίνονται ο κάνναβος των πεπερασμένων διαφορών, καθώς και τα μηχανικά στοιχεία (πάσσαλος, αντιρήδα, και προεντεταμένα αγκύρια). Οι αναλύσεις που παρουσιάζονται αντιστοιχούν στην σημερινή κατασκευαστική φάση (11-6-1996) κατά την οποία δύο απο τις τέσσερις σειρές αγκυρίων έχουν τανυσθεί, η εκσκαφή βρίσκεται 12 m περίπου απο την επιφάνεια του εδάφους, ενώ μία χαλύβδινη αντιρήδα αντιστηρίζει τις δύο πλευρές της εκσκαφής 1.5 m απο την εδαφική επιφάνεια. Εδώ *τελικώς* το εδαφικό προφίλ αποτελείται απο 4 m εδαφικών αποθέσεων ($\gamma = 21.0$ kN/m^3, $\varphi = 30°$, c = 10 kPa, και E = 20 MPa), και δύο ζώνες υποκειμένου *βράχου* :



Σχήμα 8. Δάφνη : Κάνναβος Πεπερασμένων Διαφορών και μηχανικά στοιχεία
Figure 8. Dafni : Finite Difference Mesh and structural elements

απο τα 4 έως τα 16 m με : γ = 23.0 kN/m^3, φ = 30°, c = 30 kPa, και E = 200 MPa, και κάτω απ' τα 16 m με : γ = 24.0 kN/m^3, φ = 30°, c = 50 kPa, και E = 400 MPa.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στο Σχήμα 9. Οι μετατοπίσεις (σχήμα 9α) περιορίζονται σε 0.5 cm, σχεδόν όσες και οι μετατοπίσεις που κατέγραψε το πλησιέστερο κλισιόμετρο στην πιό πρόσφατη μέτρηση (Σχήμα 5).



Σχήμα 9. Δάφνη, αποτελέσματα αναλύσεων : μετακινήσεις, αξονικές δυνάμεις, και καμπτικές ροπές
Figure 9. Dafni, results of analysis : displacements, axial forces, and bending moments

5. ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ

Γ. Γκαζέτας και Κ. Λουκάκης (1995a), "*Γεωτεχνικές Παράμετροι για τον Σταθμό του Κεραμεικού* ", 29.9.95.

Γ. Γκαζέτας και Κ. Λουκάκης (1995b), "*Σταθμός Δάφνης, Γεωτεχνικές Παράμετροι για τον Σχεδιασμό Μόνιμων Κατασκευών* ", 21.12.95.

Γ. Γκαζέτας και Κ. Λουκάκης (1996), "*Reply to ALO 13531 and ALO 13459 Regarding Geotechnical Parameters for the Design of Permanent Structures of Daphni Station* ".

ΤΕΕ (1981), πρακτικά της ημερίδας με θέμα "*Γεωτεχνικά Προβλήματα του Αθηναϊκού Σχιστολίθου* ", Αθήνα, 22 Μαϊου 1981.

Ολυμπιακό Μετρό (1994a), "*Σταθμός Κεραμεικός, Εκθεση Αξιολόγησης Γεωτεχνικών Στοιχείων* ".

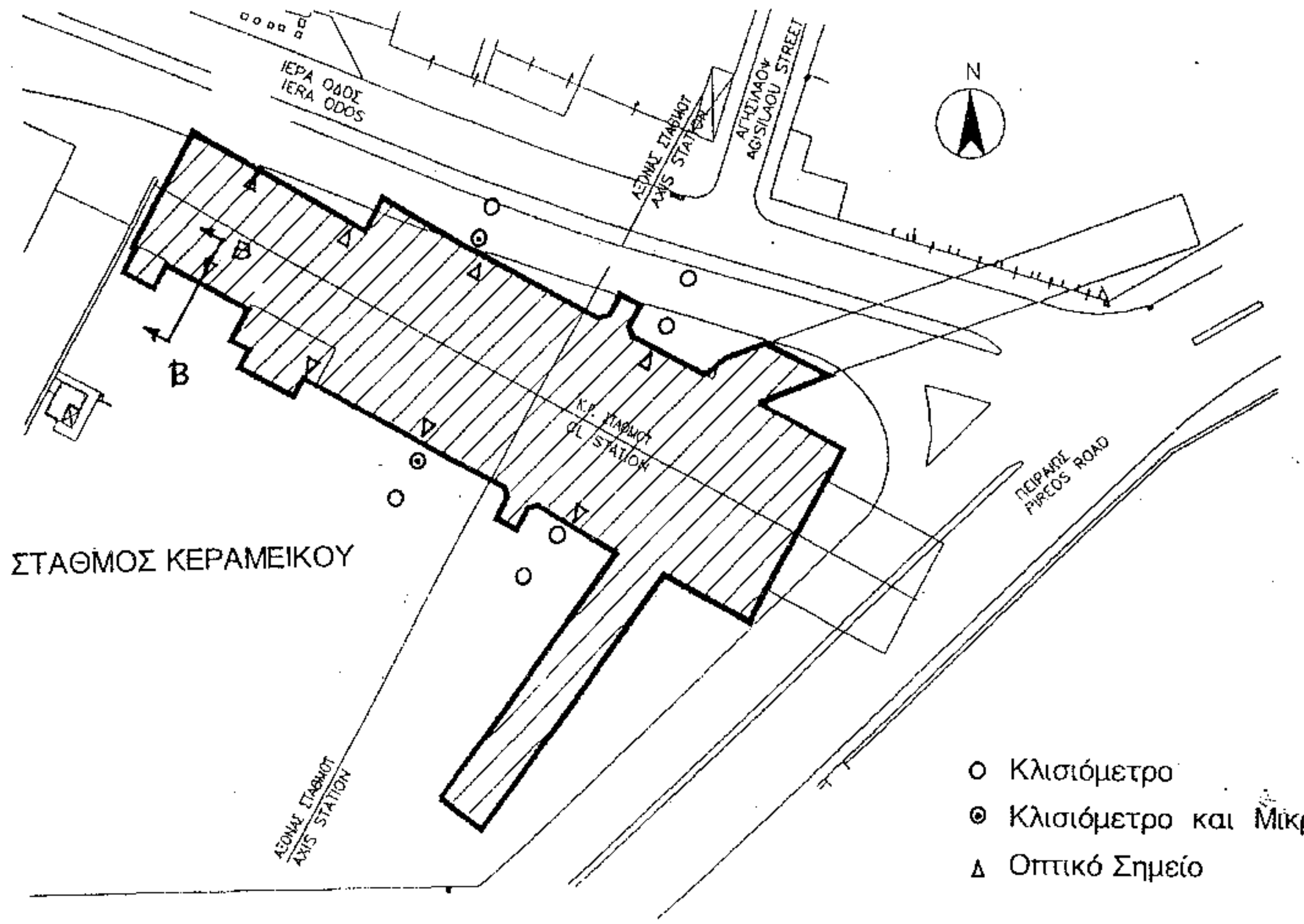
Ολυμπιακό Μετρό (1994b), "*Σταθμός Δάφνη, Εκθεση Αξιολόγησης Γεωτεχνικών Στοιχείων* ".

Ολυμπιακό Μετρό (1995), "*Πρόγραμμα Γενικής Παρακολούθησης, Μετακινήσεις και τάσεις εδάφους και δομικών στοιχείων, υπόγεια ύδατα* ".

FLAC (1995), "*Fast Lagrangian Analysis of Continua* ", Version 3.3, Itasca Consulting Group Inc.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Βοήθημα Εκδρομής στον ημιτελή "Σταθμό" του Μετρό στον Κεραμεικού

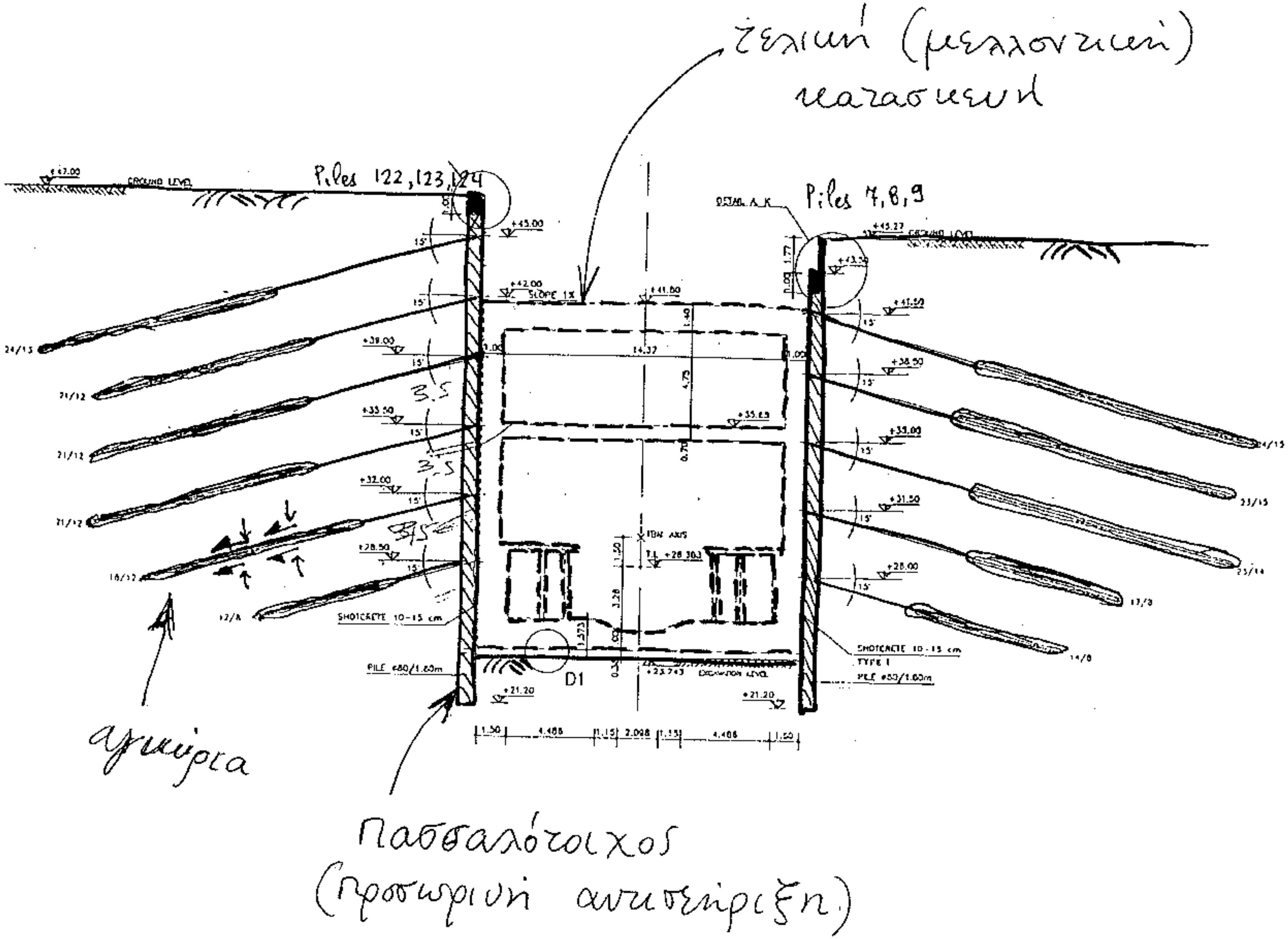


○ Κλισιόμετρο

⊙ Κλισιόμετρο και Μικρόμετρο

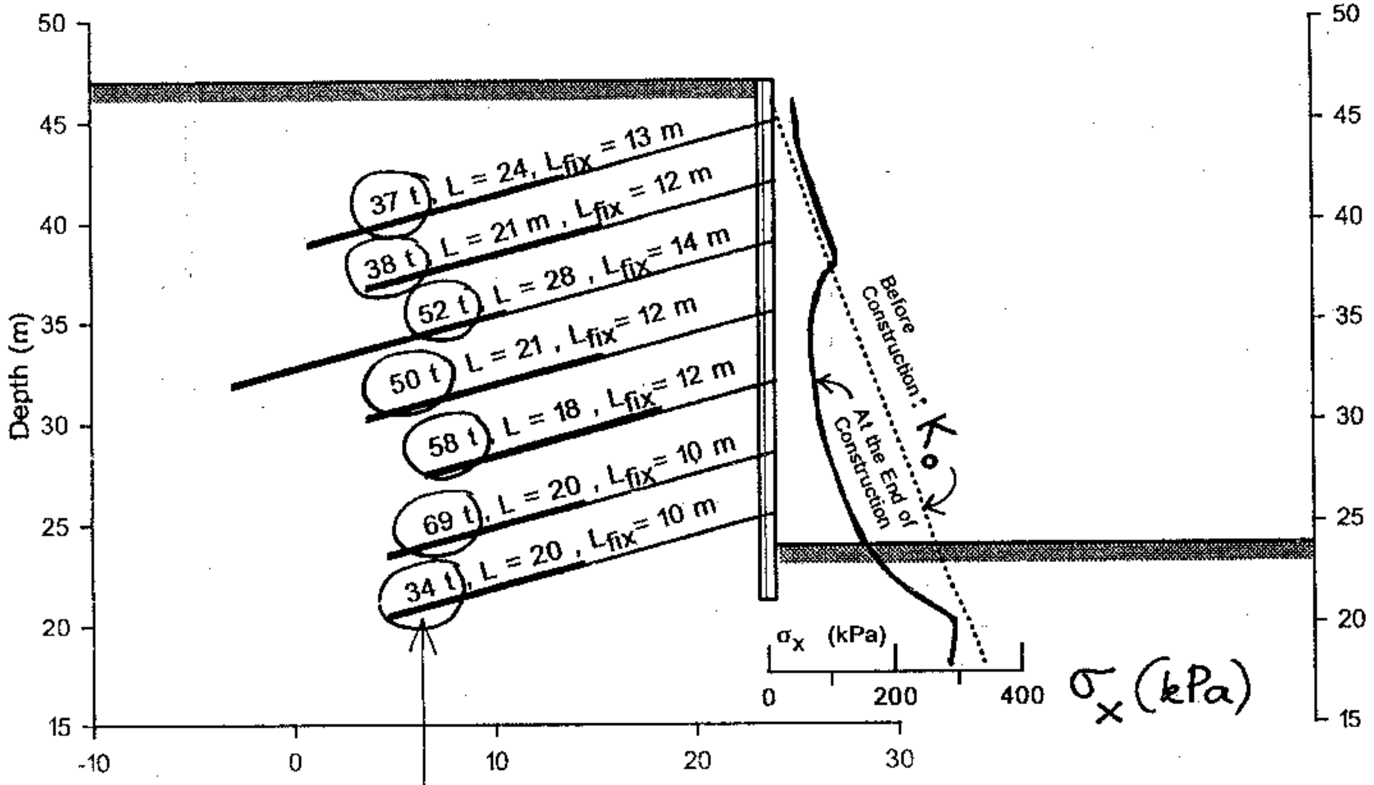
Δ Οπτικό Σημείο

ΣΧΗΜΑ 1


τελική (μελλοντική) κατασκευή
Piles 122,123,124
Piles 7,8,9
GROUND LEVEL
SLOPE 1X
SHOTCRETE 10-15 cm
PILE Φ80/1.60m
TYPE I
EXCAVATION LEVEL
D1
αγκύρια
Πασσαλότοιχος
(προσωρινή αντιστήριξη)

KERAMIKOS STATION --- $K_o = 0.54$

Piles 122 - 123 - 124



τελικώς αναπτυσσόμενες δράσεις αγκυρίων

ΣΧΗΜΑ 36

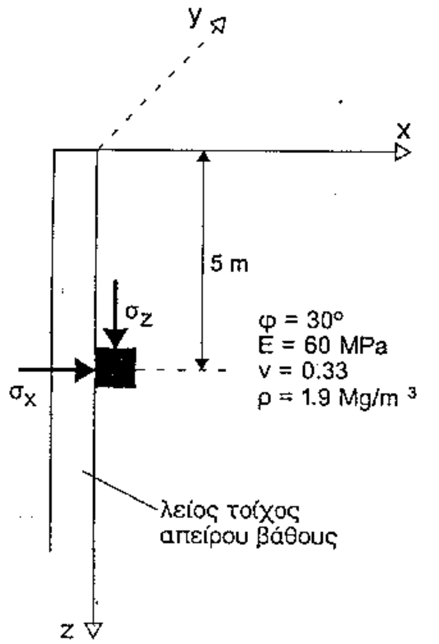
ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ II

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ II

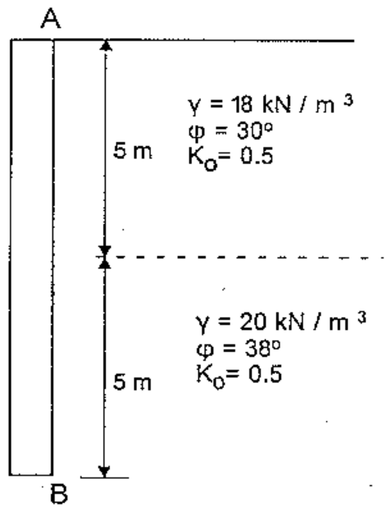
6ου Εξαμήνου 1996

Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

1η ΣΕΙΡΑ ΑΣΚΗΣΕΩΝ

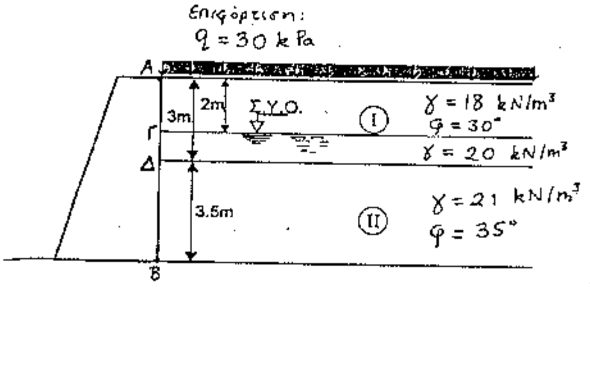


1. Αν η οριζόντια τάση που ασκείται στο στοιχείο Α μετρήθηκε σ_x = 40 kPa, ζητείται να προσδιοριστούν οι παραμορφώσεις ε_x , ε_y , υπό την απλοποιητική παραδοχή ότι το έδαφος συμπεριφέρεται ως γραμμικώς ελαστικό υλικό. Δικαιολογείται στην περίπτωση αυτή η παραπάνω παραδοχή;



2. Να υπολογιστούν τα διαγράμματα : (α) των οριζοντίων εδαφικών τάσεων σ_{ho} (χωρίς μετακίνηση της κατακόρυφης παρειάς ΑΒ), και (β) των οριζοντίων ενεργητικών τάσεων $\sigma_{h\alpha}$ (για "*αρκετά μεγάλη*" μετακίνηση της παρειάς). Το δίστρωτο εδαφικό προφίλ δίδεται στο Σχήμα.

3. Να προσδιοριστούν το διάγραμμα ενεργητικών ωθήσεων στην λεία παρειά ΑΒ του τοίχου αντιστηρίξεως (δ=0) του Σχήματος καθώς και η συνισταμένη ολική πίεση επί του τοίχου (μέγεθος και σημείο εφαρμογής)



ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ II

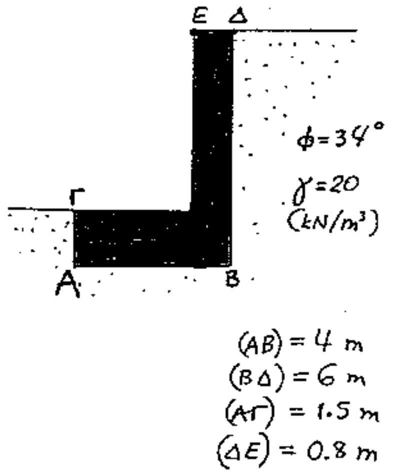
6 ου Εξαμήνου Πολιτικών Μηχανικών, 1996

Καθηγητής *Γ. Γκαζέτας*

2η ΣΕΙΡΑ ΑΣΚΗΣΕΩΝ

Οριζόντιες Ωθήσεις, Τοίχοι Αντιστηρίξεως

1.



Δίδεται: Η διατομή ενός υπό-μελέτην τοίχο αντιστηρίξεως από σκυρόδεμα (γ = 25 kN/m^3).

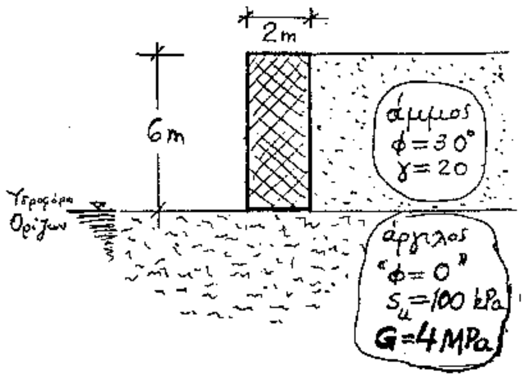
Ζητείται: Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής (περί το Α) και έναντι ολισθήσεως, υπό τις ακόλουθες δύο συνθήκες:

(α) αγνοείται η παθητική αντίσταση

(β) η παθητική αντίσταση λαμβάνεται υπόψη μειωμένη στο 1 / 2 της πλήρους τιμής.

Και στις δύο περιπτώσεις η κατακόρυφη παρειά του τοίχου να θεωρηθεί ως πρακτικώς λεία, ενώ η γωνία συνάφειας, δ, στην βάση του τοίχου (ΑΒ) είναι ίση με την γωνία $\varphi = 34^0$

2.



(α) Να ελεχθεί η ευστάθεια του τοίχου βαρύτητας από άοπλο σκυρόδεμα

(β) Να εκτιμηθεί η *ελαστική οριζόντια μετατόπιση* και *περιστροφή* του τοίχου, και να δειχθεί κατά πόσον οι εντατικές συνθήκες στην άμμο προσεγγίζουν την ενεργητική κατάσταση.

(γ) Να συζητηθεί η αξιοπιστία της μεθόδου (α) με βάση τα ευρύματα του (β).

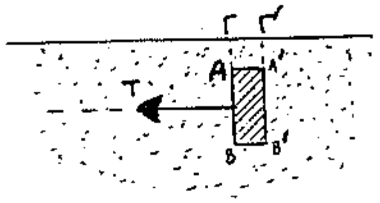
3.

Η πλάκα ΑΒΒ'Α βρίσκεται μέσα σε άμμο και έλκεται με δύναμη Τ που προκαλεί αρκετή μετακίνηση της πλάκας ώστε στην παρειά ΑΒ να αναπτυχθεί παθητική ώθηση.

Ζητείται : η τεταγμένη του διαγράμματος παθητικής ώθησης στο σημείο Β για τις παρακάτω περιπτώσεις :

(α) Λεία επιφάνεια πλάκας, δ = 0

(β) Τραχεία επιφάνεια πλάκας δ = 10^0.



(AB) = 5 m

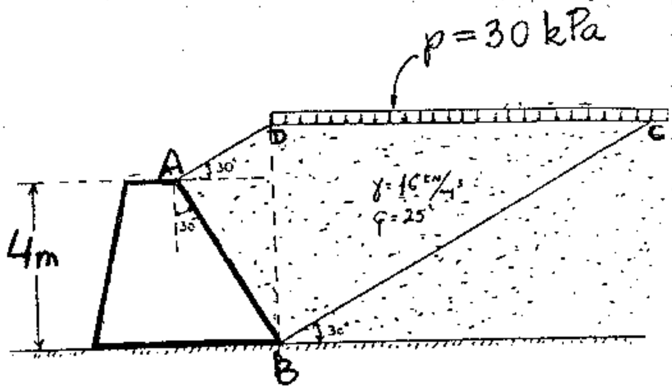
(AΓ) = 0.5 m

Υλικό: άμμος

με $\gamma = 16\ kN/m^3$, και $\varphi = 35°$.

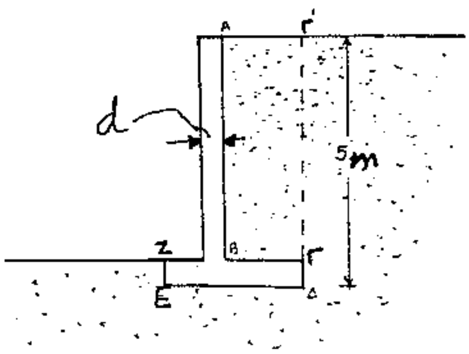
4.

Για το δοκιμαστικό πρίσμα (ABCDA) να προσδιοριστεί με την μέθοδο Coulomb η τιμή της ασκούμενης παθητικής πίεσης P_p στην παρειά ΑΒ του τοίχου. Γωνία τριβής γαιών–τοίχου : δ = 5^0.



5.

Ζητείται να ελεχθεί η ευστάθεια τοίχου *αντιστηρίξεως-με-πέλμα* του σχήματος, με την παραδοχή ότι στην επιφάνεια Γ Γ ' αναπτύσσεται ενεργητική ώθηση κατά Rankine.



άμμος με $\varphi = 35°$, $\gamma = 17\ kN/m^3$

(ΕΔ) = 2.50 m (ΒΓ) = 1.50 m. Πάχος τοίχου d κατάλληλο για παραλαβή καμπτικής ροπής...

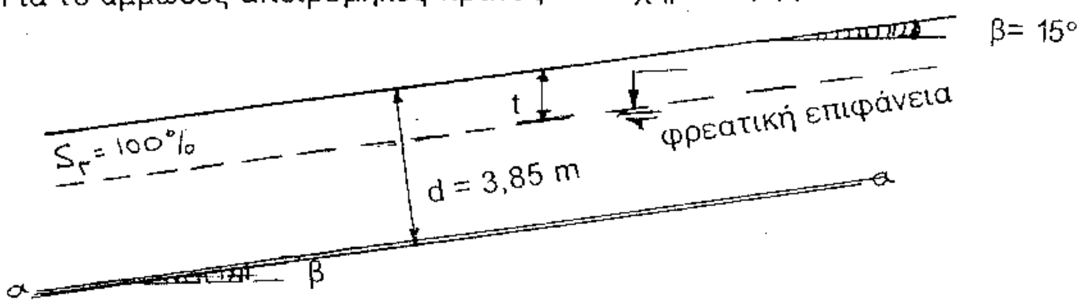
ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ

6ο Εξαμηνο Πολιτικών Μηχανικών

1997

3η ΣΕΙΡΑ ΑΣΚΗΣΕΩΝ

1. Για το αμμώδες απειρομήκες πρανές του σχήματος ζητούνται:



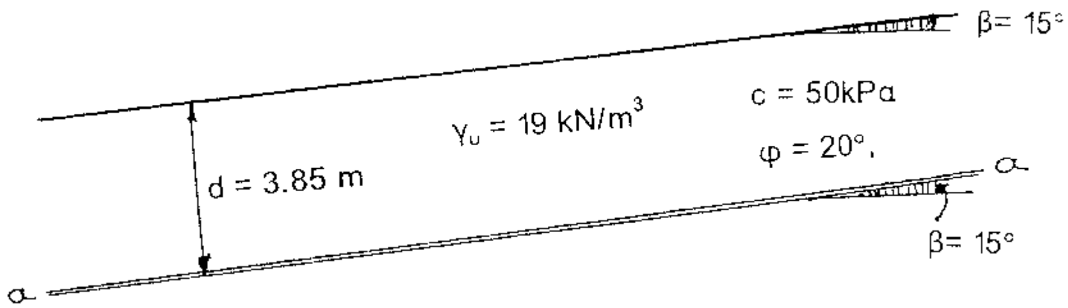
(α) Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως σε επιφάνεια α-α παράλληλη προς το φυσικό έδαφος για τελείως ξηρό πρανές

(β) Το βάθος t από το φυσικό έδαφος στο οποίο πρέπει να φθάσει η φρεατική επιφάνεια (επίσης παρ/λη προς το φυσικό έδαφος), ώστε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως στην επιφάνεια α-α να είναι Υ=1.50

(γ) Η κρίσιμη κλίση $\beta_{\kappa\rho}$ του πρανούς στην περίπτωση που θα συμπέσει η φρεατική επιφάνεια με το φυσικό έδαφος.

$\varphi=30^\circ$, $\gamma_{\kappa o \rho} = 19.5\ kN/m^3$

2. Για την περίπτωση απειρομήκους πρανούς σε συνεκτικό έδαφος με χαρακτηριστικά $\gamma_u = 19\ kN/m^3$ $c = 50kPa$ $\varphi = 20^\circ$, ποιός θα ήταν ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως στην επιφάνεια α-α;



ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ
6ου Εξαμήνου Πολιτικών Μηχανικών
Διδάσκοντες (1996) : Γ. Γκαζέτας
Ι. Πρωτονοτάριος

ΣΕΙΡΑ ΑΣΚΗΣΕΩΝ : Πρόσθετη

1. Σε αδιατάρακτα δείγματα αργίλου έγιναν δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης με στερεοποίηση κατά την επιβολή της πλευρικής πίεσης σ_c και χωρίς στράγγιση κατά την επιβολή της προσθετης αξονικης πίεσης $\Delta\sigma_d$. Εδωσαν τα παρακάτω αποτελέσματα:

Δοκίμιο	$\sigma_c = \overline{\sigma}_c$ (kPa)	$\Delta\sigma_d$ κατά την αστοχία (kPa)	Πίεση πόρων κατά την αστοχία u_A (kPa)
I	200	117	110
II	400	242	227

Ζητούνται:

α) Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής (c,φ)

β) Για το δοκίμιο Ι να προσδιοριστούν η μέγιστη διατμητική τάση κατά την αστοχία και η αντίστοιχη ορθή τάση, καθώς επίσης και οι τιμές των σ_A και τ_A κατά την αστοχία, στο ***επίπεδο*** της αστοχίας.

2. Δύο πλήρως κορεσμένα δοκίμια κανονικά στερεοποιημένης (απροφόρτιστης) αργίλου υποβάλλονται σε ισοτροπική συμπίεση με $\sigma_c = \overline{\sigma}_c$ = 70 kPa σε τριαξονική συσκευή. Στη συνέχεια το ένα δοκίμιο υποβάλλεται σε αξονική συμπίεση υπό στραγγιζόμενες συνθήκες, το δε άλλο σε αξονική συμπίεση υπό αστράγγιστες συνθήκες, με ταυτόχρονη μέτρηση της πίεσης του νερού των πόρων. Οι μέγιστες τιμές $\Delta\sigma_d$ που μετρήθηκαν στις δύο δοκιμές <u>κατά την στιγμή της αστοχίας</u> ήσαν:

στραγγιζόμενες συνθήκες: $\Delta\sigma_d$ = 96 kPa

αστράγγιστες συνθήκες : $\Delta\sigma_d$ = 46 kPa

Με την παραδοχή ότι και τα δύο δοκίμια έχουν την ίδια γωνία διατμητικής αντοχής φ, να υπολογιστούν:

α) Η γωνία φ

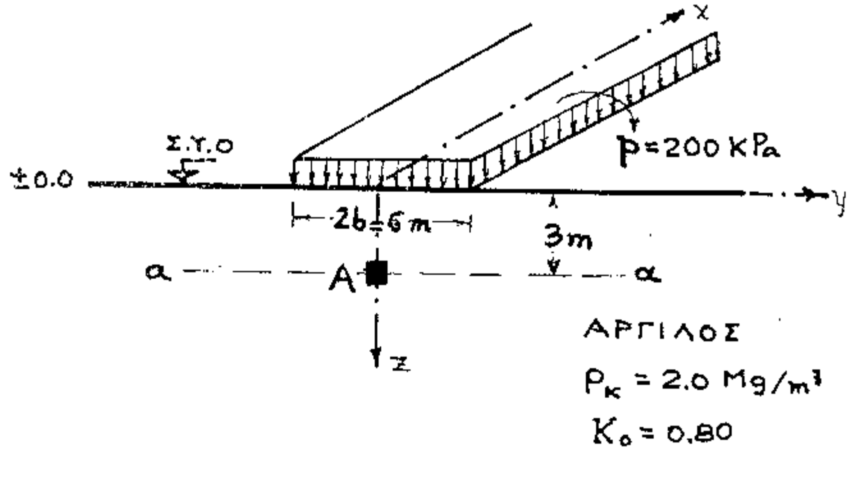
β) Η πίεση πόρων κατά την αστοχία $u_{αστοχ}$.

3. Για φόρτιση του εδάφους με το λωριδωτό φορτίο του σχήματος ζητείται:

Να ελεγχθεί εάν το έδαφος αστοχεί στο σημείο Α αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου p ***(υπό αστράγγιστες συνθήκες).***

Δίνονται τα αποτελέσματα δοκιμής κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης σε δύο δοκίμια που προέρχονται από το σημείο Α.

Δοκίμιο	σ_c (kPa) $=\sigma_3$	$\Delta\sigma_c$ (kPa)	σ_{1a} (kPa)
I	30	20	140
II	30	70	190



ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ

6ου ΕΞΑΜΗΝΟΥ 1995

Καθηγητής Γ. ΓΚΑΖΕΤΑΣ

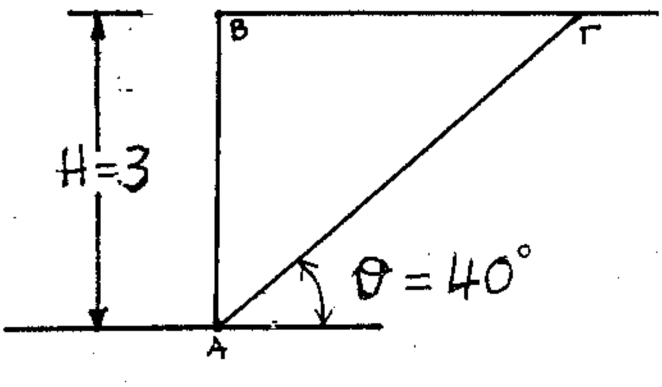
4η ΣΕΙΡΑ ΑΣΚΗΣΕΩΝ : ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ

1. Στήν κορεσμένη αργιλική στρώση τού σχήματος πρόκειται νά εκσκαφεί κατακόρυφο πρανές ύψους H = 3 m. Ζητούνται :

(a) Γιά τήν επίπεδη επιφάνεια ΑΓ ο βραχυπρόθεσμος καί ο μακροπρόθεσμος συντελεστής ασφαλείας Y_u καί Y_d αντιστοίχως. (Γιά τήν πρώτη περίπτωση η ανάλυση νά γίνει συναρτήσει τών ολικών τάσεων μέ παραμέτρους τής φαινομένης περιβαλλούσας αστοχίας : "$\varphi = 0$" καί $c = S_u$.)

(β) Ο ελάχιστος βραχυπρόθεσμος συντελεστής ασφαλείας (αμέσως μετά τήν εκσκαφή τού πρανούς) Y_u^{min}.

(γ) Τό κρίσιμο ύψος εκσκαφής τού κατακόρυφου πρανούς H_{kp} .



ΑΡΓΙΛΟΣ

$\gamma = 20\ kN/m^3$

$S_u = 90\ kPa$ ("$\varphi=0$")

$\varphi = 20°$

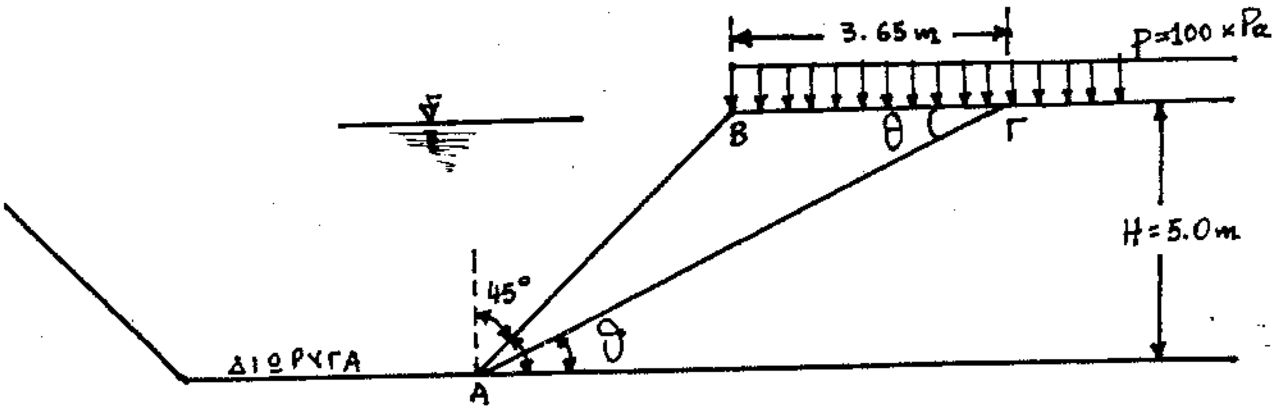
$c = 40\ kPa$

2. Γιά τό πρανές τού σχήματος ζητείται η ελάχιστη απαιτούμενη αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u τής αργίλου ώστε νά υπάρχει επαρκής ασφάλεια έναντι βραχυπρόθεσμης αστοχίας τού πρανούς κατά μήκος τής επίπεδης επιφάνειας ΑΓ, στίς παρακάτω δύο περιπτώσεις :

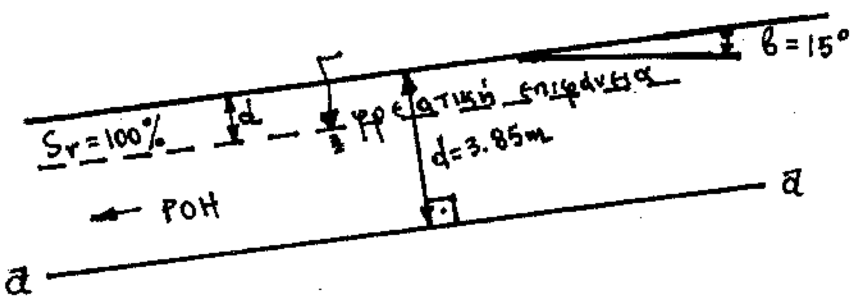
(a) όταν η διώρυγα είναι χωρίς νερό (αλλά ωστόσο η άργιλος κορεσμένη $[S_r = 100\%]$).

(β) όταν η διώρυγα είναι γεμάτη μέ νερό μέχρι τήν στάθμη ΒΓ

($\gamma_{κορ} = 20\ kN/m^3$).



3. Γιά τό αμμώδες απειρομήκες πρανές τού σχήματος ζητούνται :

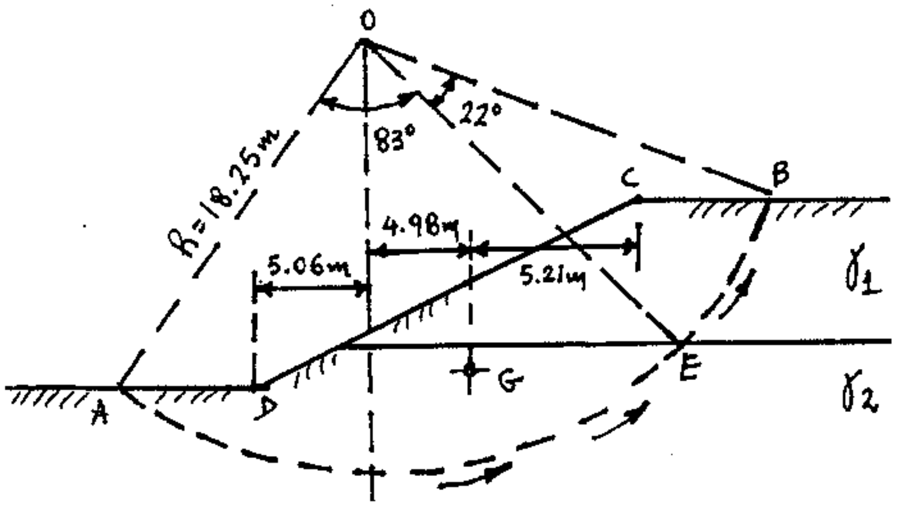


(a) ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως σέ επιφάνεια α-α παράλληλη πρός τό φυσικό έδαφος γιά τελείως ξηρό πρανές

(β) Το βάθος *d* από το φυσικό έδαφος στό οποίο πρέπει νά φθάσει η φρεατική επιφάνεια (επίσης παρ/λη πρός τό φυσικό έδαφος), ώστε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως στήν επιφάνεια α-α νά είναι Y = 1.50.

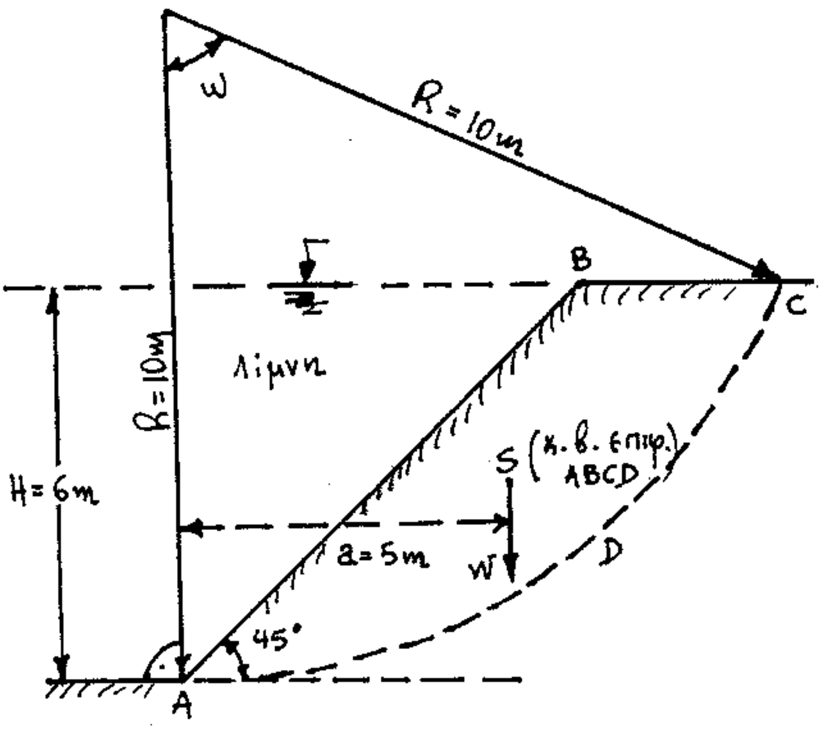
(γ) Η κρίσιμη κλίση $\beta_{\kappa\rho}$ τού πρανούς στήν περίπτωση πού θά συμπέσει η φρεατική επιφάνεια μέ τό φυσικό έδαφος.
$\varphi = 25^0$, $\gamma_{\kappa o \rho} = 19.5\ kN/m^3$.

4. Σέ πρανές δύο καθαρώς συνεκτικών στρώσεων γίνεται έλεγχος ευσταθείας στήν δοκιμαστική κυκλική επιφάνεια (A E B). Αν το εμβαδόν τής ολισθαίνουσας μάζας είναι : $E_{(AEBCDA)} = 150\ m^2$ καί τό κέντρο βάρους της στό σημείο G τού σχήματος, ζητείται νά προσδιοριστεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως.



$\gamma_1 = \gamma_2 = 19.25\ kN/m^3$
$S_{1u} = 38.3\ kPa,\ \varphi = 0$
$S_{2u} = 57.5\ kPa,\ \varphi = 0$

5. Γιά τήν κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως ADC τού αργιλικού πρανούς τού σχήματος ζητούνται:



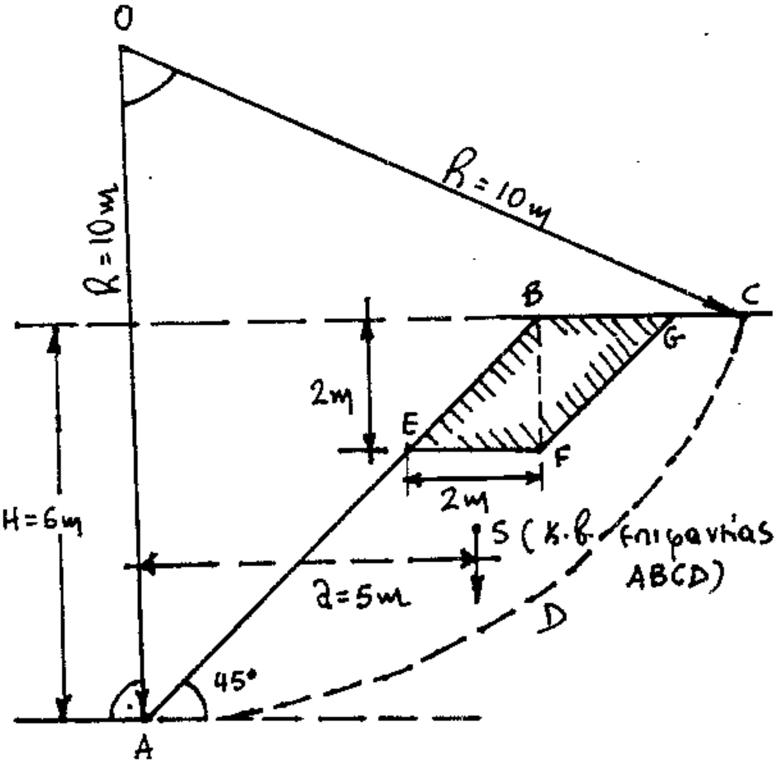
(a) ο συντελεστής ασφαλείας γιά υγρό πρανές (S_r = 50%) μέ τήν λίμνη άδεια.

(β) ο συντελεστής ασφαλείας γιά βυθισμένο πρανές μέ τήν λίμνη γεμάτη νερό μέχρι τήν στάθμη BC.

Δίνονται: Εμβαδόν επιφάνειας $21.6 m^2$.

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή αργιλικού πρανούς :
$S_u = 20$ kPa
$\gamma_{κορ} = 26.7$ kN/m^3
Πορώδες : n = 0.40

6.



Γιά τήν κυκλική επιφάνεια ολίσθησης ADC τού αργιλικού πρανούς τού σχήματος ζητούνται:

(a) ο συντελεστής ασφαλείας σέ ολίσθηση γιά τήν αρχική επιφάνεια πρανούς ABC.

(β) ο συντελεστής ασφαλείας σέ ολίσθηση μετά τήν αφαίρεση τού τμήματος EFGB (επιφάνεια πρανούς AEFGC).

Δίνονται : Εμβαδόν επιφ. ABCD $21.6 m^2$.

Μέση αντοχή σέ ανεμπόδιστη θλίψη (υπό αστράγγιστες συνθήκες) κατά μήκος τής επιφάνειας ADC
$q_u = 50$ kPa
$\gamma = 18$ kN/m^3.

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ II

6ο ΕΞΑΜΗΝΟ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ 1995

Καθηγητής : Γιώργος Γκαζέτας

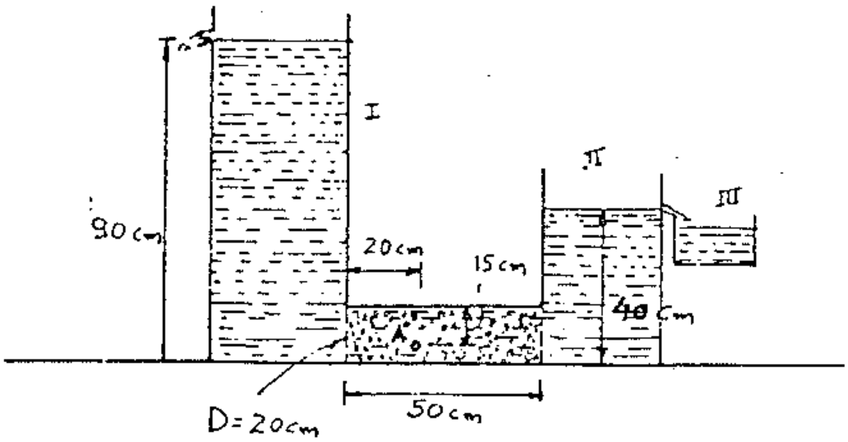
5η ΣΕΙΡΑ ΑΣΚΗΣΕΩΝ

(1-ΔΙΑΣΤΑΤΗ ΡΟΗ ΔΙΑΜΕΣΟΥ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ)

1. Γιά τό κυλινδρικό εδαφικό δοκίμιο τού σχήματος δίνονται ο δείκτης πόρων **e = 0.55** (ανεξάρτητος από τίς συνθήκες ροής) καί η ποσότητα Q νερού πού εισρέει στό δοχείο ΙΙΙ είναι ίση μέ **2.36 cm³/s.**

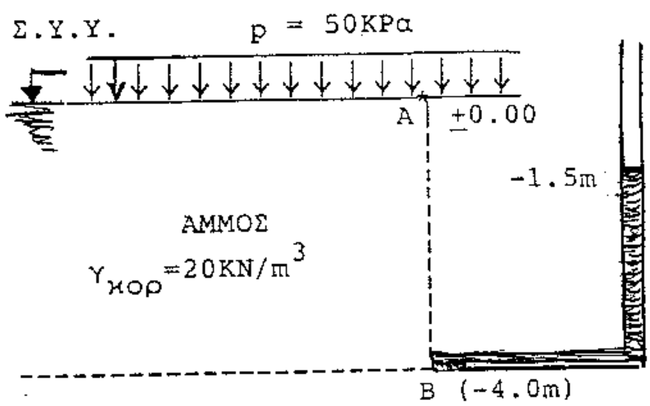
(α) ο συντελεστής διαπερατότητας *k* τού εδαφικού υλικού καί η ταχύτητα τής διήθησης U_s.

(β) αν η στάθμη τής ελεύθερης επιφάνειας νερού στό δοχείο Ι ανέλθει κατά 25cm, ζητείται η πίεση τού νερού τών πόρων u στό σημείο Α.



2. **(α)** Γιά τήν εδαφική τομή τού σχήματος νά σχεδιαστούν τά διαγράμματα τών ολικών τάσεων σ_v, ενεργών τάσεων $\bar{\sigma}_v$ καί πιέσεων πόρων u μεταξύ τών σημείων Α καί Β.

(β) Νά υπολογισθεί η στάθμη τού πιεζομέτρου προκειμένου νά δημιουργηθούν συνθήκες ρευστής αμμου.

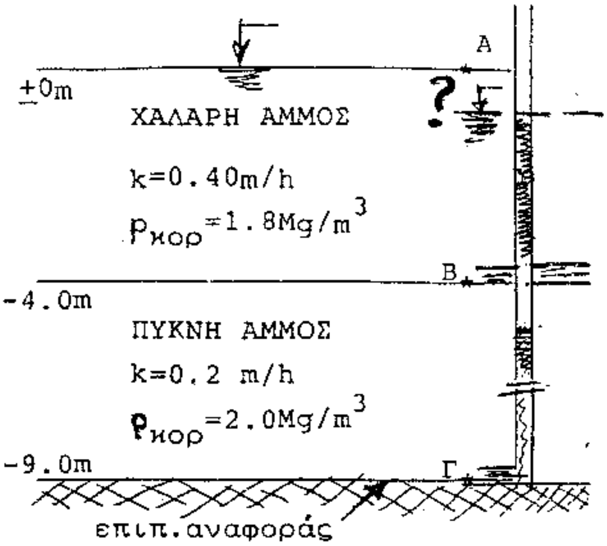


3. Γιά τό εδαφικό προφίλ τού σχήματος ζητούνται:

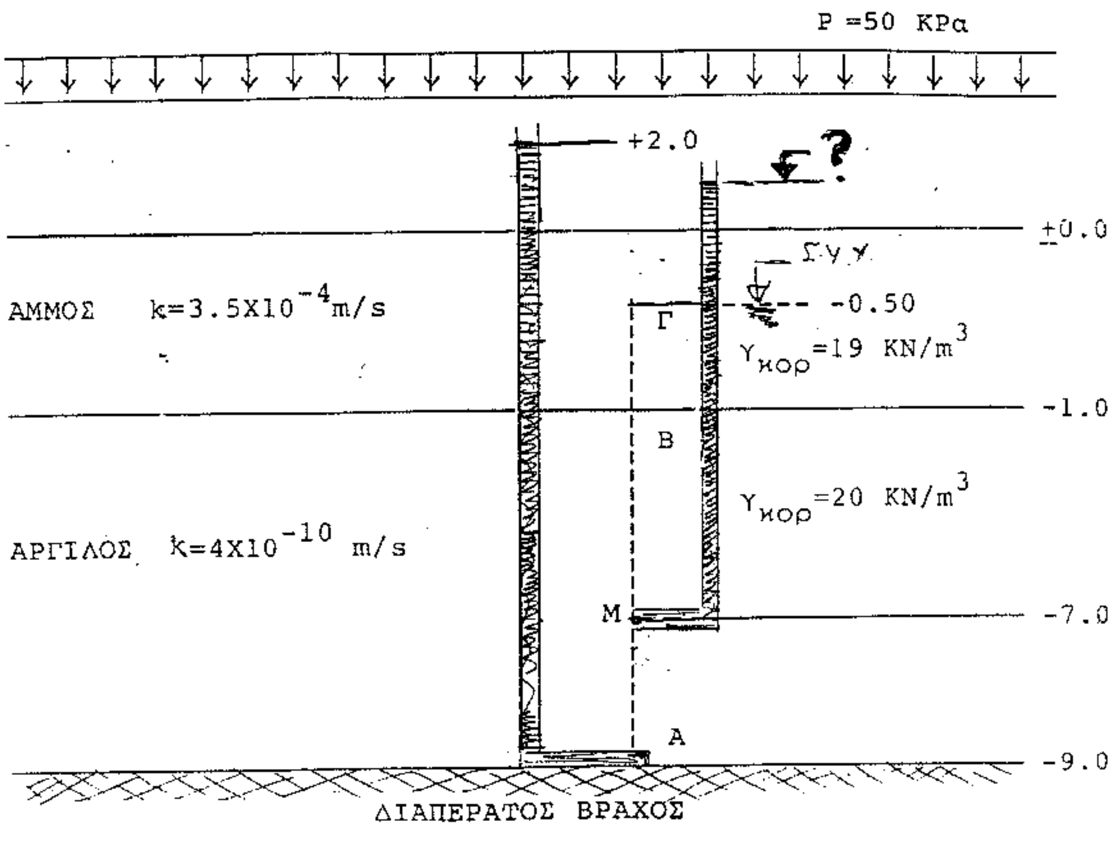
(α) Νά υπολογισθεί η στάθμη τής ελεύθερης επιφάνειας τού πιεζομέτρου στό σημείο Β.

(β) Νά υπολογισθούν οι κατανομές μέ τό βάθος τών σ_v, $\bar{\sigma}_v$, u

(γ) Νά προσδιορισθεί η απαιτούμενη στάθμη τού πιεζομέτρου στό Β, προκειμένου νά έχουμε ρευστοποίηση τού στρώματος τής χαλαρής.



4. Πιεζόμετρο πού τοποθετήθηκε στό σημείο Α τής διαχωριστικής επιφάνειας αργίλου--διαπερατού βράχου έφτασε σέ στάθμη +2.0 πάνω από τό φυσικό έδαφος. Γιά τό σημείο Μ ζητείται : η στάθμη (πάνω από τό φυσικό έδαφος) πιεζομέτρου τοποθετημένου στό σημείο Μ πρίν από τήν επιβολή τού εξωτερικού φορτίου **p = 50 kPa** (απεριορίστου κατά τίς δύο διευθύνσεις)



ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ II

6ο ΕΞΑΜΗΝΟ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ 1995

Καθηγητής : Γιώργος Γκαζέτας

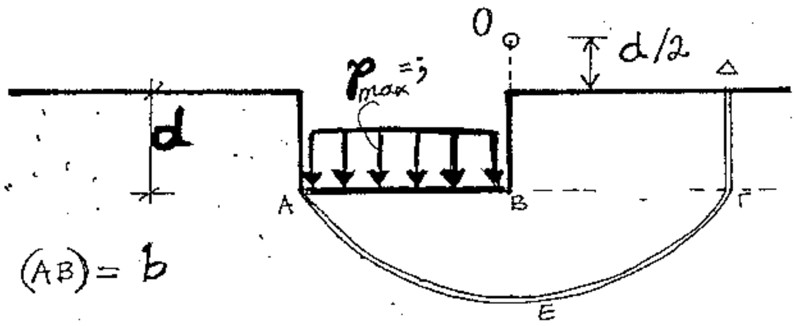
ΑΣΚΗΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ

1. Νά εκφρασθεί τό οριακό φορτίο, $p_{οριακο}$, λωριδωτού θεμελίου πλάτους **B** στήν επιφάνεια δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού υπό τήν μορφή

$$p_{οριακο} = S_{u1} \cdot N_C \left(H / B, \; S_{u1} / S_{u2} \right)$$

Νά γίνει πλήρη διερεύνηση, αφού υπολογισθεί η συνάρτηση N_c μέ τήν βοήθεια κατάλληλης δοκιμαστικής επιφάνειας ολισθήσεων. (H = πάχος άνω στρώματος, καί S_{u1} , S_{u2} = αστρ. διατμητικές αντοχές άνω καί κάτω στρώματος. Τό κάτω στρώμα εκτείνεται σέ μεγάλο βάθος.)

2. Ζητείται το μέγιστο (οριακό) φορτίο $p_{οριακο}$ λωριδωτού θεμελίου τοποθετημένου σέ βάθος d απ' τήν εδαφική επιφάνεια. Γιά τόν δοκιμαστικό κύκλο ολισθήσεως τού σχήματος, εκφράστε τό $p_{οριακο} = p_{οριακο}(S_u \, , \, d)$ δηλαδή συναρτήσει τής αστράγγιστης διατμητικής αντοχής τού εδάφους, S_u, καί τού βάθους d.

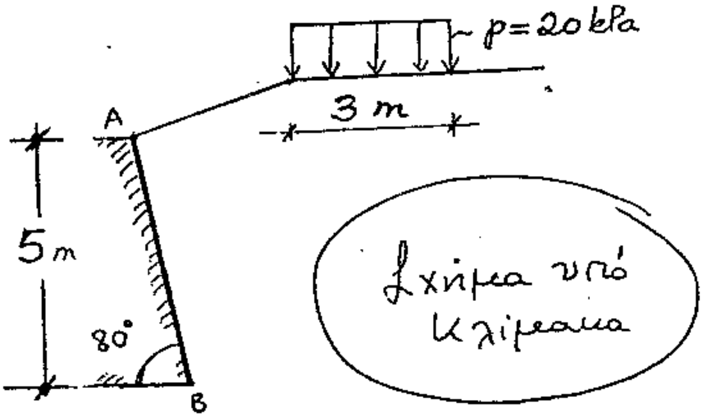


[Επιφάνεια ολισθήσεως ΑΕΓ : τμήμα κύκλου (O, OA). ΓΔ : κατακόρυφο τμήμα ευθείας, μέ (ΓΔ) = d .]

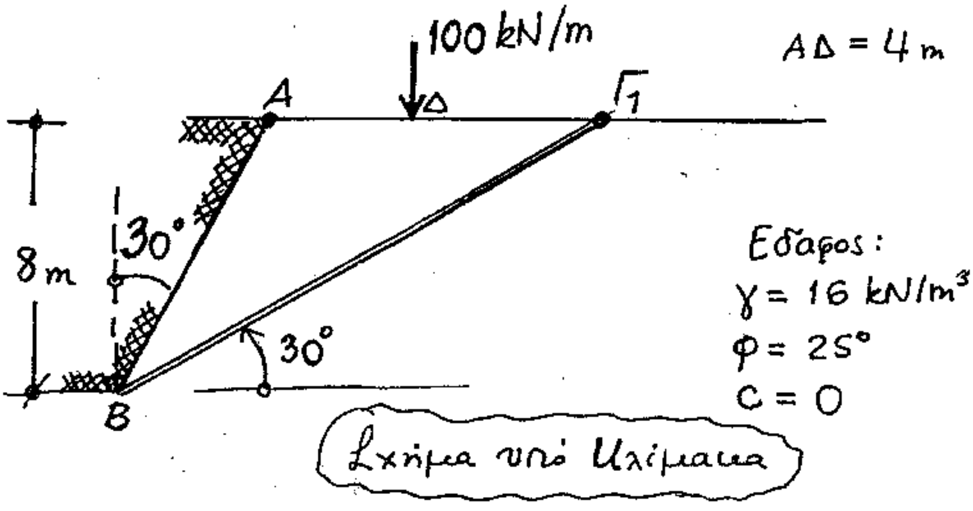
Εδαφος : κορεσμένη άργιλος ομοιόμορφης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u.

3. Απειρόμηκες επιφανειακό θεμέλιο μεταβιβάζει φορτίο **P = 1000 kN/m** μήκους. Πόσο τουλάχιστον πρέπει νά είναι τό πλάτος **B** ώστε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι φέρουσας ικανότητας νά είναι ≥ 2 ; Δίδονται **γ = 16 kN/m³, c = 0, φ = 33°.**

4. Αναζητείται η ***παθητική ώθηση*** μέ τήν μέθοδο Coulomb γιά τόν τοίχο τού σχήματος (παρειά AB). Εάν ο τοίχος θεωρηθεί λείος καί η γωνία διατμητικής αντοχής τού αντιστηριζόμενου εδαφικού υλικού είναι **φ = 30°**, ζητείται η ανάλυση ***ενός*** δοκιμαστικού πρίσματος (τής δικής σας επιλογής). Ποιά η τιμή τής "ώθησης" γιά τό πρίσμα αυτό; Ποιά είναι η (πραγματική) ***παθητική ώθηση*** (έστω καί κατά προσέγγιση);



5. Γιά τόν υπολογισμό τής ενεργητικής ώθησης στόν τοίχο τού σχήματος, εξετάζεται τό δοκιμαστικό πρίσμα **ΑΒΓ₁** . Νά ευρεθεί η δύναμη **$P_{\alpha 1}$** επί τού τοίχου μέ τήν μέθοδο Coulomb. Ποιά η (πραγματική) ενεργητική ώθηση **P_α**;



"ΠΡΟΧΩΡΗΜΕΝΕΣ" ΑΣΚΗΣΕΙΣ (Προαιρετικές) ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ II

Μάιος 1996

1. Εδαφικό στρώμα αργίλου πάχους ***h***, περιβαλλόμενο από πρακτικώς-διαπερατά στρώματα άμμου, υποβάλλεται σε άπειρης-έκτασης ομοιόμορφη φόρτιση *p*. Η άργιλος θεωρείται (προσεγγιστικά) ως ελαστικό υλικό με μέτρο (μονο-διάστατης) συμπιέσεως, *D*, όχι σταθερό αλλά γραμμική συνάρτηση του βάθους, *z*, από την επιφάνεια της αργίλου, δηλαδή :

$$D = \beta z$$

όπου β = γνωστή σταθερά [διαστάσεων kN/m^3]. Η διαπερατότητα, ***k***, και η πυκνότητα, *ρ*, της αργίλου έχουν σταθερές τιμές, ανεξάρτητες του βάθους. Ζητούνται :

(α) Ποιά είναι η διαφορική εξίσωση που διέπει την μεταβολή των υδατικών υπερπιέσεων, ***u (z, t)***, στον χώρο και στον χρόνο

(β) Να διατυπωθούν οι συνοριακές και αρχικές συνθήκες του προβλήματος

(γ) Να επιχειρηθεί αναλυτική επίλυση ή να υποδειχθεί μέθοδος αριθμητικής ολοκλήρωσης.

2. Να διατυπωθεί γενική έκφραση για το ***οριακό φορτίο*** λωριδωτού θεμελίου, επί εδαφικού προφίλ αποτελουμένου από :

(i) επιφανειακό στρώμα άμμου πάχους $h_1 = B/2$, γωνίας *φ* και πυκνότητας *ρ*,

(ii) λεπτό στρώμα αργίλου, πάχους $h_2 = B/10$, πολύ μικρής αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u.

(iii) υποκείμενο παχύ στρώμα πυκνής άμμου.

[Υπόδειξη : Να επιλεγεί κατάλληλος μηχανισμός αστοχίας (αποτελούμενος από επίπεδες επιφάνειες ολισθήσεως).]

3. Δίστρωτος αργιλικός σχηματισμός περιβάλλεται από τελείως διαπερατό στρώμα στην άνω επιφάνεια, και απο τελείως διαπερατό στην κάτω. Οι δύο στρώσεις έχουν :

$$h_1 = h_2\ ,\quad k_1 = 4\ k_2\ ,\ D_1 = 4\ D_2$$

Ζητούνται :

(α) Να διατυπωθούν οι συνοριακές και αρχικές συνθήκες που διέπουν την χωρική-χρονική μεταβολή της υδατικής υπερπίεσης στα δύο στρώματα **[$u_1(z, t)$ και $u_2(z, t)$.]**

(β) Χρησιμοποιώντας τις γνώσεις σας από την στερεοποίηση του ενός στρώματος, με βοηθό την διαίσθηση, να εκτιμήσετε (με ποιοτική προσέγγιση μόνον) τις *ισόχρονες* των υδατικών υπερπιέσεων, δηλ. τις καμπύλες $u_1(z, t = \text{σταθ.})$ και $u_2(z, t = \text{σταθ.})$, για τρείς-τέσσερεις τιμές του t. Φυσικά προαπαιτείται κατάλληλη αδιαστατοποίηση.

(γ) Να επιχειρηθεί ακριβής επίλυση. (Δηλ. λύστε τις δύο διαφορικές εξισώσεις και επιβάλλετε τις συνοριακές και αρχικές συνθήκες.)

4. (α) Γιά τήν θεωρητική εκτίμηση τής φέρουσας ικανότητας ενός λωριδωτού θεμελίου πλάτους $2b$ επί ομοιογενούς εδάφους μέ παραμέτρους αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $\varphi = 0$ καί $c = S_u$ διερευνάται ένας απλός μηχανισμός : κύκλος κέντρου O (σέ ύψος h άνωθεν τής άκρης τού φορτίου, όπου $h = b$). Νά συγκριθεί η προκύπτουσα τιμή τού κατακόρυφου οριακού q_{max} μέ τήν θεωρητικώς ακριβή (γιά λεία διεπιφάνεια εδάφους - θεμελίου).

(β) Εάν η αστράγγιστη διατμητική αντοχή δίνεται από τήν σχέση $S_u = S_o + \lambda z$ όπου $z =$ βάθος, ποιό είναι τό οριακό φορτίο q_{max} (έστω καί μέ κάποια προσέγγιση);

(γ) Νά επεκταθεί η ανωτέρω ανάλυση γιά νά ευρεθεί τό (κατακόρυφο πάντοτε) οριακό φορτίο όταν η εδαφική μάζα βρίσκεται σέ ομοιόμορφο πεδίο οριζοντίων επιταχύνσεων $A = ag$ (όπου $g =$ επιτάχυνση βαρύτητας). Αρκεί η ψευδο-στατική θεώρηση τών επιταχύνσεων. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή νά θεωρηθεί σταθερή, όπως στό *(α)*.

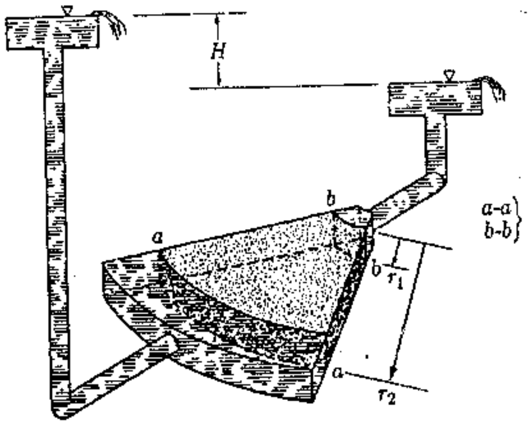
(δ) Νά επεκταθεί η ανάλυση τού ερωτήματος *(α)* γιά νά εκτιμηθεί τό οριακό φορτίο q_{max} τετραγωνικού θεμελίου $2b \times 2b$, μέ τήν βοήθεια κατάλληλου (απλού κατά τό δυνατόν) μηχανισμού αστοχίας.

Επιτρέπονται λογικές παραδοχές, αφού βεβαίως εξηγηθούν προηγουμένως.

5. (α) Νά καταστρωθεί η εξίσωση μόνιμης ακτινικής ροής διαμέσου τού (επιπέδου) εδαφικού στρώματος τού Σχήματος.

(β) Λύνοντας τήν εξίσωση νά εκφρασθεί η παροχή συναρτήσει τού H καί τής λοιπής γεωμετρίας.

(γ) Νά δοθεί ώς παράδειγμα, πρακτικό πρόβλημα εφαρμογής τής ανωτέρω θεωρίας.



6. Αργιλικό εδαφικό δοκίμιο, κανονικώς στερεοποιημένο, υποβάλλεται σέ δοκιμή ***απευθείας διάτμησης*** υπό συνθήκες πλήρους στραγγίσεως, μέ ορθή ενεργό τάση 200 kPa. Προκύπτει διατμητική τάση τήν στιγμή τής αστοχίας ίση μέ 80 kPa. Ζητούνται :

(α) Η μέγιστη διατμητική τάση στήν κατάσταση αστοχίας τού ίδιου υλικού, εάν δοκίμιό του υποβλήθεί σέ ***απλή διάτμηση,*** όπου η κατακόρυφη ορθή ενεργός τάση είναι 100 kPa, ο δέ συντελεστής $K_o = 0.5$. Νά δοθεί ο κύκλος τού *Mohr* τήν στιγμή τής αστοχίας.

(β) Η ελάχιστη κύρια τάση τήν στιγμή τής αστοχίας τού ίδιου υλικού, εάν υποβληθεί σέ τριαξονική κυλινδρική δοκιμασία μέ $\sigma_c = 100$ kPa καί μειωνόμενη κατακόρυφη τάση σ_v.

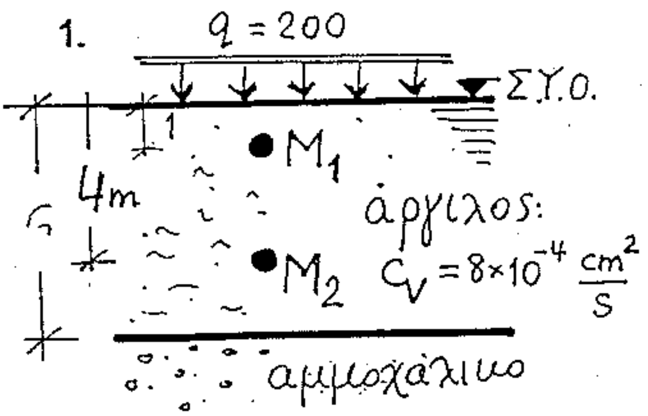
(γ) Η διατμητική τάση $\tau_{z\theta}$ τήν στιγμή τής αστοχίας τού ίδιου υλικού, εάν λεπτότοιχο κυλινδρικό δοκίμιο υποβληθεί σέ στρέψη, ενώ η εσωτερική καί εξωτερική πίεση στόν κύλινδρο είναι $p = 100$ kPa καί η κατακόρυφη ορθή τάση $\sigma_{vo} = 100$ kPa.

24-6-96

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ
6ο Εξαμηνο Πολιτικών Μηχανικών
1997

8η ΣΕΙΡΑ ΑΣΚΗΣΕΩΝ

1.



Να προσδιοριστούν οι συνολικές πιέσεις πόρων u και οι ενεργές τάσεις $\bar{\sigma}_v$ στα σημεία M_1 και M_2:

(α) Αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου q=200 kPa.

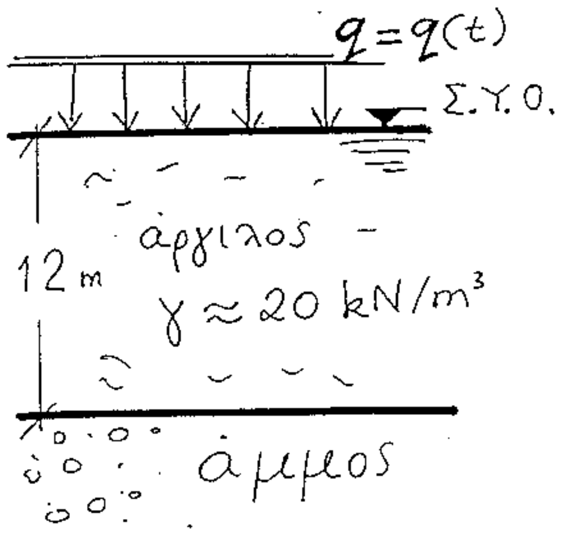
(β) Μετά 1 έτος από την επιβολή του φορτίου.

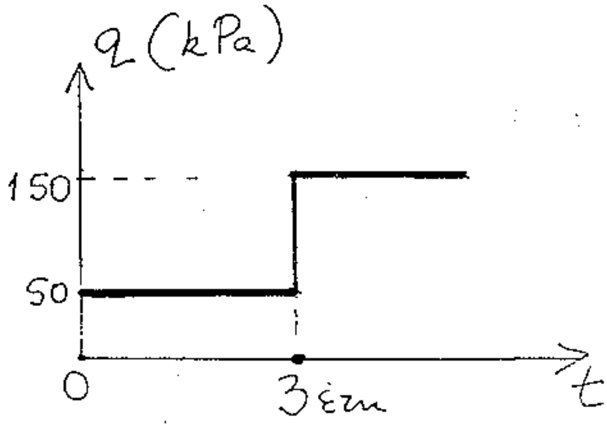
---

2. Στο εδαφικό προφίλ του σχήματος επιβάλεται φορτίο q = 50 kPa απείρως εκτεινόμενο, η ένταση του οποίου αυξάνεται σε q = 150 kPa μετά 3 έτη. Σε δείγμα της αργίλου έγινε δοκιμή συμπιεσομέτρου σε δοκίμιο ύψους 2.54 cm (με στράγγιση άνω και κάτω) και μετρήθηκε ότι σε 8 min είχε συντελεσθεί το 50% της στερεοποίησης (δηλ. T_v = 0.192 για U = 50%).

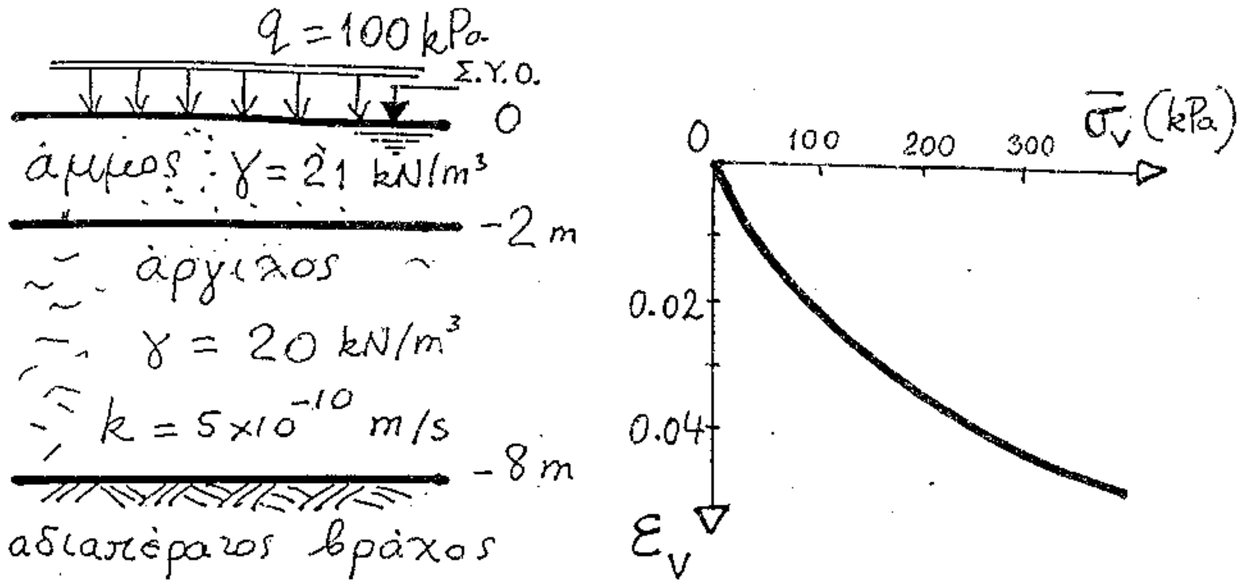
(α) Να υπολογισθεί ο συντελεστής στερεοποιήσεως C_v.

(β) Να προσδιορισθεί η υπερπίεση πόρων σε βάθος 4 m, μετά 5 έτη από την έναρξη της φόρτισης.





3.



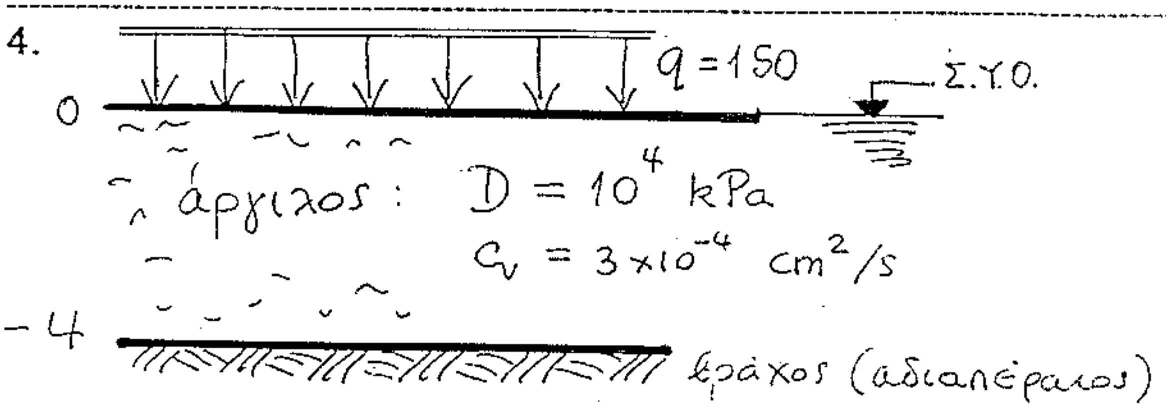
Για το εδαφικό προφίλ και την φόρτιση του σχήματος ζητούνται:

(α) Η ολική καθίζηση του αργιλικού στρώματος μετά την πλήρη στερεοποίηση λόγω του φορτίου q.

(β) Η καθίζηση του αργιλικού στρώματος σε 2 μήνες.

Δίδεται αντιπροσωπευτική καμπύλη μονοδιάστατης συμπίεσης του στρώματος της αργίλου.

4.



Για φόρτιση $q = 150$ kPa ζητούνται:

(α) Ο χρόνος που απαιτείται για να υποχωρήσει η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους κατά 4 cm.

(β) Ο χρόνος που απαιτείται για να συντελεσθεί "πρακτικώς" η καθίζηση που οφείλεται στην στερεοποίηση του αργιλικού στρώματος.

(γ) Αν το εδαφικό στρώμα κάτω από την άργιλο ήταν διαπερατό να εκτιμηθούν η συνολική καθίζηση λόγω στερεοποίησης, και ο χρόνος που απαιτείται για να συντελεσθεί η καθίζηση αυτή.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑΤΩΝ
ΚΑΙ
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ

Επαναληπτικό Διαγώνισμα ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ 5ου ΕΞΑΜΗΝΟΥ

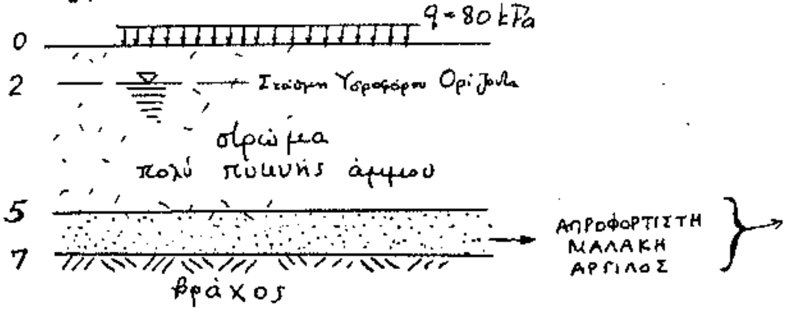
Γ.Γκαζέτας
1-IX-87

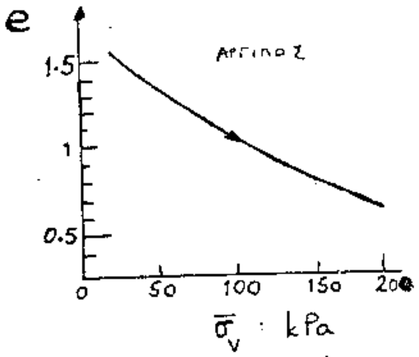
Δ ΟΝΟΜΑ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ ______________

5 ΙΣΟΔΥΝΑΜΑ ΘΕΜΑΤΑ. ΔΙΑΡΚΕΙΑ $1\frac{1}{2}$ ΩΡΑ. ΔΕΝ ΔΙΝΟΝΤΑΙ ΕΞΗΓΗΣΕΙΣ. ΑΠΑΓΟΡΕΥΟΝΤΑΙ ΒΙΒΛΙΑ ΚΑΙ ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ.

---

1. Μέ τήν στρωματογραφία καί τά λοιπά δεδομένα του σχήματος ζητούνται: (α) οι ενεργές καί ολικές τάσεις $\bar{\sigma}_v, \bar{\sigma}_h, \sigma_v$, καί σ_h σέ βάθος 6.00 m. (β) Η **καθίζηση** τής ελεύθερης επιφάνειας τής αργίλου εάν στήν επιφάνεια επιβληθεί ομοιόμορφη κι απεριόριστης έκτασης φορτίο $q = 80$ kPa.
ΓΙΑ ΤΙΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥΣ ΠΟΥ ΕΠΙΤΗΔΕΣ ΔΕΝ ΔΙΝΟΝΤΑΙ ΟΠΟΙΑΔΗΠΟΤΕ ΕΥΛΟΓΗ ΠΑΡΑΔΟΧΗ ΕΠΑΡΚΕΙ.

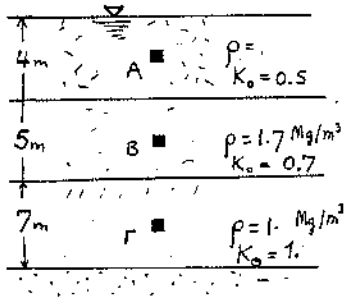




2. Εντατική κατάσταση σημείου: Γνωστές οι τάσεις $\sigma_v = 150$ kPa καί $\tau_v = 100$ kPa σέ οριζόντιο επίπεδο, καθώς καί οι τάσεις $\sigma_\beta = 500$ kPa καί $\tau_\beta = 200$ kPa σέ επίπεδο μέ άγνωστη κλίση $\beta°$ ως πρός τήν οριζοντία. Ζητούνται
(α) η τ_{max}
(β) η κλίση β
(γ) η κατεύθυνση του επιπέδου στό οποίο ο λόγος τ/σ γίνεται μέγιστος
[Σχεδιαστική "ακρίβεια" είναι επαρκής]

3. Γιά τό εδαφικό προφίλ τού σχήματος νά υπολογισθούν στά σημεία Α, Β, και Γ:

(α) Οι ολικές και ενεργές τάσεις $\sigma_v, \sigma_h, \bar{\sigma}_v, \bar{\sigma}_h$ σέ κατακόρυφο και οριζόντιο επίπεδο, καθώς και η υδροστατική πίεση τού ύδατος πόρων. (Γεωστατική κατάσταση)



(β) Η περιοχή φορτίζεται μέ μεγάλης-έκτασης επίχωμα ύψους 5 m και πυκνότητας $2\ Mg/m^3$. Νά υπολογισθούν οι ολικές τάσεις, ενεργές τάσεις, και πιέσεις ύδατος πόρων αμέσως μετά τήν κατασκευή τού επιχώματος.

[Α, Β, Γ στά μέσα τών **αντίστοιχων στρωμάτων**. Στάθμη Υδροφόρου ορίζοντα: στήν επιφάνεια]

Εντατική κατάσταση σημείου: Γνωστή η μέγιστη διατμητική τάση $\tau_{max} = 150$ kPa και οι τάσεις $\sigma_h = 300$ kPa και $\tau_h = -75$ kPa σέ κατακόρυφο επίπεδο. Είναι επίσης γνωστό τό επίπεδο τής τ_{max}: τό οποίο, δηλ., σχηματίζει γωνία 30° μέ τήν οριζοντία. Ζητούνται: (α) ο κύκλος τού Mohr και (β) οι τάσεις σ_α και τ_α σέ σέ επίπεδο γωνίας $\alpha = 45°$ ως πρός τήν οριζοντία.

(α) Διατυπώστε μέ ακριβολογία και συνοπτικότητα τήν "αρχή τής ενεργού τάσης."

(β) Πού οφείλεται η **παραμορφωσιμότητα** τών αργίλων;

(γ) Πώς εξηγείται η σχεδόν γραμμική-ελαστική συμπεριφορά κατά τήν αποφόρτιση-επαναφόρτιση δοκιμίου άμμου πού υποβάλλεται σέ μονοδιάστατη (πλευρικώς περιορισμένη) παραμόρφωση;

(δ) Από τήν μέτρηση τών ορίων Atterberg ("συνεκτικότητας") ενός δείγματος προέκυψαν τά εξής αποτελέσματα: όριο υδαρότητας = 43%, όριο πλαστιμότητας = 25%. Τό ποσοστό φυσικής υγρασίας μετρήθηκε = 15%. Τί συμπεράσματα μπορείτε νά βγάλετε ως πρός τήν πιθανή παραμορφωσιμότητα κι αντοχή τού υλικού αυτού; Σχεδιάστε (ποιοτικά) τήν σχέση **τ-γ** γιά δοκίμιο τού υλικού αυτού σέ απλή διάτμηση.

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ II ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΙΟΥΝΙΟΥ 1995 Καθ. Γ. Γκαζέτας

*Ονομα Σπουδαστή*_______________________________*(μέ κεφαλαία)*

ΚΛΕΙΣΤΑ ΠΑΣΗΣ ΦΥΣΕΩΣ ΒΙΒΛΙΑ, ΤΕΤΡΑΔΙΑ, ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ.

ΕΠΙΛΟΓΗ ΑΠ' ΤΙΣ ΕΡΩΤΗΣΕΙΣ
(ΟΛΩΝ ΓΩΝ ΠΑΡΑΛΛΑΓΩΝ) ΤΟΥ ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑΤΟΣ

---

1. Νά σχεδιασθούν μέ ***ποιοτικήν ακρίβεια*** τά ακόλουθα διαγράμματα, σχετιζόμενα μέ τήν μετάδοση τάσεων σέ ομοιογενή ημίχωρο

(α) Οι "βολβοί" τών κατακόρυφων ορθών τάσεων σ_z λόγω επιβολής: πρώτον, ενός κυκλικού καί, δεύτερον, ενός λωριδωτού ομοιόμορφου φορτίου, μέ p = 200 **kPa**.
(β) Η κατανομή τών οριζόντιων ορθών τάσεων $\sigma_y = \sigma_y(z)$ σέ επίπεδο **y** = **2B**, λόγω επιβολής λωριδωτού ομοιόμορφου φορτίου πλάτους B καί εντάσεως **p**. Πώς θά άλλαζε τό διάγραμμα αυτό εάν στήν θέση **y** = **2B** βρίσκονταν ένας τελείως άκαμπτος καί αμετακίνητος τοίχος αντιστηρίξεως.
(γ) Η κατανομή μέ τό βάθος z υπό τόν άξονα τού φορτίου, τών κατακόρυφων ορθών τάσεων σ_z λόγω επιφανειακού φορτίου εφαρμοσμένου σέ κυκλικήν επιφάνεια ακτίνας R = 4 m καί ακτινικά μεταβλητής ένταση p = p(r) = 300 (1 - r / R), όπου r = ακτινική απόσταση.

2. (α) Νά δειχθεί η ***μηχανική αναλογία*** (αντιστοιχία) μεταξύ τής ενεργητικής κατάστασης κατά Coulomb καί προβλήματος σώματος επί κεκλιμένου επιπέδου, μέ συντελεστή τριβής μ (= tan φ).
(β) Νά σχεδιασθεί η εξέλιξη τών κύκλων τού Mohr στοιχείου εδαφικού υλικού από τήν αρχική εντατική κατάσταση $\bar{\sigma}_{vo} = 200$ kPa, $\bar{\sigma}_{ho} = 150$ kPa, $\tau_{vh} = 0$, καί $u = 0$, ως τήν (τελική) παθητική εντατική κατάσταση κατά Rankine, εάν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής είναι φ = 20° καί c = 40 kPa. (Δu = 0).
(γ) Νά εξηγηθεί γιατί ένας ελεύθερος τοίχος βαρύτητας (εδραζόμενος επί *εδάφους* καί αντιστηρίζων οποιοδήποτε εδαφικό υλικό) ***δέν*** είναι δυνατόν νά υφίσταται ***"ουδέτερες"*** εδαφικές ωθήσεις (τού τύπου $K_o\sigma_v$), έστω καί εάν οι (πραγματικοί) συντελεστές ασφαλείας σέ ολίσθηση καί περιστροφή είναι ***αρκετά μεγαλύτεροι τής μονάδας;***

3. (α) Πλάκα σκυροδέματος μεγάλων διαστάσεων στήν κάτοψη αλλά καί ομοιόμορφης θερμοκρασίας θ_o = 25°, βυθίζεται στήν θάλασσα όπου η θερμοκρασία είναι θ = 0°. Νά σχεδιασθεί ποιοτικά η κατανομή (κατά τό πλάτος τής πλάκας) τής θερμοκρασίας θ = θ(t) στίς ακόλουθες χρονικές στιγμές:
(i) αμέσως μετά τήν βύθιση ($t = 0^+$)
(ii) μετά από πολύ μεγάλον χρόνο ($t \rightarrow \infty$)
(iii) σέ δύο ενδιάμεσα χρονικά διαστήματα, δηλ. μέ $0 < t < \infty$, δικής σας επιλογής.
(β) Μέθοδος Coulomb γιά τήν εύρεση τής ενεργητικής εδαφικής ώθησης P_a. Πώς εξηγείται ότι $P_a = \max(P_{a1}, P_{a2}, \ldots, P_{an})$ όπου P_{ai} = η ώθηση πού αντιστοιχεί στό δοκιμαστικό πρίσμα i ;
(γ) Η (χρονική) εξέλιξη τής καθίζησης θεμελίου είναι πολύ βραδύτερη σέ μαλακή κορεσμένη άργιλο απ' ό,τι σέ χαλαρή κορεσμένη άμμο. Νά εξηγηθούν τά *δύο* βασικά αίτια αυτής τής διαφοράς.

4. (α) Νά παραχθεί η σχέση μεταξύ τών μετρων E (μέτρο Young) καί D (μέτρο 1-διάστατης παραμόρφωσης) ενός ελαστικού εδαφικού υλικού πού έχει λόγο E/G = 2.4, όπου G = μέτρο διατμήσεως.
(β) Νά εξηγηθεί γιατί ο "χρόνος στερεοποιήσεως" εξαρτάται από τίς εδαφικές παραμέτρους *k* (συντελεστής διαπερατότητας) καί D (μέτρο 1-διάστατης συμπίεσης), καθώς καί τήν γεωμετρική παράμετρο H^2.
(γ) Νά διατυπωθούν μέ σαφήνεια τά **φυσικά ανάλογα** μεταξύ ***ενεργητικής καί παθητικής*** οριακής κατάστασης Coulomb, αφενός, και προβλημάτων οριακής ισορροπίας ***σώματος επί κεκλιμένου επιπέδου,*** αφετέρου.

5. (α) Εδαφικό στοιχείο Α, σέ βάθος 3 m απ' τήν επιφάνεια, βρίσκεται σ' επαφή μέ κατακόρυφον τοίχο-αγκύριο πού έλκεται μέ (μικρή σέ μέγεθος) δύναμη *F*. Η προκαλούμενη ανηγ. παραμόρφωση ("τροπή") έχει ***απόλυτη τιμή*** ίση μέ $|\varepsilon| = 10^{-5}$. Εάν η αρχική εντατική κατάσταση είναι γεωστατική, η δε παραμόρφωση τού στοιχείου ***ελαστική,*** ζητούνται η αρχική καί η τελική (δηλ. μετά τήν προαναφερθείσα παραμόρφωση) εντατική κατάσταση $[\sigma_x,\ \sigma_y,\ \sigma_z,\ \tau_{xy},\ \tau_{yz},\ \tau_{zx}]$. Οι ελαστικές σταθερές τού υλικού: μέτρο διατμήσεως G = 3 MPa, λόγος τού Poisson $V = 0.40$
(β) Οταν η *F* αυξηθεί καί γίνει ίση μέ μέγιστη δυνατή οριακή δύναμη, ποιές οι τιμές τών σ_x, σ_z, καί σ_y ; Πώς θά ονομάζατε αυτή τήν "οριακή" εντατική κατάσταση τού στοιχείου Α ; {Γωνία $\varphi = 30^\circ$, Τοίχος λείος }.

6. (α) Τό επιφανειακό θεμέλιο ενός πύργου ψύξεως θερμοηλεκτρικού εργοστασίου είναι δακτυλιοειδές μέ εξωτερική ακτίνα $R_2 = 20$ m καί εσωτερική $R_1 = 15$ m. Εάν θεωρηθεί ότι τό έδαφος είναι ελαστικός ημίχωρος καί η φόρτιση τού δακτυλίου ομοιόμορφη, p = 300 kPa, ζητούνται σέ ***αδρή*** προσέγγιση : ***(i)*** η ορθή κατακόρυφη τάση στόν άξονα z σέ βάθος z = 60 m, καί ***(ii)*** η μορφή τής κατανομής $\sigma_z(z)$ στόν άξονα. Νά δικαιολογηθεί η απάντησή σας. (Σημ.: **Δέν χρειάζονται τύποι ή διαγράμματα, αρκεί μία χονδροειδής, αλλά πάντως αιτιολογημένη, προσέγγιση).**
(β) Η γωνία απειρομήκους αμμώδους πρανούς είναι $\beta = 30^\circ$. Μέ ποιά γωνία διατμητικής αντοχής φ, τό πρανές αρχίζει νά αστοχεί ; Γιά τήν γωνία αυτή φ , ζητείται ο κύκλος Mohr σημείου σέ κατακόρυφη απόσταση z = 3 m απ' τήν κεκλιμένη επιφάνεια). Δίδεται $\gamma = 17$ kN/m³ .

7. (α) Συγκεντρωμένο "γραμμικό" φορτίο q = 50 kN/m δρά κατά μήκος τού άξονα τών **x** στήν ελεύθερη επιφάνεια ελαστικού ομοιογενούς ημιχώρου. Γιά ένα Σημείο Ξ $(X_\Xi = 0,\ y_\Xi = -3\text{m},\ z_\Xi = 3\text{m})$ ζητούνται: οι σ_z , σ_y , καί σ_x κατά μέγεθος καί διεύθυνση. Δίδονται σέ πολικές συντεταγμένες (R, θ) :

$$\sigma_R = (2q / \pi)\ \cos\theta / R, \quad \text{καί} \quad \sigma_\theta = \tau_{R\theta} = 0,$$

όπου φυσικά $R^2 = z^2 + y^2$.
(β) Ζητείται τό κρίσιμο ύψος H κατακορύφου πρανούς ενός υλικού πού περιγράφεται από τίς παραμέτρους φαινομένης αντοχής "$\varphi = 0$" καί "$c = S_u$". Ως μηχανισμός αστοχίας ας ληφθεί *οποιοσδήποτε* εύλογος κύκλος τής προτιμήσεώς σας αλλά τού οποίου τό κέντρο νά *μήν* συμπίπτει μέ τήν κορυφή (στέψη) τού πρανούς. Ειδικό βάρος εδαφικού υλικού $\gamma = 19$ kN/m³ .

8. Κατακόρυφο πρανές (α β δ η) επρόκειτο νά εκσκαφεί σέ κορεσμένη ομοιογενή άργιλο, τής οποίας η μηχανική συμπεριφορά "μέ όρους ολικών τάσεων" περιγράφεται μέ τίς παραμέτρους αστοχίας $\varphi = 0^\circ$ καί $c = S_u$ (αστράγγιστη διατμητική αντοχή). Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι περιστροφικής ολισθήσεως επί κύκλου κέντρου *δ* κι' ακτίνας *δ β* προέκυψε ίσος μέ **1.10**, ο οποίος θεωρήθηκε ανεπαρκής. Προτάθηκε αποκοπή τριγωνικής σφήνας *δ γ η,* όπου (δγ) = 4 m. Ποιός είναι ο νέος συντελεστής ασφαλείας; Σχολιάστε εάν ο συντελεστής αυτός θά ήταν ανεκτός, καί υπό ποιές προϋποθέσεις. (βδ) = (δη) = 8m, ρ = 2 Mg/m³

9. Νά ελεγχθεί η ευστάθεια έναντι περιστροφής καί ολισθήσεως τού τοίχου βαρύτητας τού Σχήματος (από άοπλο σκυρόδεμα). Δίδονται :

Εδαφικό υλικό (1) : (άνω καί κάτω τού Υδροφόρου Ορίζοντα) άμμος μέ $\varphi = 35°$ καί $c = 0$,
Εδαφικό υλικό (2) : αμμώδης άργιλος μέ $c = 20$ kPa καί $\varphi = 25°$.

Επιλέξατε μόνοι σας λογικές τιμές γιά τά ειδικά βάρη τών δύο υλικών. Νά αγνοηθεί η συνάφεια μεταξύ τής κατακόρυφης παρειάς τού τοίχου καί τού εδάφους.

10. Αναζητείται η **"παθητική ώθηση"** μέ τήν μέθοδο **Coulomb**, γιά τόν τοίχο τού σχήματος (παρειά ΑΒ). Εάν ο τοίχος θεωρηθεί λείος καί η γωνία διατμητικής αντοχής τού αντιστηριζόμενου εδαφικού υλικού είναι $\varphi = 30°$, ζητείται η ανάλυση ***ενός*** δοκιμαστικού πρίσματος *(τής δικής σας επιλογής)*. Ποιά η τιμή τής **"ώθησης"** γιά τό πρίσμα αυτό ; Πώς (εάν ο χρόνος σας δέν ήταν περιορισμένος) θά υπολογίζατε τήν ***παθητική ώθηση ;*** (αδρή περιγραφή).

11. Ο τοίχος τού σχήματος αντιστηρίζει εδαφικό υλικό μέ $\varphi = 33°$, $c = 0$, $\gamma = 19$ kN/m^3 καί $\delta = 20°$. Γιά τόν υπολογισμό τής ενεργητικής ώθησης (σέ kN/m) εφαρμόζεται η μέθοδος Coulomb. ***(α)*** Γιά τό δοκιμαστικό πρίσμα $ΑΒΓ_1$ ζητείται η δύναμη επί τού τοίχου, P_{a1}. ***(β)*** Ποιά αναμένεται νά είναι η σχέση τής P_{a1} μέ τήν ενεργητική ώθηση P_a ;

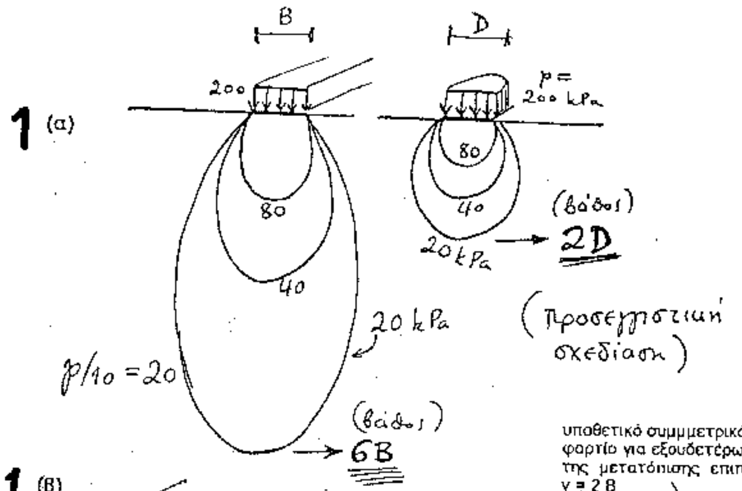
12. Αναζητείται **κατά προσέγγιση** τό οριακό φορτίο P_{op} (kN/m) ενός απειρομήκους θεμελίου πλάτους Β, τό οποίο εδράζεται σέ δίστρωτον εδαφικό σχηματισμό μέ :

στρώμα 1 : πάχος H_1 , αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_1 , πυκνότητα ρ_1
στρώμα 2 : πάχος H_2 πολύ μεγάλο, αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_2 , πυκνότητα ρ_2

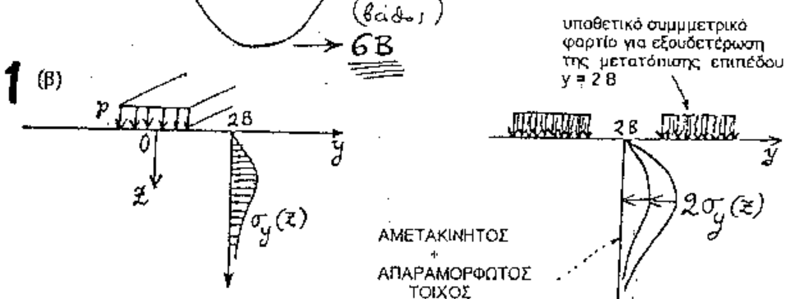
Ζητούνται: (α) Οι αδιάστατες παράμετροι τού προβλήματος απ' τίς οποίες εξαρτάται τό P_{op} (b) θεωρώντας έναν απλό μηχανισμό αστοχίας τής δικής σας επιλογής, νά δοθεί αλγεβρική έκφραση γιά τό P_{op} όταν $H_1 = (0.60)B$ **καί** $S_1 = 10\ S_2$

ΑΠΑΝΤΗΣΕΙΣ ΣΕ ΜΕΡΙΚΕΣ ΑΠ' ΤΙΣ ΑΝΩΤΕΡΩ ΕΡΩΤΗΣΕΙΣ

1 (α)



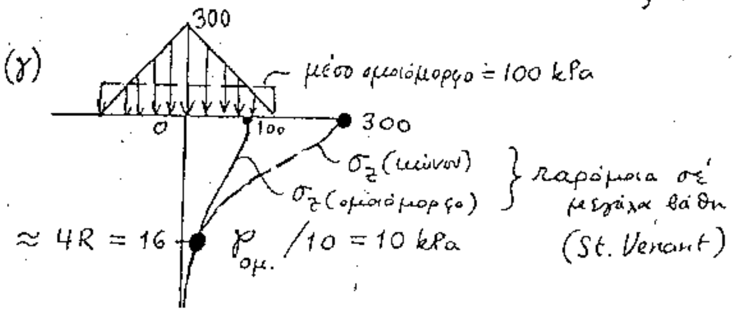
1 (β)



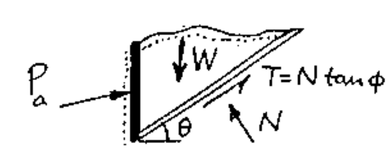
Νοητό επίπεδο y = 2B : μετακινείται, παραμορφώνεται

δηλ. διπλασιάζονται οι $\sigma_y(z)$

1 (γ)

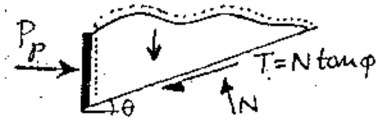


2 (α) και **4** (γ)

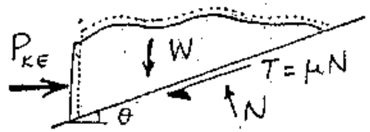


Ενεργητική κατάσταση Coulomb:
P_a = ελάχιστη δύναμη (απ' τόν τοίχο) μόλις τό εδαφικό πρίσμα είναι έτοιμο νά ολισθήσει πρός τά κάτω

Κεκλιμένο επίπεδο:
P_{KE} = η ελάχιστη δύναμη μόλις τό σώμα είναι έτοιμο νά ολισθήσει πρός τά κάτω

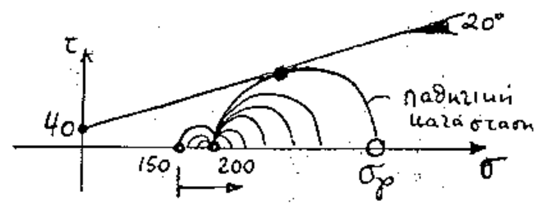


Παθητική κατάσταση, Coulomb:
P_p = η (ελάχιστη) δύναμη γιά τήν έναρξη ολίσθησης πρός τά πάνω !



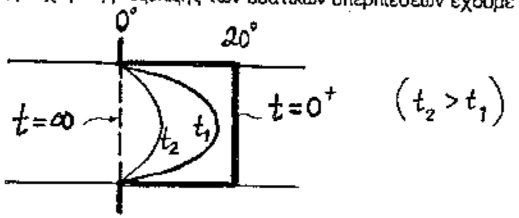
Κεκλιμένο επίπεδο:
P_{KE} = η (ελάχιστη) δύναμη μόλις τό σώμα είναι έτοιμο νά ολισθήσει πρός τά πάνω !

2 (β)

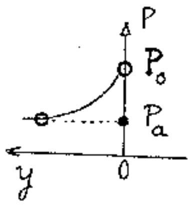


2 (γ) Διότι έστω καί εάν ο τοίχος δέν κινδυνεύει από ολίσθηση ή ανατροπή, δέν παύει νά μεταβιβάζει στήν βάση οριζόντια δύναμη F καί ροπή M. Η ελαστική ενδοσιμότητα τού εδάφους θά δώσει αντιστοίχως οριζόντια (ελαστική) μετατόπιση u_o καί στροφή θ_o. Αρα ο τοίχος θά μετακινηθεί πρός τά έξω καί άρα οι εδαφικές ωθήσεις δέν είναι ίσες μέ $K_o\sigma_v$, αλλά $K\sigma_v$ όπου $K_a \leq K < K_o$
(η ισότητα θά ίσχυε εάν τό έδαφος ήταν πολύ μαλακό καί οι μετακινήσεις u καί θ αρκετά μεγάλα)

3 (α) Η διαφορική εξίσωση τής στερεοποίησης πού διέπει τήν (1-Διάστατη) μεταβολή τών υπερπιέσεων τού νερού τών πόρων είναι ακριβώς ίδιας μορφής μέ τήν εξίσωση πού διέπει τήν 1-διάστατη μεταβολή θερμοκρασίας. Επομένως απ' τά διαγράμματα τής *χρονικής + χωρικής* εξέλιξης τών υδατικών υπερπιέσεων έχουμε :



3 (β) Στήν ενεργητική κατάσταση οδηγούμαστε από τήν "ουδέτερη" (K_o) κατάσταση μέ μείωση τών οριζοντίων τάσεων. Όλες οι "δοκιμαστικές" P_{ai} , i = 1, ...,n, οφείλουν νά είναι μικρότερες τής "ουδέτερης" ώθησης P_o . Άρα στήν πορεία από τό P_o πρός τό P_a η μέγιστη τών P_{ai} συναντάται πρώτη. Ο μηχανισμός αστοχίας (επιφάνεια ολισθήσεως) τής μέγιστης P_{ai} είναι άρα ο *μοναδικός* μηχανισμός αστοχίας. Οι άλλοι δέν θά πραγματοποιηθούν ποτέ. Αυτή επομένως η μέγιστη P_{ai} είναι η δύναμη τήν στιγμή τής αστοχίας κατά Coulomb.



3 (γ) Αίτιο Πρώτο : η κατά πολύ *μικρότερη* (τάξεως μεγέθους) *διαπερατότητα* τής αργίλου έναντι τής άμμου (οδηγεί σέ μειωμένες ταχύτητες ροής). Αίτιο Δεύτερο: η μεγαλύτερη συμπιεστότητα τής αργίλου (οδηγεί σέ αύξηση τών παραμορφώσεων καί άρα αύξηση τού όγκου τού νερού πού πρέπει νά διαφύγει).

4 (α) $E/G = 2\,(1+\nu) = 2.4 \rightarrow \nu = 0.2$

1-διάστατη παραμόρφωση: $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, $\sigma_x = \sigma_y \neq 0 \longrightarrow$

$E\,\varepsilon_x = 0 = \sigma_x - \nu\,(\sigma_y + \sigma_z) = \sigma_x - \nu\sigma_x - \nu\sigma_z \longrightarrow \sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu}\,\sigma_z$

$E\,\varepsilon_z = \sigma_z - 2\nu\,\sigma_x = \sigma_z - 2\nu\,\frac{\nu}{1-\nu}\,\sigma_z = \frac{(1+\nu)\,(1-2\nu)}{1-\nu}\sigma_z \longrightarrow$

4 (β) *k:* όσο μεγαλύτερο, τόσο ταχύτερη η ροή, καί άρα τόσο μικρότερος ο χρόνος στερεοποιήσεως (Χ.Σ.)

D: όσο μεγαλύτερο, τόσο μικρότερες οι εδαφικές παραμορφώσεις, τόσο μικρότερος ο όγκος τού ύδατος πού πρέπει νά διαφύγει, καί άρα τόσο μικρότερος ο Χ.Σ.

H_z: όσο μεγαλύτερο τό Η :(i) τόσο μεγαλύτερη η μέγιστη διαδρομή κατά τήν διαφυγή τού ύδατος, καί άρα τόσο μεγαλύτερος ο Χ.Σ.

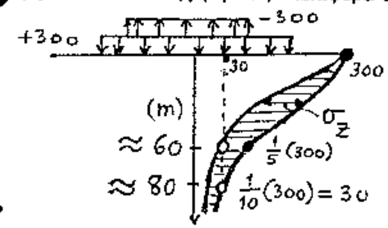
(ii)τόσο μεγαλύτερη η εδαφική καθίζηση, τόσο μεγαλύτερος ο όγκος ύδατος πρός διαφυγήν, καί άρα τόσο μεγαλύτερος ο Χ.Σ.

6 (α) Δακτυλιοειδής φόρτιση = Διαφορά δύο κυκλικών μέ ακτίνες $R_2 = 20$ καί $R_1 = 15$ μέτρα. Άρα

$\sigma_z = (\sigma_z)_2 - (\sigma_z)_1$.

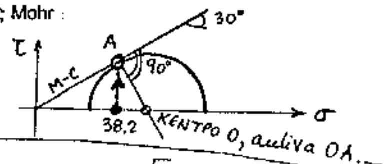
Γιά z = 60 m

$\sigma_z(60) \approx 0.20p - 0.10p \approx 30$ kPa.

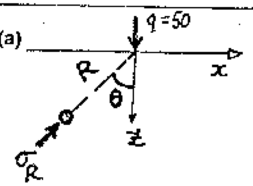


6 (β) - Προφανώς, τό πρανές "αρχίζει" νά αστοχεί όταν $\varphi = \beta = 30°$

- Σε βάθος z = 3 m, η ισορροπία στοιχείου δίνει $\gamma z \cos\beta = \sigma.1 / \cos\beta$, ή $\sigma = \gamma z \cos^2\beta = 17 \times 3 \times \cos^2 30° = 38.2$ kPa. Γιά $\varphi = \beta$ η σ αυτή είναι τάση τού επιπέδου αστοχίας, $\sigma = \sigma_A$. Άρα ο κύκλος Mohr :



7 (α)



Προφανώς : $|\Theta\Xi| = 45°$,καί $R = 3\sqrt{2}$

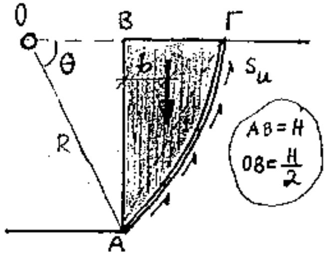
$\sigma_1 = \sigma_R = (2 \times 50 / \pi) \cos 45° / (3\sqrt{2}) = 5.3$ kPa καί

$\sigma_3 = \sigma_\theta = 0$.

Κύκλος Mohr $\sigma_z = \sigma_x = \sigma_1 / 2$ (= 2.65 kPa)

Επίπεδη παραμόρφωση : $\sigma_y = \sigma_2 = \nu\,(\sigma_x + \sigma_z)$

Τ Λ



(β) Διαλέγω έναν τυχόντα πιθανό μηχανισμό : Κέντρο 0 (απόσταση Η/2 απ' τό πρανές)

Ακτίνα $R = OA = O\Gamma = \sqrt{H^2 + H^2/4} \cong (1.12)\,H$

Γωνία $\Theta = \arctan H / (H/2) \approx 63.4° \cong 1.1$ rad.

Κρίσιμο ύψος Η όταν : $\boxed{W_{AB\Gamma}\ a = S_u\ (A\Gamma)\ R}$

$$W_{AB\Gamma} = (\tfrac{1}{2} R^2\theta - \tfrac{1}{2} H^2/2)\,\gamma = (\tfrac{1}{2}\,(1.12)^2 \times 1.1 - \tfrac{1}{4}) \times 19\,H^2$$
$$\cong 0.44 \times 19 \times H^2 \approx 8.36\,H^2$$

$a = H/2 + b$ Εκτίμηση b : $\frac{1}{3}\,(B\Gamma) < b < \frac{1}{2}\,(B\Gamma)$

$(0.21)\,H < b < (0.31)\,H$

φαίνεται δε πλησιέστερα στό κάτω όριο, άρα

$b \approx (0.24)\,H$

$(A\Gamma) = R\Theta = (1.12)\,H\,(1.1) = (1.23)\,H$

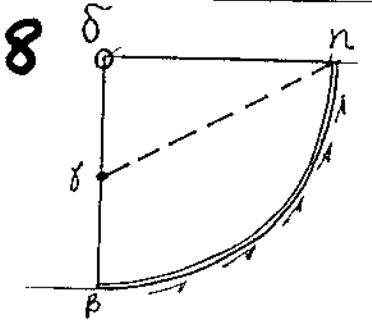
Επομένως :

$8.36\,H^2\,(0.5\,H + 0.24\,H) = S_u\,(1.23)\,H\,(1.12\,H)$

$6.19\,H = S_u\,(1.38)$

$H = 0.22\,S_u \approx \frac{4.2\,S_u}{\gamma}$

8



$$Y_1 = 1.10 = \frac{S_u\,\pi R^2/2}{(0.105)\pi R^3\gamma} = \frac{4.76\,S_u}{\gamma R}$$

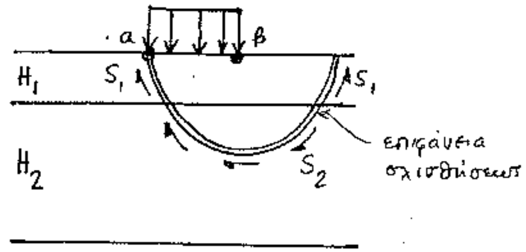
$$Y_2 = \frac{S_u\,\pi R^2/2}{(0.105)\pi R^3\gamma - (1/3)\gamma R^3/4} \quad *$$

$$= \frac{S_u \pi R^2/2}{0.246\,\gamma R^3} \cong \frac{6.37\,S_u}{\gamma R}$$

$$Y_2 = (6.37 / 4.76)\,Y_1 = 1.47$$

(* Ροπή σώματος (βηγ) = Ροπή σώματος (βηδ) – Ροπή σώματος (δηγ).)

12



(α) Αδιάστατοι παράμετροι απ' τίς οποίες εξαρτάται τό P_{op} είναι :

$\frac{H}{B}$, $\frac{S_1}{S_2}$, $\frac{\rho_1}{\rho_2}$ (η τελευταία αποδεικνύεται ασήμαντη)

(β) Εάν $S_1 = 10\,S_2$ καί $H_1 = 0.60\,B$ → αστοχία εντός στρώματος 2. Π.χ. Κύκλος κέντρου β καί ακτίνας βα = Β. Τό P_{op} προκύπτει από ισορροπία ροπών περί τό β :

$P_{op}\ B/2 = [S_1\,2\,(\alpha\gamma) + S_2\,(\gamma\delta\varepsilon)]\,B$

$\approx (10\,S_2 \times 2 \times (0.65)\,B + S_2 \times 2B)\,B$

άρα $P_{op} \approx 30\,S_u$

● ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ 6ου Εξαμήνου 1986

ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ
καθ. Γ. ΓΚΑΖΕΤΑΣ

Ονομα Σπουδαστή ______________________

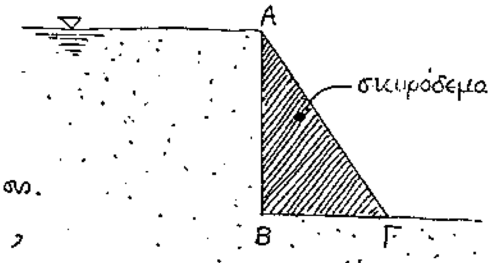
ΟΧΙ ΒΙΒΛΙΑ, ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ, κλπ. ΔΙΑΡΚΕΙΑ $1\frac{1}{2}$ ώρα. ΔΕΝ θά δίνονται εξηγήσεις και δέν θά δοθεί παράταση. 5 ΘΕΜΑΤΑ ΙΣΟΔΥΝΑΜΑ

1. Ελαστικός ομοιογενής ημίχωρος ($E = 20\,MPa$, $\nu = 0.45$) φορτίζεται μέ δύο κυκλικά θεμέλια, τών οποίων τά κέντρα απέχουν 20 m.

Δίδονται: $R_1 = 5m$, $p_1 = 100\ kPa$; $R_2 = 10m$, $p_2 = 200\ kPa$ (ομοιόμορφα κατανεμημένα)

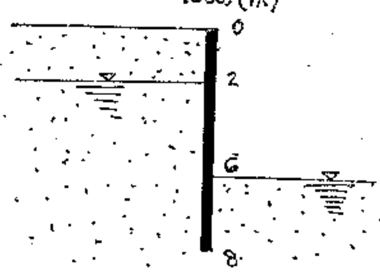
Ζητείται: Οι συνολικές επιβαλλόμενες ορθές τάσεις σ_z, σ_r σέ σημείο πού απέχει 5 m απ' τήν επιφάνεια, βρίσκεται ακριβώς κάτω απ' τήν άκρη του θεμελίου 1, και κείται στό κατακόρυφο επίπεδο πού περνάει απ' τά κέντρα τών δύο κύκλων (και μεταξύ τών δύο κέντρων).

2. Υπάρχει κίνδυνος ανατροπής του τοίχου ΑΒΓΔ ;



(Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα συμπίπτει μέ τήν επιφάνεια τού αντιστηριζόμενου εδάφους.
$\phi = 38°$, $c = 0\ kPa$. $AB = 5\ m$, $B\Gamma = 4\ m$, επιφάνεια AB: λεία. Κάντε εύλογες παραδοχές γιά τίς τιμές τών παραμέτρων πού (επίτηδες) δέν δίνονται.)

3. Υπάρχει κίνδυνος νά "ρευστοποιηθεί" η άμμος μπροστά απ' τόν πασσαλότοιχο τού σχήματος; (Η άμμος έχει πυκνότητα $\rho = 1.7\ Mg/m^3$, τό βάθος τής εκσκαφής είναι 6m, και οι στάθμες τού υδροφόρου ορίζοντα βρίσκονται 2 και 6 μέτρα απ' τήν αρχική επιφάνεια του εδάφους, όπως δείχνει τό σχήμα.) [Προσεγγιστική λύση.]



4. (α) Νά σχεδιασθεί (κατά ποιοτική προσέγγιση) η κατανομή συναρτήσει τού βάθους τών ορθών κατακόρυφων τάσεων $\Delta\sigma_z$ κατά μήκους τού άξονα τών z, υπό τό μέσον (απειρομήκους) λωριδωτού θεμελίου πού μεταφέρει πίεση $p = 200$ kPa. Τό έδαφος προσομοιώνεται ως ανομοιογενής ημίχωρος μέ γραμμικώς-αυξανόμενο μέτρο ελαστικότητας $E = \alpha z$ καί $\nu = 0.5$.

(β) Στρώση αργίλου πάχους 10m περιβάλλεται από ένα τελείως-διαπερατό (άνω) καί ένα τελείως-αδιαπέρατο (κάτω) στρώμα. Εάν ο δείκτης στερεοποιήσεως τής αργίλου είναι $c_v = 2\times10^{-6}\ m^2/s$, νά εκτιμηθεί ο χρόνος πού απαιτείται γιά (πρακτικώς πλήρη) στερεοποίηση τής αργιλικής αυτής στρώσης.

5. (α) Ποιά είναι η σημασία τής Αρχής τού St. Venant στην κατανομή τών ορθών τάσεων σ_z πού προκαλούνται κατά μήκος τού άξονα τών z από διάφορες επιφανειακές φορτίσεις οι οποίες έχουν τήν ίδια συνισταμένη;

(β) Παθητική κατάσταση κατά Rankine: Σέ σημείο μέ $\bar{\sigma}_{v_0} = 50$ kPa νά δοθεί γραφικά η εξέλιξη τών κύκλων Mohr, καί η αντίστοιχη τασική όδευση σέ διάγραμμα $p = (\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h)/2$ καί $q = (\bar{\sigma}_v - \bar{\sigma}_h)/2$. Δίδεται $\phi = 45°$, $K_o = 0.5$, $\Delta u = 0$ [ώστε $\bar{\sigma} = \sigma$].

(γ) Σέ κατακόρυφο αργιλικό πρανές υπό αστράγγιστες συνθήκες ("$\phi = 0$", $c = S_u$) πόση είναι η κλίση τής (κρίσιμης) επίπεδης επιφάνειας ολισθήσεως (πού διέρχεται από τόν πόδα); Εξηγείστε (πολύ συνοπτικά).

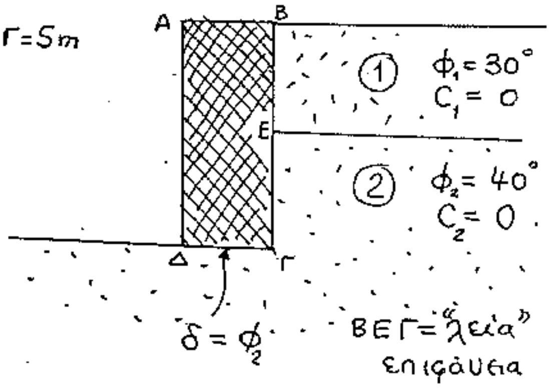
ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ 6ου Εξαμήνου 1988

ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ
καθ. Γ. ΓΚΑΖΕΤΑΣ

Ονομα Σπουδαστή ______________________

ΟΧΙ ΒΙΒΛΙΑ, ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ, κλπ. ΔΙΑΡΚΕΙΑ $1\frac{1}{2}$ ώρα. ΔΕΝ θά δίνονται εξηγήσεις και δέν θά δοθεί παράταση. 5 ΘΕΜΑΤΑ ΙΣΟΔΥΝΑΜΑ

1. Υπάρχει κίνδυνος ολισθήσεως τού τοίχου ΑΒΓΔ; Δίνονται: ΒΕ=ΕΓ=5m ΑΒ=4m, υλικό: σκυρόδεμα. Νά κάνετε εύλογες παραδοχές γιά τίς τιμές όσων παραμέτρων (επίτηδες) δέν δίνονται.



2. Λωριδωτό θεμέλιο πλάτους $b=4m$ βρίσκεται σ' επιφάνεια αμμώδους αποθέσεως. Τό ολικό φορτίο P τού θεμελίου αυτού αυξάνει προοδευτικά ώσπου επέρχεται "θραύση" όταν $P \rightarrow 800\ \frac{kN}{m}$. Νά εκτιμηθεί (κατά προσέγγιση) η γωνία διατμητικής αντοχής ϕ τού εδαφικού υλικού.

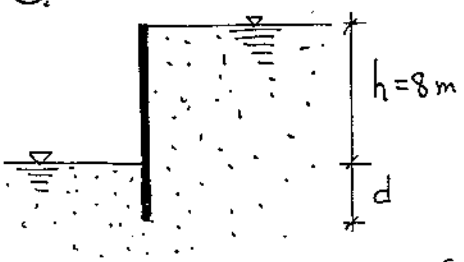
3. (α) Δύο δοκίμια απροφόρτιστης ("κανονικά στερεοποιημένης") αργίλου στερεοποιούνται μέ τάσεις $\bar{\sigma}_{vo} = \bar{\sigma}_{ho} = 100\ kPa$, $u_o=0$ (πίεση ύδατος πόρων). Κατόπιν υποβάλλονται σέ διαμήκη θλίψη μέχρι αστοχίας τό μέν ένα υπό αστράγγιστες συνθήκες, τό δε άλλο υπό συνθήκες πλήρους στραγγίσεως. Εάν $\varphi = 25°$ νά δοθούν (κατά αδρή προσέγγιση): οι κύκλοι Mohr τών ενεργών τάσεων κατά τήν αστοχία τών δύο δοκιμίων.

(β) Προκειμένου νά γίνει εκσκαφή σέ στεγνή και πυκνή άμμο, ζητείται νά εκτιμηθεί η μέγιστη δυνατή τιμή τής γωνίας τού πρανούς ως πρός τήν

4. (α) Δοκίμιο αργίλου ύψους 20 cm υποβάλλεται σε μονοδιάστατη συμπίεση ($\Delta\bar{\sigma}_v = 20$ kPa). Μετρείται χρόνος στερεοποιήσεως $t_c \approx 3$ ώρες (για την πραγματοποίηση του ≈90% της ολικής καθίζησης). Ζητείται ο χρόνος στερεοποιήσεως αργιλικού στρώματος πάχους 6 m, της ίδιας αργίλου. Δίδεται ότι το μεν δοκίμιο περιβάλλεται από πορώδεις λίθους (άνω και κάτω), το δε αργιλικό στρώμα περιβάλλεται από ένα αδιαπέρατο στρώμα (άνω) και ένα τελείως διαπερατό (κάτω).

(β) Προ της κατασκευής κυκλικού θεμελίου ακτίνας R = 10 m γίνεται εκσκαφή σε βάθος 3 m. Το εδαφικό υλικό είναι πυκνή άμμος με ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται πολύ βαθιά. Να εκτιμηθεί η τελική (μετά την εκσκαφή) ορθή κατακόρυφη τάση σ_v ($= \sigma_{v0} + \Delta\sigma_z$) σε σημείο του άξονα της εκσκαφής που βρίσκεται σε βάθος 6 m κάτω απ' τον πυθμένα εκσκαφής.

5.



Πόσο βαθειά (d = ;) πρέπει να εμπηχθεί ο πασσαλότοιχος του σχήματος ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος ρευστοποιήσεως της χαλαρής άμμου ($\rho = 1.65$ Mg/m^3) εντός του σκάμματος;

[Οι στάθμες του υδροφόρου ορίζοντα συμπίπτουν με τις αντίστοιχες εδαφικές επιφάνειες, όπως δείχνεται στο σχήμα.]

(Συνιστάται συντελεστής ασφαλείας έναντι υδραυλικής υποσκαφής ίσος με 4.)

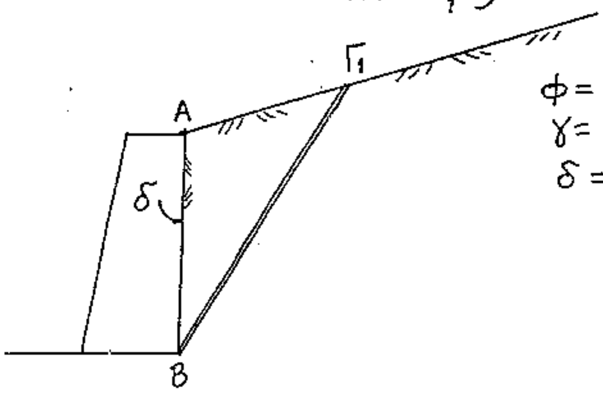
ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ (6ου Εξαμήνου) Ιούνιος 1992

ΟΝΟΜΑ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ ______________________________

Διάρκεια 1 1/2 ώρα (δεν θα δοθεί παράταση). Δεν επιτρέπονται βιβλία. Μόνον ένα τετράδιο προσωπικών σημειώσεων. Δεν θα δίνονται διευκρινήσεις-επεξηγήσεις. Για όσα στοιχεία δεν δίνονται θα πρέπει να κάνετε δικές σας εκτιμήσεις (λογικές πάντως). Οι απαντήσεις να είναι σαφείς και συνοπτικές. Να επιστραφεί υπογεγραμμένο το δίφυλλο των εκφωνήσεων με τις απαντήσεις σας.

1. (α) Ποιές είναι οι κυριότερες **παραδοχές** τής μεθόδου Coulomb γιά τήν εξεύρεση τής ενεργητικής ώθησης επί τοίχου αντιστηρίξεως;

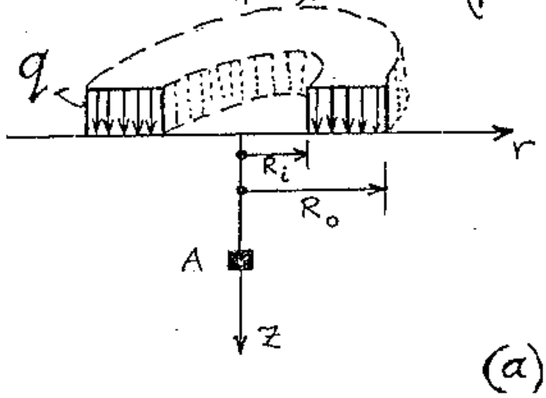
(β) Εφαρμογή: Ανάλυση ενός μόνου δοκιμαστικού σφηνός ΑΒΓ$_1$ μέ τήν μέθοδο Coulomb. Πόση είναι η "ώθηση" P_1;



$\phi = 35°$
$\gamma = 20\ kN/m^3$
$\delta = 30°$

(ΑΒ) = 6 m, καί τό σχέδιο είναι υπό κλίμακα.

2. Ομοιόμορφη φόρτιση επί δακτυλιοειδούς επιφανείας θεμελιώσεως (μέ $R_o = 4\ m$, $R_i = 2\ m$). Ένταση φορτίσεως: q (kPa). Σημείο Α μέ συντεταγμένες $r_A = 0$ καί $z_A = 4\ m$. Γιά τό σημείο αυτό ζητούνται:



(α) Οι επιβαλλόμενες τάσεις $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_r$ καί $\Delta\sigma_\theta$ συναρτήσει τού q.

(β) Είναι δυνατή η αστοχία τού σημείου Α καί γιά ποιά τιμή τού q; (Νόμος αστοχίας Mohr-Coulomb μέ $\phi = 35°$, $c = 0$)

3. (a) Δύο δοκίμια άμμου τού ίδιου υλικού έχουν διαφορετικές πυκνότητες, D_r : 92% καί 30%. Τά υποβάλλουμε σέ τριαξονική αξονική συμπίεση. Νά συγκριθούν (κατά ποιοτική προσέγγιση) τά διαγράμματα

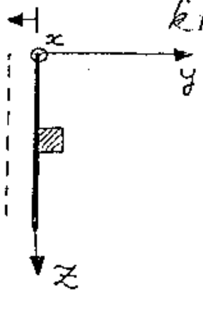
$$\sigma_1 = \sigma_1(\varepsilon_1) \quad \text{καί} \quad e = e(\varepsilon_1)$$ τών δύο δοκιμίων. [σ_1, ε_1 = κύρια τάση, παραμ. · e = δείκτης πόρων]

(b) Τί είναι "διασταλτικότητα";

4. (a) Παθητική εντατική κατάσταση κατά Rankine: Νά δοθεί γραφικά η εξέλιξη τών κύκλων τού Mohr. Εναρξη μέ $K_o = 1/2$. $\varphi = 30°$. (Ποιοτική ακρίβεια μόνον.)

(b) Παθητική ώθηση κατά Coulomb: Σειρά δοκιμαστικών πρισμάτων έδωσε τιμές "ωθήσεων" $P_1, P_2, \ldots P_i \ldots P_n$. Ποιά θά επιλέξεται γιά P_p καί γιατί; (συνοπτική αλλά ακριβόλογη εξήγηση).

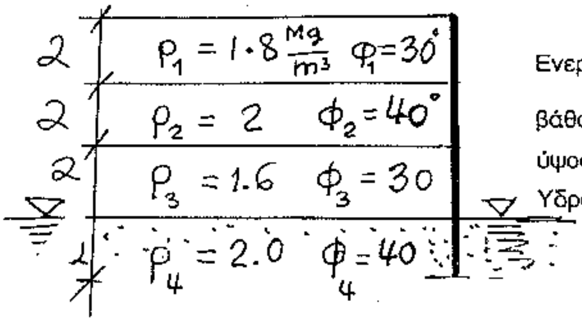
5. Εδαφικό δοκίμιο όπισθεν τοίχου αντιστηρίξεως. Αρχική εντατική κατάσταση: $\sigma_{vo} = 50$ kPa, $\sigma_{ho} = 40$ kPa καί $\tau = 0$. Εάν τό υλικό είναι γραμμικώς ελαστικό (μέ $E = 20\,000$ kPa, $\nu = 0.40$) καί υποστεί μικρή παραμόρφωση πρός τά έξω, $\varepsilon_y = -0.00005$, νά ευρεθεί η (νέα) εντατική του κατάσταση (σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{yz}, καί τ_{xz}).



ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ II, 6ου Εξαμήνου — ΤΕΛΙΚΟ ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ — 23 ΙΟΥΝΙΟΥ 1997

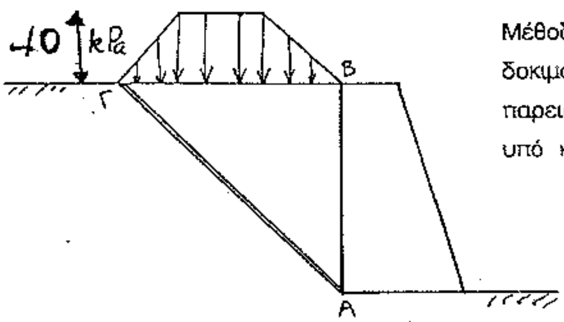
Διάρκεια : 2 ώρες. Βιβλία και Σημειώσεις κλειστά, επιτρέπεται μόνον ένα προσωπικό φύλλο σημειώσεων.
Επεξηγήσεις δεν δίδονται. Τα σχέδια των σχημάτων είναι υπό κλίμακα.

ΟΝΟΜΑ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ : -- -ΕΞΑΜΗΝΟ : --------------



1.

Ενεργητική κατάσταση Rankine : Ζητείται η κατανομή συναρτήσει του βάθους των ωθήσεων $\overline{\sigma}_{ha}$ από το αντιστηριζόμενο έδαφος, σε όλο το ύψος του τοίχου. (Πάχη στρωμάτων = 2 m , όπως στο σχήμα). Ο Υδροφόρος ορίζων : στο επίπεδο εκσκαφής.



2.

Μέθοδος Coulomb γιά εξέυρεση της παθητικής ώθησης : Γιά το δοκιμαστικό πρίσμα ΑΒΓ νά βρεθεί η τιμή της ασκούμενης πίεσης στήν παρειά ΑΒ. Γωνία τριβής τοίχου-εδάφους δ= 30° . (ΑΒ = 5 m , σχέδιο υπό κλίμακα)

3.

(α) Προκειμένου να γίνει εκσκαφή σέ στεγνή καί πυκνή άμμο, ζητείται η κατά προσέγγιση μέγιστη δυνατή τιμή τής γωνίας του πρανούς ως πρός την οριζοντία (σε μοίρες).

(β) Δύο δοκίμια αργίλου στερεοποιούνται αρχικά με τάσεις $\overline{\sigma}_{vo} = \overline{\sigma}_{ho} = 100$ *kPa, καί* $u_o = 0$ (πίεση ύδατος πόρων). Κατόπιν υποβάλλονται σέ απλή διάτμηση μέχρι αστοχίας το μεν ένα υπό αστράγγιστες συνθήκες, τό δε άλλο υπό συνθήκες πλήρους στραγγίσεως. Δίδονται $\overline{\varphi} = 25°$, η δε υπερπίεση του νερού των πόρων στην αστράγγιστη δοκιμή την στιγμή της αστοχίας είναι $\Delta u_a = 20$ kPa . Να δοθούν (έστω καί κατά ποιοτική [αν όχι ποσοτική] προσέγγιση) οι κύκλοι Mohr των ενεργών καί ολικών τάσεων κατά την αστοχία των δύο δοκιμίων.

(γ) Η (χρονική) εξέλιξη της καθίζησης θεμελίου είναι πολύ βραδύτερη σε μαλακή κορεσμένη άργιλο απ' ότι: (i) σε κορεσμένη άμμο (ασχέτως πυκνότητας) καί (ii) σε σκληρή κορεσμένη άργιλο (τής ίδιας κατά τα άλλα σύστασης). Να εξηγηθούν τα *δύο* βασικά αίτια αυτών των διαφορών. [Οι "γεωμετρικές" συνθήκες παραμένουν φυσικά οι ίδιες καί στις τρείς περιπτώσεις.]

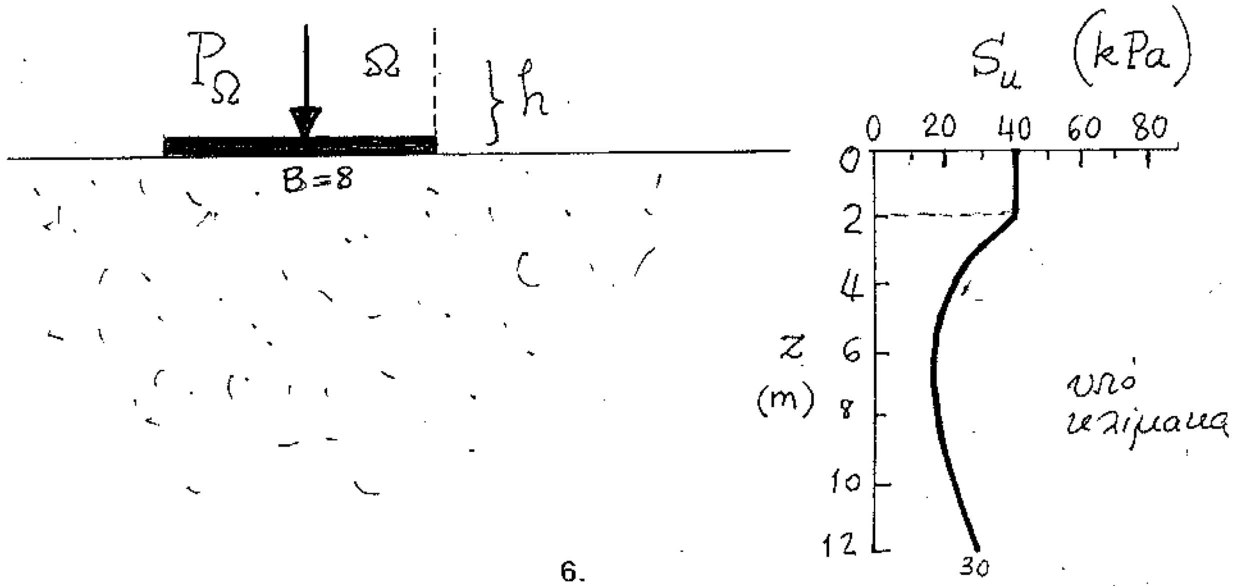
(δ) Να απεικονισθεί γραφικά τουλάχιστον με ποιοτική ακρίβεια (ενδεχομένως δε δίνοντας και χαρακτηριστικά ***"σημεία"*** ή μεγέθη) η χρονική εξέλιξη της καθίζησης, *δ*, μιάς ομοιόμορφα φορτιζόμενης εδαφικής επιφάνειας. Το εδαφικό προφίλ περιλαμβάνει στρώμα διπλά-στραγγιζόμενης μαλακής αργίλου πάχους *h* και μέτρου *D*. [Ζητούμενο δ = δ(t).] Εάν η στράγγιση ήταν δυνατή μόνον πρός την κάτω επιφάνεια, πως θα μεταβάλλονταν η *δ(t)* ;

4.

Κατακόρυφο πρανές παρειάς *αβ* (*α* στην βάση, *β* στην κορυφή) επρόκειτο νά εκσκαφεί σε κορεσμένη ομοιογενή άργιλο, της οποίας η μηχανική συμπεριφορά "με όρους ολικών τάσεων" περιγράφεται με τις παραμέτρους αστοχίας φ = 0° και c = S_u (αστράγγιστη διατμητική αντοχή). Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι περιστροφικής ολισθήσεως επί κύκλου κέντρου β κι ακτίνας βα προέκυψε ίσος με 1.0, ο οποίος προφανώς θεωρήθηκε ανεπαρκής. Προτάθηκε αποκοπή τριγωνικής σφήνας βδε, όπου (βδ) = (βε) = 8 m. Ζητούνται : *(i)* η τιμή της S_u, και *(ii)* ο συντελεστής ασφαλείας μετά την αποκοπή της σφήνας. Δίδεται (αβ) = 12 m, ρ = 2 Mg/m³ .

5.

Να υπολογισθεί το οριακό φορτίο P_Ω (kN/m) λωριδωτού θεμελίου πλάτους B = 8 m εδραζομένου σε ανομοιογενή αργιλικό σχηματισμό. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u, μεταβάλλεται με το βάθος απ' την επιφάνεια, $S_u = S_u(z)$ όπως δείχνεται στο Σχήμα (σε kPa). Ως δοκιμαστικό κέντρο κύκλου επιλέγεται σημείο Ω, άνω του ενός άκρου σε ύψος h της δικής σας αυθαίρετης (εύλογης ωστόσο) επιλογής. (Γραφική λύση : συνιστάται ως η μόνη πρακτικ εφικτή στον λίγο χρόνο που διαθέτετε – όχι υποχρεωτική όμως.)



6.

Στρώση αργίλου πάχους 10 m περιβάλλεται από ένα τελείως-διαπερατό (άνω) και ένα τελείως-αδιαπέρατο (κάτω) στρώμα. Εάν ο συντελεστής στερεοποιήσεως της αργίλου είναι $c_v = 2 \times 10^{-6}$ m²/s, να εκτιμηθεί ο χρόνος που απαιτείται για (πρακτικώς πλήρη) στερεοποίηση της αργιλικής αυτής στρώσης. Δίδεται (ελλείψει άλλων διαγραμμάτων ή πινάκων) η ακόλουθη σχέση μεταξύ της αδιάστατης χρονικής παραμέτρου ($T_v = c_v t / H^2$ και του μέσου βαθμού στερεοποιήσεως $\bar{U} = \delta_t / \delta_\infty$:

$$\bar{U} = \frac{(4\,T_v/\pi)^{0.50}}{\left[1 + (4\,T_v/\pi)^{2.8}\right]^{0.20}}$$

η οποία όμως ισχύει για στρώμα πάχους 2H περιβαλλόμενο από διαπερατά στρώματα άνω και κάτω. [Εύκολο θέμα -- - μή φοβάστε .. Δέν χρειάζεται κανένας πίνακας ή διάγραμμα.]

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ II ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΙΟΥΝΙΟΥ 1995 Καθ. Γ. Γκαζέτας

*Ονομα Σπουδαστή*______________________________*(μέ κεφαλαία)*

ΔΙΑΡΚΕΙΑ 1 1/2 ΩΡΑ. ΚΛΕΙΣΤΑ ΠΑΣΗΣ ΦΥΣΕΩΣ ΒΙΒΛΙΑ, ΤΕΤΡΑΔΙΑ, ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ.
ΑΠΑΝΤΗΣΤΕ ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΘΕΜΑΤΑ.

---

1. (α) Συγκεντρωμένο "γραμμικό" φορτίο $q = 50$ kN/m δρά κατά μήκος τού άξονα τών **x** στήν ελεύθερη επιφάνεια ελαστικού ομοιογενούς ημιχώρου. Γιά ένα Σημείο **Ξ** ζητούνται: οι σ_z, σ_y, καί σ_x κατά μέγεθος καί διεύθυνση. Δίδονται σέ πολικές συντεταγμένες (R, θ) :

$$\sigma_R = (2q / \pi)\ \cos\theta / R, \quad \text{καί} \quad \sigma_\theta = \tau_{R\theta} = 0,$$

όπου φυσικά $R^2 = z^2 + y^2$. $x_{Ξ} = 0$, $y_{Ξ} = -2\,m$, $z_{Ξ} = 2\,m$.

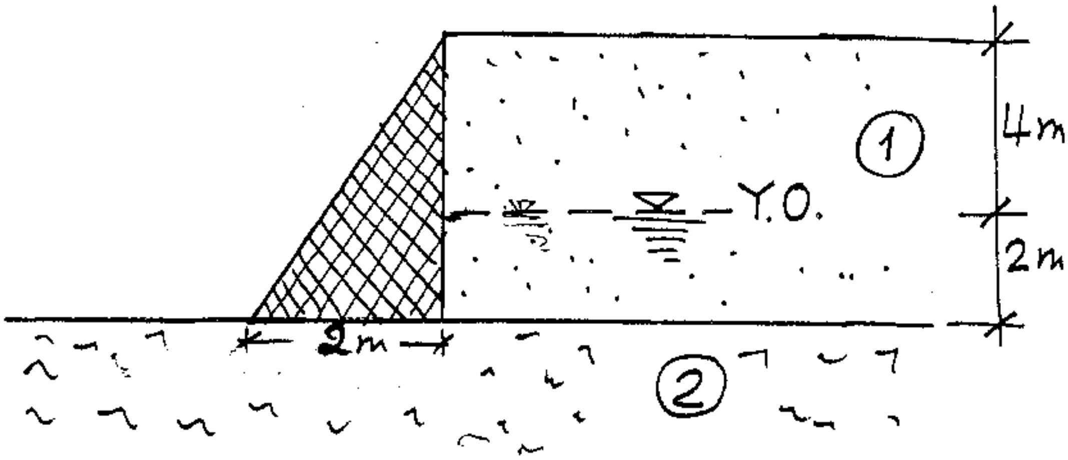
(β) Ζητείται τό κρίσιμο ύψος H κατακορύφου πρανούς ενός υλικού πού περιγράφεται από τίς παραμέτρους φαινομένης αντοχής "$\varphi = 0$" καί "$c = S_u$". Ως μηχανισμός αστοχίας ας ληφθεί *οποιοσδήποτε* εύλογος κύκλος τής προτιμήσεώς σας αλλά τού οποίου τό κέντρο νά *μήν* συμπίπτει μέ τήν κορυφή (στέψη) τού πρανούς. Ειδικό βάρος εδαφικού υλικού $\gamma = 19$ kN/m^3 .

2. (a) Μέθοδος Coulomb γιά τήν εύρεση τής ενεργητικής εδαφικής ώθησης P_a. Πώς εξηγείται ότι $P_a = \max(P_{a1}, P_{a2}, \ldots, P_{an})$ όπου P_{ai} = η ώθηση πού αντιστοιχεί στό δοκιμαστικό πρίσμα **i** ;

(b) Η (χρονική) εξέλιξη τής καθίζησης θεμελίου είναι πολύ βραδύτερη σέ μαλακή κορεσμένη άργιλο απ' ό,τι σέ χαλαρή κορεσμένη άμμο. Νά εξηγηθούν τά *δύο* βασικά αίτια αυτής τής διαφοράς.

3. Νά ελεγχθεί η ευστάθεια έναντι περιστροφής καί ολισθήσεως τού τοίχου βαρύτητας τού Σχήματος (από άοπλο σκυρόδεμα). Δίδονται :

Εδαφικό υλικό **(1)** : (άνω καί κάτω τού Υδροφόρου Ορίζοντα) άμμος μέ $\varphi = 35^\circ$ καί $c = 0$, Εδαφικό υλικό **(2)** : αμμώδης άργιλος μέ $c = 20$ kPa καί $\varphi = 25^\circ$. Επιλέξατε μόνοι σας λογικές τιμές γιά τά ειδικά βάρη τών δύο υλικών. Νά αγνοηθεί η συνάφεια μεταξύ τής κατακόρυφης παρειάς τού τοίχου και τού εδάφους.



4. **(α)** Πλάκα σκυροδέματος μεγάλων διαστάσεων στήν κάτοψη αλλά καί ομοιόμορφης θερμοκρασίας $\theta_o = 25^\circ$, βυθίζεται στήν θάλασσα όπου η θερμοκρασία είναι $\theta = 0^\circ$. Νά σχεδιασθεί ποιοτικά η κατανομή (κατά τό πλάτος τής πλάκας) τής θερμοκρασίας $\theta = \theta(t)$ στίς ακόλουθες χρονικές στιγμές:

- *(i)* αμέσως μετά τήν βύθιση ($t = 0^+$)
- *(ii)* μετά από πολύ μεγάλον χρόνο ($t \to \infty$)
- *(iii)* σέ δύο ενδιάμεσα χρονικά διαστήματα, δηλ. μέ $0 < t < \infty$, δικής σας επιλογής.

(β) Νά παραχθεί η σχέση μεταξύ τών μετρων E (μέτρο Young) καί D (μέτρο 1-διάστατης παραμόρφωσης) ενός ελαστικού εδαφικού υλικού πού έχει λόγο $E/G = 2.4$, όπου G = μέτρο διατμήσεως.

(γ) Νά εξηγηθεί γιατί ο "χρόνος στερεοποιήσεως" εξαρτάται από τίς εδαφικές παραμέτρους k (συντελεστής διαπερατότητας) καί D (μέτρο 1-διάστατης συμπίεσης), καθώς καί τήν γεωμετρική παράμετρο H^2.

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΙΟΥΝΙΟΥ 1995 Καθ. Γ. Γκαζέτας

*Ονομα Σπουδαστή*____*(μέ κεφαλαία)*

ΔΙΑΡΚΕΙΑ 1 1/2 ΩΡΑ. ΚΛΕΙΣΤΑ ΠΑΣΗΣ ΦΥΣΕΩΣ ΒΙΒΛΙΑ, ΤΕΤΡΑΔΙΑ, ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ. ΑΠΑΝΤΗΣΤΕ ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΘΕΜΑΤΑ.

---

1. Νά σχεδιασθούν μέ ***ποιοτικήν ακρίβεια*** τά ακόλουθα διαγράμματα, σχετιζόμενα μέ τήν μετάδοση τάσεων σέ ομοιογενή ημίχωρο

(α) Οι **"βωλβοί"** τών κατακόρυφων ορθών τάσεων σ_z λόγω επιβολής: πρώτον, ενός κυκλικού καί, δεύτερον, ενός λωριδωτού ομοιόμορφου φορτίου, μέ $p = 200$ kPa.

(β) Η κατανομή τών οριζόντιων ορθών τάσεων $\sigma_y = \sigma_y(z)$ σέ επίπεδο $y = 2B$, λόγω επιβολής λωριδωτού ομοιόμορφου φορτίου πλάτους B καί εντάσεως p. Πώς θά άλλαζε τό διάγραμμα αυτό εάν στήν θέση $y = 2B$ βρίσκονταν ένας τελείως άκαμπτος καί αμετακίνητος τοίχος αντιστηρίξεως.

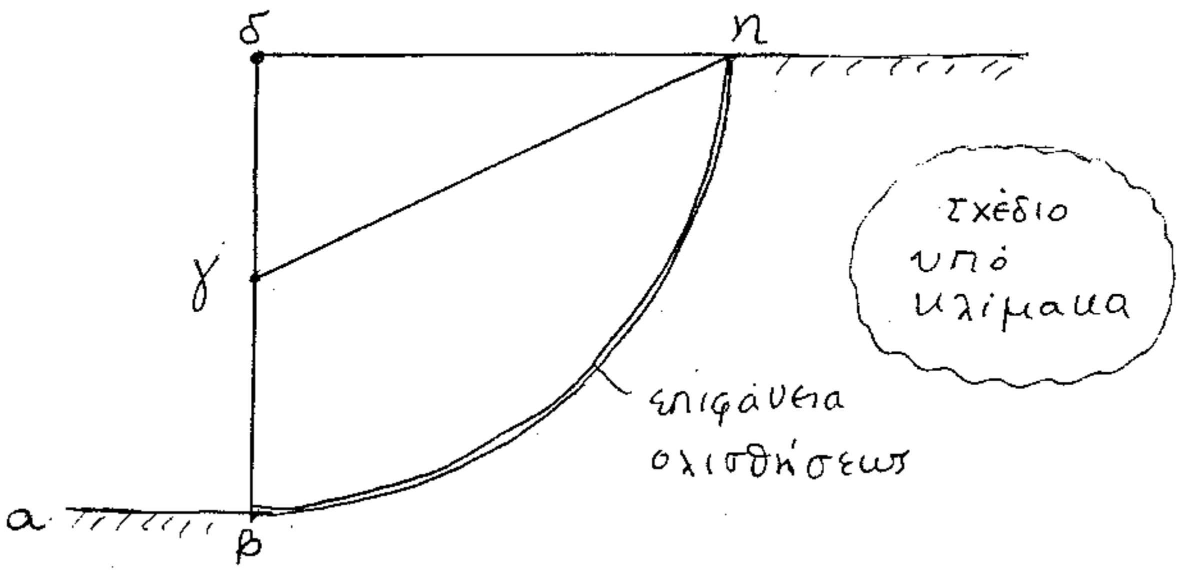
(γ) Η κατανομή μέ τό βάθος z υπό τόν άξονα τού φορτίου, τών κατακόρυφων ορθών τάσεων σ_z λόγω επιφανειακού φορτίου εφαρμοσμένου σέ κυκλικήν επιφάνεια ακτίνας $R = 4$ m καί ακτινικά μεταβλητής έντασης $p = p(r) = 300\ (1 - r / R)$, όπου r = ακτινική απόσταση.

2. (α) Νά δειχθεί η ***μηχανική αναλογία*** (αντιστοιχία) μεταξύ τής ενεργητικής κατάστασης κατά Coulomb καί προβλήματος σώματος επί κεκλιμένου επιπέδου, μέ συντελεστή τριβής μ (= tan φ).

(β) Νά σχεδιασθεί η εξέλιξη τών κύκλων τού Mohr στοιχείου εδαφικού υλικού από τήν αρχική εντατική κατάσταση $\bar{\sigma}_{vo} = 200$ kPa, $\bar{\sigma}_{ho} = 150$ kPa, $\tau_{vh} = 0$, καί $u = 0$, ως τήν (τελική) παθητική εντατική κατάσταση κατά Rankine, εάν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής είναι $\varphi = 20°$ καί $c = 40$ kPa. ($\Delta u = 0$).

(γ) Νά εξηγηθεί γιατί ένας ελεύθερος τοίχος βαρύτητας (εδραζόμενος επί *εδάφους* καί αντιστηρίζων οποιοδήποτε εδαφικό υλικό) ***δέν*** είναι δυνατόν νά υφίσταται ***"ουδέτερες"*** εδαφικές ωθήσεις (τού τύπου $K_o \sigma_v$), έστω καί εάν οι (πραγματικοί) συντελεστές ασφαλείας σέ ολίσθηση καί περιστροφή είναι *αρκετά μεγαλύτεροι τής μονάδας;*

3. Κατακόρυφο πρανές **(α β δ η)** επρόκειτο νά εκσκαφεί σέ κορεσμένη ομοιογενη άργιλο, τής οποίας η μηχανική συμπεριφορά "μέ όρους ολικών τάσεων" περιγράφεται μέ τίς παραμέτρους αστοχίας **φ = 0°** καί **c = S_u** (αστράγγιστη διατμητική αντοχή). Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι περιστροφικής ολισθήσεως επί κύκλου κέντρου ***δ*** κι' ακτίνας ***δ β*** προέκυψε ίσος μέ **1.10**, ο οποίος θεωρήθηκε ανεπαρκής. Προτάθηκε αποκοπή τριγωνικής σφήνας ***δ γ η***, όπου **(δγ) = 4 m**. Ποιός είναι ο νέος συντελεστής ασφαλείας; Σχολιάστε εάν ο συντελεστής αυτός θά ήταν ανεκτός, καί υπό ποιές προϋποθέσεις. **(βδ) = (δη) = 8m, ρ = 2 Mg/m³.**



4. Αναζητείται **κατά προσέγγιση** τό οριακό φορτίο P_{op} (kN/m) ενός απειρομήκους θεμελίου πλάτους Β, τό οποίο εδράζεται σέ δίστρωτο σχηματισμό μέ :

στρώμα 1 : πάχος H_1, αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_1, πυκνότητα ρ_1

στρώμα 2 : πάχος H_2 πολύ μεγάλο, αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_2, πυκνότητα ρ_2

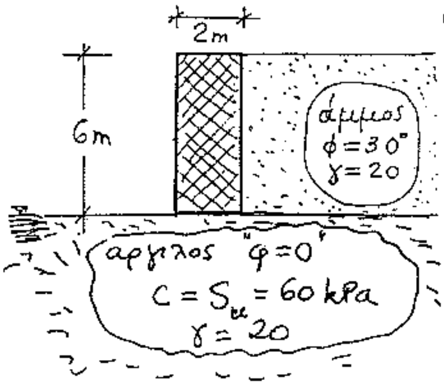
Ζητούνται: (α) Οι αδιάστατες παράμετροι τού προβλήματος απ' τίς οποίες εξαρτάται τό P_{op} (b) θεωρώντας έναν απλό μηχανισμό αστοχίας τής δικής σας επιλογής, νά δοθεί αλγεβρική έκφραση γιά τό P_{op} όταν H_1 = (0.60)B καί S_1 = 10 S_2

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ, 6ου Εξαμήνου --- ΤΕΛΙΚΟ ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ --- 23 ΙΟΥΝΙΟΥ 1997

Διάρκεια : 2 ώρες. Βιβλία και Σημειώσεις κλειστά, επιτρέπεται μόνον ένα προσωπικό φύλλο σημειώσεων. Επεξηγήσεις δεν δίδονται. Τα σχέδια των σχημάτων είναι υπό κλίμακα.

ΟΝΟΜΑ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ : -- -ΕΞΑΜΗΝΟ : ---------------

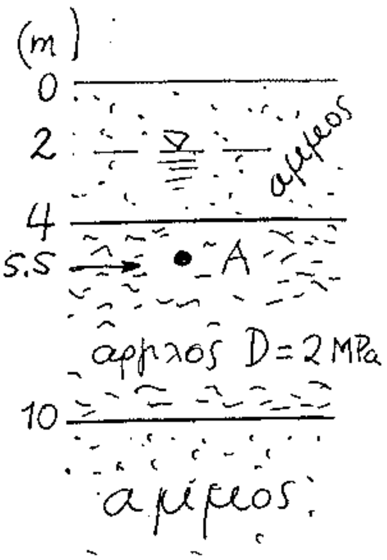
1.



(i) Να δοθεί μέ ενδεικτική ακρίβεια το διάγραμμα οριζόντιας τάσης $\overline{\sigma}x$ πρός την επιβαλλόμενη οριζόντια ανηγ. παραμόρφωση $\pm\ \varepsilon_x$, εδαφικού δοκιμίου το οποίο υποβάλλεται σε επιπόνηση με $\overline{\sigma}v$ = σταθερό = 50 kPa (ενώ $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$, $\varepsilon_y = 0$). Το ε_x μεταβάλλεται από 0 σέ $+\infty$ καί από 0 σε $-\infty$.

(ii) Να ελεγχθεί η ευστάθεια του τοίχου βαρύτητας του σχήματος από άοπλο σκυρόδεμα

2



Στερεοποίηση αργιλικού στρώματος : Ζητούνται τα ακόλουθα για το σημείο Α:

(α) Η γεωστατική υδατική πίεση u_o.

(β) Η υδατική πίεση αμέσως μετά τήν (θεωρούμενη ως ακαριαία) επιβολή του φορτίου p_E = 200 kPa

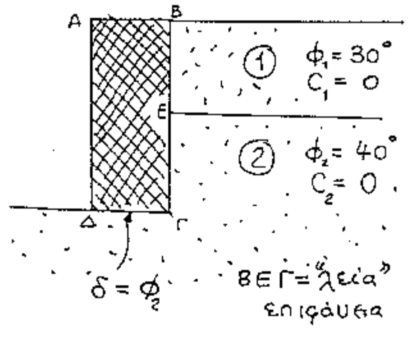
(γ) Η (συνολική) υδατική πίεση 1 έτος μετά τήν επίχωση.

Δίδεται ότι την χρονική αυτή στιγμή (1 έτος) η κατανομή των υδατικών υπερπιέσεων είναι περίπου ημιτονοειδής καί δίδεται απ' την σχέση

u(z, t=1 έτος) = 80 sin (π z / 2H), όπου το z μετρείται από την επιφάνεια της αργίλου. [Δέν χρειάζεστε άλλες σχέσεις ή διαγράμματα. Αλλωστε δέν δίδονται και στοιχεία για να τους χρησιμοποιήσετε.]

3

Υπάρχει κίνδυνος ολισθήσεως τού τοίχου ΑΒΓΔ ; Δίνονται : ΒΕ = ΕΓ=5 m AB = 4 m, υλικό : σκυρόδεμα. Νά κάνετε εύλογες παραδοχές γιά τις τιμές όσων παραμέτρων (επίτηδες) δεν δίνονται.

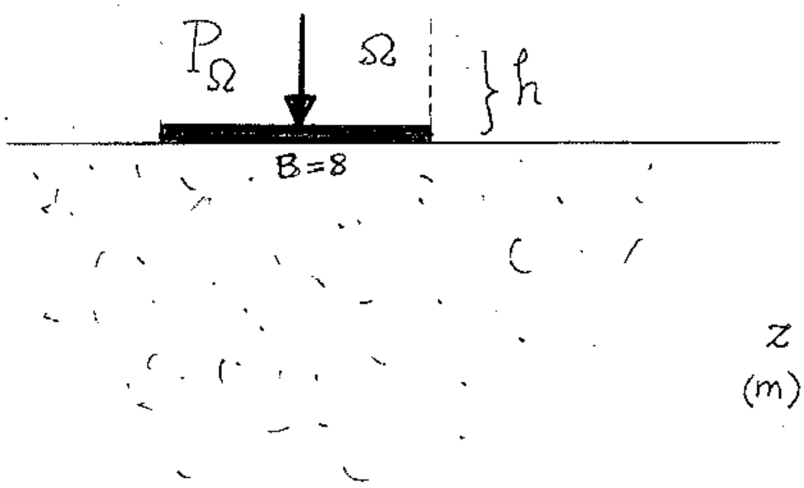


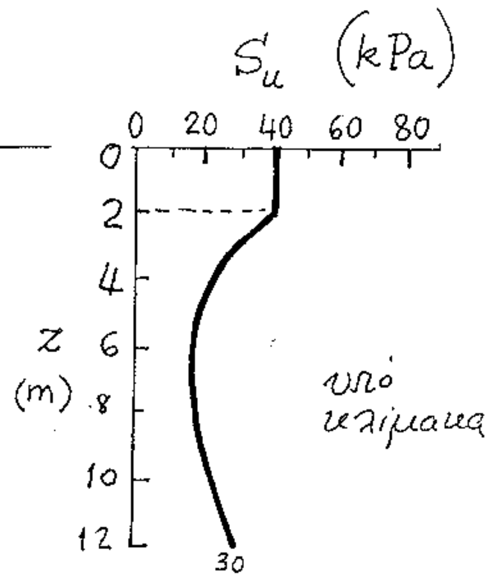
4.

Κατακόρυφο πρανές παρειάς *αβ* (*α* στην βάση, *β* στην κορυφή) επρόκειτο να εκσκαφεί σε κορεσμένη ομοιογενή άργιλο, της οποίας η μηχανική συμπεριφορά "με όρους ολικών τάσεων" περιγράφεται με τις παραμέτρους αστοχίας $\varphi = 0°$ και $c = S_u$ (αστράγγιστη διατμητική αντοχή). Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι περιστροφικής ολισθήσεως επί κύκλου κέντρου **β** κι ακτίνας **βα** προέκυψε ίσος με 1.0, ο οποίος προφανώς θεωρήθηκε ανεπαρκής. Προτάθηκε αποκοπή τριγωνικής σφήνας βδε, όπου (βδ) = (βε) = 8 m. Ζητούνται : *(i)* η τιμή της S_u, και *(ii)* ο συντελεστής ασφαλείας μετά την αποκοπή της σφήνας. Δίδεται **(αβ) = 12 m, ρ = 2 Mg/m^3** .

5.

Να υπολογισθεί το οριακό φορτίο P_Ω (kN/m) λωριδωτού θεμελίου πλάτους B = 8 m εδραζομένου σε ανομοιογενή αργιλικό σχηματισμό. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u, μεταβάλλεται με το βάθος απ' την επιφάνεια, $S_u = S_u(z)$ όπως δείχνεται στο Σχήμα (σε kPa). Ως δοκιμαστικό κέντρο κύκλου επιλέγεται σημείο Ω, άνω του ενός άκρου σε ύψος h της δικής σας αυθαίρετης (εύλογης ωστόσο) επιλογής. (Γραφική λύση : συνιστάται ως η μόνη πρακτικώς εφικτή στον λίγο χρόνο που διαθέτετε – όχι υποχρεωτική όμως.)





6.

Στρώση αργίλου πάχους 10 m περιβάλλεται από ένα τελείως-διαπερατό (άνω) και ένα τελείως-αδιαπέρατο (κάτω) στρώμα. Εάν ο συντελεστής στερεοποιήσεως της αργίλου είναι $c_v = 2 \times 10^{-6}$ m^2/s, να εκτιμηθεί ο χρόνος που απαιτείται για (πρακτικώς πλήρη) στερεοποίηση της αργιλικής αυτής στρώσης. Δίδεται (ελλείψει άλλων διαγραμμάτων ή πινάκων) η ακόλουθη σχέση μεταξύ της αδιάστατης χρονικής παραμέτρου ($T_v = c_v t / H^2$ και του μέσου βαθμού στερεοποιήσεως $\bar{U} = \delta_t / \delta_\infty$:

$$\bar{U} = \frac{(4\,T_v/\pi)^{0.50}}{\left[1 + (4\,T_v/\pi)^{2.8}\right]^{0.20}}$$

η οποία όμως ισχύει για στρώμα πάχους 2H περιβαλλόμενο από διαπερατά στρώματα άνω και κάτω.

. Δέν χρειάζεται κανένας πίνακας ή διάγραμμα.

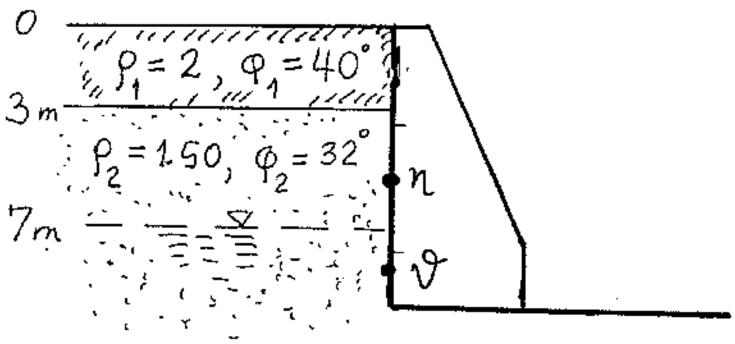
ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ II, 6ου Εξαμήνου --- ΤΕΛΙΚΟ ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ --- 23 ΙΟΥΝΙΟΥ 1997

Διάρκεια : 2 ώρες. Βιβλία και Σημειώσεις κλειστά, επιτρέπεται μόνον ένα προσωπικό φύλλο σημειώσεων. Επεξηγήσεις δεν δίδονται. Τα σχέδια των σχημάτων είναι υπό κλίμακα.

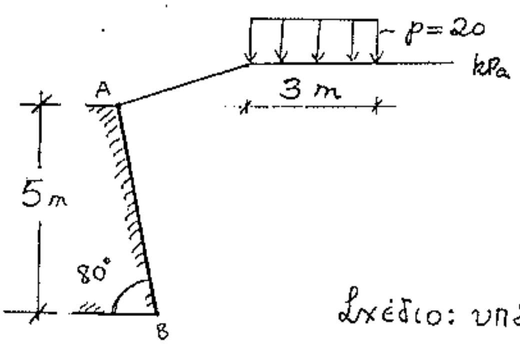
ΟΝΟΜΑ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ : -- -ΕΞΑΜΗΝΟ : ---------------

1.

Ενεργητική κατάσταση Rankine : Ζητούνται οι ολικές τάσεις στά σημεία η καί θ. Το αντιστηριζόμενο έδαφος αποτελείται από δύο στρώματα, το πρώτο πάχους 3 m καί το δεύτερο πολύ μεγάλου πάχους. Ο υδροφόρος ορίζοντας : 7 m από την επιφάνεια. Το τμήμα του δεύτερου στρώματος που κείται άνω του υδροφόρου ορίζοντα είναι ξερό κι έχε ρ_2 = 1.5 Mg/m^3. (Εκτιμήστε τίς χρειαζούμενες παραμέτρους που δεν δίνονται.)



2.



Αναζητείται η *"παθητική ώθηση"* με την μέθοδο Coulomb, γιά τον τοίχο του σχήματος (παρειά AB). Εάν ο τοίχος θεωρηθεί λείος και η γωνία διατμητικής αντοχής του αντιστηριζόμενου εδαφικού υλικού είναι φ = 30°, ζητείται η ανάλυση ενός δοκιμαστικού πρίσματος (της δικής σας επιλογής). Πώς (εάν ο χρόνος σας δέν ήταν περιορισμένος) θα υπολογίζατε την *"παθητική ώθηση"*; (αδρή περιγραφή).

Σχέδιο: υπό κλίμακα.

3.

Ενα τριγωνικώς κατανεμημένο φορτίο επί λωριδωτού θεμελίου AB, πλάτους (AB) = D, έχει πίεση στό ένα άκρο A, ίση με p_A καί στο άλλο άκρο πιέσεως B, ίση με 0. Να υπολογισθεί η μέγιστη δυνατή (οριακή) τιμή της πίεσης (p_A) με ανάλυση της οριακής ισορροπίας έναντι περιστροφής περί το κέντρον κύκλου Ω και ακτίνας (ΩA). Το Ω επιλέγεται πάνω από το άκρο B σε ύψος (ΩB)= D / 2. Εδαφος : ομοιογενής άργιλος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u καί ειδικό βάρος γ.

4.

Κατακόρυφο πρανές παρειάς *αβ* (*α* στην βάση, *β* στην κορυφή) επρόκειτο να εκσκαφεί σε κορεσμένη ομοιογενή άργιλο, της οποίας η μηχανική συμπεριφορά "με όρους ολικών τάσεων" περιγράφεται με τις παραμέτρους αστοχίας φ = 0° και c = S_u (αστράγγιστη διατμητική αντοχή). Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι περιστροφικής ολισθήσεως επί κύκλου κέντρου β κι ακτίνας βα προέκυψε ίσος με 1.0, ο οποίος προφανώς θεωρήθηκε ανεπαρκής. Προτάθηκε αποκοπή τριγωνικής σφήνας **βδε**, όπου (βδ) = (βε) = 10 m. Ζητούνται : *(i)* η τιμή της S_u, και *(ii)* ο συντελεστής ασφαλείας μετά την αποκοπή της σφήνας. Δίδεται (αβ) = 14 m, ρ = 2 Mg/m^3 .

5.

(α) Να σχεδιασθεί η εξέλιξη των κύκλων τού Mohr στοιχείου εδαφικού υλικού από την αρχική εντατική κατάσταση $\overline{\sigma}_{vo}$ = 200 kPa, $\overline{\sigma}_{ho}$ = *160 kPa*, τ_{vh} = *0 καί u = 0*, ως την (τελική) παθητική εντατική κατάσταση κατά Rankine, εάν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής είναι φ = 20° και c = 50 kPa. (Δu = 0).

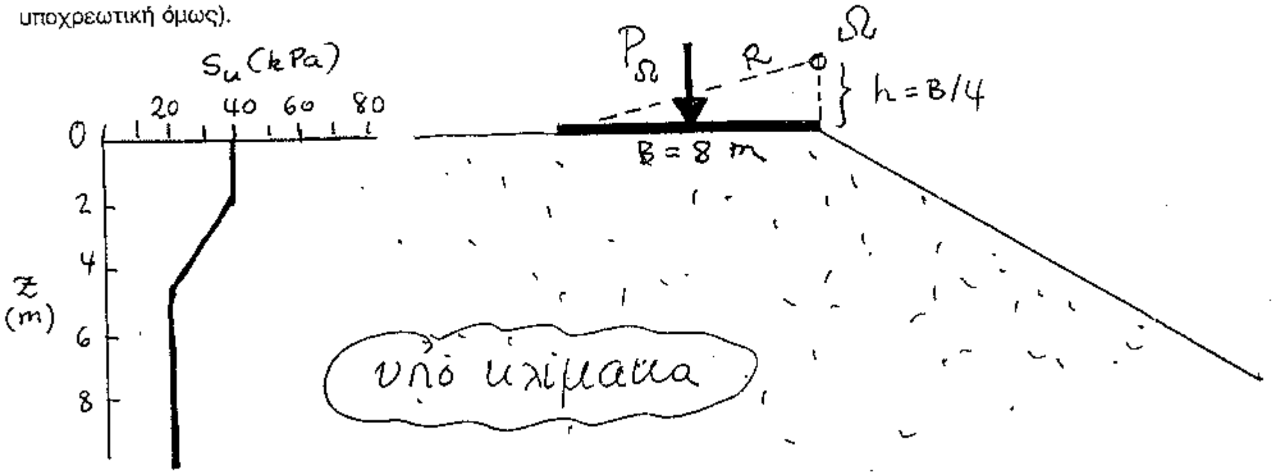
(β) Προκειμένου να γίνει εκσκαφή σέ στεγνή καί πυκνή άμμο, ζητείται η κατά προσέγγιση μέγιστη δυνατή τιμή τής γωνίας του πρανούς ως πρός την οριζοντία (σε μοίρες).

(γ) Δύο δοκίμια αργίλου στερεοποιούνται αρχικά με τάσεις $\overline{\sigma}_{vo}$ = $\overline{\sigma}_{ho}$ = ***100 kPa, καί*** u_o = *0* (πίεση ύδατος πόρων). Κατόπιν υποβάλλονται σέ απλή διάτμηση μέχρι αστοχίας το μεν ένα υπό αστράγγιστες συνθήκες, τό δε άλλο υπό συνθήκες πλήρους στραγγίσεως. Δίδονται φ = 25°, η δε υπερπίεση του νερού των πόρων στην αστράγγιστη δοκιμή την στιγμή της αστοχίας είναι Δu_a = 20 kPa . Να δοθούν (έστω καί κατά ποιοτική [αν όχι ποσοτική] προσέγγιση) οι κύκλοι Mohr των ενεργών καί ολικών τάσεων κατά την αστοχία των δύο δοκιμίων.

(δ) Αργιλικό εδαφικό στρώμα συνορεύει άνω μεν με τελείως αδιαπέρατο υλικό, κάτω δε με πλήρως διαπερατό στρώμα άμμου. Υποβάλλεται σε πίεση Δp = 200 kPa που εκτείνεται σε άπειρη έκταση (δηλ. δρά υπό συνθήκες 1-διάστατης παραμόρφωσης). Ποιά είναι η κατανομή συναρτήσει του βάθους της πίεσης πόρων και της ενεργού τάσης : (i) αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου, (ii) μετά άπειρον χρόνο, καί (iii) εντελώς ποιοτικά, σε μιά ενδιάμεση χρονική στιγμή [δέν χρειάζονται διαγράμματα ή πίνακες].

6.

Να υπολογισθεί το οριακό φορτίο P_Ω (kN/m) λωριδωτού θεμελίου πλάτους B = 8 m εδραζομένου σε ανομοιογενές αργιλικό πρανές. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u, μεταβάλλεται με το βάθος απ' την επιφάνεια, S_u = $S_u(z)$ όπως δείχνεται στο Σχήμα (σε kPa). Ως δοκιμαστικό κέντρο κύκλου επιλέγεται σημείο Ω, άνω του ενός άκρου σε ύψος h = B/4 (Γραφική λύση : συνιστάται ως η μόνη πρακτικώς εφικτή στον λίγο χρόνο που διαθέτετε – όχι υποχρεωτική όμως).



ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ, ΙΟΥΛΙΟΣ 1999 A

Διάρκεια 2 ώρες. Βιβλία και Σημειώσεις (πάσης φύσεως) ΚΛΕΙΣΤΑ

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ ....

Να γίνονται εύλογες επιλογές για τις παραμέτρους που τυχόν δεν δίνονται.

1. Εδαφικό αμμώδες στρώμα πλήρως κορεσμένο, πάχους Π και πυκνότητας ρ_s, υπόκειται σε υδατική κατακόρυφη ροή. Να εκφρασθούν η ολική και η ενεργός κατακόρυφη τάση, σ_z και $\bar{\sigma}_z$, σε τυχόν βάθος z από την επιφάνεια του στρώμματος ($0 < z \leq \Pi$) για τις ακόλουθες τρείς συνθήκες: *(i)* στατική υδατική κατάσταση, *(ii)* ροή από κάτω πρός τα πάνω, *(iii)* ροή από πάνω πρός τα κάτω. Η διαφορά υδατικής στάθμης που προκαλεί την ροή είναι $\pm$ Η.

2. *(α)* Συγκρίνονται δυο τύποι τοίχων αντιστηρίξεως : Ο ολόσωμος και άκαμπτος τοίχος βαρύτητας αφενός, και ο εύκαμπτος τοίχος οπλισμένου σκυροδέματος (με πέλμα), αφετέρου. Πώς δικαιολογείται η παραδοχή ***ενεργητικών*** ωθήσεων (τύπου K_A) και ***όχι ουδετέρων*** ωθήσεων (τύπου K_o) για τον υπολογισμό ***καί τών δύο*** αυτών τύπων αντιστήριξης ; (Δεν ενδιαφέρουν οι κάποιες διαφορές στον τρόπο εφαρμογής των ωθήσεων αυτών.)

(β) Απειρομήκες πρανές έχει κλίση 2 : 1 (οριζόντιο : κατακόρυφο). Εάν το εδαφικό υλικό είναι μή-κορεσμένη άμμος με $\gamma = 18$ kN /m^3 και $\varphi = 35°$ ποιός είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας (ολισθήσεως) του πρανούς ; Ποιά θα ήταν η κρίσιμη επιφάνεια ολισθήσεως (εάν ο συντελεστής ασφαλείας ήταν = 1); Εάν το ίδιο πρανές υπόκειτο σε υδατική ροή με ελεύθερη επιφάνεια ροής ταυτιζόμενη με την εδαφική επιφάνεια, θα άλλαζε ο συντελεστής ασφαλείας ; και πόσο ;

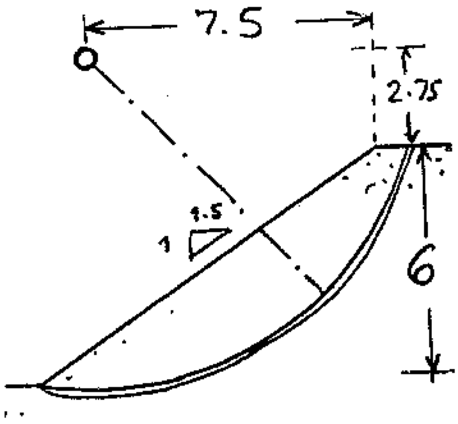
(γ) Να εξηγηθεί γιατί ο «χρόνος στερεοποιήσεως» εξαρτάται από τις εδαφικές παραμέτρους *k* (συντελεστή διαπερατότητας) και *D* (μέτρο 1-διάστατης συμπίεσης), καθώς καί την γεωμετρική διάσταση H^2 (στο τετράγωνο μάλιστα).

(δ) Αργιλικό εδαφικό στρώμα συνορεύει άνω μεν με τελείως αδιαπέρατο υλικό, κάτω δε με πλήρως διαπερατό στρώμα άμμου. Υποβάλλεται σε πίεση $\Delta p = 200$ kPa που εκτείνεται σε άπειρη έκταση (δηλ. υπό συνθήκες 1-διάστατης παραμόρφωσης). Ποιά είναι η κατανομή συναρτήσει του βάθους της πίεσης πόρων και της ενεργού τάσης : *(i)* αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου, *(ii)* μετά άπειρον χρόνο, καί *(iii)* εντελώς ποιοτικά, σε μιά ενδιάμεση χρονική στιγμή .

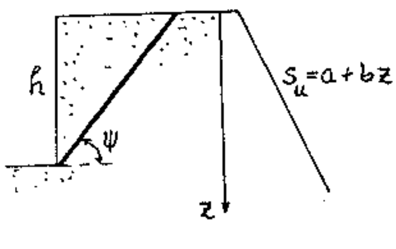
A

(ε) Να εξηγηθεί γιατί στον υπολογισμό έναντι ολισθήσεως ενός εγκιβωτισμένου-στον-πόδα τοίχου αντιστηρίξεως η "παθητικού"-τύπου αντίσταση λαμβάνεται υπόψη με σημαντική μείωση ως πρός την παθητική ώθηση κατά Rankine ; Πώς θα υπολογίζατε την μείωση αυτή εάν διαθέτατε «πειραματικά» αποτελέσματα υπό την μορφή διαγράμματος $\sigma_h = \sigma_h(\pm y)$ όπου σ_h εδαφική οριζόντια τάση και y η εδαφική μετατόπιση ; (Αρκεί η θεώρηση μόνον οριζόντιας μετακίνησης (± y) του τοίχου.)

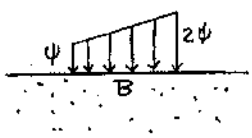
3. Ελέγχεται η ευστάθεια αμμώδους πρανούς αναχώματος ύψους 6 m και κλίσεως 1½ : 1 (οριζόντιο : κατακόρυφο), του οποίου δίδονται : γ = 18 kN / m^3 και φ = 35°. Πρός τούτο εξετάζεται ο δοκιμαστικός κύκλος ολισθήσεως του υπό-κλίμακα σχήματος. Θεωρείστε (χάριν απλότητας) μόνον 3 λωρίδες, και αγνοείστε τελείως τίς δυνάμεις στίς δύο κατακόρυφες διεπιφάνειες των διαδοχικών λωρίδων. Να υπολογισθεί ο (δοκιμαστικός) συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως.



4. Για το κατακόρυφο πρανές του σχήματος, και για τυχούσα επιφάνεια ολίσθησης με κλίση ψ να βρεθεί ο συντελεστής ασφαλείας Υ(ψ). Να ευρεθεί το κρίσιμο επίπεδο ολισθήσεως.



5. Τραπεζοειδώς κατανεμημένο λωριδωτό φορτίο *με ακραίες τιμές ψ και 2ψ.* Να ευρεθεί η οριακή τιμή τής ψ. (Θεωρείστε μία δική σας δοκιμαστική κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως, με κέντρο οποιοδήποτε εύλογο σημείο επί της κατακορύφου στην κατάλληλη παρειά του πλάτους Β.)



ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ, ΙΟΥΛΙΟΣ 1999 **a**

Διάρκεια Βιβλία και Σημειώσεις (πάσης φύσεως) ΚΛΕΙΣΤΑ

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΣΠΟΥΔΑΣΤΗ ....

Να γίνονται εύλογες επιλογές για τις παραμέτρους που τυχόν δεν δίνονται.

1. Δίδεται στρώμα άμμου μοναδιαίου (ειδικού) βάρους $\gamma_s = 18$ kN /m^3 και μεγάλου πάχους. Η επιφάνεια του υδροφόρου ορίζοντα συμπίπτει με την επιφάνεια της εδαφικής στρώσης. Να υπολογισθούν η ολική κατακόρυφη τάση σ_v, η υδατική πίεση των πόρων **u**, και η ενεργός κατακόρυφη τάση $\overline{\sigma}_v$ σε βάθος z = 5 m, για τις ακόλουθες περιπτώσεις : *(α)* Στατικές υδατικές συνθήκες. *(β)* Υδατική ροή πρός τα *πάνω* με υδραυλική κλίση ίση με ½ . *(γ)* Υδατική ροή πρός τα *κάτω* με υδραυλική κλίση ίση με ¼. (Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα παραμένει σταθερή.)

2. *(α)* Να εξηγηθεί γιατί οι επιβαλλόμενες εδαφικές ωθήσεις σε μιά αντηριδωτή αντιστήριξη *δέν* έχουν τριγωνική κατανομή συναρτήσει του βάθους. Ποιό είναι το νόημα τής *τοξωτής* λειτουργίας του εδάφους ; (Συνοπτικά, με δικά σας λόγια, και με την βοήθεια σχημάτων.)

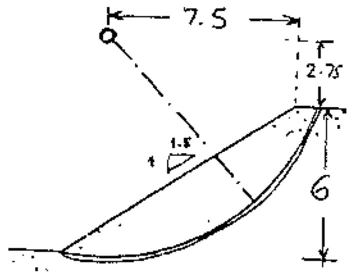
(γ) Απειρομήκες πρανές έχει κλίση 2 : 1 (οριζόντιο : κατακόρυφο). Εάν το εδαφικό υλικό είναι μή-κορεσμένη άμμος με $\gamma = 18$ kN /m^3 και $\varphi = 35°$ ποιός είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας (ολισθήσεως) του πρανούς ; Ποιά θα ήταν η κρίσιμη επιφάνεια ολισθήσεως (εάν ο συντελεστής ασφαλείας ήταν = 1); Εάν το ίδιο πρανές υπόκειτο σε υδατική ροή με ελεύθερη επιφάνεια ροής ταυτιζόμενη με την εδαφική επιφάνεια, θα άλλαζε ο συντελεστής ασφαλείας ; και πόσο ;

(δ) Να εξηγηθεί γιατί ο «χρόνος στερεοποιήσεως» εξαρτάται από τις εδαφικές παραμέτρους *k* (συντελεστή διαπερατότητας) και *D* (μέτρο 1-διάστατης συμπίεσης), καθώς καί την γεωμετρική διάσταση H^2 (στο τετράγωνο μάλιστα).

(στ) Να απεικονισθεί γραφικά, τουλάχιστον με ποιοτική ακρίβεια (ενδεχομένως δε δίνοντας και χαρακτηριστικά «σημεία» ή μεγέθη), η χρονική εξέλιξη της καθίζησης δ(t) μιάς ομοιόμορφα φορτιζόμενης εδαφικής επιφάνειας. Το εδαφικό προφίλ περιλαμβάνει στρώμα διπλά-στραγγιζόμενης μαλακής αργίλου πάχους h και μέτρου συμπιέσεως D. [Ζητούμενο δ = δ(t).] Εάν η στράγγιση ήταν δυνατή μόνον πρός την κάτω επιφάνεια, πως θα μεταβάλλονταν η δ(t) ;;

α

3. Ελέγχεται η ευστάθεια αμμώδους πρανούς αναχώματος ύψους 6 m και κλίσεως 1½ : 1 (οριζόντιο : κατακόρυφο), του οποίου δίδονται : γ = 18 kN / m^3 και φ = 35°. Πρός τούτο εξετάζεται ο δοκιμαστικός κύκλος ολισθήσεως του υπό-κλίμακα σχήματος. Θεωρείστε (χάριν απλότητας) μόνον 3 λωρίδες, και αγνοείστε τελείως τίς δυνάμεις στίς δύο κατακόρυφες διεπιφάνειες των διαδοχικών λωρίδων. Να υπολογισθεί ο (δοκιμαστικός) συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως.



4. Αργιλικό δοκίμιο πάχους ℓ = 19 mm υποβάλλεται σε στερεοποίηση (στο συμπιεσόμετρο ή οιδήμετρο), όπου και οι δύο επιφάνειες, κορυφή και βάση, είναι πλήρως διαπερατές. Μετρείται καθίζηση **$(\delta)_1$ = 0.564 mm** μετά χρόνον **$(t)_1$ = 240 s** (δευτερόλεπτα), και καθίζηση **$(\delta)_2$ = 2 $(\delta)_1$ = 1.128 mm** μετά χρόνον **$(t)_2$ = 4 $(t)_1$ = 960 s** (δευτερόλεπτα). Δεχόμαστε ότι ισχύει η (υποδεικνυόμενη από τις ανωτέρω μετρήσεις) συσχέτιση *"τετραγωνικής ρίζας"* του μέσου βαθμού στερεοποιήσεως **$\bar{U} \equiv (\delta)_{t\,i} / \delta_\infty$** και του χρόνου **t** , και οτι η συσχέτιση αυτή περιγράφεται από την έκφραση:

$$\bar{U} = \frac{2}{\ell\sqrt{\pi}}\sqrt{c_v\, t}$$

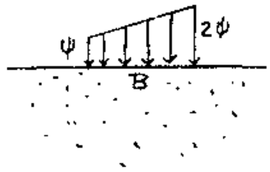
Η τελική (ολική) καθίζηση μετρήθηκε ***δ_∞ = 1.3 mm*** . Ζητούνται :

(α) ο συντελεστής στερεοποιήσεως c_v του αργιλικού υλικού (με χρήση των ανωτέρω μετρήσεων).

(β) ο χρόνος που απαιτείται για να συντελεσθεί ποσοστό **60%** της τελικής (ολικής) καθίζησης **(δ_∞)** ενός εδαφικού στρώματος του ιδίου αργιλικού υλικού, πάχους **L = 1.5 m**, με τις ίδιες συνθήκες στραγγίσεως και φορτίου, όπως το δοκίμιο.

(γ) Οπως το ερώτημα (β), αλλά με την αλλαγή οτι στην βάση του στρώματος υπάρχει αδιαπέρατο υλικό.

5. Τραπεζοειδώς κατανεμημένο λωριδωτό φορτίο *με ακραίες τιμές ψ και 2ψ.* Να ευρεθεί η οριακή τιμή τής ψ. (Θεωρείστε μία δική σας δοκιμαστική κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως, με κέντρο οποιοδήποτε εύλογο σημείο επί της κατακορύφου στην κατάλληλη παρειά του πλάτους Β.)



ΕδΑΦΟμΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ, Διαγώνισμα 4 ης Ιουλίου 2000 A

Διάρκεια : 2 ώρες ΚΛΕΙΣΤΑ Βιβλία και Σημειώσεις

ΟΝΟΜΑ ____________________

ΤΗΛΕΦΩΝΟ (για ανακοίνωση του βαθμού σου) ____________________

1. *[Βαθμολογία 10 %]*

Να σχεδιασθούν σε εντελώς ενδεικτική σκαριφηματική μορφή οι εξής τύποι τοίχων αντιστηρίξεως : *(i)* συμπαγής τοίχος βαρύτητας, *(ii)* εύκαμπτος τοίχος οπλισμένου σκυροδέματος, *(iii)* αγκυρωμένος πασσαλότοιχος με προεντεινόμενα αγκύρια, και *(iv)* πασσαλότοιχος με οριζόντιες αντηρίδες *(v)* πασσαλότοιχος με κεκλιμένες αντηρίδες. ***Πώς*** διαφέρουν μεταξύ τους οι ανωτέρω τύποι ως πρός τις οριζόντιες μετατοπίσεις του τοίχου και τις επακόλουθες εδαφικές δράσεις επ' αυτού ; (Συνοπτικά και απλά, με έμφαση στη *"βασική ιδέα"* .)

2. *[Βαθμολογία 15 %]*

Απειρομήκες πρανές έχει κλίση ***2 : 1*** (οριζόντια : κατακόρυφη). Εάν το εδαφικό υλικό είναι μή-κορεσμένη άμμος με $\gamma = 18$ kN /m^3 και $\varphi = 35^o$: **(α)** Ποιός είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας (ολισθήσεως) του πρανούς ; **(β)** Ποιά θα ήταν η κρίσιμη επιφάνεια ολισθήσεως, εάν η κλίση του πρανούς μεγάλωνε ώστε ο συντελεστής ασφαλείας να γινόταν = 0.999 και ποια θα ήταν η κλίση αυτή ; **(γ)** Να κατασκευαστεί ο κύκλος του Mohr ενός σημείου στην επιφάνεια ολισθήσεως (στην περίπτωση (β)).

3. *[Βαθμολογία 20 %]*

Αργιλικό εδαφικό στρώμα πάχους 4 m συνορεύει άνω μεν με τελείως αδιαπέρατο υλικό, κάτω δε με πλήρως διαπερατό στρώμα αμμοχαλίκου. Υποβάλλεται σε πίεση **p = 200 kPa** που εκτείνεται σε άπειρη έκταση (δηλ. υπό συνθήκες "γεωστατικής" έντασης). Ποιά είναι η **κατανομή συναρτήσει του βάθους της πίεσης πόρων και της ενεργού τάσης** *: (i)* αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου, *(ii)* μετά άπειρον χρόνο, *(iii)* εντελώς *ποιοτικά* , σε μιά ενδιάμεση χρονική στιγμή *t*, η οποία αντιστοίχει σε αδιάστατο χρόνο $T_v \approx$ **0.50**. *(iv)* Εάν το πάχος του εδαφικού στρώματος ήταν 8m, ποιά θα ήταν η κατανομή για την ίδια χρονική στιγμή *t*. *(v)* Εάν η καθίζηση της επιφάνειας στην περίπτωση *(ii)* είναι **30 cm**, να υπολογισθεί με αδρή προσέγγιση (*ποιοτική μόνον ακρίβεια*) η καθίζηση σε καθε μία από τις υπόλοιπες περιπτώσεις, δηλαδή τις *(i)*, *(iii) και (iv)*.

4. *[Βαθμολογία 25 %]*

Κατασκευάζεται (δι-εκσκαφής) κατακόρυφο πρανές ύψους Η σε κορεσμένη άργιλο με ρ = 2 Mg / m^3 της οποίας η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u (σε kPa) μεταβάλλεται γραμμικώς με το βάθος **z** (σε m) απ' την επιφάνεια

$$S_u = 20 + 5\,z$$

Να εκτιμηθεί το μέγιστο δυνατό ύψος $H_{μεγιστο}$ του κατακορύφου πρανούς, θεωρώντας : **(α)** όλες τις δυνατές ***επίπεδες*** επιφάνειες αστοχίας, **(β)** μία μόνον δοκιμαστική ***κυκλική*** επιφάνεια με κέντρο στην ακμή του πρανούς. Στην δεύτερη ερώτηση αρκεί μία προσεγγιστική *γραφική* επίλυση.

5 . *[Βαθμολογία 20 %]*

Για την εκτίμηση του οριακού φορτίου ενός λωριδωτού θεμελίου πλάτους 2b =10m επί ομοιογενούς εδάφους μέ παραμέτρους αστράγγιστης διατμητικής αντοχής φ = 0 *και* c = S_u = 40 kPa και ρ= 2 Mg /m^3, διερευνάται ένας απλός δοκιμαστικός μηχανισμός : κύκλος κέντρου 0 (σε ύψος ***h*** άνωθεν της άκρης του φορτίου, όπου h = b). **(α)** Να υπολογιστεί η τιμή της ομοιόμορφα κατανεμημένης (στο πλάτος 2b) κατακόρυφης οριακής τάσης q_m. Να εξηγηθεί η διαφορά της από την θεωρητικώς ακριβή οριακή τιμή q_u = (π + 2) S_u . **(β)** Εαν η κατανομή της επιβαλλόμενης τάσης δεν ήταν ομοιόμορφη, αλλά τριγωνική, με μηδενική τιμή σε ένα από τα δύο άκρα, πόση θα ήταν η μέγιστη οριακή τάση q_m στο άλλο άκρο, για τον ίδιο δοκιμαστικό κύκλο ;

6. *[Βαθμολογία 15 %]*

Δίδεται στρώμα άμμου μοναδιαίου (ειδικού) βάρους $γ_s$ = 18 kN /m^3 και μεγάλου πάχους. Η επιφάνεια του υδροφόρου ορίζοντα συμπίπτει με την επιφάνεια της εδαφικής στρώσης. Να υπολογισθούν η ολική κατακόρυφη τάση $σ_v$, η υδατική πίεση των πόρων **u**, και η ενεργός κατακόρυφη τάση $\overline{σ}_v$ σε βάθος z = 5 m, για τις ακόλουθες περιπτώσεις : ***(α)*** Στατικές υδατικές συνθήκες. ***(β)*** Υδατική ροή πρός τα *πάνω* με υδραυλική κλίση ίση με ½ . ***(γ)*** Υδατική ροή πρός τα *κάτω* με υδραυλική κλίση ίση με ¼. (Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα παραμένει σταθερή.)

ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ - Σεπ. 2001

Διάρκεια 2 ώρες. Βιβλία και Σημειώσεις (πάσης φύσεως) ΚΛΕΙΣΤΑ

1. Να διαστασιολογηθεί τοίχος βαρύτητας ύψους 8 m, ώστε οι συντελεστές ασφαλείας έναντι ολισθήσεως και ανατροπής να είναι τουλάχιστον ίσοι με 1.30 και 1.50, αντιστοίχως. Ο τοίχος αντιστηρίζει κοκκώδες στεγνό εδαφικό υλικό με $\varphi = 35°$ $c = 0$ kPa και $\gamma = 18$ kN/m^3, εδράζεται δε **(α)** επί του ιδίου υλικού, και **(β)** επί αργιλικού υλικού με $\varphi = 20°$ $c = 10$ kPa και $\gamma = 18$ kN/m^3 .

2. Αναζητείται η Ενεργητική ώθηση με την μέθοδο Coulomb, για έναν λείο κατακόρυφο τοίχο ύψους 10 m που αντιστηρίζει εδαφικό υλικό με οριζόντια επιφάνεια και γωνία τριβής φ=30°. Στην αντιστηριζόμενη επιφάνεια υπάρχει εξωτερικό φορτίο γραμμικώς αυξανόμενο με την απόσταση χ [σε m] από την παρειά του τοίχου: q [kN / m / m] = 10 χ . Να αναλυθεί *ένα* δοκιμαστικό πρίσμα (της δικής σας επιλογής). Πώς (εάν ο χρόνος σας δεν ήταν περιορισμένος) θα υπολογίζατε την ακριβή τιμή της παθητικής ώθησης.

3. Κατακόρυφο πρανές ύψους H = 10 m δημιουργείται με εκσκαφή υπό αστράγγιστες συνθήκες. Ζητείται ένας δοκιμαστικός συντελεστής ασφαλείας (σε κύκλο ολισθήσεως της δικής σας επιλογής), εάν η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u είναι φθίνουσα συνάρτηση του βάθους, σύμφωνα με την σχέση

$$S_u = S_o - \left(S_o - S_\infty\right)\left[1 - e^{-z/15}\right]$$

όπου οι σταθερές S_o = 150 kPa, S_∞ = 50 kPa, z = βάθος σε μέτρα απ' την στέψη του πρανούς. Πυκνότητα εδαφικού υλικού : σταθερή ίση με ρ = 2 Mg/m^3

[Εύλογες γραφικές προσεγγίσεις είναι αποδεκτές.]

4. Δίδεται εδαφικός σχηματισμός ιλυώδους άμμου πάχους 10 m. Στάθμη υδροφόρου οριζόντα στην επιφάνεια (υψόμετρο z = 0 m). **Ζητούνται**

(α) Οι ολικές τάσεις σ_v , οι ενεργές τάσεις σ_v' , και υδατικές πιέσεις πόρων στα σημεία Α (υψόμετρο z = 0 m) και Β (υψόμετρο z = - 5 m), εάν η στήλη του ύδατος σε πιεζομετρικόν σωλήνα τοποθετημένον στο σημείο Β ανέρχεται σε υψόμετρο z = + 2 m (δηλαδή πάνω απ' την επιφάνεια).

(β) Η ταχύτητα ροής, εάν ο συντελεστής διαπερατότητας ισούται με 0.0005 cm/s.

(γ) Εάν στην επιφάνεια του εδαφους στην περίπτωση αυτή τοποθετηθεί ένα λωριδωτό φορτίο , p , πώς η υδατική ροή θα επηρεάζε την μέγιστη (οριακή) τ τιμη , p_{OP} . του φορτίου ;; (Δώστε πρώτα μιά ποιοτική απάντηση. Για μια ποσοτική εκτίμηση : $\varphi = 30$, $c = 0$. και $N_\gamma = 22$.)

(δ) Πώς θα άλλαζαν τα (β) και (γ) εάν η στήλη του ύδατος στο πιεζόμετρο ήταν στο υψόμετρο z = - 2 m ;;

5.(α) Δοκίμιο αργίλου ύψους 20 cm υποβάλλεται σε μονοδιάστατη συμπίεση ($\Delta\sigma$ = 100 kPa) . Μετρείται χρόνος στερεοποιήσεως t_c = 3 ώρες (για την πραγματοποίηση του 90 % περίπου της ολικής καθίζησης). Ζητείται ο χρόνος στερεοποιήσεως t_c^* αργιλικού στρώματος πάχους 6 m , της ίδιας ακριβώς αργίλου. Δίδεται οτι το μεν δοκίμιο περιβάλλεται από πορώδεις λίθους (άνω και κάτω), το δε αργιλικό στρώμα περιβάλλεται από ένα αδιαπέρατο (άνω) και ένα τελείως διαπερατό (κάτω) στρώμα.

(β) Εάν το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης D της αργίλου είναι **4 MPa** και το επιβαλλόμενο φορτίο **200 kPa**, πόση είναι η τελική (συνολική) καθίζηση του στρώματος σε χρόνον t_c^* (δηλαδή στο πρακτικό τέλος της στερεοποίησης) και η καθίζηση στην χρονική στιγμή $t_c^* / 2$. Η καμπύλη του βαθμού στερεοποιήσεως συναρτήσει του χρόνου προσεγγίζεται απο την σχέση

$$U \approx (T_V)^{1/2} , \quad T_V = c_V\, t / h_d^2 \ .$$

6. Ποιά τα αίτια αναπτύξεως υδατικών πιέσεων στούς πόρους κορεσμένου εδαφικού στρώματος στον πυθμένα λίμνης βάθους 3 m στις εξής καταστάσεις / φορτίσεις :

(α) Υδροστατική κατάσταση

(β) Αντληση ύδατος από οριζόντιο επίπεδο σε βάθος 10 m κάτω απ' την επιφάνεια του εδάφους.

(γ) Επιβολή φορτίου *p* μεγάλης έκτασης (δηλαδή υπό γεωστατικές συνθήκες)

(δ) Επιβολή φορτίου P σε κυκλική επιφάνεια ακτίνας *R*. Ενδιαφέρει "σημείο" σε βάθος z = *R* , στον άξονα του φορτίου.

(ε) Σεισμική διέγερση στην βάση του εδαφικού στρώματος, υπό την μορφή διατμητικών κυμάτων που ανέρχονται πρός την εδαφική επιφάνεια (επιβάλλοντας απλή διάτμηση).

[Αρκεί ένα σκαρίφημα με συνοπτική αλλά σαφή ερμηνεία του κάθε φαινομένου.

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ, 6ου Εξαμήνου ---ΕΝΔΙΑΜΕΣΟ ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ – **A**

Μαϊος 1999 **Διάρκεια : 45' ώρας.** ΚΛΕΙΣΤΑ Βιβλία και Σημειώσεις

(1) Να σχεδιασθεί η εξέλιξη των κύκλων τού Mohr στοιχείου στεγνού εδαφικού υλικού από την αρχική εντατική κατάσταση $\bar{\sigma}_{vo}$ = 100 kPa, $\bar{\sigma}_{ho}$ = 80 kPa, τ_{vh} = 0 kPa, ως την (τελική) παθητική εντατική κατάσταση κατά Rankine, εάν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής είναι φ = 20° και c = 50 kPa. Πόση είναι η μέγιστη και πόση η ελάχιστη κύρια τάση στην οριακή αυτή κατάσταση (γραφικός υπολογισμός θα αρκούσε). (25%)

(2) Να εξηγηθεί γιατί ένας ελεύθερος τοίχος βαρύτητας (εδραζόμενος σε [ενδόσιμο] **έδαφος** και αντιστηρίζων τυχόν εδαφικό υλικό) ***δέν*** υφίσταται "ουδέτερες" εδαφικές ωθήσεις (του τύπου $K_o\bar{\sigma}_v$), έστω και εάν οι (πραγματικοί) συντελεστές ασφαλείας σε ολίσθηση και περιστροφή είναι *αρκετά μεγαλύτεροι της μονάδας* ; Τί θα άλλαζε στο μέγεθος των εδαφικών ωθήσεων εάν ο τοίχος αυτός δεν ήταν βαρύτητας αλλά **περιμετρικός τοίχος υπογείου κτιρίου** ; Δώστε απλή, αλλά σαφή ποιοτική εξήγηση. (25%)

(3) (i) Να δοθεί μέ ενδεικτική (ποιοτική μόνον) ακρίβεια το διάγραμμα οριζόντιας τάσης σ_x πρός την επιβαλλόμενη οριζόντια ανηγμένη παραμόρφωση $\pm\ \varepsilon_x$ στεγνού εδαφικού δοκιμίου άμμου το οποίο υποβάλλεται σε εγκάρσια επιπόνηση με σ_v = σταθερό = 50 kPa (ενώ $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$, $\varepsilon_y = 0$). Το ε_x μεταβάλλεται *από 0 σέ + ∞ καί από 0 σε -∞.*

(ii) Εάν για μιά μικρή τιμής της παραμόρφωσης, $\varepsilon_x = -10^{-3}$ (πρός τα έξω δηλαδή), το έδαφος αποκρίνεται ως γραμμικώς ελαστικό υλικό με E = 20.000 kPa και ν = 0.40 ζητείται η μεταβολή στην οριζόντια τάση, $\Delta\sigma_x$, με σταθερή και κατακόρυφη τάση σ_v = 50 kPa και ε_y = 0. (Να παραχθεί) (30%)

(4) Αναζητείται με την μέθοδο Coulomb η ενεργητική ώθηση σε έναν κατακόρυφο τοίχο ύψους H = 10 m που αντιστηρίζει εδαφικό υλικό με *φ = 40°, c = 0, και γ = 20 kN/m³*. Η επιφάνεια του αντιστηριζομένου εδάφους είναι οριζοντία καί δέχεται φορτίο *p* (σε kPa) γραμμικώς αυξανόμενο με την απόσταση *x* από τον τοίχο, με νόμο *p = 5x*, όπου *x* σε μέτρα. Η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους θεωρείται λεία (δ=0). Ζητούμενα : **(α)** Θεωρείστε ένα τυχόν δοκιμαστικό πρίσμα ολισθήσεως (δικής σας, εύλογης ωστόσο, επιλογής). **(β)** Για το πρίσμα αυτό βρείτε την δύναμη του τοίχου επί του (οριακώς ισορροπούντος) πρίσματος. **(γ)** Εξηγείστε γιατί στην περίπτωση αυτή *δέν* ισχύει (με αυστηρότητα) η μέθοδος Rankine για την ενεργητική εντατική κατάσταση στο αντιστηριζόμενο έδαφος. (30%)

ℱ

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ — ΠΡΟΟΔΟΣ — Μαΐος 2002

Διάρκεια 45΄ ώρας. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

Βαθμολογία: (1) – (3) : 20 %, (4) – (5) : 30 % ΑΘΡΟΙΣΜΑ 120 %.

Απαντήστε σε όσα περισσότερα θέματα μπορείτε.

(1) Σε έναν ομοιογενή ημίχωρο (Ε, ν) επιβάλλεται ***κυκλικό*** φορτίο p ακτίνας ***R***. Ο άξονας z είναι ο κατακόρυφος από το κέντρο του κύκλου. Ποιές από τις αναπτυσσόμενες τάσεις σ_z σ_r σ_θ τ_{rz} $\tau_{r\theta}$ *και* $\tau_{z\theta}$ μπορείτε να υπολογίσετε (ή να εκτιμήσετε προσεγγιστικά, χωρίς βεβαίως να θυμάστε τύπους) για τα ακόλουθα 3 σημεία :

Α : $r_A = 0$, $z_A = R/4$
Β : $r_B = 0$, $z_B = 4R$
Γ : $r_\Gamma = 2R$, $z_\Gamma = 0$

Να δοθούν σκαριφηματικά τα 3 "στοιχεία" με τις αντίστοιχες τάσεις. Εξήγηση σε "μιά γραμμή" για την κάθε τάση. (Προσοχή, δεν είναι απαραίτητο να μπορούν να βρεθούν όλες οι τάσεις αυτές.) Αρκεί ακρίβεια της τάξεως του 15 %

(2) Λωριδωτό φορτίο p πλάτους $2b$ επιβάλλεται στην επιφάνεια ***δίστρωτου*** ημιχώρου :

Στρώμα 1 : πάχος $H_1 = 4b$, μέτρο ελαστικότητας E_1
Στρώμα 2 : πάχος $H_2 \to \infty$, μέτρο ελαστικότητας E_2

Να δοθεί κατά αδρή (αλλά επαρκώς αιτιολογημένη) προσέγγιση η κατανομή με το βάθος της αναπτυσσόμενης $\sigma_z = \sigma_z(z)$, κατά μήκος του άξονα του φορτίου (x = y = 0), εάν $E_1 = 0.20\ E_2$.

Δίδεται ότι για τον *ομοιογενή* ημίχωρο, και για βάθη $z > 1.5\ b$, ισχύει με καλή προσέγγιση ότι : $\sigma_z \approx \dfrac{4}{\pi}\dfrac{pb}{z}$.

(Θα δοθεί επίδομα [bonus] σε μια πλήρη αιτιολόγηση.)

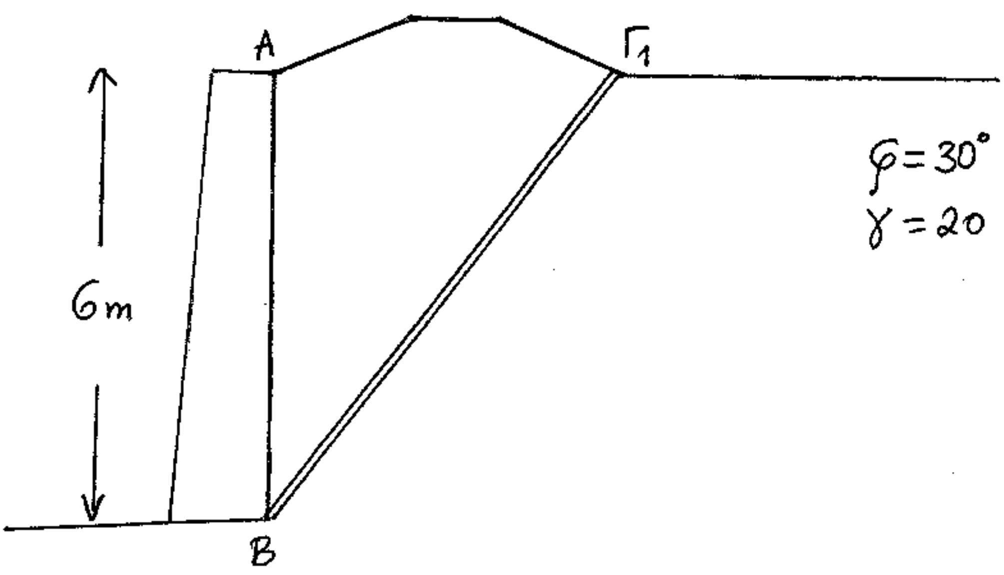
(3) Αναζήτηση της ενεργητικής ώθησης κατά Coulomb. Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι οριζόντιο, με επιβαλλόμενο ομοιόμορφο φορτίο p, και αποτελείται από στεγνή άμμο με **φ = 30°** . Ο τοίχος είναι κατακόρυφος και λείος, ύψους **H = 6 m.** Ζητείται η γραφική παράσταση $P_i = P_i\ (\psi_i)$, όπου $P_i =$ η δύναμη του τυχόντος δοκιμαστικού πρίσματος i , του οποίου η επιφάνεια ολισθήσεως σχηματίζει γωνία ψ_i από την κατακόρυφο παρειά του τοίχου. (Τουλάχιστον 4 σημεία του διαγράμματος μπορούν να υπολογισθούν ακριβώς.)

(4) *(α)* Στήν μέθοδο Coulomb για την εξεύρεση τής ενεργητικής ώθησης P_a, πώς εξηγείται ότι η ενεργητική ώθηση βρίσκεται ως $P_a = max\ (P_1, P_2, \ldots\ldots, P_n)$, όπου $P_i =$ η υποψήφια ώθηση πού αντιστοιχεί στο τυχόν δοκιμαστικό πρίσμα i ;

(β) Να εξηγηθεί γιατί στον υπολογισμό έναντι ολισθήσεως ενός εγκιβωτισμένου-στον-πόδα τοίχου αντιστηρίξεως η "παθητικού"-τύπου αντίσταση λαμβάνεται μόνον ως ένα κλάσμα (π.χ., $^1/_2$ ή $^1/_3$) της (πλήρους) παθητικής αντώθησης κατά Rankine.

(5) *(α)* Ποιες είναι οι ***θεμελιώδεις υποθέσεις*** της μεθόδου Coulomb για την εξεύρεση της ενεργητικής ώθησης επί τοίχου βαρύτητας ;

(β) Εφαρμογή : Ανάλυση ενός μόνον τυχόντος δοκιμαστικού πρίσματος, του **ΑΒΓ$_1$** , με την μέθοδο Coulomb. Πόση είναι η "ώθηση" **P$_1$** ; Ποιά η πιθανή σχέση της με την ενεργητική ώθηση ; *[Το σχήμα είναι υπό κλίμακα]*



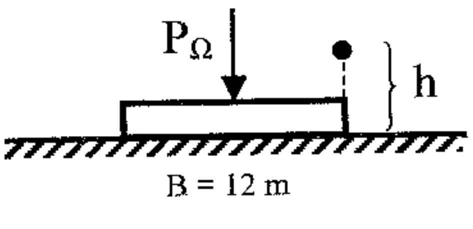
ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ—ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ Ιουλίου 2003

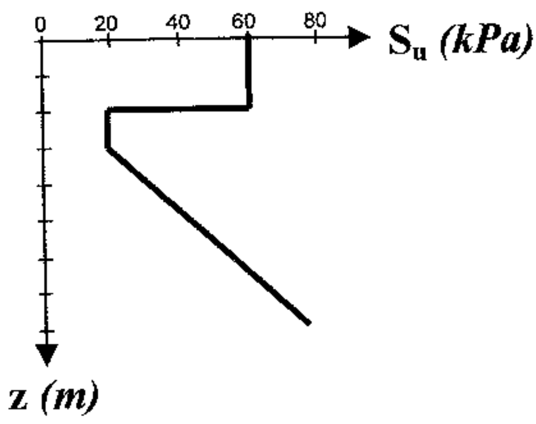
ΑΠΑΝΤΗΣΕΙΣ σε 7 από τα Θέματα του Διαγωνίσματος

ΕΚΦΩΝΗΣΕΙΣ

(1) Αν υποθέσουμε ότι η βάση των τοίχων βαρύτητας είναι συνήθως διπλάσια απ' την στέψη τους, να αποδείξετε αναλυτικά γιατί δεν χρησιμοποιούμε τοίχους βαρύτητας σε συνήθεις εκσκαφές κτιριακών έργων (με περισσότερα του ενός υπόγεια). Να υποθέσετε ρεαλιστικές τιμές για τις ιδιότητες του εδάφους και τις διαστάσεις της κατασκευής. Ο υδροφόρος ορίζοντας ας θεωρηθεί ότι βρίσκεται σε βάθος ίσο με τα $^3/_4$ του βάθους της εκσκαφής.

(2) Να υπολογισθεί το οριακό φορτίο P_Ω (kN/m) λωριδωτού θεμελίου πλάτους $B = 12\ m$ εδραζομένου σε έναν ανομοιογενή αργιλικό σχηματισμό. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή είναι $S_u = S_u(z)$ όπως δείχνεται στο Σχήμα (σε kPa). Ως δοκιμαστικό κέντρο κύκλου επιλέγεται σημείο Ω, άνω του ενός άκρου, σε ύψος h της δικής σας αυθαίρετης (εύλογης ωστόσο) επιλογής. (Γραφική λύση : συνιστάται ως η μόνη πρακτικώς εφικτή στον χρόνο που διαθέτετε – όχι υποχρεωτική όμως.) . Να γίνει διερεύνηση–συζήτηση ως προς την πιο πιθανή θέση του κέντρου Ω.





Σχέδια υπό κλίμακα

(3) Επίχωμα πρόκειται να κατασκευασθεί πάνω σε αργιλική εδαφική στρώση πάχους **6** m. Η άργιλος επικάθεται αδιαπέρατου εδάφους. Το επίχωμα επιβάλλει αύξηση της ολικής τάσης στην άργιλο κατά *190 kPa*. Οι παράμετροι στερεοποίησης της αργίλου προσδιορίσθηκαν στο εργαστήριο $c_v = 5\ m^2/έτος$ και $D = 5\ MPa$. Σε πόσον χρόνο θα έχουν απομείνει μόνον **9** *cm* για να ολοκληρωθεί η συνολική καθίζηση;

Δίδεται ότι για μέσον βαθμό στερεοποίησης $\overline{U} = 0.5$ *είναι* $T_v = c_v\, t/H^2 \approx 0.20$, *καί για* $\overline{U} = 0.80$ *είναι* $T_v \approx 0.50$. *[Επιτρέπεται γραμμική παρεμβολή]*.

(4) 8 κυλινδρικά δοχεία αποτελούνται από πανομοιότυπα καί θερμικώς αδιαπέρατα τοιχώματα. Διαφέρουν μόνον ως προς την διάμετρο, D. Στα δοχεία αυτά τοποθετούνται τυχαίες ποσότητες καυτού νερού με θερμοκρασία $T_o = 100^o$ *Κελσίου.* Μετρούμε τον χρόνο που απαιτείται για να κρυώσουν, δηλαδή μέχρι (ουσιαστικά) η θερμοκρασία του νερού να γίνει παντού ίση με την θερμοκρασία του περιβάλλοντος (π.χ., $T_1 = 20^o$).

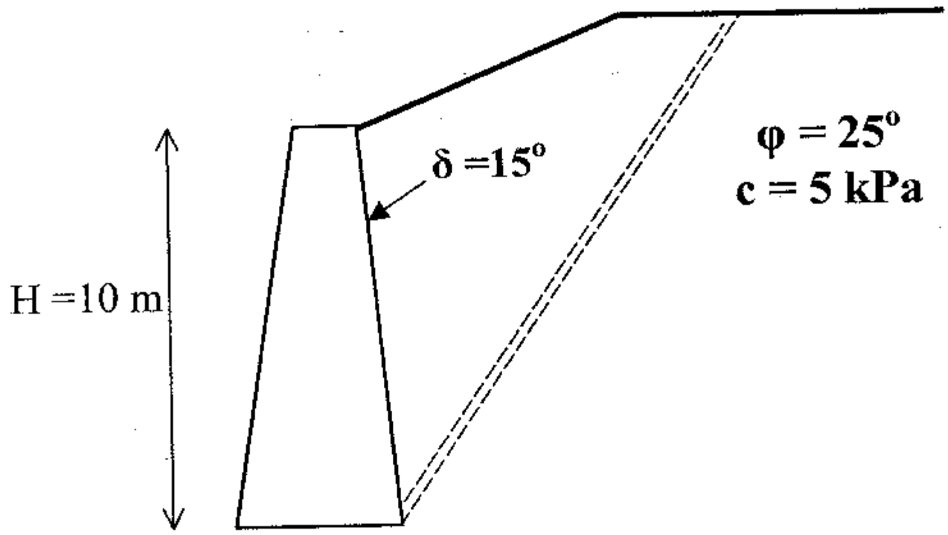
[Δίδονται τα σχήματα 8 δοχείων, διαφόρων διαμέτρων D και διαφόρων υψών του περιεχομένου υγρού H, χωρίς καμμία συσχέτιση μεταξύ .D και H.]

Ποιό θα κρυώσει πρώτο, και *ποιο* τελευταίο ; Να αιτιολογηθεί πλήρως..

(5) **(α)...**

(β)...

(γ) Ενεργητική εδαφική ώθηση : ανάλυση ενός μόνον δοκιμαστικού πρίσματος $ΑΒΓ_1$ με την μέθοδο Coulomb. Υψος τοίχου 10 m , σχέδιο υπό κλίμακα. Πόση είναι η "ώθηση" P_1



- 400 -

(6) Λωριδωτό φορτίο $p = 100\ kPa$ πλάτους $2b = 4\ m$ επιβάλλεται στην επιφάνεια ***δίστρωτου*** ημιχώρου :

Στρώμα 1 : πάχος $\mathbf{H_1 = 5b = 10\ m}$, μέτρο ελαστικότητας $\mathbf{E_1}$

Στρώμα 2 : πάχος $\mathbf{H_2 \to \infty}$, μέτρο ελαστικότητας $\mathbf{E_2}$

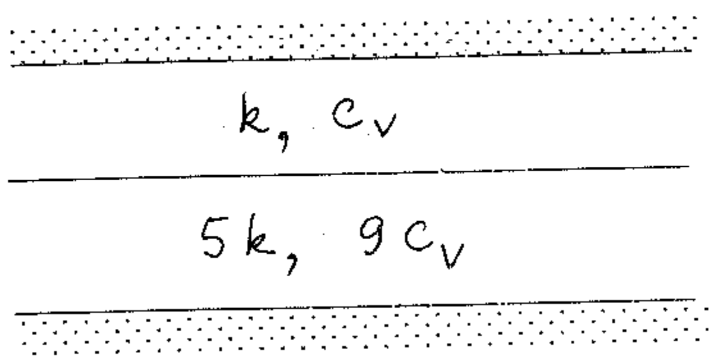
Να δοθεί κατά αδρή (αλλά επαρκώς αιτιολογημένη) προσέγγιση η κατανομή με το βάθος της αναπτυσσόμενης $\boldsymbol{\sigma_z = \sigma_z(z)}$, κατά μήκος του άξονα του φορτίου (x = y = 0),
(α) εάν $\mathbf{E_1 = 150}$ MPa και $\mathbf{E_2 = 10}$ MPa, *καί* ***(β)*** εάν $\mathbf{E_1 = 4}$ MPa *και* $\mathbf{E_2 = 16}$ MPa.
Δίδεται ότι για τον *ομοιογενή* ημίχωρο, και για βάθη $z > 1.5\ b$, ισχύει με καλή προσέγγιση :

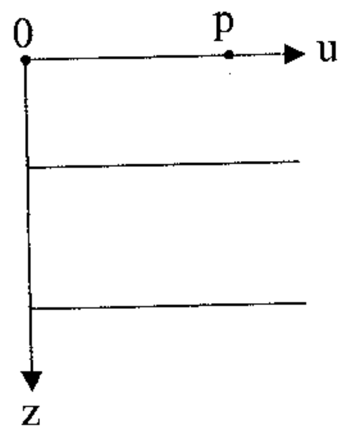
$$\sigma_z \approx \frac{4}{\pi}\frac{pb}{z}\ .$$ *(Θα δοθεί επίδομα [bonus] σε μια πλήρη αιτιολόγηση.)*

(7) Εδαφικός σχηματισμός υπό τον Υ.Ο. περιλαμβάνει δύο (κορεσμένες) αργιλικές στρώσεις. Επιβάλλεται ομοιόμορφη φόρτιση με (άπειρης έκτασης) φορτίο ***p***. Να σχεδιασθούν κατά αδρή ποιοτική προσέγγιση οι κατανομές των υδατικών υπερπιέσεων καθ' ύψος των δύο στρώσεων :

– αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου
– σε άπειρο χρόνο μετά την επιβολή του φορτίου
– στην χρονική στιγμή που η στερεοποίηση έχει συντελεσθεί περίπου κατά 50%.

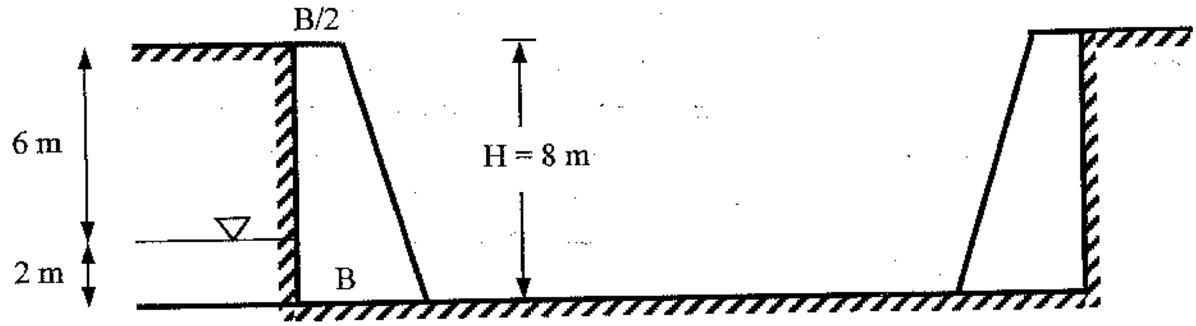
Να δοθούν οι συνοριακές συνθήκες στην διεπιφάνεια των δύο στρώσεων και στην άνω επιφάνεια του σχηματισμού.

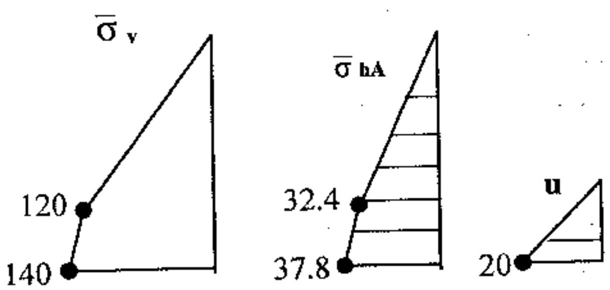




Οι ΑΠΑΝΤΗΣΕΙΣ (ενίοτε με σχόλια)

(1) Εστω τοίχος με ύψος π.χ. H = 8 m (δύο ή τρία υπόγεια + θεμέλια). Εστω επίσης ένα σχετικώς καλό εδαφικό υλικό με $\varphi = 35^o$ και $\gamma = 20\ kN/m^3$. (Με χειρότερο έδαφος τα πράγματα θα ήταν ακόμη πιο εμφανή, αλλά η ιδέα είναι να δείξουμε ότι ακόμη και γιά καλό σχετικώς έδαφος, η λύση αυτή, του τοίχου βαρύτητας δηλαδή, δεν ικανοποιεί.)





$K_A = \tan^2(45^o - {}^{35}/_2) \cong 0.27$

$\bar{\sigma}_{hA} = \bar{\sigma}_V\, K_A$

Συνισταμένη Ωθηση

$P \geq P_A = 32.4 \times {}^6/_2 + (32.4 + 37.8) \times {}^2/_2 + 20 \times {}^2/_2 = 97.2 + 70.2 + 20 \approx 187 kN/m$

ΟΛΙΣΘΗΣΗ : Συντελεστής Ασφαλείας : $\mathbf{Y_{\text{ολισθ.}} \geq 1.50}$ (κάπως συντηρητικά για να ληφθεί έμμεσα υπόψη και μιά μικρή άνωση) $\Rightarrow$

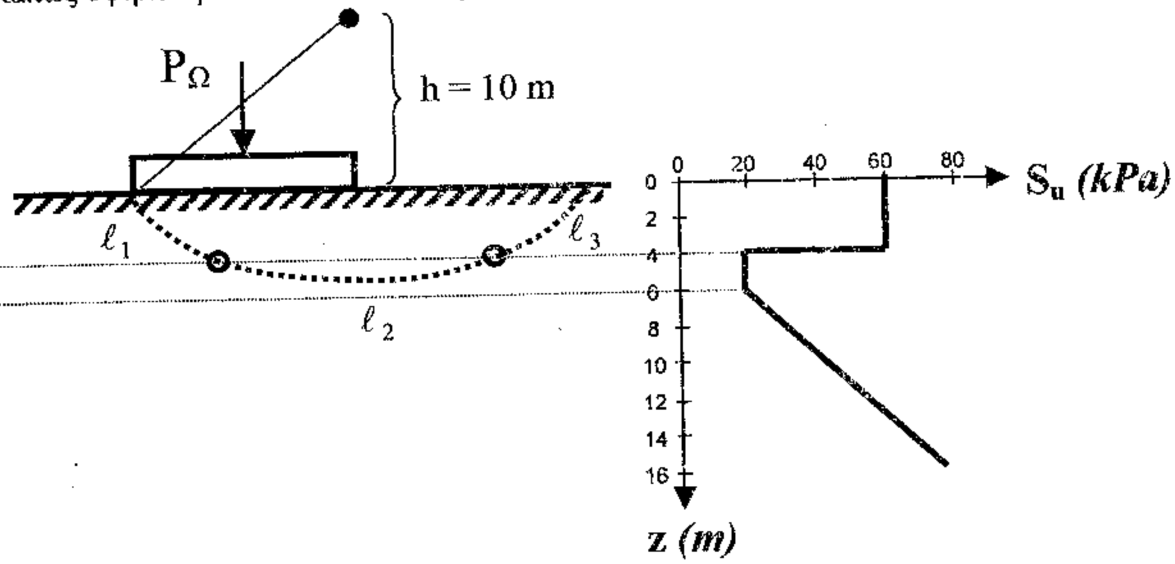
$\mathbf{(B + B/2)\ H/2\ \gamma_{\text{τοιχ.}} \tan\varphi \geq 1.50\ P_A}$

$(25)\ (0.75)\ B\ (8)\ (\tan 35^o) \geq 281 \Rightarrow \boldsymbol{B \geq 2.70\ m.}$

Εστω και εάν ο έλεγχος σε ανατροπή δεν δώσει ακόμη μεγαλύτερο B , με B ≈ 2.70 m έχουμε πολύ μεγάλη απώλεια χώρου, ιδίως εάν σκεφτούμε ότι υπάρχει κι άλλος τέτοιος τοίχος στην απέναντι πλευρά (σύνολο πλάτους 5.40 m).

[Ενας εγκιβωτισμένος πασσαλότοιχος θα μπορούσε να σταθεί με 0.80 m μόνον ...].—

(2) Επιλέγουμε τέτοιον κύκλο, ώστε μεγάλο μέρος του να περιέχεται στο μαλακότερο στρώμα ⇒ κάπως υψηλότερο το Ω απ' ότι σε ομοιογενές έδαφος.



Π.χ., σε ύψος h = 10 m ∴

$$R = \sqrt{10^2 + 12^2} \approx 15.6 \text{ m}.$$

Χωρίζω το τμήμα της περιφέρειας του κύκλου σε τρία τόξα :

$$\ell_1 = \ell_3 \approx 7.5 \text{ m}, \quad \ell_2 \approx 12 \text{ m} \quad \textit{(από το υπό κλίμακα σχέδιο)}.$$

$$\mathbf{P_\Omega\ (B/2) = 2\ S_{u1}\ \ell_1\ R + S_{u2}\ \ell_2\ R}\ \therefore$$

$$P_\Omega\ \tfrac{1}{2}\ (12) = (60)\ (8)\ (15.6) \times 2 + (20)\ (12)\ (15.6) = 18720\ \therefore$$

$$P_\Omega = 3120\ \text{kN / m}$$

Ο πιθανώς πιό κρίσιμος κύκλος μόλις εφάπτεται στην οριζόντια γραμμή z = 6 m. Διότι έτσι, *καί* μεγιστοποιείται το μήκος του τόξου εντός της μαλακής ζώνης, *καί* μικραίνει (σε σύγκριση με τον εξετασθέντα κύκλο) ο μοχλοβραχίονας R. (Το διεθνές σύμβολο ∴ σημαίνει *συνεπάγεται*).

(3) Τελική (συνολική) καθίζηση :

$$\delta_\infty = \frac{190}{5000} \times 6 = 0.228\ m \approx \mathbf{23\ cm}$$

$\Rightarrow$ πραγματοποιηθείσα καθίζηση

$$\delta_t = \delta_\infty - 9\ cm = 23 - 9 = 14\ cm$$

$\Rightarrow$ $\overline{U} = 14/23 \approx 0.60$

Ευρίσκω το T_v με γραμμική παρεμβολή μεταξύ :

$\left(\overline{U} = 0.50 \Rightarrow T_v = 0.20\right)$ *και* $\left(\overline{U} = 0.80 \Rightarrow T_v = 0.50\right)$ *[αρκεί και με το μάτι !]* :

$\overline{U} = 0.60 \Rightarrow \mathbf{T_v \approx 0.30 = 5\,t/6^2} \Rightarrow \mathbf{t \approx 2.16}$ **έτη** (προφανώς $H_d = H = 6$ m).

---

(4) Η διαφορά θερμοκρασίας ΔΤ θα προκαλέσει ροή θερμότητας μέσ' το "δοκίμιο" (δηλαδή στο νερό του κάθε δοχείου) προς την άνω επιφάνεια, ακριβώς όπως η διαφορά πιέσεων πόρων Δu προκαλεί ροή ύδατος από το δοκίμιο (έδαφος εντός συμπιεσομέτρου) προς την άνω επιφάνεια. Οι διαφορικές εξισώσεις που διέπουν τα δύο φαινόμενα είναι ίδιες [με $T \Leftrightarrow u$]. Λόγω του αδιαπέρατου των δοχείων η ροή θερμότητας είναι μόνον κατακόρυφη προς τα πάνω, δηλαδή μονοδιάστατη —— όπως ακριβώς και η ροή ύδατος κατά την στερεοποίηση δοκιμίου σε δοχείο με λεία τοιχώματα ! Στην μονοδιάστατη στερεοποίηση η μόνη γεωμετρική παράμετρος που καθορίζει την χρονική εξέλιξη του φαινομένου είναι το ύψος Η. Παραδείγματος χάριν, $t_c \approx H^2/c_v$.

Καθόλου μα καθόλου δέν υπεισέρχεται η επιφάνεια Α $(= \pi D^2/4)$!! Μόνον το ύψος, και μάλιστα στο τετράγωνο. $\Rightarrow$ Θα κρυώσει πρώτα αυτό με το χαμηλότερο Η, ασχέτως επιφανείας και ποσότητας ! ....(κ.ο.κ.)

[Το πόση θερμότητα θα μεταδοθεί στον περιβάλλοντα αέρα δεν ενδιαφέρει καθόλου στην συγκεκριμένη ερώτηση —— μάς νοιάζει απλώς να επιλέξουμε από πού θα πιούμε το ... τσάι μας όσο γίνεται πιό γρήγορα. Ακριβώς όπως και στην στερεοποίηση στην φύση, όπου το τελευταίο πράγμα που θα μάς ενδιέφερε είναι η αύξηση της ... υγρασίας στην περιοχή του έργου —— το ενδιαφέρον μας περιορίζεται στο πόσο γρήγορα θα ολοκληρωθεί η καθίζηση ως αποτέλεσμα της «διαφυγής» (αποτόνωσης) των υδατικών υπερπιέσεων.]

---

(5) (α), (β),...*[Βαθμολογία 12 / 20 %]*

(γ) Οριακή ισορροπία του πρίσματος $ΑΒΓ_1$. Ενεργούν οι εξής δυνάμεις : (γεωμετρία : διαβάζω με την κλίμακα του σχεδίου, εξού και το σύμβολο ≈ των ακολούθων υπολογισμών)

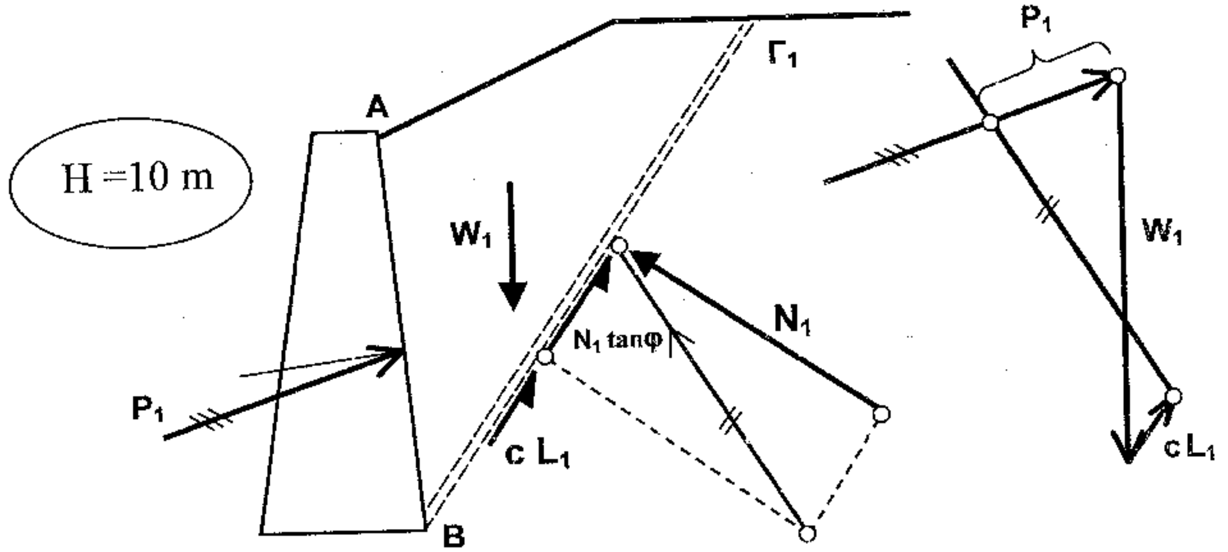
- βάρος $W = γ\,(ΑΒΓ_1) \approx (20)\,[(12.5 \times (10) - (2.5 \times 6.6)]\,½ = 1085$ kN/m
- η άγνωστη P_1 (υπό-γωνίαν 15° υπό την κάθετη στην παρειά ΑΒ)
- η άγνωστη N_1 ορθή δύναμη στην $ΒΓ_1$
- η άγνωστη συνιστώσα N_1 tanφ της τριβής στην $ΒΓ_1$, που δρά φυσικά *επί* της $ΒΓ_1$
- η γνωστή συνιστώσα της συνοχής στην $ΒΓ_1$: **$cL_1 = 5 \times (ΒΓ_1) \approx 5 \times 15 = 75$ kPa,** που δρά *επί* της $ΒΓ_1$ και προς τα πάνω

- **ΙΣΟΡΡΟΠΙΑ: $ΣΧ = 0$, $ΣΥ = 0$** : δύο γραμμικές εξισώσεις με δύο αγνώστους, N_1, P_1.

(Οι γωνίες που χρειάζονται για τις προβολές διαβάζονται κι αυτές με μοιρογνωμόνιο!)

[Χωρίς καμία άλλη πράξη, ο βαθμός που παίρνετε είναι 6 / 8%].

- **ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ** (γραφική – το δυναμοπολύγωνο).



(6) Αρχικά ξεκινούμε απ' την κατανομή των τάσεων σε ομοιογενή ημίχωρο (E_1 / E_2) :

– για $z = 0$, $\sigma_z = \sigma_{z(1)} = p = 100$ kPa

– για $z = 5\,b = 10$ m, $\boldsymbol{\sigma_{z(1)}} \approx \dfrac{4}{\pi}\dfrac{pb}{z} \cong 25.5$ kPa $\approx$ ***0.25 p***

(a) $E_1 / E_2 = 150 / 10 = 15$

Για $E_1 / E_2 = \infty$, στο $z = 10$ m : $\sigma_{z(\infty)} = 0$

Προφανώς

$\sigma_{z(\infty)} < \sigma_{z\,(15)} < \sigma_{z(1)}$

$0 < \sigma_{z(15)} < 0.25$ p

Εύλογη υπόθεση : $\boldsymbol{\sigma_{z(15)} \approx 0.10\, p}$

(Η αδρή σχεδίαση της όλης κατανομής $\sigma_{z(15)}(z)$ είναι ευχερής.)

(b) $E_1 / E_2 = 4/16 = 0.25$

Για $E_1 / E_2 = 0$, στο $z = 10$ m : $\sigma_{z(0)} = p$

Και το δεύτερο στρώμα δρά ως ομοιογενής ημίχωρος με φόρτιση p επί λωριδωτής επιφανείας πλάτους 2 b. (Βλ. σχέση $\sigma_z \approx \dfrac{4}{\pi}\dfrac{pb}{z} \cong 25.5$ kPa)

Προφανώς :

$\sigma_{z(1)} < \sigma_{z\,(0.25)} < \sigma_{z(0)}$

$0.25 < \sigma_{z(0.25)} < p$

Χονδροειδής εκτίμηση : $\boldsymbol{\sigma_{z(0.25)} \approx 0.70\, p}$.

(Η αδρή σχεδίαση της όλης κατανομής $\sigma_{z(0.25)}(z)$ είναι ευχερής.)

(7) – Οι ευθείες $\mathbf{t = 0}$ και $\mathbf{t = \infty}$ είναι προφανείς *[Βαθμός 10 / 20].*

– Για $\mathbf{t_{50\%}}$: Εάν τα δύο στρώματα είχαν ακριβώς ίδιες ιδιότητες, τότε το ότι $\overline{U} = 50\%$ σημαίνει ότι οι υπερπιέσεις θα ήταν περίπου ημιτονοειδώς κατανεμημένες με το βάθος (από το 0 έως 2H), έτσι ώστε το περικλειόμενο εμβαδόν E(t) να είναι το ½ του συνολικού εμβαδού (E = p2H)

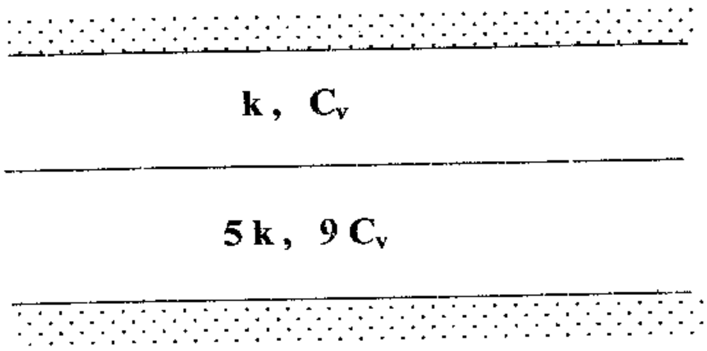
(Θυμηθείτε τα διαγράμματα $\Delta U(z/H, T)$ της θεωρίας.)

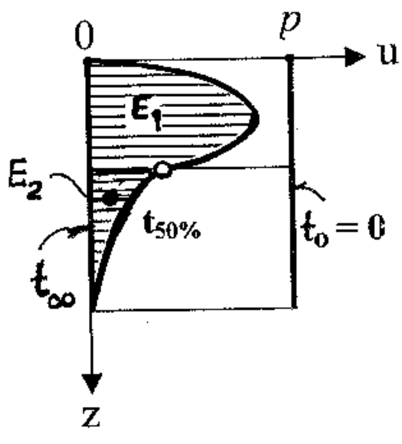
Τώρα όμως, η στράγγιση του στρώματος B είναι 9 φορές ταχύτερη από του A. Στο σύνορο η πίεση πόρων είναι "κοινή" $\mathbf{u_A = u_B}$ και η ταχύτητα ροής επίσης "κοινή" $\mathbf{V_A = V_B}$; [άρα κατά Darcy $k\dfrac{\partial u_A}{\partial z} = 5k\dfrac{\partial u_B}{\partial z}$].

$\Longrightarrow$ Εμβαδόν E_1 >> εμβαδού E_2 λόγω ταχύτερης στερεοποίησης του στρώματος B :

$$\mathbf{E_1/E_2 \approx C_{v2}/C_{v1} \approx 9}\ ,\ [\text{ενώ } E_1 + E_2 = (0.50)\,E = (0.50)\,p2H\,]\ \mathbf{:}$$

Αρα, βλέπε σχήμα (αδρή προσέγγιση): *[Βαθμός 10/20]*





– 407 –

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ — ΠΡΟΟΔΟΣ — Μάιος 2003

Διάρκεια 55 λεπτά – Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

Βαθμολογία: όλα τα Θέματα 25% ΑΘΡΟΙΣΜΑ 125 %.

Απαντήστε σε όσα περισσότερα θέματα μπορείτε.

1. Να σχεδιασθούν εντελώς σκαριφηματικά οι ακόλουθοι τοίχοι :

i) συμπαγής τοίχος βαρύτητας
ii) εύκαμπτος πασσαλότοιχος
iii) τοίχος υπογείου αντιστηριζόμενος με δύο πλάκες
iv) πασσαλότοιχος με αντηρίδες

Ποια είναι τα διαγράμματα εδαφικών ωθήσεων που θα αναπτυχθούν στους ανωτέρω τοίχους εάν αντιστηρίζουν στεγνή άμμο με $\varphi = 30^\circ$

2. Να ελεγχθεί η ευστάθεια έναντι περιστροφής και ολισθήσεως ενός ορθογωνικού κρηπιδοτοίχου από σκυρόδεμα, διαστάσεων **H = 10 m** , και **B = 5 m**. Δίδονται :

– Το εδαφικό υλικό είναι παντού άμμος με $\boldsymbol{\varphi = 35^\circ}$ και $\boldsymbol{\gamma = 20}$ **kN/m³**.
– Η στάθμη της θάλασσας θεωρείται ότι βρίσκεται στην επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους και της κορυφής του τοίχου.

Ο τοίχος κατασκευάζεται κυψελωτός με ειδικό βάρος $\gamma = 20$ kN/m^3. Να αγνοηθεί η συνάφεια μεταξύ της κατακόρυφης παρειάς του τοίχου και του εδάφους.

3. ***Πείραμα "Rankine" :*** Εδαφικό στοιχείο σε βάθος $z = 4\ m$ σε επαφή με τον λείο τοίχο υποβάλλεται σε μετακίνηση ***προς τα μέσα*** στην διεύθυνση x. Η μετακίνηση αυτή αντιστοιχεί σε παραμόρφωση 10^{-3} (κατ' απόλυτη τιμή).

(α) Να υπολογισθούν οι μεταβολές $\Delta\sigma_x$ $\Delta\sigma_y$ $\Delta\sigma_z$ που επέρχονται στις τάσεις σ_x σ_y σ_z, και η κατακόρυφη παραμόρφωση ε_z. Δίδονται $E = 50\ MPa$, $\nu = 0.40$, $\rho = 2\ Mg/m^3$, $\varphi = 40^o$.

(β) Να υπολογισθούν οι συνολικές τάσεις σ_x σ_y σ_z.

(γ) Εάν η παραμόρφωση προς τα έξω γίνει ίση με 0.3 (30%) , ποια είναι η τάση σ_x ;

4. Σε έναν *ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο* (E, ν) επιβάλλεται ***λωριδωτό φορτίο p*** επί πλάτους **2b,** κατά μήκος του άξονα x. (Ο άξονας y είναι οριζόντιος, κάθετος στον x και ο z κατακόρυφος.) Ποιές από τις αναπτυσσόμενες τάσεις σ_x σ_y σ_z τ_{xy} τ_{yz} τ_{xz} μπορείτε να υπολογίσετε (ή να εκτιμήσετε προσεγγιστικά, χωρίς βεβαίως να θυμάστε τύπους) για τα ακόλουθα 3 σημεία (A, B, Γ, που δίδονται με τις συντεταγμένες τους) :

Σημείο A : $x_A = 0$, $y_A = 0$, $z_A = b/4$
Σημείο B : $x_B = 0$, $y_B = 0$, $z_B = 12b$
Σημείο Γ : $x_Γ = 0$, $y_Γ = 1.5b$, $z_Γ = 0$

Να δοθούν σκαριφηματικά τα 3 σημεία με τις αντίστοιχες τάσεις. Εξήγηση σε "μιά γραμμή" για την κάθε τάση. (Προσοχή, δεν είναι απαραίτητο να *μπορεί* να υπολογισθούν με ποσοτική ακρίβεια όλες αυτές οι τάσεις!) Αρκεί ακρίβεια 20 %.

5. Αναζητείται η "ενεργητική ώθηση" με την μέθοδο Coulomb , για τον τοίχο του σχήματος (παρειά AB). Εάν ο τοίχος θεωρηθεί λείος και η γωνία διατμητικής αντοχής του αντιστηριζομένου εδαφικού υλικού είναι $\varphi = 30^o$, ζητείται η ανάλυση ενός δοκιμαστικού πρίσματος (της δικής σας επιλογής). Ποιά η τιμή της "ώθησης" για το πρίσμα αυτό ; Πώς (εάν ο χρόνος σας δεν ήταν περιορισμένος) θα υπολογίζατε την *ενεργητική ώθηση* ; (αδρή περιγραφή).

F

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ — ΠΡΟΟΔΟΣ — Μάιος 2004

Διάρκεια 1 ώρα. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Σύνολο βαθμολογίας $5 \times 25\% = 125\%$

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

Απαντήστε σε όσα περισσότερα θέματα μπορείτε.

(1) Κυκλικό φορτίο $p = 100\ kPa$ ακτίνας $R = 5\ m$ επιβάλλεται στην επιφάνεια ***δίστρωτου*** ημιχώρου :

Στρώμα 1 : πάχος $H_1 = 10$ m καί μέτρο ελαστικότητας E_1

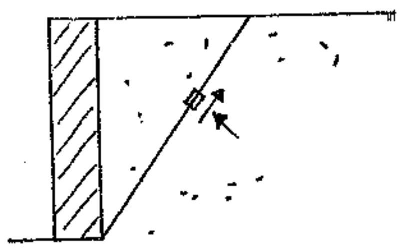
Στρώμα 2 : πάχος $H_2 \rightarrow \infty$ καί μέτρο ελαστικότητας E_2

Να δοθούν κατά αδρή (αλλά επαρκώς αιτιολογημένη) προσέγγιση :

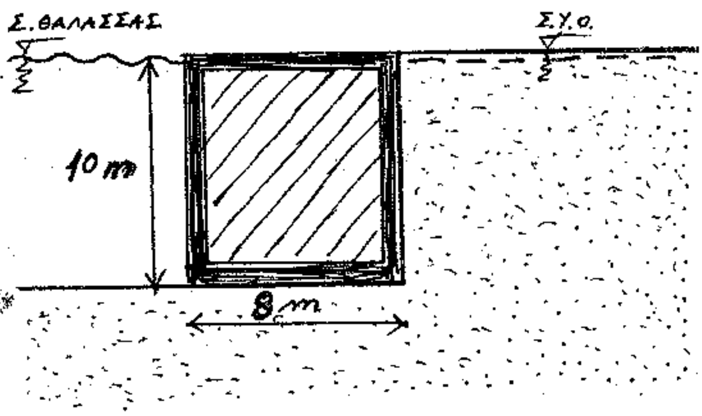
(α) η κατανομή με το βάθος της αναπτυσσόμενης ορθής κατακόρυφης τάσης $\sigma_z = \sigma_z(z)$, κατά μήκος του άξονα του φορτίου $(x = y = 0)$, και

(β) οι κατανομές των τάσεων : τ_{zr}, $\tau_{r\theta}$ ***και*** σ_r επίσης κατά μήκος του άξονα. (Αρκεί μία χονδροειδής [εύλογη όμως] προσέγγιση για μία από τις τρείς αυτές τάσεις.) . Δίδονται : $E_1 = 150$ MPa και $E_2 = 20$ MPa. Δίδεται επίσης ότι γιά τον *ομοιογενή* ημίχωρο, και για βάθη $z > R$, ισχύει με καλή προσέγγιση ότι : $\sigma_z \approx 1.5\ p\ (R / z)^2$. *(Θα δοθεί επίδομα [bonus] σε μια πλήρη αιτιολόγηση.)*

(2) Στο αντιστηριζόμενο από έναν τοίχο έδαφος ***ζητείται να συγκριθούν*** οι τάσεις τ και σ_n σε τυχόν σημείο επί του επιπέδου $(45^o + \varphi/2)$ σε δύο καταστάσεις : ***(α)*** ο τοίχος είναι αμετακίνητος, και ***(β)*** ο τοίχος μετακινείται αρκετά προς τα έξω. Σε ***ποιά*** από τις δύο καταστάσεις είναι μεγαλύτερος ο λόγος τ/σ_n;; Δίδονται $K_o = 1$ ***και*** $\varphi = 30^o$



(3) Να ελεγχθεί η ευστάθεια (έναντι ολισθήσεως και ανατροπής) του λιμενικού κυψελωτού κρηπιδοτοίχου ΑΒΓΔ του σχήματος. Το συνολικό ειδικό βάρος κυψελωτού τοίχου και υλικού πληρώσεως είναι $\gamma_\tau = 18\ kN/m^3$.

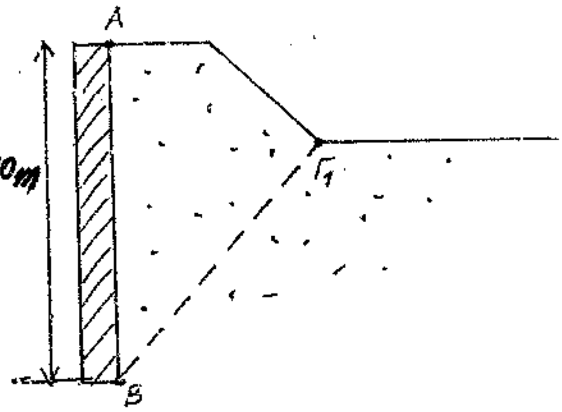


(α) Η στάθμη της θάλασσας θεωρείται για απλοποίηση ότι βρίσκεται στην επιφάνεια (καί από τις δύο πλευρές του τοίχου). Το έδαφος (αντιστηριζόμενο και εδράσεως) είναι αμμοχάλικο με $\gamma = 20\ kN/m^3$ *καί* $\varphi = 30^0$. Για την κατακόρυφη παρειά να ληφθεί $\delta = 0^0$.

(β) Εάν η στάθμη της θάλασσας κατέβει (π.χ. λόγω άμπωτης) κάτω από την βάση του τοίχου, ***πώς*** θα επηρεασθεί η ευστάθεια του τοίχου ;;

(4) *(α)* Ποιές είναι οι ***θεμελιώδεις παραδοχές*** της μεθόδου Coulomb για την εξεύρεση της ενεργητικής ώθησης επί τοίχου βαρύτητας ; (Να είστε *συνοπτικοί και ακριβείς*)

(β) Εφαρμογή : Ανάλυση ενός μόνον τυχόντος δοκιμαστικού πρίσματος, του **ΑΒΓ₁** , με την μέθοδο Coulomb. Πόση είναι η (δοκιμαστική) τιμή της "ώθησης" $\mathbf{P_1}$; Ποιά η πιθανή σχέση της με την ενεργητική ώθηση ; *[Το σχήμα είναι υπό κλίμακα]*



(5) *(i)* Να δοθεί μέ ενδεικτική (ποιοτική μόνον) ακρίβεια το διάγραμμα οριζόντιας τάσης σ_x πρός την επιβαλλόμενη οριζόντια ανηγμένη παραμόρφωση $\pm\ \varepsilon_x$ στεγνού εδαφικού δοκιμίου άμμου το οποίο υποβάλλεται σε εγκάρσια επιπόνηση με $\sigma_y =$ ***σταθερό*** $= 50\ kPa$ *(ενώ* $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0,\ \varepsilon_y = 0$*).* Το ε_x μεταβάλλεται *από* 0 *σέ* $+\infty$ ***καί*** *από* 0 *σε* $-\infty$.

(ii) Εάν για μιά μικρή τιμής της παραμόρφωσης, $\varepsilon_x = -10^{-3}$ (πρός τα έξω δηλαδή), το έδαφος αποκρίνεται ως γραμμικώς ελαστικό υλικό με $E = 20.000\ kPa$ και $\nu = 0.40$ ζητούνται η μεταβολή στις οριζόντιες τάσεις, $\Delta\sigma_x$ και $\Delta\sigma_y$, υπό σταθερή κατακόρυφη τάση $\sigma_{zo} = 50\ kPa$ και συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης..

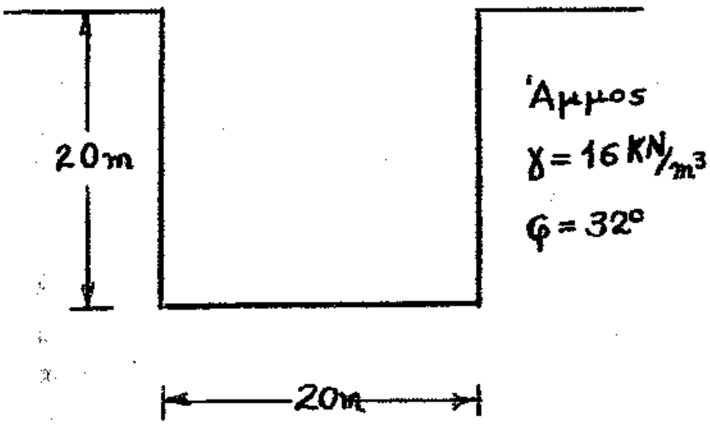
ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ

25 Ιουνίου 2004

Διάρκεια 1 ώρα & 45 λεπτά Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

1)

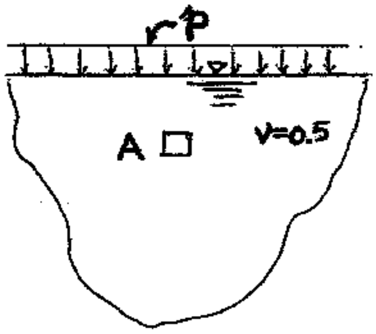


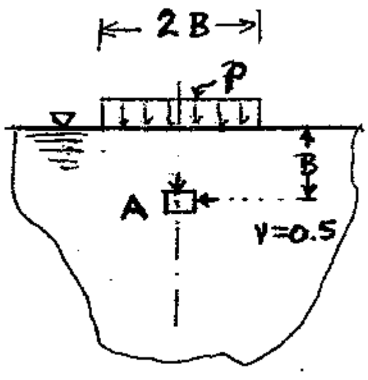
Θέλοντας να αντιστηρίξουμε μια εκσκαφή σε κατοικημένη περιοχή βάθους *20 m*, κατασκευάζουμε έναν *ορθογωνικό* τοίχο βαρύτητας (B x H):

(α) Να υπολογισθεί το πλάτος B του τοίχου;

(β) Κρίνετε εφαρμόσιμη την προκύπτουσα λύση; (Να δοθούν εναλλακτικές λύσεις)

2)



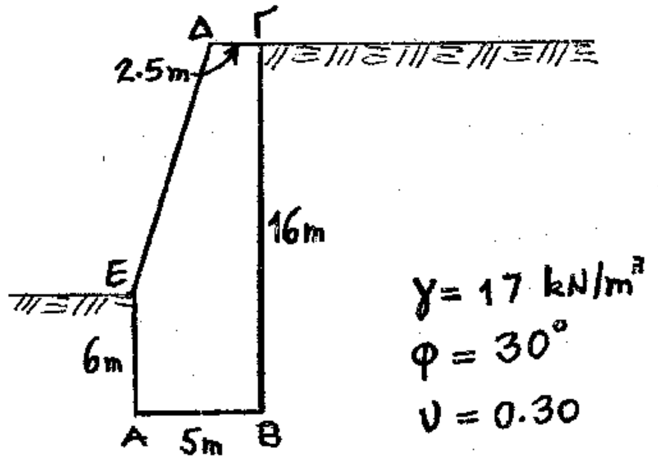


Δίνονται παραπλεύρως οι δύο περιπτώσεις φόρτισης ελαστικού ομοιογενούς ημιχώρου με τον υδροφόρο ορίζοντα στην επιφάνεια του εδάφους :

(α) Να δοθεί με σκαρίφημα η καθίζηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους στις δύο περιπτώσεις (αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου).

(β) Ποιά είναι κατά αδρή προσέγγιση η εντατική κατάσταση του εδαφικού στοιχείου A σε βάθος $z = B$ (αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου) ;

3)



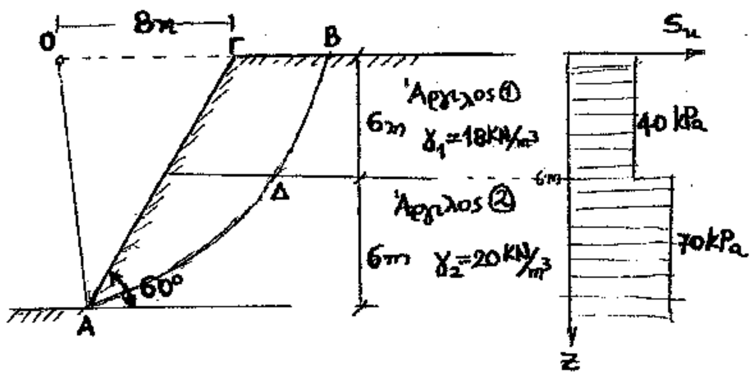
Να σχεδιασθούν σε αδρή ποιοτική προσέγγιση οι δυνάμεις που ασκούνται επί του τοίχου όταν αυτός:

(α) Είναι αμετακίνητος

(β) Μετακινείται πρός τα έξω με οριζόντια παραμόρφωση $\varepsilon_{ha} = 1\%$

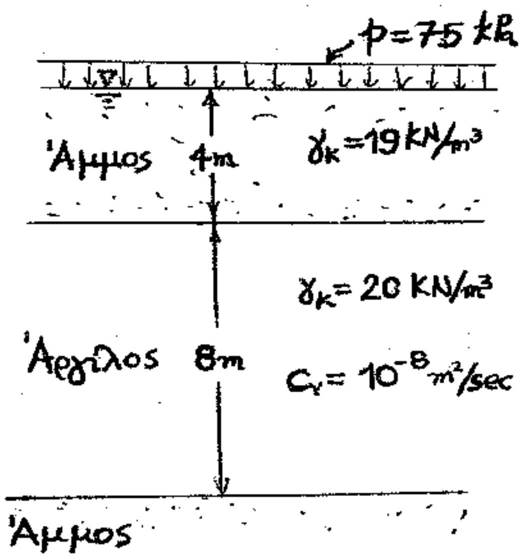
Η οριζόντια διατμητική δράση στην βάση του τοίχου ΑΒ είναι η ίδια στις δύο περιπτώσεις ή όχι και γιατί; .

4)



Για το πρανές του σχήματος και για την συγκεκριμένη κυλινδρική ("κυκλική") επιφάνεια ολίσθησης να υπολογίσετε το συντελεστή ασφαλείας έναντι του κινδύνου ολίσθησης. (Κάνετε τις δέουσες προσεγγίσεις για κέντρα βάρους και μήκη τόξων.)

5)



Για τον εδαφικό σχηματισμό του σχήματος να υπολογίσετε την κατανομή των ενεργών τάσεων

(α) αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου

(β) μετά το τέλος της στερεοποίησης

(γ) 4 μήνες μετά την επιβολή του φορτίου (προσεγγιστική κατανομή για το αργιλικό στρώμα θα θεωρηθεί επαρκής)

$[Tv = c_v t / H^2, \quad c_v = kD / \gamma_w]$

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ—ΠΡΟΟΔΟΣ—Μάρτιος 2005

Διάρκεια 1 ώρα. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

Βαθμολογία: όλα τα θέματα 20% ΑΘΡΟΙΣΜΑ 120 %.

Απαντήστε σε όσα περισσότερα θέματα μπορείτε.

(1) Σε έναν *ομοιογενή ημίχωρο* (E, v) επιβάλλεται ***λωριδωτό φορτίο p*** επί πλάτους **2*b*,** κατά μήκος του άξονα x. (Ο άξονας y είναι οριζόντιος, κάθετος στον x, και ο z κατακόρυφος.) Ποιές από τις αναπτυσσόμενες τάσεις $\Delta\sigma_x$ $\Delta\sigma_y$ $\Delta\sigma_z$ $\Delta\tau_{xy}$ $\Delta\tau_{yz}$ $\Delta\tau_{xz}$, μπορείτε να υπολογίσετε (ή να εκτιμήσετε εντελώς χονδροειδώς *[τάξη μεγέθους]* χωρίς βεβαίως να θυμάστε τύπους) για τα ακόλουθα 3 σημεία (Α, Β, Γ που δίδονται με τις συντεταγμένες τους) :

Σημείο Α : $x_A = 0$, $y_A = 0$, $z_A = b/4$
Σημείο Β : $x_B = 0$, $y_B = 0$, $z_B = 12b$
Σημείο Γ : $x_\Gamma = 0$, $y_\Gamma = 1.5b$, $z_\Gamma = 0$

Σχεδιάστε τα 3 "στοιχεία" Α, Β, Γ, με τις αντίστοιχες τάσεις τους . Εξήγηση σε "μιά γραμμή" για την κάθε τάση. Αρκεί ακρίβεια ± 25 %.

(2) Κυκλικό φορτίο $p = 200\ kPa$ ακτίνας $R = 6\ m$ επιβάλλεται στην επιφάνεια ***δίστρωτου*** ημιχώρου :

Στρώμα 1 : πάχος H_1 = **4 m**, μέτρο ελαστικότητας, **E_1 = 400 MPa**
Στρώμα 2 : πάχος H_2 **πολύ μεγάλο,** μέτρο ελαστικότητας, **E_2 = 20 MPa**

Να δοθεί κατά αδρή (αλλά επαρκώς αιτιολογημένη) προσέγγιση η κατανομή με το βάθος της αναπτυσσόμενης $\sigma_z = \sigma_z(z)$, κατά μήκος του άξονα του φορτίου (x = y = 0).

Δίδεται ότι για τον *ομοιογενή* ημίχωρο, ισχύει με καλή προσέγγιση η σχέση

$$\sigma_z / p = 1 - \left\{ 1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right\}^{-3/2}$$

(3) ***Αναζήτηση της ενεργητικής ώθησης κατά Coulomb*** : Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι οριζόντιο, και αποτελείται από στεγνή άμμο με **φ = 30°** . Ο τοίχος είναι *κατακόρυφος* και *λείος*, ύψους **H = 10 m**. Θεωρούνται διάφορα δοκιμαστικά πρίσματα. Ζητείται η γραφική παράσταση $P_i = P_i\,(\theta_i)$, όπου P_i = η δύναμη στο τυχόν δοκιμαστικό πρίσμα ***i*** (υποψήφια ενεργητική δύναμη) του οποίου η επιφάνεια ολισθήσεως σχηματίζει γωνία θ_i με την οριζοντία. (Τουλάχιστον 3 σημεία του διαγράμματος μπορούν να υπολογισθούν ακριβώς .)

(4) Να ελεγχθεί η ευστάθεια έναντι ολισθήσεως ενός τριγωνικού τοίχου βαρύτητας από άοπλο σκυρόδεμα, διαστάσεων **H = 8 m , B = 4 m**. Το αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό και το έδαφος δράσεως είναι στεγνή άμμος με **φ = 30°**

Επιλέξτε μόνοι σας λογικές τιμές για τα ειδικά βάρη των υλικών. Ο τοίχος κατασκευάζεται ως έγχυτο σκυρόδεμα. Να αγνοηθεί η συνάφεια μεταξύ της κατακόρυφης παρειάς του τοίχου και του εδάφους.

(5) Να σχεδιασθούν σκαριφηματικά οι ακόλουθοι τοίχοι :

- i) συμπαγής τοίχος βαρύτητας
- ii) εύκαμπτος πασσαλότοιχος
- iii) αντιρηδωτός τοίχος.
- iv) τοίχος υπογείου δύο ορόφων
- v) Να σχολιασθεί η ενδεχόμενη διαφοροποίηση των εδαφικών οριζοντίων δράσεων επί των ανωτέρω 3 τύπων τοίχων.

(6) Για την διαδικασία εύρεσης της ενεργητικής ώθησης με την μέθοδο Coulomb (κατακόρυφη και λεία παρειά του τοίχου προς το έδαφος) να αναλύσετε ένα μόνον δοκιμαστικό πρίσμα (της δικής σας επιλογής). Ποια η τιμή ***P*** της "ώθησης" για το πρίσμα αυτό ; Πως συγκρίνεται η τιμή αυτή ***(P)*** με την πραγματική ώθηση (P_A), και γιατί ;;

ΒΑ

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ—ΔΕΥΤΕΡΗ ΠΡΟΟΔΟΣ—Μάιος 2005

Διάρκεια 45 Λεπτά. ΒΙΒΛΙΑ & ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

Βαθμολογία : Κάθε Θέμα 35%

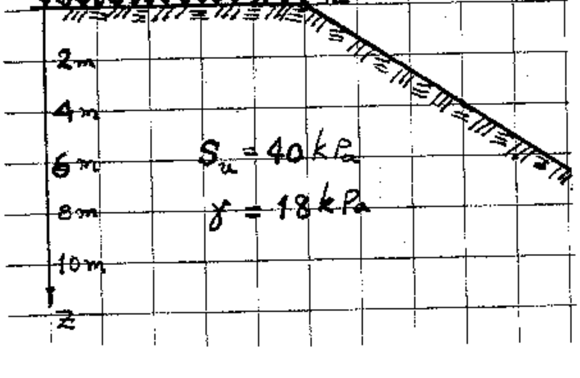
1. Για το πρανές του σχήματος υπολογίστε το φορτίο q ούτως ώστε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως σε "κυκλική" επιφάνεια ακτίνας 10 m με κέντρο το Ω να είναι ίσος με 1. (Χρησιμοποιείστε εύλογες τιμές όσων τυχών παραμέτρων δεν δίνονται.)

2. Για κατακόρυφο πρανές ύψους Η αργίλου με σταθερή (ανεξάρτητη του βάθους) αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u να ευρεθεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως : ***(α)*** σε "κυκλική επιφάνεια με κέντρο την κορυφή του πρανούς Ω και ακτίνα ίση με το ύψος,και ***(β)*** σε "επίπεδη" επιφάνεια με κλίση 45^o. Να συγκριθούν τα δύο αποτελέσματα .

3. **(α)** Να αποδείξετε ότι σε συνθήκες Rankine κατά την ενεργητική κατάσταση τα επίπεδα αστοχίας των εδαφικών στοιχείων σχηματίζουν γωνία $45^o + \varphi/2$ με την οριζόντια, ενώ κατά την παθητική κατάσταση γωνία $45^o - \varphi/2$.

(β) Γιατί για την ανάπτυξη ενεργητικής ώθησης απαιτούνται πολύ μικρότερες παραμορφώσεις απ' ότι για την ανάπτυξη της παθητικής ;

(γ) Ποιά είναι η θεμελιώδης δυσκολία στην ανάλυση της ευστάθειας ενός εδαφικού πρανούς με κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως ; . Γιατί η δυσχέρεια αυτή δεν υπάρχει με την θεώρηση επίπεδης επιφάνειας ολισθήσεως ;



Θέμα 1.

ΒΒ

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ—ΔΕΥΤΕΡΗ ΠΡΟΟΔΟΣ—Μάιος 2005

Διάρκεια 45 Λεπτά. ΒΙΒΛΙΑ & ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

Βαθμολογία : κάθε Θέμα 35%

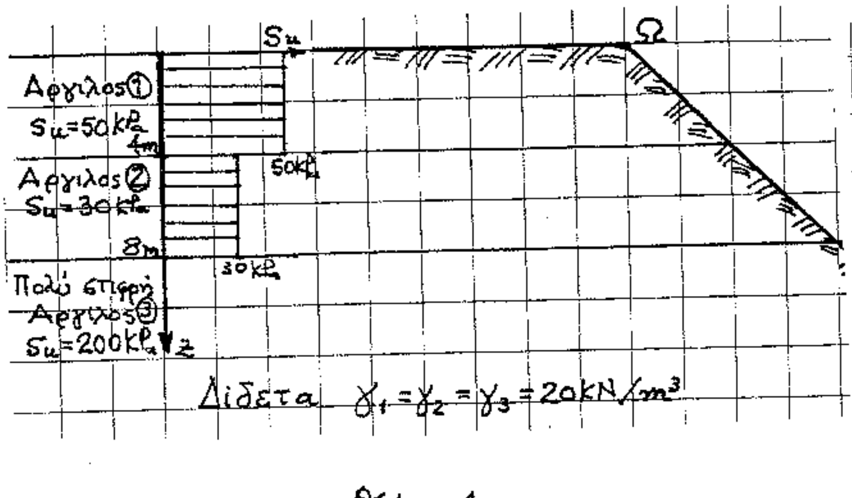
1. Για το πρανές του σχήματος επιλέξτε μία αρκετά εύλογη "κυκλική" επιφάνεια ολισθήσεως και υπολογίστε τον συντελεστή ασφαλείας. (Χρησιμοποιείστε εύλογες τιμές όσων τυχόν παραμέτρων δεν δίνονται.)

2. (α) Να ευρεθεί η δοκιμαστική τιμή της παθητικής αντίστασης στον λείο τοίχο του σχήματος με την μέθοδο Coulomb. Επιλέξτε εσείς το δοκιμαστικό πρίσμα (αρκεί να μήν είναι "παράλογο"). [$p(x) = 3x$, όπου p: kPa και x: m]

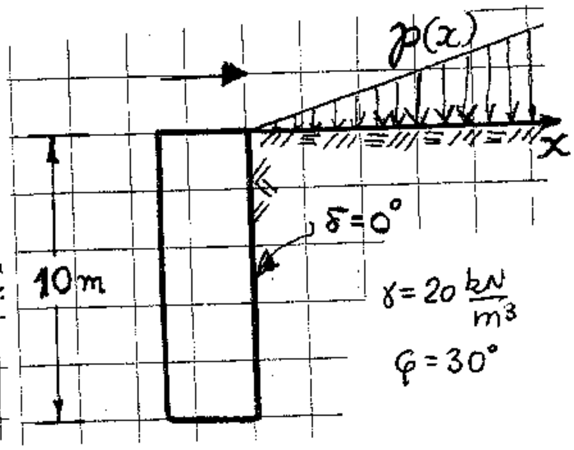
   (β) Εάν το εδαφικό υλικό είχε εκτός από την ανωτέρω γωνία τριβής $\varphi = 30^\circ$ και συνοχή c = 10 kPa, πόσο θα άλλαζε η ανωτέρω δοκιμαστική τιμή της παθητικής αντίστασης ;

3. **(α)** Εξηγείστε συνοπτικά (αλλά με σχετικώς αυστηρή διατύπωση) γιατί κατά την ανάλυση απειρομήκους πρανούς οι πλευρικές δυνάμεις (σε θεωρούμενη λωρίδα κατακορύφων παρειών) δεν επηρεάζουν την ευστάθεια του πρανούς.

   (β) Τοίχοι αντιστηρίξεως βαρύτητας : Πώς εξηγείται το γεγονός ενώ τελικώς έχουμε συντελεστές ασφαλείας, π.χ. σε ολίσθηση, αρκετά έως πολύ μεγαλύτερους της μονάδας (δηλ. πιθανότητα ολισθήσεως ≈ 0) εμείς παρόλα αυτά υπολογίζουμε τον τοίχο με ενεργητικές ωθήσεις (που προαπαιτούν μετακίνηση) ;



Θέμα 1



Θέμα 2(α)

ΒΑ

ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ -- 10 Ιουνίου 2005

Διάρκεια 2 ώρες. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

1) Ένα εδαφικό προφίλ εντός λίμνης βάθους H, περιλαμβάνει δύο στρώσεις, μία στρώση ιλυώδους άμμου και μία αργίλου, πάχους επίσης H η κάθε μία, της ίδιας πυκνότητας ρ_s, αλλά βεβαίως τελείως διαφορετικών συντελεστών διαπερατότητας, k_1 και k_2. Το υποκείμενο στρώμα είναι μεγάλου πάχους αμμοχάλικο το οποίο είναι τελείως διαπερατό . Πιεζόμετρο τοποθετείται σε κάποιο σημείο εντός του αμμοχαλίκου [δεν έχει σημασία πού ακριβώς]. Η στάθμη του νερού στον πιεζομετρικό σωλήνα ανέρχεται σε ύψος $H/2$ πάνω από την στάθμη της λίμνης.

Εξετάζονται δύο περιπτώσεις :

(α) Το άνω (πρώτο) στρώμα είναι η άργιλος και το δεύτερο η ιλυώδης άμμος.

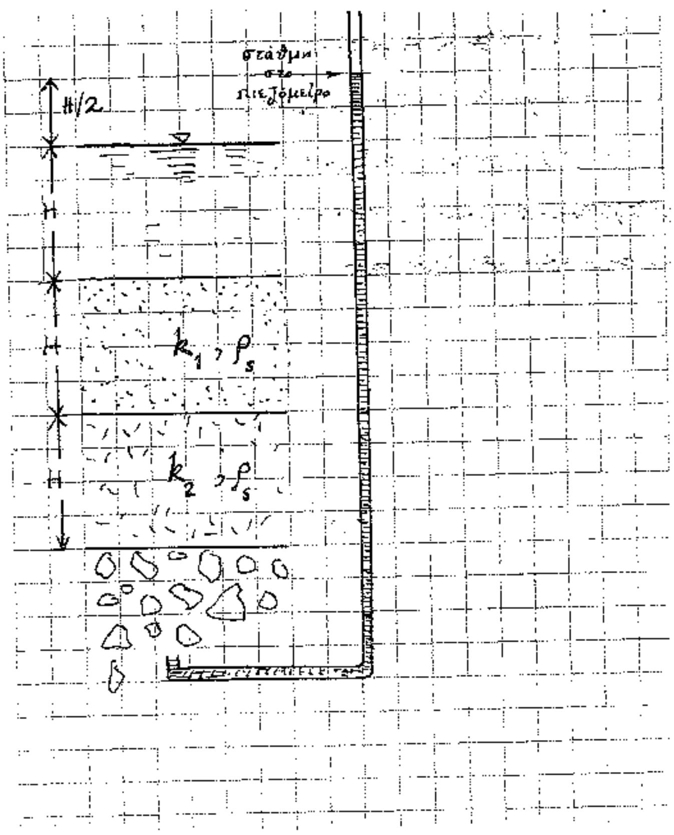
(β) Η ακριβώς αντίστροφη περίπτωση : πρώτα ιλυώδης άμμος και μετά άργιλος.

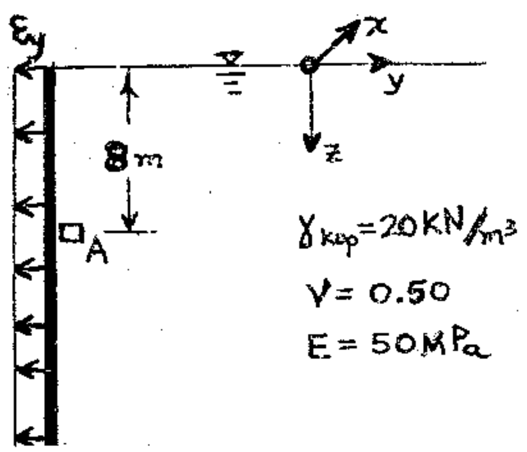
Επιλέξτε μόνοι σας "λογικές" τιμές για τα k_1 και k_2 (αρκεί "ακρίβεια" 3 τάξεων μεγέθους !) και δώστε απάντηση στα εξής ερωτήματα *καί* για τις δύο περιπτώσεις :

(i) Να δοθεί η κατανομή συναρτήσει του βάθους του ολικού υδραυλικού φορτίου [αποκαλούμενου και υδραυλικού ύψους] , απ' την επιφάνεια της λίμνης έως βάθος $4H$.

(ii) Να δοθεί η κατανομή συναρτήσει του βάθους του πιεζομετρικού ύψους (u/γ_w), απ' την επιφάνεια της λίμνης έως βάθος $4H$.

(iii) Να υπολογισθούν στην διεπιφάνεια ιλυώδους άμμου-αργίλου τα : σ_v, u, $\overline{\sigma}_v$.





2) Για το εδαφικό στοιχείο Α όπισθεν του τοίχου αντιστηρίξεως να υπολογισθούν:

(α) η αρχική εντατική του κατάσταση σε ολικές $(\sigma_{vo}, \sigma_{ho})$ και ενεργές $(\bar{\sigma}_{vo}, \bar{\sigma}_{ho})$ τάσεις

(β) η νέα εντατική του κατάσταση $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ καί $(\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\sigma}_z)$ όταν ο τοίχος υποστεί μικρή παραμόρφωση που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση ε_y με απόλυτη τιμή ίση με 0,0005.

3) **(α)** Εξηγείστε συνοπτικά (αλλά με σχετικώς αυστηρή διατύπωση) γιατί κατά την ανάλυση απειρομήκους πρανούς οι πλευρικές δυνάμεις (σε θεωρούμενη λωρίδα κατακορύφων παρειών) δεν επηρεάζουν την ευστάθεια του πρανούς.

(β) Απειρομήκες πρανές αμμώδους υλικού (γ και φ) έχει κλίση β απειροστά μικρότερη από β = φ. Ζητείται η πλήρης εντατική κατάσταση τυχόντος σημείου (πχ κύκλος Mohr και πόλος . .) σε βάθος z από την επιφάνεια (μετρούμενο κατακορύφως).

(γ) Δίδεται σώμα μάζας m επί κεκλιμένου επιπέδου γωνίας β ως προς την οριζόντια. Ποια είναι η ***μέγιστη οριζόντια δύναμη P₁*** που μπορούμε να ασκήσουμε στο σώμα, ώστε μόλις να μην ολισθήσει προς τα πάνω επί του κεκλιμένου επιπέδου ; (Συντελεστής τριβής επιπέδου–σώματος $\mu = \tan\delta$.)

4) (α) Ποια η σημασία της αύξησης ή μείωσης των υδατικών πιέσεων στους πόρους εδαφικού υλικού.

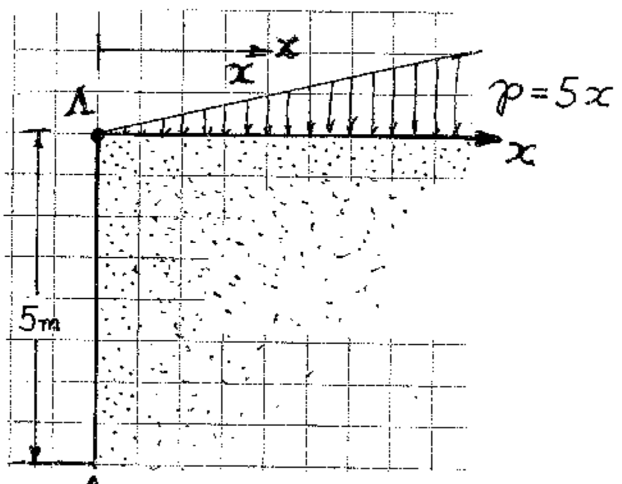
(β) Σε ποια φυσικά αίτια ή δυνάμεις μπορεί να οφείλεται η ανάπτυξη πιέσεων του ύδατος στους πόρους εδαφικού στοιχείου ; (δύο–τρείς προτάσεις το πολύ για κάθε αίτιο).

(γ) Που οφείλεται η μεγάλη καθίζηση (ή καί βύθιση) μιάς βαριάς κατασκευής εδραζομένης σε εδαφικό στρώμα χαλαρής άμμου η οποία υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση ;

(δ) Στερεοποίηση Αργιλικού Στρώματος : Περιγράψτε με σαφήνεια τα φυσικά φαινόμενα που λαμβάνουν χώραν, από την επιβολή του εξωτερικού φορτίου *p* μέχρι την τελική στερεοποίηση.

[Με συνοπτική σαφήνεια.]

— 420 —



p : kPa
x : m
S_u = 60 kPa = σταθερό

5) Για το κατακόρυφο πρανές του σχήματος (υπό αστράγγιστες συνθήκες, με c = S_u: και φ = 0), θεωρώντας επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης που διέρχεται από τον πόδα Α :

(α) να υπολογίσετε την γωνία του κρίσιμου επιπέδου αστοχίας.

(β) πώς συγκρίνεται η γωνία αυτή με την κρίσιμη γωνία όταν δεν υπάρχει φορτίο στην επιφάνεια.

(γ) Εάν τώρα θεωρήσετε κυκλικό μηχανισμό αστοχίας (πχ τον απλό κύκλο με κέντρο την ακμή του πρανούς Λ) ποιος είναι ο [δοκιμαστικός] συντελεστής ασφαλείας έναντι περιστροφικής ολισθήσεως .

ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ--10 Ιουνίου 2005

Διάρκεια 2 ώρες. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

---

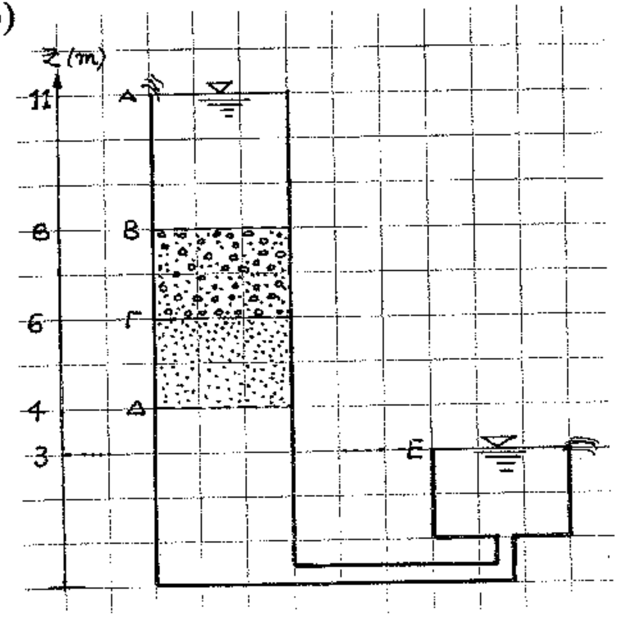
1) (α) Τοίχοι αντιστηρίξεως βαρύτητας : Πώς εξηγείται το γεγονός ότι *ενώ τελικώς* έχουμε συντελεστές ασφαλείας (π.χ. σε ολίσθηση) αρκετά έως πολύ μεγαλύτερους της μονάδας (δηλ. πιθανότητα ολισθήσεως ≈ 0) εμείς παρόλα αυτά υπολογίζουμε τον τοίχο με ενεργητικές ωθήσεις (που προαπαιτούν μετακίνηση) ;

(β) Να εξηγηθεί γιατί στον υπολογισμό έναντι ολισθήσεως ενός εγκιβωτισμένου--στον πόδα τοίχου αντιστηρίξεως η "παθητικού--τύπου αντίσταση λαμβάνεται μόνον ως ένα κλάσμα (π.χ. ½ ή 1/3) της (πλήρους) παθητικής αντώθησης κατά Rankine.

(γ) Ποια είναι η θεμελιώδης δυσκολία στην ανάλυση της ευστάθειας ενός εδαφικού πρανούς με κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως ; Γιατί η δυσχέρεια αυτή δεν υπάρχει με την θεώρηση επίπεδης επιφάνειας ολισθήσεως ;

2) Στερεοποίηση Αργιλικού Στρώματος : **(α)** Περιγράψτε με σαφήνεια τα φυσικά φαινόμενα που λαμβάνουν χώραν, από την επιβολή του εξωτερικού φορτίου *p* μέχρι την τελική στερεοποίηση. **(β)** Ποιοί οι θεμελιώδεις νόμοι που διέπουν τα φαινόμενα αυτά ; (Αρκεί και περιγραφικά αλλά με επαρκή [σύντομη] εξήγηση. Bonus εάν οι νόμοι δοθούν και μαθηματικά).

3)



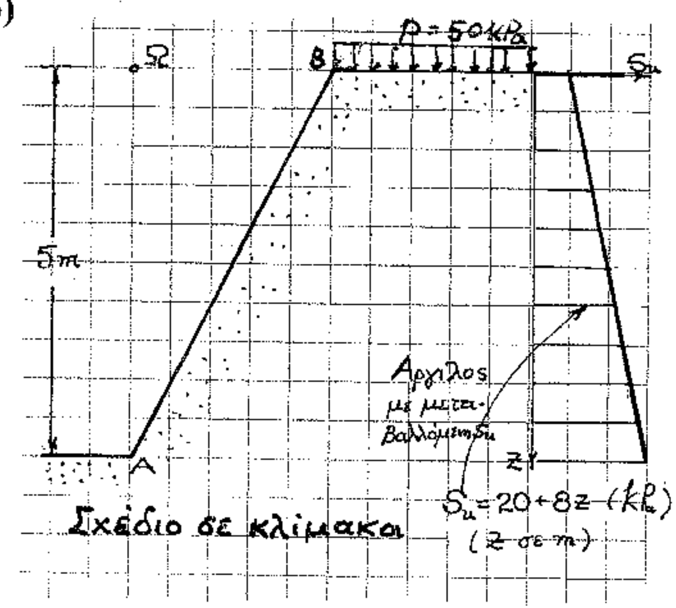
Στον κυλινδρικό σωλήνα του σχήματος το εδαφικό υλικό μεταξύ των σταθμών Α και Β έχει συντελεστή διαπερατότητας k_1 πολλαπλάσιο από τον συντελεστή k_2 του εδαφικού υλικού μεταξύ των σταθμών Β και Γ. Να βρεθεί το ολικό υδραυλικό φορτίο (ύψος) και το πιεζομετρικό ύψος ($h_p = u / \gamma_w$) στα σημεία Β, Γ και Δ.

(α) εάν $k_1 = 10000\ k_2$, ***(β)*** εάν $k_1 = 3\ k_2$

(4) *(α)* Δίδεται σώμα μάζας m επί κεκλιμένου επιπέδου γωνίας β ως προς την οριζοντία . Ποιά είναι η ***ελάχιστη οριζόντια δύναμη P_1*** που πρέπει να ασκήσουμε στο σώμα, ώστε μόλις να μήν ολισθήσει προς τα κάτω επί του κεκλιμένου επιπέδου ; Ποια είναι η ***μέγιστη οριζόντια δύναμη P_2*** που μπορούμε να ασκήσουμε στο σώμα, ώστε μόλις να μήν ολισθήσει προς τα πάνω (Συντελεστής τριβής επιπέδου–σώματος $\mu = tan\delta$.) Να δοθεί το φυσικό «ανάλογο» κάθε ενός από τα ανωτέρω προβλήματα στις αντιστηρίξεις.

(β) Ζητείται ο κύκλος Mohr και η κατακόρυφη ορθή τάση σ_v σε απειρομήκες πρανές γωνίας $\beta = \varphi^-$ (λίγο πρίν απ' την αστοχία) σε σημείο κατακορύφου βάθους $z = 5\ m.$ ($\gamma = 17\ kN/m^3$).

5)



Για το πράνές του σχήματος και για την δοκιμαστική "κυκλική" (κυλινδρική) επιφάνεια με κέντρο Ω, που διέρχεται από τον πόδα του πρανούς Α, να υπολογίσετε τον συντελεστή ασφάλειας έναντι ολίσθησης. *(Για τις ανάγκες της λύσης αρκούν και προσεγγιστικές εκτιμήσεις των τυχόν απαιτουμένων κέντρων βάρους και μηκών τόξου.)*

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ — ΠΡΟΟΔΟΣ — Απρίλιος 2006
Διάρκεια 1 ώρα. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

---

(1) Λωριδωτό φορτίο *p = 300 kPa* πλάτους ***B* = *4m*** επιβάλλεται στην επιφάνεια ***δίστρωτου*** ημιχώρου :

Στρώμα 1 : πάχος $\mathbf{H_1}$ = **8 m**, μέτρο ελαστικότητας, $\mathbf{E_1}$ = **200 MPa**

Στρώμα 2 : πάχος $\mathbf{H_2}$ = **60 m**, μέτρο ελαστικότητας, $\mathbf{E_2}$ = **50 MPa**

Να δοθεί κατά αδρή (αλλά επαρκώς αιτιολογημένη) προσέγγιση η κατανομή με το βάθος της αναπτυσσόμενης $\sigma_z = \sigma_z(z)$, κατά μήκος του άξονα του φορτίου (x = y = 0).

(2) **(α)** Να δειχθεί η μηχανική αναλογία (αντιστοιχία) μεταξύ της ενεργητικής κατάστασης κατά Coulomb καί του προβλήματος σώματος επί κεκλιμένου επιπέδου γωνίας θ, με συντελεστή τριβής μ (= tanφ). *(Οχι λεπτομερής ανάλυση, απλώς η διατύπωση καί υπόδειξη της αντιστοιχίας.)*

(β) Ποιές είναι οι ***θεμελιώδεις παραδοχές*** της μεθόδου Coulomb για τον υπολογισμό της ενεργητικής ώθησης επί τοίχου βαρύτητας ; (Να είστε *συνοπτικοί και ακριβείς.*)

(3) Να ελεγχθεί η ευστάθεια έναντι ολισθήσεως ενός **ορθογωνικού** τοίχου βαρύτητας ΑΒΓΔ από άοπλο σκυρόδεμα ($\gamma_{σκυρ.}$ = *23 kN/m³*) , διαστάσεων **H = 10 m , B = 3 m**. Το αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό και το έδαφος εδράσεως είναι στεγνή άμμος με **φ = 35°**

[Επιλέξτε μόνοι σας λογικές τιμές για τα ειδικά βάρη των υλικών, καί για τον τοίχο το σχήμα που σας βολεύει περισσότερο. Ο τοίχος κατασκευάζεται ως έγχυτο σκυρόδεμα. Να αγνοηθεί όμως η συνάφεια μεταξύ της κατακόρυφης παρειάς του τοίχου και του εδάφους, δηλαδή ο τοίχος να θεωρηθεί λείος στην κατακόρυφη παρειά.]

(4) Εάν για μιά μικρή τιμής της παραμόρφωσης, $\varepsilon_x = -10^{-3}$ (πρός τα έξω δηλαδή), το έδαφος αποκρίνεται ως γραμμικώς ελαστικό υλικό με ***E* =*10.000 kPa*** και ***ν* = *0.40*** ζητούνται η μεταβολή στις οριζόντιες τάσεις, $\Delta\sigma_x$ και $\Delta\sigma_y$, υπό σταθερή κατακόρυφη τάση σ_{zo} = ***100 kPa*** και συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης..

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ — ΠΡΟΟΔΟΣ — Απρίλιος 2006
Διάρκεια 1 ώρα. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

---

(1) Να ελεγχθεί η ευστάθεια έναντι ολισθήσεως ενός **τριγωνικού** τοίχου βαρύτητας ΑΒΓ από άοπλο σκυρόδεμα *($\gamma_{σκυρ.}$ = 23 kN/m^3)*, διαστάσεων **H = 12 m , B = 6 m**. Το αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό και το έδαφος εδράσεως είναι στεγνή άμμος με **φ = 30°**.

[Επιλέξτε μόνοι σας λογικές τιμές για τα ειδικά βάρη των υλικών, καί για τον τοίχο το σχήμα που σας βολεύει περισσότερο. Ο τοίχος κατασκευάζεται ως έγχυτο σκυρόδεμα. Να αγνοηθεί όμως η συνάφεια μεταξύ της κατακόρυφης παρειάς του τοίχου και του εδάφους, δηλαδή ο τοίχος να θεωρηθεί λείος στην κατακόρυφη παρειά.]

(2) Για έναν κατακόρυφο λείο τοίχο σχεδιάστε ενδεικτικά το διάγραμμα $\sigma_h - \varepsilon_h$ (οριζόντια τάση επί του τοίχου έναντι οριζόντιας παραμόρφωσης) καθώς ο τοίχος κινείται από την θέση ηρεμίας προς την θέση παθητικής κατάστασης. Εξηγείστε συνοπτικά την μορφή του διαγράμματος.

(3) Κυκλικό φορτίο ***p = 300 kPa*** ακτίνας ***R = 4m*** επιβάλλεται στην επιφάνεια ***δίστρωτου*** ημιχώρου :

Στρώμα 1 : πάχος **H_1 = 8 m**, μέτρο ελαστικότητας, **E_1 = 600 MPa**
Στρώμα 2 : πάχος **H_2 = 30 m**, μέτρο ελαστικότητας, **E_2 = 20 MPa**

Να δοθεί κατά αδρή (αλλά επαρκώς αιτιολογημένη) προσέγγιση η κατανομή με το βάθος της αναπτυσσόμενης $\sigma_z = \sigma_z(z)$, κατά μήκος του άξονα του φορτίου (x = y = 0).

(4) **(α)** Να δειχθεί η μηχανική αναλογία (αντιστοιχία) μεταξύ της παθητικής κατάστασης κατά Coulomb καί του προβλήματος σώματος επί κεκλιμένου επιπέδου γωνίας θ, με συντελεστή τριβής μ (= tanφ). *(Όχι λεπτομερής ανάλυση, απλώς η διατύπωση καί υπόδειξη της αντιστοιχίας.)*

(β) Να σχεδιασθεί η εξέλιξη των κύκλων τού Mohr στοιχείου εδαφικού υλικού από την αρχική εντατική κατάσταση $\bar{\sigma}_{vo}$ = **100 kPa**, $\bar{\sigma}_{ho}$ = ***50 kPa***, τ_{vh} = *0*, ως την (τελική) παθητική εντατική κατάσταση κατά Rankine, εάν η παράμετρος διατμητικής αντοχής είναι **φ = 30°**.

α

"ΗΜΙΤΕΛΙΚΟ" ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ -- 7 Ιουλίου 2006

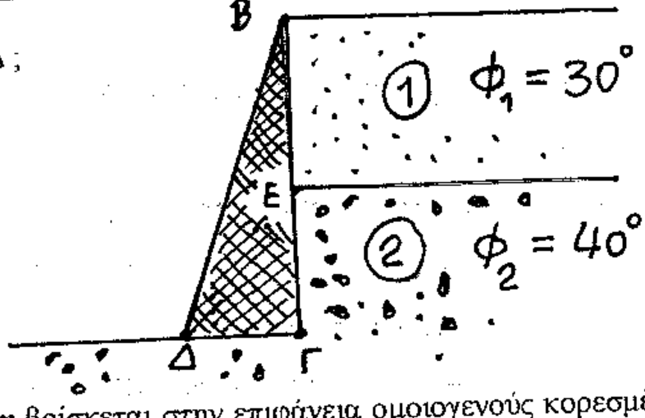
Διάρκεια 1 ώρα. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

1) Υπάρχει κίνδυνος ολισθήσεως του τοίχου ΒΓΔ ; Δίνονται : **ΒΕ = ΕΓ = 5m, ΓΔ = 4 m**, υλικό : σκυρόδεμα. Να κάνετε εύλογες δικές σας παραδοχές για τις τιμές όσων παραμέτρων (επίτηδες) δέν δίνονται.

παρειά ΒΕΓ : λεία

βάση ΓΔ : $\delta = \Phi_2$



2) Ακαμπτο λωριδωτό θεμέλιο πλάτους $b = 4\ m$ βρίσκεται στην επιφάνεια ομοιογενούς κορεσμένης αργιλικής αποθέσεως. Υπόκειται σε τριγωνικώς κατανεμημένο φορτίο με ***μέγιστη τιμή p*** στο μέσον και μηδενικές τιμές στα άκρα. Το φορτίο αυτού του θεμελίου αυξάνεται προοδευτικά ώσπου επέρχεται "θραύση" του εδάφους όταν $p = 400\ kPa$. Να εκτιμηθεί (κατά προσέγγισιν) η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u της αργίλου.

3) Να σχεδιασθούν τουλάχιστον με ποιοτική ακρίβεια (ενδεχομένως δε δίνοντας και χαρακτηριστικά "σημεία" ή μεγέθη) τα ακόλουθα ***διαγράμματα :***

(α) Η χρονική εξέλιξη της καθίζησης δ μιάς ομοιόμορφα φορτιζομένης εδαφικής επιφάνειας. Το εδαφικό προφίλ περιλαμβάνει στρώμα διπλά-στραγγιζομένης μαλακής αργίλου πάχους h και μέτρου **D**. **[Ζητούμενο $\delta = \delta(t)$]**. Εάν η στράγγιση ήταν δυνατή μόνον πρός την κάτω επιφάνεια, πώς θα μεταβάλλονταν η δ(t) ; ;

(β) Η μεταβολή συναρτήσει του βάθους, z, της ενεργού κατακόρυφης τάσης $\Delta\bar{\sigma}_v$ η οποία επικρατεί σε αργιλικό εδαφικό στρώμα μετά χρόνον t απ' την επιβολή ομοιόμορφου εξωτερικού φορτίου **p = 200 kPa**. Το αργιλικό στρώμα περιβάλλεται από διαπερατή αμμώδη στρώση (άνω) και από αδιαπέρατη βραχώδη στρώση (κάτω). Ενδιαφέρουν τρείς χρονικές στιγμές t_1, t_2, t_3, εκφραζόμενες απ' τις ακόλουθες τιμές της αδιάστατης παραμέτρου $T = c_v\, t/H^2$: $T_1 = 0$, $T_2 = 0.50$, $T_3 =$ **άπειρο.** [Ζητούμενο : $\Delta\bar{\sigma}_v = \Delta\bar{\sigma}_v(z, T)$.]

4) Λωριδωτό φορτίο p πλάτους $2b$ επιβάλλεται στην επιφάνεια ***δίστρωτου*** ημιχώρου :

Στρώμα 1 : πάχος $H_1 = 2b$, μέτρο ελαστικότητας E_1

Στρώμα 2 : πάχος $H_2 \rightarrow \infty$, μέτρο ελαστικότητας E_2

Να δοθεί κατά αδρή (αλλά επαρκώς αιτιολογημένη) προσέγγιση η κατανομή με το βάθος της αναπτυσσόμενης $\sigma_z = \sigma_z(z)$, κατά μήκος του άξονα του φορτίου ($x = y = 0$), εάν $E_1 = 10\, E_2$. Δίδεται ότι για τον *ομοιογενή* ημίχωρο, και για βάθη $z > 1.5\, b$, ισχύει με καλή προσέγγιση ότι :

$$\sigma_z \approx \frac{4}{\pi}\,\frac{pb}{z}$$

(Θα δοθεί επίδομα [bonus] σε μια πλήρη αιτιολόγηση.)

ΔΙΑΓΩΝΙΣΜΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ: 1 Σεπτεμβρίου 2006
Διάρκεια 1ώρα & 20 λεπτά. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

1) Ορθογωνικός τοίχος αντιστηρίξεως σκυροδέματος (γ = 25 kN/m^3) ύψους **H** καί **πλάτους B** αντιστηρίζει έδαφος με $\varphi = 35^o$ το οποίο εκτείνεται και υπό την βάση τού τοίχου. Θεωρούμε την κατακόρυφη παρειά του τοίχου ιδεωδώς λεία, ενώ την βάση του τραχεία με $\delta = 30^o$. Να υπολογισθεί *(μόνον έναντι ολισθήσεως)* το πλάτος **B** συναρτήσει του ύψους **H** στις εξής περιπτώσεις :

(α) ανυπαρξία υδροφόρου ορίζοντα (Υ.Ο.) στο αντιστηριζόμενο έδαφος

(β) πλήρης εμβαπτισμός εντός ύδατος με Υ.Ο. στο επίπεδο της επιφάνειας του εδάφους *(π.χ., λιμενικός κρηπιδότοιχος)*

(γ) νερό μόνον στο αντιστηριζόμενο έδαφος (Υ.Ο. πάλι στην επιφάνεια του εδάφους, αλλά όχι και απ' έξω)

Γιά απλοποίηση, θεωρείστε οτι ακόμη και στην πρώτη περίπτωση το έδαφος είναι υγρό και ότι το εδαφικό ειδικό βάρος είναι κοινό , γ = 20 kN/m^3 , καί στις τρείς περιπτώσεις.

---

2) Κατακόρυφο πρανές ύψους ***H = 10 m*** δημιουργείται με εκσκαφή (οριζοντίου εδάφους) υπό αστράγγιστες συνθήκες. Ζητείται ο συντελεστής ασφαλείας (σε δοκιμαστικό κύκλο ολισθήσεως της δικής σας επιλογής), εάν η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u είναι αύξουσα συνάρτηση του βάθους, σύμφωνα με την σχέση

$$\mathbf{S_u = 40 + 30\sqrt{z}}$$

όπου z = βάθος σε μέτρα απ' την στέψη του πρανούς. Πυκνότητα εδαφικού υλικού : σταθερή ίση με $\rho = 2$ ***Mg/m^3***. *[Εύλογες γραφικές προσεγγίσεις είναι αποδεκτές. Συνιστάται ο υπό-κλίμακα γραφικός υπολογισμός των γεωμετρικών μεγεθών.]*

---

3) Εξετάζουμε το οριακό φορτίο P_{op} λωριδωτών θεμελίων πλάτους **B**. Η αντίστοιχη οριακή τάση, θεωρούμενη ομοιόμορφα κατανεμημένη στο πλάτος B, είναι $p_{op} = P_{op} / B$. Το έδαφος είναι αργιλικό αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u : <u>*Ερώτηση*</u> *:* Για τις κατωτέρω δύο περιπτώσεις *(α) και (β)*: η οριακή τάση p_{op} είναι *ανεξάρτητη ή εξαρτώμενη* από το πλάτος **B** του θεμελίου **;** Και *γιατί* **;**

(α) Το έδαφος είναι ομοιογενές με S_u = σταθερή, ανεξάρτητη δηλαδή του βάθους

(β) Το έδαφος είναι ανομοιογενές με $S_u = \lambda z$, δηλαδή ευθέως ανάλογη του βάθους z .

[Υπόδειξη: Θεωρείστε τους πιθανούς κύκλους αστοχίας στις διάφορες περιπτώσεις...Θυμηθείτε και τη θεωρία...]

---

4) Να σχεδιασθούν τουλάχιστον με ***ποιοτική ακρίβεια*** (ενδεχομένως δε δίνοντας και χαρακτηριστικά "σημεία" ή μεγέθη) τα ακόλουθα ***διαγράμματα :***

(α) Η χρονική εξέλιξη της καθίζησης δ μιάς ομοιόμορφα φορτιζομένης εδαφικής επιφάνειας. Το εδαφικό προφίλ περιλαμβάνει στρώμα διπλά-στραγγιζομένης μαλακής αργίλου πάχους h και μέτρου **D**. [**Ζητούμενο δ = δ(t)**]. Εάν η στράγγιση ήταν δυνατή μόνον πρός την κάτω επιφάνεια, πώς θα μεταβάλλονταν η δ(t) ; ;

(β) Η μεταβολή συναρτήσει του βάθους, z, της ενεργού κατακόρυφης τάσης $\Delta\bar{\sigma}_v$ η οποία επικρατεί σε αργιλικό εδαφικό στρώμα μετά χρόνον t απ' την επιβολή ομοιόμορφου εξωτερικού φορτίου **p = 200 kPa**. Το αργιλικό στρώμα περιβάλλεται από διαπερατή αμμώδη στρώση (άνω) και από αδιαπέρατη βραχώδη στρώση (κάτω). Ενδιαφέρουν τρείς χρονικές στιγμές t_1, t_2, t_3, εκφραζόμενες απ' τις ακόλουθες τιμές της αδιάστατης παραμέτρου $T = c_v\, t/H^2$: $T_1 = 0$, $T_2 = 0.50$, T_3 = **άπειρο.**

[Ζητούμενο : $\Delta\bar{\sigma}_v = \Delta\bar{\sigma}_v\,(z, T)$.]

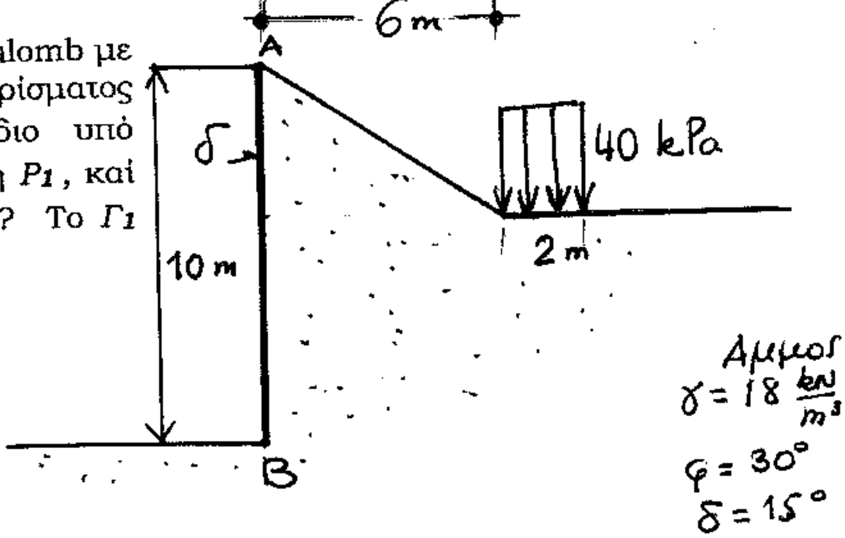
429

Διαγώνισμα ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ – 6 Οκτωβρίου 2007

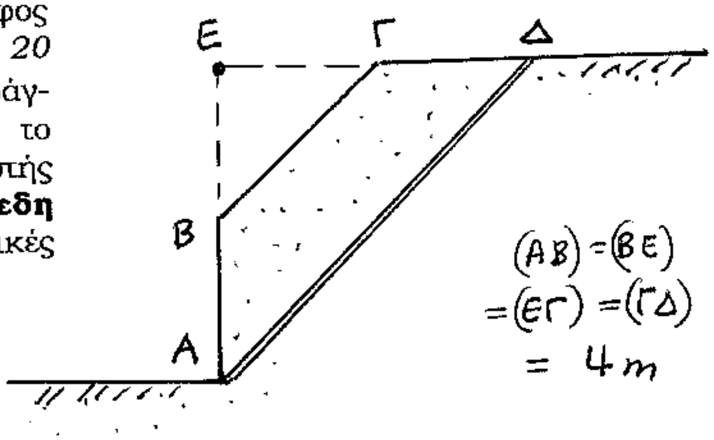
Διάρκεια 1:40 ώρα. Απαντήστε σε 3 από τα 5. Βιβλία, Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

(1) Αναζητείται η *παθητική* ώθηση Coulomb με ανάλυση ενός μόνον δοκιμαστικού ορίσματος *ΑΒΓ₁*. Υψος τοίχου *10 m*, σχέδιο υπό κλίμακα. Πόση η δοκιμαστική ώθηση P_1, και πώς συγκρίνεται με την άγνωστη P_P ? Το $Γ_1$ δικής σας επιλογής.



(2) Το πρανές του σχήματος έχει έδαφος κορεσμένης ανομοιογενούς αργίλου μέ $γ = 20$ kN/m^3 και $S_u = 20 + 3\,z$, όπου S_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή σε kPa και z το βάθος σε μέτρα. Να ευρεθεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως στην **επίπεδη** επιφάνεια ΑΔ. [Εύλογες γεωμετρικές προσεγγίσεις είναι πλήρως αποδεκτές.]



(3) Συγκρίνονται ο *ομοιογενής ημίχωρος* (σταθερό E_u και S_u) και ο γραμμικώς-*ανομοιογενής ημίχωρος* ($\boldsymbol{E_u = \xi\, z}$ και $\boldsymbol{S_u = \lambda\, z}$, όπου z = βάθος απ' την επιφάνεια, και ξ, λ = σταθερές). *Σκιαγραφείστε* τις διαφορές που προκαλούν οι δύο αυτοί σχηματισμοί:

(α) στην μορφή της καθίζησης της εδαφικής επιφάνειας από την επιβολή ομοιόμορφου φορτίου $\boldsymbol{p}$ σε κυκλική επιφάνεια, και

(β) στην επιρροή που έχει το πλάτος $\boldsymbol{B}$ του θεμελίου στην οριακή (= μέγιστη δυνατή) πίεση $\boldsymbol{p}_{\boldsymbol{οριακό}}$ (σε kPa) επί του εδάφους .

430 ~~Ø~~ 1

(4) Σε 5 χαλύβδινα *"κυλινδρικά"* δοχεία διαφορετικής διαμέτρου (**10, 20, 30, 40, 50** cm) καί διαφορετικού ύψους (**13, 20, 20, 10, 15** cm αντιστοίχως) τοποθετούνται πέντε πλήρως κορεσμένα αργιλικά δοκίμια του ιδίου ακριβώς υλικού με συντελεστή c_v = **5** cm²/ημέρα *καί* **D = 2** MPa. Στην άνω καί κάτω επιφάνεια των δοκιμίων τοποθετούνται πορώδης λίθοι. Τα τοιχώματα στα δοχεία είναι απαραμόρφωτα, καί ιδεωδώς λεία. Επιβάλλεται το ίδιο συνολικό φορτίο ***P = 0.5 kN*** *καί* στα 5 δοκίμια. Ζητούνται:

- **(α)** Η καθίζηση των τεσσάρων δοκιμίων και οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις του ύδατος των πόρων αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου.
- **(β)** Σε ποιό από τα 5 δοκίμια η στερεοποίηση θα τερματισθεί νωρίτερα και γιατί ;
- **(γ)** Σε πρώτη προσέγγιση : ποιός είναι ο (ελάχιστος) χρόνος στερεοποιήσεως (σε ημέρες) αυτού του δοκιμίου ;
- **(δ)** Ποιό δοκίμιο θα υποστεί την μέγιστη τελική καθίζηση, και ποιά ;

(Υπενθυμίζονται οι εκφράσεις $T_v = c_v t / H^2$, $c_v = kD/\gamma_w$)

(5) Ποιά τα αίτια αναπτύξεως υδατικών πιέσεων στούς πόρους κορεσμένου εδαφικού στρώματος στον πυθμένα λίμνης βάθους 4 m στις εξής καταστάσεις / φορτίσεις :

- **(α)** Υδροστατική κατάσταση
- **(β)** Αντληση ύδατος από οριζόντιο επίπεδο σε βάθος 10 m κάτω απ' την επιφάνεια του εδάφους.
- **(γ)** Επιβολή φορτίου ***p*** μεγάλης έκτασης (δηλαδή υπό γεωστατικές συνθήκες)
- **(δ)** Σεισμική διέγερση στην βάση του εδαφικού στρώματος, υπό την μορφή διατμητικών κυμάτων που ανέρχονται πρός την εδαφική επιφάνεια (επιβάλλοντας απλή διάτμηση).

ß

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ — ΠΡΟΟΔΟΣ — Μάιος 2008
Διάρκεια 1 ώρα. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

(1) Για μιά μικρή τιμή της παραμόρφωσης που επιβάλλεται σε εδαφικό στοιχείο, $\varepsilon_x = +10^{-3}$ (πρός τα μέσα δηλαδή), το έδαφος αποκρίνεται ως γραμμικώς ελαστικό υλικό με $E = 6\ 000\ kPa$ και $\nu = 0.50$. Ζητούνται οι μεταβολές στις οριζόντιες τάσεις, $\Delta\sigma_x$ και $\Delta\sigma_y$, υπό σταθερή κατακόρυφη τάση $\sigma_{zo} = 100\ kPa$ και συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Ζητείται επίσης η τιμή του αθροίσματος $\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ (λόγω της επιβολής της ε_x).

(2) Δίδεται αντιστηριζόμενο έδαφος άμμου με $\varphi = 45^o$ *και* $\gamma = 20\ kN/m^3$. Για ένα εδαφικό στοιχείο σε βάθος z = 4 m και τον υδροφόρο ορίζοντα στην επιφάνεια να υπολογίσετε τις ολικές και ενεργές οριζόντιες τάσεις την στιγμή της ***ενεργητικής αστοχίας*** (τύπου Rankine).

(3) Κυκλικό φορτίο $p = 200\ kPa$ ακτίνας $R = 4m$ επιβάλλεται στην επιφάνεια ***δίστρωτου*** ημιχώρου (σταθερού όμως λόγου του Poisson, ν = 0.30) :

Στρώμα 1 : πάχος $\mathbf{H_1}$ = **8 m**, μέτρο ελαστικότητας, $\mathbf{E_1}$ **= 40 MPa**
Στρώμα 2 : πάχος $\mathbf{H_2}$ = **60 m**, μέτρο ελαστικότητας, $\mathbf{E_2}$ **= 200 MPa**

(α) Να δοθεί κατά **αδρή** (αλλά επαρκώς αιτιολογημένη) ***προσέγγιση*** η κατανομή με το βάθος της αναπτυσσόμενης $\sigma_Z = \sigma_Z(z)$, κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα z ($r = 0$).

(β) Να εξετασθεί εάν είναι πιθανώς ορθές (ή αντίθετα να δειχθούν ως σίγουρα λάθος) οι ακόλουθες σχέσεις :

(β1) Οριζόντια ακτινική τάση $\sigma_r = [\nu / (1 - \nu)]\ \sigma_Z$ (καί στα δύο στρώματα, στον άξονα συμμετρίας z)

(β2) Οριζόντια εφαπτομενική τάση $\sigma_\Theta = \sigma_r$ (καί στα δύο στρώματα, στον άξονα συμμετρίας z)

(β3) Η συνισταμένη των σ_r σε κυλινδρική επιφάνεια απείρου βάθους με άξονα τον άξονα συμμετρίας *(δηλαδή τον άξονα z)* και ακτίνα ίση με 8 m, ***είναι ίση με μηδέν.***

ђ

Διαγώνισμα ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ — 30 Ιουνίου 2008
Διάρκεια 1:30 ώρα. Βιβλία, Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

(1) Αναζητείται με την μέθοδο Coulomb η ενεργητική ώθηση σε έναν κατακόρυφο τοίχο ύψους $H = 20\ m$ που αντιστηρίζει εδαφικό υλικό με $\varphi = 40^\circ$, $c = 0$, και $\gamma = 20\ kN/m^3$. Η επιφάνεια του αντιστηριζομένου εδάφους είναι οριζόντια και δέχεται πίεση p (σε kPa) γραμμικώς μειούμενη με την απόσταση x από τον τοίχο, κατά την σχέση $p = 100 - 5x$, όπου x σε μέτρα. Η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους θεωρείται λεία **(δ = 0)**. *Ζητούμενα* :

(α) Συνοπτικά δώστε τις ουσιαστικότερες παραδοχές της μεθόδου Coulomb.

(β) Θεωρείστε ένα τυχόν δοκιμαστικό πρίσμα ολισθήσεως (δικής σας, εύλογης ωστόσο, επιλογής).

(γ) Εφαρμόζοντας τις παραδοχές Coulomb για το επιλεγέν πρίσμα υπολογίστε την δύναμη του τοίχου επί του (οριακώς ισορροπούντος) πρίσματος.

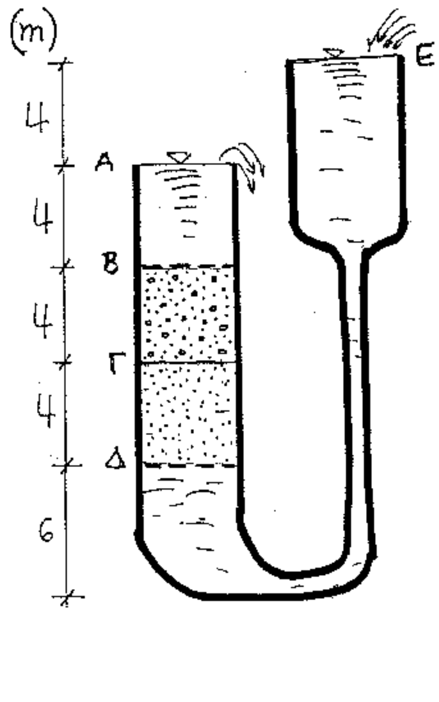
(δ) Εξηγείστε ποιός είναι ο λόγος που στην περίπτωση αυτή *δέν* ισχύει η μέθοδος Rankine (για την ενεργητική εντατική κατάσταση στο αντιστηριζόμενο έδαφος) .

(2) Στον κυλινδρικό σωλήνα του σχήματος το εδαφικό υλικό ανάμεσα στις στάθμες Β και Γ έχει συντελεστή διαπερατότητας k_1 ίσον ή πολλαπλάσιον του συντελεστή k_2 του εδαφικού υλικού ανάμεσα στις στάθμες Γ και Δ. Να βρεθεί το ολικό υδραυλικό ύψος h , το πιεζομετρικό ύψος $h_p = u / \gamma_w$, και οι ενεργές τάσεις στα σημεία Γ και Δ.:

(α) εάν $k_1 = k_2$

(β) εάν $k_1 = 100\ 000\ k_2$, και

(γ) εάν $k_1 = 3\ k_2$. (Στην περίπτωση αυτή έστω και μία χονδροειδής ποιοτική απάντηση είναι αποδεκτή, βαθμολογείται όμως με το 50% του αντίστοιχου βαθμού .)



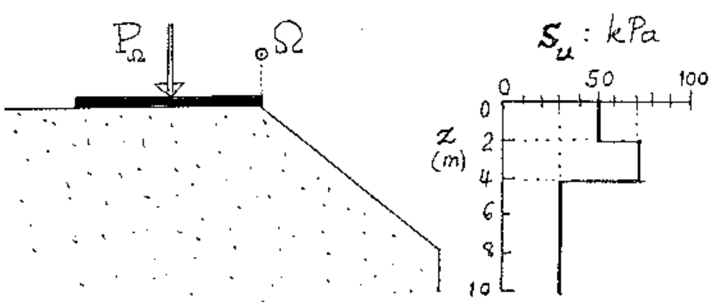
(3) Δίδεται στερεό σώμα βάρους $W = 50\ kN$ επί κεκλιμένου επιπέδου γωνίας $\beta = 45°$ ως προς την οριζοντία. (Συντελεστής τριβής επιπέδου–σώματος $\mu = 0.50$). Το σώμα ισορροπεί με την βοήθεια δύναμης P παράλληλης προς το κεκλιμένο επίπεδο.

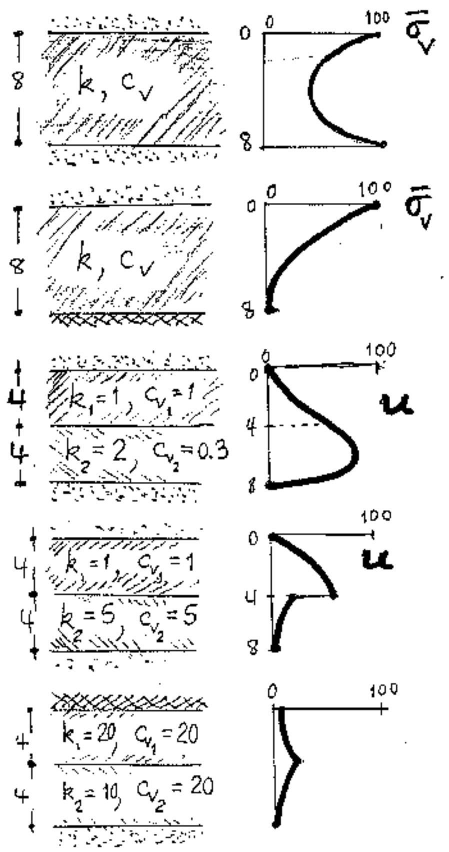
(α) Να αποδειχθεί ότι η ισορροπία αυτή είναι δυνατή για μεγάλο εύρος τιμών της δύναμης P.

(β) Πόση είναι η ***ελάχιστη τιμή*** P_1 και πόση η ***μέγιστη τιμή*** P_2 της δύναμης αυτής (παράλληλης πάντα προς το κεκλιμένο επίπεδο), ώστε να ***μήν*** υπάρξει ολίσθηση του σώματος **;**

(4) Να υπολογισθεί το οριακό φορτίο P_Ω ***(kN/m)*** λωριδωτού θεμελίου πλάτους $B = 10\,m$ εδραζομένου σε ανομοιογενές αργιλικό πρανές. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u μεταβάλλεται με το βάθος απ' την επιφάνεια, $S_u = S_u\,(z)$, όπως δείχνεται στο Σχήμα (σε kPa). Ως δοκιμαστικό κέντρο κύκλου επιλέγεται σημείο **Ω**, άνω του ενός άκρου σε ύψος $h = B/4$ **.** (Γραφική λύση : συνιστάται ως η μόνη πρακτικώς εφικτή στον λίγο χρόνο που διαθέτετε – όχι υποχρεωτική όμως. Το Σχήμα είναι υπό κλίμακα.)

(5) Τα ακόλουθα 5 εδαφικά προφίλ, συνολικού *πάχους* **8 m** , αποτελούνται είτε από μία είτε από δύο εδαφικές στρώσεις με τις ιδιότητες που αναγράφονται. Καί στα 5 επιβάλλεται φορτίο *100 kPa* σε άπειρης-έκτασης επιφάνεια. Τα διαγράμματα που τα συνοδεύουν αντιστοιχούν είτε στις πρόσθετες ενεργές τάσεις, $\bar{\sigma}_V$, είτε στις υδατικές υπερπιέσεις, u , που αναπτύσσονται σε χρονικό διάστημα t , περί το μέσον του χρόνου στερεοποιήσεως (η ακριβής τιμή δεν ενδιαφέρει). Ποιό από τα 5 διαγράμματα είναι ***πιθανώς ορθό*** *και* ***ποιό οπωσδήποτε λάθος***, και γιατί **;** (Υπενθυμίζεται ότι $T_V = c_V\, t/H^2$)



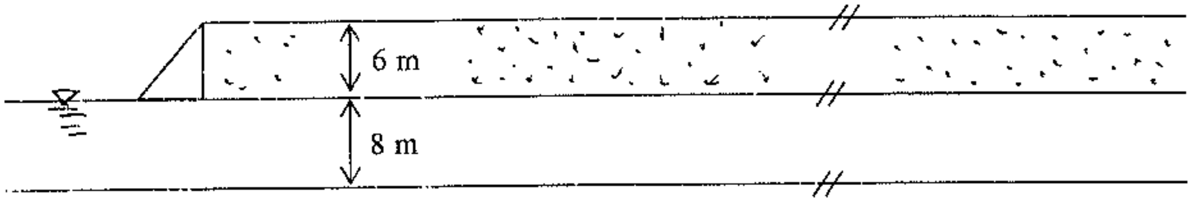


Διαγώνισμα ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ — 29 Σεπτεμβρίου 2008

Διάρκεια 1:00 ώρα. Βιβλία, Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή : ______________________

Θέμα 1 (60%)



Μεγάλης έκτασης επίχωση από αμμοχάλικο, *ύψους* ***6 m,*** γωνίας $\varphi = 35^o$ καί $\gamma = 20\ kN/m^3$ καταλήγει σε τοίχο αντιστηρίξεως από σκυρόδεμα. Το σχήμα του τοίχου είναι ορθογώνιο τρίγωνο.

Το φυσικό υποκείμενο έδαφος είναι άργιλος ***8 m*** *πάχους,* με τον υδροφόρο ορίζοντα στην επιφάνεια. Η διατμητική αντοχή της αργίλου: $\varphi = 20^o$, $c = 22\ kPa$. Το μέτρο μονοδιάστατης παραμόρφωσης $D_s = 8\ MPa$, *ο συντελεστής διαπερατότητας* $k = 10^{-9}\ m/s$. καί $\gamma = 20\ kN/m^3$
Το υποκείμενο στρώμα είναι βράχος. ***Ζητούνται :***

(α) Ποιό είναι το ***ελάχιστο πλάτος Β*** στην βάση του τοίχου ώστε να υπάρχει ***επαρκής ασφάλεια*** έναντι ολισθήσεως ; (Επιλέξτε *εσείς, ως υπεύθυνοι Μηχανικοί,* τον απαιτούμενο συντελεστή ασφαλείας, γνωστού όντος ότι το έργο [επίχωση + αντιστήριξη] είναι μέρος αυτοκινητοδρόμου υψηλών προδιαγραφών, καί ότι η περιοχή είναι υψηλής σεισμικότητας.)

(β) Για το ανωτέρω ***πλάτος Β*** να γίνει έλεγχος έναντι ***ανατροπής***, και να σχολιασθεί η επάρκεια του τοίχου.

(γ) Σε μία θέση μακριά από τον τοίχο, όπου επικρατούν συνθήκες μονοδιάστατης παραμόρφωσης, ζητούνται :

(i) η ***συνολική μακροχρόνια καθίζηση*** της αργίλου (*πάχους 8 m*) λόγω της επίχωσης

(ii) ο απαιτούμενος ***χρόνος για την ουσιαστική ολοκλήρωση*** της καθίζησης (δηλ. για την πρακτική επίτευξη της μακροχρόνιας καθίζησης)

(iii) εννέα ***(9) μήνες*** μετά την επιβολή της επίχωσης :

- η καθίζηση
- (με ποιοτική μόνον ακρίβεια) η κατανομή των υπερπιέσεων πόρων συναρτήσει του βάθους.

Δίδεται η εξής κατά προσέγγισιν σχέση για τον μέσο βαθμό στερεοποιήσεως : $\bar{U} \simeq \sqrt{4T_v/\pi}$. Χρησιμοποιείστε αυτήν την σχέση αντί του διαγράμματος του βιβλίου.

Δίδονται επίσης οι σχέσεις $T_v = c_v t/H^2$, $c_v = kD_s/\gamma_w$, $v = ki$, $i_{cr} = \bar{\gamma}/\gamma_W$, $p_{opiak.} = 5.14\ S_u$, $K_P = tan^2(45^o + \varphi/2)$.

Θέμα 2 (20%)

Συγκρίνονται ο *ομοιογενής ημίχωρος (σταθερό* E_u *καί* S_u*)* καί ο γραμμικώς-*ανομοιογενής ημίχωρος* ($E_u = m\ z$ καί $S_u = f\ z$ όπου z = *βάθος* απ' την επιφάνεια, καί m, f = ***σταθερές***). Καί οι δύο υπό αστράγγιστες συνθήκες. *Σκιαγραφείστε* τις διαφορές που προκαλούν οι δύο αυτοί σχηματισμοί:

(α) στην ***μορφή*** της καθίζησης της όλης εδαφικής επιφάνειας από την επιβολή ομοιομόρφου φορτίου p σε κυκλική επιφάνεια, καί

(β) στην ***επιρροή*** που εξασκεί το πλάτος **B** του θεμελίου στην ***καθίζηση***. (Δηλαδή, π.χ. διπλασιαζομένου του πάχους υπό σταθερή [κοινή] πίεση p, πόσο μεταβάλλεται η καθίζηση στούς δύο εδαφικούς σχηματισμούς ;)

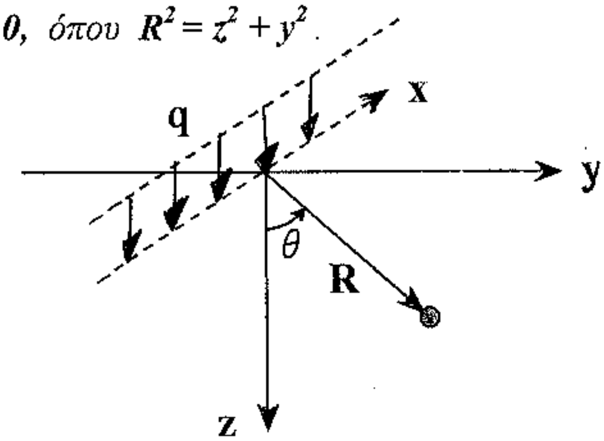
(γ) στην ***επιρροή*** που εξασκεί το πλάτος ***B*** του θεμελίου στην ***οριακή*** (= μέγιστη δυνατή) πίεση $p_{οριακό}$ (σε kPa) επί του εδάφους .

Θέμα 3 (20%)

(α) Συγκεντρωμένο απειρομήκες («γραμμικό») φορτίο $q = 100\ kN/m$ δρά κατά μήκος του άξονα των x στήν ελεύθερη επιφάνεια ελαστικού ομοιογενούς ημιχώρου. Για τέσσερα σημεία (1, 2, 3, 4) ζητούνται οι $\sigma_z\ \ \sigma_y\ \ \sigma_x\ \ \tau_{yz}\ \ \tau_{xy}$. [Σε ένα εδαφικό στοιχείο να δειχθεί κάθε μία απ' αυτές τις τάσεις, ποιοτικά βέβαια.]. Δίδονται σε πολικές συντεταγμένες ***(R, θ)*** οι σχέσεις απ' την θεωρία της ελαστικότητας :

$$\sigma_R = (2q/\pi)\cos\theta / R, \quad καί \quad \sigma_\theta = \tau_{R\theta} = 0, \quad όπου \quad R^2 = z^2 + y^2 .$$

1. $x_1 = 0$ m, $y_1 = 5$ m, $z_1 = 0$ m
2. $x_2 = 0$ m, $y_2 = 5$ m, $z_2 = 5$ m
3. $x_3 = 0$ m, $y_3 = 0$ m, $z_3 = 5$ m
4. $x_4 = 5$ m, $y_4 = 0$ m, $z_4 = 5$ m



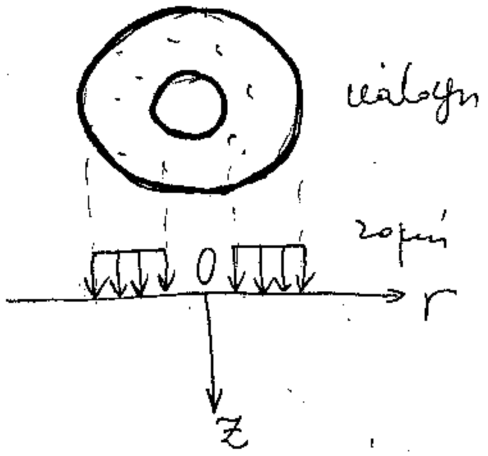
ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ — ΠΡΟΟΔΟΣ 6-5-2009

Διάρκεια 1 ώρα. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ.

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

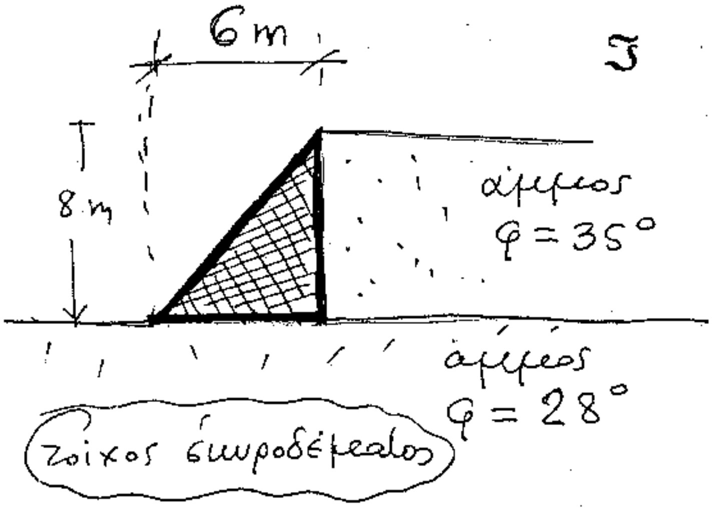
Βαρύτητα κάθε θέματος 25%

1 **(α)** Να σχεδιασθεί με ***ποιοτικήν ακρίβεια*** το εξής διάγραμμα, σχετιζόμενο με την μετάδοση τάσεων σε ομοιογενή ελαστικόν ημίχωρο : κατανομή των κατακορύφων ὀρθών τάσεων $\Delta\sigma_z$ κατά μήκος του άξονα Oz λόγω επιβολής φορτίου $p = 200\ kPa$ ομοιομόρφως κατανεμημένου σε **δακτυλιωτή επιφάνεια** εξωτερικής διαμέτρου **9 m** και εσωτερικής **3 m**.



(β) Συγκρίνονται ο ομοιογενής ημίχωρος (σταθερό μέτρο Young E) και ο γραμμικώς ανομοιογενής ημίχωρος ($E = \xi\, z$, όπου z = βάθος απ' την επιφάνεια και ξ σταθερά). Σκιαγραφείστε τις διαφορές που προκαλούν οι δύο αυτοί σχηματισμοί στην μορφή της καθίζησης της εδαφικής επιφάνειας λόγω επιβολής ομοιομόρφου φορτίου p σε κυκλική επιφάνεια.

2. Είναι ευσταθής έναντι ολισθήσεως ο τοίχος του σχήματος. Για τα ειδικά βάρη των υλικών που (επίτηδες) δεν δίδονται, δώστε δικές σας εύλογες τιμές. Εδαφος κοκκώδες και ξηρό.



ℑ

3. (α) Τοίχος βαρύτητας εδράζεται σε εδαφική στρώση μέσης πυκνότητας. Ποιές οριζόντιες τάσεις θα δεχθεί ο τοίχος από το αντιστηριζόμενο έδαφος και γιατί **;**

(β) Λωριδωτό φορτίο (κατά μήκος του άξονα **x**) έχει σχήμα τριγωνικό με μέγιστη ένταση στην μέση ίση με $q = 200\ kN/m$. Το πλάτος της φόρτισης είναι 8 m. ***Είναι αληθής ή σίγουρα λάθος η έκφραση :***

«Η οριζόντια (εγκάρσια) τάση είναι παντού $\Delta\sigma_y = [\nu\ /\ (1\text{-}\nu)]\ \Delta\sigma_z$ *υπό τον άξονα»*

4. Εδαφικό στοιχείο ξηρής άμμου $(\varphi = 30^o\ ,\ E = 30\ MPa,\ \nu = 0{,}30)$ έχει αρχικώς ένταση $\sigma_{zo} = 100\ kPa,\ \sigma_{yo} = \sigma_{xo} = K_o\ \sigma_{zo} = 60\ kPa$. Υποβάλλεται σε πρόσθετη ένταση χαρακτηριζόμενη από διατήρηση σταθερού σ_{zo} ενώ επιβάλλεται μόνον παραμόρφωση $\varepsilon_x = -\ 0.001$ (- σημαίνει εφελκυσμό).

(α) Να υπολογισθεί αναλυτικά (χωρίς μνημόνευση τύπου) η νέα εντατική κατάσταση $(\sigma_x\ ,\ \sigma_y\ ,\ \sigma_z\ ,\ \tau_{xy}....)$ υπό την προϋπόθεση ότι το εδαφικό υλικό είναι ιδεωδώς ελαστικό.

(β) Εάν το υλικό ήταν ελαστικό-ιδεωδώς πλαστικό ποιά θα ήταν η ελάχιστη δυνατή τιμή της σ_x , καί γιά ποιά τιμή της ε_x θα πρωτο-συνέβαινε ;

ℑ

5. Κυλινδρικό παγόβουνο έχει διάμετρο 100 m, πάχος 5 m, καί πυκνότητα $\rho = 0,\ 80\ Mg/\ m^3$. Βρίσκεται σε νερό με $\rho_w = 1\ Mg/m^3$. Επιβάλλεται κυκλικό φορτίο στο μέσον του : ακτίνας **5 m**, καί έντασης $q = 10\ kPa$. Ζητείται η κατανομή της $\Delta\sigma_z$ συναρτήσει του βάθους υπό το μέσον τού φορτίου.

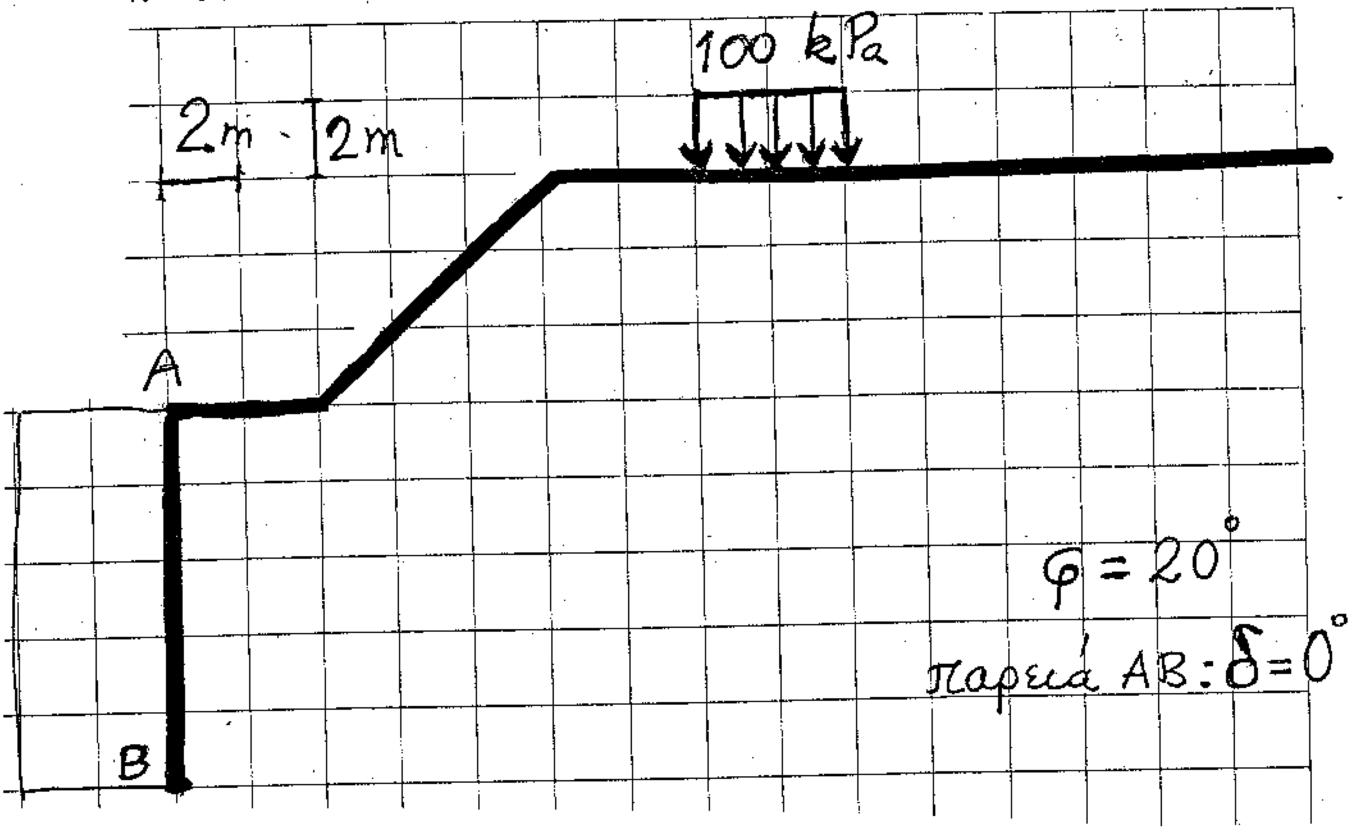
Ψ

Διαγώνισμα ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ — 1 Ιουλίου 2009

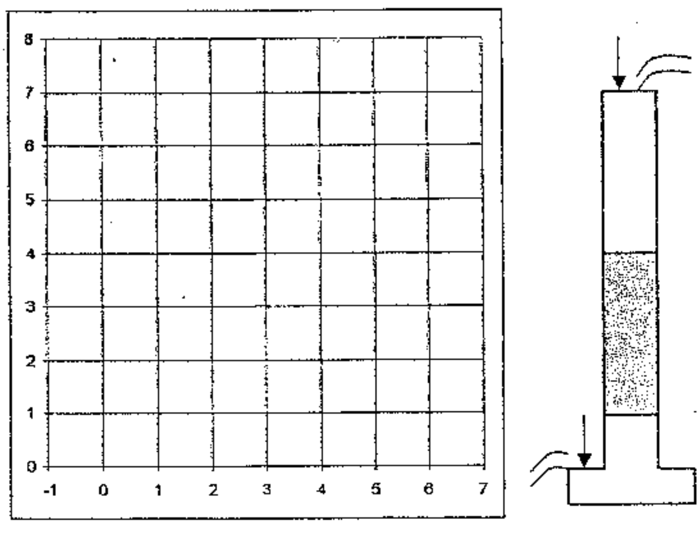
Διάρκεια 1 ½ ώρα. Βιβλία + Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

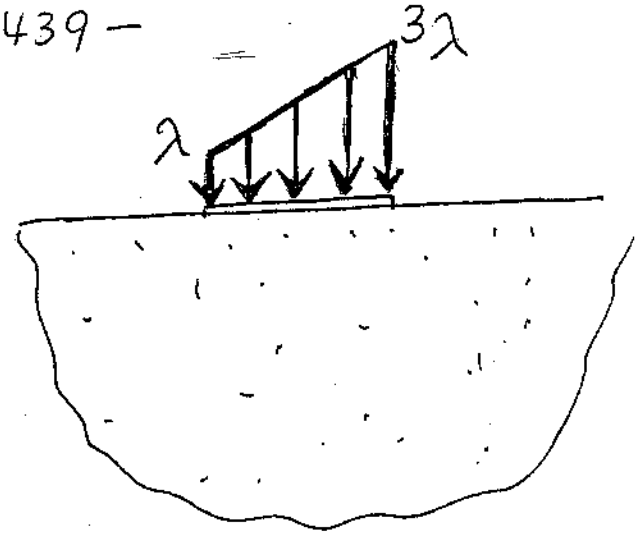
Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

1. Αναζητείται η *παθητική* ώθηση **Coulomb** με ανάλυση ενός μόνον δοκιμαστικού ορίσματος ΑΒΓ₁. Υψος τοίχου **10 m**, σχέδιο υπό κλίμακα. Πόση είναι η δοκιμαστική ώθηση P_1, καί πώς πιστεύετε οτι συγκρίνεται με την άγνωστη P_P ? Το Γ_1 και το γ (kN/m³) της δικής σας (εύλογης, πάντως) επιλογής.



2. *(α)* Να αναφερθούν παραδείγματα έργων κατά τα οποία προκαλείται υδατική ροή μέσα στο έδαφος. ***(β)*** Για ροή προς τα κάτω, να σχεδιασθεί το πιεζομετρικό ύψος στο Σχήμα καί να υπολογισθεί η ενεργός τάση στο μέσον του εδαφικού δοκιμίου (εάν η πυκνότητά του είναι $\rho = 2\ Mg/m^3$)





3. **(α)** Δίδεται τραπεζοειδώς κατανεμημένο λωριδωτό φορτίο με τιμές πίεσης στα δύο άκρα λ και 3λ. Να ευρεθεί η οριακή (δηλ. η "μέγιστη δυνατή") τιμή του λ. (Θεωρείστε μία δική σας δοκιμαστική κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως, με κέντρο οποιοδήποτε εύλογο σημείο επί της κατακορύφου στην κατάλληλη άκρη του πλάτους **B**.) Το έδαφος είναι ομοιογενές με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 40\ kPa$ και το πλάτος τού φορτίου $b = 8\ m$.

(β) Σε (όμοια με την ανωτέρω) λωρίδα πλάτους $b = 8\ m$ δρά *κεκλιμένο φορτίο* P, με γωνία κλίσης 45°. Το έδαφος είναι ομοιογενές με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 40\ kPa$. Αναζητείται η μέγιστη δυνατή (οριακή) τιμή, P_{op}, του συνολικού φορτίου P. Επιλέγοντας έναν και μόνον μηχανισμό της προτιμήσεώς σας, υπολογίστε την αντίστοιχη (δοκιμαστική) τιμή του οριακού φορτίου.

4. Πού οφείλεται η ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων στους πόρους κορεσμένου εδαφικού υλικού υπό τον υδροφόρο ορίζοντα :

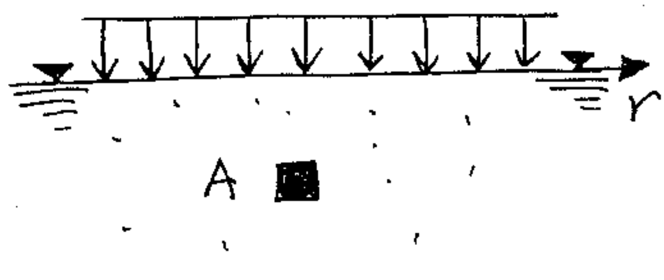
(α) στην περίπτωση υδατικής ροής,

(β) μετά την επιβολή ενός άπειρης-έκτασης φορτίου σε γεωστατικόν αργιλικό σχηματισμό,

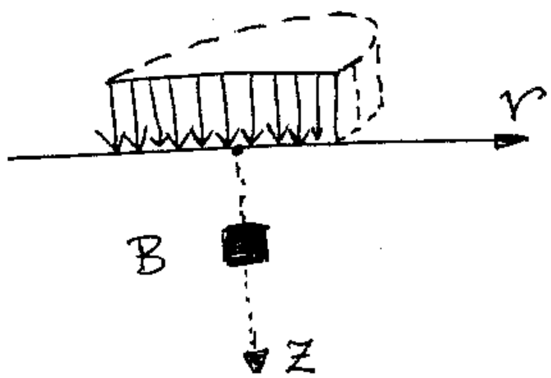
(γ) κατά την διέλευση διατμητικών σεισμικών κυμάτων (τα οποία επιβάλλουν ως γνωστόν απλή επαναλαμβανόμενη διάτμηση) διαμέσου χαλαρών αμμωδών υλικών,

(δ) μετά την επιβολή ενός κυκλικού ομοιόμορφου φορτίου (ακτίνας R) σε γεωστατικόν αργιλικό σχηματισμό

5. Δίνονται παραπλεύρως οι δύο περιπτώσεις φόρτισης ελαστικού ομοιογενούς πλήρως κορεσμένου ημιχώρου **με τον υδροφόρο ορίζοντα στην επιφάνεια** του εδάφους :



(α) Να δοθεί με σκαρίφημα η καθίζηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους στις δύο περιπτώσεις (αμέσως μετά την επιβολή του φορτίου). Να εξηγηθούν πλήρως οι διαφορές των δύο περιπτώσεων.



(β) Ποιά είναι *(κατά πολύ αδρή προσέγγιση)* η εντατική κατάσταση ($\Delta\sigma_z$ $\Delta\sigma_r$ $\Delta\tau_{zr}$) των εδαφικών στοιχείων **A** και **B** σε βάθος $z = 4\ m$ (αμέσως μετά την επιβολή του κάθε φορτίου) ; Να εξηγηθούν και πάλι πλήρως οι διαφορές των δύο περιπτώσεων.

Ψ

Διαγώνισμα ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΙΙ — 28 Σεπτεμβρίου 2009

Διάρκεια 1 ώρα. Βιβλία + Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ

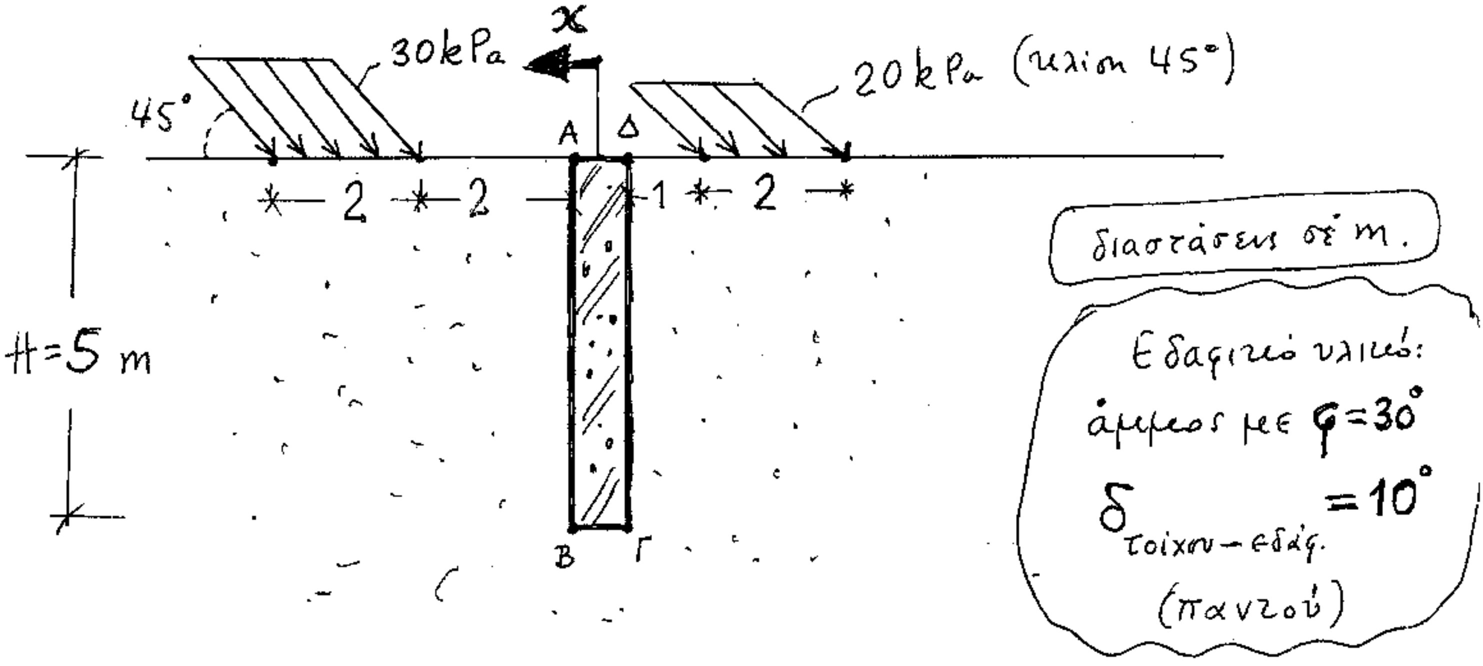
Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

50%

1. Στον τοίχο ΑΒΓΔ του Σχήματος επιβάλλεται αρκετά μεγάλη μετακίνηση κατά την διεύθυνση x . Ζητείται να εξετάσετε την οριακή ισορροπία εφαρμόζοντας την μέθοδο *Coulomb*, με δοκιμαστικά εδαφικά πρίσματα ***της δικής σας (λογικής, πάντως) επιλογής*** . Να προσδιορισθούν :

(α) Η δοκιμαστική ***ενεργητική*** και η δοκιμαστική ***παθητική*** ώθηση επί του τοίχου (μέγεθος, διεύθυνση, φορά) καθώς και η συνισταμένη δύναμη

(β) Πώς συγκρίνονται οι ανωτέρω ωθήσεις, που υπολογίσατε από τα δοκιμαστικά πρίσματα, με τις αντίστοιχες πραγματικές ωθήσεις οι οποίες θα είχαν προκύψει εάν είχατε εξετάσει όλα τα δυνατά πρίσματα ;



25 %

2. Προγραμματίζεται η κατασκευή επιχώσεως μεγάλης έκτασης (θεωρητικώς άπειρης) που θα επιβάλλει φορτίο $p = 150\ kPa$ στην επιφάνεια του εδάφους. Από γεωτεχνική έρευνα προέκυψε η εξής στρωματογραφία : αργιλικό στρώμα από την επιφάνεια ως **6 m** βάθος, και κατόπιν συμπαγής καί αδιαπέρατος βράχος. Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα συμπίπτει με την επιφάνεια του εδάφους. Η δοκιμή στερεοποίησης της αργίλου στο εργαστήριο (ύψος αργιλικού δοκιμίου 2cm και συνθήκες διπλής στράγγισης) έδωσε για τάση $\Delta\sigma_v = 150\ kPa$ καθίζηση **2** mm μετά από **100 sec,** όταν ο αντίστοιχος βαθμός στερεοποίησης ήταν ίσος με **50%.** Ζητούνται :

(α) Η καθίζηση δ_∞ του αργιλικού στρώματος λόγω της κατασκευής του επιχώματος

(β) Ο **χρόνος** που απαιτείται για την πρακτική ολοκλήρωσή της..

Υπενθυμίζονται οι σχέσεις : $U = \delta_t / \delta_\infty \approx (T_v)^{1/2}$ (προσέγγιση της ακριβούς λύσης), όπου $T_v = c_v\, t / h^2$ και $c_v = k\, D_s / \gamma_w$

3. **(α)** Αμετακίνητος (και άκαμπτος) κατακόρυφος ορθογωνικός τοίχος ύψους **H = 10 m** αντιστηρίζει στεγνό εδαφικό υλικό με: $\rho = 1.6\ Mg/m^3$, $K_0 = 1$, και $\varphi = 40^o$. Μελετούμε την εντατική κατάσταση σημείου Α που κείται σε βάθος $z = 5\ m$ από την επιφάνεια και σε απόσταση $x = 5 \cdot tan(90^o - 65^o)$ από τον τοίχο . Ζητούνται

(α1) η **ορθή** και η **διατμητική** τάση σε επίπεδο κλίσης 65^0 (ως προς την οριζοντία) στο σημείο Α.

(α2) οι ως άνω τάσεις του σημείου Α στο επίπεδο 65^0, εάν όμως τώρα ο τοίχος αντί γιά αμετακίνητος είχε υποστεί μετατόπιση προς τα έξω ίση με 1 % του ύψους Η (δηλαδή 10 cm). (Να αιτιολογηθεί με συνοπτική ακρίβεια.)

(β) Να δοθεί γραφικά κατά ποιοτική προσέγγιση η μορφή της καθίζησης (όλης) της επιφάνειας δύο εδαφικών σχηματισμών , ενός ομοιογενούς ημιχώρου (E = **σταθερό**) και ενός ανομοιογενούς ημιχώρου (E = λz), έκαστον υπό την επίδραση των εξής δύο φορτίων:

(β1) ενός ομοιόμορφου φορτίου p_o σε κυκλική επιφάνεια ακτίνας R

(β2) ενός "κωνικώς" κατανεμημένου φορτίου $p(r) = 3\, p_o \left(1 - r/R\right)$ στην ίδια κυκλική επιφάνεια ακτίνας R. (r = ακτινική απόσταση από το κέντρο του κύκλου)

[Συνολικά ζητούνται 4 καμπύλες. Σύντομη αιτιολόγηση.] **ΒΑΘΜΟΣ 25 %**

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ II

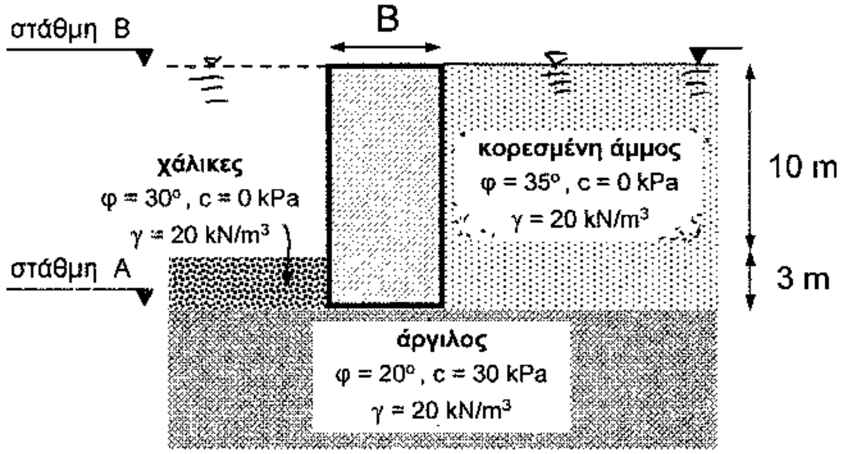
Τοίχοι Αντιστήριξης

Επαναληπτικές Ασκήσεις

15 Μαΐου 2003

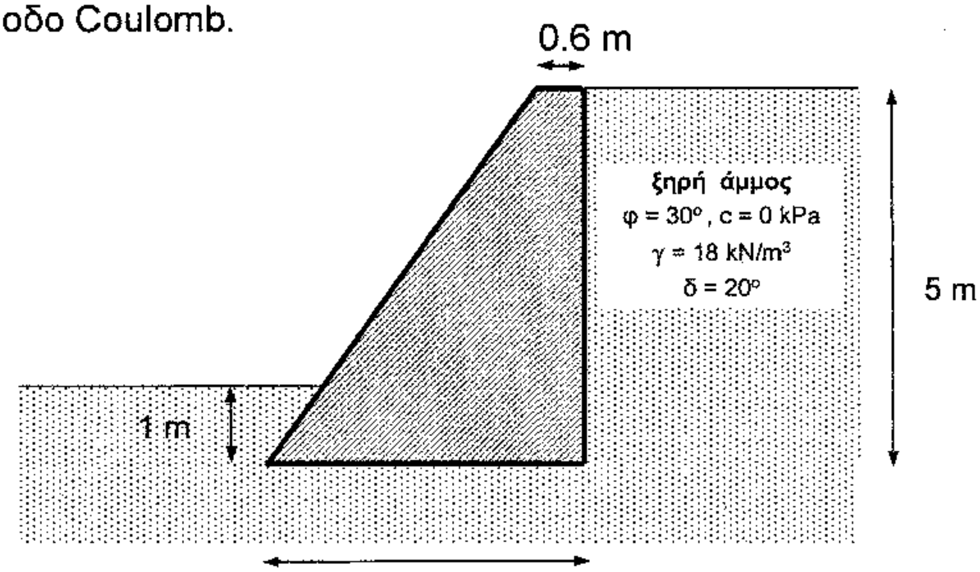
Ασκηση 1

Ποιό είναι (και για τις δύο στάθμες νερού) το απαιτούμενο πλάτος B του λιμενικού κρηπιδοτοίχου, ώστε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολισθήσεως να είναι μεγαλύτερος από 2;



Ασκηση 2

Να ελεγχθεί η ευστάθεια του τοίχου βαρύτητας έναντι ολίσθησης και ανατροπής, τόσο με την μέθοδο Rankine όσο και με την μέθοδο Coulomb.

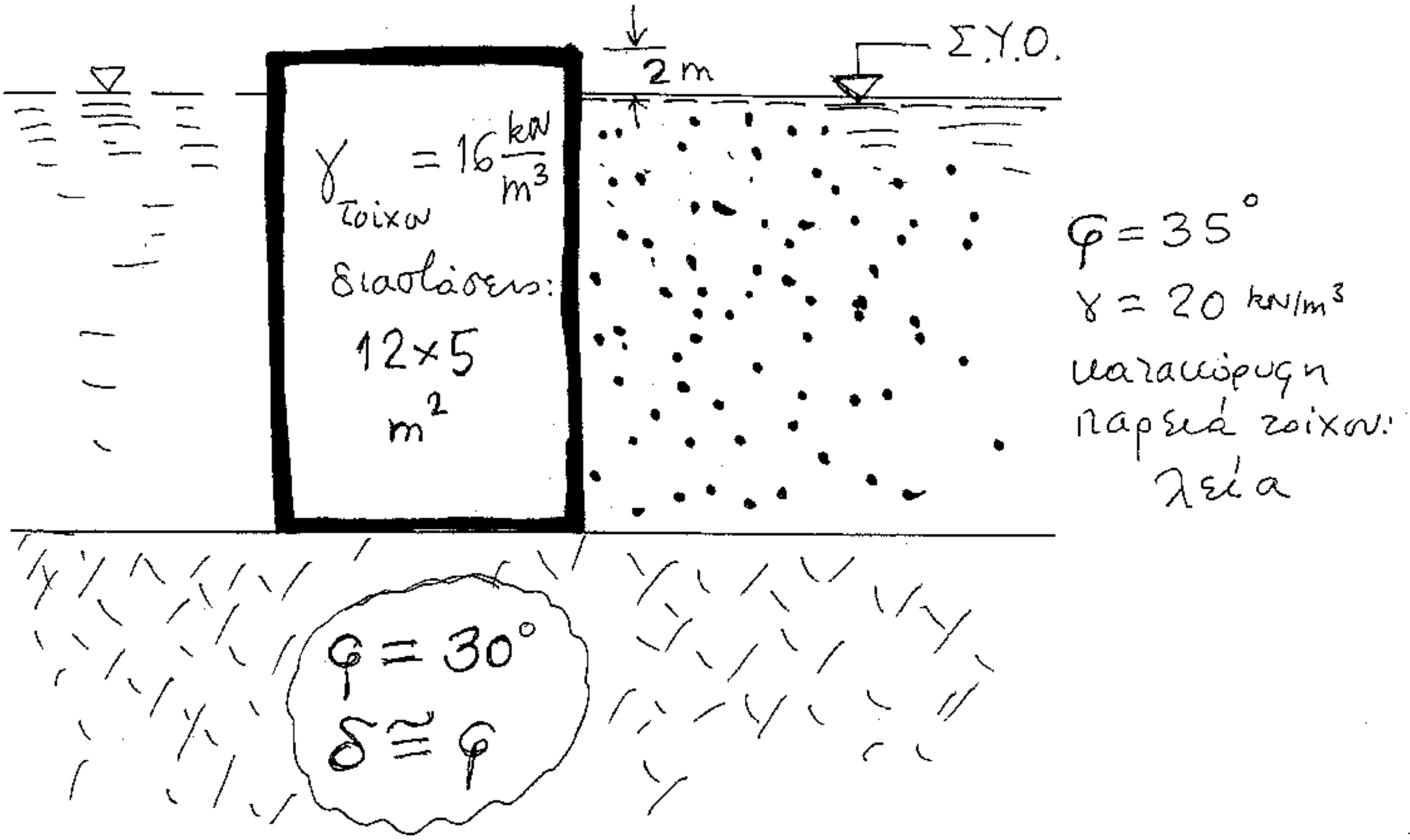


ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ. Διαγώνισμα 24-6-2010

Βιβλία καί Σημειώσεις Κλειστά. Διάρκεια 1 ½ ώρα

Ονομα :...

1) Υπάρχει κίνδυνος ολισθήσεως του λιμενικού τοίχου του σχήματος ; (Η Επιφάνεια ύδατος στην εσωτερική παρειά είναι ακριβώς στην ίδια στάθμη με την επιφάνεια της θάλασσας.) Εδαφικές παράμετροι που (επίτηδες) δεν δίδονται να παρθούν κατ' εκτίμηση.

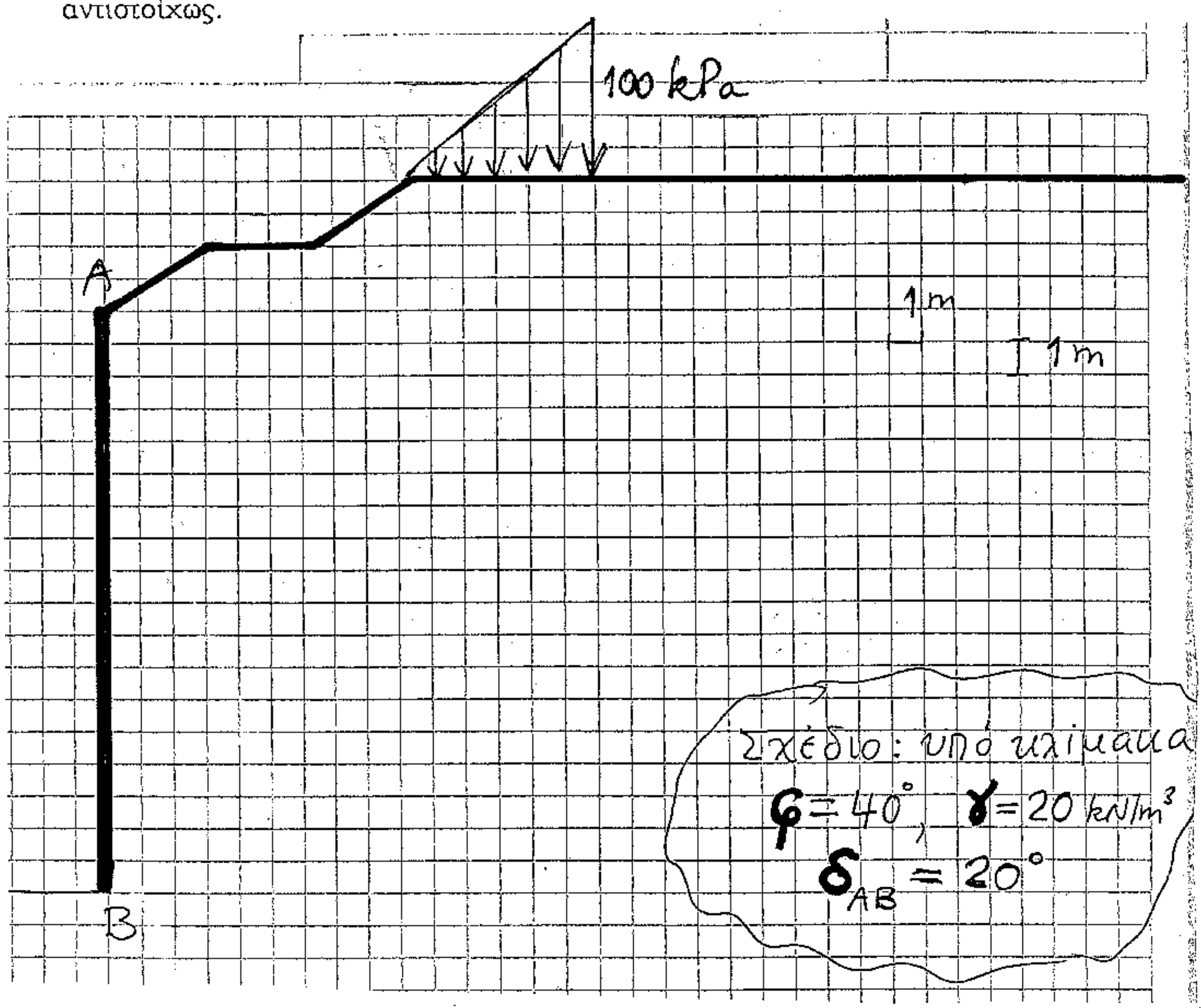


2) Αναζητείται με την μέθοδο Coulomb ***(i)*** η ενεργητική καί ***(ii)*** η παθητική ώθηση επί του τοίχου.

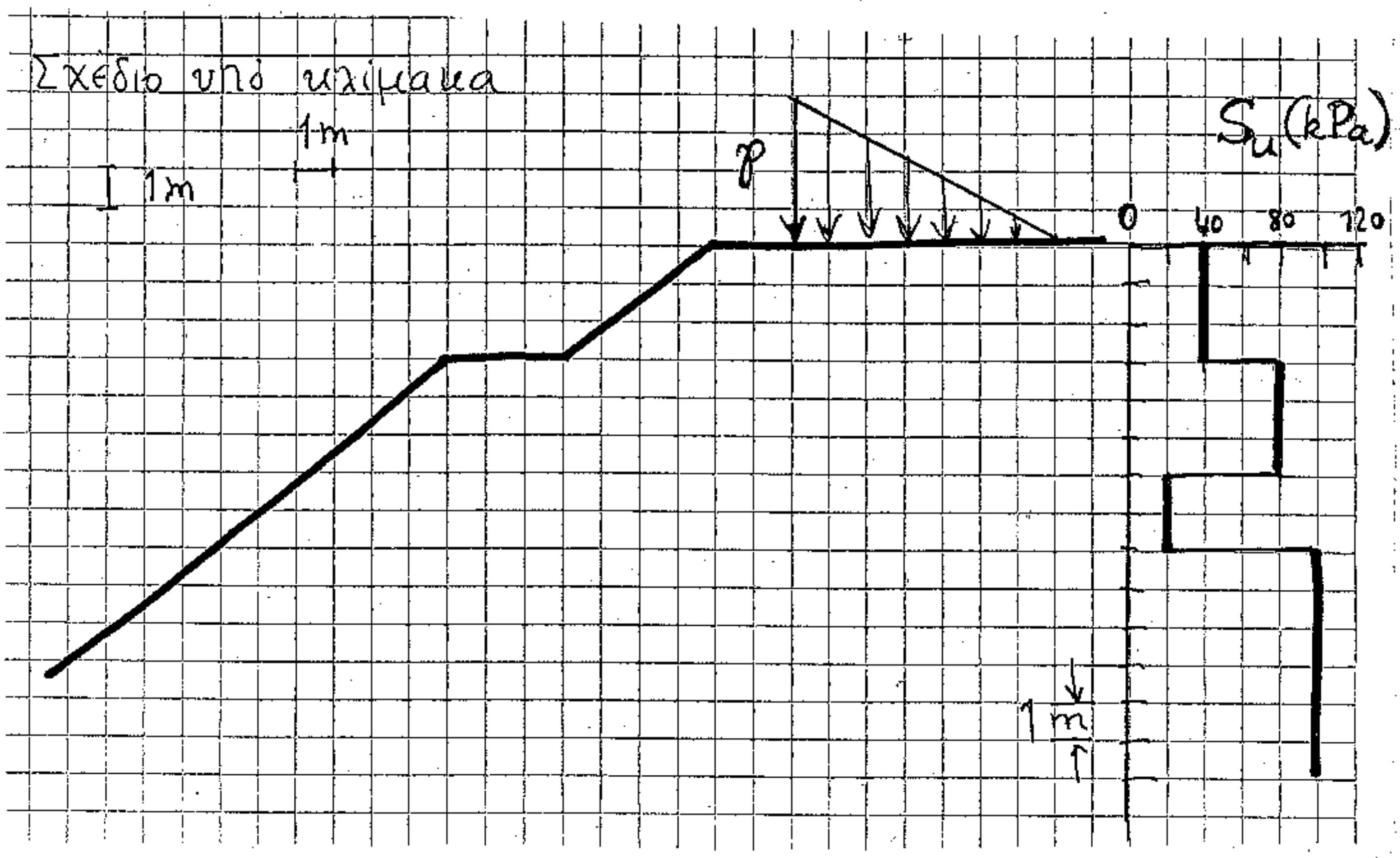
(α) Επιλέξτε ένα δοκιμαστικό πρίσμα για την κάθε περίπτωση (που να μήν είναι «παράλογο», ακόμη δε καλύτερα που να είναι «εύλογο»).

(β) Στα δοκιμαστικά αυτά πρίσματα να σχεδιασθούν οι δρώσεις δυνάμεις οριακής ισορροπίας κατά Coulomb, με υπολογισμό τών καταικόρυφων δυνάμεων.

(γ) Δέν ζητείται ο υπολογισμός των δράσεων **$P_{(i)}$** καί **$P_{(ii)}$** επί του τοίχου. Ζητείται μόνον η σχέση τών **$P_{(i)}$**, **$P_{(ii)}$** με την ενεργητική, **P_A**, καί την παθητική, **P_P**, ώθηση, αντιστοίχως.



3) Δίδεται τριγωνικώς κατανεμημένο λωριδωτό φορτίο, με πίεση στο άκρο **p.** Να ευρεθεί η οριακή (δηλ. η «μέγιστη δυνατή») τιμή του **p.** (Θεωρείστε μία δική σας δοκιμαστική κυκλική επιφάνεια ολισθήσεως). Το έδαφος είναι ανομοιογενές, με αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u συναρτήσει του βάθους σύμφωνα με το Σχήμα. Εδαφικές παράμετροι που (επίτηδες) δεν δίδονται να παρθούν κατ' εκτίμηση.



4) Λωριδωτό (απειρομήκες δηλαδή) φορτίο **p** πλάτους **B** δρά επί ομοιογενούς ημιχώρου, μέτρου ελαστικότητας **E**. Αναφερόμαστε στην κατανομή συναρτήσει του ***y*** των διατμητικών οριζοντίων τάσεων $\tau_{zy} = \tau_{zy}\,(\,y,\ \delta\varepsilon\delta o\mu\acute{\varepsilon}\nu o\ \ z\,)$ λόγω του φορτίου **p**. [Προφανώς οι τ_{zy} είναι ανεξάρτητες του **x** : επίπεδη παραμόρφωση...].

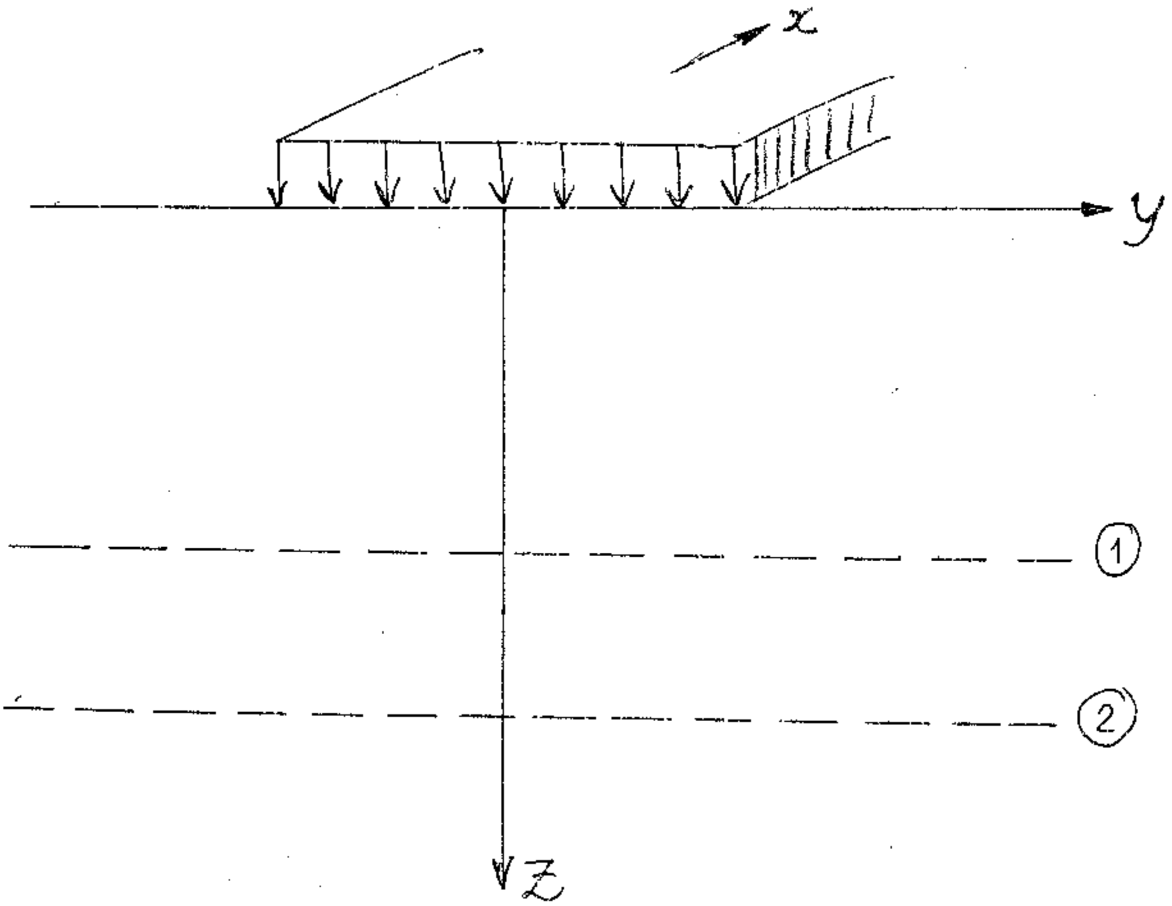
Ζητούνται :

(α) Να σχεδιασθούν με χονδροειδή ποιοτική ακρίβεια οι

$$\tau_{zy}^{(1)} \equiv \tau_{zy}\,(y,\ \ z = B)$$

$$\tau_{zy}^{(2)} \equiv \tau_{zy}\,(y,\ \ z = 1{,}5\,B)$$

(β) Να ευρεθούν οι συνιστάμενες δυνάμεις (ανά μονάδα μήκους) των $\tau_{zy}^{(1)}$ καί $\tau_{zy}^{(2)}$ (δηλαδή τα $\int_{-\infty}^{+\infty} \tau_{zy}\,dy$ για τις δύο θέσεις).



5) Μεγάλης έκτασης επίχωση από υψηλής διαπερατότητας αμμοχάλικο, ύψους 5 m, γωνίας $\varphi = 38^o$ καί $\gamma = 20$ kN/m^3 καταλήγει σε δύο τοίχους αντιστηρίξεως . Το φυσικό υποκείμενο έδαφος είναι άργιλος **8** m πάχους, με τον υδροφόρο ορίζοντα στην επιφάνεια. Δίδονται : μέτρο μονοδιάστατης παραμόρφωσης $D_s = 10$ MPa, συντελεστής διαπερατότητας $k = 10^{-8}$ m/s, $\gamma = 18$ kN/m^3. Το υποκείμενο στρώμα είναι αδιαπέρατος βράχος. Ζητούνται :

Σε μία θέση στο μέσον περίπου της επίχωσης, όπου επικρατούν συνθήκες μονοδιάστατης παραμόρφωσης, ζητούνται :

(i) η συνολική μακροχρόνια καθίζηση της αργίλου (πάχους 8 m) λόγω της επίχωσης

(ii) ο απαιτούμενος χρόνος για την ουσιαστική ολοκλήρωση της καθίζησης (δηλ. για την πρακτική επίτευξη της μακροχρόνιας καθίζησης)

(iii) εννέα (9) μήνες μετά την επιβολή της επίχωσης :

- η καθίζηση
- (με ποιοτική μόνον ακρίβεια) η κατανομή των υπερπιέσεων πόρων συναρτήσει του βάθους.

Δίδεται η εξής κατά προσέγγισιν σχέση για τον μέσο βαθμό στερεοποιήσεως :

$\overline{U} \approx 2\,(T_v)^{1/3}$ Χρησιμοποιείστε αυτήν την σχέση αντί του διαγράμματος του βιβλίου.

Δίδονται επίσης οι σχέσεις : $T_v = c_v t/H^2$, $c_v = kD_s/\gamma_w$, $v = ki$, $i_{cr} = \overline{\gamma}/\gamma_w$, $p_{οριακ.} = 5.14\ S_u$, $K_p = \tan^2(45^o + \varphi/2)$, $K_A = \tan^2(45^o - \varphi/2)$

Ж

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ — ΠΡΟΟΔΟΣ 7-4-2011

Διάρκεια 1 ώρα. Βιβλία & Σημειώσεις ΚΛΕΙΣΤΑ.

Ονοματεπώνυμο Σπουδαστή :

Βαρύτητα κάθε θέματος 25%

1. Σε έναν δίστρωτο σχηματισμό του οποίου το πρώτο στρώμα (πάχους **H**) είναι κατά πολύ μαλακότερο του υποκειμένου στρώματος, ***να αποδειχθεί*** ότι η τάση $\Delta\sigma_z$ στην διεπιφάνεια των δύο στρωμάτων λόγω επιβολής επιφανειακού φορτίου p σε κυκλική επιφάνεια ακτίνας $R = H/2$ είναι ***σχεδόν ίση με p*** *(με ακρίβεια ± 15%). Εάν* $H = 3R$ *πιστεύετε ότι θα ίσχυε πάλι η προσέγγιση* $\Delta\sigma_z \approx p$;

(Υπόδειξη : Θεωρείστε ισορροπία και παραμόρφωση κατάλληλου εδαφικού τμήματος, ή όποιον άλλο λογικό τρόπο επιθυμείτε.)

2. Εδαφικός ημίχωρος φορτίζεται με κυκλικό ομοιόμορφο φορτίο : p *(kPa)*, ακτίνας R.

(α) Να δειχθεί **σχεδιαστικά**, σε κάτοψη και τομή (ή καί σε προοπτικό), **ποιές είναι** οι τάσεις σ_r καί σ_θ που δρούν σε κυλινδρική επιφάνεια ακτίνας ίσης με R καί απείρου βάθους, με άξονα τον άξονα συμμετρίας z,

(β) Στην κυλινδρική αυτή (άπειρου βάθους) επιφάνεια, πόση είναι η ***συνισταμένη* των ακτινικών τάσεων** σ_r ;

3. Είναι ευσταθής έναντι ολισθήσεως ο τοίχος του σχήματος. Εδαφος κοκκώδες και ξηρό.

4. Εδαφικό στοιχείο άμμου (***E = 30 MPa, ν = 0.50***) έχει αρχικώς ένταση σ_{zo} = *200 kPa*, $\sigma_{yo} = \sigma_{xo} = K_o\ \sigma_{vo}$ = *100 kPa*. Υποβάλλεται σε πρόσθετη επιπόνηση χαρακτηριζόμενη από διατήρηση σταθερού σ_{zo}, ενώ επιβάλλεται θλιπτικού τύπου παραμόρφωση ε_x, με απόλυτη τιμή ίση με *0.005.*

Να υπολογισθεί αναλυτικά **(χωρίς απομνημόνευση τελικών τύπων)** η πρόσθετη εντατική κατάσταση ($\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_z$, $\Delta\tau_{xy}$, $\Delta\tau_{xz}$, $\Delta\tau_{yz}$) υπό την προϋπόθεση ότι το εδαφικό υλικό είναι **ιδεωδώς ελαστικό**.

ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΙΙ. Διαγώνισμα 11-7-11 ∫∫∫∫

Βιβλία, Σημειώσεις: **Κλειστά.** Διάρκεια: **2 ώρες. 6** Θέματα:

Όνομα :...

ΤΥΠΟΛΟΓΙΟ :	$T_v = c_v t/H^2$, $c_v = k\ D_s/\gamma_w$, $v = k\ i$, $i_{cr} = \bar{\gamma}/\gamma_W$,
	$p_{οριακ.} = 5.14\ S_u$, $K_p = tan^2(45^o + \varphi/2)$, $K_A = tan^2(45^o - \varphi/2)$

1 (20 %)

Τοίχος βαρύτητας ύψους 5 μέτρων αντιστηρίζει έδαφος (φ = 30°, c = 5 kPa)) όπως στο Σχήμα. Εφαρμόζεται η κινηματική μέθοδος Coulomb γιά την εύρεση της ***παθητικής*** ώθησης:

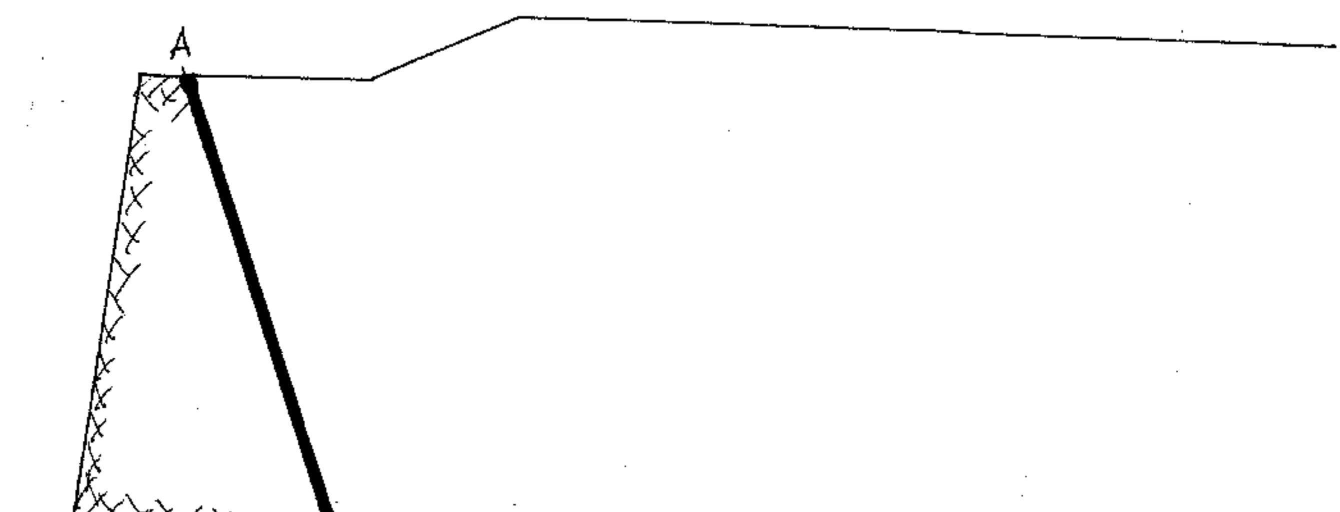
(α) Να επιλεχθεί ένα *εύλογο* δοκιμαστικό πρίσμα

(β) Να σχεδιασθούν (αναλυτικά) οι δυνάμεις που δρούν επί του πρίσματος από το υποκείμενο έδαφος

(γ) Να σχεδιασθούν οι δυνάμεις που δρούν επί του τοίχου από το έδαφος, εάν ο τοίχος είναι απολύτως λείος

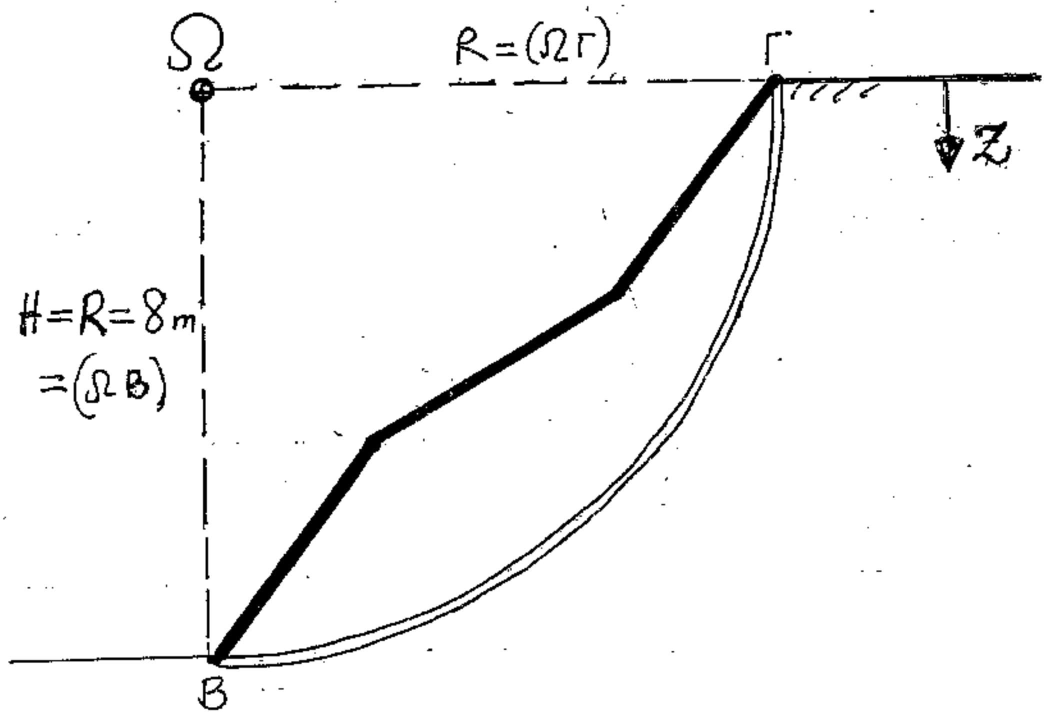
(δ) Να σχεδιασθούν οι δυνάμεις που δρούν επί του τοίχου από το έδαφος, εάν ο τοίχος είναι τραχύς και η γωνία συναφείας με το έδαφος είναι: δ = 20°.

(Συνοπτική μόνον αιτιολόγηση)



2 (20%)

Ζητείται ο (δοκιμαστικός) Συντελεστής Ασφαλείας έναντι αστάθειας του πρανούς του Σχήματος με παραδοχή κυλινδρικής επιφάνειας ολίσθησης κέντρου Ω και ακτίνας ίσης με το ύψος του πρανούς. Εδαφικό υλικό άργιλός υπό αστράγγιστες συνθήκες με $\rho = 2{,}0\ Mg/m^3$, αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u (kPa) = 5 + 6 Z, όπου Z (σε μέτρα) είναι το βάθος από την (άνω) επιφάνεια, όπως στο Σχήμα. (Συνιστάται ημι-γραφική ή και αμιγώς γραφική επίλυση. Σχέδιο υπό κλίμακα.)



3 (15%)

Συγκρίνονται ως προς την στερεοποίηση υπό την επιβολή εξωτερικού φορτίου p δύο εδαφικοί σχηματισμοί, A και B αποτελούμενοι από μία μόνη εδαφική στρώση.

O πρώτος (A) έχει πάχος Π_1 συντελεστή διαπερατότητας K_1 και μέτρο διατμήσεως G_1. Εχει δε διαπερατά άνω και κάτω σύνορα.

O δεύτερος (B) έχει αντιστοίχως Π_2, K_2, G_2, και διαπερατό μόνον το κάτω σύνορο.

O λόγος του Πουασσσόν είναι στα δύο στρώματα = 0.20.

Ποιές από τις κατωτέρω προτάσεις είναι σωστές και ποιές είναι λάθος;

(α) Εάν $\Pi_1 = 2\Pi_2$, $K_1 = K_2$ και $G_1 = G_2$ τότε η ολοκλήρωση της καθίζησης θα γίνει πρώτα στο B και μετά στο A.

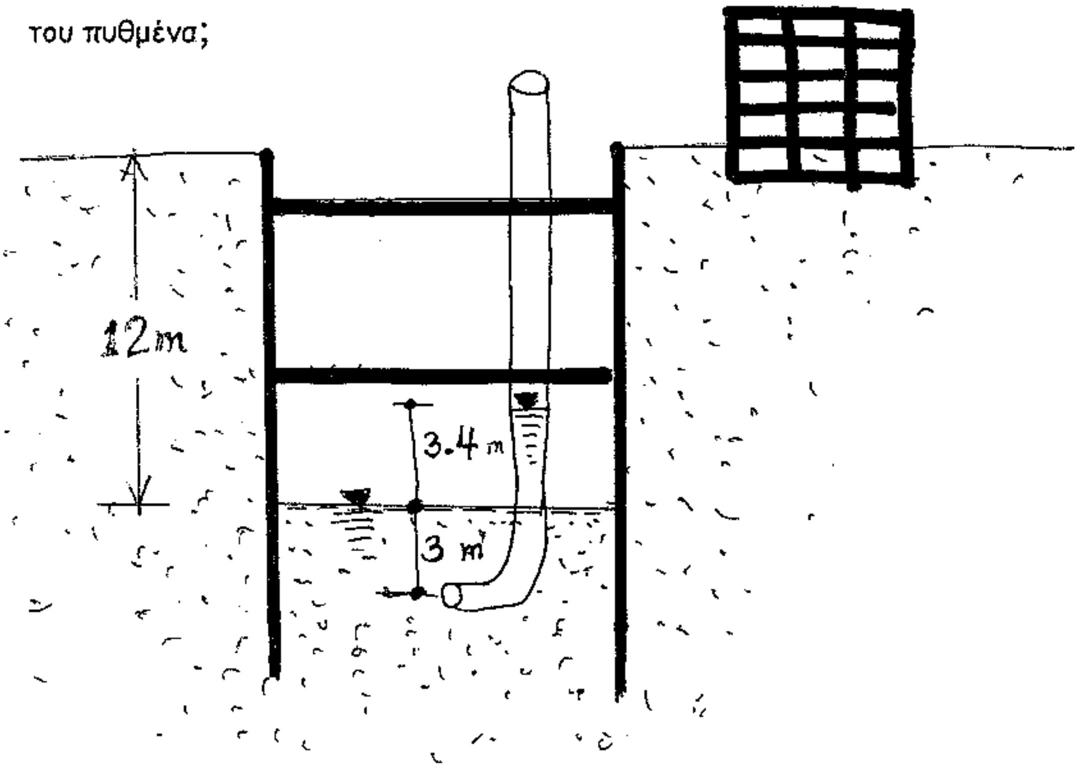
(β) Εάν πάλι $\Pi_1 = 2\Pi_2$, $K_1 = K_2$ και $G_1 = G_2$ τότε η τελική καθίζηση στο A θα είναι μεγαλύτερη από ό,τι στο B.

(γ) Εάν $\Pi_1 = \Pi_2$, $4K_1 = K_2$ και $G_1 = G_2$ τότε η ολοκλήρωση της καθίζησης θα γίνει πρώτα στο B και μετά στο A.

(δ) Εάν $2\Pi_1 = \Pi_2$, $2K_1 = K_2$ και $8G_1 = G_2$ τότε η ολοκλήρωση της καθίζησης θα γίνει πρώτα στο B και μετά στο A.

4 (15%)

Σε σημείο Α κάτω από τον πυθμένα εκσκαφής αντιστηριζομένης μέ κατακόρυφο διαφραγματικό τοίχο και αντηρίδες τοποθετείται πιεζόμετρο με την βάση του στα -3 m, όπως στο Σχήμα. Η υδατική στάθμη εντός της εκσκαφής διατηρείται στην επιφάνεια της εκσκαφής. Οι εδαφικές συνθήκες υπό τον πυμένα περιλαμβάνουν στρώμα άμμου πάχους 3 m, ολικής πυκνότητας 1.7 Mg/m^3. Η στάθμη του νερού μέσα στον πιεζομετρικό σωλήνα ανήλθε 3.4 m ψηλότερα από την στάθμη της εκσκαφής. Ζητούνται: (α) Να εξηγηθεί πώς είναι δυνατόν να έχει προκληθεί αυτή η ανύψωση. (β) Υπάρχει πρόβλημα ευστάθειας του αμμώδους στρώματος στην επιφάνεια του πυθμένα;

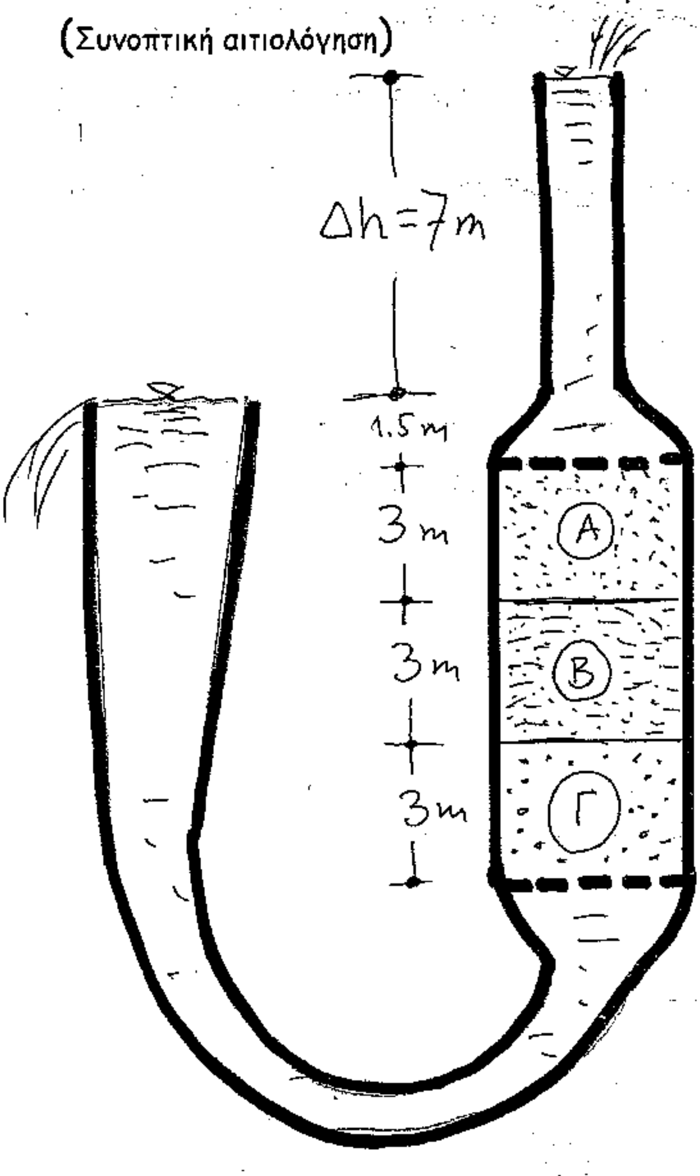


5 (15%)

Ροή διαμέσου τρίστρωτου εδαφικού σχηματισμού: στρώμα Α ιλύς με συντελεστή διαπερατότητας $k_A = 4 \times 10^{-4}$ m/s , στρώμα Β ιλυο-αμμώδης άργιλός με συντελεστή διαπερατότητας $k_B = 10^{-6}$ m/s, στρώμα Γ άμμος με συντελεστή διαπερατότητας $k_\Gamma = 5 \times 10^{-2}$ m/s . Ζητούνται:

(ι) κατά χονδροειδή (αλλά αιτιολογούμενη) προσέγγιση, η κατανομή του ολικού (υδραυλικού) ύψους, h, καθ' ύψους του τρίστρωτου εδαφικού σχηματισμού

(ιι) η ολική και η ενεργός κατακόρυφη τάση στην διεπιφάνεια των στρώσεων Β και Γ. (Συνοπτική αιτιολόγηση)



6 (15%)

Λείος κατακόρυφος τοίχος αντιστηρίξεως παρειάς ΑΒ και ύψους $H = (AB)$, αντιστηρίζει έδαφος με γ, φ, και συντελεστή «ουδέτερης» ώθησης $K_0 = 1$. Οταν είναι απολύτως αμετακίνητος, ο τοίχος δέχεται δύναμη F_0 από το έδαφος. Ο τοίχος τώρα ωθείται πρός τα έξω (δηλ. προς την ενεργητική κατάσταση). Αναλύεται κατά Coulomb δοκιμαστικό πρίσμα i με επιφάνεια (δοκιμαστικής) ολισθήσεως $BΓ_i$. Ευρίσκεται η υποψήφια ενεργητική ώθηση F_i. Να αποδειχθεί (α) οτι ανεξαρτήτως του ποιό είναι το δοκιμαστικό πρίσμα i, ισχύει η ανισότητα $F_i < F_0$, και (β) οτι εξαιτίας αυτής της ανισότητας ισχύει για την (πραγματική) ενεργητική ώθηση $F_P = max(F_i, i = 1, 2, 3, ...)$.

[Λιτά αλλά ακριβή επιχειρήματα και αποδείξεις]