Ευχαριστούμε ιδιαιτέρως τους κυρίους Ιωάννη Πρωτονοτάριο, Επίκ. Καθηγητή Ε.Μ.Π και Βασίλη Τσάμη, επιστημονικό συνεργάτη του Ε.Μ.Π., για την πολύτιμη συνεισφορά τους στην εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας, την εξεταστική επιτροπή, καθώς επίσης και τον κύριο Αριστοτέλη Ραυτόπουλο, Διπλωματούχο Εφαρμοσμένων Μαθηματικών και Φυσικών Επιστημών Ε.Μ.Π., για την συνολική συνεισφορά του στην διαμόρφωση αυτής της διπλωματικής εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας

Η διπλωματική αυτή εργασία έχει σαν αντικείμενό της την μελέτη εναλλακτικών λύσεων θεμελίωσης ενός μεσόβαθρου γέφυρας σε περιοχή με στρωματογραφία που περιλαμβάνει στρώση μαλακής αργίλου.

1.2 Δεδομένα της μελέτης

Η μελέτη θεμελιώσεως βασίστηκε στα παρακάτω δεδομένα:

α) Εντατικά μεγέθη μεσόβαθρου υπό στατική και σεισμική φόρτιση όπως στον παρακάτω πίνακα

Εντατικά μεγέθη	Στατική φόρτιση	Σεισμική φόρτιση
Κατακόρυφο φορτίο ΣV (kN)	12785	12285
Οριζόντιο φορτίο ΣΗ (kN)	700	2316
Ροπή κάμψεως ΣΜ (kNm)	4375	7916

β) Συγκεντρωτικά αποτελέσματα δύο ερευνητικών γεωτρήσεων (με ανάλογο αριθμό επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών)

γ) Τομή μιας στατικής πενετρομετρήσεως (CPT) με ηλεκτρικό κώνο

Τόσο οι δύο γεωτρήσεις όσο και η πενετρομέτρηση έγιναν στην περιοχή του υπό κατασκευή μεσόβαθρου όπως φαίνεται στο Τοπογραφικό Διάγραμμα του Παρατήματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

Η εδαφοτεχνική έρευνα περιλάμβανε την εκτέλεση δύο (2) γεωτρήσεων με παράλληλη εκτέλεση επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών και μιας δοκιμής στατικής πενετρομετρήσεως.

2.1 Γεωτρήσεις, επί τόπου δοκιμές και εργαστηριακές δοκιμές

Το βάθος της γεώτρησης Γ1 είναι 22.00 μέτρα και της Γ2 είναι επίσης 22.00 μέτρα. Ως στάθμη αναφοράς έχει ληφθεί η επιφάνεια του εδάφους.

Παράλληλα, κατά την προχώρηση των γεωτρήσεων σε διάφορες στάθμες έγιναν οι εξής επί τόπου δοκιμές:

- Τυποποιημένη Δοκιμή Διείσδυσης (SPT) για την εκτίμηση του απαιτούμενου αριθμού κρούσεων για διείσδυση 30cm του διαιρετού δειγματολήπτη Terzaghi, ο οποίος συναρτάται με την επί τόπου πυκνότητα αμμωδών στρώσεων και την συνεκτικότητα αργιλικών στρώσεων.
- Επί τόπου δοκιμές πτερυγίου (FVT) για την εκτίμηση της μέγιστης απαιτούμενης ροπής για την πλήρη περιστροφή του πτερυγίου και μέσω αυτής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u μαλακής αργίλου.

Η διάνοιξη της γεώτρησης έγινε με περιστροφικό γεωτρύπανο με χρήση νερού και κατάλληλων κοπτικών ώστε να εξασφαλίζεται το μέγιστο ποσοστό πυρηνοληψίας και να μειώνεται στο ελάχιστο ο κίνδυνος διατάραξης και απόπλυσης του εδάφους.

Για να εξασφαλίζεται ορθότερη εικόνα της στρωματογραφίας έγινε συνεχής δειγματοληψία και ελήφθησαν τα ακόλουθα είδη δειγμάτων:

- Αντιπροσωπευτικά ημιδιαταραγμένα δείγματα με δειγματολήπτη απλού τοιχώματος, «εν ξηρώ» (δείγματα με φραγμό), δηλαδή με διακοπή της παροχής νερού προς την κοπτική κεφαλή.

- Αντιπροσωπευτικά ημιδιαταραγμένα δείγματα με το διαιρετό δειγματολήπτη Terzaghi κατά την εκτέλεση της πρότυπης δοκιμής διεισδύσεως (SPT).
- Αδιατάρακτα δείγματα με ειδικό δειγματολήπτη τύπου SHELBY. Κατά τη διάρκεια της γεώτρησης έγιναν Τυποποιημένες Δοκιμές Διεισδύσεως για την εκτίμηση της επί τόπου πυκνότητας ή συνεκτικότητας των εδαφικών στρώσεων. Τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτών αναγράφονται στη γεωτεχνική τομή της γεώτρησης.

Τα δείγματα της γεώτρησης μεταφέρθηκαν στο εργαστήριο όπου υποβλήθηκαν στις παρακάτω εργαστηριακές δοκιμές:

i. Δοκιμές κατάταξης:

   - Κοκκομετρικές αναλύσεις με κόσκινα.
   - Κοκκομετρικές αναλύσεις με υδρόμετρο.
   - Προσδιορισμός ορίων Atterberg (LL, PL).

ii. Δοκιμές προσδιορισμού φυσικών χαρακτηριστικών:

   - Προσδιορισμός φυσικής υγρασίας w.
   - Προσδιορισμός υγρού και ξηρού φαινόμενου βάρους γ.
   - Προσδιορισμός ειδικού βάρους γ_s.

iii. Δοκιμές παραμέτρων διατμητικής αντοχής και παραμορφωσιμότητας:

   - Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης για τον προσδιορισμό της αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη q_u και επομένως της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u.
   - Δοκιμές μονοδιάστατης στερεοποίησης (συμπιεσομέτρου) για τον προσδιορισμό των παραμέτρων συμπιεστότητας, δηλαδή του μέτρου συμπίεσης E_s, των δεικτών συμπιεστότητας C_c/C_r καθώς και του συντελεστή στερεοποίησης C_v.
   - Τριαξονική δοκιμή χωρίς αρχική στερεοποίηση και χωρίς αρχική στράγγιση κατά τη επιβολή της αποκλίνουσας τάσης (UU) για τον προσδιορισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u.

- Τριαξονική δοκιμή με αρχική στερεοποίηση, χωρίς στράγγιση με παράλληλη μέτρηση πίεσης πόρων (CUPP) για τον προσδιορισμό των παραμέτρων αντοχής σε αναφορά ενεργών τάσεων c', φ'.

Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών εμφανίζονται στα φύλλα των Εδαφοτεχνικών Τομών Γεωτρήσεων στο Παράτημα.

2.2 Πενετρομέτρηση

Παράλληλα με την εκτέλεση των γεωτρήσεων στην περιοχή όπου πρόκειται να κατασκευασθεί το βάθρο εκτελέστηκε και δοκιμή Στατικής Πενετρομετρήσεως (CPT).

Χρησιμοποιήθηκε ηλεκτρικός κώνος και καταγράφηκαν τόσο η αντίσταση αιχμής q_c όσο και λόγος τριβών $R_f = \frac{f_s}{q_c}\%$.

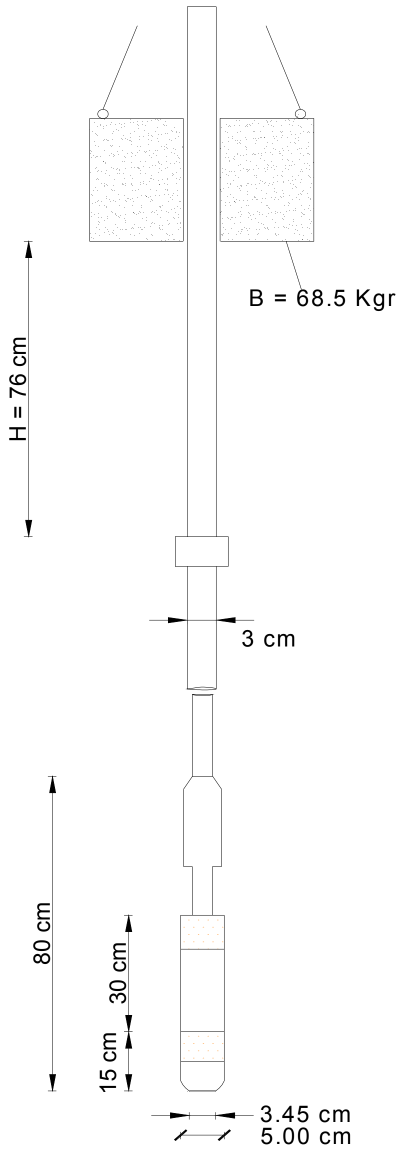
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΣΥΜΠΙΕΣΤΟΤΗΤΑΣ

3.1 Τυποποιημένη δοκιμή διεισδύσεως (SPT)

3.1.1 Περιγραφή της δοκιμής

Η δοκιμή αυτή γίνεται κατά την προώθηση της γεωτρήσεως και συνιστά στην έμπηξη μέσα στο έδαφος, στην επιθυμητή κάθε φορά στάθμη, ενός διαιρετού δειγματολήπτη συνολικού μήκους 80cm (Σχ. 3.1), έτσι ώστε τα κατώτερα 45cm να πληρωθούν με υλικό της συγκεκριμένης εδαφικής στρώσεως. Ειδικότερα, στο επιθυμητό βάθος ανασύρεται ολόκληρη η διατρητική στήλη, καθαρίζεται ο πυθμένας της γεωτρήσεως μέχρι τη στάθμη που φθάνει η σωλήνωση και στη συνέχεια αφαιρείται ο κλασικός δειγματολήπτης με την κεφαλή και το κοπτικό άκρο και αντικαθίσταται από διαιρετό δειγματολήπτη Terzaghi, εξωτερικής διαμέτρου 50mm και εσωτερικής 34.5mm, ο οποίος με τη βοήθεια της επιμηκυνόμενης διατρητικής στήλης καταβιβάζεται στη στάθμη εκτελέσεως της δοκιμής. Στο τελευταίο στέλεχος της στήλης σημειώνονται τρία διαστήματα, καθένα μήκους 15cm και στη συνέχεια προσαρμόζεται (βιδώνεται) σε αυτό η διάταξη που περιέχει τον κριό βάρους 63.5kg που διανύει σταθερό ύψος πτώσεων 76.0cm.



Σχήμα 3.1

Κατά σειρά γίνεται μέτρηση α) του αριθμού κρούσεων για τη διείσδυση στο έδαφος του ακραίου τμήματος 15cm του δειγματολήπτη (δηλαδή του κατώτερου διαστήματος του τελευταίου στελέχους), ο οποίος τελικώς δεν λαμβάνεται υπ' όψη λόγω της διαταράξεως που θεωρείται ότι έχει υποστεί το αμέσως κάτω από τον πυθμένα της γεωτρήσεως τμήμα της εδαφικής στρώσεως, β) του συνολικού αριθμού κρούσεων που απαιτούνται για τη διείσδυση των υπολοίπων δύο τμημάτων του δειγματολήπτη (δηλαδή των υπολοίπων δύο διαστημάτων του στελέχους) συνολικού μήκους 30cm που χαρακτηρίζεται ως αριθμός κρούσεων N της δοκιμής SPT στην αντίστοιχη στάθμη.

Στην περίπτωση πολύ μαλακού εδάφους, οπότε η διείσδυση γίνεται με το ίδιο βάρος δειγματολήπτη και διατρητικής στήλης θεωρείται N=0, ενώ όταν ο αριθμός κρούσεων φθάνει την τιμή N=50 και το αντίστοιχο τμήμα του δειγματολήπτη δεν έχει διεισδύσει πλήρως στο έδαφος (είτε πρόκειται για το πρώτο π.χ. 50/5cm, είτε για το δεύτερο π.χ. (45-50)/3cm, είτε και για τρίτο τμήμα του π.χ. (47-49-50)/2cm γίνεται μέτρηση του διαστήματος που περισσεύει στο στέλεχος και, με αφαίρεση, προκύπτει το μήκος του διεισδύσαντος τμήματος, (προφανώς<15cm) και θεωρείται ότι το έδαφος στη συγκεκριμένη στάθμη εμφανίζει άρνηση διεισδύσεων N>50 και στους υπολογισμούς τίθεται συντηρητικά N=50.

3.1.2 Σημασία της δοκιμής SPT και άλλων επί τόπου δοκιμών κατά την εκτίμηση την παραμέτρων αντοχής και συμπιεστότητας αμμωδών και αργιλικών εδαφών

Στα αργιλικά εδάφη είναι δυνατή η λήψη πρακτικώς αδιατάρακτων δειγμάτων, στα οποία δεν έχει υποστεί σημαντική αλλοίωση η εδαφική δομή λόγω π.χ. περιστροφής κατά τη δειγματοληψία ή κατά τη διείσδυση του δειγματολήπτη με σύνηθες πάχος τοιχώματος. Τα δείγματα αυτά λαμβάνονται με τη βοήθεια ειδικών δειγματοληπτικών λεπτών τοιχωμάτων με κατάλληλη διαμόρφωση της αιχμής, οι οποίοι απλώς εισπιέζονται στην εδαφική στρώση ανασυρόμενοι στη συνέχεια με το εδαφικό υλικό με το οποίο έχουν πληρωθεί.

Τέτοιοι δειγματολήπτες είναι οι δειγματολήπτες τύπου SHELBY (με εσωτερικό αναβαθμό και πλαστικό σωλήνα), τύπου DENISON, ο εμβολοφόρος δειγματολήπτης (PISTON SAMPLER) κ.α. Επομένως στα αργιλικά, αργιλοϊλυώδη (ακόμη και αμμοϊλυώδη με υψηλά ποσοστά ιλύος) εδάφη, οι παράμετροι αντοχής και συμπιεστότητας προσδιορίζονται πρωτίστως από εργαστηριακές δοκιμές σε πρακτικώς αδιατάρακτα δείγματα και, δευτερευόντως, από εμπειρικές συσχετίσεις με τα αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών όπως:

- Της αντίστασης αιχμής q_c του κώνου της δοκιμής στατικής πενετρομετρήσεως (δοκιμή CPT, βλέπε §3.3), ή
- Τον αριθμός κρούσεων N της δοκιμής SPT (χαμηλός βαθμός αξιοπιστίας).

Εξαίρεση αποτελεί για μαλακές και μέσης συνεκτικότητας αργίλου (c_u<75kPa) η εξαιρετικά αξιόπιστη επί τόπου δοκιμή πτερυγίου (FVT, βλέπε §3.2), μέσω της οποίας προσδιορίζεται η επί τόπου αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u και μάλιστα χωρίς να μεσολαβήσει ο κύκλος αποφόρτισης – επαναφόρτισης που αντιπροσωπεύει η διαδικασία δειγματοληψίας – επαναφόρτισης στην εργαστηριακή συσκευή του δείγματος στις αρχικές τάσεις.

Στα κοκκώδη (αμμώδη) εδάφη αντίθετα δεν είναι δυνατή η λήψη πρακτικώς αδιατάρακτου δείγματος (κυρίως λόγω απώλειας του αμμώδους δείγματος κατά την ανάσυρση) και επομένως τόσο η παράμετρος αντοχής (γωνία διατμητικής αντοχής φ) όσο και η παράμετρος συμπιεστότητας E_u (μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης) προσδιορίζονται έμμεσα από εμπειρικές συσχετίσεις τους με το αριθμό κρούσεων N_{SPT} ή την αντοχή κώνου q_c της δοκιμής CPT.

3.1.3 Εκτίμηση της γωνίας διατμητικής αντοχής φ κοκκωδών στρώσεων από τον αριθμό κρούσεων N_{SPT}

Προκειμένου να εκτιμηθεί η γωνία διατμητικής αντοχής κοκκωδών εδαφικών στρώσεων θα πρέπει ο μέσος αριθμός κρούσεως N της Τυποποιημένης Δοκιμής Διείσδυσης, (ο οποίος προκύπτει ως μέσος όρος όλων των τιμών N της στρώσεως) να διορθωθεί ως εξής:

- Λόγω στάθμης υπόγειου ορίζοντα

Η διάρθρωση αυτή γίνεται μόνο εφόσον συντρέχουν ταυτόχρονα οι παρακάτω προϋποθέσεις:

i. Εδαφικό όριο από άποψης διαπερατότητας (λεπτή άμμος ή ιλυώδης άμμος), με ποσοστό διερχομένου υλικού από το κόσκινο No 40 (d=0.42mm) μεγαλύτερο του 50%,

ii. μετρούμενη τιμή N>15, και

iii. πραγματοποίησή της γίνεται κάτω από την Σ.Υ.Ο. Η σχέση που παρέχει τη διορθωμένη λόγω Σ.Υ.Ο. τιμή N είναι:

$$N' = 15 + \frac{1}{2} \cdot (N - 15)$$

όπου:

N’: η διορθωμένη τιμή λόγω Σ.Υ.Ο.

N: η μετρούμενη τιμή N

- Λόγω πιέσεως υπερκείμενων γαιών

Η διόρθωση αυτή γίνεται με σκοπό να εξαλειφθεί η ανομοιούμενη επιρροή της τιμής της πίεσης υπερκείμενων γαιών στην τιμή του **N** και η τελευταία αυτή να εξαρτάται αποκλειστικά από την σχετική πυκνότητα D_r της αμμώδους στρώσεως. Η εφαρμοζόμενη για τη διόρθωση αυτή σχέση είναι:

$$N_c = C \cdot N'$$

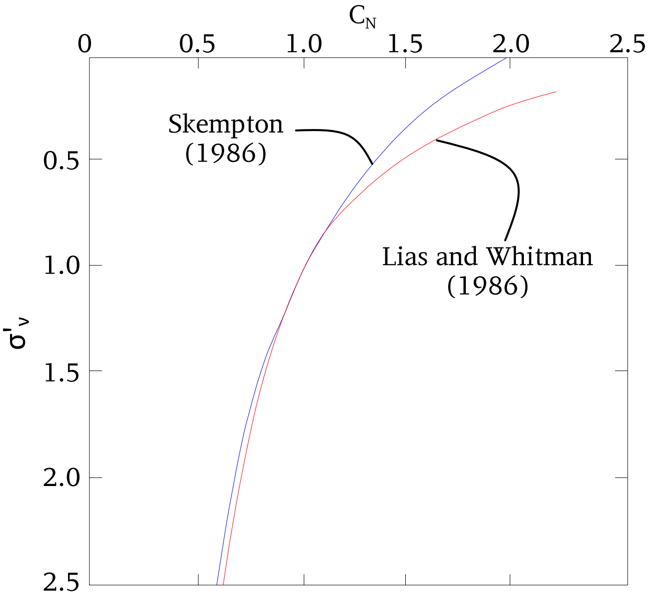
όπου:

N_c: η διορθωμένη τιμή αριθμού κρούσεων λόγω πίεσης υπερκείμενων

C_N: ο διορθωτικός συντελεστής κατά Peck – Hanson – Thornburn συναρτήσει της πίεση υπερκείμενων γαιών στη στάθμη της δοκιμής που προκύπτει από το Σχ. 3.2, στο οποίο παρατίθεται για λόγους σύγκρισης και η καμπύλη Lias και Whitman καθώς και αριθμητικές συσχετίσεις μεταξύ C_N και N.

N': η διορθωμένη τιμή λόγω Σ.Υ.Ο. (αν δεν απαιτείται η διόρθωση αυτή προφανώς N' = N).

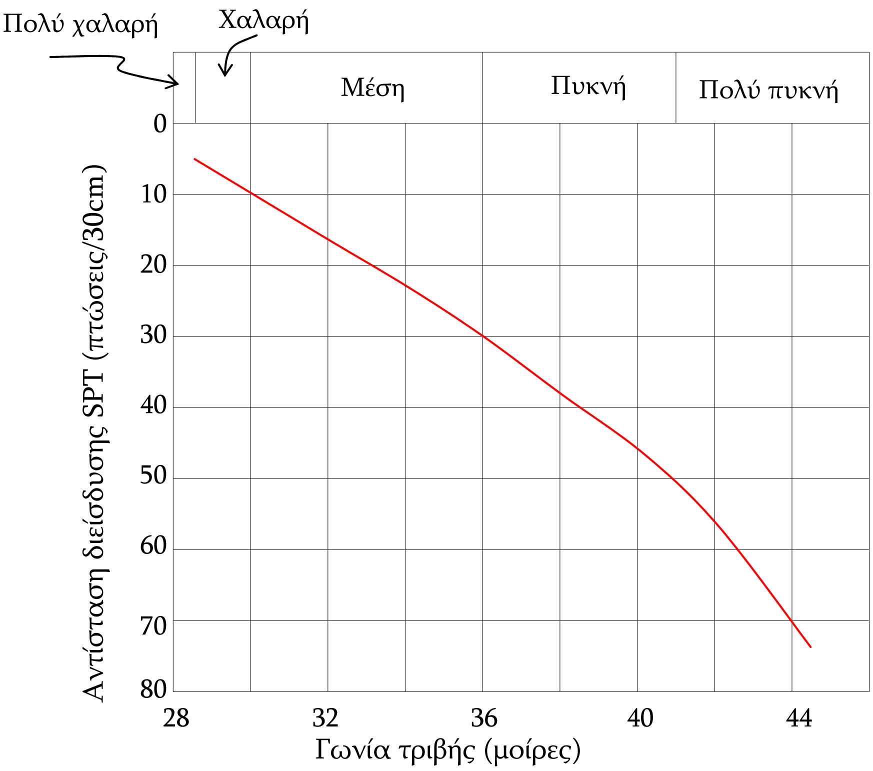
Εμπειρικές σχέσεις για τον συντελεστή C_N (Σημείωση: σ_o' kN/m²)	
Πηγή	C_N
Liao and Whitman (1960)	$9.78 \times \sqrt{\frac{1}{\sigma_o^{'}}}$
Skempton (1986)	$\frac{2}{1 + 0.01 \times \sigma_o^{'}}$
Seed et al. (1975)	$1 - 1.25 \cdot \log\left(\frac{\sigma_o^{'}}{95.6}\right)$
Pecket al. (1974)	$0.77\log\left(\frac{1912}{\sigma_o^{'}}\right)$ για $\sigma_o^{'} \geq 2.5\,\mathrm{kN} / \mathrm{m}^2$



Σχήμα 3.2 Συσχέτιση "$\sigma_v^{'} - C_N$"

Από το μέσο όρο των διορθωμένων τιμών N_c προκύπτει με βάση το Σχ.3.3 η γωνία διατμητικής αντοχής φ από το Νομογράφημα των Peck – Hanson – Thornburn. Ο Wolff έδωσε την ακόλουθη αναλυτική σχέση για την καμπύλη συσχέτισης N_c – φ των Peck – Hanson – Thornburn:

$$\Phi^{(o)} = 27.1 + 0.3 \cdot N_c - 0.00054 \cdot N_c^2$$



Σχήμα 3.3 Συσχέτιση "N – φ"

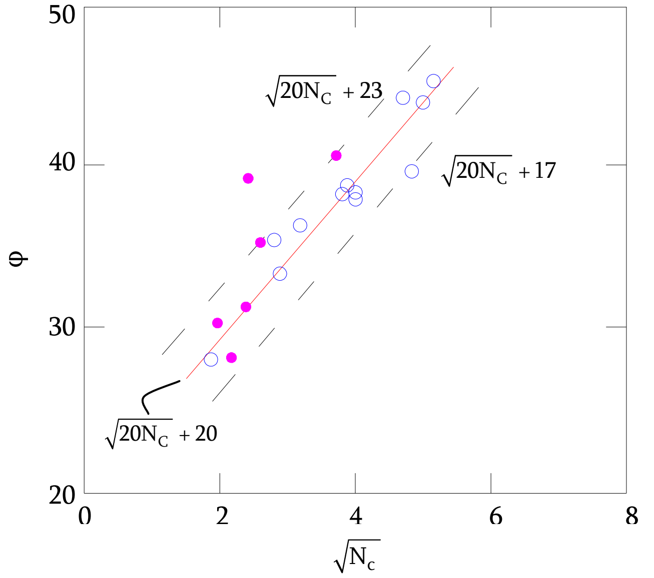
Εξάλλου, για τον προσδιορισμό της γωνίας φ συναρτήσει της μέσης τιμής N_c εφαρμόζονται και οι παρακάτω εμπειρικές σχέσεις:

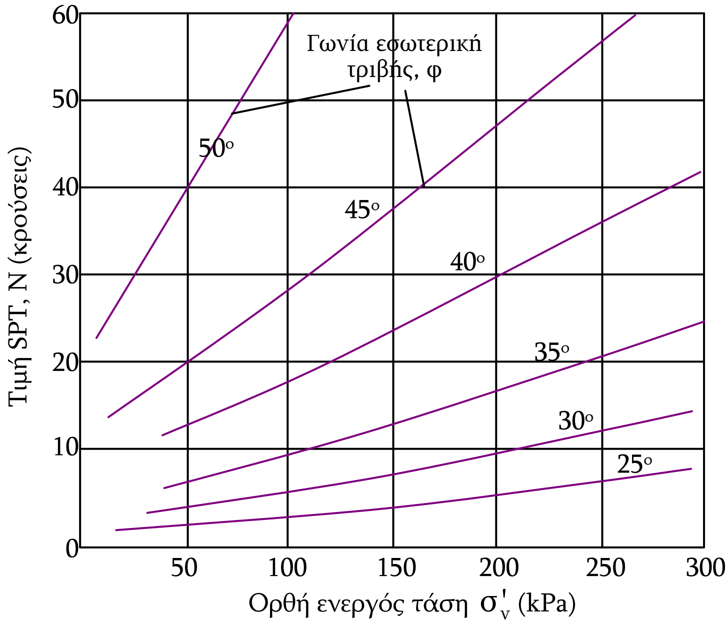
κατά OSAKI : $\varphi = \sqrt{20 \cdot N_c} + 15$

κατά DUNHAM : $\varphi = \sqrt{12 \cdot N_c} + 25$

(παρέχει μία άνω οριακή τιμή για την γωνία φ)

Προσφάτως (1996) οι Hatanaka και Uchida έδωσαν την, παραπλήσια προς εκείνη του OSAKI, εμπειρική συσχέτιση μεταξύ διορθωμένης τιμής N_c και γωνίας φ (βλ. Σχ. 3.4) $\varphi = \sqrt{20 \times N_c} + 20$.





Σχήμα 3.4 Συσχέτιση “$\sigma'_v - N - \varphi$”

Εναλλακτικά, μπορεί να εκτιμηθεί η γωνία φ συναρτήσει της μέσης ενεργού πίεσης υπερκείμενων γαιών $σ'_{vo}$ και του μέσου μετρούμενου αριθμού κρούσεων **N** της δοκιμής SPT (ή N' εάν προηγηθεί η διόρθωση λόγω Σ.Υ.Ο.) από το Νομογράφημα του De Mello (Σχ. 3.4).

3.1.4 Συσχέτιση του αριθμού κρούσεων N_{SPT} με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u των αργιλικών στρώσεων

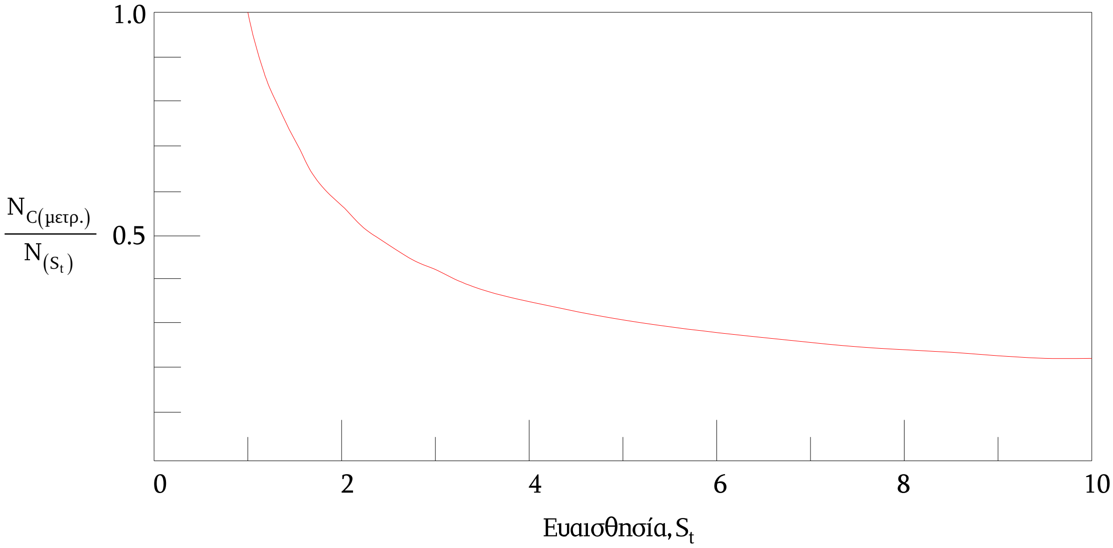
Προκειμένου να εκτιμηθεί η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u χρησιμοποιούνται εναλλακτικά τα Νομογραφήματα των Sowers και Stroud.

Γενικά παρόλο που χρησιμοποιούνται ευρέως αυτές οι δύο μέθοδοι για τον προσδιορισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u η αξιοπιστία τους θεωρείται μάλλον μειωμένη. Γι' αυτό είναι προτιμότερο να χρησιμοποιούνται κάποιες άλλες μέθοδοι, ώστε να προσδιοριστεί με ακρίβεια η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u της αργιλικής στρώσης.

Εξάλλου, οι Hura et al (1971) έδωσαν την αναλυτική σχέση:

$$c_u^{(Kpa)} = 29 \cdot N^{0.72}$$

Επίσης ο Schmertmann (1975) επεσήμανε την επίδραση της ευαισθησίας (sensitivity, st) της αργίλου στη μετρούμενη τιμή N και έδωσε την καμπύλη του Σχ. 3.5, όπου απεικονίζεται η μείωση του λόγου $N_{μετρ}/N_{(St=1)}$ συναρτήσει της αύξησης της ευαισθησίας S_t.



Σχήμα 3.5 Καμπύλη Schmertmann (1975)

Επί πλέον, οι Mayne και Kemper (1988) έδωσαν την παρακάτω αναλυτική σχέση για τον προσδιορισμό του λόγου προφορτίσεων OCR από την τιμή Ν:

$$OCR = 0.193 \cdot ((N / \sigma'_v))^{0.689}$$

Στην παραπάνω σχέση η ενεργός πίεση υπερκειμένων σ'_v εκφράζεται σε MN/m^2(=MPa).

Τέλος, στον ακόλουθο πίνακα εμφανίζεται η συσχέτιση μεταξύ του αριθμού των κρούσεων Ν και της αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη q_u(=$2c_u$) αργιλικών εδαφών και ο αντίστοιχος χαρακτηρισμός τους από άποψη συνεκτικότητας.

Πίνακας 3.1

Αριθμός κρούσεων Ν δοκιμής SPT	Συνεκτικότητα	Αντοχή ανεμπόδιστης θλίψεως, q_u (kN/m^2)
0 – 2	Very soft	0 – 25
2 – 5	Soft	25 – 50
5 – 10	Medium stiff	50 – 100
10 – 20	Stiff	100 – 200
20 – 30	Very stiff	200 – 400
> 30	Hard	> 400

3.1.5 Εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας E_s κοκκωδών εδαφικών στρώσεων συναρτήσει του αριθμού κρούσεων N_{SPT}

Το μέτρο ελαστικότητας (Young) E_s των αμμωδών εδαφικών στρώσεων (επομένως, έμμεσα και το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης) δύνεται από τον τύπο:

$$E_s = D = \frac{E_s(1-v)}{(1+v)(1-2v)}$$

όπου v ο λόγος του Poisson, οι τιμές του οποίου για τους συνηθέστερους εδαφικούς τύπους παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα, εξαιτίας της γνωστής αδυναμίας λήψεως πρακτικώς αδιατάρακτου δείγματος, το μέτρο ελαστικότητας E_s συσχετίζεται με τοη μετρούμενο αριθμό κρούσεων N_{SPT}. Οι σχέσεις έχουν την μορφή:

$$E_s = C_1 \cdot \left(N + C_2\right) = C_1 \cdot N + C'_2$$

όπου C'_2 : $C'_2 = C_1 \cdot C_2$

Για το C_2 έχουν προταθεί τιμές 6 και 15 (και μικρότερες για ιλυώδεις άμμους), ενώ γενικά για το C_1 οι προτεινόμενες τιμές υπερβαίνουν το 250. Σωστότερη αντιμετώπιση θα ήταν η επί τόπου εκτίμηση των συντελεστών C_1, C_2 για τον υπόψη αμμώδη σχηματισμό. Η αυξημένη τιμή E_s μιας προφορτισμένης άμμου προκύπτει συνήθως με πολλαπλασιασμό της αντίστοιχης τιμής της αποφόρτισης άμμου επί $\sqrt{OCR}$. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι κυριότερες από τις προταθείσες εμπειρικές συσχετίσεις.

Πίνακας 3.2

Τύπος εδάφους / υλικού	Διακύμανση τιμής λόγου Poisson v
Κορεσμένη άργιλος	0.45 – 0.50
Αργιλικοί σχηματισμοί	0.40 – 0.50
Αμμώδης άργιλος	0.20 – 0.30
Ιλύς	0.30 – 0.35
Άμμοι μέσης πυκνότητας έως πυκνές και αμμοχάλικα	0.30 – 0.35
Άμμοι χαλαρές έως μέσης πυκνότητας	0.20 – 0.35
Αιολικοί σχηματισμοί (Loess)	0.10 – 0.30
Βράχοι	0.10 – 0.40 (αναλόγως τον τύπο)
Πάγος	0.36
Σκυρόδεμα	0.15
Χάλυβας	0.33

Πίνακας 3.3 Εμπειρικές συσχετίσεις “E_s – N_{spt}”

Τύπος κοκκώδους εδάφους	Συσχέτιση E_s (kPa) -N	Ερευνητής	Παρατηρήσεις
Απροφόρτιστη άμμος	$E_s = 500\,(N+15)$ $E_s = 333.3\,(N+5)$	Webb (1969)	Από δοκιμές με περιστροφική πλάκα κάτω από ΣΥΟ. Ισχύει για αργιλώδη άμμο.
	$E_s = C_1 N + C_2'$ Λεπτή άμμος πάνω από ΣΥΟ C_1=330, C_2' =5200 Λεπτή άμμος κάτω από ΣΥΟ C_1=490, C_2' =7200 Άμμος C_1=450, C_2' =3900 Άμμος με χαλίκια C_1=1050, C_2' =3800 Ιλυώδης άμμος C_1=530, C_2' =2400	Schultze – Menzebach (1961)	
	$E_s = C_1 N + C_2'$ C_2' =4000 για N>15, C_2' =0 για N<15 Ιλύς με άμμο C_1=300 Λεπτόκοκκη άμμος C_1=350 Μεσόκοκκη άμμος C_1=450 Χοντρόκοκκη άμμος C_1=700 Άμμος με χαλίκια C_1=1000 Χαλίκια με άμμο C_1=1200	Αναστάσιος Αναγνωστόπουλος (1974)	Βάσει αποτελεσμάτων δοκιμών SPT σε αμμώδες σχηματισμούς στην Ελλάδα
	$E_s = C_1 N + C_2'$ Άμμος C_1=800, C_2' =7500 Ιλυώδης άμμος C_1=690, C_2' =2600 Αμμώδης ιλύς C_1=490, C_2' =3200	Παπαδόπουλος – Αναγνωστόπουλος (1987)	Από συσχέτιση τιμών N με εργαστηριακές τιμές E_s σε δείγματα φορτισμένα μέχρι την πίεση υπερκειμένων, αποφορτισμένα και επαναφορτισμένα
	$E_s = C_1 N + C_2'$ C_1=1060, C_2' =21600	D’ Appolonia et al (1970)	Αντίστροφες αναλύσεις καθιζήσεων και επιβεβαίωση τιμών από δοκιμές μονοδιάστατης

			συμπίεσης
Τύπος κοκκώδους εδάφους	Συσχέτιση Es (kPa) -N	Ερευνητής	Παρατηρήσεις
Κορεσμένη άμμος	$E_s = 200\,(N + 15)$		
	$E_s = 6000\ N$		
	$E_s = 5000\ N$	Parry (1971)	Υπερεκτίμηση E_s κυρίως για N>20
	$E_s = 750 \times (1 - v^2) \times N$, (ν ο λόγος Poisson)	Fouvren (1963)	Καμπύλες φορτίου – καθιζήσεων των Terzaghi – Peck
	$E_s = (2600$ έως $2900)\ N$	Japanese Design Structures	Παρέχει την ελάχιστη τιμή για κατασκευές
	$E_s = 7000\ \sqrt{N}$		
	$E_s^{(kg/cm^2)} = v \times p^{0.522}$ όπου $v = 246.2\log N - 263.4 p_0 + 375.6 \pm 57.6$ και $P_o < 1.2^{(kg/cm^2)}$ η ενεργός πίεση υπερκειμένων	Schultze Melzer (1965)	Από δοκιμές διεισδύσεως επί τόπου και σε δοκιμαστικά φρεάτια. Ισχύει για ξηρές απροφόρτιστες άμμους
	$E_s = (35000$ έως $50000)\log N$ $= (15000$ έως $22000)\ln N$	Trofimenkov (1974)	Σχέση εφαρμοζόμενη στην πρώην ΕΣΣΔ. Αμφιβολία όσον αφορά την τυποποίηση της δοκιμής (ώστε να προκύπτουν συγκρίσιμες τιμές N)
	$E_s = 40000 + 1050\ N$	D' Appolonia et al (1970)	Μέση κεντροβαρική εξίσωση από τα δεδομένα των D' Appolonia et al κατά Bowles
Προφορτισμένη άμμος $E_{s(OCR)} = E_{s(NC)}\sqrt{OCR}$ Άμμος με χαλίκια	$E_s = 1200(N+6)$ $E_s = 600\ (N+6)$ για $N \le 15$ $E_s = 600\ (N+6) + 2000$ $N > 15$		
Αργιλώδης άμμος Ιλύες, αμμώδεις ιλύες ή αργιλώδεις ιλύες	$E_s = 320\ (N+15)$		
	$E_s = 300\ (N+6)$		

Θα πρέπει τέλος να αναφερθούν τα εξής σε σχέση με τις εμπειρικά προσδιοριζόμενες τιμές του μέτρου ελαστικότητας E_s συναρτήσει του αριθμού κρούσεων N_{SPT}:

i. Το μέτρο ελαστικότητας σε προφορτισμένες άμμους είναι αισθητά μεγαλύτερο από το αντίστοιχο της απροφόρτιστης άμμου αλλά η διαφορά είναι πολύ μεγαλύτερη στο μέτρο ελαστικότητας κατά την οριζόντια διεύθυνση (E_h), (το οποίο προκύπτει από επί τόπου δοκιμές σε γεωτρήσεις) από όση είναι στο μέτρο ελαστικότητας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (E_v), (το οποίο υπεισέρχεται στου υπολογισμούς καθιζήσεως).

ii. Σε περίπτωση εκσκαφής προστερεοποιημένης άμμου η αποτόνωση λόγω αφαιρέσεως υπερκείμενων γαιών έχει σαν συνέπεια χαλαρότερη διάταξη του κοκκώδους σχηματισμού και συνεπώς μικρότερο E_s.

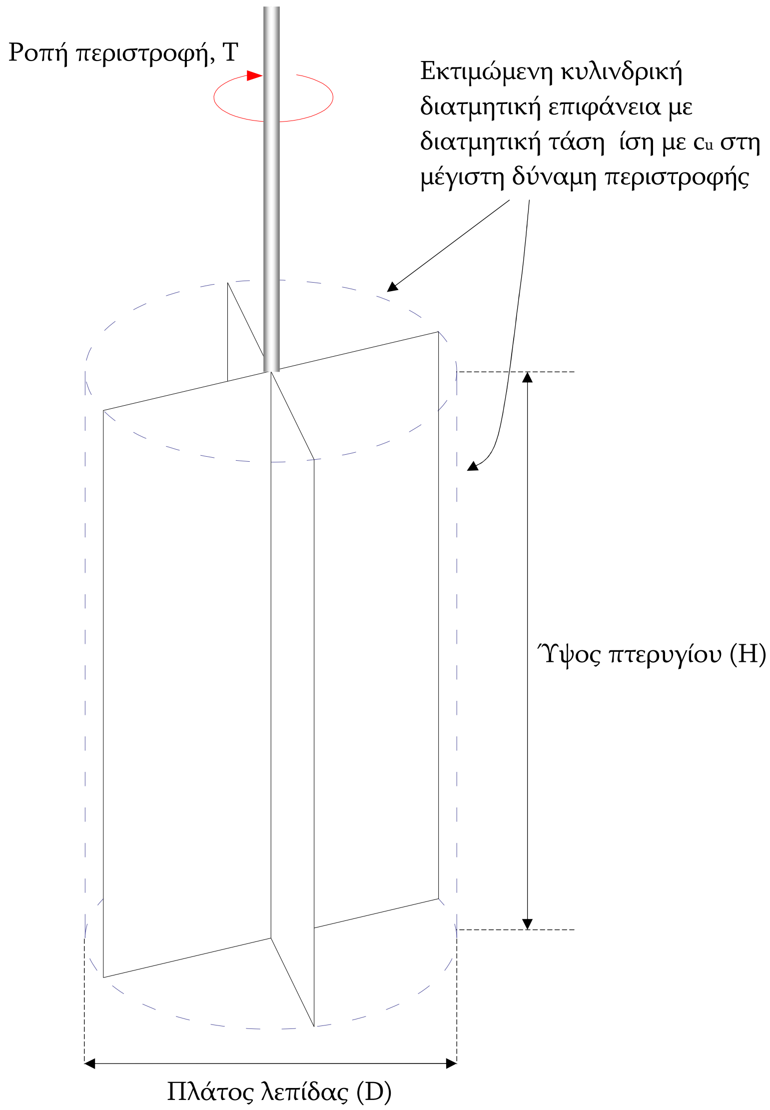
iii. Ενώ είναι σχετικά δύσκολη η πιστοποίηση του λόγου προφορτίσεως (OCR) αμμώδους σχηματισμού, η διαπίστωση της «συγκόλλησης» των κόκκων είναι αρκετά ευκολότερη (η οποία συνεπάγεται αύξηση του E_s) κυρίως αν στα δείγματα ανασύρονται «φακοί» (συσσωματώματα) άμμου.

3.2 Επί τόπου δοκιμή πτερυγίου (F.V.T.)

Η επί τόπου δοκιμή πτερυγίου εκτελείται και αυτή (όπως η δοκιμή SPT) στο εσωτερικό των γεωτρήσεων και αποσκοπεί στον προσδιορισμό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής κυρίως μαλακών αργιλικών στρώσεων χωρίς να παρεμβληθεί δειγματοληψία. Το πτερύγιο αποτελείται από δύο κάθετα διασταυρούμενες ορθογωνικές λεπίδες με λόγω ύψους προς πλάτος Η/Β = 2. Στην κορυφή του, το σύστημα φέρει στέλεχος επιμηκυνόμενο μέχρι την κεφαλή της γεώτρησης, έτσι ώστε να μπορεί να γίνει η δοκιμή σε οποιοδήποτε βάθος. Στην κορυφή του στελέχους προσαρμόζεται κατάλληλη διάταξη μέσω της οποίας επιβάλλεται στρεπτική ροπή μετά τη βύθιση των λεπίδων μέσα στην αργιλική στρώση και στο επιθυμητό βάθος. Η επιβαλλόμενη ροπή αυξάνεται σταδιακά μέχρι ότου η άργιλος αστοχεί υπό αστράγγιστες συνθήκες σε διάτμηση, οπότε η ροπή λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της. Η εξάντληση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής επέρχεται τόσο στην παράπλευρη επιφάνεια του διαμορφούμενου δια της περιστροφής κυλίνδρου όσο και στις βάσεις του.

Η επί τόπου αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u υπολογίζεται με τις παρακάτω παραδοχές:

1. Ταχύτητα περιστροφής αρκετά μεγάλη ώστε να μην προλαβαίνει να συντελεστεί στράγγιση (6^o έως 12^o/λεπτό).
2. Ομογενές και ισότροπο έδαφος.
3. Ομοιόμορφη κατανομή διατμητικών τάσεων στις δύο βάσεις της διαμορφούμενης με την περιστροφική επιφάνεια.
4. Κυλινδρική παράπλευρη επιφάνεια διαμέτρου D ίση με το πλάτος των λεπίδων B.
5. Όχι προοδευτική αστοχία.



Σχήμα 3.6 Μηχανισμός δοκιμής πτερυγίου (FVT)

Βάσει του παραπάνω Σχ. 3.6 έχουμε:

Μέγιστη ροπή

$$T = \frac{\pi D^2 H c_u}{2} + \int_0^{D/2} 2\pi r \cdot \delta r r \cdot r \cdot c_u = \frac{\pi D^2 H C_u}{2} + \left[\frac{4\pi r^3}{3} \cdot c_u\right]_0^{D/2}$$

$$= \frac{\pi D^2 H}{2} \cdot \left[1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D}{H}\right] \cdot c_u = k \cdot c_u$$

όπου $K = \pi \left| \frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right|$

Επειδή ισχύει πάντοτε Η =2D, $K = \pi \cdot \left| D^3 + \frac{D^3}{6} \right| = 3.665 \cdot D^3$.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι γεωμετρικές διαστάσεις των συνήθων πτερυγίων καθώς και το φάσμα αντοχών c_u των αργίλων, στις οποίες προσιδιάζει η εφαρμογή κάθε τύπου πτερυγίου.

Πίνακας 3.4

Αστράγγιστη διατμητική αντοχή αργίλου (kPa)	Διαστάσεις πτερυγίου	
	Ύψος (mm)	Πλάτος (mm)
<50	150	75
50-75	100	50
>75	Ακατάλληλη η δοκιμή πτερυγίου	

Πρακτέα, η μέγιστη ροπή Μ προσδιορίζεται από τον αριθμό των υποδιαιρέσεων Ν του οργάνου κατά την ανάπτυξη της μέγιστης ροπής και τη ροπή C που αντιστοιχεί σε κάθε υποδιαίρεση σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του οργάνου ($T=M_{max}=CN$).

Επομένως, η επί τόπου αστράγγιστη αντοχή προσδιορίζεται τελικά από τη σχέση $c_u = \frac{N \cdot C}{K}$ στην οποία ο λόγος C/K σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κάθε πτερυγίου προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα:

Πτερύγιο	Σταθερά C/K
50×100	11.646×10^{-4}kg/cm^2
75×150	3.463×10^{-4}kg/cm^2
100×200	1.457×10^{-4}kg/cm^2

Εναλλακτικά, η αστράγγιστη αντοχή c_u προσδιορίζεται με βάση τη μέγιστη ροπή $T(=M_{max})$ απευθείας από τη σχέση $c_u^{(kPa)} = T(N \cdot m) / K^*$

$$\text{όπου}\, K^* = \frac{\pi}{10^6} \times \frac{D^2 H}{2} \times \left(1 + \frac{D}{3H}\right)$$ με διαστάσεις πτερυγίου D και H σε cm.

Επειδή H=20 έπεται ότι $K^*=366\times10^{-8}$ (D σε cm).

Οι κυριότερες πηγές σφαλμάτων στην εκτίμηση της τιμής c_u είναι η κακή βαθμονόμηση του οργάνου κατά τον προσδιορισμό του αριθμού των υποδιαιρέσεων N που αντιστοιχεί στη μέγιστη στρεπτική ροπή M_{max}, η διαφορετική από την προκαθορισμένη ταχύτητα περιστροφής και τα ελαττωματικά πτερύγια. Εξ άλλου, η παρουσία αμμοϊλυωδών ενστρώσεων στην άργιλο λόγω του φαινομένου της διασταλτικότητας έχει σαν συνέπεια εξαιρετικά αυξημένες τιμές της μέγιστης στρεπτικής ροπής (μη αντιπροσωπευτικές της τιμής c_u) και πιθανή «στρέβλωση» του πτερυγίου.

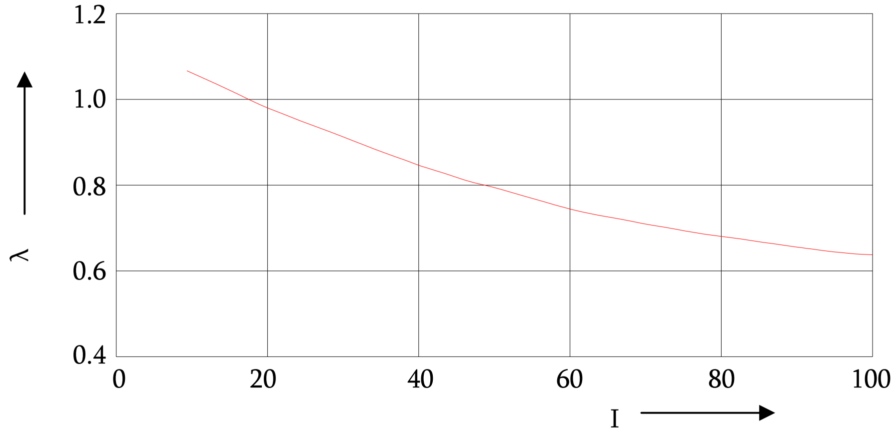
Αντίθετα, η δοκιμή είναι ιδανική για την περίπτωση «ευαίσθητων» (sensitive) αργίλων στις οποίες η αναζυμωμένη (remolded) αστράγγιστη αντοχή c_u^{rem} είναι αισθητά μικρότερη από την τιμή c_u της αργίλου με την κανονική δομή.

Για τον προσδιορισμό της αναζυμώμενης αστράγγιστης αντοχής c_u^{rem}, μετά την πρώτη αστοχία (στην τιμή $T=M_{max}$) το πτερύγιο περιστρέφεται κατά ορισμένους πλήρεις κύκλους με αποτέλεσμα να αναζυμωθεί πλήρως το αργιλικό έδαφος στην περίπτωση αυτή η αναζυμωμένη αστράγγιστη αντοχή c_u^{rem} της αργίλου δίνεται απο τις παραπάνω σχέσεις.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές αρχικής αστοχίας c_u που προέκυψαν από εκτέλεση δοκιμών FVT συγκρίθηκαν με αποτελέσματα «αντίστροφων αναλύσεων» (back analysis) πραγματικών αστοχιών σε μαλακές αργίλους στη Σκανδιναβία φορτιζόμενες με επιχώματα (όπου η πραγματική τιμή αρχικής αστοχίας c_u προέκυψε από τη γνωστή μεθοδολογία των κύκλων ολίσθησης με παραδοχή F=1, $\Sigma_{\mu\alpha\nu}=\Sigma M_{\varepsilon\upsilon\sigma\tau}$) και προέκυψαν αποκλίσεις, οι οποίες ήσαν τόσο εντονότερες όσο περισσότερο «πλάσιμη» ήταν η άργιλος (δηλαδή μεγαλύτερες τιμές LL και PI). Έτσι ο Bjerrum εισηγήθηκε την εισαγωγή ενός διορθωτικού συντελεστή λ ώστε να προσαρμοσθεί η μετρούμενη τιμή $c_{u(FVT)}$ στην πραγματικά αναμενόμενη τιμή c_u της αρχικής αστοχίας κατά τη σχέση:

$$c_u^{\delta\iota o\rho\theta} = \lambda \cdot c_{u(FVT)}^{\mu\varepsilon\tau\rho}$$

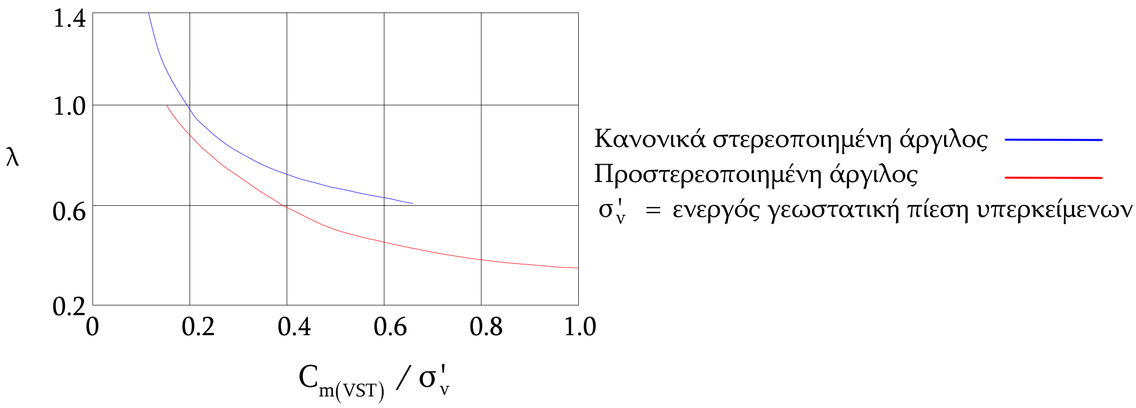
Στο Σχ. 3.7 εμφανίζεται η καμπύλη συσχέτισης του διορθωτικού συντελεστή λ με τον δείκτη πλασιμότητας PI κατά Bjerrum και ενώ στον ακόλουθο πίνακα εμφανίζεται η αναλυτική σχέση της καμπύλης «λ – PI» του Bjerrum και άλλων ερευνητών.



Σχήμα 3.7 Συσχέτιση “I_p – λ” για δοκιμές πτερυγίου

Πίνακας 3.5 Εμπειρικές σχέσεις για εκτίμηση διορθωτικού συντελεστή λ

Πηγή	Συσχετισμός
Bjerrum (1972)	$\lambda = 1.7 - 0.54 \log(PI)$ PI = plasticity index (%)
Morris an Williams (1994)	$\lambda=1.18\ e^{-} + 0.57$ for PI>5
Morris an Williams (1994)	$\lambda=7.01\ e^{-(LL)} + 0.57$ LL=liquid limit (%)
Aas et al. (1986)	βλ. παρακάτω σχήμα



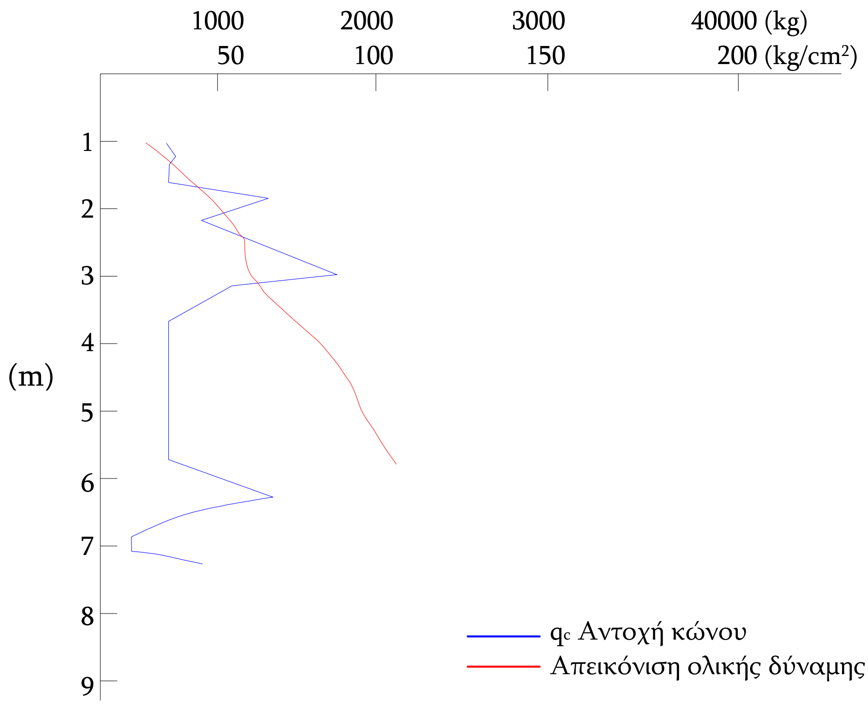
3.3 Δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης (C.P.T.)

3.3.1 Περιγραφή, παραλλαγές και πεδίο εφαρμογής της δοκιμής

Η στατική πενετρομέτρηση (CPT) είναι μία δοκιμή που προσδιορίζει την αντίσταση με πίεση μέσω στελεχών. Υπάρχει ποικιλία πενετρομετρικών συσκευών που αναφέρεται στον τύπο, στη μορφή και τις διαστάσεις της πενετρομετρικής αιχμής (κώνου), στο σύστημα μέτρησης της αντίδρασης διείσδυσης, στον προωθητικό μηχανισμό, στο σύστημα αγκύρωσης κτλ. Ο κώνος είναι προσαρμοσμένος στο κατώτερο μέρος μιας σειράς στελεχών και η δομική συνίσταται στη συνεχή ή σε καθορισμένα διαστήματα μέτρηση της αντίστασης που παρουσιάζει το έδαφος στη διείσδυση του κώνου. Γίνεται επίσης μέτρηση και καταγραφή της συνολικής αντίστασης του κώνου και των στελεχών και πιθανώς της τοπικής αντίστασης τριβής με ειδικό μανδύα.

Από την πενετρομέτρηση, της οποίας ένα τυπικό διάγραμμα – αποτέλεσμα φαίνεται στο Σχ. 3.8, παίρνουμε ενδείξεις και πληροφορίες που αναφέρονται:

- Στην εδαφική στρωματογραφία
- Στην ομοιογένεια των σχηματισμών
- Στον πιθανό χαρακτηρισμό του εδάφους
- Στην επισήμανση του ανθεκτικού υπόβαθρου
- Στην αντοχή του εδάφους
- Στη συμπλήρωση – πύκνωση της εδαφικής τομής



Σχήμα 3.8 Καταγραφές δοκιμής CPT

Η στατική πενετρομέτρηση είναι αναποτελεσματική στις περιπτώσεις πυκνών αμμοχαλικωδών αποθέσεων καθώς και στις περιπτώσεις αργιλικών εδαφών που περιέχουν χαλίκια και κροκάλες.

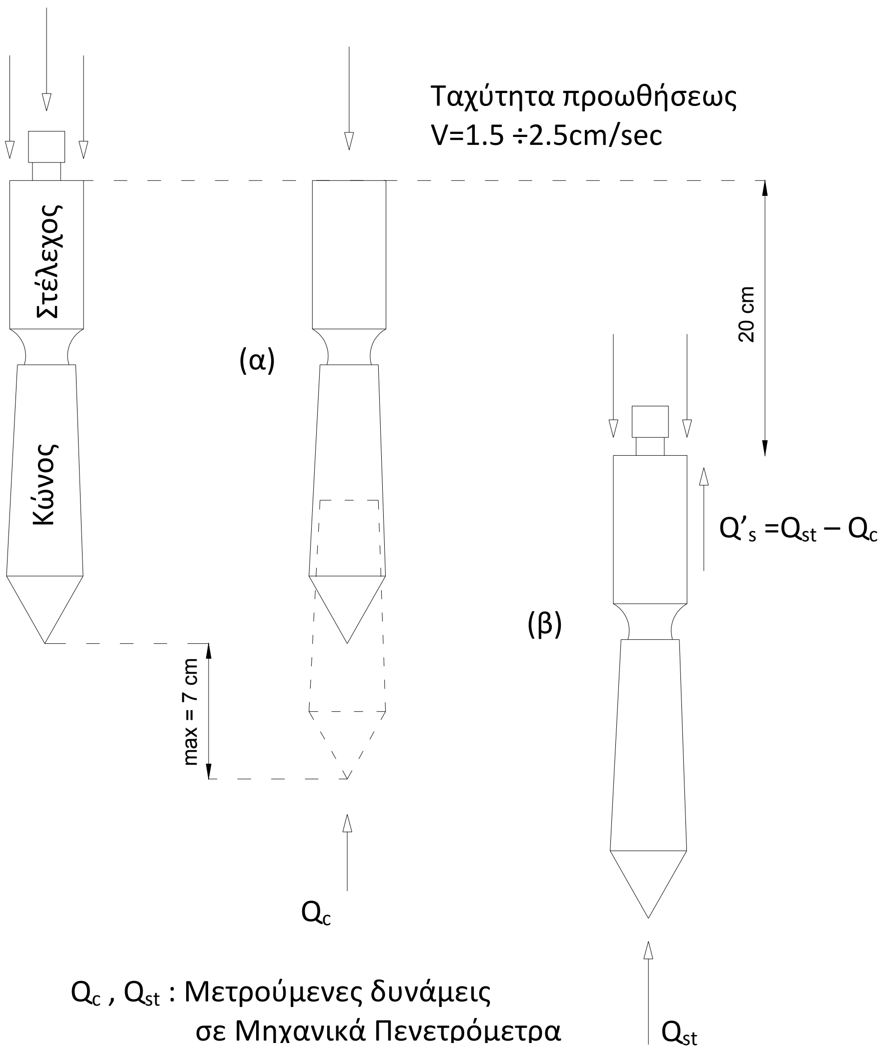
Τα στελέχη που είναι σωλήνες του 1m, χρησιμεύουν για την προστασία και οδήγηση της πενετρομετρικής αιχμής και την προστασία του συστήματος μετρήσεων.

<u>Τύποι κώνων</u>

Αρχικά ο απλός μηχανικός ολλανδικός κώνος είχε βάση με εμβαδόν $10cm^2$ και γωνία κορυφής 6^o και προωθείτο στο εσωτερικό του εδάφους με ταχύτητα 2cm/sec σε βήματα των 20cm με παράλληλη καταγραφή της αντιστάσεως q_c που συναντούσε. Η εκτέλεση της δοκιμής γινόταν σε δύο στάδια (Σχ. 3.10):

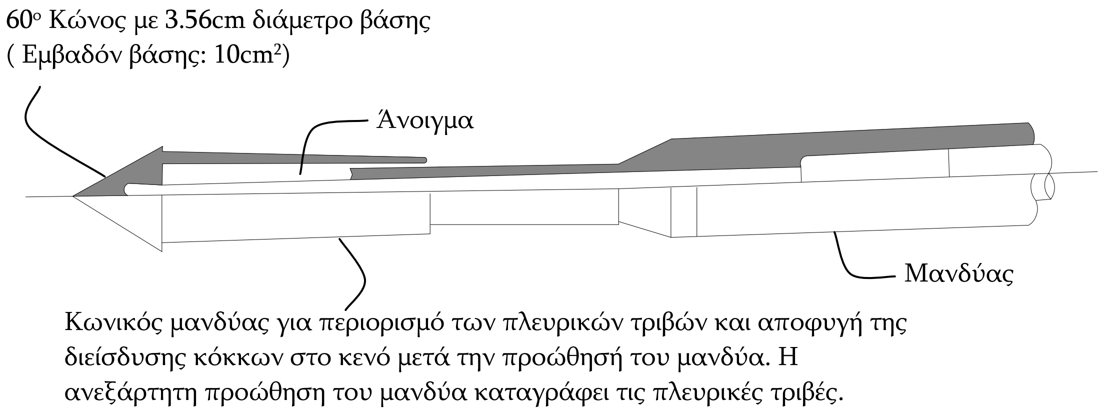
α) Ανεξάρτητη προώθηση μόνο του κώνου

β) Προώθηση όλης της στήλης



Σχήμα 3.9

Στη συνέχεια στον απλό μηχανικό κώνο προστέθηκε ο μανδύας Begemann για ανεξάρτητη μέτρηση της πλευρικής τριβής F_s (Σχ. 3.10).



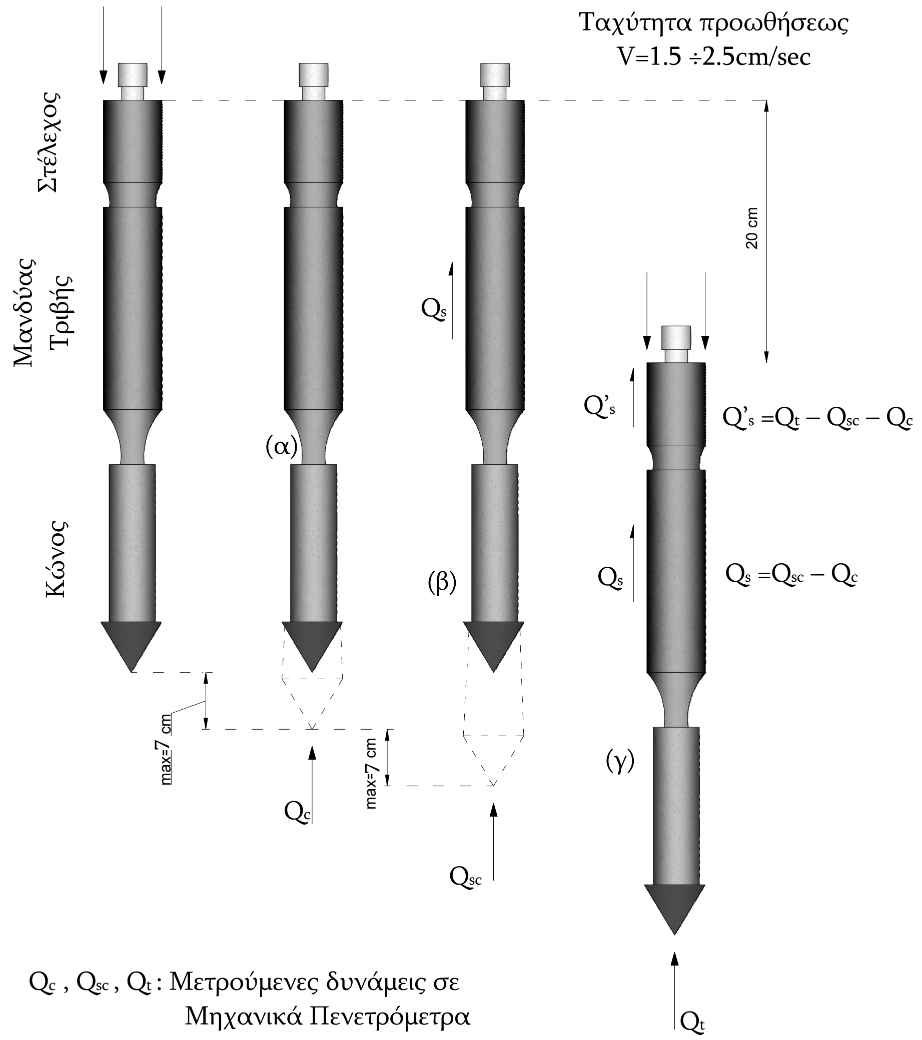
Σχήμα 3.10

Μετά την προσθήκη του μανδύα τριβής Begemann η εκτέλεση της δοκιμής στατικής πενετρομετρήσεως γίνεται πλέον σε τρία στάδια, όπως φαίνεται και στο Σχ. 3.11:

α) Προώθηση μόνο του κώνου

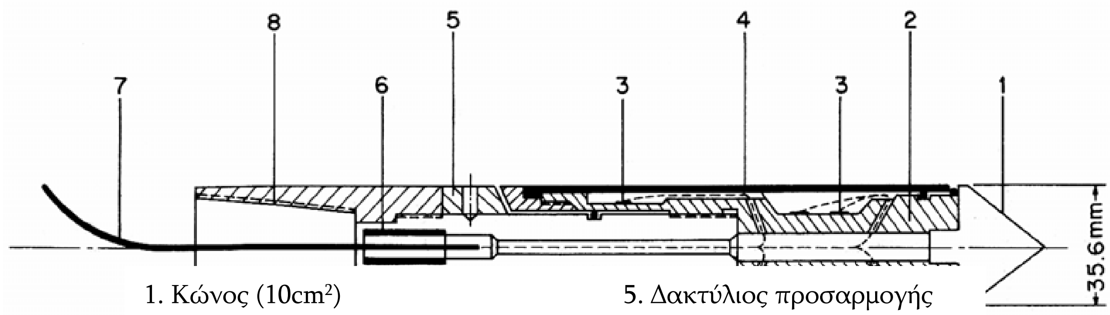
β) Προώθηση του κώνου μαζί με τον μανδύα

γ) Προώθηση όλης της στήλης



Σχήμα 3.11 Διαδικασία δοκιμής CPT

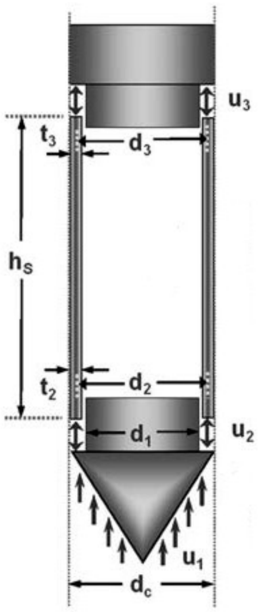
Νεότερη εξέλιξη αποτελεί ο ηλεκτρικός κώνος (Σχ. 3.12) όπου για πρώτη φορά χρησιμοποιούνται μηκυνσιόμετρα (strain gauges) για την καταγραφή τόσο της αντιστάσεως αιχμής q_c όσο και της αντιστάσεως πλευρικής τριβής F_s. Εδώ τα στελέχη, ο κώνος και ο μανδύας είναι «σταθερά» συνδεδεμένα και η προώθηση είναι συνεχής με σταθερή ταχύτητα, ενώ τόσο η αντίσταση του κώνου Q_c όσο και η αντίσταση της πλευρικής τριβής στο μανδύα Q_s καταγράφονται ανά κανονικά διαστήματα. Διακοπή της προώθησης γίνεται μόνο για την επιμήκυνση της στήλης με προσθήκη στελεχών. Ορισμένοι ηλεκτρικοί κώνοι είναι εφοδιασμένοι με ηλεκτρονικά κλισιόμετρα για την καταγραφή τυχόν αποκλίσεων των στελεχών από την κατακόρυφη διεύθυνση κατά την προώθηση λόγω συνάντησης σκληρής εδαφικής στρώσεως ή κροκαλών.



1. Κώνος (10cm²)
2. Κύτταρο φόρτισης
3. Μηκυνσιόμετρα
4. Μανδύας τριβής (150cm²)
5. Δακτύλιος προσαρμογής
6. Αδιάβροχος σφικτήρας
7. Καλώδιο
8. Σύνδεση με ράβδους

Σχήμα 3.12 Ηλεκτρικός κώνος

Ακόμη νεότερη εξέλιξη αποτελούν ο πιεζοκώνος (Σχ. 3.13), στον οποίο παράλληλα με τις αντιστάσεις αιχμής και πλευρικής τριβής, μετράται και η υπερπίεση του νερού των πόρων που δημιουργείται κατά τη διείσδυση. Η μέτρηση γίνεται με τη βοήθεια πορώδους λίθου, τοποθετημένου στην περιοχή της αιχμής του κώνου.



d_j: Διάμετρος
t_j: Πάχος μανδύα τριβής
u_j: Μετρούμενη πίεση νερού
q_c: Μετρούμενη αντίσταση κώνου
f_s: Μετρούμενη τριβή μανδύα
q_t: Συνολική αντίσταση κώνου
f_t: Συνολική αντίσταση μανδύα
a_n: Λόγος τριαξονικής δοκιμής περιοχής κώνου
b_n: Λόγος τριαξονικής δοκιμής περιοχής μανδύα
h_s: Ύψος μανδύα τριβής

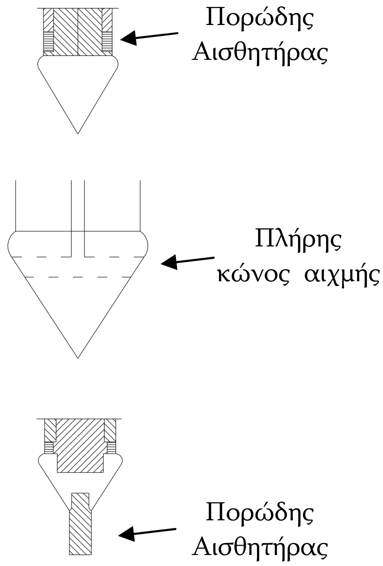
Τριβή μανδύα:

$f_t = f_s - (\pi d_2 t_2 u_2 + \pi d_3 t_3 u_3)/(\pi d_c h_s)$

$f_t \approx f_s - b_n u_2$

Αντίσταση κώνου:

$q_t = q_c + (1 - a_n) u_2$



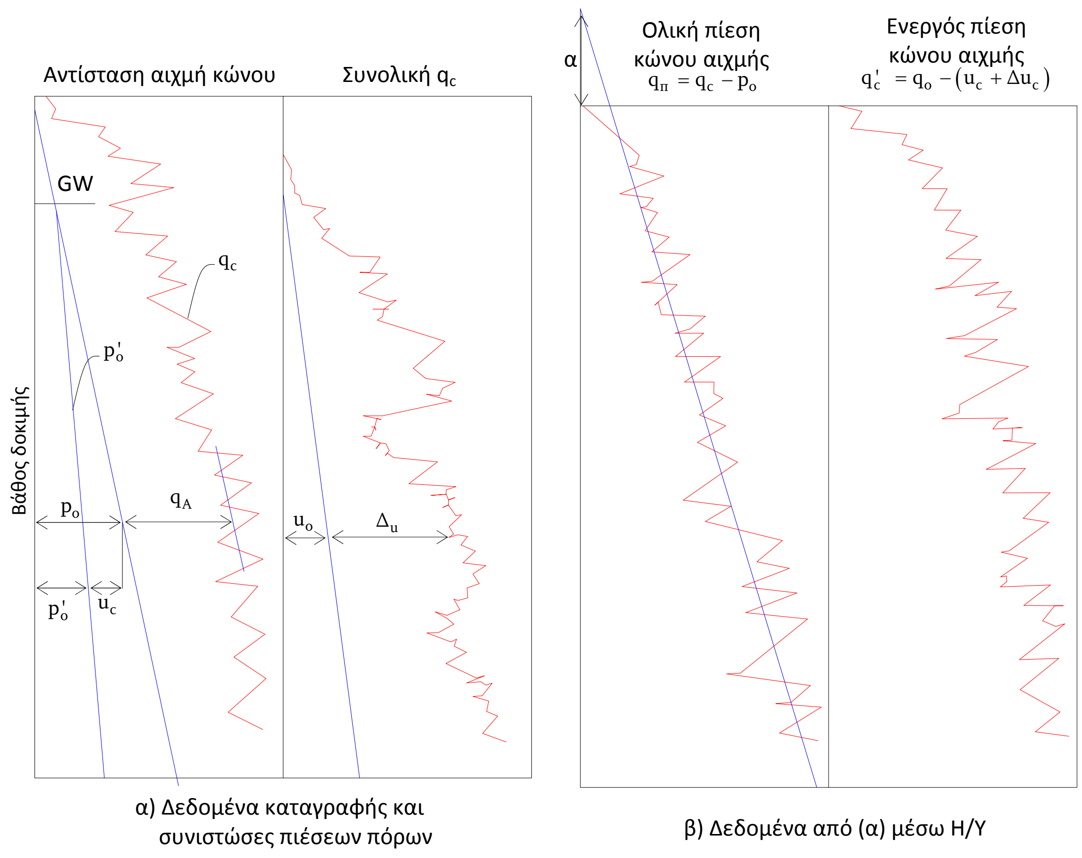
Σχήμα 3.13 Διορθώσεις αποτελεσμάτων κώνου και μανδύα - τύποι αισθητήρων

Παρατηρήσεις:

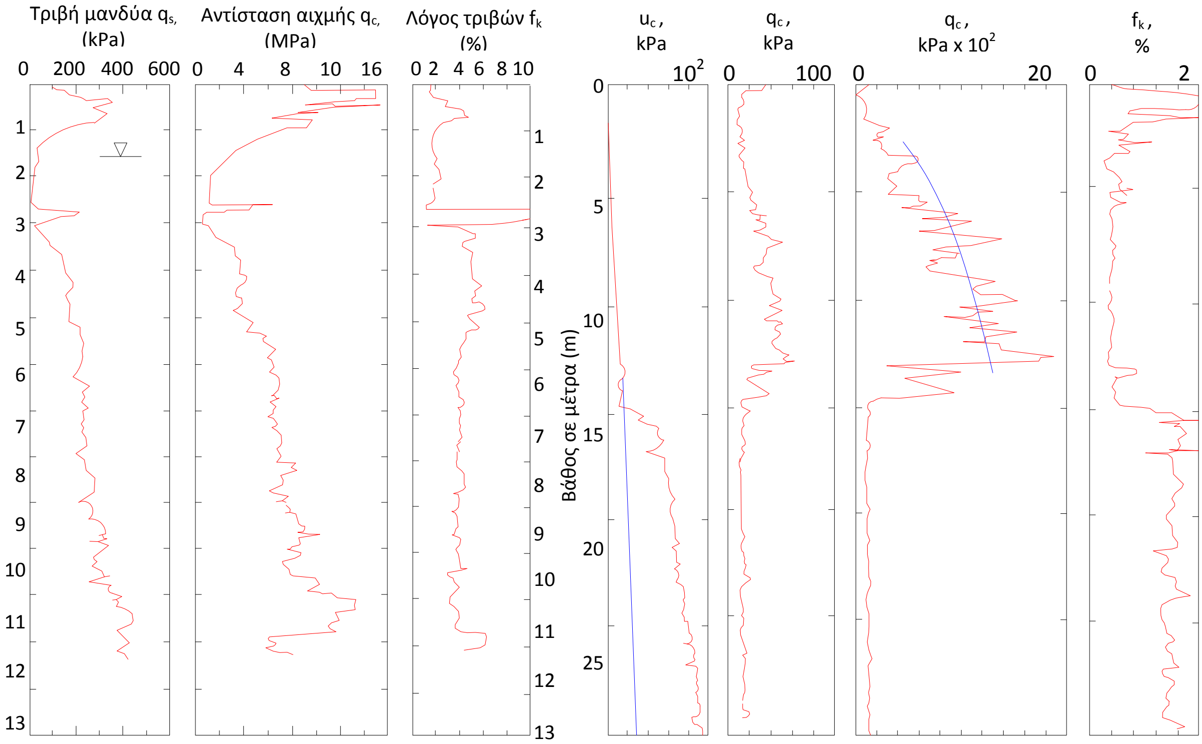
Q_τ: η διορθωμένη τιμή αντιστάσεως της αιχμής στην οποία $\alpha=\left(\frac{d_1}{D}\right)^2$ (για τυποποιημένο κώνο 10cm^2, α μεταξύ 0.75 και 0.85, οπότε:

$$q_\tau^{\delta\iota o\rho\theta}=q_c^{\mu\varepsilon\tau}+(0.25\div 0.15)u_c=q_c^{\mu\varepsilon\tau\rho}+0.20\times u_c$$

Ανάλογη διόρθωση ισχύει και για τη διορθωμένη τριβή του μανδύα $\int_s^{(\delta\iota o\rho\theta)}=\int_s^{(\mu\varepsilon\tau\rho)}\frac{u_{s_n}A_{s_n}-u_T A_t}{A_s}$ και του πιεζοκώνου/τριβής, στον οποίο καταγράφονται η αντίσταση αιχμής, η τριβή του μανδύα και η πίεση πόρων. Στο Σχ. 3.14 παρουσιάζονται τα συνήθη αποτελέσματα όπως καταγράφονται σε δοκιμές CPT με πιεζοκώνο, ενώ στο Σχ. 3.15 τα πλήρη αποτελέσματα για δύο δοκιμές σε άργιλο με και χωρίς μέτρηση πιέσεων πόρων.



Σχήμα 3.14 Δεδομένα καταγραφής δοκιμής CPT



α) Δοκιμή CPT χωρίς καταγραφή πιέσεων πόρων

α) Δοκιμή CPT με καταγραφή πιέσεων πόρων

Σχήμα 3.15 Δεδομένα καταγραφής δοκιμής CPT

<u>Μετρούμενα (και έμμεσα προσδιοριζόμενα) μεγέθη κατά την εκτέλεση της δοκιμής CPT</u>

Τα μετρούμενα μεγέθη κατά την εκτέλεση της πενετρομέτρησης, που προκύπτουν άμεσα ή έμμεσα, είναι τα ακόλουθα:

- Η αντίσταση ή αντοχή κώνου

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} = \frac{\text{Συνολική δύναμη κώνου}}{\text{Επιφάνεια βάσης}}$$

- Η τοπική πλευρική τριβή

$$\int_s = \frac{Q_s}{A_s} = \frac{\text{Δύναμη που χρειάζεται για την προώθηση του μανδύα τριβής}}{\text{Επιφάνεια μανδύα}}$$

Στα μηχανικά πενετρόμετρα, όπου ο μανδύας προωθείται μαζί με τον κώνο, είναι $Q_s = Q_{sc} = Q_c$.

όπου:

Q_{sc} : Η δύναμη που απαιτείται για την κοινή προώθηση κώνου και μανδύα
Q_c : Η δύναμη που απαιτείται για την προώθηση μόνο του κώνου

- Η ολική δύναμη Q_t

  Είναι η δύναμη που απαιτείται για την προώθηση όλης της στήλης (κώνος + στέλεχος).

- Η συνολική πλευρική τριβή

  Είναι η διαφορά μεταξύ της ολικής δύναμης και της δύναμης που απαιτείται για την προώθηση μόνο του κώνου. $Q_{st} = Q_t = Q_c$.

- Ο λόγος τριβών Rf

  Είναι ο λόγος $R_f = (f_s / q_c)(\%)$, ο οποίος αποδείχθηκε ότι έχει μείζονα σημασία γιατί αποτελεί ένδειξη κατάταξης του εδαφικού σχηματισμού.

Παράγοντες που επηρεάζουν τα αποτελέσματα των στατικών πενετρομετρήσεων

Μία πρόχειρη συγκεφαλαίωση των παραγόντων που επηρεάζουν τα αποτελέσματα των στατικών πενετρομετρήσεων είναι η ακόλουθη:

- Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πενετρομετρικών συσκευών
- Κοκκομετρική διαβάθμιση και μορφή κόκκων
- Συμπιεστότητα εδαφικών σχηματισμών
- Βαθμός κορεσμού
- Είδος πενετρομέτρου (τύπος κώνου και σύστημα μετρήσεων)
- Ταχύτητα διείσδυσης
- Σχετική πυκνότητα
- Γεωστατική τάση
- Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα
- Λόγος προστερεοποίησης (OCR)
- Διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ εδάφους και εργαστηρίου όπου έγινε η βαθμονόμηση της συσκευής (Σε ορισμένα πενετρόμετρα υπάρχει «αισθητήρας» θερμοκρασίας, ώστε να γίνεται η σχετική αναγωγή των αποτελεσμάτων).

Απαιτούμενοι έλεγχοι κατά την εκτέλεση της δοκιμής στατικής πενετρομετρήσεως (CPT)

- Έλεγχος θέσης πενετρομετρήσεως και αποφυγή εκτέλεσής της σε απόσταση μικρότερη του 1.00m από γειτονική πενετρομέτρηση ή 2.50m έως 3.00m από γειτονική υπάρχουσα γεώτρηση.
- Εξασφάλιση δυνατότητας άσκηση της μέγιστης προωθητικής δύναμης του μηχανήματος (25-200kN).
- Έλεγχος ευθυγραμμίας στελεχών. Με την απόκλιση των στελεχών από την κατακόρυφη (αλλά και με στρέβλωση των στελεχών και μη αναστρέψιμες βλάβες στον κώνο) συνδέεται η τυχόν εμπλοκή της πενετρομετρήσεως σε εδαφική στρώση με υψηλό ποσοστό χονδρών χαλικιών ή κροκαλών.

Όταν συναντώνται οι ανωτέρω σχηματισμοί, θα πρέπει:

- Να γίνει προδιάτρησή τους, εάν έχουν μικρό σχετικά πάχος (έως 5.00m περίπου), ή
- Να διακοπεί η εκτέλεση της δοκιμής, εάν το πάχος τους είναι μεγάλο.

3.3.2 Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της δοκιμής

Γενικά

Τα αποτελέσματα της δοκιμής CPT έχουν ευρεία εφαρμογή στα πλαίσια των γεωτεχνικών ερευνών δεδομένου ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για:

Ι τον χαρακτηρισμό των διαφόρων εδαφικών στρώσεων σε μία θέση (άμμοι, άργιλοι, ιλύες κτλ.).

ΙΙα την εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας D_r

ΙΙβ την εκτίμηση της μέγιστης γωνίας τριβής Φ_{max}

ΙΙγ την εκτίμηση του μέτρου Ελαστικότητας (Young) Ε ή Συμπιέσεως E_s (≡D)

} Για μη συνεκτικά εδάφη (άμμους, ιλύες κλπ.)

ΙΙΙα την εκτίμηση του μέτρου Συμπιέσεως E_s (≡D)

IIIβ την εκτίμηση της Αστράγγιστης Διατμητικής Αντοχής S_u (≡D)

IIIγ την εκτίμηση της ευαισθησίας (sensitivity) S_t

} Για συνεκτικά εδάφη (Αργίλους και πλαστικές ιλύες)

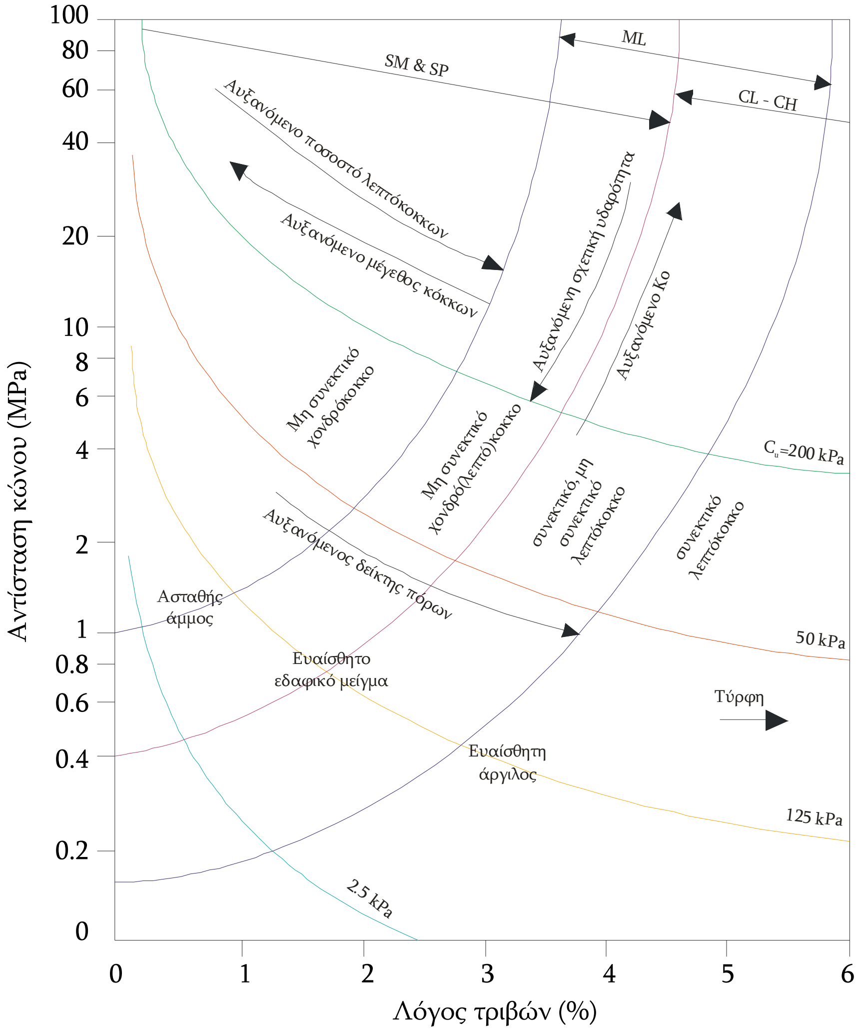
Οι αντίστοιχες συσχετίσεις είναι κατ’ εξοχήν εμπειρικές (όπως και στη δοκιμή SPT), βασίζονται όμως στην κατανόηση των μηχανισμών θραύσεως και παραμόρφωσης του εδάφους που προκύπτει από τη θεωρητική προσομοίωση της δοκιμής CPT με τη συμπεριφορά πασσάλων.

<u>Χαρακτηρισμός εδαφικής στρώσεως βάσει των αποτελεσμάτων δοκιμής CPT</u>

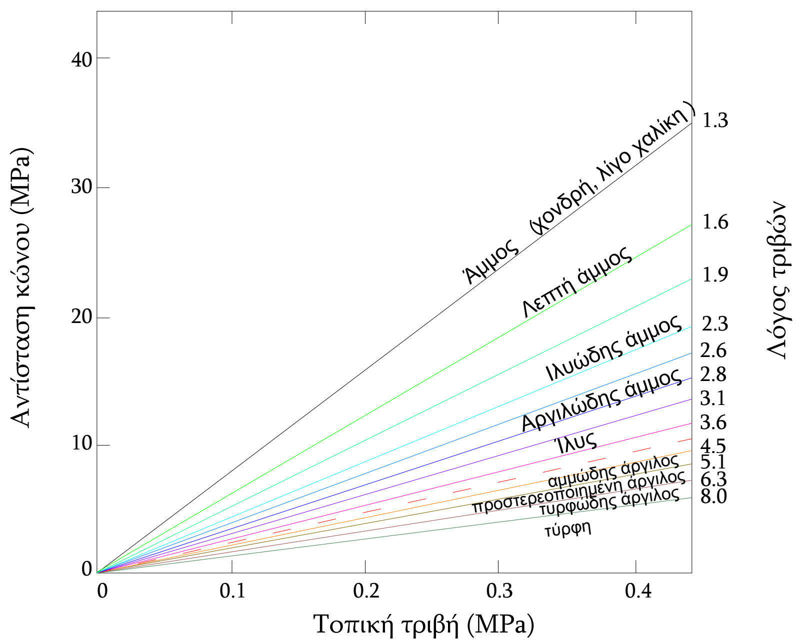
Τα περισσότερα συστήματα κατατάξεως εδαφών βασίζονται στο συνδυασμό της αντίστασης κώνου q_c και του λόγου τριβών R_f. Γενικά, λόγοι τριβών R_f μεταξύ 0.5 και 3 είναι αντιπροσωπευτικοί ιλυοαμμωδών ή ιλυωδών ή ιλυοαργιλωδών εδαφικών στρώσεων, ενώ οι τιμές του λόγου R_f των καθαρά αργιλικών στρώσεων κυμαίνονται μεταξύ 3 και 6.5 (και σε οργανικά εδάφη, όπως η τύρφη, ο R_f φθάνει σε τιμές της τάξεως 8 – 10).

Αντίστοιχα, και ανάλογα με την αντοχή της στρώσεως, οι τιμές της αντοχής q_c κυμαίνονται συνήθως, σε αμμώδεις στρώσεις, μεταξύ $q_c<2^{MPa}$ και $q_c>30^{MPa}$, ενώ σε αργιλικές μεταξύ $q_c<0.4^{MPa}$ και $q_c>40^{MPa}$.

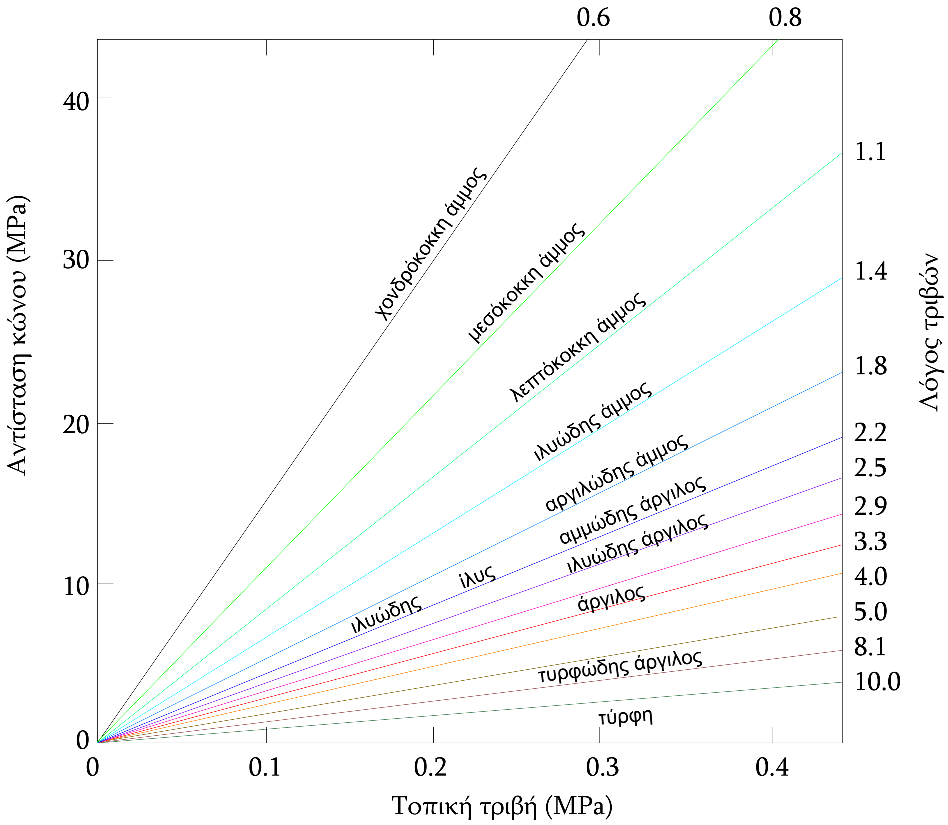
Στα παρακάτω σχήματα (Σχ. 16α, Σχ. 16β και Σχ. 16γ) εμφανίζονται τα κυριότερα συστήματα κατάταξης εδαφών βάσει της αντοχής αιχμής κώνου q_c και του λόγου τριβών $R_f = \frac{f_s}{q_c}\%$.



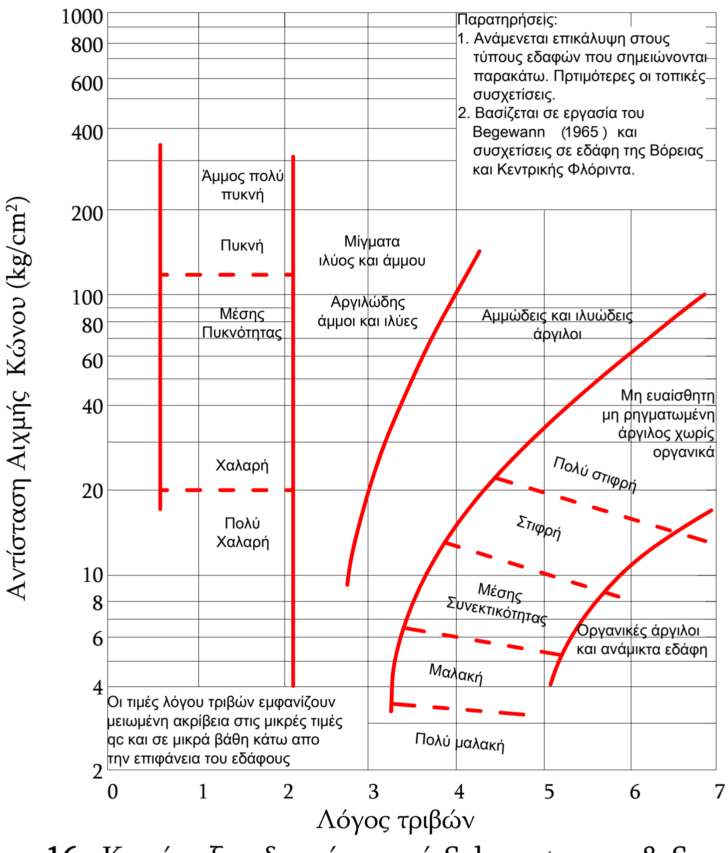
Σχήμα 16α Κατάταξη εδαφών κατά Douglas & Olson βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT με ηλεκτρικό κώνο



Σχήμα 16β Κατάταξη εδαφών κατά Begemann βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT με ομώνυμο μηχανικό κώνο



Σχήμα 16β Κατάταξη εδαφών κατά Begemann βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT με ηλεκτρικό κώνο



Σχήμα 16γ Κατάταξη εδαφών κατά Schmertmann & Sanglerat βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT με κώνο

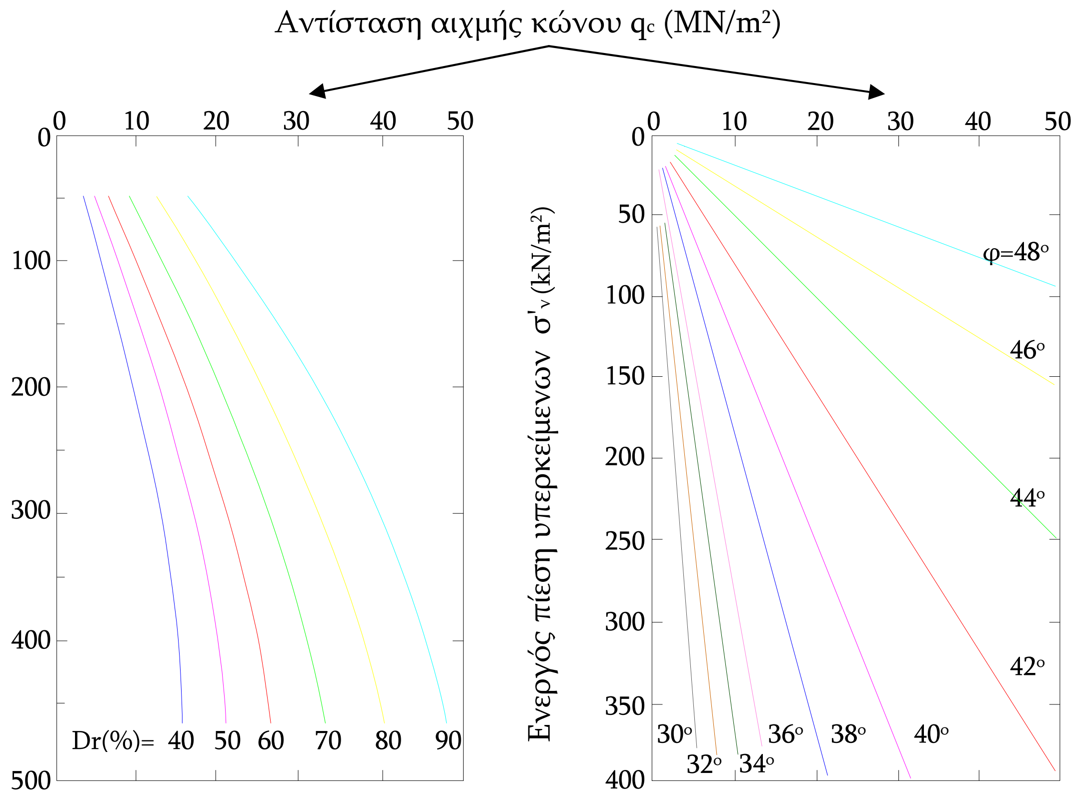
Εκτίμηση φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών αμμωδών εδαφών από αποτελέσματα δοκιμής CPT

Οι Robertson – Campanella έδωσαν τις καμπύλες συσχέτισης της αντίστασης αιχμής του κώνου $q_c^{(MN/m^2)}$ με την ενεργό πίεση υπερκειμένων στη στάθμη της δοκιμής $\sigma_v'^{(MN/m^2)}$ και τη σχετική πυκνότητα D_r που εμφανίζονται στο Σχ. 3.17 και αφορούν επίσης κανονικά φορτισμένες άμμους, ενώ οι καμπύλες τους Σχ. 3.18 συσχετίζουν την αντοχή $q_c^{(MN/m^2)}$, με την πίεση υπερκειμένων $\sigma_v'^{(MN/m^2)}$ και τη γωνία διατμητικής αντοχής Φ χαλαζιακών άμμων. Ο Kulhawy και Maine μάλιστα έδωσαν και την παρακάτω αναλυτική έκφραση για τις καμπύλες αυτές:

$$\Phi = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38\log\left(\frac{q_c}{\sigma_v'}\right)\right]$$

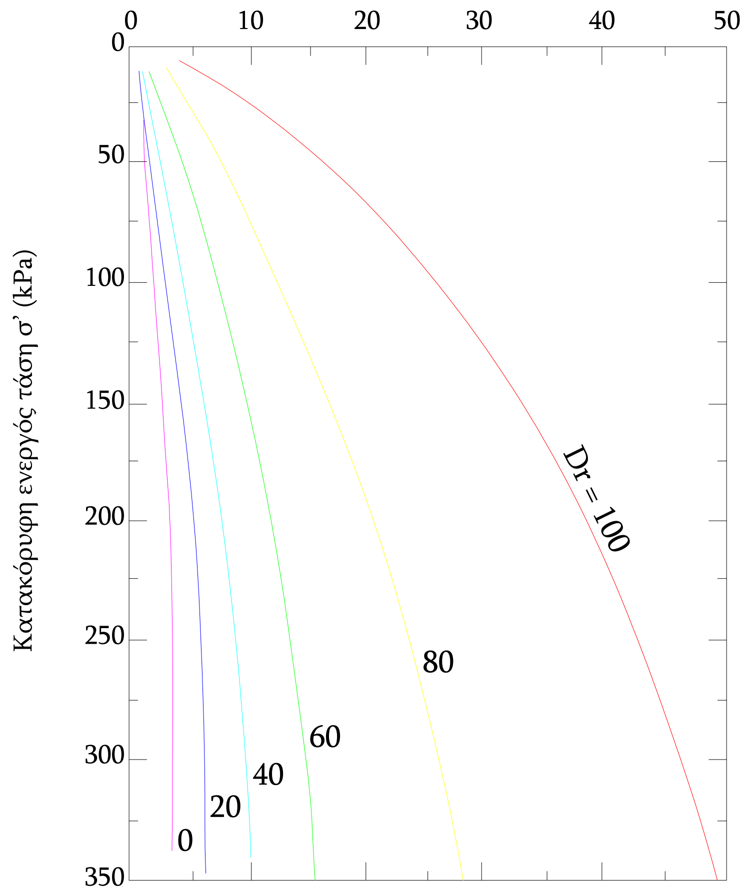
Ενώ οι Robertson – Campanella δίνουν την τιμή Φ από την εξίσωση:

$$\Phi = 35^{o} + 11.5\left(\frac{q_c}{30\sigma_z'}\right)\left(\text{με } 25^{o} < \Phi < 50^{o}\right)$$



Σχήμα 3.17 Σχήμα 3.18

Οι Schmertmann & Villet – Mitchell έδωσαν τις καμπύλες συσχέτισης q_c (MPa), - P_o (kPa) - $D_r^{\%}$ του Σχ. 3.19 για κανονικά φορτισμένες άμμους.



Σχήμα 3.19

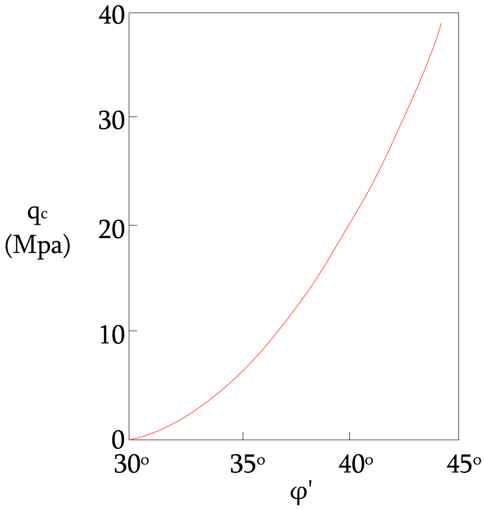
Σε περίπτωσης προφορτισμένης άμμου θα πρέπει από τη μετρηθείσα αντίσταση αιχμής της προφορτισμένης άμμου $q_{c,OCR}$ να εκτιμηθεί η αντίσταση $q_{c,nc}$ της αντίστοιχης κανονικά φορτισμένης άμμου και να εισαχθεί το Νομογράφημα του Σχ. 3.19 προκειμένου να εκτιμηθεί η σχετική πυκνότητα D_r. Η εξίσωση που εφαρμόζεται για την αναγωγή της $q_{c(OCR)}$ σε $q_{c,nc}$, είναι:

$$\frac{q_{c'OCR}}{q_{c,nc}} = 1 + X\left(\frac{K_{o,OCR}}{K_{o,nc}} - 1\right)$$

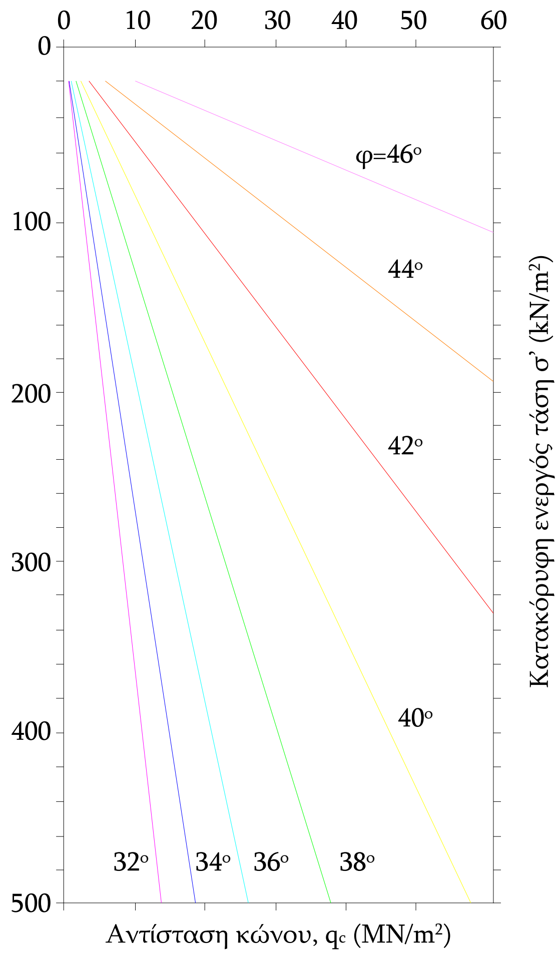
όπου το Χ κυμαίνεται μεταξύ 0.5 (για $OCR = 2$) και 0.25 (για $OCR = 15$) και $K_{o,OCR} / K_{o,nc} = (OCR)^{\beta}$ με τιμές $\beta = 0.32$ έως 0.52, ειδικότερα $\beta = 0.40$ (άμμος μέσω πυκνότητας), $\beta = 0.48$ (πυκνές άμμοι) και $\beta = 0.52$ (που πυκνές άμμοι). Γενικότερα $\beta = 0.275 + 0.26$.

Εφόσον εκτιμηθεί η σχετική πυκνότητα D_r (συναρτήσει των q_c και σ'_v) μπορεί να προκύψει έμμεσα η τιμή της γωνίας διατμητικής αντοχής φ της άμμου με αντίστοιχη γνώση της κοκκομετρικής της διαβαθμίσεως. Εναλλακτικά έμμεση εκτίμηση της γωνίας φ μπορεί να γίνει μέσω του συντελεστή φέρουσας ικανότητας $N_\gamma = 12.594\left(q_c \text{ σε } MN/m^2\right)$.

Άλλες καμπύλες απευθείας συσχετίσεως μεταξύ $q_c - \varphi$ ή $q_c - \sigma_{vo} - \varphi$ είναι των Kahl et al, Kerisel, Muhs and Weiss, Meltzer (Σχ. 3.20) και Durgunoglu και Mitchell (Σχ. 3.21) αντιστοίχως.



Σχήμα 3.20



Σχήμα 3.21

Το Σχ. 3.20 παρέχει μία τιμή φ' συντηρητική (κάτω όριο) για ομοιόμορφη άμμο (κυρίως χαλαζιακή)), κανονικά φορτισμένη, μέτριας συμπιεστότητας. Για προφορτισμένες άμμους ή φ' θα είναι 1° έως 2° μικρότερη από την εκτιμώμενη βάσει του Σχ. 3.21. Για περισσότερο συμπιεστές άμμους η φ' θα είναι κατά 2° μεγαλύτερη, ενώ για ιδιαίτερα συμπιεστές άμμους ακόμα μεγαλύτερη. Τέλος, η φ' μειώνεται αυξανομένης της πλευρικής πίεσης ως εξής:

$$D_r < 0.35 \quad - \quad \left(0^o \text{ έως } 1^o\right)$$

$$0.35 < D_r < 0.65 \quad - \quad \left(2^o \text{ έως } 3^o\right)$$

$$0.65 < D_r < 0.85 \quad - \quad \left(3^o \text{ έως } 5^o\right)$$

$$D_r < 0.85 \quad - \quad \left(5^o \text{ έως } 8^o\right)$$

Όσον αφορά το μέτρο παραμορφωσιμότητας αυτό εκφράζεται από την σχέση:

$$E_s = a \cdot q_c$$

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή συσχέτισης a_M $\left(D - E_s = a_M \cdot q_c\right)$ σύμφωνα με τα αποτελέσματα διαφόρων ερευνητών.

Πίνακας 3.6 Συσχέτιση "$E_s - q_c$"

α/α	Ερευνητές – Σχέση	Τύποι κοκκωδών εδαφών στους οποίους εφαρμόζεται	Παρατηρήσεις
1	Buisman (1940) $E_s = 1.5q_c$	Άμμος	Υπερεκτιμά τις καθιζήσεις με έναν παράγοντα περίπου δύο
2	Trofimenkov(1964) $E_s = 2.5q_c$ $E_s = 100 + 5q_c$	Άμμος	Κάτω όριο Μέσος όρος
3	De Beer (1963) $E_s = 1.5q_c$	Άμμος	Υπερεκτιμά τις καθιζήσεις με έναν παράγοντα περίπου δύο
4	Schultze & Melzer (1965) $E_s = 1/mvs^{0.522}$ $v = 301.1\log q_c - 382.3p_o + 60.3 \pm 50.3$	Ξηρά άμμος	Βασίζεται σε δοκιμές διεισδύσεως επί τόπου και εργαστηρίου, η συμπιεστότητα βασίζεται στις τιμές e, e_{max} και e_{min}. Συντελεστής συσχετίσεως = 0.778 για 90 δοκιμές, ισχύει για $P_o = 0$ έως $0.8\ kg/cm^2$
5	Bachelier & Parez (1965) $E_s = \alpha \times q_c$ $\alpha = 0.8$ έως 0.9 $\alpha = 1.3$ έως 1.9 $\alpha = 3.8$ έως 5.7 $\alpha = 7.7$	Καθαρά άμμος Ιλυώδης άμμος Αργιλώδης άμμος Μαλακή άργιλος	
6	De Beer (1965) $A\text{-} = CA_{συμπ} / C_{συμπ}$	Προφορτισμένη άμμος	C από επί τόπου δοκιμές $A_{συμπ}$ και $C_{συμπ}$ από δοκιμές συμπιεσόμετρου $C_{συμπ} = 2.3(1+e)/C_e$, $A_{συμ} = 2.3(1+e)/C_e$
7	Thomas (1968) $E_s = \alpha \times q_c$ $\alpha = 3$ έως 12	Άμμος	Βασίζεται σε δοκιμές διεισδύσεως και συμπιέσεως σε μεγάλους θαλάμους. Μικρές τιμές του α για μεγάλες τιμές του q_c αποδίδονται σε θραύση των κόκκων.
8	Webb (1969) $E_s = 2.5(q_c + 3.2)\ MN/m^2$ $E_s = 1.7(q_c + 1.6)\ MN/m^2$	Άμμος κάτω από τη στάθμη υπόγειου νερού αργιλώδης άμμος κάτω από τη στάθμη υπόγειου νερού (περιεκτικότητα αργίλου-20%)	Βασίζεται σε δοκιμές περιστροφικών πλακών, συσχετίζεται καλά με τις καθιζήσεις πετρελαιοδεξαμενών
9	Meigh & Corbett (1969) $E_s = 1/mv = \alpha q_c$	Μαλακή ιλυώδης άργιλος	
10	Vesic (1970) $E_s = 21(1 + D_R^2)q_c$ Dr = σχετ.πυκ.	Άμμος	Βασίζεται σε δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων και παραδοχές σχετικές με το πεδίο των τάσεων
11	Schmertmann (1970) $E_s = 2q_c$	Άμμος	Βασίζεται σε δοκιμές περιστροφικής πλάκας $\Delta\sigma$=2tsf

α/α	Ερευνητές – Σχέση	Τύποι κοκκωδών εδαφών στους οποίους εφαρμόζεται	Παρατηρήσεις
12	Gielly & Συνεργάτες (1969) $E_s = \alpha q_c$ Snglerat & Συνεργάτες (1972) $q_c < 7$ bars $3 < \alpha < 8$ $7 < q_c < 20$ bars $2 < \alpha < 5$ $q_c > 20$ bars $1 < \alpha < 2.5$ $q_c > 20$ bars $3 < \alpha < 6$ $q_c > 20$ bars $1 < \alpha < 6$ $q_c > 20$ bars $2 < \alpha < 6$ $q_c > 12$ bars $2 < \alpha < 8$ $q_c > 7$ bars $50 < w < 100$ $1.5 < \alpha < 4$ $100 < w < 200$ $1 < \alpha < 1.5$ $w > 200$ $0.4 < \alpha < 1$ $20 < q_c < 30$ bars $2 < \alpha < 4$ $q_c > 30$ bars $1.5 < \alpha < 3$ $q_c < 50$ bars $\alpha = 2$ $q_c > 100$ bars $\alpha = 1.5$ $q_c > 12$ bars, $w < 30\%$ $C_c < 0.2$ $q_c > 12$ bars, $w < 25\%$ $C_c < 0.2$ $25\% < w < 25\%$ $0.2 < C_c < 0.3$ $40\% < w < 100\%$ $0.3 < C_c < 0.7$ $q_c < 7$bars, $100\% < w < 130\%$ $0.7 < C_c < 1$ $w < 130\%$ $C_c < 1$	Άργιλοι μικρής πλαστικότητας (CL) Ιλύες μικρής πλαστικότητας (ML) Πολύ πλαστικές ιλύες και άργιλοι (MH, CH) Οργανικοί ιλύες (OL) Τύρφη και οργανική άργιλος (P_t, OH) Χαλίκια Άμμος	Βασίζεται σε 600 συγκρίσεις μεταξύ επί τόπου δοκιμών και εργαστηριακών δοκιμών συμπιεσομέτρου.
13	Bogdanovic (1973) $E_s = aq_c$ $q_c > 40$ kg / cm^3 $a = 1.5$ $20 < q_c < 40$ $a = 1.5$ έως 1.8 $10 < q_c < 20$ $a = 1.8$ έως 2.5 $5 < q_c < 10$ $a = 2.5$ έως 3.0	Άμμοι αμμώδεις χαλίκια ιλυώδεις κεκορεσμένη άμμος Αργιλώδεις ιλύες Ιλυώδη άμμο και ιλιώδεις κορεσμένες άμμοι με ιλύ	Βασίζεται σε ανάλυση καθιζήσεων για περίοδο άνω των 10 ετών
14	Schmertmann (1974) $E_s = 2.5q_c$ $E_s = 3.5q_c$	Άμμοι NC Άμμοι NC	L/B=1 έως 2 αξονοσυμμετρική φόρτιση L/B≥10 φόρτιση επίπεδης παραμόρφωσης

15	De Beer (1974) $C < 3/2 q_c / \sigma_o$ $A > \varepsilon 3/2 q_c / \sigma_o$ $E_s = 1.6 q_c 8$ $E_s = 1.5 q_c, q_c > 30\,kg/cm^3$ $E_s = 3 q_c, q_c < 30\,kg/cm^3$ $E_s > (3/2) q_c$ ή $E_s = 2 q_c$ $E_s = 1.9 q_c$ $E_s = 5/2 (q_c + 3200) KN/m^2$ $E_s = 5/3 (q_c + 1600) KN/m^2$ $E_s = \alpha q_c, 1.5 < \alpha < 2$	Άμμοι NC Άμμοι OC Άμμος Άμμος Άμμος Άμμος Λεπτή έως μέση άμμος Ιλυώδεις άμμοι, PI<15% Άμμοι	Χρήση στο Βέλγιο 3<ε<10 Χρήση στο Βέλγιο Χρήση στη Βουλγαρία Χρήση στην Ελλάδα Χρήση στην Ιταλία Χρήση στην Νότιο Αφρική Χρήση στη Μεγάλη Βρετανία
16	Trofimeknov (1974) $E_s = 3 q_c$ $E_s = 7 q_c$	Άμμοι Άργιλοι	Χρήση στη Ρωσία
17	Meyerhof (1974) $s = pB / 2q_c$ $s =$ καθίζηση	Μη συνεκτικό έδαφος	Συντηρητική εκτίμηση, βασιζόμενη σε ανάλυση κατακόρυφων παραμορφώσεων
18	Alperstein & Leifer (1975) $E = (11$ έως $22) q_c$	Προφορτισμένη άμμος	Το E_s καθορίζεται από εργαστηριακές δοκιμές σε ανασυντιθέμενα δείγματα
19	Veismanis (1974) $E_s = (3 \div 11) q_c$ $E_s = (5 \div 30) q_c$	Κανονικά φορτισμένη άμμος Προφορτισμένη άμμος	Βασίζεται σε αποτελέσματα πειραμάτων σε θάλαμο βαθμονόμησης
20	Parkin et al (1980) $E_s = (3 \div 11) q_c$	Κανονικά φορτισμένη άμμος	
21	Chapman & Donald (1981) $E_s = (3 \div 4) q_c$ $E_s = (8 \div 15) q_c$	Κανονικά φορτισμένη άμμος. Η τιμή 3 αποτελεί κατώτατο όριο. Προφορτισμένη άμμος. Η τιμή 12 αποτελεί μέσο όρο.	
22	Baldi et al (1982) $E_s > 3 q_c$ $E_s = (3 \div 9) q_c$	Κανονικά φορτισμένη άμμος Προφορτισμένη άμμος	

Εκτίμηση των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών αργιλικών εδαφών από τα αποτελέσματα δοκιμής CPT

Η προώθηση του πενετρομέτρου υπό σταθερά μεγάλη ταχύτητα (20^{mm}/sec 5) προκαλεί «θραύση» της αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες (ταχεία φόρτιση). Έτσι στη σχέση της φέρουσας ικανότητας υπό συνθήκες ταχείας φόρτισης

$$q_{ult} = N_c c_u + P_o$$

όπου:

q_{ult}: Η φέρουσα ικανότητα υπό αστράγγιστες συνθήκες

c_u: Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή

P_o: Η ολική γεωστατική τάση σ_{vo} στη στάθμη θεμελιώσεων

N_c: Συντελεστής φέρουσας ικανότητας (5.00 έως 5.70 για αβαθή θεμέλια και 9.00 για πασσάλους)

Επίσης θα πρέπει να γίνουν οι παρακάτω αντικαταστάσεις:

- q_c αντί q_{ult}
- N_k αντί N_c

Οπότε η αστράγγιστη αντοχή c_u θα προκύπτει από τη σχέση:

$$c_u = \frac{q_c - P_o}{N_k}$$

Στην παραπάνω αυτή σχέση q_c είναι η αντίστοιχη αιχμής του κώνου, $P_o=\sigma_{vo}$ η ολική γεωστατική τάση στη στάθμη εκτέλεσης της δοκιμής και $N_κ$ ο συντελεστής κώνου (ανάλογος του συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_c), οποίος δεν είναι σταθερός αλλά εξαρτάται:

i. από τον τύπο και το σχήμα του κώνου του πενετρομέτρου (size effects)

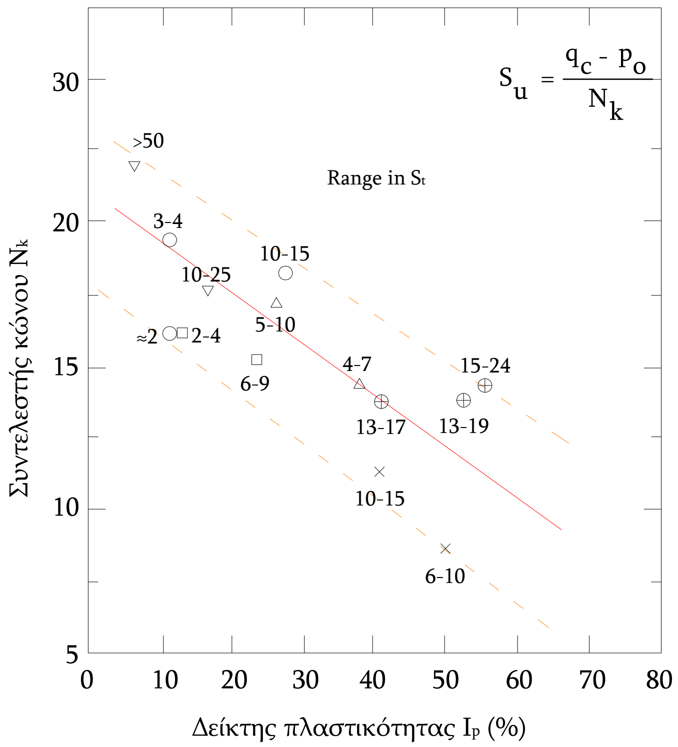
ii. από το δείκτη πλαστικότητας $PI^{\%}$ και την ευαισθησία (st) της αργίλου (βλ. Σχ. 3.22), που προέρχεται από έρευνα των Lunne και Eide.Η συνθήκη διακύμανσης του $N_κ$ είναι μεταξύ 10 και 30.

iii. από την ταχύτητα διείσδυσης του πενετρομέτρου (rate effect)

iv. από τον λόγο προφορτίσεως (OCR) και τη δομή (macrofabric) της αργίλου

v. από τυχόν ανισοτροπία της αργίλου ως προς την αντοχή, το βαθμό «γήρανση» (ageing) της αργίλου, τυχόν σιμέντρωση και το λόγο του μέτρου διάτμησης προς την αστράγγιστη αντοχή (c_u/S_u)

vi. την παρουσία κόκκων ιλύος ή άμμου σε διάφορα ποσοστά



Σχήμα 3.22

3.3.3 Γενικά σχόλια για τη δοκιμή CPT

- Η δοκιμή CPT είναι ιδιαίτερα δημοφιλής λόγω κυρίως:
  - της ευκολίας εκτέλεσης και ερμηνείας των αποτελεσμάτων
  - του μικρού σχετικά κόστους (δεν απαιτείται εκτέλεση γεώτρησης)
  - της δυνατότητας συνεχούς αποτύπωσης των χαρακτηριστικών του εδάφους
  - της μεγάλης εμπειρίας, η οποία έχει συσσωρευτεί σχετικά με την εκτίμηση φυσικών και μηχανικών εδαφικών στρώσεων

- Με τις χρησιμοποιούμενες σήμερα τεχνικές, η εφαρμογή της δοκιμής περιορίζεται σε επιφανειακές αποθέσεις (έως15-20m βάθος) λεπτόκοκκων εδαφών (άμμων, ιλύων, αργίλων) μέσης έως μικρής πυκνότητας και διατμητικής αντοχής.
- Κατά την εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων από αποτελέσματα δοκιμών CPT θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη:
  - ο εμπειρικός χαρακτήρας των συσχετίσεων
  - οι συσχετίσεις αυτές συνεχώς εξελίσσονται και βελτιώνονται
- Τόσο η δοκιμή SPT όσο και η CPT είναι ταχύτατες, έτσι η τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u είναι αυξημένη λόγω μεγάλης ταχύτητας φορτίσεως (rate effect).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΕΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ

4.1 Περιγραφή Εδαφικών Στρώσεων

Το έδαφος στην περιοχή του έργου αποτελείται από τις κάτωθι στρώσεις:

1. Τεφρής Ιλυώδους Άμμου μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώματος 5.0 μέτρα.
2. Καστανής Αργίλου πολύ μαλακής έως μαλακής, μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα.
3. Τεφρής Άμμου μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 10.0 μέτρα.

Με βάση τις επί τόπου αλλά και τις εργαστηριακές δοκιμές προσδιορίστηκαν τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των προαναφερθέντων στρωμάτων. Στους παρακάτω πίνακες εμφανίζονται η διακύμανση και οι μέσες τιμές των κυριοτέρων φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών καθεμιάς εδαφικής στρώσης.

Αναλυτικά η στρωματογραφία που διαπιστώθηκε στην περιοχή του έργου έχει ως εξής:

Στρώση 1: Ιλυώδης Άμμος

Στρώση τεφρής ιλυώδους άμμου μέσης πυκνότητας. Κατά το Ενοποιημένο σύστημα ταξινόμησης εδαφών (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται ως SM (τοπικά SW).

Τα βάθη στα οποία συναντάται είναι:

- Γεώτρηση Γ1: 0 έως -5.00m
- Γεώτρηση Γ2: 0 έως -5.30m

Για το υγρό φαινόμενο βάρος η μέση τιμή προκύπτει $\left(19.0+18.8\right)/2=18.9\mathrm{kN/m^3}$

Έτσι εκτιμάται μέση τιμή υγρού φαινόμενου βάρους $\gamma_{υγρ} = 18.9 kN/m^3$. Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά	% Διερχόμενο		Πλήθ. Τιμών	Μέσος όρος
	Από	Έως		
Ποσοστό χαλικιών	0	3	6	99
Ποσοστό άμμου (10)	100	80	7	90
Ποσοστό άμμου (40)	65	50	7	58
Ποσοστό αργιλοιλύος (200)	20	11	7	15
Υγρασία	28	27	2	27.5
Δείκτης πλαστικότητας (PL)	28	25	2	35
Δείκτης υδαρότητας (LL)	35	35	2	35
Σχετική υδαρότητα (I_L)	0.80	0.20	2	0.50
Ειδικό βάρος γ_s (kN/m^3)	2.65	2.65	1	2.65
Υγρό φαινόμενο βάρος $\gamma_{υγ}$ (kN/m^3)	19	18	2	18.9
Δείκτης πόρων	0.80	0.80	2	0.80
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	18	12	6	15
Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (Mpa)				5.75
Λόγος τριβών R_f δοκιμής CPT (%)				3

<u>Στρώση 2: Άργιλος</u>

Στρώση καστανής αργίλου πολύ μαλακής έως μαλακής μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα. Κατά το Ενοποιημένο σύστημα ταξινόμησης εδαφών (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται ως CH – OH (τοπικά CL – OL).

- Γεώτρηση Γ1: 5.00 – 12.00 μέτρα
- Γεώτρηση Γ2: 5.30 – 12.30 μέτρα

Για το υγρό φαινόμενο βάρος η μέση τιμή από τις δύο γεωτρήσεις προκύπτει:

$\gamma_{υγρ}$ (kN/m^3)	
Γεώτρηση 1	Γεώτρηση 2
18.6	18.6
18.5	18.4
18.7	18.4
18.6	18.3
18.5	18.4

Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά	% Διερχόμενο		Πλήθ. Τιμών	Μέσος όρος
	Από	Έως		
Ποσοστό χαλικιών	-	-	-	-
Ποσοστό άμμου (10)	100	100	5	100
Ποσοστό άμμου (40)	100	94	10	97
Ποσοστό αργιλοιλύος (200)	93	83	10	89
Ποσοστό αργίλου με υδρόμετρο	38	28	10	33
Υγρασία	38	27	10	31.5
Δείκτης πλαστικότητας (PL)	29	20	10	25.1
Δείκτης υδαρότητας (LL)	41	37	10	39.5
Σχετική υδαρότητα (I_L)	0.97	0.80	10	0.85
Ειδικό βάρος γ_s (kN/m^3)	25.9	25.6	10	25.8
Ξηρό φαινόμενο βάρος γ_d (kN/m^3)	13.6	13.3	10	13.4
Υγρό φαινόμενο βάρος $\gamma_{υγ}$ (kN/m^3)	18.7	18.3	10	18.5
Δείκτης πόρων	0.92	0.82	10	0.89
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	3	1	6	2
Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (Mpa)				0.54
Λόγος τριβών R_f δοκιμής CPT (%)				7

Στρώση 3: Τεφρή Άμμος

Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 10.0 μέτρα. Κατά το Ενοποιημένο Σύστημα Ταξινόμησης Εδαφών (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται SM.

- Γεώτρηση Γ1: 12.00 – 22.00 μέτρα
- Γεώτρηση Γ2: 12.05 – 21.95 μέτρα

Για το υγρό φαινόμενο βάρος η μέση τιμή από τις δύο γεωτρήσεις προκύπτει:

$\gamma_{υγρ}$ (kN/m³)	
Γεώτρηση 1	Γεώτρηση 2
20.5	19.4

Είναι: $\left(20.5+19.4\right)/2=20.0\mathrm{kN/m^3}$

Έτσι εκτιμάται μέση τιμή υγρού φαινομένου βάρους $\gamma_{υγρ}$=20.0kN/m^3.

Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της στρώσης:

Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά	% Διερχόμενο		Πλήθ. Τιμών	Μέσος όρος
	Από	Έως		
Ποσοστό χαλικιών	-	-	-	-
Ποσοστό άμμου (10)	100	100	15	100
Ποσοστό άμμου (40)	99	94	15	96.5
Ποσοστό αργιλοιλύος (200)	10	2	15	6.7
Δείκτης πλαστικότητας (PL)	21	20	2	20.5
Ξηρό φαινόμενο βάρος γ_d (kN/m³)	16.4	16.2	2	16.3
Υγρό φαινόμενο βάρος $\gamma_{υγ}$ (kN/m³)	20.5	19.4	2	20
Δείκτης πόρων	0.68	0.65	2	0.665
Αριθμός κρούσεων Ν δοκιμής SPT	45	32	12	36
Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (Mpa)				14.4
Λόγος τριβών R_f δοκιμής CPT (%)				2

4.2 Εκτίμηση αντιπροσωπευτικών εδαφικών παραμέτρων – Στρωματογραφία υπολογισμού

Από αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών που εμφανίζεται αναλυτικά στο Παράτημα, προέκυψε η παρακάτω στρωματογραφία υπολογισμού.

Η εκτίμηση γίνεται με βάση των επιτόπου και εργαστηριακών δοκιμών. Στην περιοχή έγιναν δύο γεωτρήσεις Γ1 και Γ2 που έδειξαν:

1. Τεφρή ιλυώδη άμμο μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώματος 5.0 μέτρα.
2. Καστανή άργιλο πολύ μαλακής έως μαλακής μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα
3. Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατάθεσης με μέσο πάχος στρώματος 10.0 μέτρα.

- Γεώτρηση Γ1: 0.00 – 22.00 μέτρα
- Γεώτρηση Γ2: 0.00 – 21.95 μέτρα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

<u>Στρώμα 1: Τεφρή ιλυώδης άμμος μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώμ. 5m</u>

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 0 – 5.0 μέτρα.

Παράμετροι αντοχής: $c' = 0,\ \varphi' \neq 0$

	Βάθος	N’	σ'_{vo}	C_N	$N_C=C_N*N'$
Γεώτρηση Γ1	1.30	13	24.57	1.600	24.0
	2.50	16	39.75	1.425	22.8
	4.00	16.5	53.10	1.350	24.3
Γεώτρηση Γ2	1.10	12	20.79	1.647	20.1
	3.0	15	44.20	1.400	21.0
	4.5	16	57.55	1.300	20.8

Έγινε διόρθωση λόγω στάθμης υπογείου ορίζονται σε όλες τις τιμές αφού πρόκειται για Ιλυώδη Άμμο σε κάθε περίπτωση N>15 σύμφωνα με τη σχέση $N' = 15 + 0.5(N-15)$.

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμωνα με τη σχέση $N_C = C_N * N'$ (C_N κατά Peck – Hanson – Thornburn).

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτουν οι μέσες τιμές για κάθε βάθος:

Βάθος 0.0 – 5.0 μέτρα

$$\overline{N}_C = \frac{\Sigma N_C}{6} = \frac{24.0+.8+24.3+2.1+21.0+20.8}{6} \Rightarrow \overline{N}_C \cong 21.83$$

Είναι τώρα:

- Peck – Hanson – Thorngurn: $\varnothing = 27.1 + 0.3\overline{N_c^2} \Rightarrow \varnothing = 33.39^o$
- OSAKI: $\varphi' = \sqrt{20 \cdot \overline{N}_c} + 15 \Rightarrow \varphi' = 35.89^o$
- DUNHAM: $\begin{cases} \varphi' = \sqrt{12 \cdot \overline{N}_c} + 25 \Rightarrow 41.19^0 \\ N' = \dfrac{13+16+16.5+12+15+16}{6} = 14.75 \\ \sigma'_{vo(-2.5)} = 18.9 \cdot 1.25 + (18.9-10) \cdot 1.25 = 39.75 \text{ KPa} \end{cases}$

οπότε από πίνακα σύμφωνα με τον De Mello είναι φ=32^o

Τελικά από τα παραπάνω **φ=33^o**

Για το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης είναι:

- Schulze & Menzenbach (1967)

$$E_s = C_1 \cdot N + C'_2 \ , \ \text{όπου: } C'_2 = C_1 \cdot C_2$$

Υπενθυμίζεται ότι N’=14.75

Από Webb $E_s = 500(N+15)$ και $E_s = 333.3(N+5)$

- Tassios – Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 \cdot N + C'_2$$
$$C'_2 = 4000 \text{ για } N>15$$
$$C'_2 = 0 \text{ για } N<15$$
$$\text{Εδώ } C_1 = 350 \text{ και } C'_2 = 0$$

- Papadopoulos – Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 + C_2 \cdot N$$
$$\text{με } C_1 = 690 \; C_2 = 2600$$

- Farrent

$$E_s = 750\left(1 - v^2\right)N$$

όπου v=0.27 (λόγος Poisson)

Τελικά προκύπτει μέσο $\mathbf{E_s=9335kN/m^2}$

Στρώμα 2: Καστανή άργιλος πολύ μαλακή έως μαλακή, μέσης πλαστικότητας, με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα.

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 5.0 – 12.0m.

Παράμετροι Αντοχής: Υπό συνθήκες αστράγγιστες (ταχεία φόρτιση) $c' \neq 0$, φ'=0

Αρχικά γίνεται εκτίμηση της μέσης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u της στρώσης βάσει των επί τόπου εργαστηριακών δοκιμών:

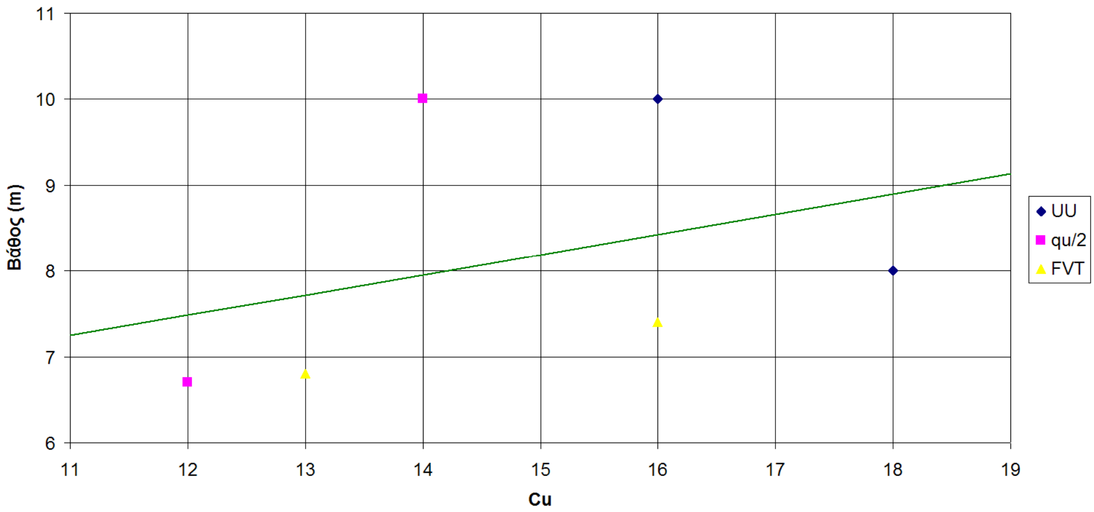
Από δοκιμές αντοχής ανεμπόδιστης θλίψης όπου $c_u = q_u/2$ προκύπτει:

	Βάθος	q_u (kPa)	c_u(kPa)
Γεώτρηση Γ1	6.00 – 7.50	24	12
	9.65 – 10.50	28	14
Γεώτρηση Γ2	7.80 – 8.20	20	10
	10.20 – 11.20	30	15

Από την Γ1 στα 6.80m βάθος έχουμε από δοκιμή FVT c_u=13.0kPa. Στα 6.70m έχω c_u=12.0kPa και στα 10.00m βάθος c_u=14.0kPa.

Από την Γ2 στα 7.40m βάθος έχουμε από δοκιμή FVT c_u=16.0kPa. Στα 8.00m έχω c_u=18.0kPa και στα 10.00m βάθος c_u=16.0kPa.

Βάθος	Τιμή c_u (kPa)	Σύμβολο
6.80	13	FVT
6.70	12	$q_u/2$
10.00	14	$q_u/2$
7.40	16	FVT
8.00	18	UU
10.00	16	UU



Μέσω της μεθόδου ελαχίστων τετραγώνων προκύπτει ότι:

$$c_u = 0.24\text{kPa/m} \cdot z + 4.6\text{kPa}$$

Οπότε στα 8.5m είναι $c_u = 15.0\text{kPa}$ και

$$\sigma'_{vo(-8.5)} = 18.9 \cdot 1.25 + (18.9 - 10) \cdot 3.75 + (18.5 - 10) \cdot 3.5 = 91.75\text{kPa}$$

<u>Εκτίμηση της φορτικής ιστορίας Αργίλου</u>

Διερεύνηση με βάση τις τιμές του λόγου c_u / σ'_{vo}

Χαρακτηριστικές τιμές του λόγου c_u / σ'_{vo} αποφόρτιστων αργίλων συναρτήσει των φυσικών τους χαρακτηριστικών είναι :

- Skempton : $\dfrac{c_u}{\sigma'_{vo}} = 0.11 + 0.0037 \cdot PI = 0.16$
- Bjerrum – Simons : $\dfrac{c_u}{\sigma'_{vo}} = 0.045\sqrt{PI} = 0.15$
- Karisson – Vieberg : $\dfrac{c_u}{\sigma'_{vo}} = 0.005 \cdot LL = 0.14$
- $\dfrac{c_u}{\sigma'_{vo}} = \dfrac{0.15}{91.75} = 0.15$
- Μέση εκτιμώμενη τιμή : $\dfrac{c_u}{\sigma'_{vo}} = 0.15$

Τέλος, από δοκιμή συμπιεσομέτρου στην $Γ_2$ προκύπτουν ως αντιπροσωπευτικές οι παρακάτω τιμές παραμέτρων συμπιεστότητας: C_c=0.235, C_r=0.04, $C_v=7x10^{-4}cm^2/sec=2.18m^2$/έτος

<u>**Στρώμα 3** Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 10.00 μέτρα.</u>

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 12.00 – 22.00m.
Παράμετροι Αντοχής : $c' = 0,\ φ' \neq 0$

	Βάθος	N’	σ'vo	C_N	$N_C=C_N*N'$
Γεώτρηση Γ1	14.70	22.5	148.5	0.800	18.000
	15.60	26.5	157.5	0.750	19.870
	17.30	27.5	174.5	0.700	19.250
	19.30	28.5	194.5	0.650	18.525
	20.75	30.0	209.0	0.625	18.750
Γεώτρηση Γ2	13.30	25.0	134.5	0.850	21.250
	14.70	23.5	148.5	0.750	17.625
	16.30	24.5	164.5	0.725	17.760
	18.30	24.5	184.5	0.700	17.150
	20.10	26.5	202.5	0.610	16.160
	21.80	25.5	219.5	0.600	15.000

Έγινε διόρθωση λόγω στάθμης υπογείου ορίζοντα σε όλες τις τιμές αφού πρόκειται για Ιλυώδη Άμμο σε κάθε περίπτωση N>15 σύμφωνα με την σχέση N’=15+0.5(N-15).

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα με τη σχέση $N_C = C_N \cdot N'$ (C_N κατά Peck – Hanson – Thornbur).

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτουν οι μέσες τιμές για κάθε βάθος:

Βάθος 12.0 – 22.0 μέτρα

$$\overline{N_C} = \frac{\sum N_C}{11} =$$

$$= \frac{18+19.875+19.25+18.525+18.75+21.25+17.625.+17.76+17.15+16.16+15}{11} \Rightarrow$$

$\Rightarrow \overline{N_C} \cong 18.12.$ Είναι τώρα:

- Peck – Hanson – Thornburn :

$$\varnothing = 27.1 + 0.3 \cdot \overline{N_c^2} - 0.00054 \cdot \overline{N_c^2} \Rightarrow \varnothing = 32.36^o$$

όπου $\overline{N_C} = 18.12$

- OSAKI: $\varphi' = \sqrt{20 \cdot \overline{N_c}} + 15 \Rightarrow \varphi' = 34.04^o$

- DUNHAM: $\varphi' = \sqrt{20 \cdot \overline{N_c}} + 25 \Rightarrow \varphi' = 39.75^o$

$$N' = \frac{22.5+26.5+27.5+28.5+30+25+23.5+24.5+24.5+26.5+25}{11} = 25.82$$

$$\sigma'_{vo(-17.0)} = 121{,}5 + (20-10)\cdot 5 = 171.50 kPa$$

οπότε από πίνακα σύμφωνα με τον De Mello είναι φ=34°

Τελικά από τα παραπάνω **φ=34°**

Για το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης είναι:

- Schulze & Menzenbach (1967)

$$E_s = C_1 \cdot N + C'_2 \text{ όπου}$$
$$C'_2 = C_1 \cdot C_2$$

Υπενθυμίζεται ότι N’=25.82

Από Webb $E_s = 500(N+15)$ και $E_s = 333.3(N+5)$

- Tassios – Anagnostopoulos (1974)

$$E_s = C_1 \cdot N + C'_2$$
$$C'_2 = 4000 \text{ για } N>15$$
$$C'_2 = 0 \text{ για } N<15$$
$$\text{Εδώ } C_1 = 450 \text{ και } C'_2 = 4000$$

- Papadopoulos – Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 + C_2 \cdot N$$
$$\text{με } C_1 = 800 \quad C_2 = 7500$$

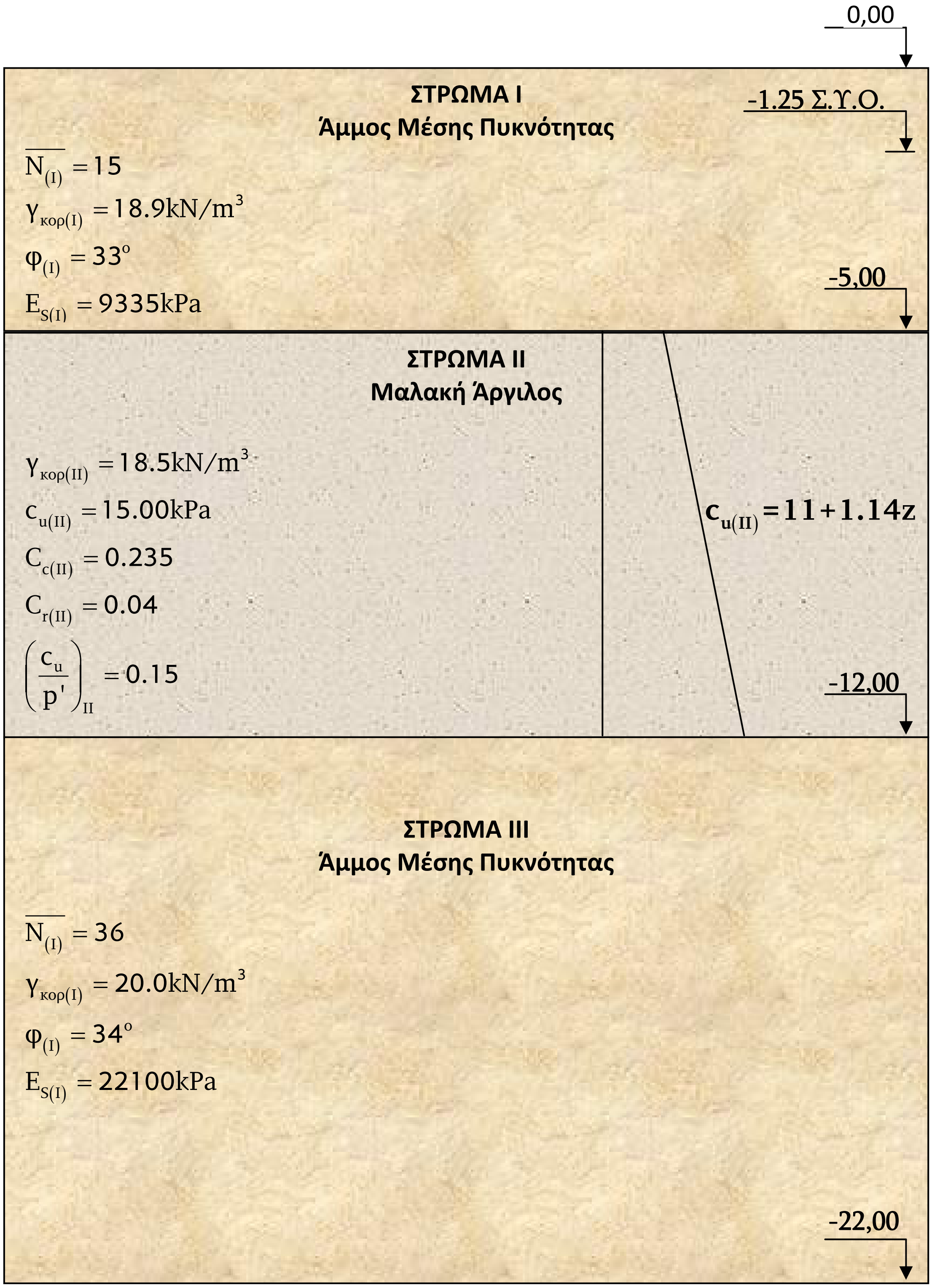
- Farrent

$$E_s = 750(1-v^2)N$$

όπου ν=0.35 (λόγος Poisson)

Τελικά προκύπτει μέσο **E_s=22,100kN/m²**

Με βάση τα παραπάνω η τελική υπολογιστική στρωματογραφία εμφανίζεται στο παρακάτω σχήμα.



ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΓΕΝΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

5.1 Έλεγχος θραύσης εδάφους (φέρουσας ικανότητας)

5.1.1 Κατανομή πιέσεων επαφής

Για την εκτίμηση των πιέσεων επαφής, αρχικά προσδιορίζεται η απόσταση ξ του σημείου εφαρμογής της ισοδύναμης συνισταμένης από το άκρο O της βάσεως από τη σχέση:

$$\xi = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{\Sigma M_{ευστ} - \Sigma M_{ανατρ}}{\Sigma G_i + \Sigma P_{ανι}}$$

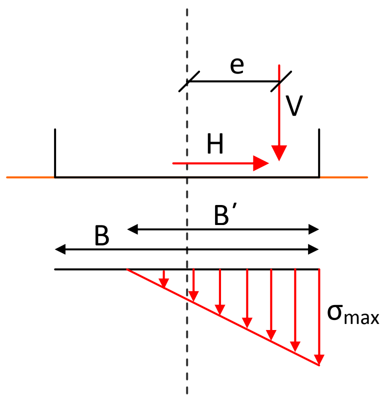
Στη συνέχεια υπολογίζεται η εκκεντρότητα e, από τη σχέση:

$$e = \frac{B}{2} - \xi$$

Διακρίνουμε τις εξής περιπτώσεις:

1. $\frac{B}{6} \leq e \leq \frac{B}{2}$

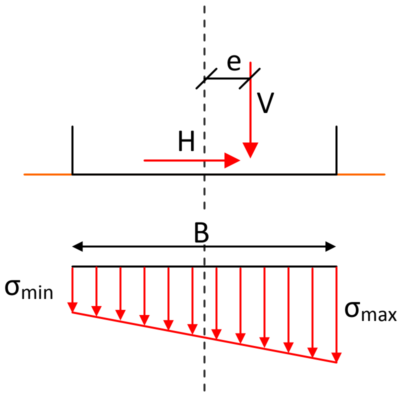
Η συνιστάμενη βρίσκεται εκτός του κεντρικού τρίτου της βάσης της θεμελίωσης και γίνεται παραδοχή αδρανούς περιοχής πλάτους (B-3ξ). Η κατανομή πιέσεων επαφής είναι τριγωνική, όπως φαίνεται στο Σχ. 5.1.



Σχήμα 5.1
Κατανομή πιέσεων επαφής

2. $0 \le e \le \frac{B}{6}$

Η συνιστάμενη βρίσκεται ενός του κεντρικού τρίτου της βάσης της θεμελίωσης και οι θλιπτικές ακραίες τάσεις είναι ομόσημες. Η κατανομή πιέσεων επαφής είναι τραπεζοειδής, όπως φαίνεται στο Σχ. 5.2.



Σχήμα 5.2
Κατανομή πιέσεων επαφής

5.1.2 Αναλυτικός έλεγχος της φέρουσας ικανότητας για μονόστρωτο σύστημα

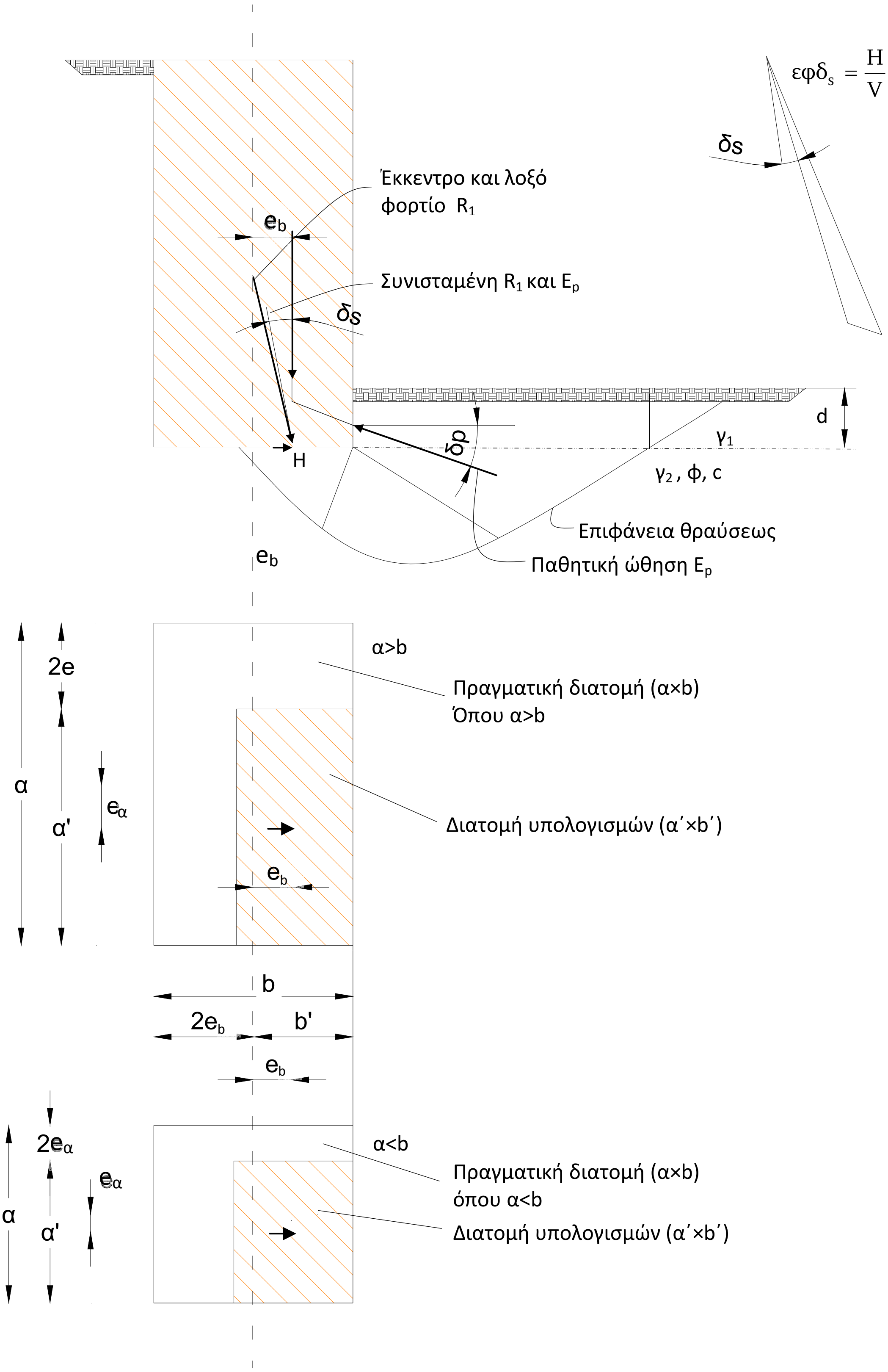
Ο γενικός τύπος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας αβαθούς, έκκεντρης και λοξής φόρτισης κατά DIN 4017, είναι:

$$q_u = c \cdot s_c \cdot b_c \cdot i_c \cdot N_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot s_q \cdot b_q \cdot i_q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot s_\gamma \cdot b_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma$$

Στο Σχ. 4.3 φαίνεται η κατά προσέγγιση επιφάνεια ολισθήσεως, καθώς και όλα τα μεγέθη τα οποία υπεισέρχονται.

Οι βασικές παραδοχές και οι επεξηγήσεις των συμβολισμών, αναλύονται παρακάτω:

- Θεμέλιο: Ορθογωνικό BxL, όπου B<L
- Έδαφος: Ομοιογενές
- Φόρτιση: Κεντρική λοξή κατά τη διεύθυνση της πλευρά B. Για έκκεντρη λοξή φόρτιση κατά τη διεύθυνση της πλευράς L, τίθεται στον τρίτο όρο L’, ενώ για διπλή εκκεντρότητα απαιτούνται δύο έλεγχοι τόσο κατά τη διεύθυνση Ω όσο και κατά τη διεύθυνση L’.
- N_c, N_q, N_γ: Συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία εσωτερικής τριβής του κάτω μέρους της επιφάνειας έδρασης του εδάφους. Προκύπτουν από τους παρακάτω αναλυτικούς τύπους ή πίνακες:



Σχήμα 5.3 Κατά προσέγγιση επιφάνεια ολισθήσεως

Πίνακας 5.1

$$N_q = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\exp(\pi\tan\varphi)$$

$$N_c = \left(N_q - 1\right)\frac{1}{\tan\varphi}$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q - 1\right)\tan\varphi$$

φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.142	1.000	0.000
1	5.379	1.094	0.003
2	5.632	1.197	0.014
3	5.900	1.309	0.032
4	6.185	1.433	0.060
5	6.489	1.568	0.099
6	6.813	1.716	0.151
7	7.158	1.879	0.216
8	7.527	2.058	0.297
9	7.922	2.255	0.397
10	8.345	2.471	0.519
11	8.798	2.710	0.665
12	9.285	2.974	0.839
13	9.807	3.264	1.045
14	10.370	3.586	1.289
15	10.977	3.941	1.576
16	11.631	4.335	1.913
17	12.338	4.772	2.307
18	13.104	5.258	2.767
19	13.934	5.798	3.304
20	14.835	6.399	3.930

φ	N_c	N_q	N_γ
20	14.835	6.399	3.930
21	15.815	7.071	4.661
22	16.833	7.821	5.512
23	18.049	8.661	6.504
24	19.324	9.603	7.661
25	20.721	10.662	9.011
26	22.254	11.854	10.558
27	23.942	13.199	12.432
28	25.803	14.720	14.590
29	27.860	16.443	17.121
30	30.140	18.401	20.093
31	32.671	20.631	23.591
32	35.490	23.177	27.715
33	38.638	26.092	32.590
34	42.164	29.440	38.366
35	46.124	33.296	45.228
36	50.586	37.753	53.404
37	55.630	42.920	63.178
38	61.352	48.933	74.899
39	67.867	55.957	89.007
40	75.313	64.195	106.054

- γ1: Φαινόμενο βάρος του εδάφους άνω της επιφάνειας εδράσεως.
- γ2: Φαινόμενο βάρος του εδάφους κάτω από την επιφάνειας εδράσεως που αντιστοιχεί σε ενεργές τάσεις.
- c: Συνοχή του κάτω μέρους της επιφάνειας του εδάφους.
- D: Βάθος θεμελίωσης.
- B’: Μειωμένο πλάτος θεμελίωσης κατά τη διεύθυνση της εκκεντρότητας B, σύμφωνα με τη σχέση:

$$B' = B - 2\cdot e_B \text{, όπου: } e_B = \frac{\Sigma M_B}{\Sigma V}.$$

- Για την εκκεντρότητα κατά τη διεύθυνση της L, ισχύει αντίστοιχα:

$$L' = L - 2\cdot e_L \text{, όπου } e_L = \frac{\Sigma M_L}{\Sigma V}$$

- Sc, Sq, Sγ: Συντελεστές σχήματος πέδιλου (κατά Vesic, 1975) που δίνονται από τις σχέσεις:

$$S_c = \frac{S_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}, \text{για } \varphi = 0\text{: } S_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$S_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin\varphi$$

όπου B'<L'

- bc, bq, bγ: Συντελεστές λοξότητας βάσης πέδιλου (κατά Vesic, 1975) που δίνονται από τις σχέσεις:

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan\varphi}, \text{ για } \varphi = 0\text{: } b_c = 1 - \frac{2 \cdot a}{(\pi + 2)}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - a \cdot \tan\varphi)^2$$

- i_c, i_q, i_γ: Συντελεστές απόκλισης του φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ) κατά DIN 4017, που δίνονται από τις σχέσεις:

$$i_q = \left[1 - 0.7 \cdot \frac{\tan\theta}{1 + \frac{B' \cdot L' \cdot c}{V_u \cdot \tan\varphi}}\right]^3$$

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_q - 1)}$$

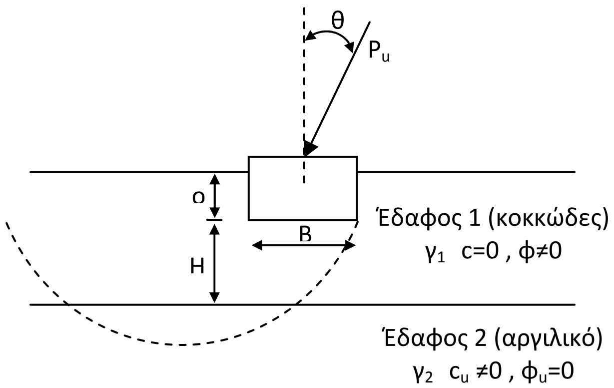
$$i_\gamma = \left[1 - \frac{\tan\theta}{1 + \frac{B' \cdot L' \cdot c}{V_u \cdot \tan\varphi}}\right]^3$$

$$\text{Για } \varphi = 0\text{: } i_\gamma = i_q = 1 \text{ και } i_c = 1 - \frac{2 \cdot V_u \cdot \tan\theta}{(\pi + 2) \cdot c \cdot B' \cdot L'}$$

5.1.3 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας σε δίστρωτο σύστημα για λοξή έκκεντρη φόρτιση κατά Meyerhof-Hanna

Η περίπτωση αφορά την έδραση του θεμελίου στη λύση της προφόρτισης για τη βελτίωση της αργιλικής στρώσης μέσω αύξησης της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u.

Στο μηχανισμό θραύσης εμπλέκεται η βελτιωμένη άργιλος για την οποία εκτιμάται μία μέση τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u σε όλο το πάχος του αργιλικού στρώματος. Ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας γίνεται κατά Meyerhof-Hanna (Σχ. 5.4), με βάση τη σχέση:



Σχήμα 5.4 : Έλεγχος φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof-Hanna

$$P_u = \min\left\{P_{u1},\ P_{u2} + \gamma_1 \cdot H \cdot \left[\left(1 + 2 \cdot D \cdot \frac{\cos\theta}{H}\right) \cdot \frac{H}{B'} \cdot K_i \cdot i_s \cdot \tan\varphi - 1\right]\right\}$$

όπου :

$B' = B - 2 \cdot e_k$

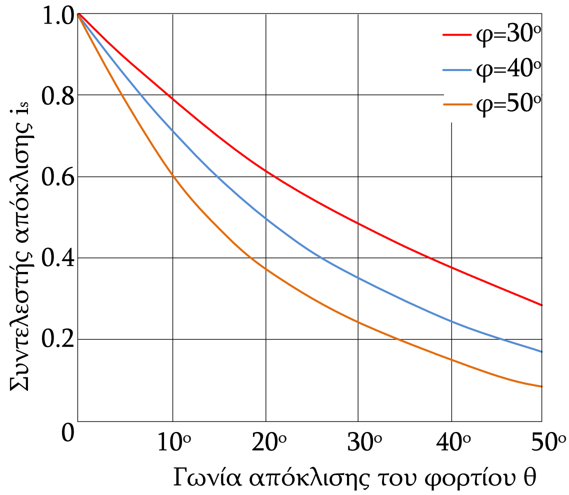
P_{u1} : η φέρουσα ικανότητα κατά DIN 4017 για έδραση του θεμελίου στην υπερκείμενη μη συνεκτική στρώση (θεωρούμενη μεγάλου πάχους)

P_{u2} : η φέρουσα ικανότητα κατά DIN 4017 για έδραση του θεμελίου σε βάθος $(D + H)$ επί της υποκείμενης αργιλικής στρώσης:

$$P_{u2} = c \cdot s_c \cdot b_c \cdot i_c \cdot N_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot s_q \cdot b_q \cdot i_q . N_q + \frac{1}{2} \cdot s_\gamma . b_\gamma . i_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma$$

Για να προκύψει η τιμή της φέρουσας ικανότητας p_u στην οποία εμπλέκονται και τα δύο στρώματα, θα πρέπει στην τιμή p_{u2}, να προστεθεί ο όρος που αφορά τη διάτρηση της υπερκείμενης στρώσης με εξάντληση των παθητικών ωθήσεων και μετά να αφαιρεθεί η διαφορά ($\gamma_1 \times H$) κατά την οποία θα πλεόναζε η p_u, λόγω της παραδοχής της θεμελιώσεως σε βάθος (D+H), αντί του ορθού D.

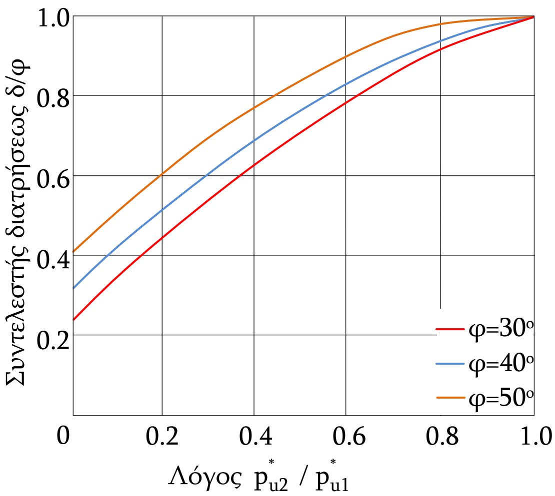
Ο συντελεστής απόκλισης i_s, προκύπτει από το παρακάτω σχήμα (Σχ. 5.5) συναρτήσει της συνισταμένης ως προς την κατακόρυφο γωνίας θ και της γωνίας εσωτερικής τριβής φ.



Σχήμα 5.5 Συντελεστής απόκλισης i_s συναρτήσει της συνισταμένης ως προς την κατακόρυφο γωνίας θ και της γωνίας εσωτερική τριβής φ.

Ο συντελεστής K_s προσδιορίζεται ως εξής:

1. Αρχικά από τον λόγο $\frac{p_{u2}}{p_{u1}}$ των τιμών φέρουσας ικανότητας του θεμελίου πλάτους B, φορτιζόμενου με ομοιόμορφη πίεση και εδραζόμενου στην επιφάνεια της αργίλου και του κοκκώδους στρώματος της άμμου και συναρτήσει της γωνίας εσωτερικής τριβής φ, βρίσκουμε το λόγο $\frac{\delta}{\varphi}$ όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχ. 5.6).



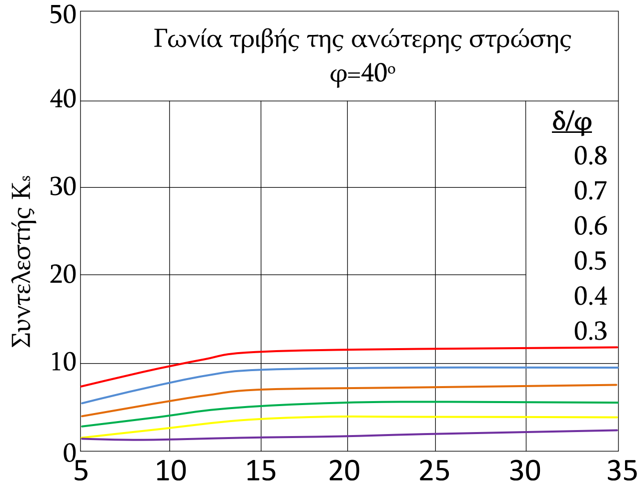
K_s = συντελεστής διατηρήσεως της ανώτερης εδαφικής στρώσης. Προκύπτει ως συνάρτηση του ακόλουθου συντελεστή (δ/φ)

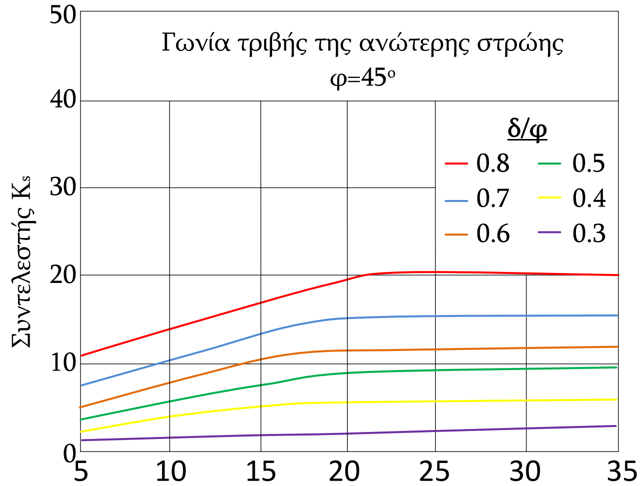
N_γ = συντελεστής φέρουσας ικανότητας του εδάφους 1

$$\frac{p^*_{u2}}{p^*_{u1}} = \frac{(\pi+2)c_u}{0.5\,\gamma_1 B N_\gamma}$$

Σχήμα 5.6 Τιμές λόγου δ/φ

2. Με γνωστή την τιμή φ, τη τιμή $\frac{\delta}{\varphi}$ καθώς και την τιμή της c_u, προσδιορίζεται ο συντελεστής K_s από τα παρακάτω διαγράμματα (Σχ. 5.7).





Σχήμα 5.7 Τιμές συντελεστή K_s

5.2 Έλεγχος γενικότερης ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης

α. Γενικά

Στην περίπτωση υλικού $c' \neq 0$, $\varphi' \neq 0$, όπου η αντοχή του εδάφους μεταβάλλεται με το βάθος ή σε περίπτωση μη ομοιογενούς εδαφικού υλικού (που αποτελείται από διάφορες στρώσεις) ή στην περίπτωση κατά την οποία εντός της μάζας του πρανούς επικρατούν μεταβλητές υδραυλικές συνθήκες (μεταβλητή πίεση πόρων u) ή τέλος και στην περίπτωση μη ομαλής γεωμετρικής διαμορφώσεως της επιφάνειας του πρανούς εφαρμόζεται αποκλειστικά η μέθοδος της διαίρεσης της ολισθαίνουσας μάζας σε λωρίδες όπως πρωτοαναπτύχθηκε από τον Petterson αλλά με παραδοχή κυκλικής επιφάνειας ολισθήσεως.

Σύμφωνα με αυτήν, η εδαφική μάζα χωρίζεται με κατακόρυφες γραμμές σε λωρίδες πλάτους φ=0.1R ή και μικρότερου αν απαιτείται μεγαλύτερη ακρίβεια. Έτσι η ευστάθεια του όλου πρανούς προκύπτει ως άθροισμα των ευσταθειών των επιμέρους λωρίδων.

Συγκεκριμένα, στη γενική περίπτωση πρανούς με υδατική ροή η τυχούσα (n-οστή) λωρίδα ισορροπεί υπό την επίδραση των ακολούθων δυνάμεων. (Σχ. 5.8).

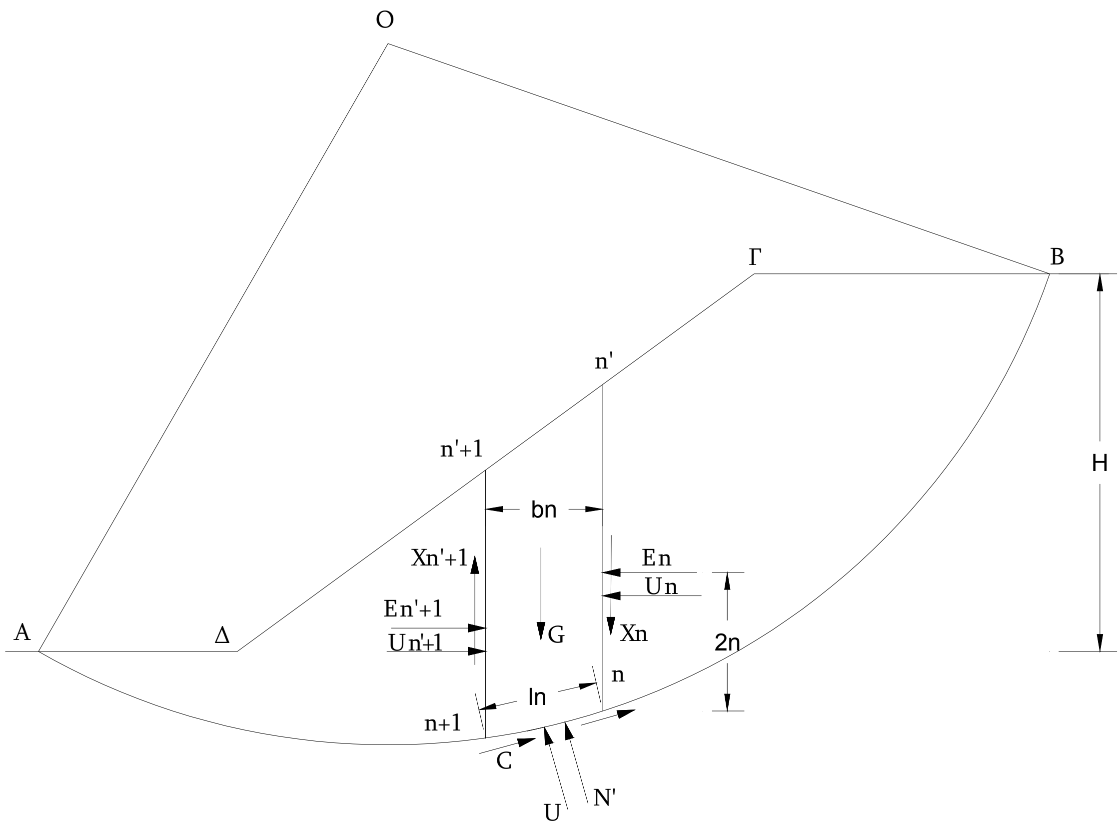
α) Του βάρους της G

β) Της ορθής δυνάμεως N' που ασκείται από την εδαφική μάζα κατά μήκος του τόξου (n, n+1)

γ) Των δυνάμεων αντοχής (C) και τριβής F που ασκούνται κατά μήκος του τόξου (n, n+1)

δ) Των οριζόντιων και κατακόρυφων δυνάμεων E_n, E_{n+1} και X_n, X_{n1} που ασκούνται από τις παρακείμενες λωρίδες.

ε) Των δυνάμεων U, U_n, U_{n+1} που οφείλονται στις πιέσεις πόρων κατά μήκος του τόξου (n, n+1) και των επιφανειών n-1 και n+1 – n'+1 αντιστοίχως.



Σχήμα 5.8

Οι δυνάμεις U, U_n και U_{n+1}, θεωρούνται γνωστές κατά μέτρο και σημείο εφαρμογής, ενώ η διεύθυνσή τους είναι βεβαίως κάθετη προς την αντίστοιχη επιφάνεια.

Τα άγνωστα μεγέθη για κάθε λωρίδα (και συνολικά για τις λωρίδες) είναι:

i. Η ορθή δύναμη N' (n δυνάμεις συνολικά).

ii. Ο συντελεστής ασφαλείας ν (ένας αριθμός) του πρανούς έναντι ολισθήσεως ο οποίος επιτρέπει τον συσχετισμό μεταξύ των ορθών και διατμητικών δυνάμεων N' και F στα τόξα.

iii. Οι ορθές δυνάμεις E_i στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων (n-1 δυνάμεις.

iv. Οι σχέσεις μεταξύ των ορθών και διατμητικών δυνάμεων E_i και X_i, στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων, ή αλλιώς οι διατμητικές δυνάμεις X_i στις διαχωριστικές επιφάνειες (n-1 δυνάμεις).

v. Η απόσταση X_i του σημείου εφαρμογής της δύναμης N' (n συνολικά αποστάσεις.

vi. Οι αποστάσεις ζ, των σημείων εφαρμογής των δυνάμεων E_i, X_i (n-1 αποστάσεις).

Συνολικός αριθμός αγνώστων:

$$A = 5n - 3 + 1 = 5n - 2$$

Έναντι του αριθμού αυτού των αγνώστων διατίθενται συνολικά E=3n εξισώσεις (οι τρεις στερεοστατικές συνθήκες ισορροπίας ΣX=0, Συ=0, ΣM=0) για κάθε λωρίδα οπότε το γενικό πρόβλημα είναι:

$$A - E = 5n - 2 - 3n = 2n - 2 \text{ φορές στατικώς αόριστο.}$$

β. Η Μέθοδος Bishop

Η μέθοδος Bishop διαφοροποιείται από την συμβατική μέθοδο ως προς τον τρόπο άρσης της στατικής αοριστίας κατά τον υπολογισμό της δυνάμεως $N_i^{'}$. Αντί να αγνοεί τελείως την επιρροή των δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων E_i, X_i, εξετάζει τη ν ισορροπία της λωρίδας κατά την κατακόρυφη οπότε εξαλείφονται οι δυνάμεις E_i και προκύπτει (Σχ. 5.9):

$$G_i + \left(X_i - X_{i+1}\right) - N_i \text{συν}\alpha_1 - S_i \cdot \text{ημ}\alpha_1 = 0 \qquad (5.1)$$

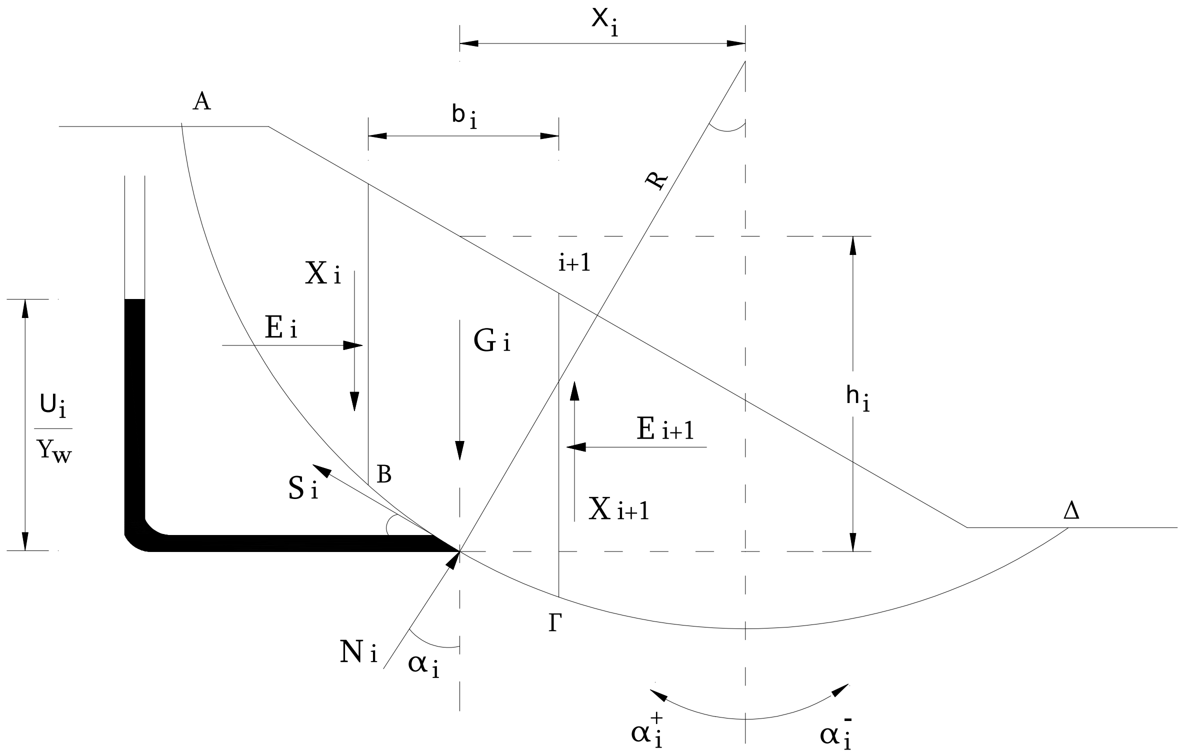
ή

$$G_i + \left(X_i - X_{i+1}\right) - N_i \text{συν}\alpha_1 - S_i \cdot \text{ημ}\alpha_1 \qquad (5.2)$$

Είναι όμως $S_i = \dfrac{\tau_i}{v} I_i \qquad (5.3)$

όπου η κατά Coulomb ανά μονάδα επιφανείας διατμητική αντοχή τ_i σε αναφορά ενεργών τάσεων είναι:

$$\tau_i = c_i^{'} + \left(\sigma_i - u_i\right) \text{εφ}\varphi_i^{'} \qquad (5.4)$$



Σχήμα 5.9 Μέθοδος Bishop

Από τις σχέσεις (5.2), (5.3) και (5.4) προκύπτει:

$$N_i συνα_i + \frac{1}{v}\cdot\left[c_i'\ I_i + \left(N_i - u_i I_i\right)εφφ_i'\right]ημα_i = G_i + \left(X_i - X_{i+1}\right) \qquad (5.5)$$

ή

$$N_i συνα_i + \frac{c_i'\ I_i ημα_i}{v} + \frac{N_i}{v}\cdot εφφ_i' \cdot ημα_i - \frac{u_i I_i}{v}\cdot εφφ_i' \cdot ημα_i = G_i + \left(X_i - X_{i+1}\right)$$

$$N_i\left(συνα_i + \frac{εφφ_i'\ ημα_i}{v}\right) = G_i + \left(X_i - X_{i+1}\right) - \frac{c_i'\ I_i ημα_i}{v} + \frac{u_i I_i εφφ_i' \cdot ημα_i}{v}$$

ή τελικώς

$$N_i = \frac{G_i + \left(X_i - X_{i+1}\right) - I_i \cdot \left[\dfrac{c_i'\ ημα_i}{v} - \dfrac{u_i εφφ_i' \cdot ημα_i}{v}\right]}{συνα_i + \dfrac{εφφ_i'\ ημα_i}{v}} \qquad (5.6)$$

Επομένως θα είναι: $N_i' = N_i - u_i I_i =$

$$= \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \left[\frac{c_i' \ \eta\mu\alpha_i}{v} - \frac{u_i \varepsilon\varphi\varphi_i' \cdot \eta\mu\alpha_i}{v}\right] - u_i \ I_i \sigma\upsilon\nu\alpha_i - \frac{u_i I_i \varepsilon\varphi\varphi_i' \cdot \eta\mu\alpha_i}{v}}{\sigma\upsilon\nu\alpha_i + \frac{\varepsilon\varphi\varphi_i' \ \eta\mu\alpha_i}{v}} \qquad (5.7)$$

ή

$$P_i' = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \left[\frac{c_i' \ \eta\mu\alpha_i}{v} + u_i \sigma\upsilon\nu\alpha_i\right]}{\sigma\upsilon\nu\alpha_i + \frac{\varepsilon\varphi\varphi_i' \ \eta\mu\alpha_i}{v}} \qquad (5.8)$$

Ισχύει και για την περίπτωση αυτή ο ορισμός του συντελεστή ασφαλείας v ως λόγου ροπών ευστάθειας προς ροπές ανατροπής δηλαδή

$$\sum G_i X_i = \sum S_i R = \sum \frac{\tau_i I_i}{v} R \qquad (5.9)$$

Από την οποία βάσει και των σχέσεων (5.8), (5.9):

$$v = \frac{\sum\left[c_i' \ I_i + (P_i - u_i I_i)\varepsilon\varphi\varphi_i'\right]}{\sum G_i \eta\mu\alpha_i} = \frac{\sum\left(c_i' \ I_i + P_i' \ \varepsilon\varphi\varphi_i'\right)}{\sum G_i \eta\mu\alpha_i'} \qquad (5.10)$$

Με αντικατάσταση της τιμής P_i' από την σχέση (5.8) στην (5.10) προκύπτει:

$$v = \frac{I}{\sum G_i \eta\mu\alpha_i} \cdot \sum\left(c_i' \ I_i\right) + \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \left(\frac{c_i' \ \eta\mu\alpha_i}{v} + u_i \sigma\upsilon\nu\alpha_i\right)}{\sigma\upsilon\nu\alpha_i + (I/v)\varepsilon\varphi\varphi_i' \ \eta\mu\alpha_i} \varepsilon\varphi\varphi_i' \qquad (5.11)$$

ή με αντικατάσταση

$$I = \frac{b_i}{\sigma\upsilon\nu\alpha_i} = b_i \tau\varepsilon\mu\alpha_i \qquad (5.12)$$

Η σχέση 11 γίνεται:

$$v = \frac{I}{\sum G_i \eta\mu\alpha_i} \cdot \sum\left(c_i' \ b_i \tau\varepsilon\mu\alpha_i\right) + \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - u_i b_i - \frac{c_i' \ I_i \eta\mu\alpha_i}{v}}{\sigma\upsilon\nu\alpha_i \left(I + (I/v)\right)\varepsilon\varphi\varphi_i' \ \varepsilon\varphi\alpha_i} \varepsilon\varphi\varphi_i' \qquad (5.13)$$

ή

$$v = \frac{I}{\sum G_i ημα_i} \cdot \sum \left[c_i' \ b_i \cdot \frac{G_i + \left(X_i - X_{i+1}\right) - u_i b_i - \dfrac{c_i' \ I_i ημα_i}{v}}{I + \left(I / v\right) εφφ_i' \ εφα_i} εφφ_i' \right] + τεμα_i$$

$$v = \frac{I}{\sum G_i ημα_i} \cdot \sum \left[c_i' \ b_i + \frac{c_i' \ b_i εφφ_i' \ εφα_i}{v} + \left(G_i + X_i - X_{i+1} - u_i b_i\right) εφφ_i' - \frac{c_i' \ b_i εφφ_i' \ εφα_i}{v} \right] \cdot$$

$$\cdot \frac{τεμα_i}{I + \dfrac{I}{v} εφφ_i' \ εφα_i} \Rightarrow$$

$$v = \frac{I}{\sum G_i ημα_i} \cdot \sum \left[c_i' \ b_i + \left(G_i + X_i - X_{i+1} - u_i b_i\right) εφφ_i' \right] \cdot \frac{τεμα_i}{I + \dfrac{I}{v} εφφ_i' \ εφα_i} \qquad (5.14)$$

Η σχέση (5.14) αποτελεί την εξίσωση της ακριβούς (Rigorais) μεθόδου Bishop, επιλύεται δε με διαδοχικές προσεγγίσεις, είναι χρονοβόρος και γενικώς παρουσιάζει μόνο ερευνητικό ενδιαφέρον. Ο Bishop παρατήρησε ότι η τιμή του συντελεστή ασφαλείας ν επηρεάζεται πολύ λίγο από τις τιμές των διατμητικών δυνάμεων X_i στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων και συνέστησε να θεωρηθεί γενικών η διαφορά $X_i - X_{i+1}$ μηδενική οπότε προκύπτει η εξίσωση της απλοποιημένης (simplified ή Routine) μεθόδου Bishop:

$$v = \frac{I}{\sum G_i ημα_i} \cdot \sum \left[c_i' \ b_i + \left(G_i - u_i b_i\right) εφφ_i' \right] \cdot \frac{τεμα_i}{I + \dfrac{I}{v} εφφ_i' \ εφα_i} \qquad (5.15)$$

Επειδή ο συντελεστής ασφαλείας ν εμφανίζεται και στο δεύτερο σκέλος της εξίσωσης (5.15) υποτίθεται αρχικά μία τιμή v_1 και με επίλυσή της προκύπτει μία τιμή v_2. Εάν αυτή διαφέρει σημαντικά από την v_1 ο υπολογισμός επαναλαμβάνεται με την τιμή v_2 στο δεύτερο σκέλος οπότε προσδιορίζεται πάλι νέα τιμή v_3. Συνήθως αρκούν δύο δοκιμές διότι τα αποτελέσματα συγκλίνουν γρήγορα. Για τη διευκόλυνση των υπολογισμών προτείνεται η πινακοποίησή τους σύμφωνα με τον Πίν. 5.2.

Τέλος, για διευκόλυνση του υπολογισμού, για κάθε λωρίδα της παράστασης της στήλη 15 του Πίν. 5.2 δίδεται το Νομογράφημα του Σχ. 5.10 το οποίο η m_a παριστά την σχέση:

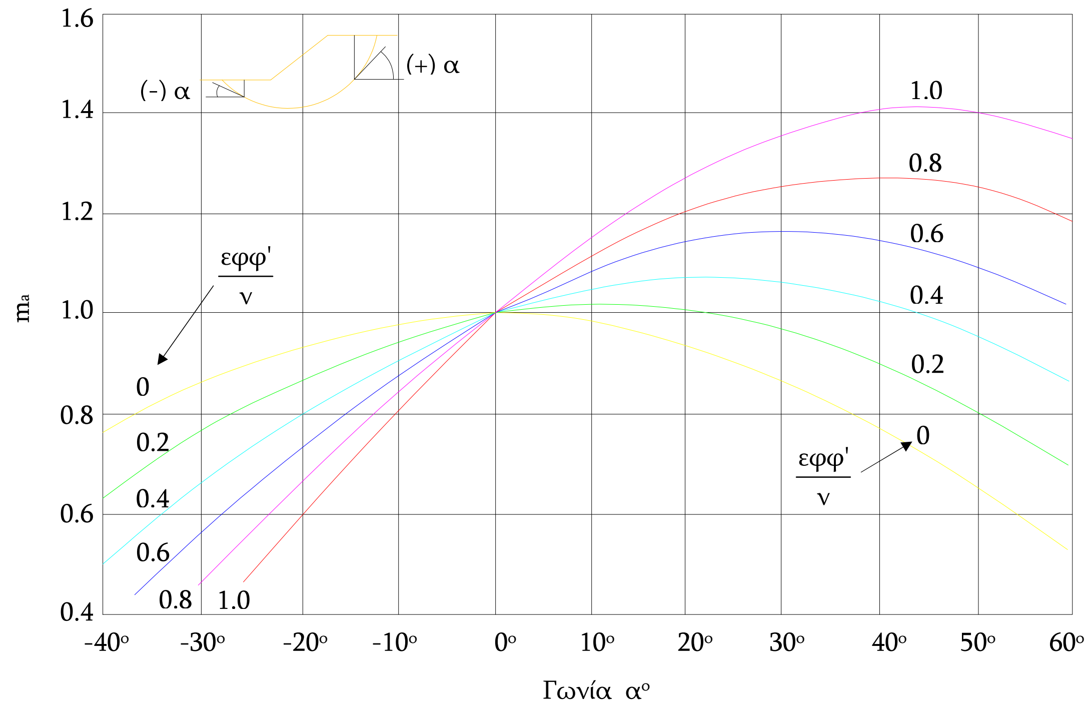
$$m_a = \text{συν}\alpha\left(1 + \frac{\text{εφ}\varphi \cdot \text{εφ}\alpha}{v}\right) \tag{5.16}$$

$$\text{Αφού τεμ}\alpha = \frac{1}{\text{συν}\alpha} \tag{5.17}$$

Η παράσταση της στήλης 6.15 ισούται προφανώς προς $\frac{1}{m_{ai}}$.

Πίνακας 5.1

Αριθμός λωρίδας i	b_i	h_i	w_i	a_i	$\etaμ\alpha_i$	$w_i \times \etaμ\alpha_i$ (7) = (4) × (6)	$c_i \times b_i$	u_i	$w_i - u_i b_i$ (10) = (4) – (2) × (9)	$(w_i - u_i b_i) \times \text{εφ}\varphi_i$	$c_i \times b_i + (w_i - u_i b_i) \times \text{εφ}\varphi_i$ (12) – (8) + (11)	τεμα_i	εφα_i	$\dfrac{\text{τεμ}\alpha}{1 + \dfrac{\text{εφ}\varphi'_i \times \text{εφ}\alpha_i}{v}}$		v (16)=(12) × (15)	
														v_1	v_2	v_1	V_2
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15α)	(15β)	(16α)	(16β)
						Σ(7)										$\dfrac{\Sigma(16\alpha)}{\Sigma(7)} - v_2$	$\dfrac{\Sigma(16\beta)}{\Sigma(7)} - v_1$



Σχήμα 5.10

Υπενθυμίζεται ότι στη σχέση που δίνει τον συντελεστή ασφαλείας της απλοποιημένης (simplified) μεθόδου Bishop:

$$F = \frac{I}{\sum W_i \sin a_i} \cdot \sum\left[c_i' \; b_i + \left(W_i - u_i b_i\right)\tan\varphi_i\right] \cdot \frac{\sec a_i}{\left(I + \tan\varphi_i' \; \tan a_i \; / \; F\right)}$$

όπου:

W_i : Τα συνολικά βάρη λωρίδων

B_i : Τα πλάτη λωρίδων

c_i, φ_i : Η συνοχή και γωνία διατμητικής αντοχής στο στρώμα εδράσεως της συγκεκριμένης λωρίδας

u_i : Η πίεση πόρων στο μέσο του τόξου έδρασης της λωρίδας

a_i : Η γωνία που σχηματίζει η χορδή του τόξου έδρασης της λωρίδας με την οριζόντια με σήμανση

Προφανώς κατά την αναζήτηση του δυσμενέστερου κύκλου (στον οποίο αντιστοιχεί ο F_{min}) με το πρόγραμμα LARIX ορίζεται ο κάνναβος των κέντρων και το βήμα αύξησης, για κάθε κέντρο, των ακτίνων των εξεταζομένων κύκλων. Τα σημεία με ίδια τιμή ελάχιστου συντελεστή F ορίζουν μία κλειστή καμπύλη και έτσι εγκλωβίζεται το κέντρο του δυσμενέστερου κύκλου και η αντίστοιχη τιμή F_{min} (βλέπε Σχ. 5.11).

Σχήμα 5.11

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

Αναλυτική εκτίμηση καθιζήσεων

Αργιλικές στρώσεις

Για την αργιλική στρώση, υπολογίζεται αρχικά η άμεση καθίζηση που οφείλεται στην επίδραση του μόνιμου φορτίου και στη συνέχεια η άμεση καθίζηση λόγω και του κινητού φορτίου αναλογικά. Επίσης, η καθίζηση λόγω στερεοποίησης, η οποία αναφέρεται μόνο στα μόνιμα φορτία, επειδή τα κινητά φορτία δεν θα προλάβουν να προκαλέσουν καθίζηση λόγω στερεοποίησης.

Η άμεση καθίζηση προκύπτει από την σχέση των Janbu, Bjerrum, Kjaernsli με συντελεστές κατά Christian και Carrier στην οποία λαμβάνονται υπόψη τα γεωμετρικά στοιχεία της φορτιζόμενης εύκαμπτης επιφάνειας καθώς και το πάχος του συμπιεστού στρώματος και είναι η εξής:

$$P_i = \mu_1 \cdot \mu_o \cdot q \cdot \frac{B}{E_u}$$

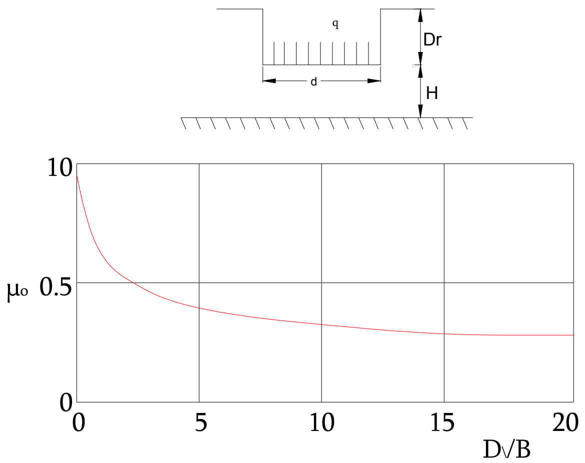
όπου:

q: Η πρόσθετη πίεση επί της φορτιζόμενης ορθογωνικής επιφάνειας

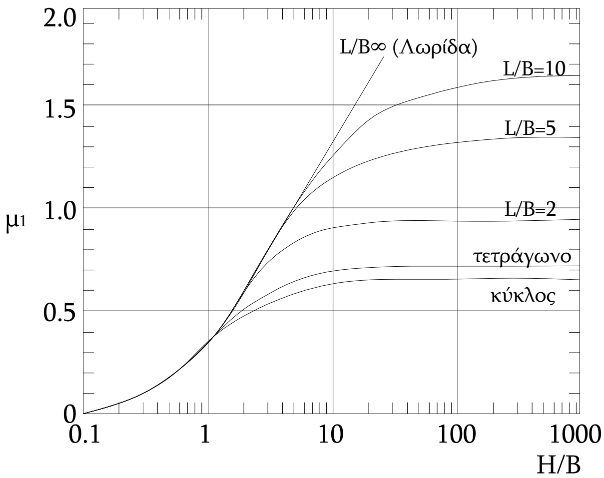
B, L: Οι διαστάσεις της επιφάνειας (B<<L)

μ_1: Συντελεστής εξαρτώμενος από το σχετικό πάχος του συμπιεστού στρώματος (Σχ. 6.1β)

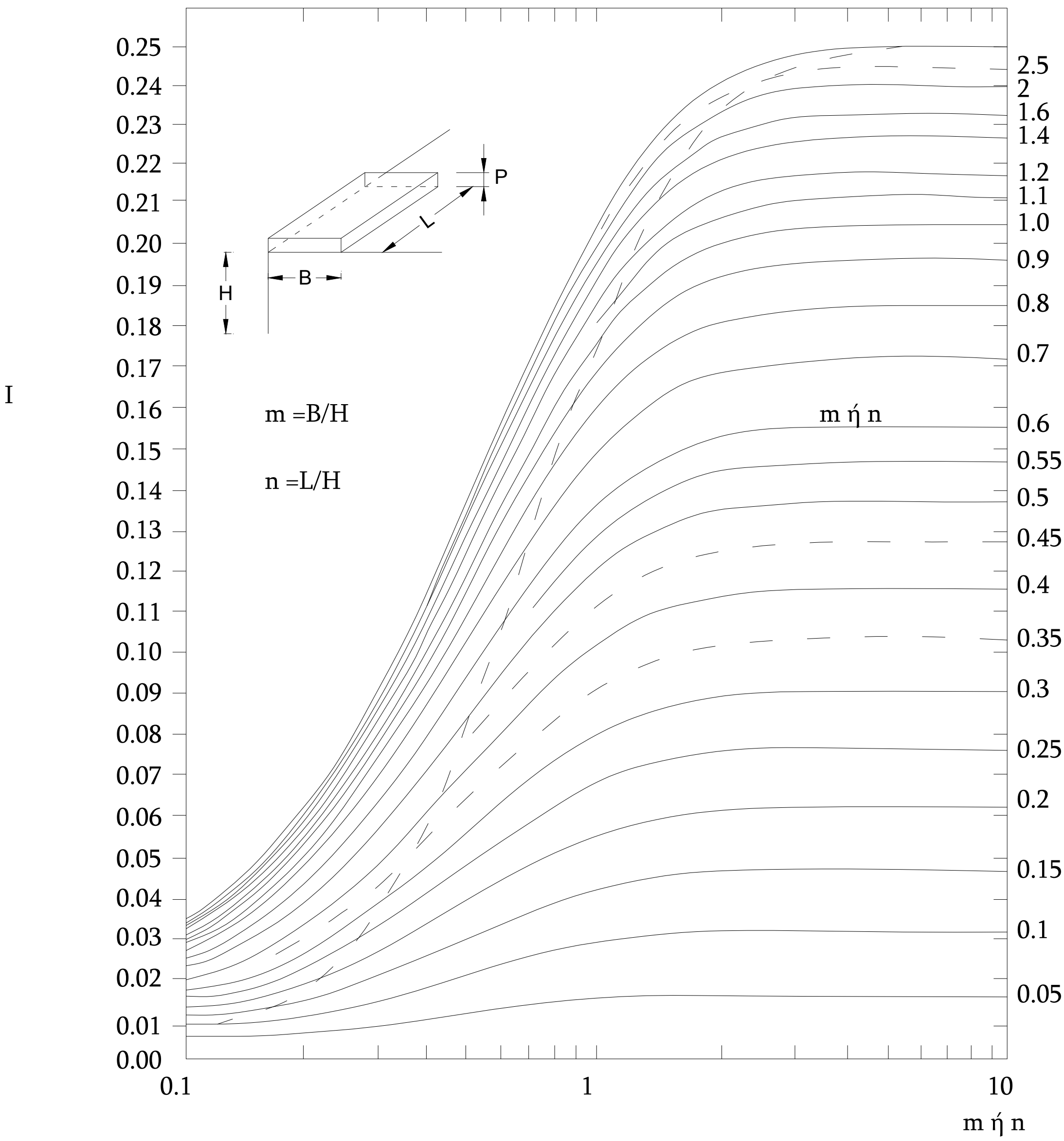
μ_o: Μειωτικός συντελεστής λόγω βαθιάς θεμελίωσης (Σχ. 6.1α)



Σχήμα 6.1α Συσχέτιση λόγου D/B-συντελεστή μο

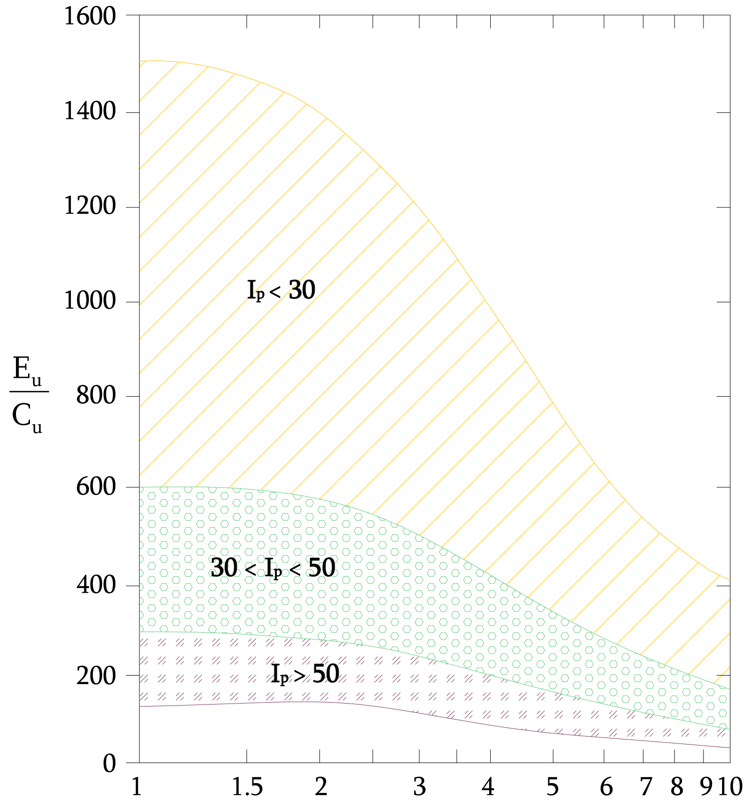


Σχήμα 6.1β Συσχέτιση λόγου H/B-συντελεστή μ1



Σχήμα 6.2

Το αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας εκτιμήθηκε τόσο από καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων τριαξονικών δοκιμών CUPP, όσο και από συσχέτιση του λόγου $\frac{E_u}{C_u}$ με το δείκτη πλαστικότητας PI και το λόγο προφορτίσεως OCR (Σχ. 6.3).



Σχήμα 6.3

Συσχέτιση του λόγου $\frac{E_u}{C_u}$ με τον δείκτη πλαστικότητας PI και το λόγο προφορτίσεως OCR (Duncan & Buchignani, 1976)

Η καθίζηση λόγω στερεοποίησης μόνο λόγω μονίμου φορτίου δίνεται για κανονικά φορτισμένες Αργίλους (σ'_{vo}, $\sigma'_{voi} + \Delta_{pi}$ στο ευθύγραμμο τμήμα) από τη σχέση:

$$S_i^{od} = \frac{C_c}{1+e_0} h_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta_{pi}}{\sigma'_{voi}} \qquad (5.18)$$

όπου:

σ'_{voi}: Η ενεργός γεωστατική τάση στο μέσο της i-στρώσεως

h_i: Το πάχος της i-στρώσεως

C_c: Δείκτης συμπιεστότητας όπως προκύπτει από δοκιμές στερεοποίησης

e_o: Αρχικός δείκτης πόρων της στρώσεως

Δ_{pi}: Πρόσθετη κατανεμημένη τάση λόγω του εξωτερικού φορτίου που είναι ένα ποσοστό της πρόσθετης τάσης q στη στάθμη θεμελίωσης. Το Δ_{pi} κάτω από γωνιακό σημείο εύκαμπτης ομοιόμοραφα φορτισμένης ορθογωνικής επιφάνειας προκύπτει από το Νομογράφημα 6.2 για ομοιόμορφη φόρτιση απειρομήκους λωριδωτής επιφάνειας, Ενώ για τραπεζοειδή φόρτιση μισού επιχώματος το $\Delta p_i = I_z x \gamma_{\varepsilon\pi} x h_{\varepsilon\pi}$ με τον συντελεστή I_z από το Νομογράφημα 6.4 συναρτήσει b/z και a/z.

Εξάλλου στις O.C. αργίλους, η καθίζηση λόγω στερεοποίησης κατά περίπτωση δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:

<u>1η Περίπτωση</u>

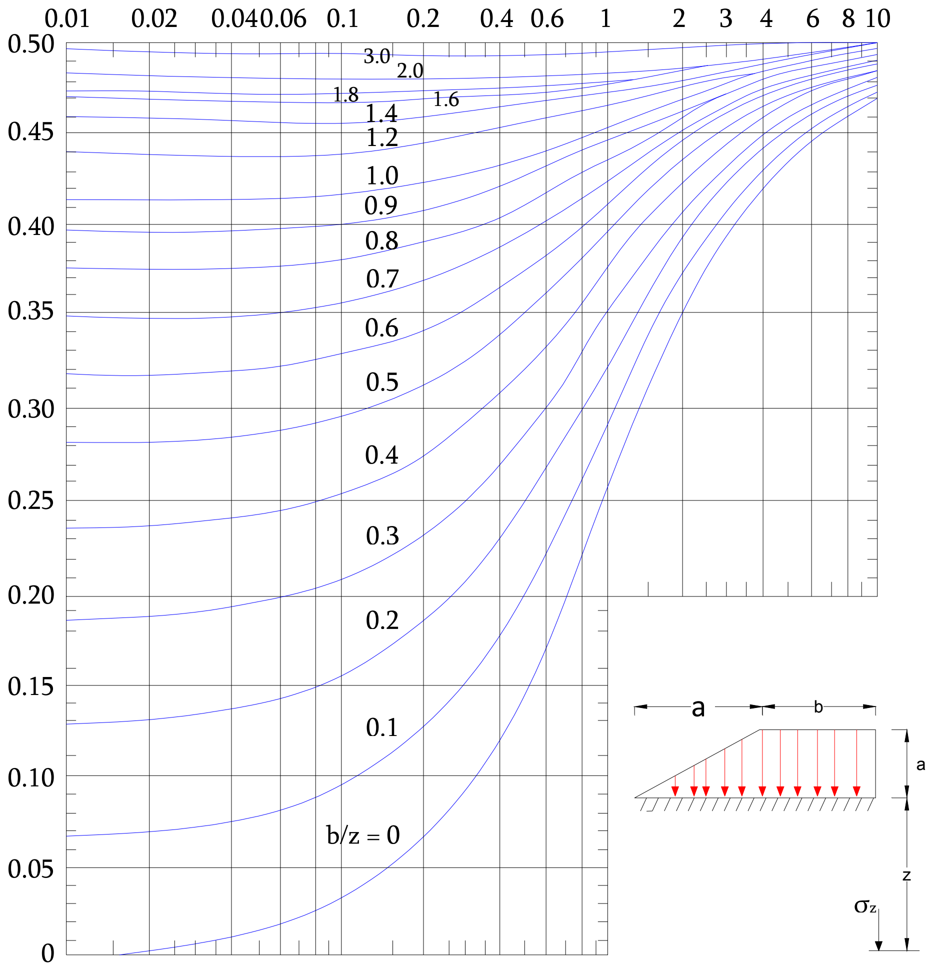
$$\sigma'_{voi} + \Delta_{pi} < \sigma'_p$$

$$S_i^{od} = \frac{C_R}{1+e_o} h_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta_{Pi}}{\sigma'_{nvoi}} \qquad (5.19)$$

όπου:

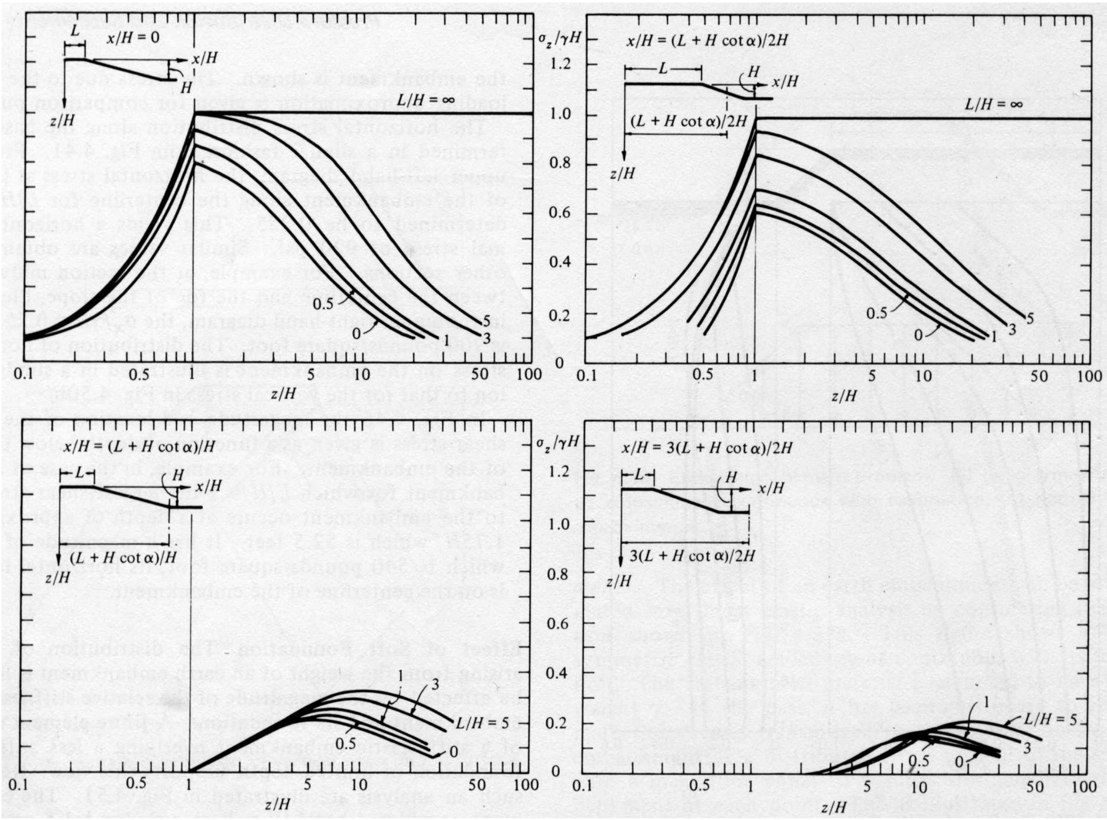
C_R: Δείκτης συμπιεστότητας σε επαναφόρτιση

σ_p: Πίεση προφορτίσεως

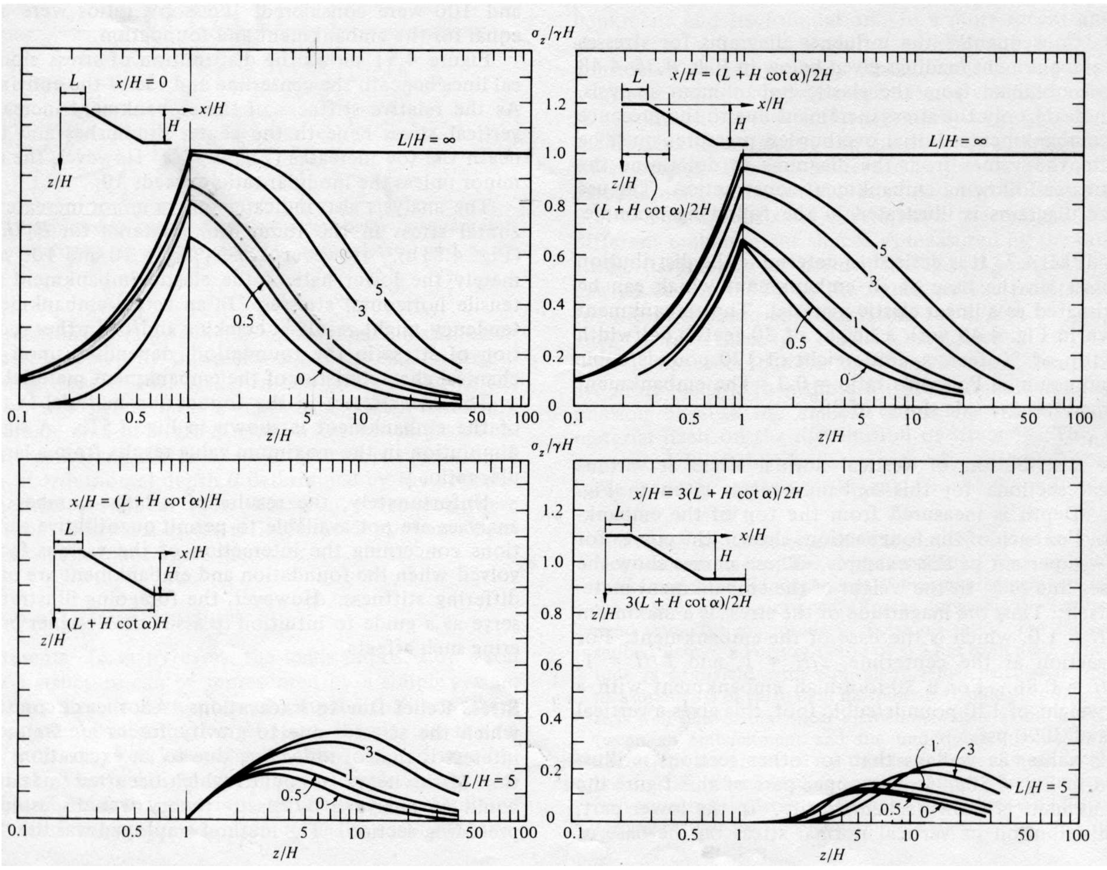


Σχήμα 6.4

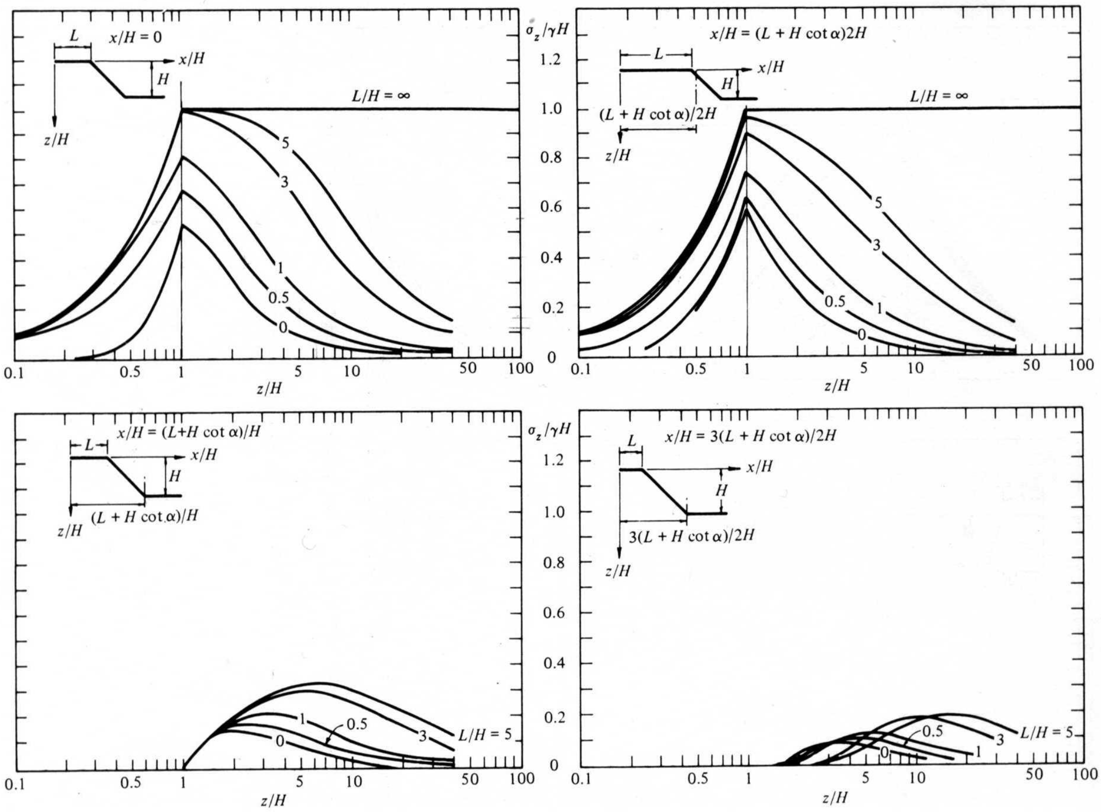
Ακριβέστερα για να ληφθεί υπόψη και η καθίζηση του ίδιου του επιχώματος προφορτίσεως αντί του παραπάνω σχήματος (Σχ. 6.4) (το οποίο προϋποθέτει στη στάθμη εδράσεως του επιχώματος $q_{επ}=\gamma_{επ}h_{επ}$) εφαρμόζονται τα παρακάτω διαγράμματα Perloff .



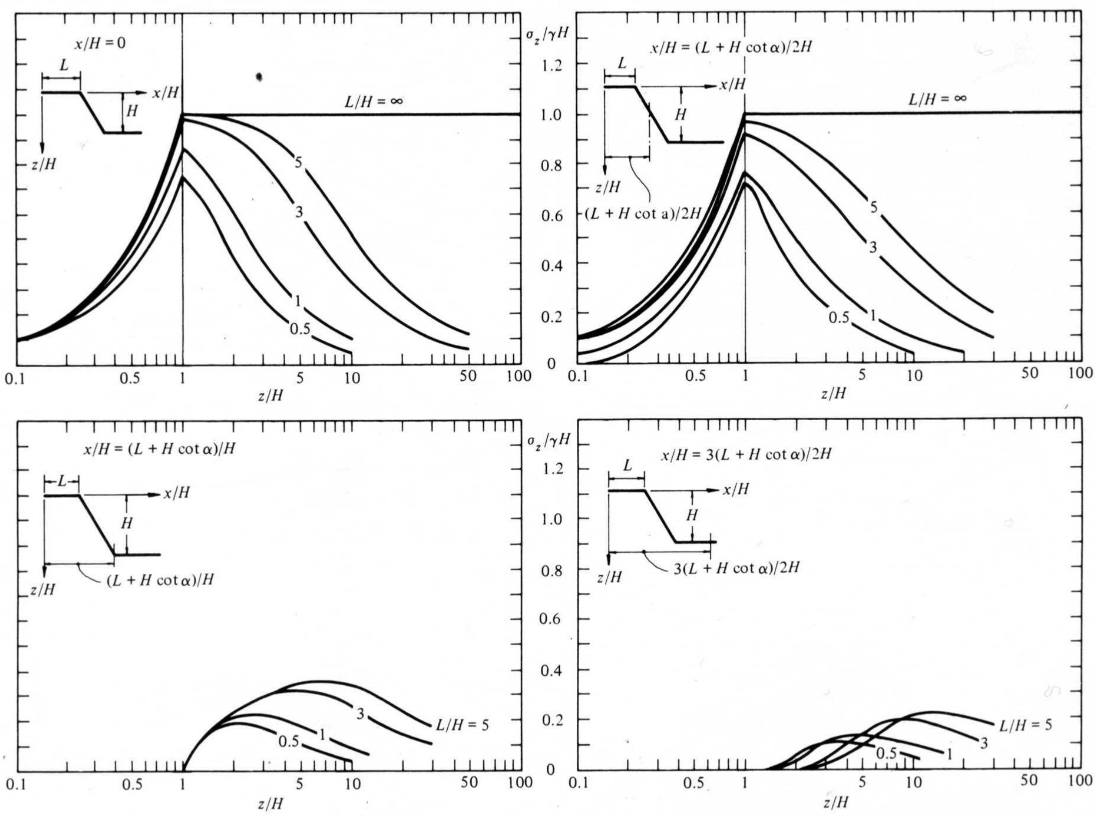
Διάγραμμα **6.1** μ=0.3 και α=15°



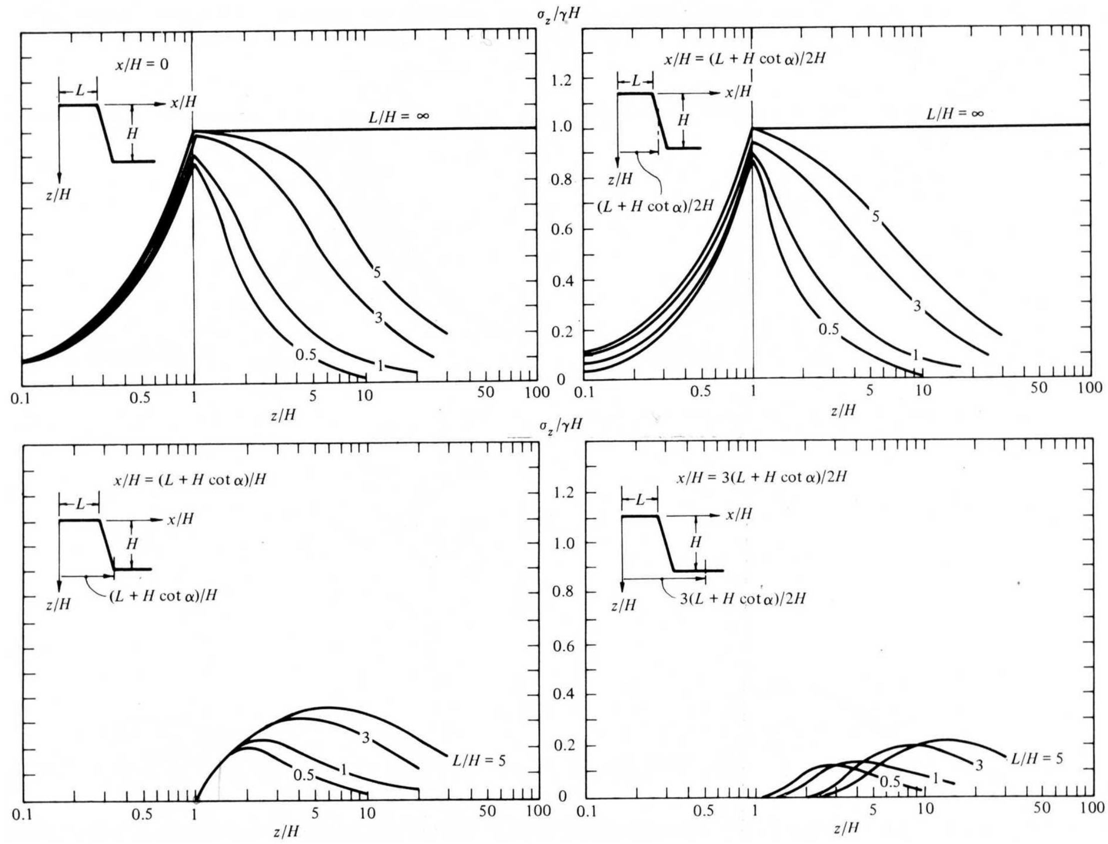
Διάγραμμα **6.2** μ=0.3 και α=30°



Διάγραμμα **6.3** μ=0.3 και α=45°



Διάγραμμα **6.4** μ=0.3 και α=60°



Διάγραμμα 6.4 μ=0.3 και α=75°

<u>2η Περίπτωση</u>

$$\sigma'_{voi} + \Delta_{pi} > \sigma'_p$$

$$S_i^{od} = \frac{C_R}{1+e_o} h_i \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{voi}} + \frac{C_c}{1+e_o} h_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta_{pi}}{\sigma'_{voi}} \qquad (5.20)$$

Τέλος, η γενική σχέση που δίνει καθίζηση λόγω στερεοποίησης από καμπύλη "log σ'-ε" είναι:

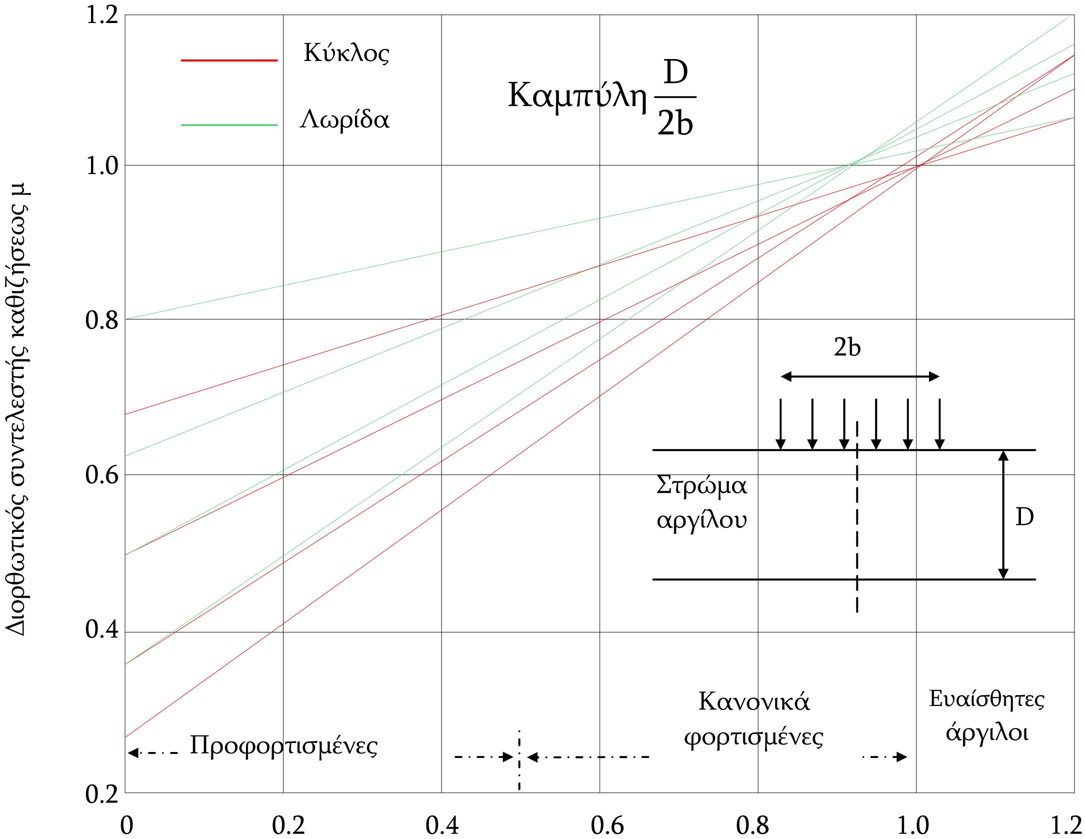
$$S_i^{od} = \Delta h_i = h_i \frac{e_o - e_{\tau\varepsilon\lambda}}{1+e_o} \qquad (5.21)$$

Η καθίζηση όμως λόγω στερεοποίησης της αργιλικής στρώσεως S_i^{od} πρέπει να διορθωθεί με τον συντελεστή μ, όπως προσδιόρισαν οι Skempton – Bjerrum, οι οποίοι συνδέουν την καθίζηση λόγω στερεοποίησης S_c υπό τις κανονικές τριαξονικές συνθήκες του προβλήματος και για μειωμένες υπερπιέσεις πόρων Δ_u, με την καθίζηση λόγω «συνθηκών» συμπιεσομέτρου S_i^{od}, δηλαδή της παραδοχής ότι στο έδαφος ισχύουν συνθήκες συμπιεσομέτρου $(\Delta_u = \Delta_{\sigma v})$.

Ισχύει λοιπόν ότι:

$$S_c = \mu \cdot S_i^{od}$$

Στο Σχ. 6.5 δίνονται τιμές τους συντελεστή μ, για την περίπτωση εδαφών με διαφορετικές τιμές της παραμέτρου Α και περιπτώσεις επιφανειών φόρτισης με μορφή κύκλου και λωρίδας.



Σχήμα 6.5 Διορθωτικός συντελεστής της καθιζήσεως από στερεοποίηση λόγω μειωμένης πιέσεως του ύδατος των πόρων κατά Skempton και Bjerrum (1957).

Επισημαίνεται ότι, όσον αφορά το λόγο D/2b, 2b είναι η διάμετρος του ισοδύναμου προς το ορθογωνικό θεμέλιο B*L κύκλου και D είναι το πάχος του αργιλικού συμπιεστού στρώματος.

Ισχύει δε ότι:

$$2b = \sqrt{(4BL/\pi)}$$

Όταν η καθίζηση προσδιορίζεται στο κέντρο του θεμελίου και το θεμέλιο είναι άκαμπτο, τότε επειδή αυτή η καθίζηση αντιστοιχεί στη max καθίζηση του εύκαμπτου θεμελίου πολλαπλασιάζεται με 3/4, ώστε να προκύψει η ενιαία καθίζηση του άκαμπτου θεμελίου.

Αντίθετα, η άμεση καθίζηση αναφέρεται σε όλο το θεμέλιο και δεν απαιτεί διόρθωση ακαμψίας.

Κοκκώδεις στρώσεις

Για τις κοκκώδεις εδαφικές στρώσεις, οι καθιζήσεις υπολογίσθηκαν αναλυτικά με εφαρμογή ελαστικών σχέσεων.

Ειδικότερα ο Steinbrenner με βάση τη θεωρία της ελαστικότητας (E, v, σταθερά), προσδιορίζει την καθίζηση υπό την γωνία A, ορθογωνικού τελείως εύκαμπτου θεμελίου, διαστάσεων L*B (όπου L>B). Σημειώνεται ότι ο Steinbrenner θεωρεί περιορισμό του συμπιεστού ημίχωρου (με αναφορά σε λόγο Z/B) και η καθίζηση στη γωνία A δίνεται συναρτήσει του λόγου Poisson κατά τη σχέση:

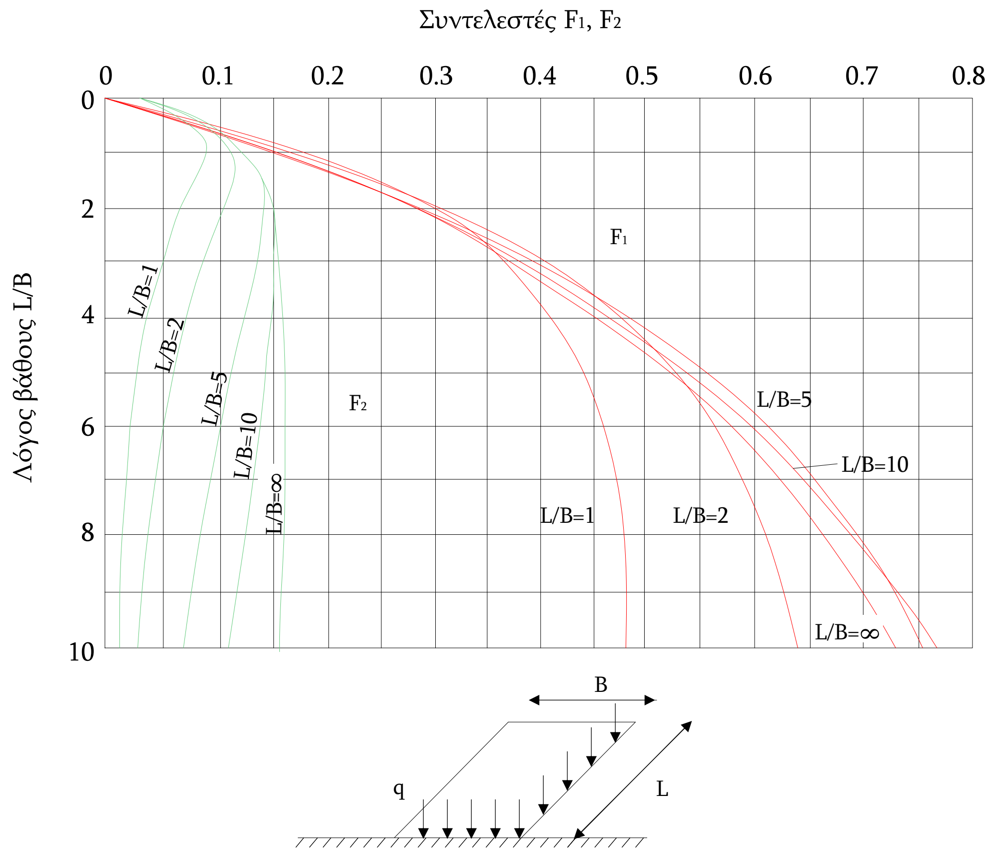
$$p = q \cdot \frac{B}{E} \cdot \left[\left(1 - v^2\right) \cdot F_1 + \left(1 - v - 2v^2\right) \cdot F_2 \right] \qquad (5.22)$$

όπου:

F_1, F_2: συντελεστές εξαρτώμενοι από το L, B, Z, παρέχονται από το Σχ. 6.6

q: ομοιόμορφη πρόσθετη φόρτιση στο θεμέλιο

E: μέτρο ελαστικότητας



Σχήμα 6.6

Εάν το σημείο για το οποίο ζητείται ο προσδιορισμός της καθίζησης είναι ένα τυχαίο σημείο εντός ή ακόμη και εκτός του ορθογωνίου, τότε ο προσδιορισμός μπορεί να γίνει ως επαλληλία των καθιζήσεων διαφόρων επιμέρους ορθογωνίων που έχουν το παραπάνω σημείο ως γωνιακό σύμφωνα με τη μεθοδολογία του Σχ. 6.8. Η μεθοδολογία αυτή είναι συμβιβαστή προς τη θεωρία της γραμμικής ελαστικότητας όπου ισχύει η αρχή της επαλληλίας.

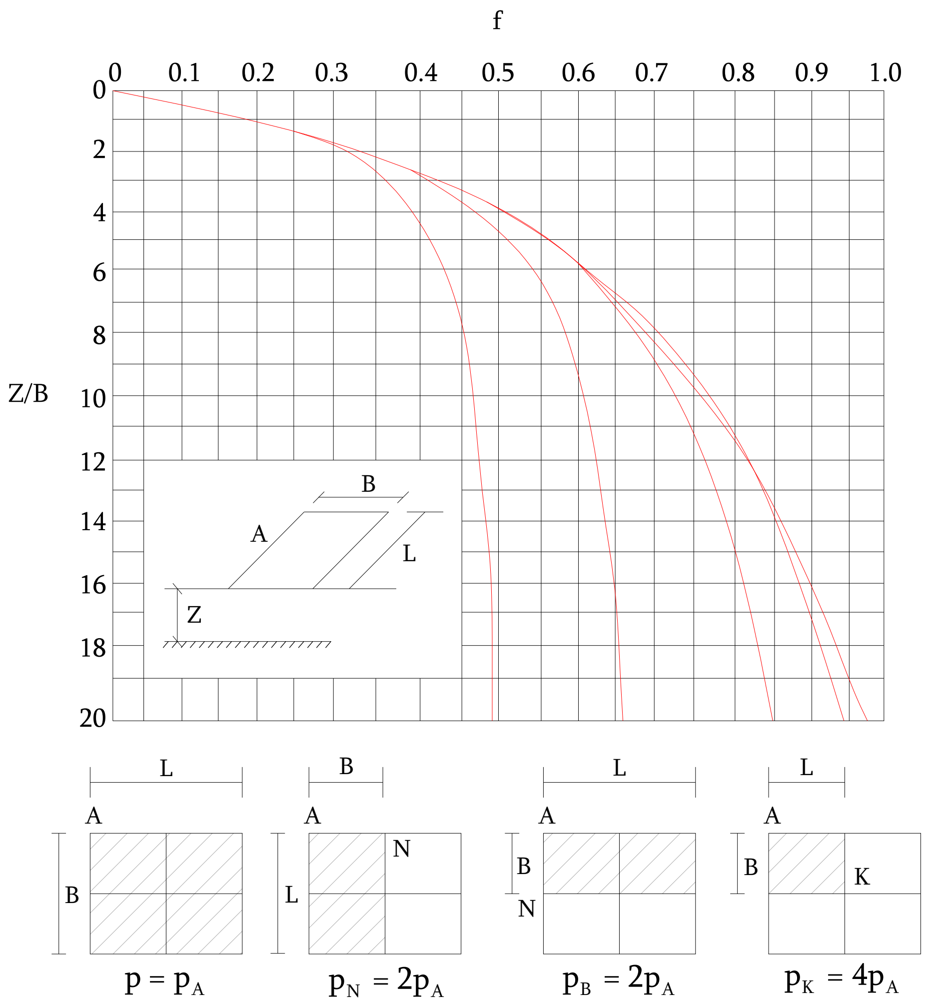
Η προηγούμενη σχέση (6.22) του Steinbrenner για την περίπτωση που ο λόγος Poisson λαμβάνει τιμή ν=0.30 απλοποιείται ως εξής:

$$p = \frac{q \cdot B}{E} f \qquad (5.23)$$

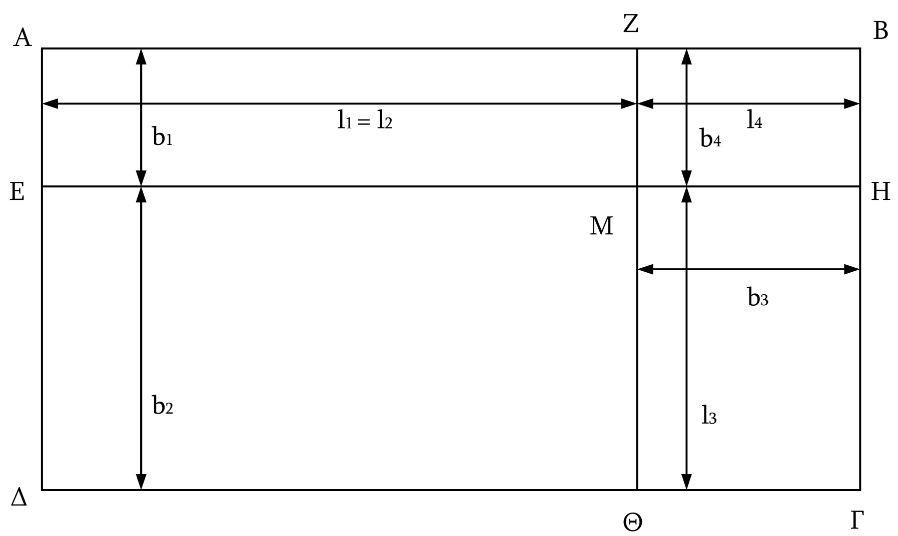
όπου:

F: συντελεστής εξαρτώμενος από τα L, B, Z (Σχ. 6.7)

$E = E_s/1.35$ (E_s = μέτρο συμπιεστότητας)



Σχήμα 6.7



Σχήμα 6.8α Επαλληλία φορτίσεων για τον προσδιορισμό της καθίζησης εσωτερικού σημείου ορθογωνίου ΑΒΓΔ κατά Steinbrenner

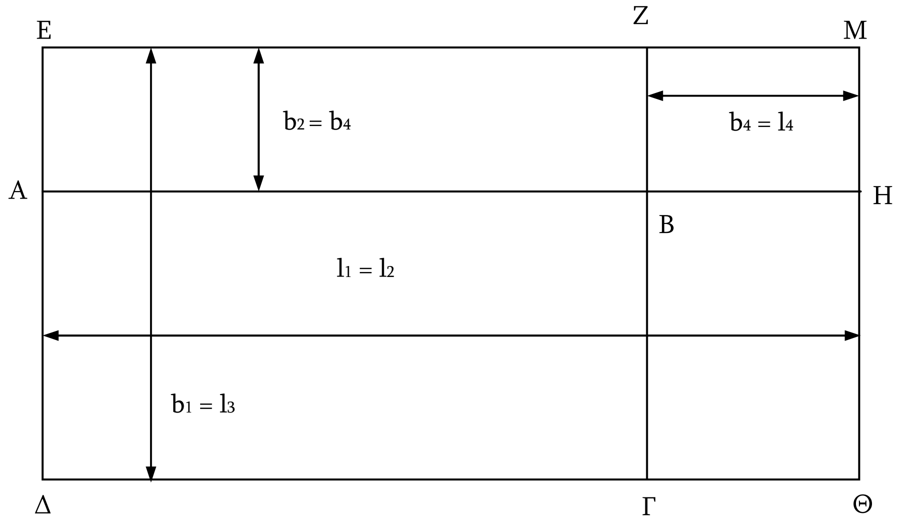
$$S_{M}^{AB\Gamma\Delta} = S_{M}^{ZAEM} + S_{M}^{E\Delta\Theta M} + S_{M}^{H\Gamma\Theta M} + S_{M}^{ZBHM} = \frac{q}{E}\left[b_1 f_1 + b_2 f_2 + b_3 f_3 + b_4 f_4\right]$$

f_1=συνάρτηση $(z/b_1,\ I_1/b_1)$

f_2=συνάρτηση $(z/b_2,\ I_2/b_2)$

f_3=συνάρτηση $(z/b_3,\ I_3/b_3)$

f_4=συνάρτηση $(z/b_4,\ I_4/b_4)$



Σχήμα 6.8β Επαλληλία φορτίσεων για τον προσδιορισμό της καθίζησης εξωτερικού σημείου ορθογωνίου ΑΒΓΔ κατά Steinbrenner

$$\begin{aligned}
S_{M}^{AB\Gamma\Delta} &= S_{M}^{E\Delta\Theta H} + S_{M}^{EAHM} + S_{M}^{B\Gamma\Theta M} = \\
&= S_{M}^{E\Delta\Theta H} + S_{M}^{EAHM} - \left(S_{M}^{Z\Gamma H\Theta} - S_{M}^{ZBHM}\right) = \\
&= S_{M}^{E\Delta\Theta M} - S_{M}^{EAHM} - \left(S_{M}^{Z\Gamma H\Theta} - S_{M}^{ZBHM}\right) = \\
&= \frac{q}{E}\left[b_1 f_1 + b_2 f_2 + b_3 f_3 + b_4 f_4\right]
\end{aligned}$$

f_1=συνάρτηση $(z/b_1,\ I_1/b_1)$

f_2=συνάρτηση $(z/b_2,\ I_2/b_2)$

f_3=συνάρτηση $(z/b_3,\ I_3/b_3)$

f_4=συνάρτηση $(z/b_4,\ I_4/b_4)$

Επομένως, για τον προσδιορισμό της καθίζησης κάτω από το κέντρο της ορθογωνικής επιφάνειας κατά Steinbrenner ισχύει:

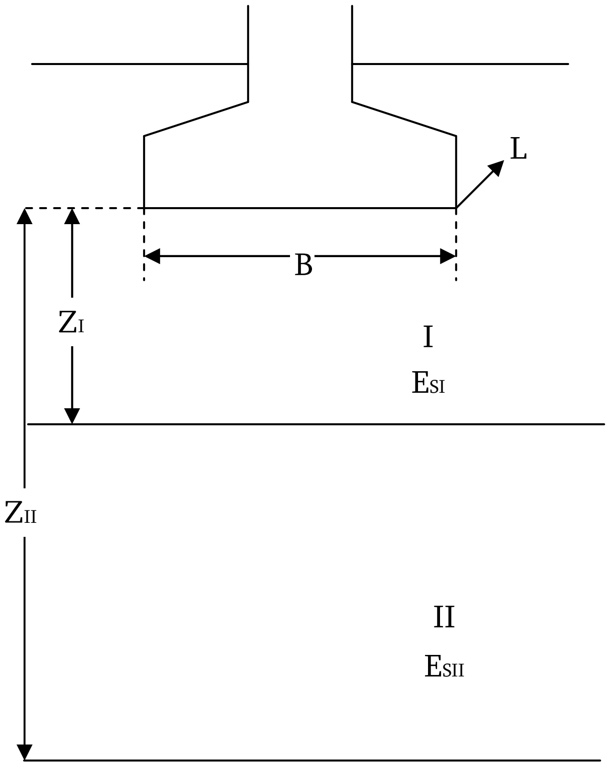
$$S_{\alpha\kappa} = \frac{3}{4} S_{\kappa}^{\varepsilon\upsilon\kappa} = \frac{3}{4} \frac{4qB/2}{E_i} f_1$$

όπου:

E_i: Το μέτρο ελαστικότητας της συγκεκριμένης κοκκώδους στρώσεως που προσδιορίζεται από τη σχέση $E_i = E_{si} / 1.35$

f_i: Ο συντελεστής βάθους στον οποίο ισχύει η αρχή της επαλληλίας

Έτσι, για δύο επάλληλες και κοκκώδεις στρώσεις ισχύει:



f_I συνάρτηση $\left(\frac{Z_I}{B/2}, \frac{L}{B} \right)$

f_{II} συνάρτηση $\left(\frac{Z_{II}}{B/2}, \frac{L}{B} \right)$

Προφανώς για τη δεύτερη στρώση θα ισχύει: $f_i = f_{II} - f_I$

Σχήμα 6.8γ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΒΑΘΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

7.1 Εκτίμηση Φ.Ι. πασσάλου υπό κατακόρυφη φόρτιση με στατικού Τύπους

Ο υπολογισμός του οριακού φορτίου (φορτίο θραύσεως) ενός μεμονωμένου κατακόρυφου πασσάλου, υπό αξονική κατακόρυφη φόρτιση, δίνεται από τη γενική σχέση:

$$Q_p = Q_b + \sum Q_{si} \qquad (7.1)$$

όπου:

Q_p : Φέρουσα ικανότητα

Q_b: Αντοχή αιχμής

$\sum Q_{si}$: Συνολική αντοχή πλευρικής τριβής

Ειδικότερα, η παραπάνω σχέση γράφεται:

$$Q_p = f_b A_b + \sum f_s A_s \qquad (7.2)$$

όπου:

f_b : Οριακή αντοχή θραύσεως της αιχμής του πασσάλου

A_b : Επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου

f_s : Οριακή τιμή πλευρικής τριβής

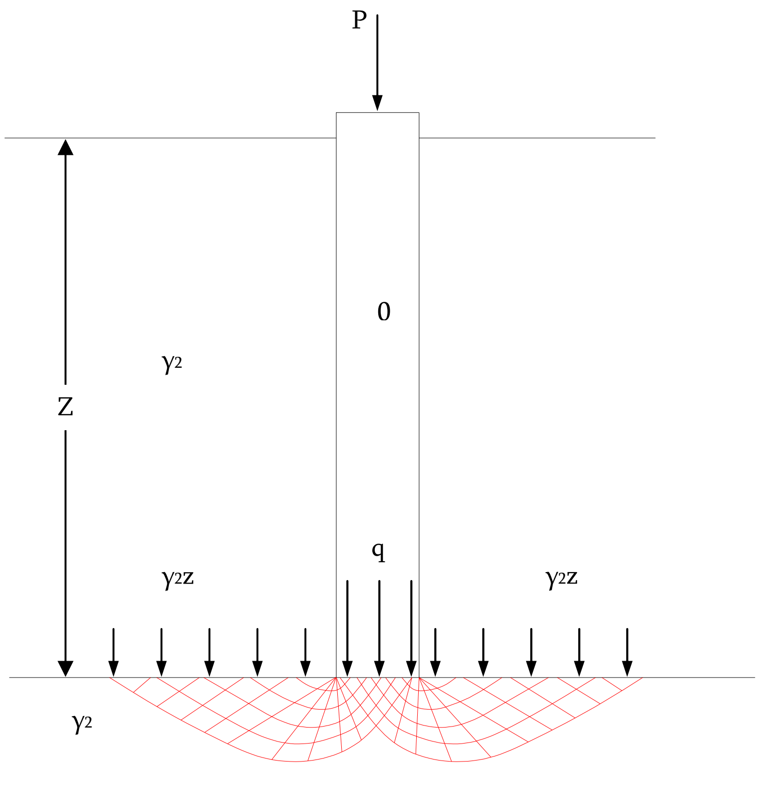
A_s : Παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου

Το φορτίο το οποίο αναλαμβάνεται από την αντοχή αιχμής του πασσάλου είναι: $Q_b = f_b A_b$, ενώ εκείνο που αναλαμβάνεται από την παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου είναι: $Q_s = \sum f_s A_s$.

Οι πλέον διαδεδομένοι μέθοδοι υπολογισμού του οριακού φορτίου πασσάλου είναι οι ακόλουθες:

1. Μέθοδοι βασιζόμενες σε μετρηθείσες ιδιότητες του εδάφους και τη βοήθεια «στατικών τύπων» φέρουσας ικανότητας.
2. Εμπειρικές μέθοδοι βασιζόμενες σε αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών (SPT, CPT, Πρεσιομετρήσεις).
3. Μέθοδοι που βασίζονται στην εξίσωση μετάδοσης κύματος κατά την κρούση για την έμπηξη πασσάλου.
4. Εκτέλεση δοκιμαστικής φόρτισης πασσάλου.

7.1.1 Αντοχή αιχμής κατά Terzaghi



Σχήμα 7.1 Μηχανισμός θραύσεως πασσάλου κατά Terzaghi

Η Φ.Ι. της αιχμής ενός πασσάλου ανά μονάδα επιφάνειας, και κατά Terzaghi:

- Για πασσάλους κυκλικής διατομής, διαμέτρου Β:

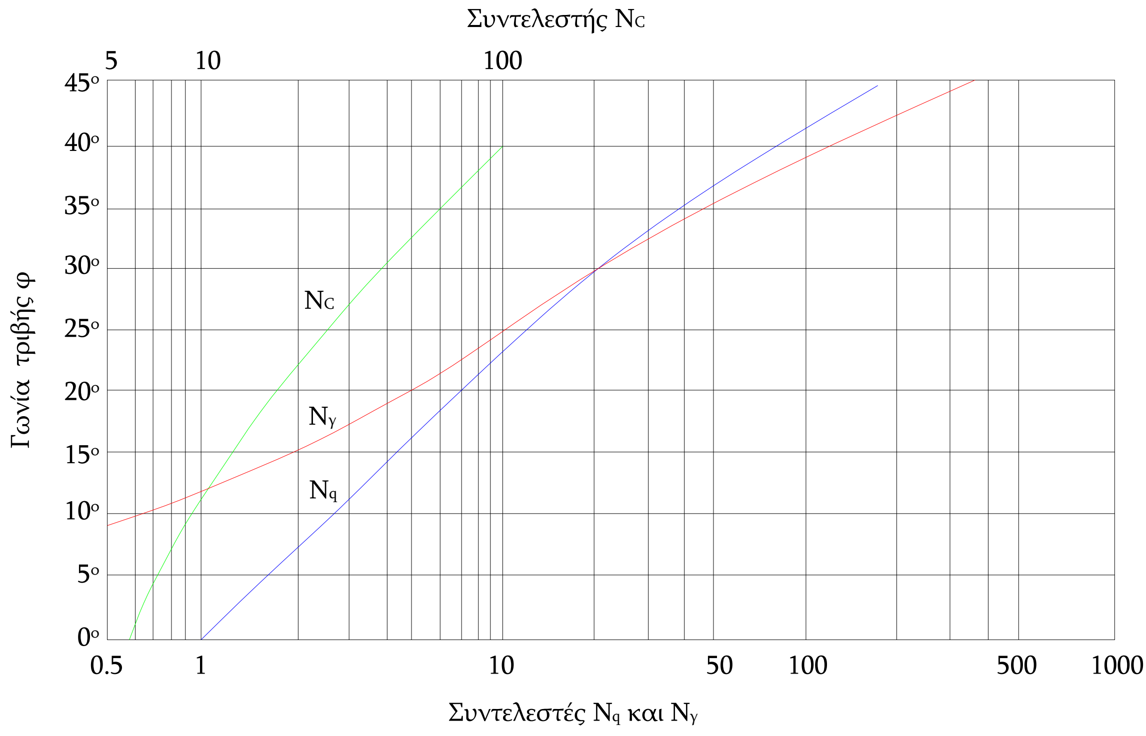
$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 z N_q + 0.3\gamma_2 B N_\gamma \tag{7.3}$$

- Για τετραγωνικής διατομής πασσάλους, πλευράς Β:

$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 z N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma \tag{7.4}$$

όπου:

N_c, N_q, N_γ: Συντελεστές Φ.Ι. (Σχ. 7.2), εξαρτώμενοι από τη γωνία τριβής του εδάφους.



Σχήμα 7.2 Συντελεστές Φ.Ι. κατά Terzaghi

Είναι προφανές ότι ο τρίτος όρος του τριωνύμου της Φ.Ι. ο όρος που αναφέρεται στο πλάτος του πασσάλου, είναι πρακτικά αμελητέος.

Κρίσιμες Παρατηρήσεις

- Ο Terzaghi για ένα έδαφος (c, φ) δίνει τιμές Φ.Ι. που βρίσκονται στην πλευρά της ασφαλείας.
- Η θεωρία του Terzaghi λόγω των πολλών αβεβαιοτήτων κατά την εφαρμογή της θεωρείται προσεγγιστική και είναι κατάλληλη για μία αρχική διαστασιολόγηση του πασσάλου.

Περίπτωση εδαφών καθαρώς συνεκτικών (φ_u=0)

Στην περίπτωση αυτή των εδαφών με $\varphi_u = 0$ ο Terzaghi δίνει τιμές συντελεστών Φ.Ι. N_u=1 και N_γ=0, N_c=5.7. Ο Skempton όπως και ο Meyerhof συνηγορούν ότι το N_c έχει στους πασσάλους την τιμή N_c=9.

Έτσι, για την περίπτωση καθαρά συνεκτικών εδαφών, η Φ.Ι. της αιχμής των πασσάλων, ανά μονάδα επιφανείας, εκτιμάται από την σχέση:

$$q_u = 9c_u + \gamma D \tag{7.5}$$

Τόσο για την περίπτωση εμπηγνυομένων, όσο και για την περίπτωση των πασσάλων δι' εκσκαφής και αφαίρεσης.

7.1.2 Αντοχή λόγω πλευρικών τριβών

Εδάφη συνεκτικά

Δύο βασικοί τρόποι ανάλυσης χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της αντοχής του πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών:

- Ανάλυση σε αναφορά ολικών τάσεων
- Ανάλυση σε αναφορά ενεργών τάσεων

Η ανάλυση με αναφορά σε ολικές τάσεις έχει εφαρμογή μόνο για την περίπτωση βραχυχρόνιας ταχείας φορτίσεως πασσάλων εντός κορεσμένου αργιλικού εδάφους και βασίζεται σε συσχετίσεις της ανά μονάδα επιφανείας πασσάλου οριακής τριβής, f_s' με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του περιβάλλοντος εδάφους c_u.

Η συσχέτιση αυτή εκφράζεται με την σχέση:

$$f_s = ac_u \tag{7.6}$$

όπου:

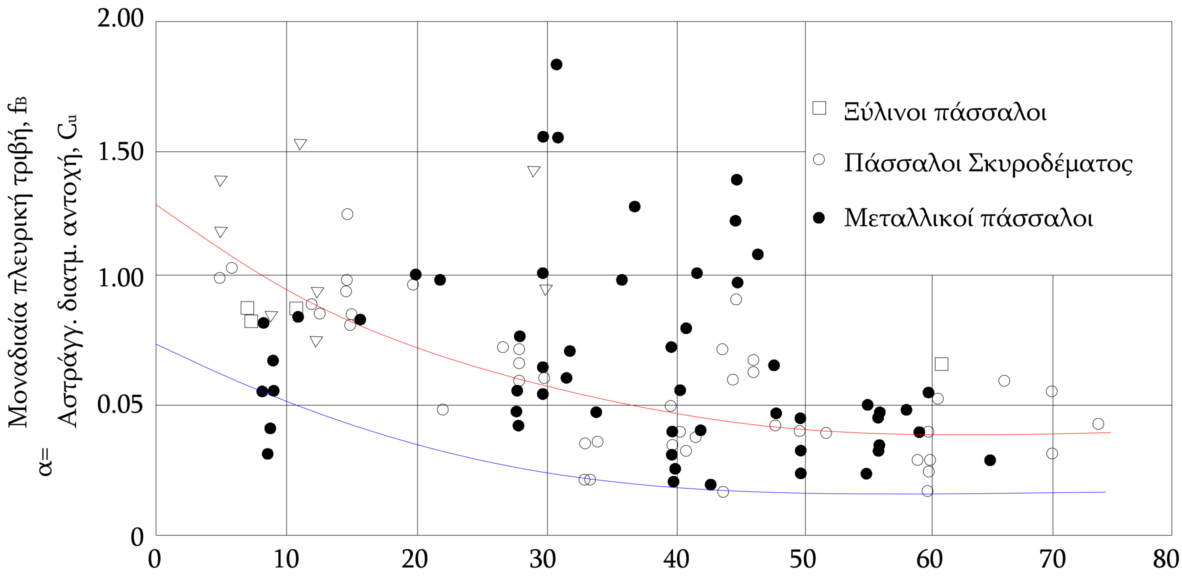
a: Ο συντελεστής συνάφειας μεταξύ πασσάλου και εδάφους.

Η παραπάνω σχέση είναι καθαρά εμπειρική. Οι τιμές του συντελεστή a προκύπτουν από αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων πασσάλων και τις αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u από αδιατάρακτα δείγματα του περιβάλλοντος εδάφους. Ο συντελεστής a εξαρτάται:

1. Από τον τύπο του περιβάλλοντος εδάφους (NC ή OC)
2. Το υλικό και τον τρόπο κατασκευής του πασσάλου
3. Τη γεωμετρία του πασσάλου

Κατά την εκτίμηση του συντελεστή a είναι απαραίτητο να λαμβάνεται υπόψη ο τρόπος με τον οποίο προσδιορίστηκε η διατμητική αντοχή c_u. Ο Burland (1988) δέχεται ότι οι περισσότερες εμπειρικές συσχετίσεις μεταξύ a και c_u, όπως αυτή προσδιορίστηκε από δοκιμές ανεμπόδιστου θλίψεως καθώς και επί τόπου δοκιμές πτερυγίου (vane) για την περίπτωση μαλακών αργίλων.

Γενικά ο συντελεστής συνάφειας μειώνεται με την αύξηση της αντοχής c_u. Το a συναρτήσει του c_u δίνεται από το Σχ. 7.3.



Σχήμα 7.3 Συσχέτιση μεταξύ μοναδιαίας πλευρική τριβής εμπηγνυομένων πασσάλων σε άργιλο και αστράγγιστης διατμητικής αντοχής

Φόρτιση με βραδύ ρυθμό (μικρή ταχύτητα φόρτισης)

Η αντοχή λόγω τριβών, ανά μονάδα επιφανείας, στην παράπλευρη επιφάνεια εκφράζεται από τη σχέση:

$$f'_s = \sigma'_{hs} \tan\delta' + c'_c \tag{7.7}$$

όπου:

σ'_{hs} : $K_s \sigma'_\gamma$

K_s: Συντελεστής πλευρικής ώθησης

c'_s : Συνάφεια στη διεπιφάνεια πασσάλου – εδάφους συνήθως λαμβάνεται $c'_s = 0$

Επίσης, κατά Burland ορίζεται ο συντελεστής $\beta = K_s \tan\delta'$ οπότε τελικά:

$$f'_s = \beta\, c'_\gamma \tag{7.8}$$

όπου:

β: Ο συντελεστής ενεργού πλευρικής τριβής.

Η σχέση $\beta = f_s / \sigma'_\gamma$ ισχύει για όλο το μήκος του πασσάλου και όπως είναι εύκολο να παρατηρηθεί είναι ανάλογης μορφής με την αντίστοιχη υπό αστράγγιστες συνθήκες $a = f_s / c_u$.

Για εμπηγνυόμενους πασσάλους σε NC αργίλους ο συντελεστής ενεργού πλευρικής τριβής β είναι μεταξύ 0.25 – 0.30. Για εμπηγνυόμενους πασσάλους σε O.C. αργίλους ο συντελεστής β συσχετίζεται με τον αντίστοιχο β του NC αργίλου με τη σχέση:

$$\beta_{OC} = \beta_{NC}\sqrt{(OCR)} \tag{7.9}$$

όπου:

OCR: Ο λόγος προφορτίσεως

Ο Burland αξιολογώντας όπως και στην περίπτωση NC αργίλων αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων σε πασσάλου δι’ εκσκαφής στην προφορτισμένη άργιλο του Λονδίνου, προσδιόρισε το β=0.8.

Εδάφη μη συνεκτικά

Η αντοχή λόγω πλευρικών τριβών των πασσάλων εξαρτάται κυρίως από τη διατμητική αντοχής του περιβάλλοντος εδάφους καθώς και από την τεχνολογία κατασκευής του πασσάλου.

Με την επιβολή μιας φορτίσεως σε ένα πάσσαλο, η κινητοποίηση της αντοχής λόγω τριβών γίνεται αρχικά στο ανώτερο τμήμα του πασσάλου και στη συνέχεια, με την αύξηση της φορτίσεως, κινητοποιείται καθ' όλο το ύψος του πασσάλου.

Η πλήρης ανάπτυξη της αντοχής λόγω τριβών πασσάλου σε μη συνεκτικό έδαφος απαιτεί μία μετακίνηση (καθίζηση) της τάξεως 1 – 1.5cm.

Γενικά το οριακό φορτίο λόγω τριβών εκτιμάται με σχέσεις της μορφής:

$$Q_s = A_s K \sigma'_{vo} \tan\delta \qquad (7.10)$$

όπου:

A_s: Παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου σε επαφή με το κοκκώδες στρώμα (π.χ. για πασσάλους κυκλικής διατομής, διαμέτρου D).

K: Συντελεστής ωθήσεως επί του πασσάλου. Για εμπηγνυομένους πασσάλους παρέχεται από τον Πίν. 7.1 Broms (1975)

σ'_{vo}:Μέση ενεργός γεωστατική τάση (στο μέσον του στρώματος που εμφανίζει πλευρική τριβή)

δ: Γωνία τριβής μεταξύ πασσάλου και εδάφους, που προκύπτει για εμπηγνυομένους πασσάλους από τον Πίν. 7.2.

Πίνακας 7.1 Τιμές συντελεστή ωθήσεως Κ σε πασσάλους

	Μικρή I_D	Μεγάλη I_D
Μικρής εκτοπίσεως πάσσαλοι	0.5	1.0
Κωνικοί πάσσαλοι	1.5	4.0
Πάσσαλοι δι' εκτοπίσεως	1.0	2.0

Πίνακας 7.2

Μεταλλικοί πάσσαλοι	$\delta=20^o$
Πάσσαλοι σκυροδέματος	$\delta=0.5\varphi$
Ξύλινοι πάσσαλοι	$\delta=0.7\varphi$

Το πρόβλημα της πλευρικής τριβής στην περίπτωση των πασσάλων δι' εκσκαφής είναι πλέον πολύπλοκο, λόγω της χαλαρώσεως που προκύπτει στο έδαφος κατά τη διεργασία κατασκευής του πασσάλου. Για πασσάλους διαμέτρου B>0.60m οι Toyma – Reese συνιστούν $K_s=0.7$ και $\delta=\varphi'$, με βάση αποτελέσματα από σχετικές ερευνητικές δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων.

7.2 Εκτίμηση επιτρεπόμενου κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου πασσάλου μεγάλης διαμέτρου κατά DIN 4014

Η μέθοδος του DIN 4014 παρουσιάζει το πλεονέκτημα της κατασκευής (κατά προσέγγιση) ολόκληρης της καμπύλης «φορτίου – $Q_{(s)}$ – υποχωρήσεων S» των πασσάλων μεγάλης διαμέτρου (φρεατοπασσάλων με διάμετρο $0.60^m < D < 3^m$) με ελάχιστο μήκος διείσδυσης στο φέρον στρώμα $I_{min}=\max(2.5^m, 3D_{αιχμής})$ για τους οποίους και μόνο ισχύει.

Έτσι, μετά την κατασκευή της καμπύλης, ως επιτρεπόμενο φορτίο μπορεί να προκύψει: $P=\min\left(Q_g/F,\ P_{S\max}\right)$, δηλαδή, το μικρότερο μεταξύ:

i. Του φορτίου που εξασφαλίζει τον ελάχιστο επιθυμητό συντελεστή ασφαλείας F έναντι φέρουσας ικανότητας $Q_g(=P_{ult})$.

ii. Του φορτίου που προκαλεί τη μέγιστη επιθυμητή καθίζηση s_{max} του πασσάλου.

Τα ακολουθούμενα βήματα για την κατασκευή της καμπύλης «$Q_{(S)}$-S» είναι:

- Προσδιορισμός της οριακής τιμής πλευρικής τριβής T_{mf}
  - Για μη συνεκτικά εδάφη συναρτήσει της τιμής της αντοχής αιχμής κώνου q_c(MPa) σύμφωνα με τον Πίν. 7.3.

Πίνακας 7.3 Οριακή τιμή πλευρικής τριβής για μη συνεκτικά εδάφη

Αντοχή αιχμής κώνου q_c(MPa)	Οριακή τιμή πλευρικής τριβής T_{mf}(MPa)
0	0
5	0.04
10	0.08
≥15	0.12

- Για συνεκτικά εδάφη συναρτήσει της τιμής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u (MPa) σύμφωνα με τον Πίν. 7.4.

Πίνακας 7.4 Οριακή τιμή πλευρικής τριβής για συνεκτικά εδάφη

Αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u (MPa)	Οριακή τιμή πλευρικής τριβής T_{mf}(MPa)
0.025	0.025
0.1	0.04
≥0.2	0.06

Στη συνέχεια προσδιορισμός της συνολικής πλευρικής τριβής

$$Q_{r(s)} = \sum A_{mi} T_{mi(s)}$$

όπου:

A_{mi}: Παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου που αντιστοιχεί στη στρώση i.

$T_{mi(s)}$: Η διατμητική τάση τριβής, η οποία για καθίζηση $S>S_{r,g}$ λαμβάνει (συγχρόνως για όλα τα στρώματα που διαπερνά ο πάσσαλος) την οριακή τιμή t_{mfi} των πινάκων 7.3 και 7.4.

Προφανώς για $S=S_{r,g}$ θα είναι $Q_{r(s)}= Q_{r,g}$.

- Προσδιορισμός της οριακής τιμής καθίζησης Sr,g για την οποία εξαντλείται η συνολική αντοχή πλευρικής τριβής Qr(g)

Ισχύει η σχέση: $S_{rg} = 0.5 \cdot Q_{rg}^{(MN)} + 0.5 \leq 3$ cm

όπου: $Q_{rg} = \sum A_{mi} T_{mfi}$

❖ Κατασκευή της καμπύλης $Q_{r(s)}$

➢ Από $S = 0$ έως S-S_{rg} $\rightarrow$ γραμμική αύξηση από $Q_{r(s)} = 0$ σε $Q_{r(g)}$

➢ Για S>S_{rg} $\rightarrow$ σταθερή τιμή Q_{rg}

❖ Εκτίμηση φορτίου αιχμής $Q_{g(s)}$ για συγκεκριμένες τιμές καθιζήσεων

Ειδικότερα παρέχονται οι τιμές της τάσεως σ_g στην αιχμή για τις παρακάτω τρεις τιμές καθιζήσεων:

➢ Sg = 0.10B (B η διάμετρος), τιμή οριακή για την εξάντληση και της αντοχής αιχμής.

➢ Sg = 0.03B

➢ Sg = 0.02B

Οι τιμές των τάσεων αιχμής S_g για καθεμιά από τις παραπάνω τρεις τιμές καθιζήσεων παρέχονται:

➢ Για μη συνεκτικά εδάφη συναρτήσει της τιμής της αντοχής αιχμής κώνου q_c σε MPa από τον Πίν. 7.5.

➢ Για συνεκτικά εδάφη συναρτήσει της τιμής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής c_u (MPa) από τον Πίν. 7.6.

Πίνακας 7.5 Αντίσταση αιχμής για μη συνεκτικά εδάφη

Ανηγμένη καθίζηση S/B ή S/B_f	Αντοχή αιχμής σ_g(MPa) Αντοχή αιχμής κώνου q_c(MPa)			
	10	15	20	25
0.02	0.7	1.05	1.4	1.75
0.03	0.9	1.35	1.8	2.20
0.10=S_g	2.0	3.00	3.5	4.00

Πίνακας 7.6 Αντίσταση αιχμής για συνεκτικά εδάφη

Ανηγμένη καθίζηση S/B ή S/B_f	Αντοχή αιχμής σ_g(MPa) Αστράγγιστη διατμητική αντοχή εδάφους c_u (MPa)	
	0.10	0.2
0.02	0.35	0.9
0.03	0.45	1.1
0.10=S_g	0.80	1.5

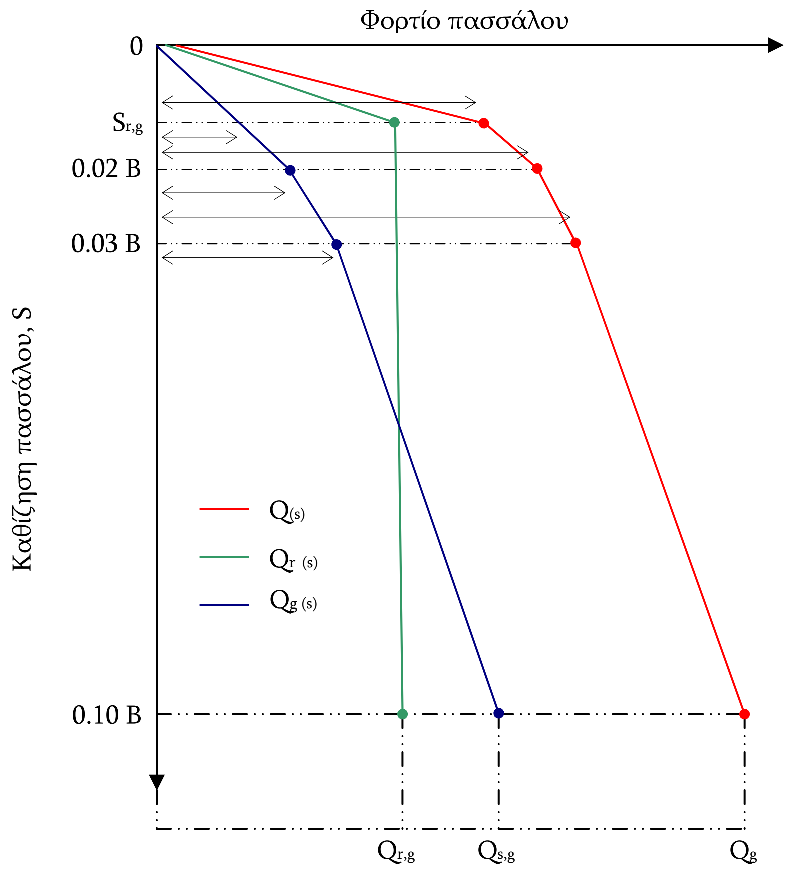
Στη συνέχεια προσδιορισμός του φορτίου αιχμής $Q_{s(s)}$ για τις τρεις τιμές καθιζήσεων βάσει της σχέσεως $Q_{g(s)} = A_p \sigma_{s(g)}$, όπου A_p η διατομή του πασσάλου. Εκτίμηση με γραμμική παρεμβολή της τιμής $Q_{g(srg)}$.

❖ Κατασκευή της καμπύλης $Q_{g(s)}$ από τα σημεία

$$
\begin{array}{lcl}
S = 0 & \rightarrow & Q_{g(0)} = 0 \\
S = S_{rg} & \rightarrow & Q_{g(srg)} \\
S = 0.02B & \rightarrow & Q_{g(0.02B)} \\
S = 0.03B & \rightarrow & Q_{g(0.03B)} \\
S = 0.10B & \rightarrow & Q_{g(0.10B)} = Q_{s,g}
\end{array}
$$

❖ Τέλος, κατασκευή της συνολικής καμπύλης "$Q_{(s)\text{-}s}$"

Με $Q_{(s)} = Q_{g(-s)} + Q_{r(s)}$ (Η φέρουσα ικανότητα $Q_g = Q_{sg} + Q_{r,g}$ αντιστοιχεί σε $S = 0.10$ B). Η διαδικασία και οι τελικές καμπύλες απεικονίζονται στο παρακάτω Σχ. 7.4.



Σχήμα 7.4

Στη διαδικασία εκτιμήσεως της επιτρεπόμενης φορτίσεως πασσάλου σύμφωνα με την παραπάνω μέθοδο πρέπει να έχουμε υπόψη ότι:

- ✓ Επιτρέπεται να αγνοείται το ίδιο βάρος πασσάλου
- ✓ Το $Q_{επιτρ}$, θα πρέπει να υπολογισθεί με βάση στην επιτρεπόμενη καθίζηση του εδάφους εφόσον ισχύει η σχέση $Q_{επιτρ.} = Q_{u/F}$ όπου F ο συντελεστής ασφαλείας που πρέπει να είναι:
  - ➢ Κατάσταση Φορτίσεως 1:n=2 (θλιβόμενοι πάσσαλοι)

    (Μόνιμα φορτία και κανονικά κινητά φορτία συμπεριλαμβανομένου του ανέμου).
  - ➢ Κατάσταση Φορτίσεως 2:n=1.75

    Πλέον των φορτίων 1 και μη κανονικά κινητά φορτία. Φορτία που επιβάλλονται επίσης κατά τη διάρκεια κατασκευής.
  - ➢ Κατάσταση Φορτίσεως 2:n=1.5

    Πλέον των φορτίων 2 απρόβλεπτες και εξαιρετικές φορτίσεις.
- ✓ Το $Q_{επιτρ.}$ θα είναι το φορτίου που αντιστοιχεί στην max επιτρεπόμενη καθίζηση $S_{επιτρ.}^{max}$.
- ✓ Τελικά $Q_{επιτρ.} = \min\left[Q_{επιτρ.},\ Q_{επιτρ.}\right]$

Τέλος, ειδικότερες προϋποθέσεις για την ισχύ της διαδικασίας του DIN 4014 είναι:

- ✓ Διάμετρος 0.80 έως 2.20m (Συνιστώμενο εύρος τιμών).
- ✓ Ελάχιστο βάθος διεισδύσεως εντός της φερούσης στρώσεως του εδάφους 2.50m. (Ειδικώς για μη συνεκτικά εδάφη απαιτείται στο βάθος αυτό αντοχή κώνου $q_c > 10$ MPa).
- ✓ Ελάχιστο πάχος της φερούσης στρώσεως κάτω από τον πόδα – αιχμή του πασσάλου 3B (B η διάμετρος του φρεατοπασσάλου) και τουλάχιστον 1.50m.
- ✓ Για την ισχύ του Πίν. 7.7 θεωρείται κατά DIN 4014/1990 όριο υδαρότητας φερούσης στρώσεως LL<80%.

7.3 Επιλογή οριακού θλιπτικού φορτίου Q_p και επιτρεπόμενου φορτίου Q_{cm}

Από τις παραπάνω προκύπτουσες τιμές φέρουσας ικανότητας πασσάλων με στατικούς τύπους ή κατά DIN μόνο για πασσάλους εκσκαφής, επιλέγεται η δυσμενέστερη. Στη συνέχεια, για το προσδιορισμό του επιτρεπόμενου φορτίου είναι χαρακτηριστικό της πολυπλοκότητας του προβλήματος τόσο οι διαφορετικές τιμές, όσο και ο διαφορετικός τρόπος καθορισμού των συντελεστών ασφαλείας κατά τους διαφόρους κανονισμούς εφόσον η φέρουσα ικανότητα προέκυψε από στατικούς τύπους (π.χ. Γερμανικά DIN, Πολωνικούς PS, Αγγλικούς CP8004 κ.α.).

Ο Tomlinson προτείνει τους ακόλουθους συντελεστές ασφαλείας σε άργιλο (για προσδιορισμό της Q_p με στατικούς τύπους).

Ολικός F=2.5

α) Για εμπηγνυόμενους πασσάλους: Αιχμής F_b=3

Τριβών F_s=1.5

Ολικός F=2

β) Για πασσάλους με εκσκαφή και αφαίρεση: Αιχμής F_b=3

Τριβών F_s=1

Εξ άλλου, κατά του Πολωνικούς Κανονισμούς για έδραση των πασσάλων σε άμμο προτείνεται ολικός συντελεστής F=2, συντελεστής αιχμής F_b=2.5 και συντελεστής τριβών F_s=1.

Το οριακό φορτίο λειτουργίας δίδεται από την σχέση:

$$Q_{\lambda\varepsilon\iota\tau.} = Q_{\varepsilon\pi\iota\tau\rho.} - W_{\pi\alpha\sigma.}$$

όπου:

$W_{\pi\alpha\varsigma.}$: Το ίδιο βάρος του πασσάλου (ολικό για την περίπτωση αστράγγιστης αναλύσεως πασσάλου εδραζομένου σε αργιλική στρώση, ενεργό σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις).

Δηλαδή το $Q_{λειτουργίας}$ είναι το φορτίο που μπορεί να παραλάβει ο πάσσαλος από την ανωδομή και από την πασσαλοσχάρα.

Τέλος, όσον αφορά το επιτρεπόμενο φορτίο πασσάλου στην ομάδα, λόγω των συνήθως μικρών αποστάσεων των κέντρων των πασσάλων (s=2-3 D) υπάρχει αλληλεμπλοκή στους βολβούς μόνο των πλευρικών τριβών, οπότε υπεισέρχεται η αποδοτικότητα της ομάδας σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$Q_{επ.}\text{πασ. ομ.} = \min \begin{Bmatrix} \dfrac{Q_b + E_f \sum Q_{si}}{F} \\ \\ \dfrac{Q_b}{E_b} + \dfrac{E_f \sum Q_{si}}{F_s} \\ \\ \sigma_b^{επ} \cdot A_B \end{Bmatrix}$$

όπου:

$\sigma_b^{επ}$: $\sigma_b^{επ} = 6000$ KPa. Η επιτρεπόμενη τάση του σκυροδέματος τους πασσάλου σε κεντρική θλίψη και

$Q_{λειτ.}$ πασ. ομ. = $Q_{επ.}$ πασ. ομ. - W_p

Οπότε ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων στρογγυλεμένος στον αμέσως μεγαλύτερο ακέραιο προκύπτει από την σχέση:

$$n = \frac{(1.10 - 1.3) P_{αν}}{Q_{λειτ.}\ \text{πασ. ομ.}}$$

όπου:

n: Ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων.

1.10 – 1.3: Συντελεστής προσαύξησης του βάρους $P_{αν}$ του βάθρου, ώστε να ληφθεί υπόψη και το βάρος της αρχικά αγνώστων διαστάσεων πασσαλοεσχάρας.

$Q_{λειτ.}$ πασ. ομ.: Το ωφέλιμο φορτίο λειτουργίας κάθε πασσάλου στην ομάδα.

Στην περίπτωση κατά την οποία το επιτρεπόμενο φορτίο πασσάλου μεγάλης διαμέτρου (κατασκευαζόμενου με εκσκαφή και αφαίρεση του εδαφικού υλικού) έχει προκύψει κατά DIN 4014 θα είναι προφανώς:

$$Q_{\lambda\varepsilon\iota\tau.} = Q_{\varepsilon\pi\iota\tau\rho.}\ \text{DIN}\ \ \text{και}\ \ n=\frac{\left(1.10 \div 1.30\right)P_{\alpha\nu}}{Q^{DIN}_{\varepsilon\pi\iota\tau\rho.}}$$

7.4 Εκτίμηση επιτρεπόμενου αξονικού εφελκυστικού φορτίου πασσάλου

Στην περίπτωση αξονικά εφελκυόμενου πασσάλου το οριακό φορτίο για το οποίο επέρχεται αστοχία, δηλαδή εξόλκευση του πασσάλου από το έδαφος είναι προφανώς ίσο με το άθροισμα των οριακών φορτίων τριβής, τα οποία έχουν τώρα διεύθυνση ομόρροπη με το βάρος και αντιτίθενται στην εξόλκευση. Άρα θα ισχύουν οι σχέσεις:

$$P^{\varepsilon\varphi}_{ult} = \sum Q_{si} \qquad \text{και} \qquad P^{\varepsilon\varphi}_{\varepsilon\pi} = \frac{\sum Q_{si}}{F_{\varepsilon\varphi}}$$

7.5 Έλεγχος έκκεντρης φόρτισης πασσαλοομάδας

Για έκκεντρη φόρτιση πασσαλοομάδας που προκαλείται από ροπή Μ, ελέγχονται οι πάσσαλοι των δύο περισσότερων απομακρυσμένων από το κ.β. της ομάδας στηλών με βάση τις σχέσεις:

$$P_{max} = \Sigma V / n + Mx^{max}_{i} \ / \Sigma x^{2}_{i} << Q_{\lambda\varepsilon\iota\tau.\ \theta\lambda.} \qquad (7.1)$$

$$P_{min} = \Sigma V / n + Mx^{max}_{i} \ / \Sigma x^{2}_{i} >> -Q_{\lambda\varepsilon\iota\tau.\ \theta\lambda.} \qquad (7.2)$$

όπου:

$Q_{\lambda\varepsilon\iota\tau\ \theta\lambda.}$: $Q_{\lambda\varepsilon\iota\tau.\ \theta\lambda.} = Q_{\varepsilon\pi.\ \theta\lambda.} - W_p$ και $Q_{\lambda\varepsilon\iota\tau.\ \varepsilon\varphi.} = Q_{\varepsilon\pi.\ \varepsilon\varphi.} + W'_p$. Έχουν εκτιμηθεί από στατικούς τύπους (σε περίπτωση πασσάλων εκσκαφής μεγάλης διαμέτρου όπου το $Q_{\varepsilon\pi}$ έχει εκτιμηθεί κατά DIN $\left[Q_{\varepsilon\pi.\ \theta\lambda.} = \min\left\{Q_u \ / 2,\ Q_{p\max}\right\}\right]$) τότε οι σχέσεις (7.1) και (7.2) γράφονται: $P_{max} = \dfrac{\Sigma V}{n} + \dfrac{Mx^{max}_{i}}{\Sigma x^{max}_{i}} \geq -Q^{\varepsilon\varphi.}_{\varepsilon\pi.} = -\dfrac{\Sigma Q_{si}}{2} IV$

ΣV: Το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του βάθρου και πασσαλοεσχάρας

n: Ο συνολικός αριθμός των πασσάλων

M: Η συνολική ροπή στη στάθμη κεφαλής των πασσάλων

x_i^{max} : Η μέγιστη απόσταση από το κέντρο βάρος της ομάδας των πασσάλων

Σx_i^2 : Το άθροισμα των τετραγώνων των αποστάσεων όλων των πασσάλων της ομάδας από το κ.β. της ομάδας

7.6 Καθιζήσεις πασσαλοομάδας

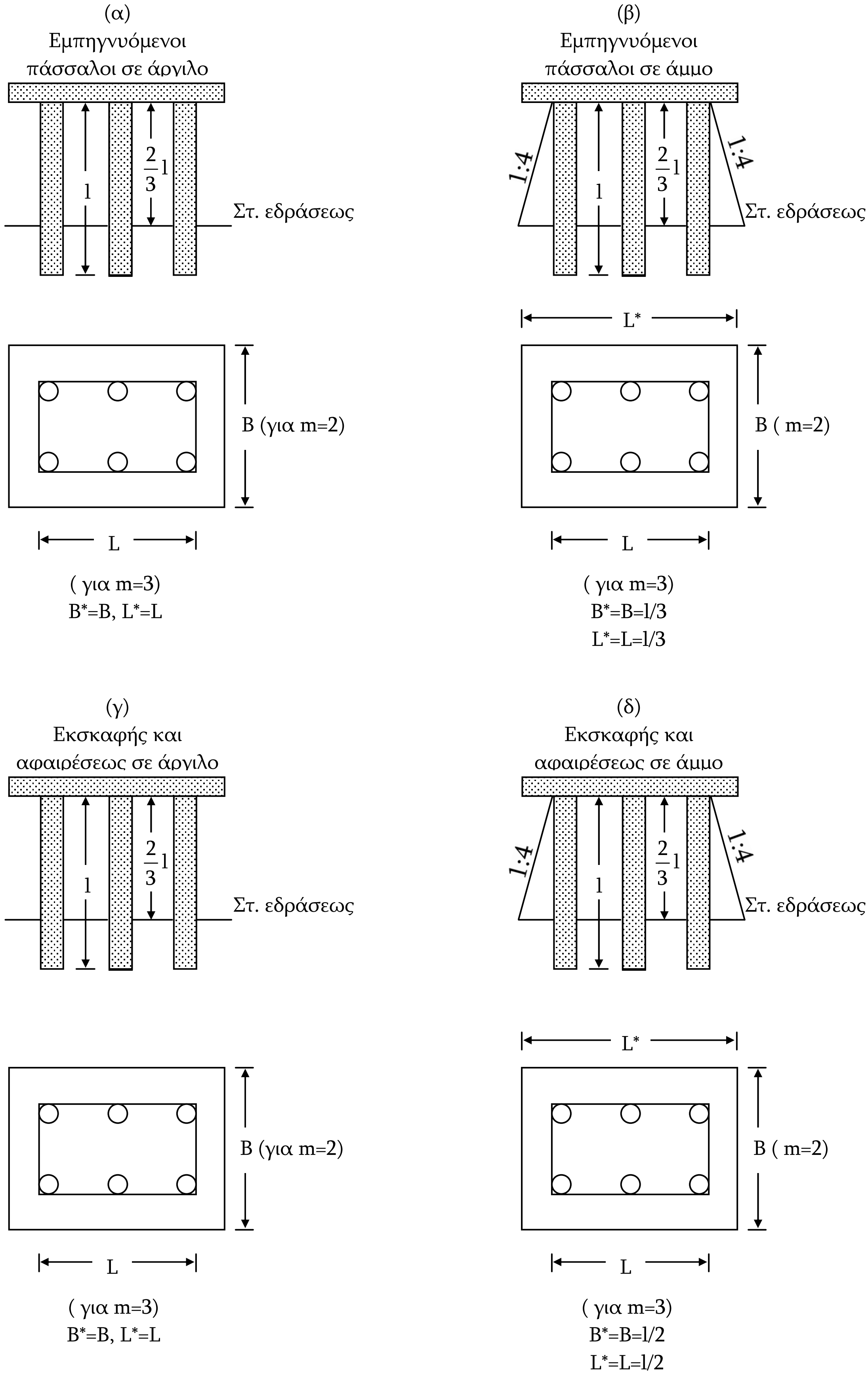
Για τον προσδιορισμό των καθιζήσεων ομάδας πασσάλων εφαρμόζεται η προσεγγιστική επίλυση, βάσει της οποίας θεωρείται ισοδύναμο «αβαθές» θεμέλιο του οποίου η στάθμη εδράσεων και οι διαστάσεις εξαρτώνται από τον τρόπο κατασκευής του πασσάλου και του είδους του εδάφους. Η πρόσθετη τάση στη στάθμη θεμελίωσης λαμβάνεται προσεγγιστικά $q = P_{αν} / B'L'P$, (όπου B', L', οι διαστάσεις του ισοδύναμου αβαθούς θεμελίου).

Δηλαδή γίνεται η παραδοχή ότι το βάρος της πάσσαλο-εσχάρας και των πασσάλων αντισταθμίζει πλήρως το βάρος του προϋπάρχοντος εδάφους. Στο παρακάτω Σχ. 7.5 απεικονίζονται οι στάθμες εδράσεως και οι διαστάσεις του ισοδύναμου «αβαθούς» θεμελίου. Θα πρέπει να τονιστεί ότι στα σχήματα αυτά B και L είναι οι διαστάσεις του περιγεγραμμένου στην ομάδα πασσάλων θεμελίου (προφανώς διαφορετικές από τις διαστάσεις της πασσαλοεσχάρας). Συγκεκριμένα είναι:

$$B = (m - I)s + d \quad \text{και} \quad L = (n - 1)s + d$$

Στις παραπάνω σχέσεις είναι s η απόσταση των κέντρων των πασσάλων και d η διάμετρος των πασσάλων m και n ο αριθμός στηλών και σειρών των πασσάλων. Προφανώς για να είναι B<L θα πρέπει m<n.

Είναι προφανές ότι σε περίπτωση διαδοχής αμμωδών και αργιλικών στρώσεων οι διαστάσεις B*, L*, προσδιορίζονται συναρτήσει των B, L με παραδοχή διανομιση λόγω τριβών με κλίση 1:4 (οριζόντιο-κατακόρυφο) μόνο στις αμμώδεις στρώσεις.



Σχήμα 7.5 α και 7.5 β

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

8.1 Γενικά για την μέθοδο BROMS

- Ο Broms με την βοήθεια απλοποιητικών παραδοχών προσδιορίζει:

  - Το οριακό οριζόντιο φορτίο (εγκάρσιο ως προς τον άξονα) H_U που πρέπει να ασκηθεί στην κεφαλή του πασσάλου προκειμένου να επέλθει αστοχία είτε λόγο εξάντλησης της οριακής αντοχής του εδάφους (κοντοί, άκαμπτοι ως προς το έδαφος πάσσαλοι) είτε λόγω υπερβάσεως της καμπτικής αντοχής του πασσάλου (μακροί, εύκαμπτοι ως προς το έδαφος πάσσαλοι).
  - Την πλευρική μετατόπιση y_o της κεφαλής του πασσάλου. Η μέθοδος προϋποθέτει ότι ο πάσσαλος αιωρείται εντός ομοιογενούς εδάφους διακρίνει δε τα εδάφη σε δύο κατηγορίες: i) κοκκώδη (φ 0) και καθαρώς συνεκτικά (c_u 0).

- Όσον αφορά τους πασσάλους αυτοί χωρίζονται σε:

  - Ελευθέρας κεφαλής όπου ο πάσσαλος κάτω από ένα οριακό μήκος L_{OP} συμπεριφέρεται ως κοντός-άκαμπτος (με αύξηση του φορτίου H_U για αυξανόμενο μήκος L μέχρι το μήκος L_{OP}) και για μήκος $L \geq L_{OP}$ συμπεριφέρεται ως μακρός – εύκαμπτος με μέγιστο φορτίο κεφαλής H_{Umax} να αντιστοιχεί στο L_{OP} οπότε σε συγκεκριμένο βάθος επέρχεται θραύση από κάμψη του ίδιου του πασσάλου (χωρίς περαιτέρω αύξηση του H_{Umax} όσο και αν αυξηθεί το μήκος L πέραν της τιμής L_{OP}).
  - Πακτωμένης κεφαλής όπου ο πάσσαλος κάτω από ένα οριακό μήκος $L_{OP(1)}$ δεν αστοχεί από κάμψη ούτε στην πάκτωση ούτε στο άνοιγμα και λειτουργεί ως κοντός-άκαμπτος εξαντλώντας την οριακή αντοχή του εδάφους (με αύξηση του H_U για αυξανόμενο μήκος L μέχρι την τιμή

$L_{OP(1)}$), ενώ στο οριακό μήκος $L_{OP(1)}$ και μέχρι ενός μεγαλύτερου οριακού μήκους $L_{OP(2)}$ αστοχεί μόνο στην πάκτωση λειτουργώντας ως ενδιάμεσος μεταξύ κοντού και μακρού ενώ επειδή υπάρχει ακόμη περιθώριο μέχρι να αστοχήσει και στο άνοιγμα το φορτίο H_U αυξάνεται μεταξύ $L_{OP(1)}$ και $L_{OP(2)}$, και τέλος για $L=L_{OP(2)}$ αστοχεί επί πλέον και στο άνοιγμα παρέχοντας την H_{Umax} και λειτουργώντας ως μακρός-εύκαμπτος. (Προφανώς $L> L_{OP}$ ισχύει $H=H_{Umax}$).

- Η μέθοδος εξασφαλίζει τις απαιτήσεις:

  - Οι πιέσεις να είναι ανεκτές από το έδαφος
  - Οι ροπές κάμψεως και τέμνουσες δυνάμεις να είναι ανεκτές από τον πάσσαλο
  - Οι μετακινήσεις της κεφαλής του πασσάλου να είναι ανεκτές σύμφωνα και με τις απαιτήσεις λειτουργικότητας και κατασκευής.

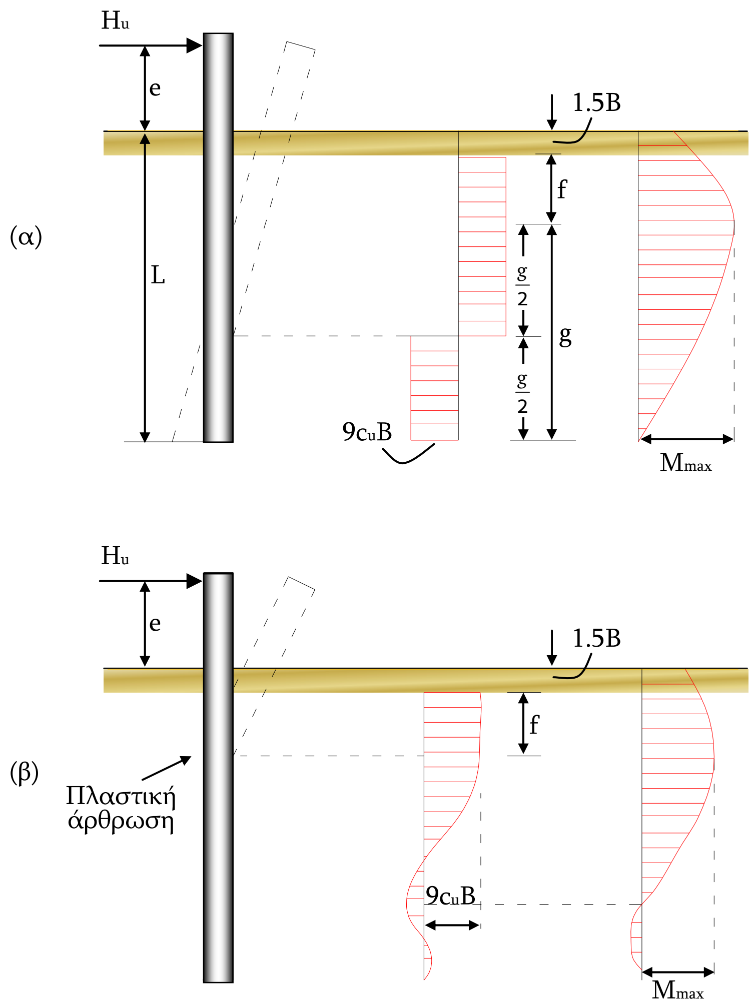
Για τον προσδιορισμό των παραμορφώσεων δέχεται ότι το έδαφος συμπεριφέρεται ελαστικά κατά το πρότυπο Winkler (για εκτίμηση του δείκτη K_h) και ο συντελεστής ασφαλείας σε θραύση για το έδαφος είναι τουλάχιστον 2 έως 2.5. Σημειώνεται ότι η απαίτηση αυτή αφορά στο έδαφος, και απαιτείται προσοχή στις περιπτώσεις εκείνες για τις οποίες η φέρουσα ικανότητα κατά την οριζόντιο, του συστήματος πασσάλου-εδάφους, εξαρτάται από την καμπτική επάρκεια του πασσάλου, η οποία αναλόγως της μεθόδου υπολογισμού εξάγεται υπό ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας που ενδεχομένως να είναι χαμηλότερος (π.χ. κατά τη μέθοδο συνολικής αντοχής minF=1.75).

8.2 Μηχανισμοί λειτουργίας, αναλυτικές σχέσεις και Νομογραφήματα με αδιαστατοποιημένους συντελεστές στις διάφορες περιπτώσεις

8.2.1 Καθαρώς συνεκτικό έδαφος

Πάσσαλοι ελεύθερης κεφαλής

Στο Σχ. 8.1. παρουσιάζονται τα απλοποιημένα διαγράμματα εδαφικών αντιδράσεων και οι μηχανισμοί θραύσεως για α) κοντούς, και β) μακρούς πασσάλους ελεύθερης κεφαλής σε συνεκτικό έδαφος.



Σχήμα 8.1 Μηχανισμοί θραύσεως με ελεύθερη κεφαλή σε συνεκτικό έδαφος. α) Κοντών, β) Μακρών

- Κοντοί πάσσαλοι ελεύθερης κεφαλής σε συνεκτικό έδαφος

$$F = H_u / (9 \cdot C_{ud}) \qquad (8.1)$$

$$M_{max} = H_u (e + 1.5d + 0.5f) \qquad (8.2)$$

$$M_{max} = 2.25dg^2 C_u \qquad (8.3)$$

$$L = 1.5d + f + g \qquad (8.4)$$

Από εξίσωση των (8.2) και (8.3) και του f από την (8.1) προκύπτει το οριακό φορτίο H_u από την σχέση:

$$0.0278 / (C_u \cdot d) H_u + (e + 0.75d + 0.5L) H_u - 2.25 C_u d (L - 1.5d)^2 = 0 \qquad (8.5)$$

Τελικά με εκτίμηση H_u από (8.5), f από (8.1) και M_{max} από (8.2) ελέγχεται κατά πόσο ισχύει $M_{max} < M_{yield}$. Αν δεν ισχύει λειτουργεί ως εύκαμπτος-μακρός πάσσαλος.

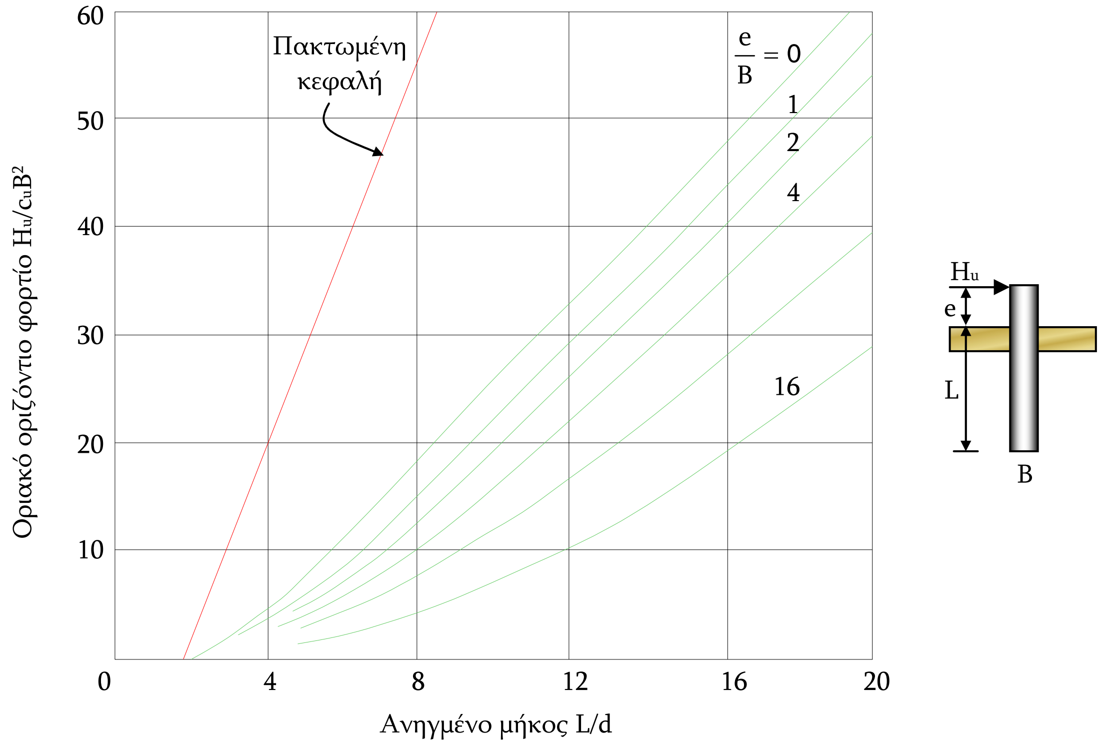
- Μακροί πάσσαλοι ελεύθερης κεφαλής σε συνεκτικό έδαφος.

Εδώ ισχύει $M_{max} = M_{yield}$ και η (8.3) δεν ισχύει. Άρα θέτοντας M_{yield} στην (8.2) και αντικαθιστώντας το f από την (8.1) προκύπτει η H_u από την σχέση:

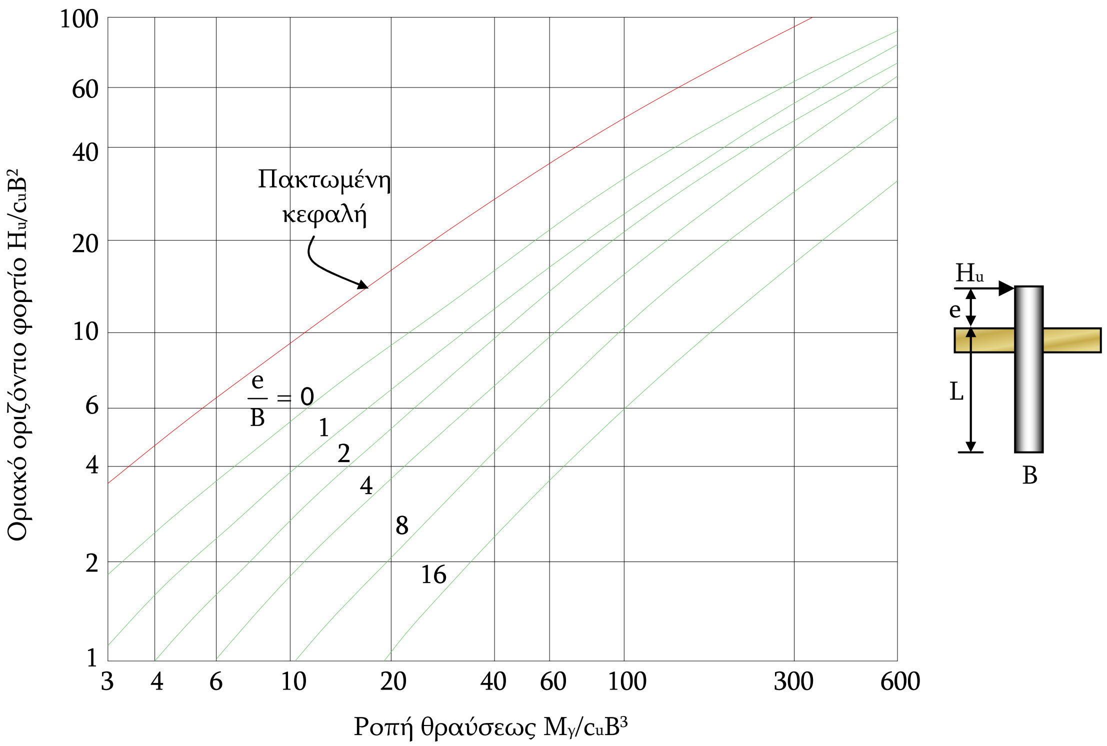
$$0.0556 / (C_u d) H_u^2 + (e + 1.5d) H_u - M_{yield} = 0 \qquad (8.6)$$

Στα παρακάτω σχήματα (Σχ. 8.2 και Σχ. 8.3) παρέχονται τα φορτία H_u (μέσω αδιαστατοποιημένων συντελεστών) για κοντούς και μακρούς πασσάλους συναρτήσει των λόγων L/d, e/d (Σχ. 8.1, κοντοί πάσσαλοι) και $M_{yield}/c_u d^3$, e/d (Σχ. 8.2, μακροί πάσσαλοι).

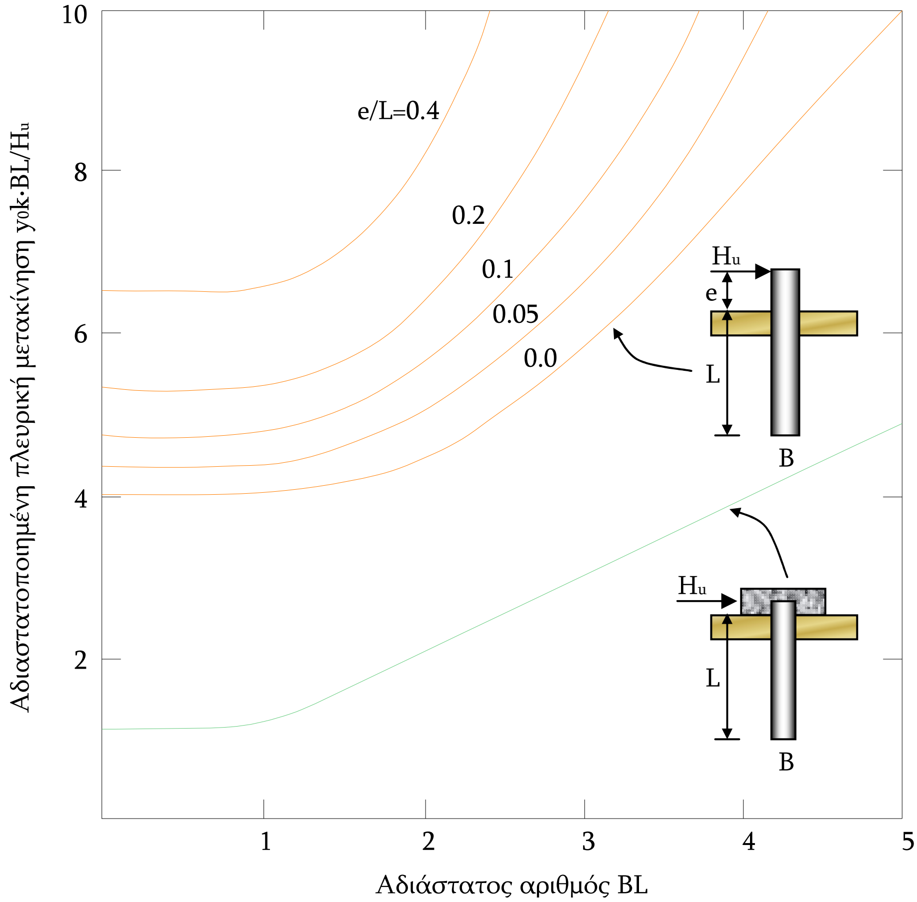
Τέλος στο Σχ. 8.4 εκτιμάται μέσω αδιαστατοποιημένων συντελεστών η πλευρική μετατόπιση κεφαλής y_o των πασσάλων συναρτήσει του επίσης αδιάστατου γινομένου βL όπου $\beta = \left[(K_h d) / E_p j_p\right]^{1/4}$ (K_h ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση).



Σχήμα 8.2



Σχήμα 8.3



Σχήμα 8.4

<u>Πάσσαλοι πακτωμένης κεφαλής</u>

- Κοντοί πάσσαλοι πακτωμένης κεφαλής σε συνεκτικό έδαφος

Ισχύουν οι σχέσεις :

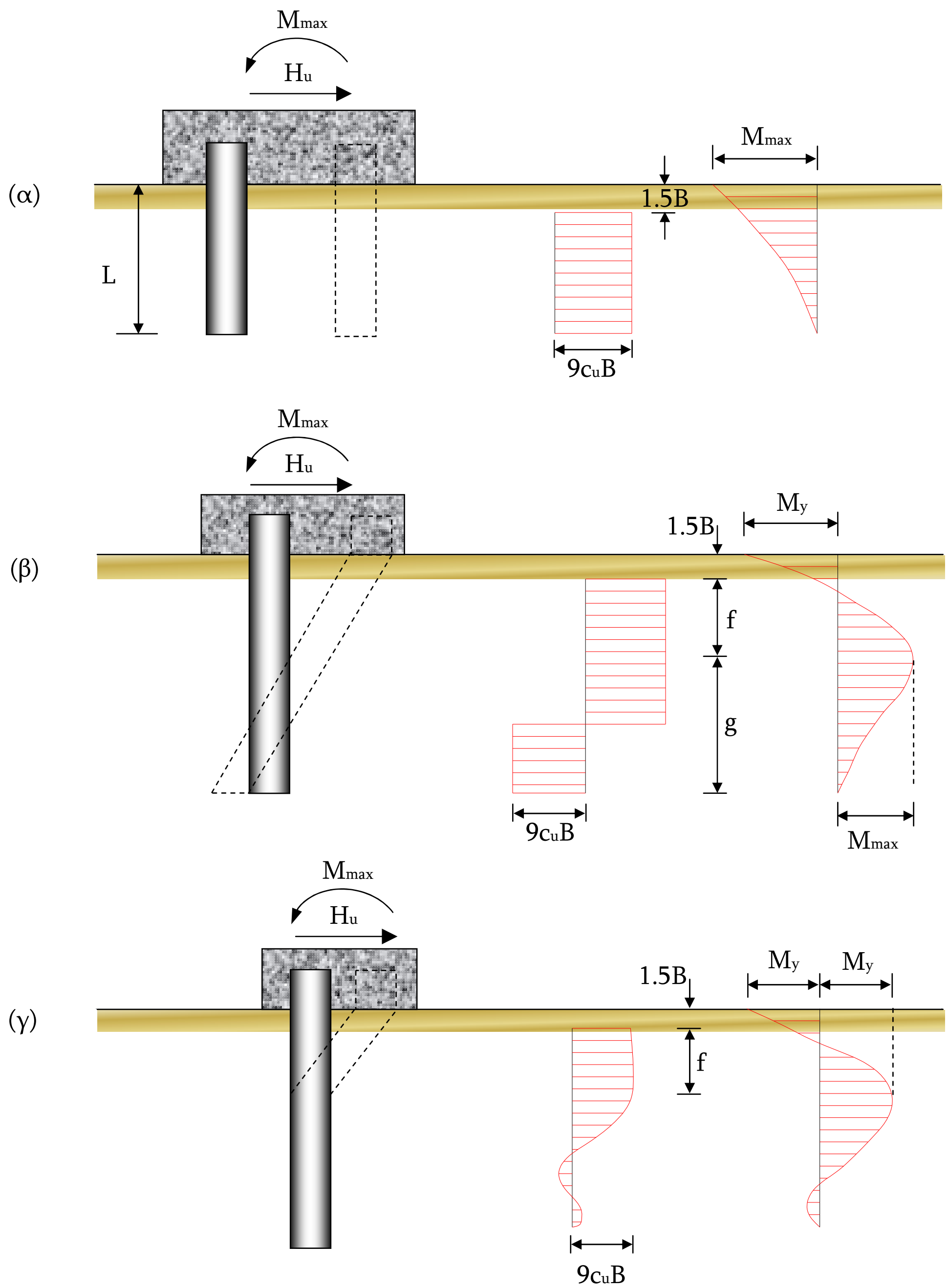
$$H_u = 9C_u d\left(L - 1.5d\right) \qquad (8.7)$$

$$M_{max} = H_u\left(L + 0.75d\right) \qquad (8.8)$$

Πρέπει να ισχύει $M_{max}<M_{yield}$ αλλιώς ο πάσσαλος είναι ενδιάμεσος ή μακρός.

- Ενδιάμεσοι πάσσαλοι πακτωμένης κεφαλής σε συνεκτικό έδαφος

Στην περίπτωση θα ισχύει $M_{max}=M_{yield}$. Στο Σχ. 8.5 παρουσιάζονται απλοποιημένα διαγράμματα εδαφικών αντιδράσεων και οι μηχανισμοί θραύσεως για i) κοντούς, ii) ενδιάμεσους, iii) μακρούς πασσάλους πακτωμένης κεφαλής σε συνεκτικό έδαφος.



Σχήμα 8.5 Μηχανισμοί θραύσεως πασσάλων με πακτωμένη κεφαλή σε συνεκτικό έδαφος α) Κοντών, β) Μακρών

Ισχύουν επίσης:

$$f = H_u / (9C_u d) \tag{8.9}$$

$$M_{yield} = 2.25C_u dg^2 - 9C_u df(1.5d + 0.5f) \tag{8.10}$$

$$L = 1.5d + f + g \tag{8.11}$$

Με αντικατάσταση στην (8.10) του g από την (8.11) και του f από την (8.9) και επιλύοντας ως προς H_u προκύπτει η τιμή του οριακού φορτίου. Θα πρέπει να ελεγχθεί η μέγιστη ροπή ανοίγματος $M_{max}^{av} < M_{yield}$, $M_{max}^{av} = H_u\left(f + 1.5d\right) < M_{yield}$ αλλιώς θεωρείται μακρός πάσσαλος.

Μακρός πάσσαλος πακτωμένης κεφαλής σε συνεκτικό έδαφος

Εδώ επέρχεται επιπλέον της πάκτωσης, αστοχία και στο άνοιγμα δηλαδή:

$$M_{max}^{av} = M_{yield} \text{ οπότε: } H_u = \left[2M_{yield} / \left(1.5d + 0.5f\right)\right] \tag{8.13}$$

Το οριακό μήκος $L_{OP(1)}$ μεταξύ κοντού και ενδιάμεσου προκύπτει ως εξής:

$$M_{yield} = 9C_u d\left[\left(L_{OP(1)} - 1.5d\right)\left(L_{OP(1)} / 2 + 1.5d\right)\right] = 4.5C_u d\left(L_{OP(1)}^2 - 2.25d^2\right)$$

$$\text{οπότε: } L_{OP(1)} = \left[\left(2.25d^2 + M_{yield}\right) / \left(4.5C_u d\right)\right]^{1/2} \tag{8.14}$$

Τέλος το οριακό μήκος $L_{OP(2)}$ μεταξύ ενδιάμεσου και μακρού πασσάλου προκύπτει ως εξής:

$$L_{OP(2)} = f + g + 1.5d \tag{8.15}$$

και το f προκύπτει από τη σχέση:

$$2.25C_u df^2 + 6.75C_u d^2 f - M_{yield} = 0 \tag{8.16}$$

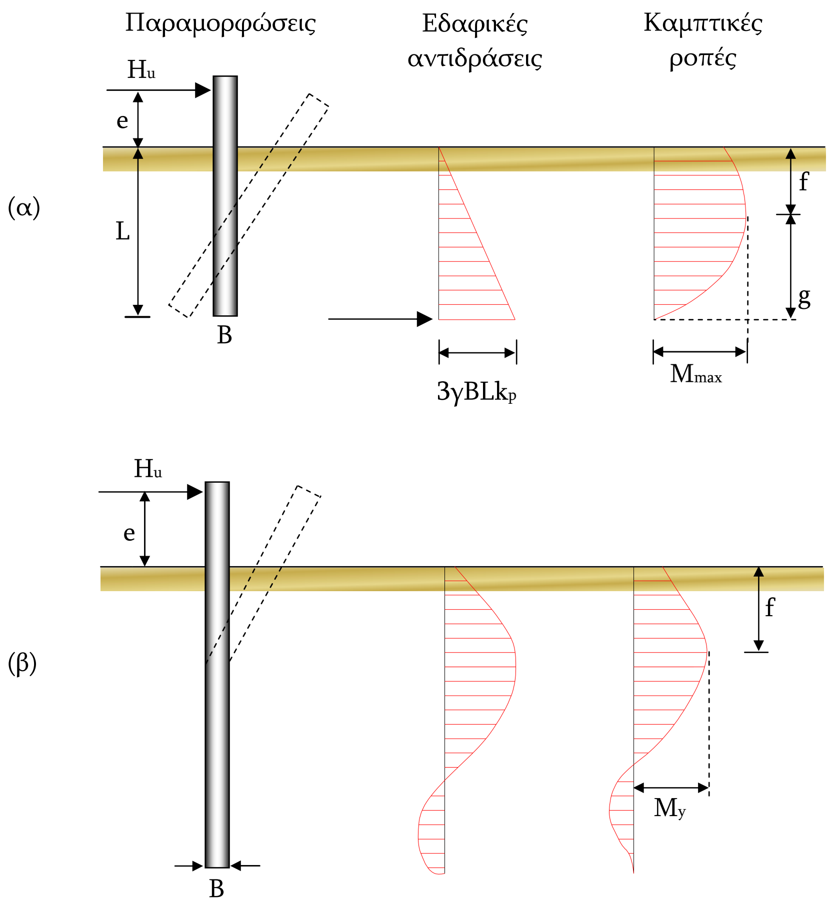
Ενώ η τιμή g προκύπτει από την σχέση:

$$g = \left(M_{yield} / 2.25C_u d\right)^{1/2} \tag{8.17}$$

Στα παραπάνω σχήματα (Σχ. 8.2, Σχ. 8.3 και Σχ. 8.4) παρέχονται από τις ειδικές καμπύλες για πασσάλους πακτωμένης κεφαλής, με την βοήθεια αδιαστατοποιημένων συντελεστών οι τιμές του οριακού φορτίου για κοντούς, μακρούς και οι πλευρικές μετατοπίσεις κεφαλής y_o.

8.2.2 Πάσσαλοι ελεύθερης κεφαλής

Στο Σχ. 8.6 παρουσιάζονται τα απλοποιημένα διαγράμματα εδαφικών αντιδράσεων και οι μηχανισμοί θραύσεως για α) κοντούς και β) μακρούς πασσάλους ελεύθερης κεφαλής σε κοκκώδες έδαφος.



Σχήμα 8.6 Μηχανισμοί θραύσεως πασσάλων ελεύθερης κεφαλής σε μη συνεκτικό έδαφος Α) Κοντών, Β) Μακρών

Ισχύουν οι παρακάτω αναλυτικές σχέσεις:

- Κοντός πάσσαλος ελεύθερης κεφαλής σε κοκκώδες έδαφος

$$H_u = \left(0.5\gamma d L^3 K_p\right)/\left(e+L\right) \quad (8.18)$$

$$M_{max} = H_u\left(e+2/3+f\right) \quad (8.19)$$

$$H_u = 3/2\gamma d K_p f^2 \quad (8.20)$$

όπου $K_p = \tan^2\left(45+\varphi/2\right)$

Οπότε από την (8.20) προκύπτει:

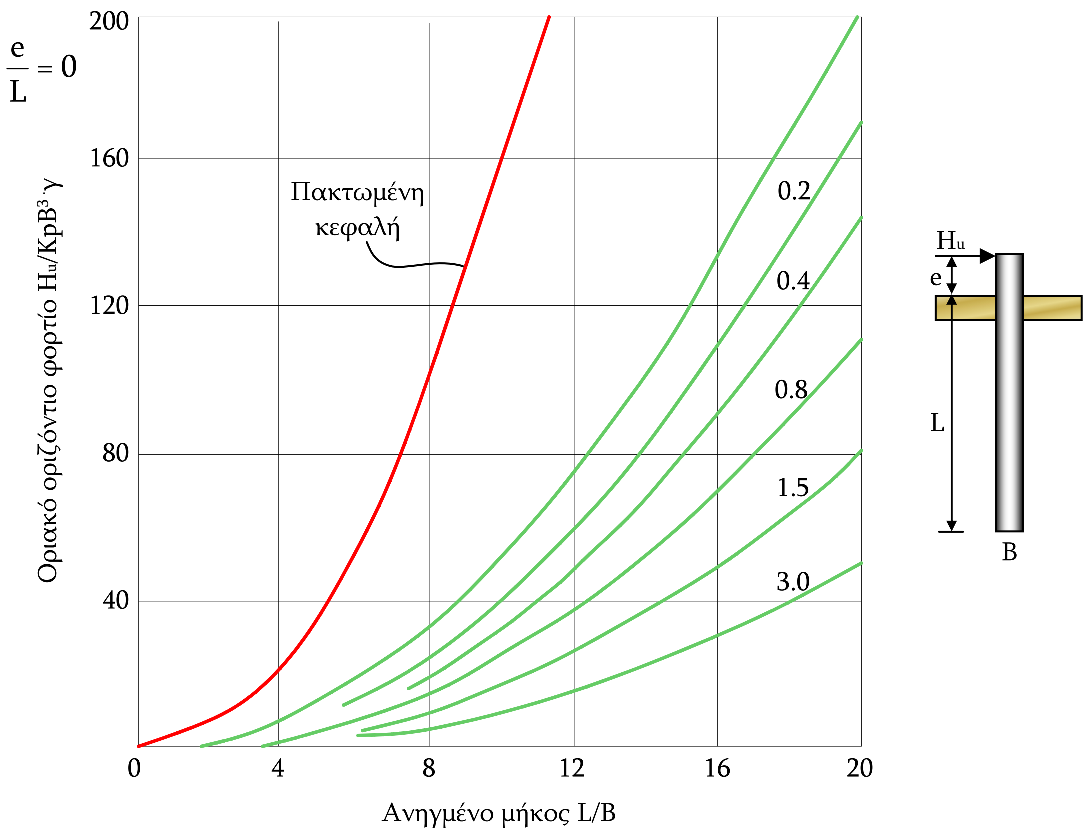
$$f = 0.82\left(H_u / K_p d\gamma\right)^{1/2} \tag{8.21}$$

Από την σχέση (8.18) προσδιορίζεται το φορτίο H_u, από την (8.21) το f και η M_{max} από την (8.19). Θα πρέπει να ελεγχθεί κατά πόσο $M_{max}<M_{yield}$ αλλιώς ο πάσσαλος θεωρείται μακρός.

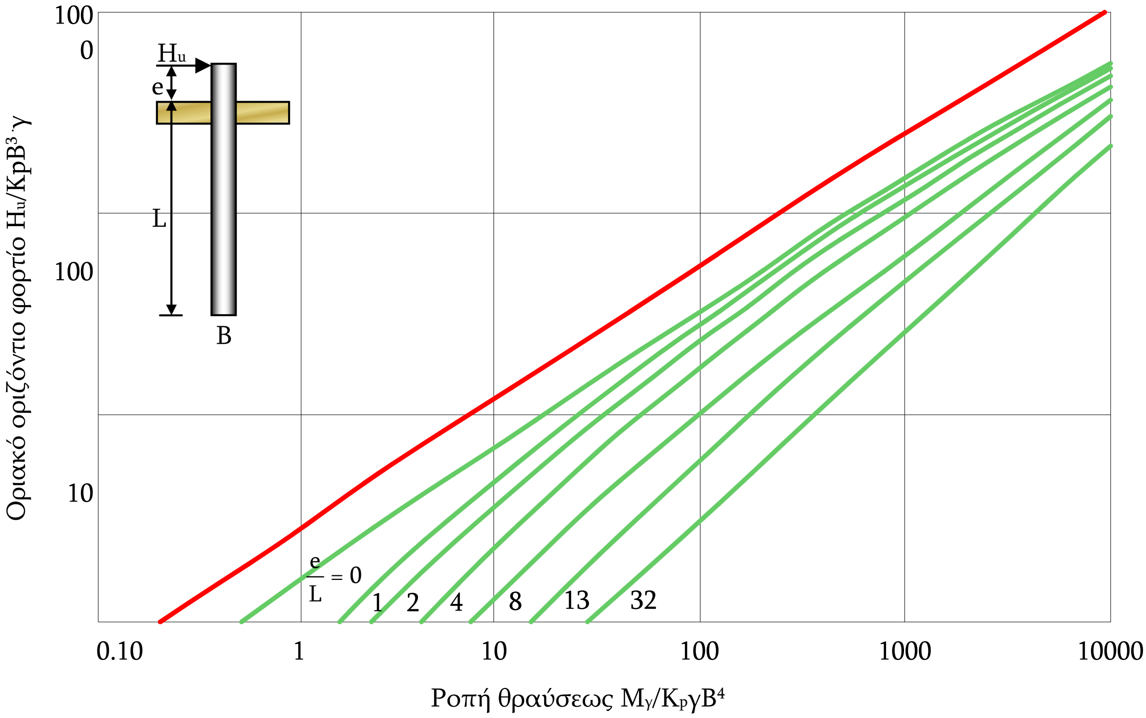
Μακρός πάσσαλος ελεύθερης κεφαλής σε κοκκώδες έδαφος

Εδώ ισχύει $M_{max}=M_{yield}$ και η (8.18) δεν ισχύει. Άρα με αντικατάσταση $M_{max}=M_{yield}$ στην (8.19) και με αντικατάσταση του f από την (8.21) προκύπτει η τιμή του οριακού φορτίου H_u.

Στα παρακάτω σχήματα (Σχ. 8.7 και Σχ. 8.8) παρέχονται τα φορτία H_u (μέσω αδιαστατοποιημένων συντελεστών) για κοντούς και μακρούς πασσάλους συναρτήσει των λόγων L/d, e/d (Σχ. 8.7, κοντοί πάσσαλοι) και $M_{yield}/(K_p\gamma d^4)$, e/L (Σχ. 8.8, μακροί πάσσαλοι) αντιστοίχως.



Σχήμα 8.7

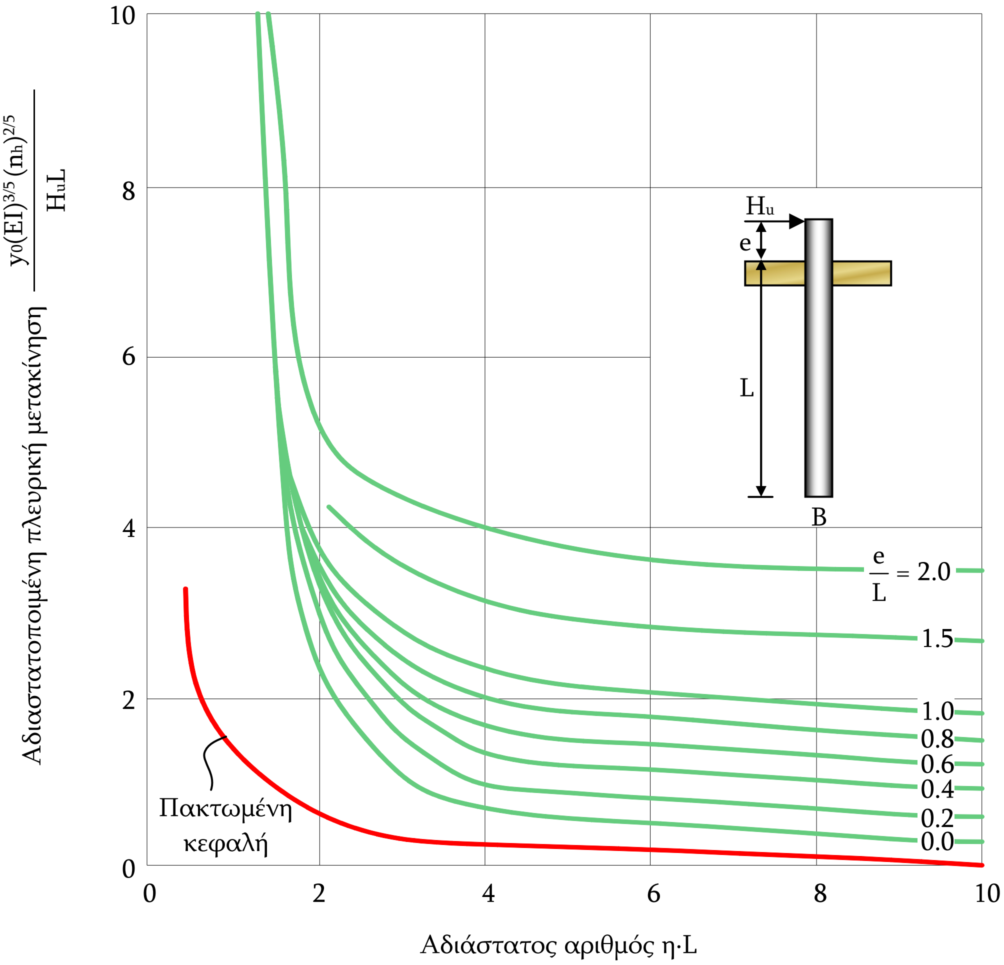


Σχήμα 8.8

Τέλος στο Σχ. 8.9 εκτιμάται μέσω αδιαστατοποιημένων συντελεστών n πλευρική μετατόπιση συναρτήσει του επίσης αδιαστατοποιημένου γινομένου nL όπου $n = \left[n_h / \left(E_p I_p \right) \right]^{1/5}$ και n_h κατά Broms όπως στον Πίν. 8.1.

Πίνακας 8.1 Τιμές συντελεστή n_h για αμμώδη εδάφη

Σχετική πυκνότητα άμμου	Χαλαρή	Μέση	Πυκνή
Ξηρή ή υγρή, n_h σε kN/m^3	750	2250	6000
Υπό άνωση, n_h σε kN/m^3	400	1500	3600



Σχήμα 8.9

<u>Πάσσαλοι πακτωμένης κεφαλής</u>

Στο Σχ. 8.10 παρουσιάζονται τα απλοποιητικά διαγράμματα εδαφικών αντιδράσεων και οι μηχανισμοί θραύσεως για i) κοντούς, ii) ενδιάμεσους, iii) μακρούς πασσάλους πακτωμένης κεφαλής σε κοκκώδες έδαφος.

- Κοντοί πάσσαλοι πακτωμένης κεφαλής σε κοκκώδες έδαφος

Ισχύουν οι σχέσεις:

$$H_u = 1.5\gamma L^2 d K_p \quad (8.22)$$

$$M_{max} = 2/3 H_u L \quad (8.23)$$

Πρέπει να ελεγχθεί κατά πόσο ισχύει $M_{max} < M_{yield}$ αλλιώς ο πάσσαλος θεωρείται ενδιάμεσος ή μακρός.

- Ενδιάμεσοι πάσσαλοι πακτωμένης κεφαλής σε κοκκώδες έδαφος

Ισχύουν οι σχέσεις:

$$f = 3/2\gamma dL^2K_p - H_u \tag{8.24}$$

$$H_u = 3/2\gamma df^2K_p \tag{8.25}$$

$$\text{και } M_{max} < M_{yield} = 0.5\gamma dL^3K_p - H_uL \tag{8.26}$$

Από την τελευταία σχέση προκύπτει η H_u με αντικατάσταση:

$$M_{max} = H_u 2/3f = H_u 0.82\left(H_u/K_pd\right)^{1/2} \tag{8.28}$$

Επίσης απαιτείται έλεγχος μέγιστης ροπής ανοίγματος σε βάθος f ($M_{max} < M_{yield}$), αλλιώς ο πάσσαλος θεωρείται μακρός.

- Μακροί πάσσαλοι πακτωμένης κεφαλής σε κοκκώδες έδαφος

Το οριακό οριζόντιο φορτίο H_u προκύπτει από την σχέση:

$$H_u\left(e + 2/3f\right) = 2M_{yield} \tag{8.28}$$

$$\text{όπου: } f{=}0.82\left(H_u/K_p\gamma d\right)^{1/2} \tag{8.29}$$

Το οριακό μήκος $L_{OP(1)}$ μεταξύ κοντού και ενδιάμεσου πασσάλου προκύπτει ως εξής:

$$M_{yield} = \left(3K_p\gamma dL^2_{OP(1)}/2\right)\left(2L_{OP(1)}/3\right) \tag{8.30}$$

οπότε προκύπτει:

$$L_{OP(1)} = \left(M_{yield}/\left(K_p\gamma d\right)\right)^{1/3} \tag{8.31}$$

Τέλος το οριακό μήκος $L_{OP(2)}$ μεταξύ ενδιάμεσου και μακρού πασσάλου προκύπτει ως εξής:

$$M_{yield} = \left(K_p\gamma dL^3_{OP(1)}/2\right) - H_uL_{OP(2)} \tag{8.32}$$

όπου:

$$H_u = 1.5K_p\gamma df^2 \tag{8.33}$$

$$f = \left[\left(2M_{yield}\right)/\left(K_p\gamma d\right)\right]^{1/3} \tag{8.34}$$

Στα παραπάνω σχήματα (Σχ. 8.7, Σχ. 8.8 και Σχ. 8.9) παρέχονται από τις ειδικές καμπύλες για πασσάλους πακτωμένης κεφαλής με την βοήθεια αδιαστατοποιημένων συντελεστών οι τιμές του οριακού φορτίου H_u για κοντούς και μακρούς πασσάλους καθώς και οι πλευρικές μετατοπίσεις κεφαλής y_o αντιστοίχως.

8.3 Εκτίμηση δείκτη εδάφους K_h κατά την οριζόντια διεύθυνση

Για την περίπτωση κανονικά φορτισμένων (NC) αργίλων όπου η διατμητική τους αντοχή αυξάνεται με το βάθος, αναμένεται και ο δείκτης εδάφους K_h, να αυξάνεται με το βάθος. Για την περίπτωση όμως των προφορτισμένων (OC) αργίλων όπου η διατμητική τους αντοχή είναι πρακτικά σταθερή για ορισμένο βάθος, αναμένεται ότι ο δείκτης K_h είναι αντίστοιχα σταθερός για το βάθος αυτό.

Και για την περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση (Broms 1964). Επειδή όμως στα εδάφη αυτά το μέτρο ελαστικότητας εξαρτάται από την σχετική πυκνότητα του εδάφους καθώς και την ενεργό πίεση από υπερκείμενες γαίες, ο δείκτης εδάφους K_h αυξάνεται γραμμικά με το βάθος. Έτσι για την περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών ο δείκτης εδάφους K_h μπορεί να εκτιμηθεί από ένα σταθερό δείκτη n_h κατά την εξίσωση:

$$K_h = n_h z/B$$

όπου:

- B η διάμετρος του πασσάλου
- z το βάθος
- n_h σταθερά του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση η οποία εκφράζει την ταχύτητα αύξησης του K_h με το βάθος, σε μονάδες δύναμη/μήκος^3.

Στην περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών η σταθερά n_h θεωρείται ότι εξαρτάται μόνο από τη σχετική πυκνότητα του εδάφους και από την παρουσία ή όχι υπογείων υδάτων στο αντίστοιχο βάθος.

Επίσης και στην περίπτωση των κανονικά φορτισμένων συνεκτικών εδαφών ο δείκτης εδάφους συνδέεται με τον αντίστοιχο συντελεστή εδάφους, όπως και τα μη συνεκτικά εδάφη. Στην περίπτωση όμως των συνεκτικών εδαφών η σταθερά n_h εξαρτάται από την ταχύτητα αύξησης της διατμητικής αντοχής με το βάθος.

Οι πλέον διαδεδομένες παραδοχές μεταβολής του δείκτη εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση είναι συμπερασματικά:

- K_h: σταθερός για O.C. αργίλους
- K_h: $n_h z/B$, για N.C. αργίλους και μη συνεκτικά εδάφη

Ειδικότερα για τις περιπτώσεις των μη συνεκτικών εδαφών και των μαλακών αργίλων ορισμένοι ερευνητές συνιστούν τη χρήση εκθετικού νόμου μεταβολής του δείκτη K_h με το βάθος, σε μία προσπάθεια προσέγγισης της μη γραμμικότητας των σχέσεων φορτίου-υποχωρήσεων στα «πραγματικά εδάφη».

Θα πρέπει επίσης να αναφερθεί πληροφορικά ότι ορισμένοι ερευνητές χρησιμοποιούν στις αναλύσεις τους αντί για τον δείκτη εδάφους K_h, το λεγόμενο μέτρο του δείκτη εδάφους K, το οποίο συνδέεται με τον δείκτη εδάφους με τη σχέση $K= K_h B$, όπου B η διάμετρος ή το πλάτος του πασσάλου. Το μέτρο αυτό K εκφράζεται σε μονάδες δύναμη/μήκος^2 αντιστοιχεί κατά την προσέγγιση στο μέτρο ελαστικότητας E και στην περίπτωση χρήσης του, αντί για τη γνωστή σχέση $p= K_h y$, που συνδέει την πίεση με την υποχώρηση, γίνεται χρήση της σχέσης $w=Ky$, όπου w η εδαφική αντίδραση ανά μέτρο μήκους του πασσάλου.

Ο υπολογισμός του δείκτη εδάφους στην πράξη αποτελεί ένα σοβαρό πρόβλημα. Ο καθορισμός του γίνεται με τρεις τρόπους:

1. Με δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων.
2. Με δοκιμαστικές φορτίσεις πλακών και χρήση κατάλληλων εμπειρικών συσχετίσεων ανάλογα και με τον τύπο του εδάφους.
3. Με εμπειρικούς συσχετισμούς αποτελεσμάτων εργαστηριακών ή και επί τόπου δοκιμών.

Οι πλέον διαδεδομένες στην πράξη σχέσεις υπολογισμού του δείκτη K_h ανάλογα με τη φύση του εδαφικού υλικού δίνονται παρακάτω.

8.3.1. Προφορτισμένες άργιλοι

Ο Terzaghi (1955) είχε προτείνει τις ακόλουθες συσχετίσεις για την εκτίμηση του δείκτη εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση:

$$K_h = (1/B)K_{ht} = (1/B)K_s = K_t/(1.5B)(tons/ft^3)$$

όπου:

K_h: δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση, πασσάλου πλάτους σε ft

K_{ht}: δείκτης εδάφους για πάσσαλο μοναδιαίου πλάτους 1ft

K_s: δείκτης εδάφους οριζόντιας δοκού μοναδιαίου πλάτους 1ft

K_t: δείκτης εδάφους οριζόντιας τετραγωνικής πλάκας πλάτους 1ft

Πίνακας 8.2 Βασικός δείκτης εδάφους K_h για Ο.C. Αργίλους

Στοιχεία	Στιφρή	Πολύ Στιφρή	Σκληρή
c_u σε tons/ft² ή σε kN/m³	0.5-1 50-100	1-2 100-200	>2 >200
Όρια μεταβολής K_t σε tons/ft² ή σε MN/m³	50-100 18-36	100-200 36-72	>200 >72
Προτεινόμενες τιμές K_t σε tons/ft² ή σε MN/m³	75 27	150 54	>300 >108

Σημειώνεται ότι οι κατά τα ανωτέρω τιμές του δείκτη K_t για την περίπτωση των προφορτισμένων αργίλων θεωρούνται συντηρητικές και ότι ο Terzaghi για την περίπτωση των προφορτισμένων αργίλων θεωρεί τον αυτό δείκτη εδάφους κατά την οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση. Επίσης και ο Broms (1964) για K_h σταθερό με το βάθος δίνει την εμπειρική σχέση $K_h = 1.67E_{u50}/B$ όπου E_{u50}, μέτρο ελαστικότητας υπό αστράγγιστες συνθήκες το οποίο συνδέεται με τη συνοχή κατά τη σχέση $E_{u50} = (50 \div 200)C_u$.

8.3.2 Κανονικά φορτισμένες άργιλοι

Ο δείκτης εδάφους κατά την οριζόντια διεύθυνση προσδιορίζεται μετά από κατάλληλη εκτίμηση της σταθεράς n_h, από τη σχέση $K_h = n_h z/B$. Έτσι για μαλακές αργίλους η σταθερά n_h κυμαίνεται μεταξύ 1-2tons/ft^3 (500-700kN/m^3) ενώ σε μαλακές οργανικές ιλείς η σταθερά n_h μπορεί να λάβει χαμηλότερες τιμές της τάξεως 0.5tons/ft^3 (170kN/m^3).

8.3.3 Μη συνεκτικά εδάφη

Ο K_h μεταβάλλεται με το βάθος κατά τη σχέση: $K_h = n_h \left(z / B\right)^n$, γραμμικά μεν για την περίπτωση κανονικά φορτισμένων άμμων (n=1) εκθετικά δε για μη συνεκτικά εδάφη (n=0.5-1).

Για την περίπτωση των άμμων ο Terzaghi (1955), καθώς και ο Reese et al (1974) δίνουν μέσες τιμές n_h (Πίν. 3.1) ανάλογα με τη σχετική πυκνότητα και την ύπαρξη ή όχι στάθμης υπόγειων υδάτων. Οι τιμές αυτές βασίζονται στη ρεαλιστική παραδοχή ότι το μέτρο ελαστικότητας της άμμου εξαρτάται από την ενεργό πίεση λόγω υπερκείμενων γαιών και τη σχετική πυκνότητα.

Πίνακας 8.3 Τιμές της σταθεράς n_h για άμμους

Σχετική πυκνότητα		Χαλαρή	Μέση	Πυκνή
Terzaghi	Άμμος ξηρή ή υγρή τιμές σε tons/ft^3 ή σε MN/m^3	7	21	56
		2.5	7.5	20
	Άμμος υπό άνωση τιμές σε tons/ft^3 ή σε MN/m^3	4	14	34
		1.4	5	12
Reese	Άμμος υπό άνωση τιμές σε tons/ft^3 ή σε MN/m^3	15	46	96
		5.3	16.3	34

8.4 Εκτίμηση οριακής ροπής θραύσεως πασσάλου από οπλισμένο σκυρόδεμα

Στο παρακάτω Νομογραφήματα από Α10 έως Α14 παρέχεται με μορφή αδιαστατοποιημένων συντελεστών η οριακή ροπή αστοχίας M_{yield} πασσάλου συναρτήσει:

- του λόγου επικάλυψης οπλισμού προε ακτίνα πασσάλου h'/r (κάθε Νομογράφημα αφορά μία τιμή h'/r και συγκεκριμένα 0.05, 0.10, 0.20, 0.30).
- του συνολικού εμβαδού οπλισμού (ως ποσοστό της συνολικής διατομής πασσάλου).

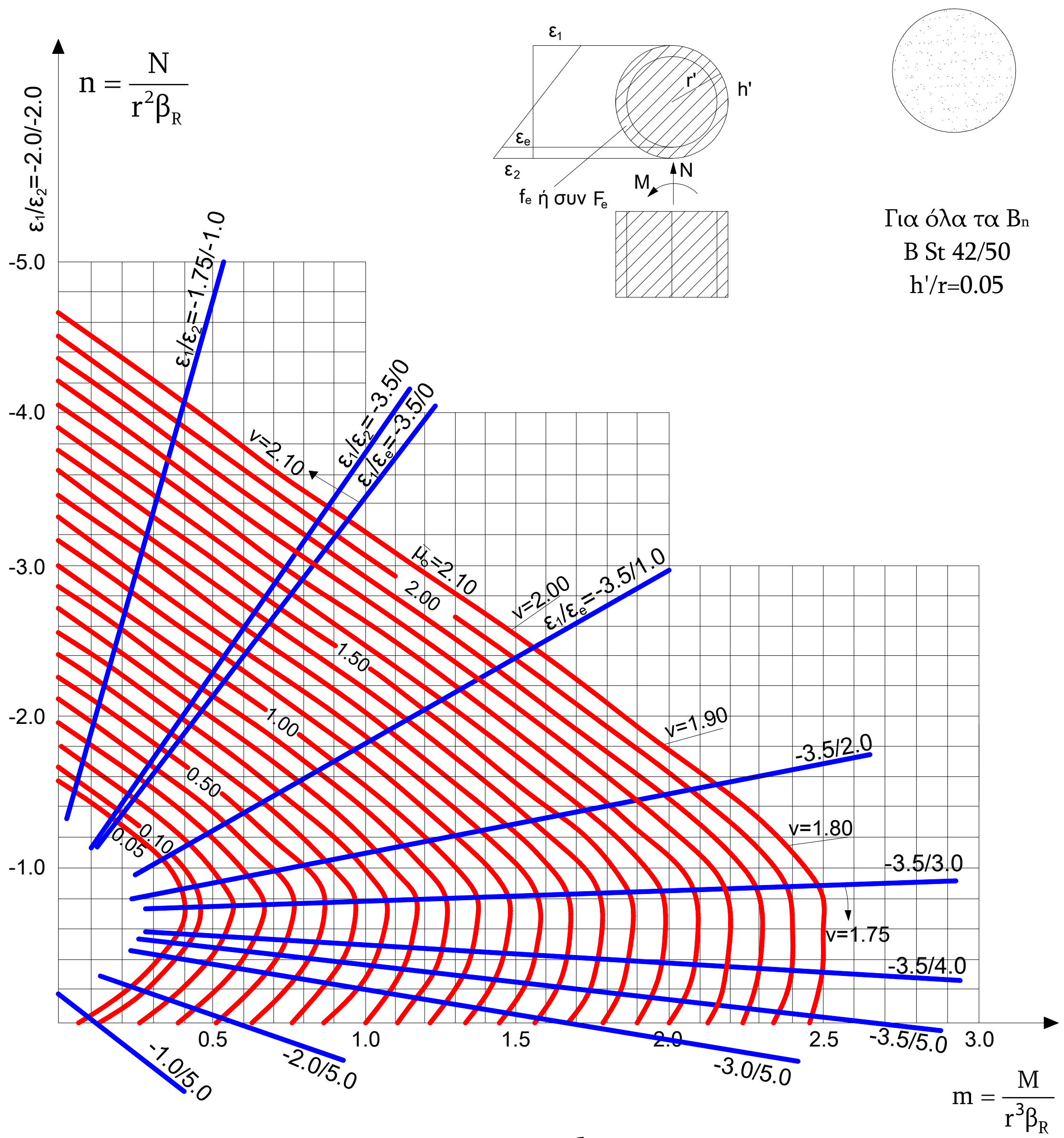
Από τη σχέση: $\sin F_e = \mu_o \left[\left(1/\beta_s/\beta_R\right)\left(r/1.8\right)\right]$ και για τιμές λόγου β_s/β_R ανάλογες με την ποιότητα (και αντοχή) του σκυροδέματος όπως προκύπτουν από τον πίνακα, προκύπτει η τιμή μ_o.

Στη συνέχεια από την αδιαστατοποιημένη έκφραση του αξονικού φορτίου $n = N/\left(\beta_R r^2\right)$ και την προσδιορισθείσα τιμή μ_o εκτιμώνται από το αντίστοιχο Νομογράφημα:

- η αδιαστατοποιημένη έκφραση της ροπής κάμψης $m = M//\left(\beta_R r^3\right)$
- ο συντελεστή ασφαλείας ν

Τελικά η ροπή αστοχίας M_{yield} προκύπτει από την σχέση:

$$M_{yield} = v\left(m\beta_R r^3\right)$$

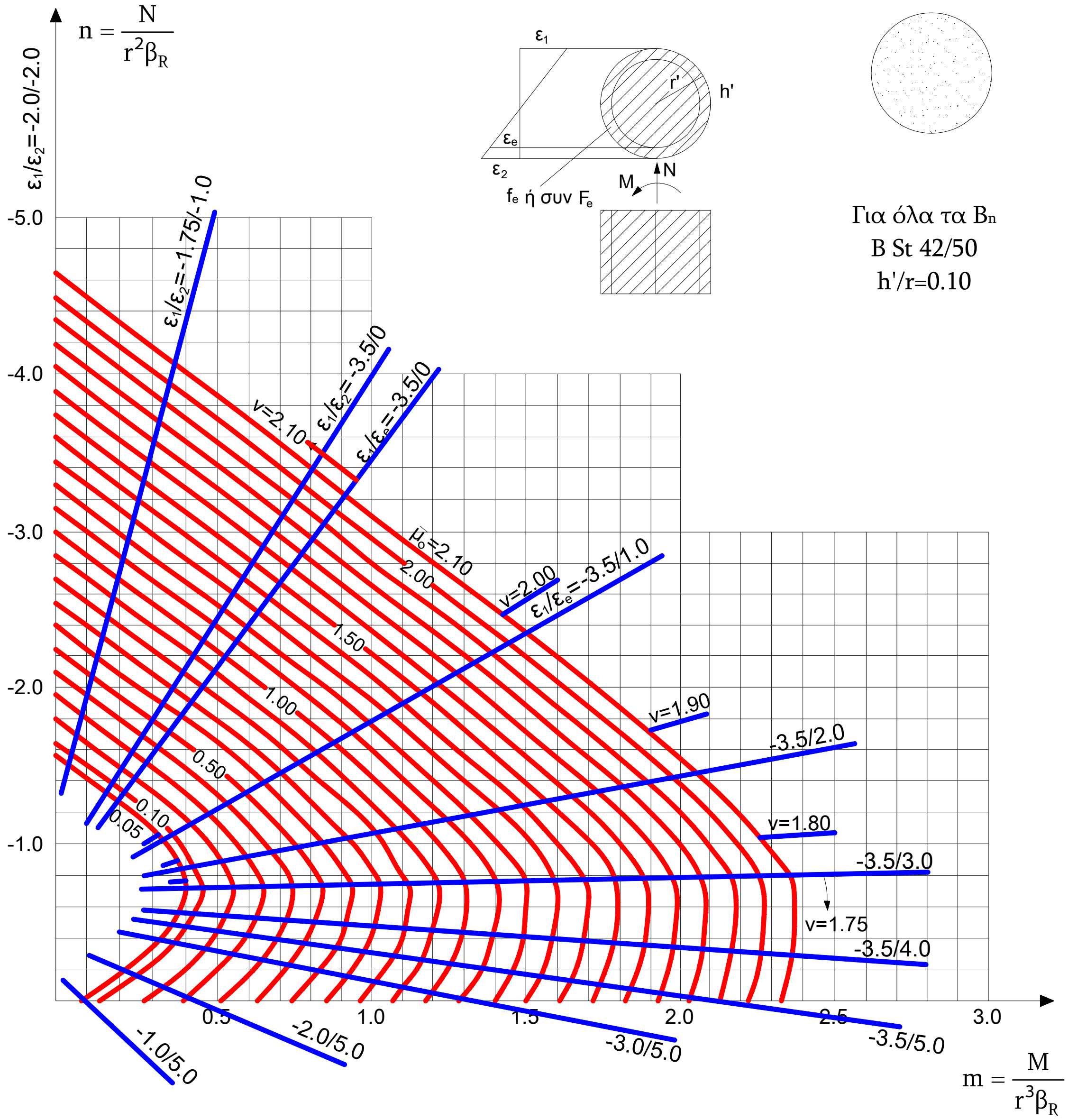


$$\text{συν}F_e = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} r^2 \pi$$

$$f_e = \frac{F_e}{2(r-h')\pi} = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} \frac{r^2}{2(r-h')} = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} \frac{r}{1.8}$$

Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος	Bn150	Bn250	Bn350	Bn450	Bn550
β_R (kP/cm²)	105	175	230	270	300
β_s / β_R	40.0	24.0	18.3	15.6	14.0

Σχήμα 8.10

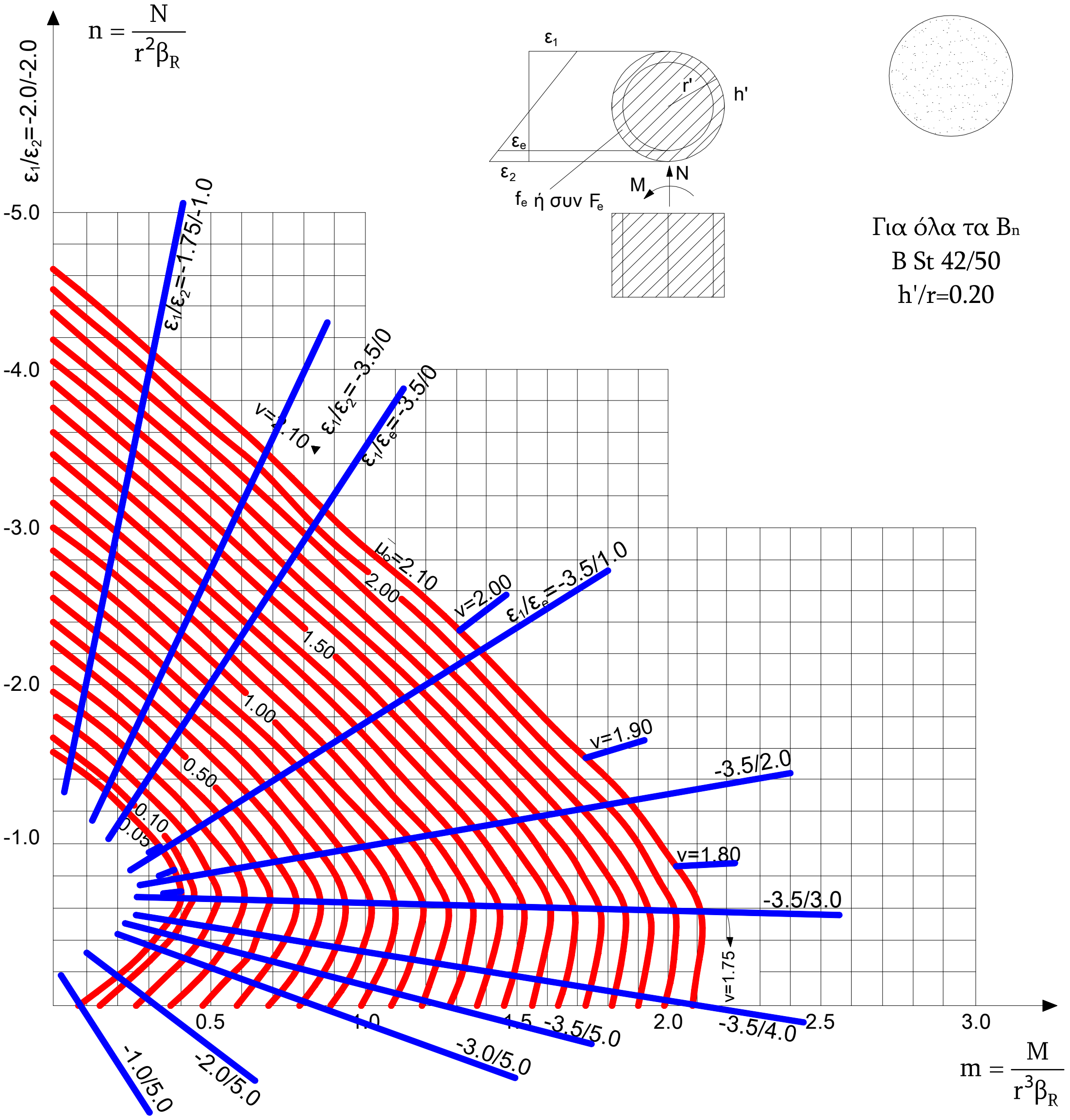


$$\text{συν}F_e = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} r^2 \pi$$

$$f_e = \frac{F_e}{2(r-h')\pi} = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} \frac{r^2}{2(r-h')} = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} \frac{r}{1.8}$$

Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος	Bn150	Bn250	Bn350	Bn450	Bn550
β_R (kP/cm²)	105	175	230	270	300
β_s / β_R	40.0	24.0	18.3	15.6	14.0

Σχήμα 8.11

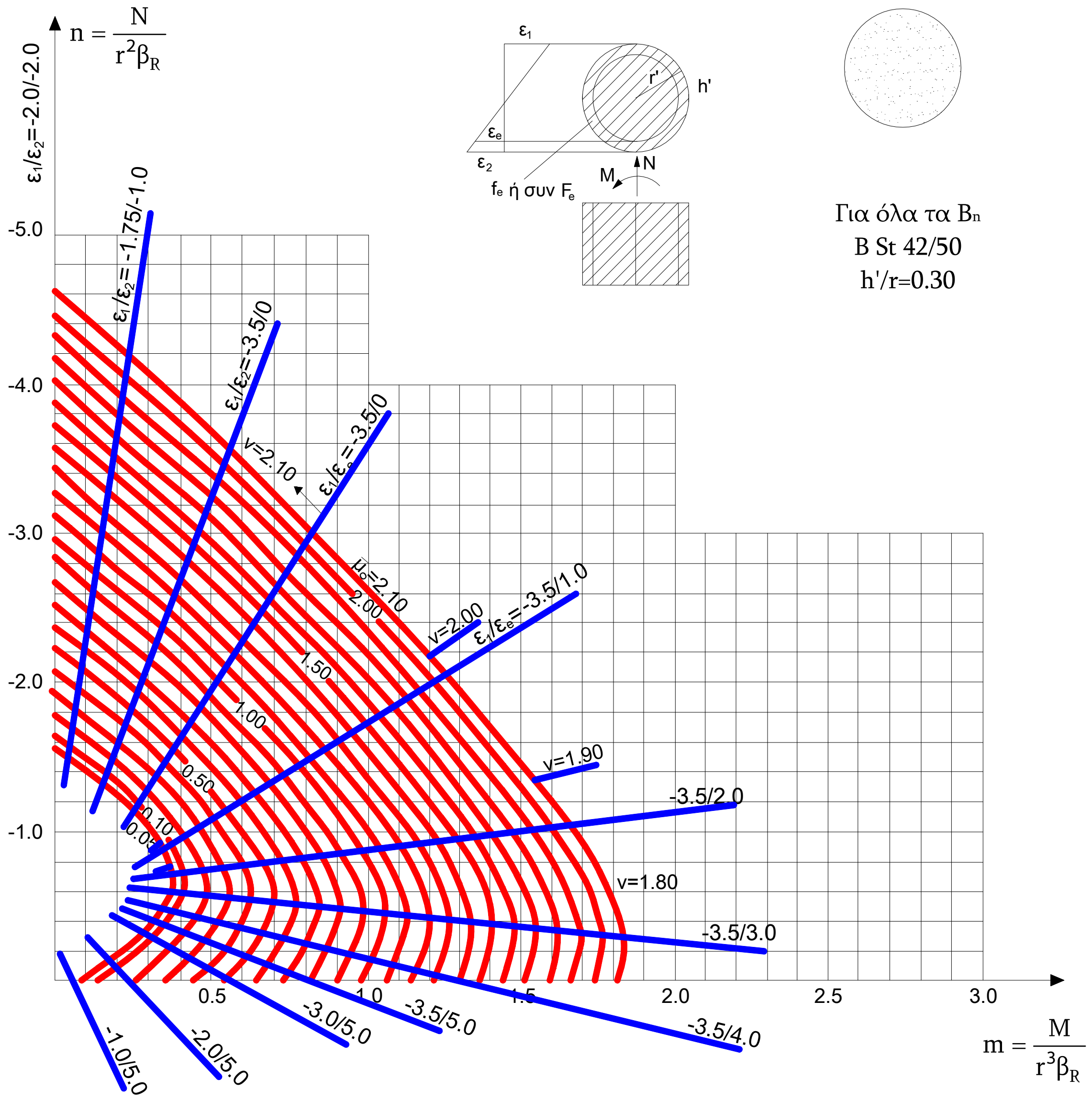


$$\text{συν}F_e = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} r^2 \pi$$

$$f_e = \frac{F_e}{2(r-h')\pi} = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} \frac{r^2}{2(r-h')} = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} \frac{r}{1.8}$$

Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος	Bn150	Bn250	Bn350	Bn450	Bn550
β_R (kP/cm²)	105	175	230	270	300
β_s / β_R	40.0	24.0	18.3	15.6	14.0

Σχήμα 8.12



$$
\sigma\upsilon\nu F_e = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} r^2 \pi
$$

$$
f_e = \frac{F_e}{2(r-h')\pi} = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} \frac{r^2}{2(r-h')} = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} \frac{r}{1.8}
$$

Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος	Bn150	Bn250	Bn350	Bn450	Bn550
β_R (kP/cm²)	105	175	230	270	300
β_s / β_R	40.0	24.0	18.3	15.6	14.0

Σχήμα 8.13

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΒΕΛΤΙΩΣΗ – ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ – ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

9.1 Λειτουργία των χαλικοπασσάλων

Με την κατασκευή χαλικοπασσάλων σε μαλακή έως μέσης συνεκτικότητας αργιλική στρώση, πριν τη φόρτιση του εδάφους επιτυγχάνονται τα εξής:

α) Αρχικά με την κατασκευή των χαλικοπασσάλων χωρίς αυτοί να φορτιστούν, επέρχεται βελτίωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους διότι από καθαρώς συνεκτική στρώση με $c_u \neq 0$ και $\varphi_u = 0$, μετατρέπεται με τους χαλικοπασσάλους σε μικτό σύνθετο έδαφος με παραμέτρους $c^* \neq 0$, $\varphi^* \neq 0$.

β) Μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης λόγω του ομοιόμορφου επιφανειακού φορτίου σ_0 της κατασκευής επέρχεται (αφενός λόγω διαφορετικών μέτρων Young E_c, E_s χαλικοπασσάλου και αργιλικού εδάφους αντιστοίχως, και αφετέρου λόγω συμβιβαστού των παραμορφώσεων των δύο υλικών) ανακατανομή φορτίου έτσι ώστε ο χαλικοπάσσαλος να αναλαμβάνει πίεση κεφαλής $\sigma_{χαλ} > \sigma_0$ ενώ το περιβάλλον έδαφος να φορτίζεται ομοιόμορφα με τάση $\sigma_{εδ} = \dfrac{\sigma_{χαλ}}{n} < \sigma_0$. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα:

- Να αυξάνεται η αστράγγιστη αντοχή του κανονικά στερεοποιημένου (NC) αργιλικού εδάφους κατά $\Delta c_u = \sigma'_{εδ} \cdot \left(\dfrac{c_u}{p}\right)_{NC}$, όπου $\left(\dfrac{c_u}{p}\right)_{NC}$ κανονικά στερεοποιημένης αργίλου κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 0.20 και 0.25 ενώ μπορεί να εκτιμηθεί συναρτήσει του μέσου δείκτη πλαστιμότητας PI της αργίλου με διάφορους τρόπους, όπως από την εμπειρική σχέση του Skempton:

$$\left(\frac{c_u}{PI}\right) = 0.11 + 0.0037 \cdot \overline{(PI)}\ \%$$

- Να αυξάνεται σημαντικά λόγω μεγάλης αύξησης της κατακόρυφης ορθής τάσεως σε μία διατομή στο εσωτερικό του χαλικοπασσάλου $\Delta\sigma_z = \sigma_{\chi\alpha\lambda}$ και η αντοχή τριβής σε οριζόντιο επίπεδο. Έτσι η συνολική αντίσταση τριβής σε μία οριζόντια επιφάνεια σε βάθος z αυξάνεται σημαντικά με αποτέλεσμα οι παράμετροι αντοχής $c_{\iota\sigma o\delta}$, $\varphi_{\iota\sigma o\delta}$ του ισοδύναμου μικτού εδάφους να αυξάνεται επίσης (αναλυτικός προσδιορισμός του επιχειρείται παρακάτω σε αυτό το κεφάλαιο). Επομένως, αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι συνθήκες στους ελέγχους φέρουσας ικανότητας ή γενικότερης θραύσης με κύκλους ολίσθησης να βελτιώνονται αισθητά.

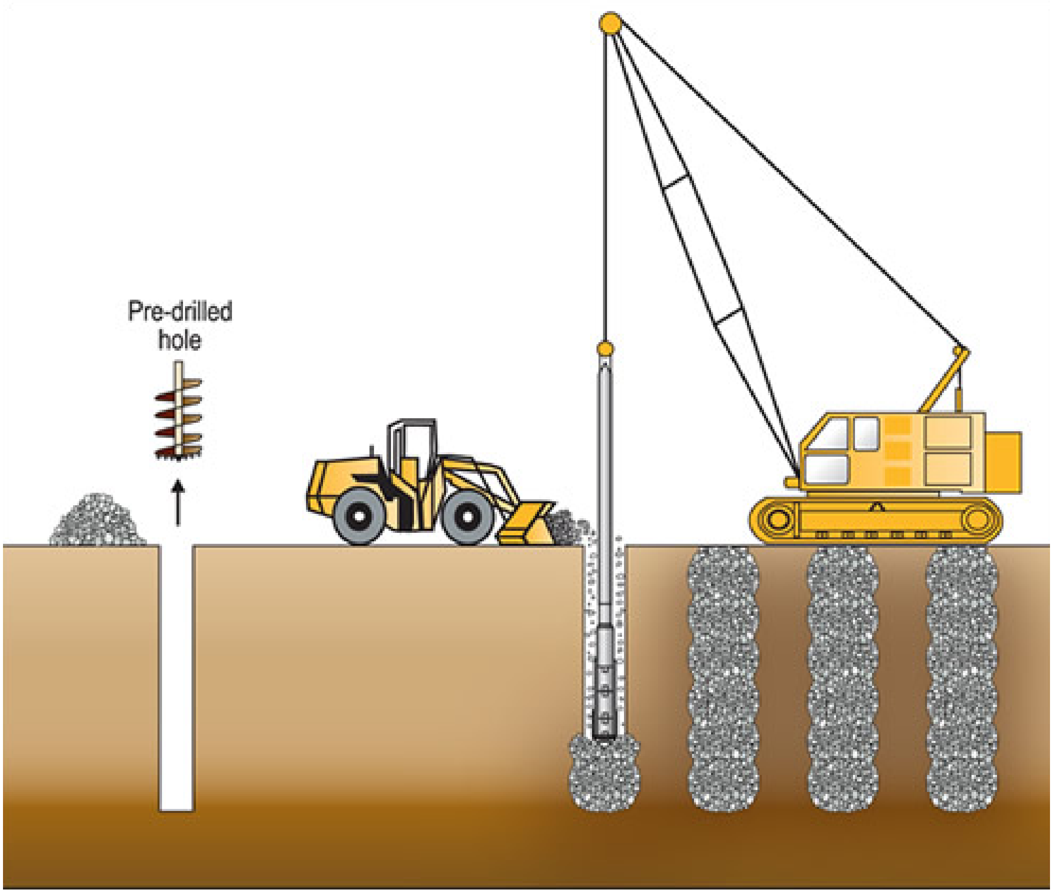
γ) Λόγω ανακατανομής φορτίου και συμβιβαστού παραμορφώσεων, η τελική καθίζηση του ενισχυμένου εδάφους θα είναι μειωμένη (αφού θα οφείλεται σε ομοιόμορφη πίεση $\sigma_{\varepsilon\delta}<\sigma_0$) σε σχέση με εκείνη του μη ενισχυμένου εδάφους (η οποία προφανώς οφείλεται σε ομοιόμορφη πίεση σ_0 με συντελεστή $Y = \frac{P_{\varepsilon\nu\iota\sigma\chi}}{P_{\mu\eta\ \varepsilon\nu\iota\sigma\chi}} = \frac{\sigma_{\varepsilon\delta}}{\sigma_0}$.

δ) Λόγω της πολύ μεγάλης διαπερατότητας του υλικού του χαλικοπασσάλου σε σχέση με εκείνη του περιβάλλοντος εδάφους, ο χαλικοπάσσαλος λειτουργεί ως στραγγιστήριο μεγάλης διαμέτρου, δημιουργώντας συνθήκες ακτινικής στερεοποίησης, πέραν της κατακόρυφου και επιταχύνοντας την ολοκλήρωση της στερεοποίησης και των καθιζήσεων.

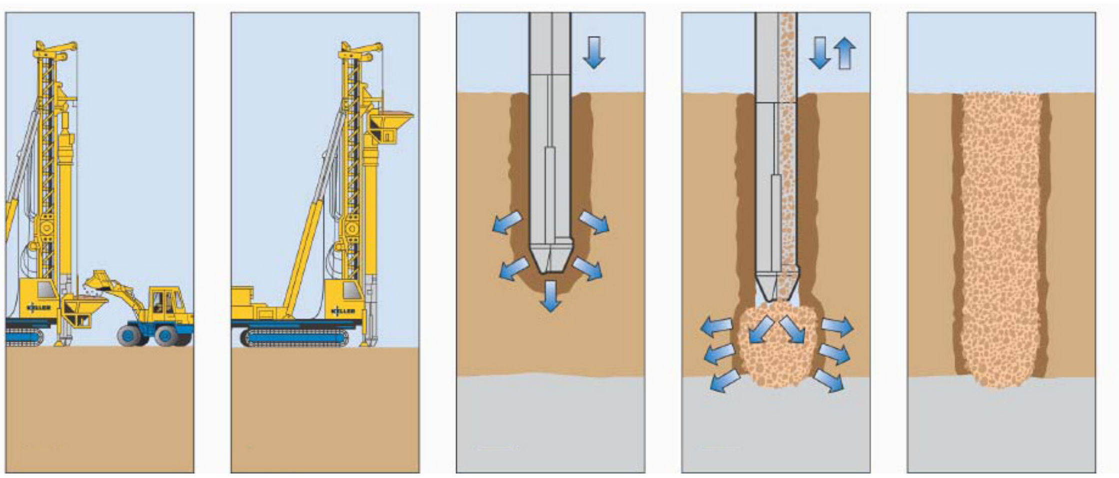
9.2 Κατασκευή και γεωμετρικά/μηχανικά χαρακτηριστικά δικτύου χαλικοπασσάλων

Ανάλογα με την κοκκομετρική διαβάθμιση του υλικού του περιβάλλοντος εδάφους οι χαλικοπάσσαλοι κατασκευάζονται με δύο μεθόδους:

1. Με τη μέθοδο βαθιάς δονητικής αντικατάστασης (Σχ. 9.1) σε υλικά κυρίως λεπτόκοκκα όπως ιλύς (σε ποσοστό >20% σε περίπτωση αμμοϊλύος, αργιλοϊλύος ή αργίλου).



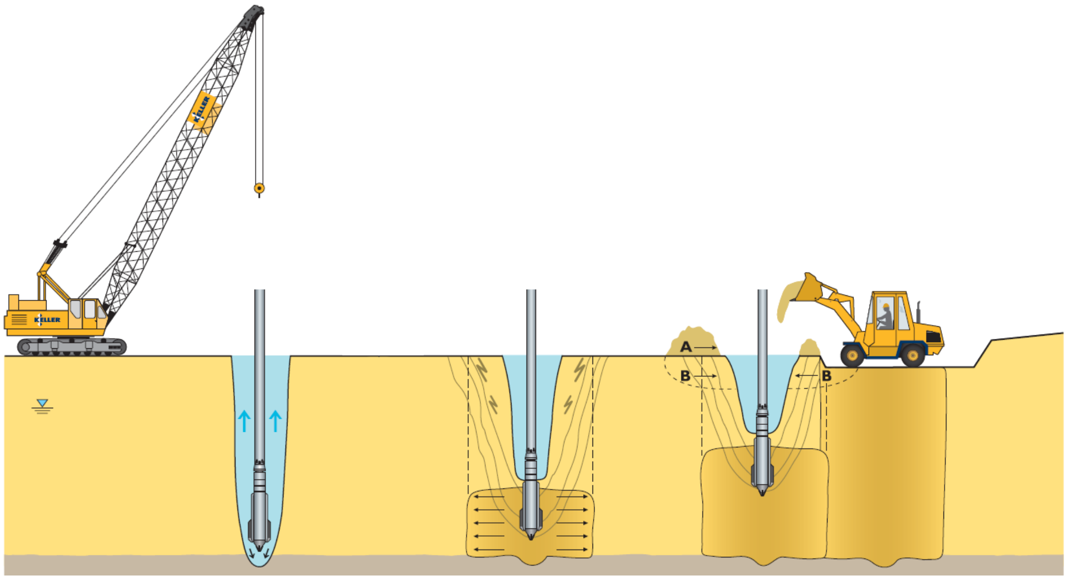
Top feed system



Bottom feed system

Σχήμα 9.1 Βαθιά δονητική αντικατάσταση

2. Με τη μέθοδο βαθιάς δονητικής συμπύκνωσης (Σχ. 9.2) με περισσότερο χονδρόκοκκα υλικά όπως άμμος, αμμοϊλύες (με ποσοστό ιλύος < 20%) και χάλικες.



Σχήμα 9.2 Βαθιά δονητική συμπύκνωση

Τα δίκτυα χαλικοπασσάλων κατασκευάζονται είτε σε τετραγωνικό κάνναβο πλευράς S είτε σε κάνναβο ισόπλευρων τριγώνων πλευράς S. Στην πρώτη περίπτωση, η εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο τετραγωνική επιφάνεια $A=S^2$ εξισώνεται με ισοδύναμη κυκλική διαμέτρου $D_e = 2R_e$ οπότε από τη σχέση $S^2 = \frac{\pi \cdot D_e^2}{4}$ προκύπτει ότι $D_e = 2R_e = \frac{2 \cdot S}{\sqrt{\pi}} = 1{,}13 \cdot S$. Στη δεύτερη περίπτωση η εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο επιφάνεια είναι κανονικό εξάγωνο με ύψος κάθε τριγώνου $\frac{S}{2} = 0.5 \cdot S$ και βάση $2\left(\frac{S}{2}\tan 30^{\circ}\right) = 0.577 \cdot S$, οπότε $A_{\varepsilon\xi} = 6 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}577 \cdot S^2 = 0.8665 \cdot S^2$. Από την εξίσωσή της με ισοδύναμο κύκλο διαμέτρου $D = 2 \cdot R_e = \sqrt{\frac{0.8655 \cdot 4}{\pi}} \cdot S = 1.05 \cdot S$.

❖ Ακτίνα επιρροής

$$2 \cdot R_e = \begin{Bmatrix} 1.05 \cdot S \text{ για τριγωνικό κάνναβο} \\ 1{,}13 \cdot S \text{ για τετραγωνικό κάνναβο} \end{Bmatrix}$$

❖ Λόγος (συντελεστής) αντικατάστασης

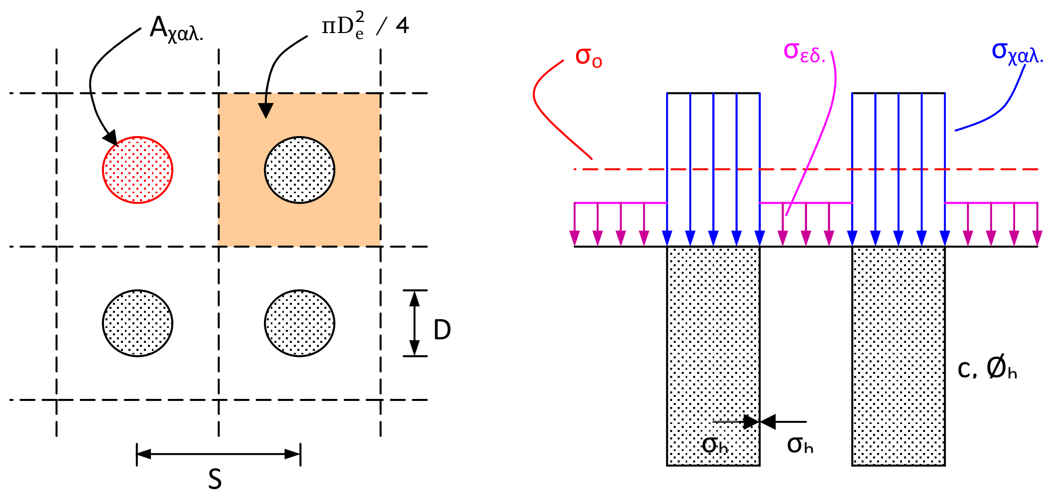
$$a_s = \frac{A_{\chi\alpha\lambda}}{\frac{\pi \cdot D_e^2}{4}} \text{ , } a_s \text{ κυμαίνεται από 0 έως 1.}$$

Με αντικατάσταση της αντίστοιχης σε κάθε κάνναβο σχέσης μεταξύ D_e και S:

$$a_s = \frac{\frac{\pi \cdot d_{\chi\alpha\lambda}^2}{4}}{\frac{\pi \cdot D_e^2}{4}} = \left(\frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{D_e}\right)^2 \Rightarrow$$

$$\left\{\begin{array}{ll} \left(\frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{1{,}05 \cdot S}\right)^2 = 0.907 \cdot \left(\frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{S}\right)^2 \approx 0.91 \cdot \left(\frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{S}\right)^2 & \text{τριγωνικός κάνναβος} \\ \left(\frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{1{,}13 \cdot S}\right)^2 = 0.783 \cdot \left(\frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{S}\right)^2 \approx 0.78 \cdot \left(\frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{S}\right)^2 & \text{τετραγωνικός κάνναβος} \end{array}\right\}$$

❖ Λόγος (συντελεστής) συγκέντρωσης τάσεων $n = \frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda.}}{\sigma_{\varepsilon\delta.}}$



Σχήμα 9.3

Η παράμετρος n μπορεί να υπολογιστεί λαμβάνοντας υπόψιν ότι:

➢ Η καθίζηση του ενισχυμένου εδάφους, από την τάση $\sigma_{\varepsilon\delta}$, είναι:

$$\left.\begin{array}{l} \rho = \frac{\sigma_{\varepsilon\delta.}}{E_{\varepsilon\delta.}} \cdot H \\ \frac{\sigma_{\varepsilon\delta.}}{\sigma_0} = \frac{1}{n \cdot a_s + (1 - a_s)} \end{array}\right\} \Rightarrow \rho = \frac{\sigma_0}{E_{\varepsilon\delta.}} \cdot \frac{1}{n \cdot a_s + (1 - a_s)} \cdot H$$

➢ Η καθίζηση του αρχικού εδάφους, υπό την τάση σ_0, είναι:

$$\rho_0 = \frac{\sigma_0}{E_{\varepsilon\delta.}} \cdot H \quad , \quad Y = \frac{\rho}{\rho_0} = \frac{1}{n \cdot a_s + (1 - a_s)} \Rightarrow n = \frac{\frac{1}{Y} - (1 - a_s)}{a_s}$$

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι μία ανωτέρω οριακή τιμή του συντελεστή n θα είναι: $n = E_{\chi\alpha\lambda.}/E_{\varepsilon\delta.}$ και θα προκύπτει από τη θεώρηση μηδενικής πλευρικής παραμόρφωσης τόσο για τον χαλικοπάσσαλο όσο κ για τον περιβάλλον έδαφος. Στην περίπτωση αυτή, οι τιμές των καθιζήσεων χαλικοπασσάλου και εδάφους καθώς και του συμβιβαστού των παραμορφώσεων θα οδηγούσαν στη σχέση:

$$\frac{\sigma_0}{E_{s\ \varepsilon\delta.}} \cdot H = \rho_{\varepsilon\delta.} = \rho_{\chi\alpha\lambda.} = \frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{s\ \chi\alpha\lambda.}} \cdot H$$

$$\text{οπότε :} \qquad n = \frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda.}}{\sigma_{\varepsilon\delta.}} = \frac{E_{s\ \chi\alpha\lambda.}}{E_{s\ \varepsilon\delta.}} = \frac{1{,}35 \cdot E_{\chi\alpha\lambda.}}{1{,}35 \cdot E_{\varepsilon\delta.}} = \frac{E_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{\varepsilon\delta.}}$$

(Άνω όριο τιμής συντελεστή συγκέντρωσης τάσεων)

Η θεώρηση όμως αυτή οδηγεί συνήθως σε μεγάλες τιμές $\sigma_{\chi\alpha\lambda.}$ (επιβάρυνση κεφαλής τέτοια, ώστε να προκύπτει ανεπαρκής συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως του χαλικοπασσάλου), αλλά οδηγεί σε μεγάλη μείωση των καθιζήσεων. Κρίνεται σκόπιμο να εφαρμόζεται μόνο στην περίπτωση άκαμπτης πλάκας εδράσεως και χαλικοπασσάλων εδραζόμενων στο υποκείμενο της αργίλου, αρκετά ανθεκτικότερο στρώμα.

Όσον αφορά τις τιμές των τελικών τάσεων $\sigma_{\chi\alpha\lambda.}$ και $\sigma_{\varepsilon\delta.}$ (μετά τη στερεοποίηση και την ανακατανομή των τάσεων), αυτές προκύπτουν συναρτήσει της αρχικής ομοιόμορφης τάσεως σ_o του λόγου αντικατάστασης a_s και του λόγου συγκέντρωσης τάσεων n ως εξής:

$$\sigma_o \cdot \frac{\pi \cdot D_e^2}{4} = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} + \sigma_{\varepsilon\delta} \cdot \frac{\pi \cdot \left(D_e^2 - D\right)}{4} \Rightarrow$$

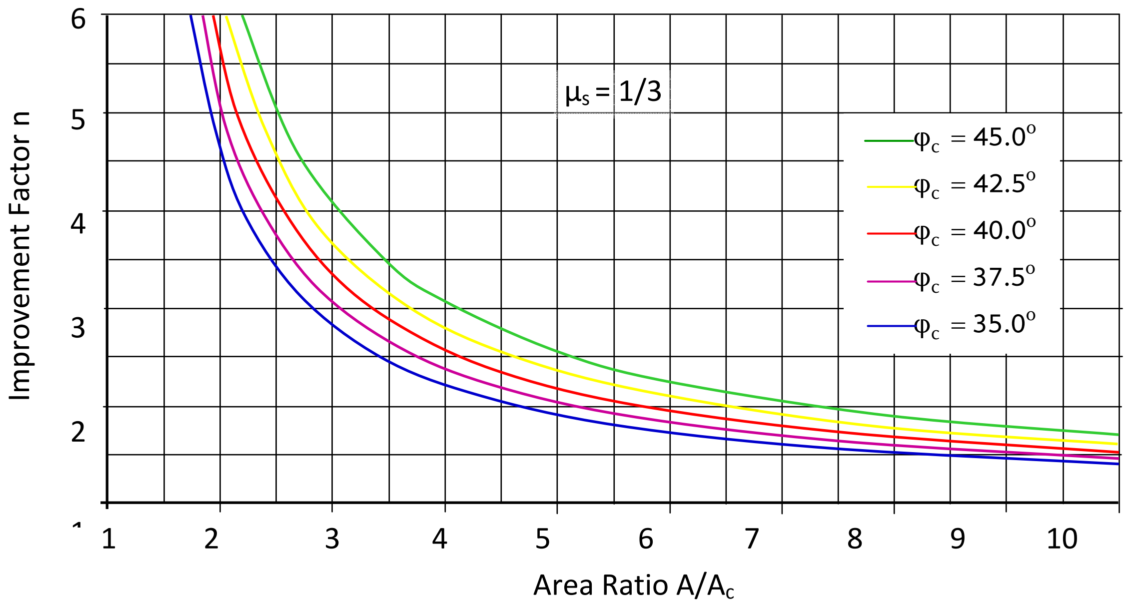
$$\sigma_0 = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} \cdot \left(\frac{D}{D_e}\right)^2 + \sigma_{\varepsilon\delta.} \cdot \left[1 - \left(\frac{D}{D_e}\right)^2\right] \Rightarrow \sigma_0 = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} \cdot a_s + \sigma_{\varepsilon\delta.} \cdot (1 - a_s)$$

Λαμβάνοντας επιπλέον υπόψιν ότι $\sigma_{\chi\alpha\lambda.} = n \cdot \sigma_{\varepsilon\delta.}$, τελικώς προκύπτει ότι:

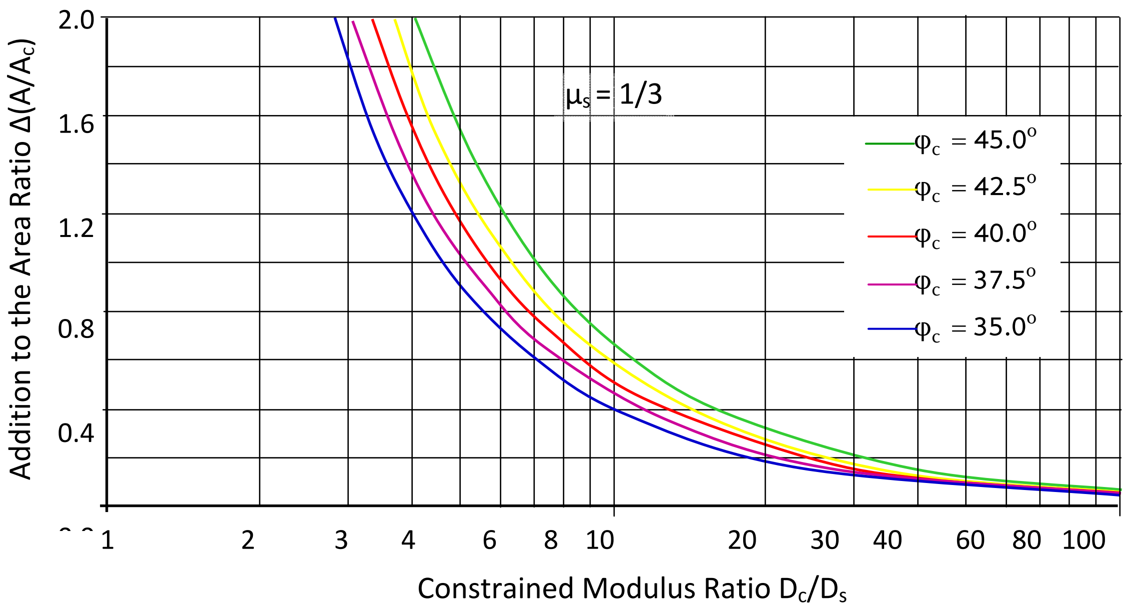
$$\sigma_{\varepsilon\delta.} = \frac{1}{n \cdot a_s + (1 - a_s)} \cdot \sigma_0 \quad , \quad \sigma_{\chi\alpha\lambda.} = \frac{n}{n \cdot a_s + (1 - a_s)} \cdot \sigma_0$$

9.3 Εκτίμηση του συντελεστή ενίσχυσης – βελτίωσης εδάφους β=1/Y (όπου Y ο συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων ενισχυμένου εδάφους) κατά Priebe

Ο Priebe υποθέτοντας αρχικά ότι το υλικό του χαλικοπασσάλου διατέμνεται, ενώ το περιβάλλον έδαφος παραμορφώνεται ελαστικά καθώς και ότι η διαδικασία κατασκευής των χαλικοπασσάλων παραμόρφωσε το έδαφος σε τέτοιο βαθμό, ώστε η αντίσταση του να προσομοιάζει προς εκείνη του ρευστού (συντελεστής πλευρικών πιέσεων K=1) και υιοθετώντας τη συνήθη τιμή (για αργίλους μετά τη στερεοποίηση και για άμμους εξαρχής) του λόγου Poisson $\mu_\delta = \nu = \frac{1}{3}$ έδωσε το νομογράφημα του Σχ. 9.4 βάσει του οποίου προκύπτει ο συντελεστής βελτίωσης $\beta = \frac{1}{Y}$ συναρτήσει του αντιστρόφου του λόγου αντικατάστασης $\frac{A}{A_c\left(A_{\chi\alpha\lambda.}\right)} = \frac{1}{a_s}$ και της γωνίας του υλικού του χαλικοπασσάλου $\varphi_c = \varphi_{\chi\alpha\lambda.}$. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο Σχ. 9.4 δε λαμβάνεται υπόψιν η συμπιεστότητα του ίδιου του υλικού του χαλικοπασσάλου, δηλαδή θα έπρεπε σε περίπτωση ολοκληρωτικής αντικατάστασης του εδάφους από υλικό του χαλικοπασσάλου $\left(a_s = \frac{A}{A_c} = 1\right)$ ο συντελεστής β να απειριζόταν ανεξαρτήτως φ_c. Για να ληφθεί υπόψη και η συμπιεστότητα του ίδιου του υλικού του χαλικοπασσάλου επαυξάνεται ο λόγος $\frac{A}{A_c}$ κατά μία τιμή $\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$ και μετά εφαρμόζεται το νομογράφημα του Διαγράμματος 9.2, για την τελική τιμή $\left(\frac{A}{A_c}\right)_{\tau\varepsilon\lambda.} = \left(\frac{A}{A_c}\right)_0 + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$.



Σχήμα 9.4 Εύρεση συντελεστή βελτίωσης β



Σχήμα 9.5 Εύρεση λόγου $\Delta(A/A_c)$

Η πρόσθετη τιμή $\Delta\left(A/A_c\right)$ παρέχεται κατά Priebe από το νομογράφημα του Σχ. 9.5 συναρτήσει:

- Του λόγου των μέτρων μονοδιάστατης συμπίεσης D_c/D_s χαλικοπασσάλου και εδάφους (και συνεπώς και των μέτρων ελαστικότητας Young $E_{χαλ.}/E_{εδ.}$ χαλικοπασσάλου – εδάφους).
- Της γωνίας διατμητικής αντοχής του υλικού του χαλικοπασσάλου φ_c=$\varphi_{χαλ.}$.

9.4 Εκτίμηση παραμέτρων αντοχής $c_{ισοδ.}$, $\varphi_{ισοδ.}$ ενισχυμένου σύνθετου μικτού εδάφους

- Αμέσως μετά την κατασκευή των χαλικοπασσάλων ($c_{ισοδ.}$=c^* και $\varphi_{ισοδ.}$=φ^*)

Για την περίπτωση του τέλους της κατασκευής των χαλικοπασσάλων οι τιμές c^* και φ^* του ισοδύναμου μικτού εδάφους προκύπτουν κατά Di Maggio συναρτήσει:

- Του λόγου αντικατάστασης $a_s = A_{χαλ.}/A$, όπου Α=$\pi \cdot D_e^2/4$ η εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο επιφάνεια
- Της γωνίας διατμητικής αντοχής $\varphi_{χαλ.}$ του υλικού του χαλικοπάσσαλου από τις σχέσεις:

$$c^* = \left(1-a_s\right)\cdot c_u$$
$$\tan\varphi^* = a_s \cdot \tan\varphi_{χαλ.}$$
$$\gamma^* = a_s \cdot \gamma_{χαλ.} + \left(1-a_s\right)\cdot \gamma_{εδ.}$$

- Μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης και την ανακατανομή των τάσεων κατά το προσομοίωμα «συνοχής –τριβής»

Με βάση το Σχ. 9.3 ορίζονται τα εξής μεγέθη:

σ_0: Η μέση πίεση, πρόσθετη στη στάθμη κατασκευής των χαλικοπασσάλων

$\sigma_{χαλ.}$: Η πίεση εκ κατανομής στο χαλικοπάσσαλο

$\sigma_{εδ.}$: Η πίεση ανακατανομής στο έδαφος

$\gamma_{εδ.}$: Το φαινόμενο βάρος του εδάφους

$\gamma_{χαλ.}$: Το φαινόμενο βάρος του χαλικοπασσάλου

- Στάθμη Ζ (πριν την πρόσθετη πίεση):

  Αρχική μέση ενεργός τάση: $\gamma'_m \cdot Z$

  Αρχική μέση ενεργός τάση στο χαλικοπάσσαλο: $\gamma'_{\chi\alpha\lambda.} \cdot Z$

  Αρχική μέση ενεργός τάση στο έδαφος: $\gamma'_{\varepsilon\delta.} \cdot Z$

- Στάθμη Ζ (πρόσθετη πίεση):

  Πρόσθετη μέση πίεση: σ_o

  Πρόσθετη πίεση στο χαλικοπάσσαλο: $\sigma_{\chi\alpha\lambda.\,Z}$

  Πρόσθετη πίεση στο έδαφος: $\sigma_{\varepsilon\delta.\,Z}$

- Στάθμη Ζ (τελική πίεση):

  Τελική μέση πίεση: $\gamma'_m \cdot Z + \sigma_o$

  Τελική πίεση στο χαλικοπάσσαλο: $\gamma'_{\chi\alpha\lambda.} \cdot Z + \sigma_{\chi\alpha\lambda.\,Z}$

  Τελική πίεση στο έδαφος: $\gamma'_{\varepsilon\delta.} \cdot Z + \sigma_{\varepsilon\delta.\,Z}$

Από συνδυασμό της εξίσωση ισορροπίας, έχουμε:

$$\sigma_o \cdot A = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} \cdot A_{\chi\alpha\lambda.} + \sigma_{\varepsilon\delta.} \cdot \left(A - A_{\chi\alpha\lambda.}\right)$$

Από την εξίσωση του συμβιβαστού παραμορφώσεων με παραδοχή μηδενικών πλευρικών παραμορφώσεων:

$$\frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{\chi\alpha\lambda.}} = \frac{\sigma_{\varepsilon\delta.}}{E_{\varepsilon\delta.}} \rightarrow n = \frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda.}}{\sigma_{\varepsilon\delta.}} = \frac{E_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{\varepsilon\delta.}}$$

Οπότε προκύπτει τελικά:

$$\sigma_o = \frac{A_{\chi\alpha\lambda.}}{A} \cdot \left(n \cdot \sigma_{\varepsilon\delta.}\right) + \left(1 - \frac{A_{\chi\alpha\lambda.}}{A}\right) \cdot \sigma_{\varepsilon\delta.} \Rightarrow \sigma_o = a_s \cdot n \cdot \sigma_{\varepsilon\delta.} + \left(1 - a_s\right) \cdot \sigma_{\varepsilon\delta.}$$

Και έτσι τελικά:

$$\sigma_{\varepsilon\delta.} = \frac{1}{a_s \cdot n + \left(1 - a_s\right)} \cdot \sigma_o = \frac{4 \cdot a \cdot b \cdot \sigma_o \quad (1)}{n \cdot \pi \cdot d^2_{\chi\alpha\lambda.} + 4 \cdot a \cdot b - \pi \cdot d^2_{\chi\alpha\lambda.} \quad (2)}$$

Η συνολική αντοχή του συστήματος πριν τη φόρτιση και μετά τη φόρτιση των χαλικοπασσάλων θα είναι:

- Πριν: $T = c_{u\,Z} \cdot A \quad (3)$
- Μετά: $T = T_c + T_\varphi = c_{u\,Z} \cdot (1 - a_s) \cdot A + (\gamma'_{\chi\alpha\lambda.} \cdot Z + \sigma_{\chi\alpha\lambda.\,Z}) \cdot (a_s - A) \cdot \tan\varphi_{\chi\alpha\lambda.} \; (4)$

Για να προκύψουν οι ισοδύναμες παράμετροι αντοχής $c_{\iota\sigma o\delta.}$, $\varphi_{\iota\sigma o\delta.}$ θα πρέπει μετά την φόρτιση να ισχύει:

$$T = c_{\iota\sigma o\delta.} \cdot A + \left[(\gamma'_m \cdot Z + \sigma_o) \cdot A\right] \cdot \tan\varphi_{\iota\sigma o\delta.} \qquad (5)$$

Από εξίσωση των (4) και (5) προκύπτει:

$$c_{\iota\sigma o\delta.} = c_{u\,Z} \cdot (1 - a_s)$$

και

$$\varphi_{\iota\sigma o\delta.} = \tan^{-1}\left[\frac{a_s \cdot (\gamma'_{\chi\alpha\lambda.} \cdot Z + \sigma_{\chi\alpha\lambda.\,Z})}{(\gamma'_m \cdot Z + \sigma_o)} \cdot \tan\varphi_{\chi\alpha\lambda}\right]$$

Έτσι η ισοδύναμη αντοχή $c_{\iota\sigma o\delta.}$ εξαρτάται μόνο από το λόγο αντικατάστασης a_s, ενώ η ισοδύναμη γωνία διατμητικής αντοχής $\varphi_{\iota\sigma o\delta.}$ εξαρτάται, πλην του λόγου αντικατάστασης a_s, και από τη μέση ομοιόμορφη πίεση σ_o και τη γωνία διατμητικής αντοχής του υλικού του χαλικοπασσάλου.

Αναλυτικότερα, μετά τη στερεοποίηση, η μετατροπή της αναλαμβανόμενης από το έδαφος $\sigma_{\varepsilon\delta.}$ σε ενεργό, έχει ως συνέπεια την αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $c_{u\,Z}$ (άρα και της $c_{\iota\sigma o\delta.}$) ως εξής:

- Κανονικά στερεοποιημένες (NC) άργιλοι με γνωστό λόγο $\left(\dfrac{c_u}{p'}\right)$

$$\Delta c_{u\,Z} = \left(\frac{c_u}{p'}\right) \cdot \sigma_{\varepsilon\delta.}, \text{ οπότε}$$

$$c_{u\,Z}^{\tau\varepsilon\lambda.} = c_{u\,Z}^{\alpha\rho\chi.} + \Delta c_{u\,Z} = c_{u\,Z}^{\alpha\rho\chi.} + \left(\frac{c_u}{p'}\right) \cdot \sigma_{\varepsilon\delta.}, \text{ και}$$

$$c_{\tau\varepsilon\lambda.}^{\iota\sigma o\delta.} = (1 - a_s) \cdot c_{u\,Z}^{\tau\varepsilon\lambda.} = (1 - a_s) c_{u\,Z}^{\alpha\rho\chi.} + (1 - a_s) \cdot \left(\frac{c_u}{p'}\right) \cdot \sigma_{\varepsilon\delta.}$$

- Προστερεοποιημένες άργιλοι (OC) με γνωστό $(OCR)_{αρχ.}$ και $(\gamma'_m \cdot Z) + \sigma_{εδ.} < \sigma'_{v\max} = (OCR)_{αρχ.} \cdot (\gamma'_m \cdot Z)$

Τότε, μετά τη στερεοποίηση θα ισχύει:

$$(OCR)_{τελ.} = \frac{(\gamma'_m \cdot Z) \cdot (OCR)_{αρχ.}}{(\gamma'_m \cdot Z) + \sigma_{εδ.}}, \text{ και}$$

$$c_{uZ}^{τελ.} = \left[(\gamma'_m \cdot Z) + \sigma_{εδ.}\right] \cdot (OCR)_{τελ.}^{0.8} \cdot \left(\frac{c_u}{p'}\right) =$$

$$= \left[(\gamma'_m \cdot Z) + \sigma_{εδ.}\right] \cdot \left(\frac{c_u}{p'}\right)_{NC} \cdot \left(\frac{(\gamma'_m \cdot Z) \cdot (OCR)_{αρχ.}}{(\gamma'_m \cdot Z) + \sigma_{εδ.}}\right)^{0.8} > (\gamma'_m \cdot Z)(OCR)_{τελ.}^{0.8} \cdot \left(\frac{c_u}{p'}\right)_{NC} =$$

$$= c_{uZ}^{αρχ.}$$

Τελικά:

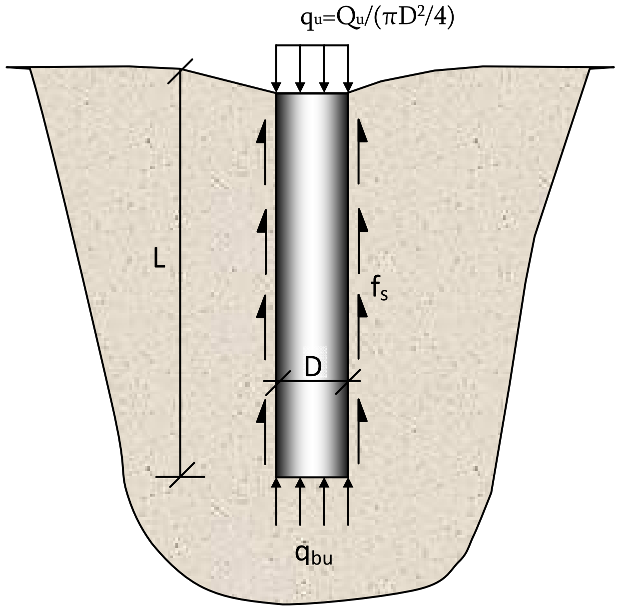
$$c_{ισοδ.}^{τελ.} = (1 - a_s) \cdot c_{uZ}^{τελ.} = (1 - a_s) \cdot \left[(\gamma'_m \cdot Z) + \sigma_{εδ.}\right] \cdot \left(\frac{c_u}{p'}\right)_{NC} \cdot \left[\frac{(\gamma'_m \cdot Z) \cdot (OCR)_{αρχ.}}{(\gamma'_m \cdot Z) + \sigma_{εδ.}}\right]^{0.8}$$

6.5 Έλεγχος έναντι αστοχίας του χαλικοπασσάλου-εκτίμηση καθιζήσεων μεμονωμένου χαλικοπασσάλου

Θα πρέπει να ελεγχθεί κατά πόσον η τελική τάση στην κεφαλή του χαλικοπασσάλου $\sigma_{χαλ.}$ υπερβαίνει ή όχι την μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή $\sigma_{επ.} = \frac{\sigma_{v\,ορ.}^{χαλ.}}{F_s}$, όπου $\sigma_{v\,ορ.}^{χαλ.}$ η οριακή πίεση κεφαλής χαλικοπασσάλου για την οποία επέρχεται αστοχίας του χαλικοπασσάλου και F_s ο επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας (συνήθως F_s=1.30 έως 2.50). Για την εκτίμηση της $\sigma_{v\,ορ.}^{χαλ.}$ επιλέγεται το κατάλληλο προσομοίωμα του πασσάλου με κριτήριο τον τρόπο αστοχίας του.

➢ Προσομοίωμα πασσάλου

Σύμφωνα με το προσομοίωμα αυτό, ο χαλικοπάσσαλος αστοχεί άρα το οριακό φορτίο κεφαλής του προκύπτει με υπέρβαση της αντοχής αιχμής και της συνολικής αντοχής πλευρικής τριβής του (Σχ. 9.6).



Σχήμα 9.6 Προσομοίωμα πασσάλου

$$Q_u = \left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right) \cdot q_u$$

$$= \left(\pi \cdot D \cdot L \cdot f_s\right) + \left(\frac{\pi \cdot d^2_{\chi\alpha\lambda.}}{4}\right) \cdot q_{bu}$$

Άρα

$$\sigma_{v\ o\rho.} = \frac{Q_u}{\left(\frac{\pi \cdot d^2_{\chi\alpha\lambda.}}{4}\right)} = \frac{\pi \cdot d_{\chi\alpha\lambda.} \cdot L}{\left(\frac{\pi \cdot d^2_{\chi\alpha\lambda.}}{4}\right)} \cdot f_s + q_{bu} = \frac{4 \cdot L}{d_{\chi\alpha\lambda.}} \cdot \left(a \cdot C_{u\ L/2}\right) + 9 \cdot c_{u\ L}$$

όπου:

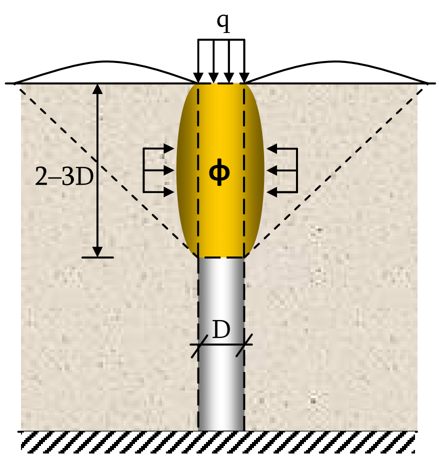
a: Ο συντελεστής συνάφειας

$c_{u\ L/2}$: Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο μέσον του ύψους L

$c_{u\ L}$: Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη στάθμη αιχμής των αιωρούμενων χαλικοπασσάλων.

➢ Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου

Κατά το προσομοίωμα αυτό, λόγω πλευρικής εξάπλωσης πέραν του ελαστικού οριακού φορτίου $\sigma_{\varepsilon\lambda.}$ σε βάθος 2 έως 3 D κάτω από την κεφαλή του, ο χαλικοπάσσαλος αστοχεί με τρόπο ανάλογο του τριαξονικού δοκιμίου (Σχ. 9.7), αλλά με αυξανόμενη (και όχι σταθερή όπως στο τριαξονικό δοκίμιο) μέση πλευρική πίεση $\sigma'_{h(1.5 \cdot d_{\chi\alpha\lambda.})}$ από μία αρχική



Σχήμα 9.7 Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου

τιμή ίση με την ουδέτερη ενεργό πίεση $\sigma'_{h_0(1.5\cdot d_{\chi\alpha\lambda.})} = K_o \cdot \sigma'_{v_o(1.5\cdot d_{\chi\alpha\lambda.})}$ έως μια τελική τιμή ίση με την παθητική ώθηση του εδάφους σε στάθμη $1.5 \cdot d_{\chi\alpha\lambda.}$ κάτω από την κεφαλή του. Έτσι η μέγιστη τιμή $\sigma'_{v\ o\rho.}$ κατά την αστοχία χαλικοπασσάλου σύμφωνα με το προσομοίωμα του τριαξονικού δοκιμίου, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma'_{v\ o\rho.0} = K_{p\ \chi\alpha\lambda.} \cdot \sigma'_{h_{max}(1.5\cdot d_{\chi\alpha\lambda.})} = \tan^2\left(45^o + \frac{\varphi_{\chi\alpha\lambda.}}{2}\right) \cdot \sigma'_{hp(1.5\cdot d_{\chi\alpha\lambda.})}$$

Όσον αφορά την τιμή της παθητικής ωθήσεως στη στάθμη $1.5 \cdot d_{\chi\alpha\lambda.}$ κάτω από την κεφαλή του χαλικοπασσάλου, υπάρχουν δύο θεωρήσεις:

- Η θεώρηση απειρομήκους πετάσματος (Greenwood, 1970) σύμφωνα με την οποία:

$$\sigma'_{hp(1.5\cdot d_{\chi\alpha\lambda.})} = \sigma'_{v_0(1.5\cdot d_{\chi\alpha\lambda.})} + 2 \cdot c_{u\ (1.5\cdot d_{\chi\alpha\lambda.})}$$

Η παραπάνω τιμή και θεώρηση, θεωρούνται μάλλον συντηρητικές.

- Η θεώρηση «διευρυνόμενης κοιλότητας – δοκιμής πρεσσιομέτρου» (Hughes and Withers, 1974) σύμφωνα με την οποία:

$$\sigma'_{hp(1.5\times d_{\chi\alpha\lambda.})} = \sigma'_{h_0(1.5\times d_{\chi\alpha\lambda.})} + 4c_{u\ (1.5\times d_{\chi\alpha\lambda.})} = K_o \sigma'_{v_0(1.5\times d_{\chi\alpha\lambda.})} + 4c_{u\ (1.5\times d_{\chi\alpha\lambda.})}$$

Στις παρακάτω σχέσεις θα είναι:

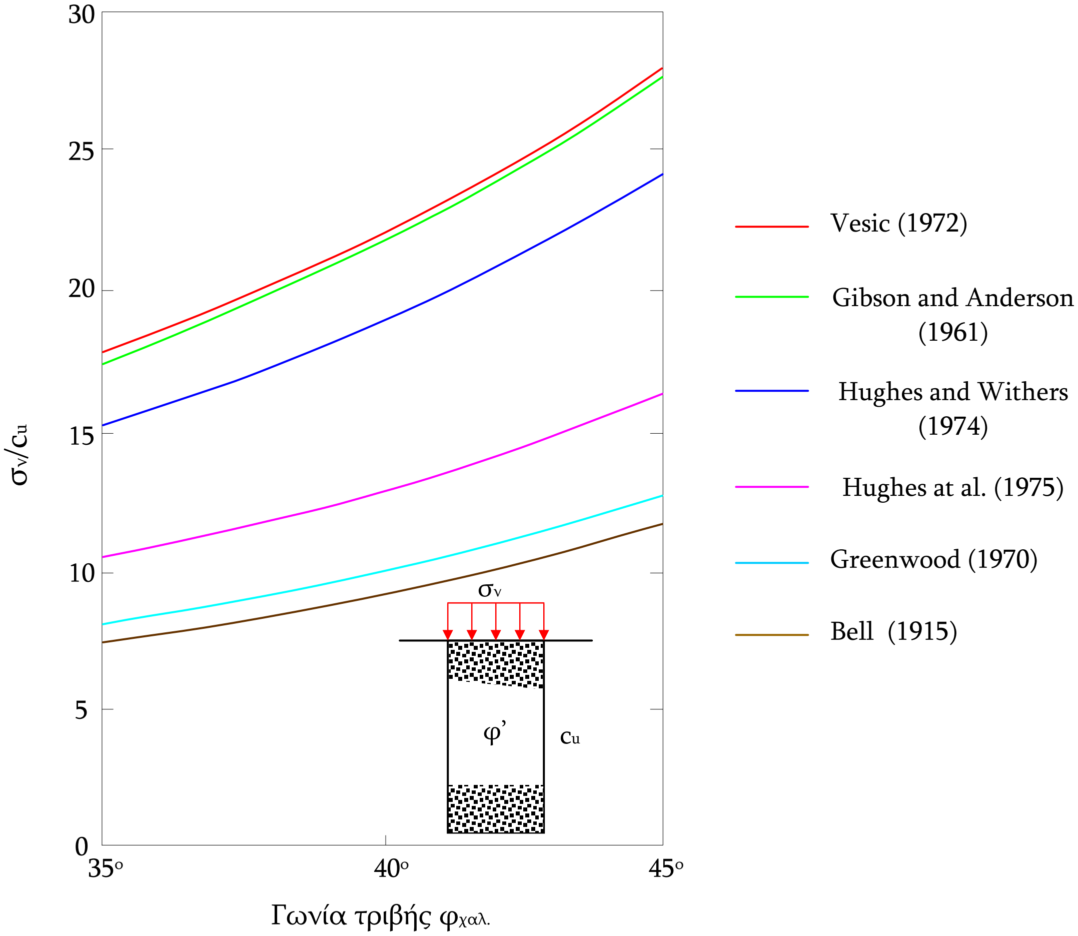
$$4c_{u\ \tau\varepsilon\lambda.\ (1.5\times d_{\chi\alpha\lambda.})} = 4c_{u\ \alpha\rho\chi.\ (1.5\times d_{\chi\alpha\lambda.})} + \Delta c_{u\ (1.5\times d_{\chi\alpha\lambda.})} = \left(\frac{c_u}{p'}\right)\left(\sigma'_{h_0(1.5\times d_{\chi\alpha\lambda.})} + \sigma_{\varepsilon\delta.}\right)$$

Προφανώς το προσομοίωμα του τριαξονικού δοκιμίου οδηγεί σε δυσμενέστερη (μικρότερη) τιμή $\sigma'_{v\ o\rho.}$ αφενός μεν στους χαλικοπασσάλους αιχμής (τους εδραζόμενους σε ανθεκτικότερο σχηματισμό στον οποίο $q_{bu} >> 9 \cdot c_{u\,L}$), αφετέρου δε στους αιωρούμενους χαλικοπασσάλους σχετικώς μεγάλου μήκους L.

Θα πρέπει εδώ να τονιστεί ότι τα αποτελέσματα διαφόρων ερευνητών παρουσιάζονται με αδιαστατοποιημένους συντελεστές σε διάγραμμα «γωνία τριβής $\varphi_{\chi\alpha\lambda.}$ – λόγος $\frac{\sigma'_{v\ o\rho.}}{c_u}$ που εμφανίζεται στο παρακάτω Σχ. 9.8.

Η μορφή αστοχία του μεμονωμένου χαλικοπασσάλου εξαρτάται από πολλούς παράγοντε όπως τη γεωμετρία, το υλικό κατασκευής χαλικοπασσάλου και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους και επομένως δεν είναι εκ των προτέρων γνωστή. Στην πραγματικότητα, η αστοχία που θα επέλθει θα έχει τη μορφή της αστοχίας η οποία θα εκδηλωθεί πρώτη κατά τη σταδιακή επιβολή του φορτίου. Για το λόγο αυτό, θα πρέπει να δοκιμάζονται όλες οι πιθανές μορφές αστοχίας και να επιλέγεται εκείνη που οδηγεί στο μικρότερο φορτίο αστοχίας.

Όσον αφορά τέλος στην εκτίμηση των καθιζήσεων του χαλικοπασσάλου ανάλογα με το θεωρούμενο προσομοίωμα διαφοροποιείται ως εξής:



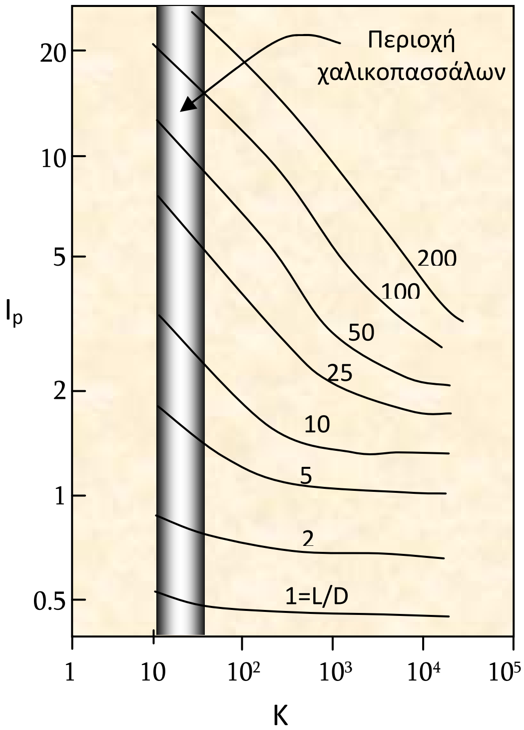
Σχήμα 9.8 Γωνία τριβής $\varphi_{\chi\alpha\lambda.}$ – λόγος $\frac{\sigma'_{\nu o\rho}}{c_u}$

- Προσομοίωμα πασσάλου

Από σχέσεις της θεωρίας ελαστικότητας προκύπτει:

$$p = \frac{Q_{κεφ.}}{E_{εδ.} \cdot L} \cdot I_p, \quad όπου: \; Q_{κεφ.} \le Q_{επ.} = \frac{P_{ult}}{F \cdot S}$$

I_p συντελεστής ο οποίος παρέχεται από το Σχ. 9.9 και είναι εξαρτώμενος από το λόγο $\frac{L}{(d_{χαλ.} =)D}$ και από την ακαμψία $K = \frac{E_{χαλ.}}{E_{εδ.}}$ του συστήματος.



Σχήμα 9.9 Εύρεση συντελεστή I_p

- Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου

Στην περίπτωση αυτή, η καθίζηση ρ παρέχεται για πίεση κεφαλής ίση με:

$$Q_{κεφ.} \le Q_{επ.} = \frac{\sigma_{v\ ορ.}}{F \cdot S}$$

Από τη γνωστή ελαστική σχέση: $\rho = \frac{Q_{κεφ.} - 2 \cdot v_{χαλ.} \cdot \Delta\sigma'_h}{E_{χαλ.}} \cdot \left[(2 \div 3)D\right]$

Συνήθως για μικρές πιέσεις $Q_{κεφ.}$ Κάτω από το οριακό ελαστικό φορτίο $\sigma_{ελ.}$, η εικόνα από πλευράς πλευρικών παραμορφώσεων δεν απέχει και πολύ από την ουδέτερη κατάσταση, οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει:

$$\Delta\sigma'_h = \sigma'_{h_0} - \sigma'_{h_0} \cong 0 \;\; και \;\; \rho = \frac{Q_{κεφ.}}{E_{χαλ.}} \cdot \left[(2 \div 3)D\right].$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΠΟΥ ΕΞΕΤΑΣΤΗΚΑΝ

10.1 Έλεγχος απευθείας θεμελιώσεως στην επιφανειακή άμμο

Στον παρακάτω πίνακα 10.1 εμφανίζονται οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας έναντι θραύσεως εδάφους (όπως προέκυψαν με εφαρμογή της θεωρίας Meyerhof – Hanna για δίστρωτο σύστημα) αβαθούς θεμελίου διαστάσεων $B \cdot L \cdot D = 7.00m \cdot 15.00 \cdot 1.25m$ εδραζόμενου απευθείας στην επιφανειακή άμμο.

Πίνακας 10.1

Διάσταση	Μήκος (m)	Συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσεως		Σχόλιο
		Στατική φόρτιση	Σεισμική φόρτιση	
B	7.00	ΣV_κ=12785kN	ΣV_κ=12285kN	Η λύση απορρίπτεται
L	15.00	ΣM_κ=4375kNm	ΣM_κ=7916kNm	
D	1.25	ΣH_κ=700 kN	ΣH_κ=2316 kN	
		$F_{ΣΤΑΤ.}$=1.11<2 Ανεπαρκής	$F_{ΣΕΙΣΜ.}$=0.89<1 Αστοχία	

10.2 Λύσεις βαθειάς θεμελίωσης με πασσάλους

Στον παρακάτω πίνακα 10.2 παρουσιάζονται οι τιμές του οριακού αξονικού φορτίου θραύσεως καθώς και του επιτρεπόμενου αξονικού φορτίου μεμονωμένου πασσάλου για διάφορες διαμέτρους, στάθμες έδρασης και τρόπο κατασκευής καθώς και ο απαιτούμενος, για κάθε περίπτωση, συνολικός αριθμός πασσάλων για τη θεμελίωση του μεσόβαθρου. Ενώ στον πίνακα 10.3 εμφανίζονται τα αποτελέσματα του ελέγχου έκκεντρης φόρτισης πασσαλοομάδων.

Πίνακας 10.2

Διάμετρος (cm)	Φ50	Φ80	Φ100	Φ120
Τρόπος κατασκευής	Εμπηγνυόμενοι	Εκσκαφής και Αφαίρεσης	Εκσκαφής και Αφαίρεσης	Εκσκαφής και Αφαίρεσης
	Terzaghi	DIN 4017	DIN 4017	DIN 4017
Οριακό αξονικό φορτίο P_{ult} (kN)	1307.0	3303.2	4581.4	6474.8
Επιτρεπόμενο αξονικό φορτίο $P_{επ}$ (kN)	604.6	1651.6	2290.7	3237.4
Απαιτούμενος αριθμός πασσάλων n για τη θεμελίωση του μεσόβαθρου	28	10	8	6

Πίνακας 10.3

Αριθμός πασσάλων	Διάμετρος πασσάλων (cm)	Αξονική απόσταση S_x(m)		P_{max} (kN)	P_{min} (kN)	Παρατηρήσεις
8	100	6	Στατική	2340.3	1793.44	Απορρίπτεται Λόγω $P_{max} > P_{επτ}$
			Σεισμική	2499.1	1509.6	
6	120	7.2	Στατική	3075.6	2670.5	Δεκτή
			Σεισμική	3156.2	2423.2	

10.3 Αβαθής θεμελίωση στην επιφανειακή άμμο μετά από προηγούμενη βελτίωση της υποκείμενης μαλακής αργίλου με συνδυασμό προφόρτισης/στραγγιστηρίων

Στον παρακάτω πίνακα 10.4 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των ελέγχων ευστάθειας για διάφορους συνδυασμούς μίας ή και δύο φάσεων κατασκευής της προφόρτισης χωρίς ή με ενισχύσεις καθώς και η μέγιστη πλευρά τετραγωνικού κάνναβου πλαστικών στραγγιστηρίων έτσι ώστε να επέρχεται ποσοστό ακτινικής στερεοποίησης U_h=90% (οπότε κατά Carrillo το συνολικό ποσοστό U όπως προκύπτει από την σχέση $1-U=\left(1-U_h\right)\left(1-U_v\right)$ θα είναι ακόμη μεγαλύτερο) στον μέγιστο απαιτούμενο χρόνο παραμονής προφόρτισης t=3μήνες.

Παράλληλα στον πίνακα αυτό εμφανίζονται οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας F έναντι γενικής θραύσεως (φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof – Hanna) με την αυξημένη τιμή $c_{τελ.}$ της αργιλικής στρώσεως καθώς και η τελική αναμενόμενη καθίζηση του μεσόβαθρου.

Πίνακας 10.4 Αποτελέσματα ελέγχων ευστάθειας επιχώματος προφορτίσεων/γεωμετρία στραγγιστηρίων

<table>
<tr><td rowspan="2">Τυχόν ενισχύσεις</td><td colspan="2">Κατασκευή επιχώματος σε μια φάση</td></tr>
<tr><td>Γεωμετρικά και εδαφικά χαρακτηριστικά</td><td>Ελάχιστο συντελεστής ασφαλείας F_{min} δυσμενέστερου κύκλου</td></tr>
<tr><td>Καμία ενίσχυση</td><td rowspan="2">$h_{επ}$=7.0m
$\bar{c}_{u_o}^{(II)}$ = 15kPa</td><td>F_{min}=1.05 Απορρίπτεται</td></tr>
<tr><td>Ενίσχυση με γεωύφασμα 500kN/m</td><td>F_{min}=1.33 Δεκτή</td></tr>
<tr><td>Παραδοχές στραγγιστηρίων</td><td>$c_R=3c_v$
$K_{R\text{-}s}=K_R/2$
l=h/2(διπλή)
$K_R/c_w=10^{-4}$
U_h=90% για t=3μήνες</td><td>Απαιτούμενη πλευρά S τετραγωνικού καννάβου
S=1.30m</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Έλεγχος θραύσεως εδάφους για το τελικό αβαθές θεμέλιο για δίστρωτο σύστημα</td><td>Στατική φόρτιση</td><td>F=1.81<2
Κρίνεται οριακά ανεπαρκής</td></tr>
<tr><td>Σεισμική φόρτιση</td><td>F=1.02 >1
Κρίνεται οριακά ανεπαρκής</td></tr>
<tr><td>Καθίζηση τελικού αβαθούς θεμελίου</td><td>$S=S_I+S_{II}+S_{III}$=2.68+2.84+0.62 =6.14cm</td><td>Λύση οριακά απορρίπτεται</td></tr>
</table>

10.4 Αβαθής θεμελίωση στην επιφανειακή άμμο μετά από προηγούμενη βελτίωση/ενίσχυση της υποκείμενης αργίλου με προφόρτιση και χαλικοπασσάλους

Στον παρακάτω πίνακα 10.5 εμφανίζονται:

1. Τα γεωμετρικά και φορτικά στοιχεία του δικτύου χαλικοπασσάλων και οι αντίστοιχες ισοδύναμες παράμετροι c* και φ* για κάθε επιμέρους περιοχή
2. Ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας F_{min} από έλεγχο κύκλων ολίσθησης υπό το φορτίου του επιχώματος στο ενισχυμένο-βελτιωμένο έδαφος
3. Ο συντελεστής ασφαλείας F έναντι θραύσεως του δίστρωτου συστήματος υπό το τελικό φορτίο του αβαθούς θεμελίου του βάθρου
4. Η τελική αναμενόμενη καθίζηση του αβαθούς θεμελίου του βάθρου

Πίνακας 10.5 Αποτελέσματα λύσεων με ενίσχυση – βελτίωση της αργίλου με συνδυασμό προφόρτισης-χαλικοπασσάλων

<table>
<tr><td rowspan="2">Γεωμετρικά και φορτικά στοιχεία δικτύου χαλικοπασσάλων/ επιχώματος</td><td colspan="3">Ισοδύναμες παράμετροι c*, φ* αργίλου</td><td rowspan="2">Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας από κύκλους ολίσθησης</td><td rowspan="2" colspan="2">Τελικός έλεγχος αβαθούς θεμελίου στο βελτιωμένο – ενισχυμένο έδαφος</td></tr>
<tr><td>Κάτω από στέψη (Ι)</td><td>Κάτω από πρανή (ΙΙ)</td><td>Κάτω από τους πόδες (ΙΙΙ)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">$d_{χαλ}$=0.8m
$φ_{χαλ}$=40°
Τετ. Κάνναβος
S=2.10m
a_s=0.132
Y=0.57
n=6.68
$σ_{χαλ}$= 3.82$σ_o$
$σ_{εδ}$=0.57$σ_o$
$h_{επ}$=7m
$φ_{επ}$=32°</td><td rowspan="4">$c_I^* = 25kPa$
$φ_I^* = 17°$</td><td rowspan="4">$c_{II}^* = 19kPa$
$φ_{II}^* = 11.75°$</td><td rowspan="4">$c_{III}^* = 13kPa$
$φ_{III}^* = 6.3°$</td><td rowspan="4">F_{min}=1.61</td><td colspan="2">Συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως F</td></tr>
<tr><td>Στατική φόρτιση</td><td>Σεισμική φόρτιση</td></tr>
<tr><td>F=3.7</td><td>F=2.87</td></tr>
<tr><td colspan="2">Καθίζηση $S=S_I+S_{II}+S_{III}$=
=2.68+1.62+0.62
=4.92≈5cm

Λύση Δεκτή</td></tr>
<tr><td>Λειτουργία χαλικοπασσάλων ως στραγγιστηρίων</td><td colspan="4">Απαιτούμενος χρόνος παραμονής προφορτίσεως</td><td colspan="2">t=0.2μήνες <3μήνες</td></tr>
<tr><td>Έλεγχος θραύσεως κεφαλής χαλικοπασσάλων</td><td colspan="4">Στάθμη:-3.45
$σ_{hp}$=146.45kPa
$σ_{νορ}^{χαλ}$ =676.66kPa</td><td colspan="2">$F = \frac{σ_{νορ}^{χαλ}}{σ_{χαλ}} = 1.45 > 1.20$</td></tr>
</table>

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 11

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

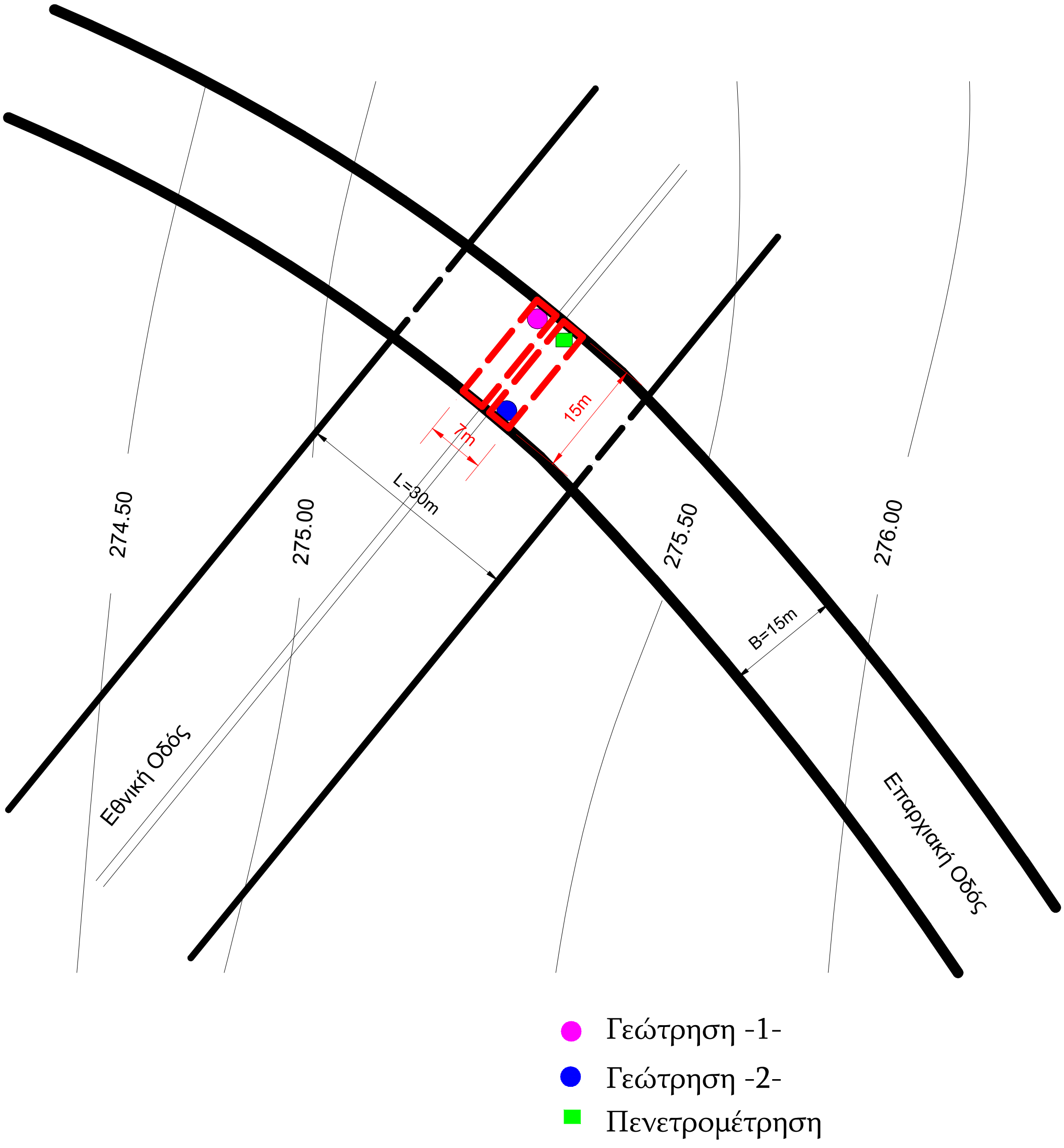
Από όλες τις εναλλακτικές λύσεις που εξετάστηκαν προέκυψε ότι η προφόρτιση με επίχωμα ύψους 7m ενισχυμένου με ένα γεωύφασμα 500kN/m αλλά όχι σε βαθμό τέτοιο ώστε να καθιστά ασφαλή την εκ των υστέρων έδραση του μεσόβαθρου με αβαθές θεμέλιο στην επιφανειακή άμμο.

Έτσι, ως μοναδικές αποδεκτές εναλλακτικές λύσεις θεμελιώσεως προκύπτουν:

1. Η βαθειά θεμελίωση με 6 πασσάλου Φ120 εδραζόμενους σε στάθμη -16m
2. Η λύση ενίσχυσης της μαλακής αργίλου με δίκτυο χαλικοπασσάλων d=80cm σε τετραγωνικό κάνναβο πλευράς s=2.10m και στη συνέχεια επιβολή προφόρτισης $h_{επ.}$=7m σε μία φάση και μετά την πάροδο ενός (1) μηνός αφαίρεση της προφορτίσεως και έδραση του μεσόβαθρου με αβαθές θεμέλιο BxLxD=7mx15mx1.25m στην επιφανειακή άμμο.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

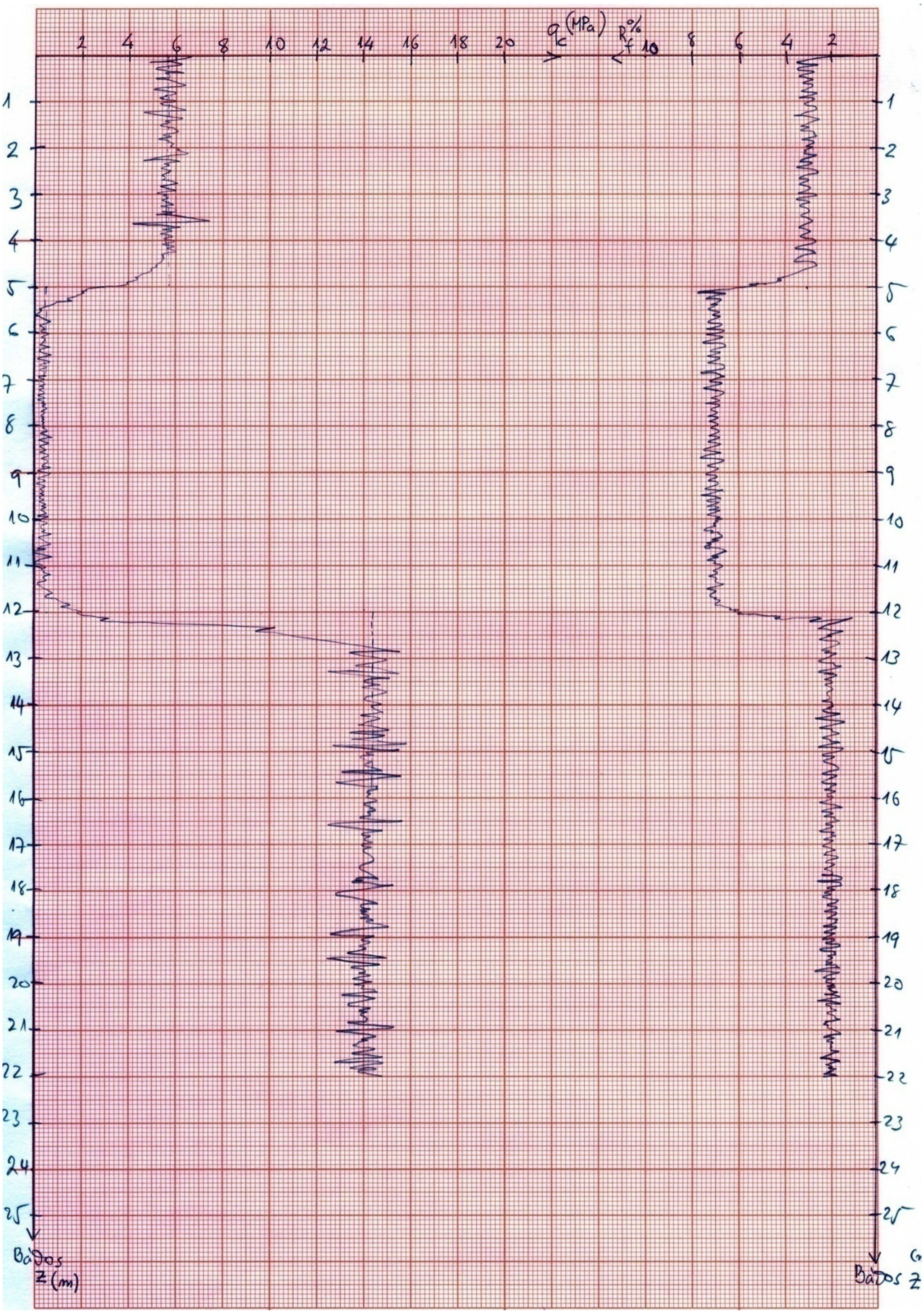
Π.1 Τοπογραφικό διάγραμμα



Τοπογραφικό διάγραμμα 1:500

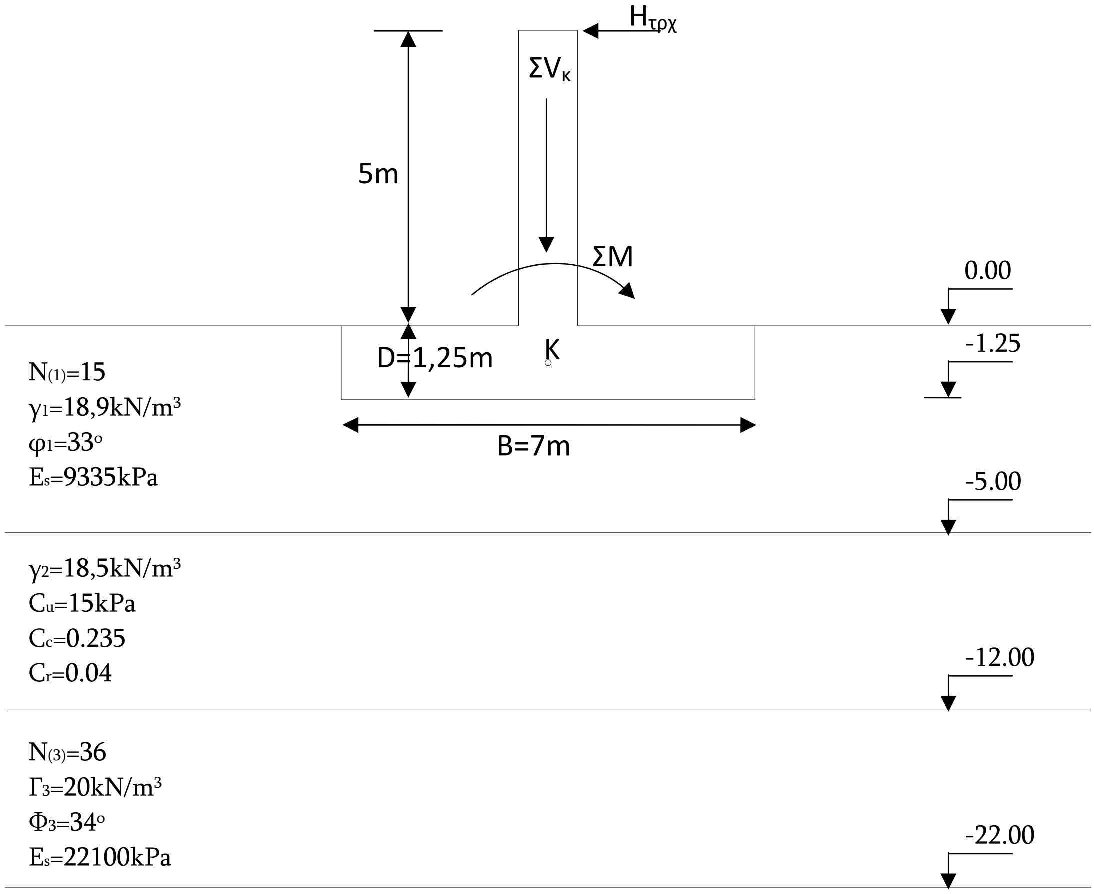
Π.2 Εδαφοτεχνικές τομές

Π.3 Τομή πενετρομέτρησης



Π.4 Αναλυτικοί υπολογισμοί εναλλακτικών λύσεων

<u>Γεωμετρικά στοιχεία και στρωματογραφία</u>



<u>Φορτίσεις</u>

- Στατική φόρτιση

$$\Sigma V_k = 9500\left(P_{\sigma\tau\alpha\tau.\alpha\nu\omega\delta.}\right) + 3285\left(G_\theta : \text{ίδιο βαρ.}\right) = 12785\text{kN}$$

$$\Sigma H_k = H_{\tau\rho\chi} = 700\text{kN}$$

$$\Sigma M_k = 700 \cdot \left(5 + 1.25\right) = 4375\text{kNm}$$

- Σεισμική φόρτιση

$$\Sigma V_k^* = 9000\left(P_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu.\alpha\nu\omega\delta.}\right) + 3285\left(G_\theta : \text{ίδιο βαρ.}\right) = 12285\text{kN}$$

$$\Sigma H_k^* = H_{\tau\rho\chi}/2 \;\; + 0.16\left(9000 + 3285\right) = 2316\text{kN}$$

$$\Sigma M_k^* = 350 \cdot \left(5 + 1.25\right) + 0.16 \cdot 9000\left(5/2 + 1.25\right) + 0.16 \cdot 3285 \cdot 1.25/2 =$$
$$= 7916\text{kNm}$$

Π.4.1 Απευθείας αβαθής

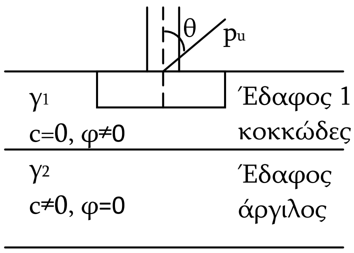
Φέρουσα ικανότητα πέδιλου

Φέρουσα ικανότητα πέδιλου διαστάσεων BxL με L>B σε δίστρωτο σχηματισμό, με μη συνεκτική ανώτερη στρώση (άμμος μέσης πυκνότητας) και συνεκτική κατώτερη στρώση (άργιλος)

Επίλυση κατά Meyerhof και Hanna (1978)

p_{u1}: οριακή φέρουσα ικανότητα του πέδιλου θεωρούμενου ως εδραζόμενου στο έδαφος (μεγάλου πάχους)1 (κοκκώδες με γωνία τριβής φ)

p_{u2}: οριακή φέρουσα ικανότητα του πέδιλου θεωρούμενου ως εδραζόμενου στο έδαφος 2 (άργιλος με c_u) χωρίς την παρουσία του εδάφους 1



$$p_{u1} = \left(q + \gamma_1 D\right) \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot L_\gamma$$
$$p_{u2} = C_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + \left(q + \gamma_1 D\right) \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q$$

Οριακή φέρουσα ικανότητα του πέδιλου στο δίστρωτο έδαφος:

$$p_u = \min\left\{p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H \left(1 + \frac{2D}{H}\cos\theta\right)\frac{H}{B'} K_s i_s \tan\varphi - 1\right\}$$

Υπολογισμός συντελεστών

α) q=0 (εξωτερική φόρτιση)

β) φ=33° γωνία τριβής, tanφ=0.649

γ) Συντελεστές φέρουσας ικανότητας – εδαφικής αντίστασης

N_c=5.10 για φ=0

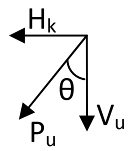
N_q=1 για φ=0

N_q=26.31για φ=33°

N_γ=26.58 για φ=33°

δ) Συντελεστές λοξότητας της φόρτισης – κλίση φορτίου

- Υπό στατική φόρτιση

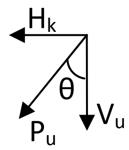


$$\tan\theta = \frac{700}{12785} = 0.0547 \rightarrow \theta = 3.133^{o} \text{ και } \cos\theta=0.998$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{3.133}{90}\right)^2 = 0.931$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{3.133}{33}\right)^2 = 0,819 \text{ για } \varphi>10^{o}$$

- Υπό σεισμική φόρτιση



$$\tan\theta = \frac{2316}{12285} = 0.1885 \rightarrow \theta = 10.676^{o} \text{ και } \cos\theta=0.983$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{10.676}{90}\right)^2 = 0.777$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{10.676}{33}\right)^2 = 0.457 \text{ για } \varphi>10^{o}$$

ε) Υπολογισμός της B' (ενεργά μήκη)

- Υπό στατική φόρτιση

$$B' = B - 2e_k = B - 2\frac{\Sigma M_k}{\Sigma V_k} = 7 - 2\frac{4375}{12785} = 6.315\text{m}$$

- Υπό σεισμική φόρτιση

$$B^{*}{}' = B - 2e_k = B - 2\frac{\Sigma M_k^{*}}{\Sigma V_k^{*}} = 7 - 2\frac{7916}{12285} = 5.711\text{m}$$

στ) Συντελεστές σχήματος πέδιλου

- Υπό στατική φόρτιση

$$S_c = 1 + 0.2K_p\frac{B'}{L} \text{ όπου } K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = 1,\ (\varphi = 0)$$

$$S_c = 1 + 0.2\frac{6.315}{15} = 1.0842$$

$$S_q = S_\gamma = 1,\ (\varphi = 0)$$

➢ Υπό σεισμική φόρτιση

$$S_c = 1 + 0.2K_p \frac{B*'}{L} = 1.076$$
$$S_q = S_\gamma = 1, \ (\varphi = 0)$$

ζ) Συντελεστές βάθους D

➢ Υπό στατική φόρτιση

$$d_c = 1 + 0.2\frac{D}{B'} \ (K_p = 1) \Rightarrow d_c = 1 + 0.2\frac{1.25}{6.315} = 1.0395$$
$$d_\gamma = d_q = 1 \text{ για } \varphi = 0$$

➢ Υπό σεισμική φόρτιση

$$d_c = 1 + 0.2\frac{D}{B*'} = 1 + 0.2\frac{1.25}{6.036} = 1.0477$$
$$d_\gamma = d_q = 1 \text{ για } \varphi = 0$$

η) Συντελεστής απόκλισης του φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ)

➢ Υπό στατική φόρτιση

$$\theta = 3{,}133^o$$
$$i_s = 0.95$$

➢ Υπό σεισμική φόρτιση

$$\theta = 10.6762^o$$
$$i_s = 0.78$$

θ) Συντελεστής διατρήσεως ανώτερης εδαφικής στρώσης προκύπτει ως συνάρτηση του συντελεστή δ/φ

$$\frac{p^*_{u2}}{p^*_{u1}} = \frac{(\pi + 2)C_u}{0.5 \cdot \gamma_1 B N_\gamma} = \frac{5.14 \cdot 15}{0.5 \cdot 8.9 \cdot 7 \cdot 26.58} = 0.093 \rightarrow \delta / \varphi = 0.3 \rightarrow K_s = 4$$

<u>Φέρουσα ικανότητα πέδιλου υπό στατική φόρτιση</u>

$$p_{u1} = (q + \gamma_1 D) \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot L_\gamma =$$

➢ $= (0 + 18.9 \cdot 1.25) \cdot 26.31 \cdot 0.931 + 0.5 \cdot (18.9 \cdot 10) \cdot 6.315 \cdot 26.58 \cdot 0.814$

$$= 1190.4 kN / m^2$$

$$p_{u2} = C_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + (q + \gamma_1 D) \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q =$$

- $= 15 \cdot 5.10 \cdot 1.0842 \cdot 1.0395 \cdot 0.931 + 18.9 \cdot 1.25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.931$

  $= 102.25 kN/m^2$

$$p_u = \min\left\{p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H\left(1 + \frac{2D}{H}\cos\theta\right)\frac{H}{B'}K_s i_s \tan\varphi - 1\right\} =$$

- $= \min\{1190.4,\ \ 150.25\}$

  Άρα $p_u = 150.27 kN / m^2$

- Οριακό κατακόρυφο φορτίο

  $V_u = p_u \cdot B' \cdot L' = 14234.32 kN$

- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας (F_s)=2

  $\frac{V_u}{\Sigma V_k} = 1.113 < z \Rightarrow$ ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ

<u>Φέρουσα ικανότητα πέδιλου υπό σεισμική φόρτιση</u>

- $p_{u1} = (q + \gamma_1 D) \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot L_\gamma = 791.54 kN / m^2$

  $p_{u2} = C_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + (q + \gamma_1 D) \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q = 85.34 kN/m^2$

$$p_u = \min\left\{p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H\left(1 + \frac{2D}{H}\cos\theta\right)\frac{H}{B'}K_s i_s \tan\varphi - 1\right\} =$$

$= \min\{809.09,\ 125.36\}$

Άρα $p_u = 125.36 kN / m^2$

- Οριακό κατακόρυφο φορτίο

  $V_u = p_u \cdot B' \cdot L' = 10738 kN$

- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας (F_s)=2

  $\frac{V_u}{\Sigma V_k} = 0.87 < 1.10 \Rightarrow$ ΑΣΤΟΧΙΑ

Π.4.2 Λύσεις βαθειάς θεμελίωσης με πασσάλους

Πάσσαλος Φ 50 "Στάθμη εδράσεως 14.5m"

- Αντοχή αιχμής (Q_b): $Q_b = f_b \times A_b$
- Οριακή μοναδιαία αντίσταση αιχμής (f_b): $f_b = 1.3cN_c + \sigma_v^{'} N_q + 0.3\gamma_2 BN_\gamma$
- Εμβαδόν διατομής της βάσεως του πασσάλου

$$A_b = \begin{cases} \dfrac{\pi B^2}{4} & \rightarrow \text{Κυκλική διατομή διαμέτρου B} \\ B^2 & \rightarrow \text{Τετραγωνική διατομή } B \cdot B \\ B \cdot L & \rightarrow \text{Ορθογωνική διατομή } B \cdot L \end{cases}$$

- Συντελεστές φέρουσας ικανότητας

$$N_q = \frac{1+\sin\varphi}{1\text{-}\sin\varphi} \exp(\pi \tan\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1)\frac{1}{\tan\varphi}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan\varphi \quad \rightarrow \text{ ο όρος αυτός συνήθως είναι αμελητέος}$$

- Στο εξεταζόμενο στρώμα ΙΙΙ έχουμε άμμο μέσης πυκνότητας με γωνία φ=34^o, οπότε σύμφωνα με τα παραπάνω θα έχουμε:
  - Ενεργός κατακόρυφη τάση στην αιχμή του πασσάλου

$$\sigma_v^{'} = 18.9 \cdot 1.25 + 8.9 \cdot 3.75 + 8.5 \cdot 7 + 10 \cdot 2.5 = 141.5$$

  - Συντελεστής φέρουσας ικανότητας από Πίν. 5.1

$$N_q = 29.440$$

  - Επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου

$$A_b = \frac{\pi B^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} = 0.19635 m^2$$

  - Αντοχή αιχμής

$$Q_b = A_b \cdot \sigma_v^{'} \cdot N_q = 0.19635 \cdot 141.5 \cdot 29.440 = 817.95 kN$$

- Αντοχή πλευρικής τριβής (Q_s): $Q_s = f_s \times A_s$
- Οριακή τιμή πλευρικής τριβής (f_s):

$$\begin{cases} f_s = a \cdot c_u & \rightarrow \text{για συνεκτικά εδάφη (ανάλυση με ολικές τάσεις)} \\ f_s = K \cdot \overline{\sigma}_v^{'} \cdot \tan\delta & \rightarrow \text{για μη συνεκτικά εδάφη} \end{cases}$$

- Παράπλευρος επιφάνεια του πασσάλου:

$$A_s = \begin{cases} \pi \cdot B \cdot D_i & \rightarrow \text{Κυκλική διατομή διαμέτρου B} \\ 4 \cdot B \cdot D_i & \rightarrow \text{Τετραγωνική διατομή } B \cdot B \\ 2 \cdot (B + L) \cdot D_i & \rightarrow \text{Ορθογωνική διατομή } B \cdot L \end{cases}$$

- Στο στρώμα I έχουμε άμμο μέσης πυκνότητας με γωνία φ=33° και D_i=3.75m οπότε σύμφωνα με τα παραπάνω θα έχουμε:
  - Συντελεστής ωθήσεως πασσάλου Κ

    Για πασσάλους δι' εκτοπίσεως με μέση I_D έχουμε Κ=1.5
  - Μέση ενεργός κατακόρυφη τάση

$$\overline{\sigma}_v^{'} = 18.9 \cdot 1.25 + 8.9 \cdot 1.875 = 40.3$$

  - Γωνία τριβής της διεπιφάνειας πασσάλου – εδάφους δ'

    Για πασσάλους από σκυρόδεμα έχουμε $\delta' = 0.5 \cdot \varphi = 0.5 \cdot 33 = 16.5$
  - Παράπλευρος επιφάνεια του πασσάλου

$$A_s = \pi \cdot B \cdot D_i = \pi \cdot 0.5 \cdot 3.75 = 5.89 m^2$$

  - Αντοχή πλευρικής τριβής

$$Q_s^I = A_s \cdot K \cdot \overline{\sigma}_v^{'} \cdot \tan\delta = 105{,}51 kN$$

- Στο στρώμα II έχουμε μαλακή άργιλο με c_u=15.0kPa και D_i=7m οπότε σύμφωνα με τα παραπάνω θα έχουμε:
  - Συντελεστής συνάφειας μεταξύ πασσάλου και εδάφους

    Για c_u=15kPa από Σχ. 7.3 παίρνουμε a≈0.92
  - Παράπλευρος επιφάνεια του πασσάλου

$$A_s = \pi \cdot B \cdot D_i = \pi \cdot 0.5 \cdot 7 = 10.9956 m^2$$

- Αντοχή πλευρικής τριβής

$$Q_s^{II} = A_s \cdot c_u \cdot a = 151.2kN$$

- Στο στρώμα III έχουμε άμμο μέσης πυκνότητας με γωνία φ=34° και D_i=2.5m οπότε σύμφωνα με τα παραπάνω θα έχουμε:
  - Συντελεστής ωθήσεως πασσάλου K

    Για πασσάλους δι' εκτοπίσεως με μέση I_D έχουμε K= 1.5

  - Μέση ενεργός κατακόρυφη τάση

$$\overline{\sigma}_v' = =18.9 \cdot 1.25+8.9 \cdot 3.75+7 \cdot 8.5+10 \cdot \frac{2.5}{2} = 129$$

  - Γωνία τριβής της διεπιφάνειας πασσάλου – εδάφους δ'

    Για πασσάλους από σκυρόδεμα έχουμε $\delta' = 0.5 \cdot \varphi = 0.5 \cdot 34 = 17$

  - Παράπλευρος επιφάνεια του πασσάλου

$$A_s = \pi \cdot B \cdot D_i \quad = \pi \cdot 0.5 \cdot 2.5 = 3.92699m^2$$

  - Αντοχή πλευρικής τριβής $Q_s^{III} = A_s \cdot K \cdot \overline{\sigma}_v' \cdot \tan\delta = 232.31kN$

- Συνολική Αντοχή πλευρικής τριβής $Q_s = \sum Q_{si} = 489.01\,kN$

- Οριακό φορτίο θραύσεως P_u

  $P_u = Q_b + Q_s = 817.95 + 489{,}01 \Rightarrow P_u = 1306.96kN$

- $$P_{\varepsilon\pi}^{\alpha\iota\chi} = \begin{cases} \dfrac{817.95 + 0.8 \cdot 489.01}{2} = 604.58 \\ \dfrac{817.5}{2.5} + 0.8 \cdot 489.01 = 718.4 \\ 6000 \cdot 0.196 = 1178.1 \end{cases}$$

- $P_{\varepsilon\pi}^{\kappa\varepsilon\varphi} = 604.58 - 0.196 \cdot (13.25 \cdot 15) = 565.55$

- $n = \dfrac{1.20\Sigma V}{P_{\kappa\varepsilon\varphi}^{\varepsilon\pi}} = \dfrac{1.20 \cdot 12785}{565.55} \simeq 28$ πάσσαλοι

Πάσσαλος Φ 80 “Στάθμη εδράσεως 16m”

- Οριακό αξονικό φορτίο πασσάλου (Q_u):

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = A_p \times q_{pu} + \sum\left(\pi \cdot D \cdot f_{su_i} \cdot \Delta z_i\right)$$

- Αντοχή αιχμής (Q_{pu}): $Q_{pu} = q_{pu} \times A_p$
- Οριακή μοναδιαία αντίσταση αιχμής (q_{pu})
- Διατομής αιχμής $A_p = \dfrac{\pi D^2}{4} = \dfrac{\pi \cdot 0.8^2}{4} = 0.503m^2$

Διάμετρος Βάσεως: $0{,}80m < D_b < 2.20m$ $\rightarrow D_b = 0.80m$
Μη συνεκτικό στρώμα αιχμής: $q_c \geq 10MPa$ $\rightarrow q_c = 14.4MPa$
Έλαχιστο μήκος διείσυσης στο φέρον στρώμα αιχμής:
$t_{min} = 2.5m$ $\rightarrow t = 4m$
Ελάχιστο πάχος φέροντος στρώματος κάτω από την αιχμή :
$h_{min} \geq 3D$ ή $\geq 1.50 \Rightarrow h = 22\text{-}16 = 6$ και $3D = 3 \times 0.8 = 2.4$ $\rightarrow h > 3D$

- Στο εξεταζόμενο στρώμα ΙΙΙ έχουμε άμμο μέσης πυκνότητας με q_c=14.4MPa, επομένως, από Πίνακες 7.5 και 7.3 με γραμμική παρεμβολή παίρνομαι αντίστοιχα q_{pu}=2.88MPa και f_{su}=115.2kPa=0.1152MPa. Σύμφωνα με τα παραπάνω θα έχουμε:
  - Αντοχή αιχμής

$$Q_{pu} = A_p \cdot q_{pu} = 0.503 \cdot 2880 = 1447.65kN$$

  - Αντοχή πλευρικής τριβής

$$Q_{su} = \pi \cdot \Delta z_i \cdot D \cdot f_{su} = \pi \cdot 4 \cdot 0.8 \cdot 115.2 = 1158.12kN$$

- Στο στρώμα ΙΙ έχουμε μαλακή άργιλο με c_u=15kPa και από Πίνακα 7.4 με γραμμική παρεμβολή παίρνομαι f_{su}=15kPa. Επομένως, θα έχουμε:
  - Αντοχή πλευρικής τριβής

$$Q_{su} = \pi \cdot \Delta z_i \cdot D \cdot f_{su} = \pi \cdot 7 \cdot 0.8 \cdot 15 = 263.89kN$$

- Στο εξεταζόμενο στρώμα Ι έχουμε άμμο μέσης πυκνότητας με q_c=5.75MPa, επομένως, από τον Πίνακα 7.3 με γραμμική παρεμβολή παίρνομαι f_{su}=46kPa. Επομένως θα έχουμε:
  - Αντοχή πλευρικής τριβής

$$Q_{su} = \pi \cdot \Delta z_i \cdot D \cdot f_{su} = \pi \cdot 3.75 \cdot 0.8 \cdot 46 = 433.54\text{kN}$$

- Άρα το οριακό αξονικό φορτίο του πασσάλου θα είναι:

$$\Sigma Q_{si} = 1855.55\text{kN}$$

$$Q_u = 1447.65 + 1158.12 + 263.89 + 404.64 = 3303.20\text{kN}$$

- $P_{\varepsilon\pi}^{\kappa\varepsilon\varphi} = 1651.60$

- $n = \dfrac{1.20 \cdot \Sigma V}{P_{\kappa\varepsilon\varphi}^{\varepsilon\pi}} = \dfrac{1.20 \cdot 12785}{1651.60} \simeq 10$ πάσσαλοι

Πάσσαλος Φ 100 “Στάθμη εδράσεως 16m”

Παρόμοια με τον πάσσαλο Φ 80 θα έχουμε:

Διάμετρος Βάσεως: 0,80m < $D_b < 2.20m$ $\rightarrow D_b = 1.00m$
Μη συνεκτικό στρώμα αιχμής: $q_c \geq 10MPa$ $\rightarrow q_c = 14.4MPa$
Έλαχιστο μήκος διείσυσης στο φέρον στρώμα αιχμής:
$t_{min} = 2.5m$ $\rightarrow t = 4m$
Ελάχιστο πάχος φέροντος στρώματος κάτω από την αιχμή :
$h_{min} \geq 3D$ ή $\geq 1.50 \Rightarrow h = 22\text{-}16 = 6$ και $3D = 3 \times 1.0 = 3$ $\rightarrow h > 3D$

- Στο εξεταζόμενο στρώμα III έχουμε άμμο μέσης πυκνότητας με q_c=14.4MPa, επομένως, από Πίνακες 7.5 και 7.3 με γραμμική παρεμβολή παίρνομαι αντίστοιχα q_{pu}=2.88MPa και f_{su}=115.2kPa=0.1152MPa. Σύμφωνα με τα παραπάνω θα έχουμε:
    - Αντοχή αιχμής $Q_{pu} = A_p \cdot q_{pu} = 2261.95kN$
    - Αντοχή πλευρικής τριβής $Q_{su} = \pi \cdot \Delta z_i \cdot D \cdot f_{su} = 1447.65kN$
- Στο στρώμα II έχουμε μαλακή άργιλο με c_u=15kPa και από Πίνακα 7.4 με γραμμική παρεμβολή παίρνομαι f_{su}=15kPa. Επομένως, θα έχουμε:
    - Αντοχή πλευρικής τριβής

$$Q_{su} = \pi \cdot \Delta z_i \cdot D \cdot f_{su} = 329.87kN$$

- Στο εξεταζόμενο στρώμα I έχουμε άμμο μέσης πυκνότητας με q_c=5.75MPa, επομένως, από τον Πίνακα 7.3 με γραμμική παρεμβολή παίρνομαι f_{su}=46kPa. Επομένως θα έχουμε:
    - Αντοχή πλευρικής τριβής $Q_{su} = \pi \cdot \Delta z_i \cdot D \cdot f_{su} = 541.93kN$
- Άρα το οριακό αξονικό φορτίο του πασσάλου θα είναι:

$\Sigma Q_{si} = 2319.4kN$

$Q_u = 4581.4kN$

- $P_{\varepsilon\pi}^{\kappa\varepsilon\varphi} = 2290.69$
- $n = \dfrac{1.20 \cdot \Sigma V}{P_{\kappa\varepsilon\varphi}^{\varepsilon\pi}} = \dfrac{1.20 \cdot 12785}{2290.69} \simeq 8$ πάσσαλοι

Πάσσαλος Φ 120 "Στάθμη εδράσεως 17m"

Παρόμοια με τον πάσσαλο Φ 80 θα έχουμε:

Διάμετρος Βάσεως: $0{,}80\text{m} < D_b < 2.20\text{m}$ $\rightarrow D_b = 1.20\text{m}$

Μη συνεκτικό στρώμα αιχμής: $q_c \geq 10\text{MPa}$ $\rightarrow q_c = 14.4\text{MPa}$

Έλαχιστο μήκος διείσυσης στο φέρον στρώμα αιχμής:

$t_{min} = 2.5\text{m}$ $\rightarrow t = 5\text{m}$

Ελάχιστο πάχος φέροντος στρώματος κάτω από την αιχμή :

$h_{min} \geq 3D$ ή $\geq 1.50 \Rightarrow h = 22\text{-}17 = 5$ και $3D = 3 \times 1.2 = 3.6$ $\rightarrow h > 3D$

- Στο εξεταζόμενο στρώμα ΙΙΙ έχουμε άμμο μέσης πυκνότητας με q_c=14.4MPa, επομένως, από Πίνακες 7.5 και 7.3 με γραμμική παρεμβολή παίρνομαι αντίστοιχα q_{pu}=2.88MPa και f_{su}=115.2kPa=0.1152MPa. Σύμφωνα με τα παραπάνω θα έχουμε:
  - Αντοχή αιχμής $Q_{pu} = A_p \cdot q_{pu} = 3257.20\ \text{KN}$
  - Αντοχή πλευρικής τριβής $Q_{su} = \pi \cdot \Delta z_i \cdot D \cdot f_{su} = 2171.47\ \text{KN}$
- Στο στρώμα ΙΙ έχουμε μαλακή άργιλο με c_u=15kPa και από Πίνακα 7.4 με γραμμική παρεμβολή παίρνομαι f_{su}=15kPa. Επομένως, θα έχουμε:
  - Αντοχή πλευρικής τριβής $Q_{su} = \pi \cdot \Delta z_i \cdot D \cdot f_{su} = 395.84\text{kN}$
- Στο εξεταζόμενο στρώμα Ι έχουμε άμμο μέσης πυκνότητας με q_c=5.75MPa, επομένως, από τον Πίνακα 7.3 με γραμμική παρεμβολή παίρνομαι f_{su}=46kPa. Επομένως θα έχουμε:
  - Αντοχή πλευρικής τριβής $Q_{su} = \pi \cdot \Delta z_i \cdot D \cdot f_{su} = 650.31\text{kN}$
- Άρα το οριακό αξονικό φορτίο του πασσάλου θα είναι:

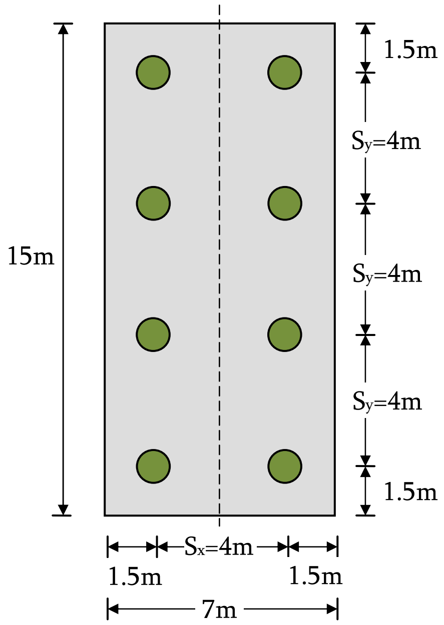
  $\Sigma Q_{si} = 3217.6\text{kN}$

  $Q_u = 6474.8\text{kN}$

  $P_{\varepsilon\pi}^{\kappa\varepsilon\varphi} = 3237.4\text{kN}$
- n=6 πάσσαλοι

Έλεγχος έκκεντρης φόρτισης πασσαλοομάδας

Πάσσαλοι Φ100



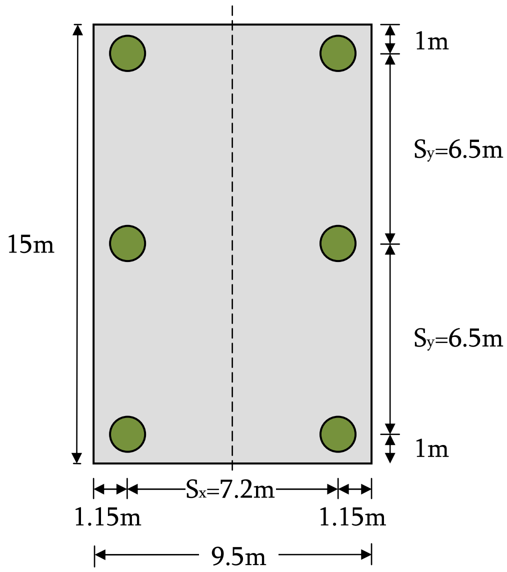
$\Sigma V_{\sigma\tau\alpha\tau} = (12785 + 3750) = 16535kN$
$\Sigma V_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu} = (12285 + 3750) = 16035kN$
$\Sigma M_{\sigma\tau\alpha\tau} = 4375kNm$
$\Sigma M_{\sigma\epsilon\iota\sigma\mu} = 7916kNm$

Με βάση τον τύπο κατανομής κατακόρυφων φορτίων στους πασσάλους $P_{max/min} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{\Sigma M x_i^{max}}{\Sigma x_i^2}$ προκύπτει ο παρακάτω πίνακας με τα μέγιστα και ελάχιστα κατακόρυφα φορτία πασσάλων.

Στατική φόρτιση	
P_{max}	2281.72kN
P_{min}	1734.84kN
Σεισμική φόρτιση	
P_{max}	2440.53kN
P_{min}	1451.03kN

Η λύση αυτή απορρίπτεται αφού $P_{max} > P_{\epsilon\pi} = 2290.69kN$.

Πάσσαλοι Φ120



$\Sigma V_{\sigma\tau\alpha\tau} = (12785 + 4453) = 17238kN$
$\Sigma V_{\sigma\varepsilon\iota\sigma\mu} = (12285 + 4453) = 16738kN$
$\Sigma M_{\sigma\tau\alpha\tau} = 4375kNm$
$\Sigma M_{\sigma\varepsilon\iota\sigma\mu} = 7916kNm$

Με βάση τον τύπο κατανομής κατακόρυφων φορτίων στους πασσάλους $P_{max/min} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{\Sigma M x_i^{max}}{\Sigma x_i^2}$ προκύπτει ο παρακάτω πίνακας με τα μέγιστα και ελάχιστα κατακόρυφα φορτία πασσάλων.

Στατική φόρτιση	
P_{max}	3075.57kN
P_{min}	2670.47kN
Σεισμική φόρτιση	
P_{max}	3156.17kN
P_{min}	2423.21kN

Η λύση είναι δεκτή αφού: $P_{max}<P_{\varepsilon\pi}=3020.26kN$ και $P_{min}>0$.

Π.4.3 Βελτίωση αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της μαλακής αργιλικής στρώσης λόγω φόρτισης με επίχωμα

Η βελτίωση της διατμητικής αντοχής c_u της αργίλου καθορίζεται με την εξής μεθοδολογία.

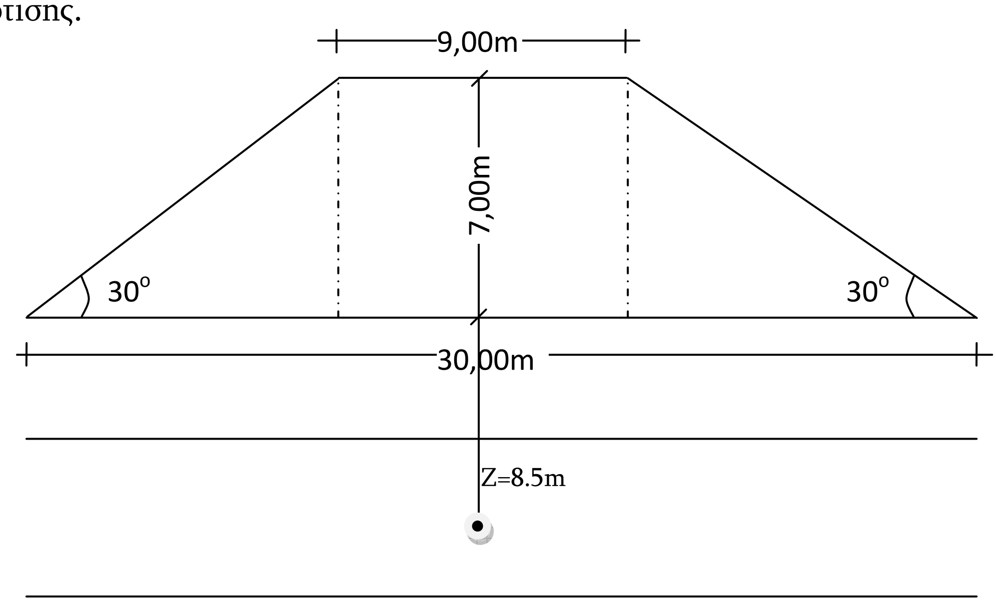
Η προσαύξηση της ενεργού τάσης $\Delta\sigma'$ στο κέντρο Μ της μαλακής αργίλου λόγω επιφόρτισης αυτής από επίχωμα είναι $\Delta\sigma'_1 = I_z \cdot \gamma \cdot H \cdot \upsilon$ όπου I_z συντελεστής κατανομής τάσεων εξ' αιτίας της τραπεζοειδούς φόρτισης τους επιχώματος εξαρτώμενος από το βάθος z του κέντρου της στρώσης και την απόσταση από τον άξονα του επιχώματος οι τιμές λαμβάνονται από τα νομογραφήματα κατά Perloff 1967 (Elastic solutions for soil and rock mechanics, H.G. Poulos – E.H.Davis 1974).

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{z}{H} = \dfrac{8.5}{7} = 1.21 \\ \dfrac{L}{H} = \dfrac{9/z}{7} = 0.64 \end{array}\right\} \Rightarrow I_z = 0.77$$

γ: φαινόμενο βάρους υλικού επίχωσης 21.5kN/m^2

Η: ύψος επιχώματος (=7.00m)

υ: επιτυγχανόμενος βαθμός στερεοποίησης της εξεταζόμενης στρώσης εξαρτώμενος από το χρονικό διάστημα που έχει περιέλθει από την επιβολή της φόρτισης.



Εκτιμάται η προσαύξηση της αστράγγιστης c_u βάσει της σχέσης $\Delta c_u = K^* \Delta\sigma'_1$

όπου K* συντελεστής κυμαινόμενος μεταξύ τιμών 0.13 έως 0.21 αντίστοιχα για δείκτη πλαστικότητας PL από 5 έως 27 ή όριο υδαρότητας από 20 έως 50. Στη στρώση μαλακής αργίλου έχουμε PL=25.1 μέσος όρος και δείκτη υδαρότητας LL=39.5 μέσος όρος. (Elementary Mechanics of soil Behaviour, J. Biarez, P.V. Hicher, E.C. Paris).

Επίσης η τιμή K για κανονικά στερεοποιημένα αργιλικά εδάφη, μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση $K \approx 0.11 + 0.0037PL$

Σημειώνεται ότι η κατανομή των τάσεων $\Delta\sigma'_1$ δεν είναι ομοιόμορφη καθ' όλον το πλάτος του επιχώματος. Η τιμή Iz λαμβάνεται χωρίζοντας τις μαλακές στρώσεις σε τρία ή περισσότερα τμήματα κατά πλάτος κάτω από το κυρίως σώμα.

<u>Υπολογισμός της C_{u2} στο μέσον (M) της αργιλικής στρώσης</u>

$$\sigma'_{v\,o(M)} = 18.9 \cdot 1.25 + 8.9 \cdot 3.75 + 8.5 \cdot 3.5 = 86.75 kN/m^2$$

$$\left(\frac{C_u}{p'}\right) = \frac{15}{86.75} = 0.17$$

$$\Delta_{\sigma z}^{(M)} = I \cdot \gamma_{\varepsilon\pi\iota\chi} \cdot H = 0{,}77 \cdot 21{,}6 \cdot 7 = 115{,}88 kN/m^2$$

$$\sigma'^{(M)}_{v\;\tau\varepsilon\lambda\;\pi\rho o\varphi} = 115{,}88 + 86{,}75 = 202{,}63 kN/m^2$$

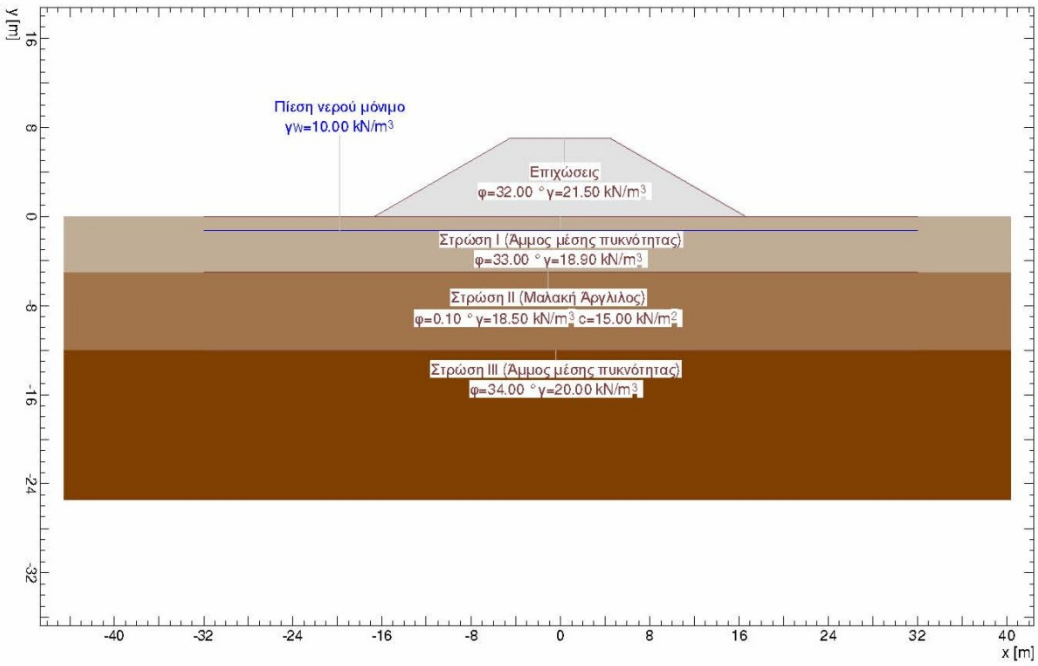
οπότε

$$OCR = \frac{\sigma'_{v\,0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v\,o}} \Rightarrow OCR = 2.33$$

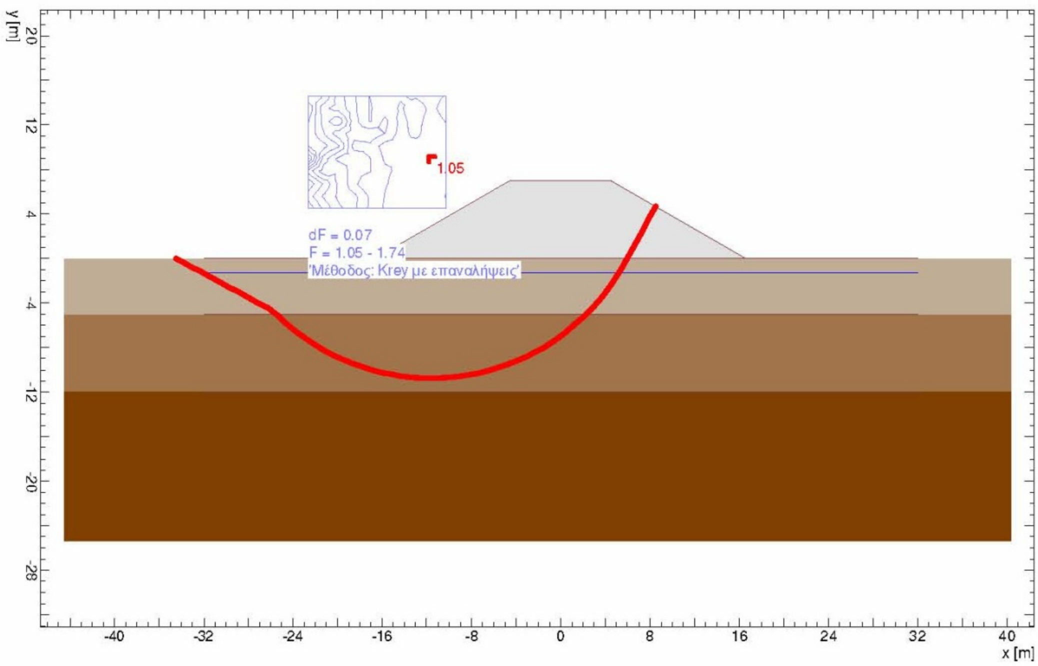
$$C_{u2} = \left[0.17 \cdot (OCR)^{0.8}\right] \cdot 86.75 = 29.01 kPa$$

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος προφόρτισης Αβελτίωτο έδαφος	Σελίδα 1
	05.03.10, 10:48
	Larix-5 - Version 1.26

!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \ LAY \ S \ Baugrundmodell



!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \ LAY \ S \ Detailresultate



ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου						
	φ [°]	γ [kN/m³]	c [kN/m²]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
Επιχώσεις	32.00	21.50	0	1	-30.00	0	2	-16.62	0	
				3	-4.50	7.00	4	4.50	7.00	
				5	16.62	-0.00	6	30.00	-0.00	
Στρώση I (Άμμος μέσης	33.00	18.90	0	1	-30.00	0	2	-16.62	0	
				3	17.75	-0.00	4	30.00	-0.00	
Στρώση II (Μαλακή Άργλ	0.10	18.50	15.00	1	-30.00	-5.00	2	-16.62	-5.00	
				3	17.75	-5.00	4	30.00	-5.00	
Στρώση III (Άμμος μέση	34.00	20.00	0	1	-30.00	-12.00	2	-16.62	-12.00	
				3	17.75	-12.00	4	30.00	-12.00	

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου									
γ_W [kN/m³]	Κατάσταση	u	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-30.00	-1.25	2	30.00	-1.25				

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Επιλογες υπολογισμων

Επιλογές

Μέθοδος	δ_T [-]	n_L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων
n_L : Αριθμός λωρίδων

Π Ε Ρ Ι Β Α Λ Λ Ο Υ Σ Ε Σ

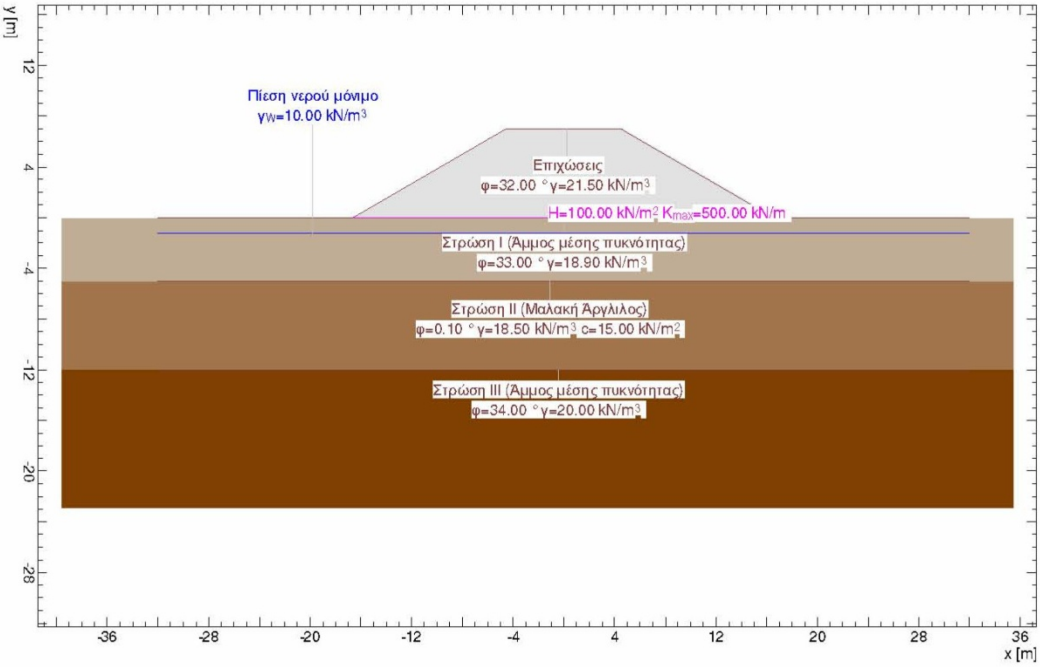
ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	$F_{διαθεσ}$	$L_{απαιτ}$ [m]	L_{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση	
488	-11.60	8.98	19.71	8		1.05				

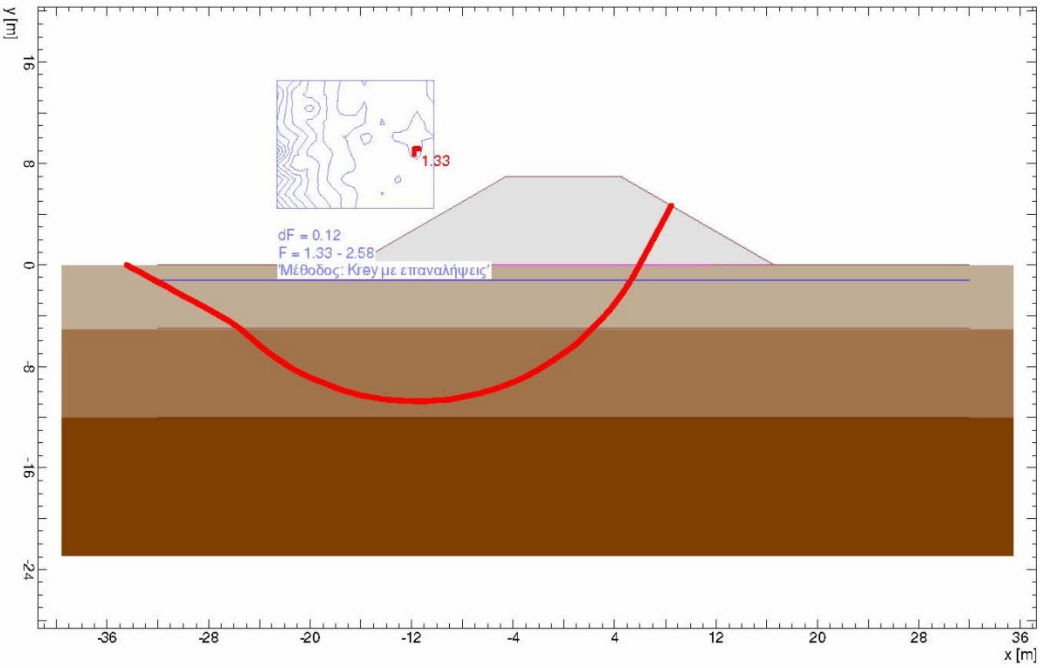
$F_{διαθεσ}$: διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια $F_{απαιτ = 1.00}$
$L_{απαιτ}$: υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος προφόρτισης Στατική φόρτιση	Σελίδα 1 02.03.10, 10:44
	Larix-5 - Version 1.26

!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \ LAY \ S \ Baugrundmodell



!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \ LAY \ S \ Detailresultate



ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου						
	ϕ [°]	γ [kN/m^3]	c [kN/m^2]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
Επιχώσεις	32.00	21.50	0	1	-30.00	0	2	-16.62	0	
				3	-4.50	7.00	4	4.50	7.00	
				5	16.62	-0.00	6	30.00	-0.00	
Στρώση I (Άμμος μέσης	33.00	18.90	0	1	-30.00	0	2	-16.62	0	
				3	17.75	-0.00	4	30.00	-0.00	
Στρώση II (Μαλακή Άργλ	0.10	18.50	15.00	1	-30.00	-5.00	2	-16.62	-5.00	
				3	17.75	-5.00	4	30.00	-5.00	
Στρώση III (Άμμος μέση	34.00	20.00	0	1	-30.00	-12.00	2	-16.62	-12.00	
				3	17.75	-12.00	4	30.00	-12.00	

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου									
γ_W [kN/m^3]	Κατάσταση	u	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-30.00	-1.25	2	30.00	-1.25				

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Στοιχεία συνάφειας

Παράμετρος		Γεωμετρία				
H [kN/m^2]	K_{max} [kN/m]	x_1 [m]	y_1 [m]	x_2 [m]	y_2 [m]	
100.00	500.00	-16.62	0	16.62	-0.00	

H : Δύναμη συνάφειας
K_{max} : Δύναμη για την εξόλκευση ή τη διάρρηξη του στοιχείου συνάφειας

Επιλογες υπολογισμων

Επιλογές

Μέθοδος	δ_T [-]	n_L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων
n_L : Αριθμός λωρίδων

Π Ε Ρ Ι Β Α Λ Λ Ο Υ Σ Ε Σ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	$F_{διαθεσ}$	$L_{απαιτ}$ [m]	L_{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση	
488	-11.60	8.98	19.71	8		1.33				

$F_{διαθεσ}$: διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια $F_{απαιτ = 1.00}$
$L_{απαιτ}$: υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Υπόμνημα υποσημειώσεων

´ποσημείωση	Παρατήρηση
5)	5) : Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας του πέδιλου μετά την βελτίωση της διατμητικής αντοχής c_u (λόγω προφόρτισης)

- Έλεγχος υπό στατική φόρτιση

Επίλυση κατά Meyerhof και Hanna (1978)

$$p_u = \left\{ p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H \left(1 + \frac{2D}{H} \cos\theta \right) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan\varphi - 1 \right\}$$

- p_{u1}: οριακή φέρουσα ικανότητα του πέδιλου θεωρούμενου ως εδραζόμενου σε μεγάλου πάχους έδαφος 1 (κοκκώδες με γωνία τριβής φ)

$$p_{u1} = (q + \gamma_1 D) \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot L_\gamma$$
$$q = 0 \; (\text{εξωτερική φόρτιση})$$
$$\gamma_{\kappa o \rho} = 18{,}9 kN/m^3$$

→ Συντελεστές φέρουσας ικανότητας για $\varphi = 33^0$

$$N_q = 26.31$$
$$N_\gamma = 26.58$$

→ Συντελεστές λοξότητας

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{3.133}{90} \right)^2 = 0.931$$

$$\text{για } \varphi = 33^o \rightarrow i_\gamma = \left(1 - \frac{3{,}133}{33} \right)^2 = 0{,}819 \quad (\varphi > 10)$$

$$B' = B - 2e_k = 6.315$$
οπότε
$$p_{u1} = 1190.4 kN/m^2$$

- p_{u2}: οριακή φέρουσα ικανότητα του πέδιλου θεωρούμενου ως εδραζόμενου στο έδαφος 2 (άργιλος με C_{u2}= 29.01kPa) χωρίς παρουσία του εδάφους 1

$$p_{u2} = C_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + (q + \gamma_1 D) \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q$$

$C_{u2} = 29.01 kPa$

$N_c = 5.10$ για φ=0

$S_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L} = 1.0842$

$S_q = S_\gamma = 1$ για φ=0

$N_q = 1$ για φ=0

$d_c = 1.0395$

$d_\gamma = d_q = 1$ για φ=0

$i_s = i_q = 0.3931$

οπότε

$p_{u2} = 177.234 kN/m^2$

- Υπολογισμός της οριακής φέρουσας ικανότητας υπό στατική φόρτιση

$$p_u = \min\left\{p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H\left(1 + \frac{2D}{H}\cos\theta\right)\frac{H}{B'}K_s i_s \tan\varphi - 1\right\}$$

$$\frac{p_{u2}^*}{p_{u1}^*} = \frac{(\pi + 2)G_{u2}}{0.5\gamma_1 B N_\gamma} = 0.18$$

$\delta / \varphi = 0.43 \rightarrow K_s = 5$

$i_s = 0.95$ για $\theta = 3{,}113^o$

$p_u = \min\{1190.4,\ 245.5\}$

- Έλεγχος επάρκειας υπό στατική φόρτιση για G_{u2}=29.01

$V_u = p_u \cdot B' \cdot L' = 23259.8 kN$

$$\frac{V_u}{\Sigma V_\kappa^{\sigma\tau\alpha\tau}} = 1.81 < 2$$

Αν πληρούνται ο σεισμικός έλεγχος και οι καθιζήσεις εντός ανεκτών ορίων → Δεκτή

- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας (F_s)=2

$$\frac{V_u}{\Sigma V_k} = 1.113 < z \Rightarrow \text{ΑΝΕΠΑΡΚΗΣ}$$

Έλεγχος υπό σεισμική φόρτιση

- Υπολογισμός της p_{u1}

$$p_{u1} = (q + \gamma_1 D) \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot L_\gamma$$
$$q = 0 \; (\text{εξωτερική φόρτιση})$$
$$\gamma_{κορ} = 18{,}9 kN / m^3$$

→ Συτνελεστές φέρουσας ικανότητας για φ=33^0

$$N_q = 26.31$$
$$N_\gamma = 26.58$$
$$\tan\theta = \frac{2316}{12285} = 0.1885 \rightarrow \theta = 10.6762$$

→Συντελεστές λοξότητας

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{10.6762}{90}\right)^2 = 0.7768$$
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{10.6762}{33}\right)^2 = 0{,}457$$
$$B' = 6.036m$$

οπότε

$$p_{u1} = 809.11 kN / m^2$$

- Υπολογισμός p_{u2}

$$p_{u2} = C_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + (q + \gamma_1 D) \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q$$
$$C_{u2} = 29.01 kPa$$
$N_c = 5.10$ για φ=0
$$S_c = 1.076$$
$S_q = S_\gamma = 1$ για φ=0
$$d_c = 1.0477$$
$d_\gamma = d_q = 1$ για φ=0
$$i_\gamma = 0.457$$
$$i_s = 0.7768$$
οπότε
$$p_{u2} = 148{,}48 kN/m^2$$

➢ Υπολογισμός της p_u

$$p_u = \min\left\{p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H\left(1+\frac{2D}{H}\cos\theta\right)\frac{H}{B'}K_s i_s \tan\varphi - 1\right\}$$

$$\frac{p^*_{u2}}{p^*_{u1}} = \frac{(\pi+2)G_{u2}}{0.5\gamma_1 B N_\gamma} = 0.18$$

$$\delta/\varphi = 0.25 \rightarrow K_s = 5$$

$$i_s = 0.78 \text{ για } \theta=10.6762^o$$

$$p_u = \min\{809.11,\ 138.52\} = 188{,}50 kN/m^2$$

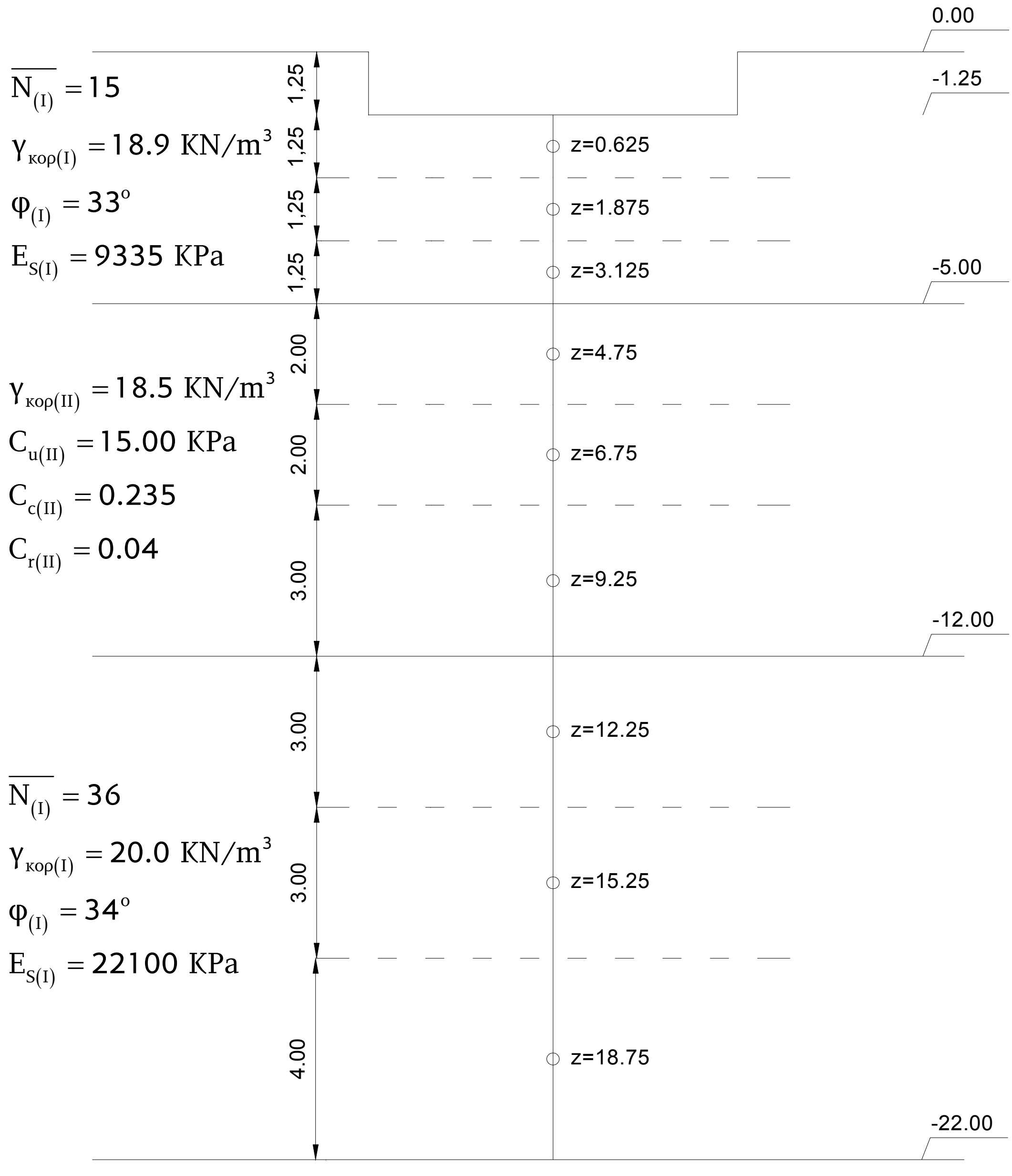
➢ Έλεγχος επάρκειας

$$V_u = p_u \cdot B' \cdot L' = 12541.6kN$$

$$\frac{V_u}{\Sigma V_\kappa^{\sigma\varepsilon\iota\sigma\mu}} = 1.3 > 1$$

Καθιζήσεις

<u>Προσδιορισμός ζωνών υπολογισμού</u>



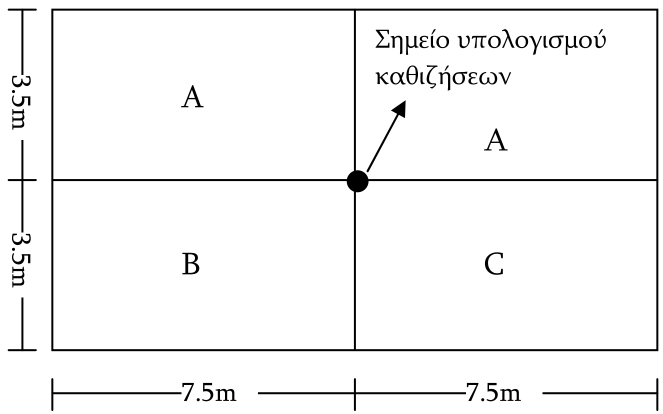
Πίνακας υπολογισμού καθιζήσεων (Streinbrenner)																			
Απόσταση κέντρου λωρίδας από την επιφάνεια εδάφους	Απόσταση κέντρου λωρίδας από την στάθμη θεμελίωσης	Υγρό φαινόμενο βάρος εδάφους	Αρχική κατακόρυφη τάση γαιών	Πάχος λωρίδας	Λόγοι m=b/z , n=l/z και τάσης σ_z/q														
					Επιφάνεια A			Επιφάνεια B			Επιφάνεια C			Επιφάνεια D					
z_i (m)	z_i (m)	(kN/m^3)	σ'v0 (kN/m^2)	hi (m)	m	n	$\Delta\sigma z_i/q$	m	n	Δσz/q	m	n	$\Delta\sigma z_i/q$	m	n	Δσz/q	ΣΔσz/q	$\Delta\sigma z_i$ (kN/m^2)	S_i (cm)
1,875	0,625	18,9	29,188	1,25	5,60	12,00	0,250	5,60	12,00	0,250	5,60	12,00	0,250	5,60	12,00	0,250	1,000	129,4	1,73
3,125	1,875	18,9	40,313	1,25	1,87	4,00	0,238	1,87	4,00	0,238	1,87	4,00	0,238	1,87	4,00	0,238	0,952	123,2	1,65
4,375	3,125	18,9	51,438	1,25	1,12	2,40	0,208	1,12	2,40	0,208	1,12	2,40	0,208	1,12	2,40	0,208	0,832	107,7	1,44
6,000	4,750	18,5	65,500	2,00	0,74	1,58	0,170	0,74	1,58	0,170	0,74	1,58	0,170	0,74	1,58	0,170	0,680	88,0	9,20
8,000	6,750	18,5	82,500	2,00	0,52	1,11	0,125	0,52	1,11	0,125	0,52	1,11	0,125	0,52	1,11	0,125	0,500	64,7	6,25
10,500	9,250	18,5	103,750	3,00	0,38	0,81	0,090	0,38	0,81	0,090	0,38	0,81	0,090	0,38	0,81	0,090	0,360	46,6	6,01
13,500	12,250	20,0	131,500	3,00	0,29	0,61	0,065	0,29	0,61	0,065	0,29	0,61	0,065	0,29	0,61	0,065	0,260	33,6	0,48
16,500	15,250	20,0	161,500	3,00	0,23	0,49	0,045	0,23	0,49	0,045	0,23	0,49	0,045	0,23	0,49	0,045	0,180	23,3	0,33
20,000	18,750	20,0	196,500	4,00	0,19	0,40	0,032	0,19	0,40	0,032	0,19	0,40	0,032	0,19	0,40	0,032	0,128	16,6	0,32

Συνολική καθίζηση Sολ= 27,42
Τελική καθίζηση S=Sολ*3/4= 20,56

e_0 = 0,89
Στάθμη υπογείων υδάτων από την επιφάνεια του εδάφους: 1,25
Βάθος θεμελίωσης z= 1,25
Φορτίο έδρασης θεμελίου σ = 121,76
Επιπρόσθετη καθαρή επιφόρτιση q=σ-γD+Wθ 129,42

Καθίζηση για αμμώδη στρώματα Si=Δσz*hi/Esi
Καθίζηση για αργιλικά στρώματα Si=(Cc/(1+e0))*hi*log((σ'vo+Δσz/σ'vo)

Σημείωση: Για το αργιλικό σρώμα έχει γίνει η υπόθεση ότι ο δείκτης προστερεοποίησης είναι OCR=1,οπότε ο δείκτης συμπιεστότητας Cr δεν λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των καθιζήσεων



Υπολογισμός καθιζήσεων μετά την προφόρτιση

- Στρώση Ι

Μετά την προφόρτιση $E_{s1} = 1.35E_{αρχ}$ οπότε από τον πίνακα υπολογισμού των καθιζήσεων έχουμε καθίζηση:

$$S_1 = \Sigma S_i = \frac{1.73 + 1.65 + 1.44}{1.35} = 3.57\text{cm}$$

- Στρώση ΙΙΙ

Μετά την προφόρτιση $E_{s3} = 1.35E_{αρχ}$ οπότε από τον πίνακα υπολογισμού των καθιζήσεων έχουμε καθίζηση:

$$S_3 = \Sigma S_i = \frac{0.48 + 0.33 + 0.32}{1.35} = 0.83\text{cm}$$

- Στρώση ΙΙ

Για να υπολογίσουμε την καθίζηση συγκρίνουμε σε κάθε ζώνη $\Delta\sigma_z^{επιχ} m_i$ με το $\Delta\sigma_{zi}^{πλ}$ οπότε υπολογίζουμε κατ' αρχήν τα $\Delta\sigma_z^{επιχ} m_i$ εφ' όσον από τον πίνακα υπολογισμού των καθιζήσεων γνωρίζουμε ότι $\Delta\sigma_{z1}^{πλ} = 88\text{kN}/\text{m}^2$, $\Delta\sigma_{z2}^{πλ} = 64.7\text{kN}/\text{m}^2$, $\Delta\sigma_{z3}^{πλ} = 46.6\text{kN}/\text{m}^2$

Τα $\Delta\sigma_z^{επιχ} m_i$ υπολογίζονται με το διάγραμμα των H.C. Poulos – E.H. Davis

$$\left.\begin{aligned} \frac{z_i}{H} &= \frac{13}{7} = 1.85 \\ \frac{L}{H} &= \frac{9/2}{7} = 0.64 \end{aligned}\right\} \Rightarrow I_{m1} = 0.57 \rightarrow \Delta\sigma_z^{επιχ} m_1 = 0.57 \cdot 21.5 \cdot 7 = 85.8\text{kN}/\text{m}^2$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{z_2}{H} &= \frac{15}{7} = 2.14 \\ \frac{L}{H} &= \frac{9/2}{7} = 0.64 \end{aligned}\right\} \Rightarrow I_{m2} = 0.55 \rightarrow \Delta\sigma_z^{επιχ} m_2 = 0.55 \cdot 21.5 \cdot 7 = 82.8\text{kN}/\text{m}^2$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{z_3}{H} &= \frac{17.5}{7} = 2.5 \\ \frac{L}{H} &= \frac{9/2}{7} = 0.64 \end{aligned}\right\} \Rightarrow I_{m3} = 0.53 \rightarrow \Delta\sigma_z^{επιχ} m_1 = 0.53 \cdot 21.5 \cdot 7 = 79.6\text{kN}/\text{m}^2$$

→ $\Delta\sigma^{\varepsilon\pi\iota\chi} m_1 = 85.8 kN/m^2$ και $\Delta\sigma_{z1}^{\pi\lambda} = 88 kN/m^2 \rightarrow \Delta\sigma^{\varepsilon\pi\iota\chi} m_1 < \Delta\sigma_{z1}^{\pi\lambda}$ οπότε:

$$S_1 = \frac{C_v}{1+e_o} \cdot h_o \cdot \log\frac{\sigma'_{v\,o} + \Delta\sigma m_1}{\sigma'_{v\,o}} + \frac{C_c}{1+e_o} \cdot h_o \log\frac{\sigma'_{v\,o} + \Delta\sigma_{z1}}{\sigma'_{v\,o} + \Delta\sigma m_{z1}} =$$
$$= \frac{0.04}{1.89} \cdot 200 \cdot \log\frac{65.58538}{65.5} + \frac{0.235}{1.89} \cdot 200 \cdot \log\frac{65.5+88}{65.5+85.8} =$$
$$=1.7cm$$

→ $\Delta\sigma^{\varepsilon\pi\iota\chi} m_2 = 82.8 kN/m^2$ και $\Delta\sigma_{z2}^{\pi\lambda} = 64,7 kN/m^2 \rightarrow \Delta\sigma^{\varepsilon\pi\iota\chi} m_2 > \Delta\sigma_{z2}^{\pi\lambda}$ οπότε:

$$S_1 = \frac{C_v}{1+e_o} \cdot h_o \cdot \log\frac{\sigma'_{v\,o} + \Delta\sigma_{z2}}{\sigma'_{v\,o}} = 1.06cm$$

→ $\Delta\sigma^{\varepsilon\pi\iota\chi} m_3 = 79.76 kN/m^2$ και $\Delta\sigma_{z3}^{\pi\lambda} = 46,6 kN/m^2 \rightarrow \Delta\sigma^{\varepsilon\pi\iota\chi} m_3 > \Delta\sigma_{z3}^{\pi\lambda}$ οπότε:

$$S_1 = \frac{C_v}{1+e_o} \cdot h_o \cdot \log\frac{\sigma'_{v\,o} + \Delta\sigma_{z3}}{\sigma'_{v\,o}} = 1.03cm$$

- Άρα συνολική καθίζηση αργιλικού στρώματος ΙΙ είναι:

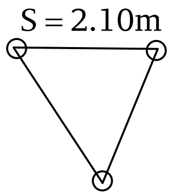
$$S_{II} = S_1 + S_2 + S_3 = 1.7 + 1.06 + 1.03 = 3.79cm$$

- Συνολική καθίζηση: $S_{O\lambda} = S_I + S_{II} + S_{III} = 3.57 + 3.79 + 0.83 = 8.19cm$

Άρα Τελική Καθίζηση: $S_{\tau\varepsilon\lambda} = \frac{3}{4} S_{o\lambda} = 6.14cm$

Ενίσχυση εδάφους με χαλικοπασσάλους

Παράμετροι σχεδιασμού



Επιλέγουμε οι χαλικοπάσσαλοι να κατασκευαστούν σε τριγωνικό κάνναβο με απόσταση μεταξύ τους S=2.10 «ακτίνα επιρροής» De=1.055. Διάμετρος D=0.80m χαλικοπασσάλου, λόγος (συντελεστής) αντικατάστασης a_s:

$$a_s = A_{χαλ} / A_e = \left(D / D_e\right)^2 \quad \left(0 \div 1.00\right)$$

Για τριγωνικό κάνναβο $a_s = 0.91\left(D / S\right)^2 = 0.91 \cdot \left(0.80 / 2.10\right)^2 = 0.132$

Το αντίστροφο του λόγου αντικατάστασης είναι $A / A_{i(χαλ)} = 1 / a_2 = 7{,}58$

Από το νομογράφημα του Priebe:

$$\left.\begin{matrix} \dfrac{D_c}{D_s} = 20 \\ \varphi = 40^o \end{matrix}\right\} \rightarrow \Delta\left(\frac{A}{A_i}\right) = 0.25$$

$$\left(\frac{A}{A_i}\right)_{τελ} = \left(\frac{A}{A_i}\right) + \Delta\left(\frac{A}{A_ι}\right) = 7{,}58 + 0{,}25 = 7{,}83, \quad \text{οπότε:}$$

$$\left(\frac{A}{A_i}\right)_{τελ} = 7.38,\ \varphi{=}40^o \rightarrow \beta = 1{,}75 \rightarrow y = 0.57$$

όπου: β ο συντελεστής βελτίωσης εδάφους $\beta = \dfrac{1}{y}$ και

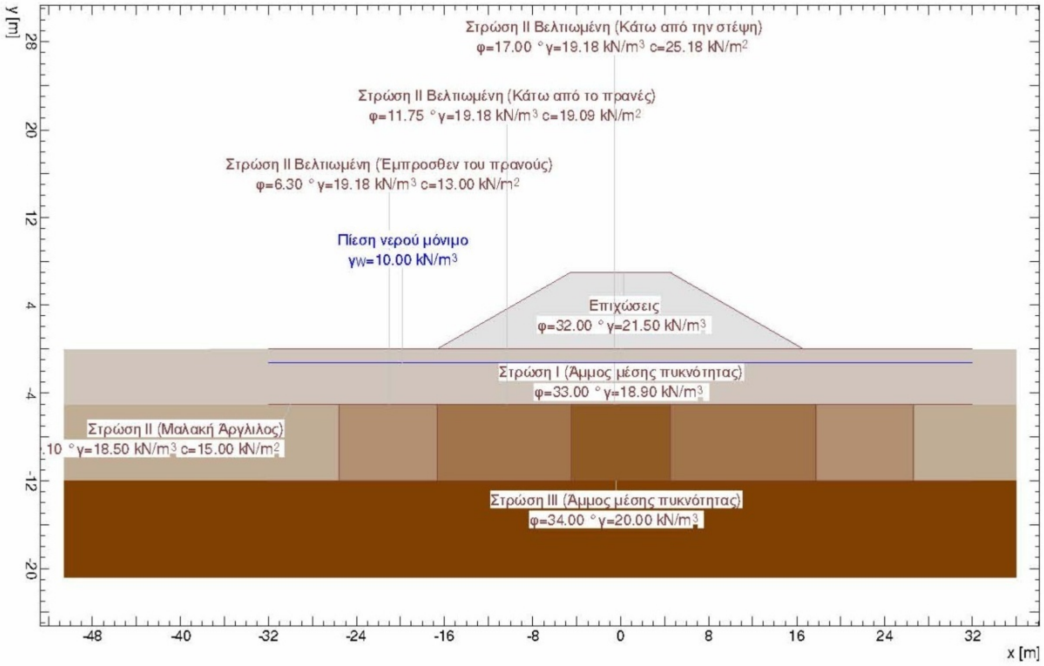
y συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων

$$Y = \frac{p}{p_o} = \frac{1}{na_s + \left(1 - a_s\right)} \Rightarrow n = \frac{1/y - \left(1 - a_s\right)}{a_s} \Rightarrow$$

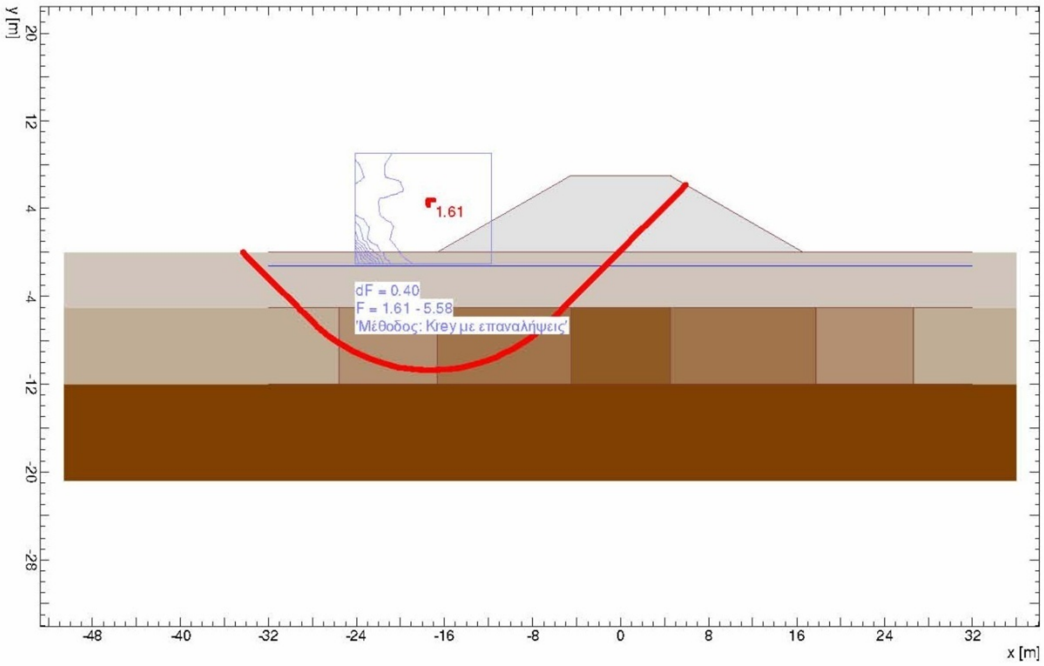
$$\Rightarrow n = 6.68$$

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Βελτίωση του εδάφους με χαλικοπασσάλους	Σελίδα 1 05.03.10, 10:50
	Larix-5 - Version 1.26

!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \ LAY \ S \ Baugrundmodell



!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \ LAY \ S \ Detailresultate



ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου						
	φ [°]	γ [kN/m³]	c [kN/m²]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
Επιχώσεις	32.00	21.50	0	1	-30.00	0	2	-26.62	0	
				3	-16.62	0	4	-4.50	7.00	
				5	4.50	7.00	6	16.62	-0.00	
				7	26.62	-0.00	8	30.00	-0.00	
Στρώση Ι (Άμμος μέσης	33.00	18.90	0	1	-30.00	0	2	-26.62	0	
				3	-16.62	0	4	-4.50	-0.00	
				5	4.50	-0.00	6	16.62	-0.00	
				7	26.62	-0.00	8	30.00	-0.00	
Στρώση ΙΙ (Μαλακή Άργλ	0.10	18.50	15.00	1	-30.00	-5.00	2	-25.60	-5.00	
				3	-16.62	-5.00	4	-4.50	-5.00	
				5	4.50	-5.00	6	17.75	-5.00	
				7	30.00	-5.00				
Στρώση ΙΙ Βελτιωμένη (	6.30	19.18	13.00	1	-30.00	-12.01	2	-25.60	-12.01	
				3	-25.60	-5.01	4	-16.62	-5.01	
				5	-4.50	-5.01	6	4.50	-5.01	
				7	17.75	-5.01	8	26.62	-5.01	
				9	26.62	-12.01	10	30.00	-12.01	
Στρώση ΙΙ Βελτιωμένη (	11.75	19.18	19.09	1	-30.00	-12.01	2	-25.60	-12.01	
				3	-16.62	-12.01	4	-16.62	-5.01	
				5	17.75	-5.01	6	17.75	-12.01	
				7	26.62	-12.01	8	30.00	-12.01	
Στρώση ΙΙ Βελτιωμένη (	17.00	19.18	25.18	1	-30.00	-12.01	2	-25.60	-12.01	
				3	-16.62	-12.01	4	-4.50	-12.01	
				5	-4.50	-5.01	6	4.50	-5.01	
				7	4.50	-12.01	8	17.75	-12.01	
				9	26.62	-12.01	10	30.00	-12.01	
Στρώση ΙΙΙ (Άμμος μέση	34.00	20.00	0	1	-30.00	-12.01	2	-25.60	-12.01	
				3	-16.62	-12.01	4	-4.50	-12.01	
				5	4.50	-12.01	6	17.75	-12.01	
				7	26.62	-12.01	8	30.00	-12.01	

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου									
γ_W [kN/m³]	Κατάσταση	u	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-30.00	-1.25	2	30.00	-1.25				

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Επιλογες υπολογισμων

Επιλογές

Μέθοδος	δ_T [-]	n_L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων
n_L : Αριθμός λωρίδων

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

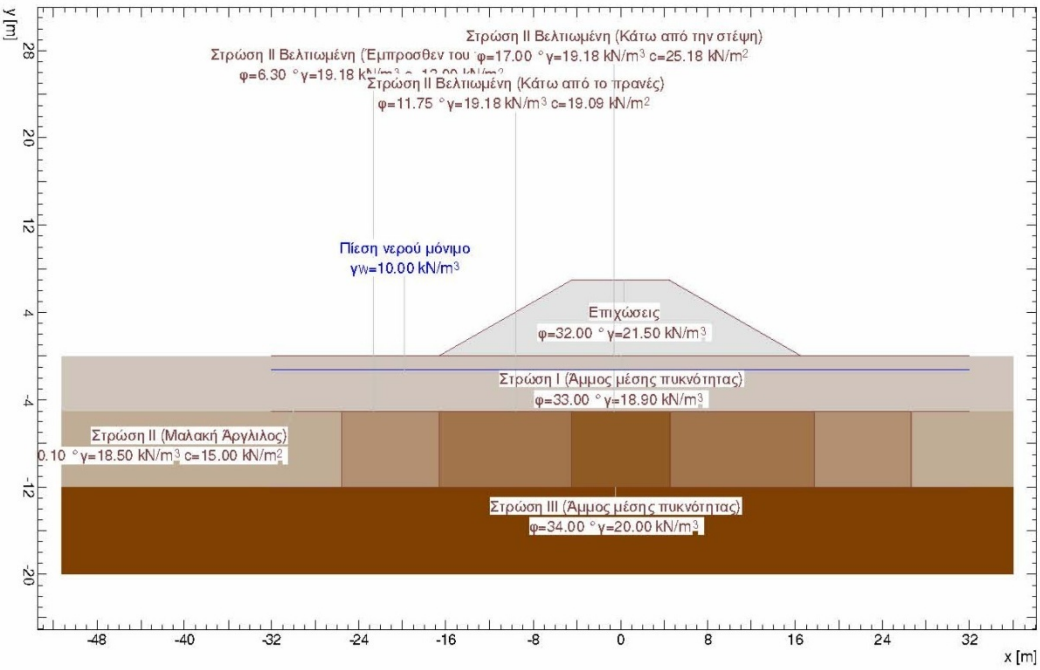
ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	$F_{διαθεσ}$	$L_{απαιτ}$ [m]	L_{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση	
555	-17.24	4.58	15.31	5		1.61				

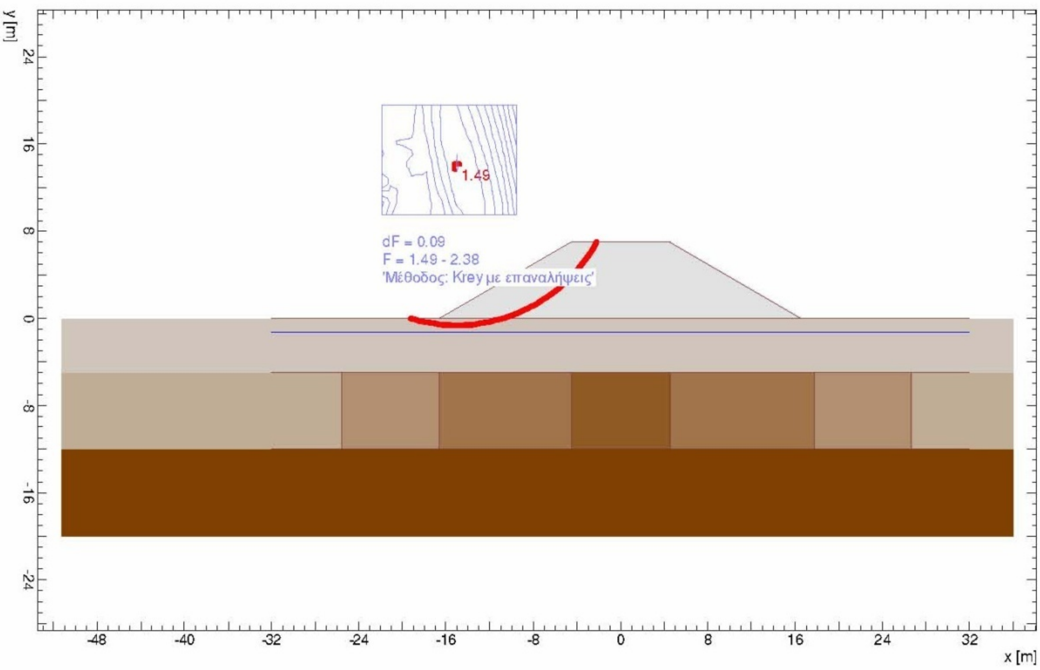
$F_{διαθεσ}$: διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια $F_{απαιτ = 1.00}$
$L_{απαιτ}$: υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος Βελτίωση εδάφους με χαλικοπασσάλους (ρηχός κύκλος)	Σελίδα 1
	05.03.10, 10:51
	Larix-5 - Version 1.26

!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \ LAY \ S \ Baugrundmodell



!Συνολικός συντελ. ασφαλείας / ΣυνΔρα 1 / Φάση: LARIX5 \ LAY \ S \ Detailresultate



ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου						
	ϕ [°]	γ [kN/m³]	c [kN/m²]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
Επιχώσεις	32.00	21.50	0	1	-30.00	0	2	-26.62	0	
				3	-16.62	0	4	-4.50	7.00	
				5	4.50	7.00	6	16.62	-0.00	
				7	26.62	-0.00	8	30.00	-0.00	
Στρώση Ι (Άμμος μέσης	33.00	18.90	0	1	-30.00	0	2	-26.62	0	
				3	-16.62	0	4	-4.50	-0.00	
				5	4.50	-0.00	6	16.62	-0.00	
				7	26.62	-0.00	8	30.00	-0.00	
Στρώση ΙΙ (Μαλακή Άργλ	0.10	18.50	15.00	1	-30.00	-5.00	2	-25.60	-5.00	
				3	-16.62	-5.00	4	-4.50	-5.00	
				5	4.50	-5.00	6	17.75	-5.00	
				7	30.00	-5.00				
Στρώση ΙΙ Βελτιωμένη (	6.30	19.18	13.00	1	-30.00	-12.01	2	-25.60	-12.01	
				3	-25.60	-5.01	4	-16.62	-5.01	
				5	-4.50	-5.01	6	4.50	-5.01	
				7	17.75	-5.01	8	26.62	-5.01	
				9	26.62	-12.01	10	30.00	-12.01	
Στρώση ΙΙ Βελτιωμένη (	11.75	19.18	19.09	1	-30.00	-12.01	2	-25.60	-12.01	
				3	-16.62	-12.01	4	-16.62	-5.01	
				5	17.75	-5.01	6	17.75	-12.01	
				7	26.62	-12.01	8	30.00	-12.01	
Στρώση ΙΙ Βελτιωμένη (	17.00	19.18	25.18	1	-30.00	-12.01	2	-25.60	-12.01	
				3	-16.62	-12.01	4	-4.50	-12.01	
				5	-4.50	-5.01	6	4.50	-5.01	
				7	4.50	-12.01	8	17.75	-12.01	
				9	26.62	-12.01	10	30.00	-12.01	
Στρώση ΙΙΙ (Άμμος μέση	34.00	20.00	0	1	-30.00	-12.01	2	-25.60	-12.01	
				3	-16.62	-12.01	4	-4.50	-12.01	
				5	4.50	-12.01	6	17.75	-12.01	
				7	26.62	-12.01	8	30.00	-12.01	

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου									
γ_W [kN/m³]	Κατάσταση	u	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-30.00	-1.25	2	30.00	-1.25				

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

Επιλογες υπολογισμων

Επιλογές

Μέθοδος	δ_T [-]	n_L	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων
n_L : Αριθμός λωρίδων

Π Ε Ρ Ι Β Α Λ Λ Ο Υ Σ Ε Σ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	$F_{διαθεσ}$	$L_{απαιτ}$ [m]	L_{min} [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση	
451	-15.04	13.97	14.60	1		1.49				

$F_{διαθεσ}$: διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια $F_{απαιτ = 1.00}$
$L_{απαιτ}$: υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Από τις σχέσεις:

$$\left.\begin{aligned}\frac{\sigma_{\varepsilon\delta}}{\sigma_o}&=\frac{1}{n\alpha_s+(1-\alpha_s)}\\ \frac{\sigma_{\chi\alpha\lambda}}{\sigma_o}&=\frac{n}{n\alpha_s+(1-\alpha_2)}\end{aligned}\right\}\Rightarrow \sigma_{\chi\alpha\lambda}=465\text{kPa, οπότε:}$$

$$C^*=(1-\alpha_s)C_{\tau\varepsilon\lambda}=(1-0.132)\cdot 29.01=25.19\text{kPa}$$

$$\gamma^*=\alpha_s\gamma_{\chi\alpha\lambda}+(1-\alpha_s)\gamma_{\varepsilon\delta\alpha\varphi}=9{,}18\text{kN}/\text{m}^3$$

$$\varphi^*=\tan^{-1}\left\{\frac{\alpha_2\cdot(11\cdot 8{,}5+465)}{\gamma^*\cdot 8{,}5+121{,}76}\right\}=17^o$$

<u>Έλεγχος φέρουσας ικανότητας μετά την βελτίωση του εδάφους</u>

- Υπό στατική φόρτιση επίλυση κατά Meyerhof και Hanna (1978)

$$p_u=\min\left\{p_{u1},p_{u2}+\gamma_1 H\left[\left(1+s\frac{D}{H}\cos\theta\right)\frac{H}{B'}K_s I_s\tan\varphi_{\varepsilon\delta}-1\right]\right\}$$

$$p_{u1}=1190.4\text{kN}/\text{m}^2$$

$$p_{u2}=C_2^* N_c^* S_{c2} d_{c2} I_{c2}+(q+\gamma_1 D)N_{q2}S_{q2}d_{q2}I_{q2}+0.5\gamma^* B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma I_\gamma$$

- Υπολογισμός συντελεστών

→ Συτνελεστές φέρουσας ικανότητας για φ=17^0

$$\left.\begin{aligned}N_c^*&=12.35\\ N_q^*&=4.8\\ N_\gamma^*&=1.65\end{aligned}\right\}\rightarrow \text{Πίνακες Mayerhof}$$

→ Συντελεστές λοξότητας υπό στατική φόρτιση

$$\tan\theta=700/12758\rightarrow\theta=3{,}133^o$$

$$i_c=i_q=\left(1-\frac{3.133}{90}\right)^2=0.931$$

για φ*=17^o>10^o $\rightarrow i_\gamma=\left(1-\frac{3{,}133}{17}\right)^2=0{,}65$

→Συντελεστές λοξότητας υπό σεισμική φόρτιση

$$\tan\theta = 2316/12258 \rightarrow \theta = 10{,}6762^{o}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = 0.7768$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = 0{,}1383$$

→Ενεργά μήκη

$$B' = 6.315m \ \left(\text{υπό στατική φόρτιση}\right)$$

$$B' = 5.711m\left(\text{υπό σεισμική φόρτιση}\right)$$

→Συντελεστές σχήματος πέδιλου υπό στατική φόρτιση

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi^*}{2}\right) = 1.826$$

$$S_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L} = 1.153$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L} = 1.307$$

→Συντελεστές σχήματος πέδιλου υπό στατική φόρτιση

$$S_c = 1.14$$

$$S_q = S_\gamma = 1{,}07$$

→Συντελεστές βάθους D υπό στατική φόρτιση

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p}\frac{D}{B'} = 1.053$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0{,}1\sqrt{K_p}\frac{D}{B'} = 1.026$$

→Συντελεστές βάθους D υπό στατική φόρτιση

d_c=1.059

d_q=d_γ=1.029

- Υπολογισμός p_{u2} υπό στατική φόρτιση

$$p_{u2} = C^* \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + (q+\gamma) \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5\gamma^* B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma I_\gamma \Rightarrow$$
$$p_{u2} = 426{,}020 kN/m^2$$

- Υπολογισμός p_{u2} υπό σεισμική φόρτιση

$$p_{u2} = 340{,}62 kN/m^2$$

- Έλεγχος φέρουσας ικανότητας υπό στατική φόρτιση

$$p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2}\} \rightarrow p_u = p_{u2} = 426.02 kN/m^2$$

Οριακό κατακόρυφο φορτίο
$$V_u = P_u \cdot B' \cdot L' = 40440 kN$$

Έλεγχος επάρκειας με τη μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας (FS)
$$\frac{V_u}{\Sigma V_K} = 3.16 > 2 \quad \text{Δεκτή}$$

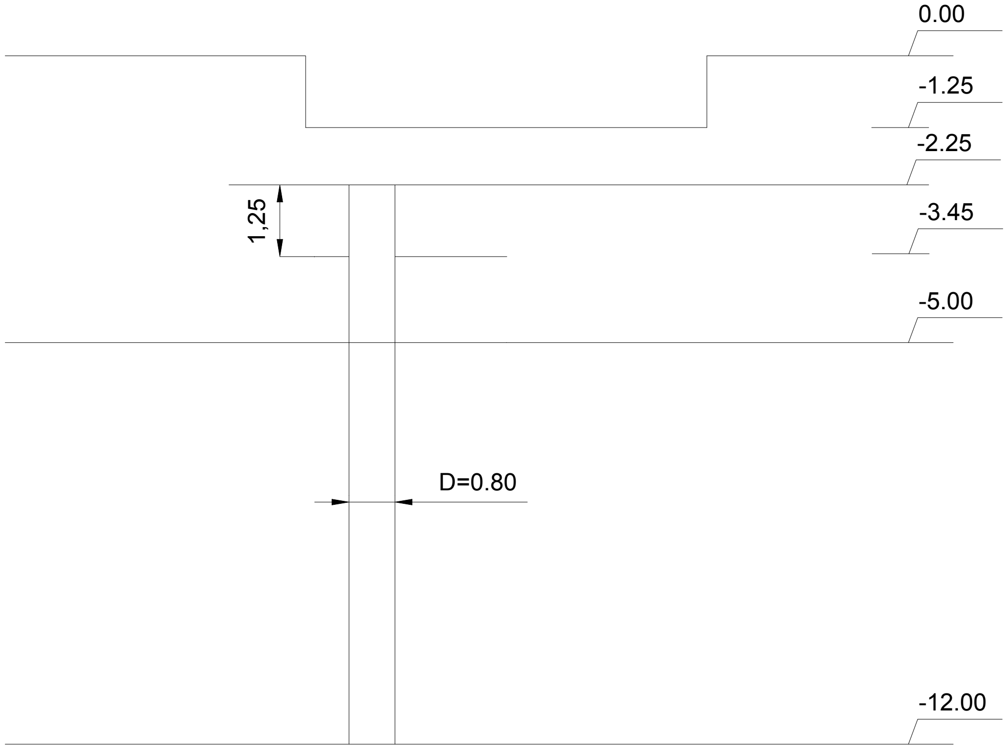
- Έλεγχος φέρουσας ικανότητας υπό σεισμική φόρτιση

$$p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2}\} \rightarrow p_u = p_{u2} = 340.62 kN/m^2$$

Οριακό κατακόρυφο φορτίο
$$V_u = P_u \cdot B' \cdot L' = 30839.8 kN$$

Έλεγχος επάρκειας με τη μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας (FS)
$$\frac{V_u}{\Sigma V_K} = 2.51 > 2 \quad \text{Δεκτή}$$

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας χαλικοπασσάλου



$$\sigma'_{v\ o(3.45)} = 43.2kN/m^2$$

$$K_{p\ \chi\alpha\lambda} = \tan^2\left(45 + \frac{40}{2}\right) = 4.6$$

$$K_p^{\alpha\mu} = \tan\varphi^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 3,39$$

$$\sigma_{v\ o\rho(\chi\alpha\lambda)} = K_p^{\chi\alpha\lambda} \cdot K_p^{\alpha\mu} \cdot \sigma'_{v\ o} = 676,66kPa$$

Γνωρίζουμε ότι $\sigma_{\chi\alpha\lambda} = 465kN/m$

Άρα $F_s = \frac{676.66}{465} = 1.45$

Έλεγχος χρονικής διάρκειας παραμονής προφορτίσεως

- Χωρίς στραγγιστήρια/ χαλικοπασσάλους

$$t_c = \frac{H^2}{c_u} = \frac{\left(\frac{12-5}{2}\right)^2}{2.18} = 5.62\text{έτη} \simeq 5\text{έτη } 7\text{μήνες } 15\text{ημέρες}$$

- Με στραγγιστήρια ισοδύναμου διαμέτρου d=0.05m

Παραδοχές $C_R = 3C_v = 3\dfrac{7\cdot 10^{-8}}{\dfrac{1}{12\cdot 30\cdot 24\cdot 3600}} = 6.53m^2/\text{έτος}$

$$U_R = 1 - \frac{1}{e^{\delta T_R/A}}$$

$$T_R = \frac{C_R\cdot t}{D_e^2} = \frac{6.53\cdot\frac{3}{12}}{(1.13s)^2} = \frac{1.278}{s^2}$$

$$A = \ln\left(\frac{0.565s}{0.05}\right) - 0.75 + (2-1)\ln\left(\frac{0.05}{0.025}\right) = \ln(11.35) - 0.06$$

$$\frac{1}{e^{8T_R/A}} = 1 - U_R \Rightarrow e^{8T_R/A} = \frac{1}{1-U_R} \Rightarrow \frac{8T_R}{A} = \ln\left(\frac{1}{1-U_R}\right) = \ln 10 = 2.3 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{8\cdot 1.278}{s^2\left[\ln(11.35) - 0.06\right]} = 2.3 \Rightarrow 4.445 = s^2\left[\ln 11.35 - 0.036\right] \rightarrow$$

$$\rightarrow \left.\begin{cases} \text{για s=1} \rightarrow 4.445 = 1\cdot 2.365 \text{ OXI} \\ \text{για s=1.30} \rightarrow 4.45 = 1.68\cdot 2.627 = 4.44 \quad \text{OK} \end{cases}\right\} \Rightarrow s = 1.30m$$

- Με χαλικοπασσάλους d=80cm

$$s = 2.10m$$

$$8T_R = 8\cdot\frac{6.53t}{(1.13\cdot 2.10)^2} = 9.277t$$

$$A = \ln\frac{0.65\cdot 2.10}{0.40} - 0.75 + (2-1)\ln\frac{0.50}{0.40} = 0.56$$

$$\frac{8\cdot 9.277\cdot t}{0.56} = 2.3 \rightarrow t = 0.17\text{έτη} = 0{,}2\text{μήνες} = 6\text{μέρες}$$

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Αναγνωστόπουλος Α. Γ., Παπαδόπουλος Β. Π. (1990), *«Επιφανειακές θεμελιώσεις»*, Εκδόσεις "Συμεών", Αθήνα
2. Αναγνωστόπουλος Α. Γ. (1990), *«Θεμελιώσεις με πασσάλους»*, εκδόσεις «Συμεών», Αθήνα
3. Αναγνωστόπουλος Α. Γ., Χριστούλας Σ., Παπαδόπουλος Β.Π. (1992), *«Διαστασιολόγηση θεμελιώσεων με πασσάλους»*, εκδόσεις «Συμεών», Αθήνα
4. Balaam N. P., Poulos H. G. (1983), «*The behavior of foundations supported by clay stabilized by stone collums»* The University of Sydney Research No R424, Sydney, Australia.
5. Barron, R. A. (1948) *«Consolidation of fine-grained soils by drain wells»* Trans ASCE 113.
6. Bergado D. T., Chai J. C., Alfaro M. C., Balasubramanian A. S. (1994) «*Improvement Techniques of soft ground in subsiding and lowland enviroment»*, A. A. Balkerma, Rotterdam/Bookfield.
7. Bowles J. E. (1996) *«Foundation analysis and design»*, 5th Edition, Mc Graw-Hill, New York
8. Brand E. W., Brenner R. P. (1981) «*soft clay engineering»,* Denelopements in geotechnical engineering no 20, Elsevier, Amsterdam
9. Γκαζέτας Γ. (1995) *«Σημειώσεις Εδαφομηχανικής»* Τομέας Γεωτεχνικής Ε.Μ.Π. 2η έκδοση.
10. Craig R. F. (1978) *«Soil mechanics»,* Van Nostrnd Reinhold 2nd edition, New York
11. Das Braja M. (1999) «*Principles of foundation engineering»* 4th edition, PWS publishing, ITP company, Sacramento, California
12. Datye K. R., Nagaraju S.SS (1978) *«Design approach and field control for stone columns»* , Proc. 10th I.C.S.M.F.E. Stockholm
13. Hansbo S. (1981) *«Consolidation of fine grained solids by prefabricated drains»*, X.I.C.S.M.F.E.
14. Holtz P. D., Kovacs W. D. (1981) *«An introduction to geotechnical engineering»* Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.
15. Καββαδάς Μ. (1988) *«Στοιχεία Εδαφομηχανικής»*
16. Μπουκουβάλας Γ. Δ. (2003) «*Σημειώσεις σε ειδικά θέματα θεμελιώσεων»,* Ε.Μ.Π. Τομέας Γεωτεχνικής
17. Παπαχαρίσης Ν., Μάνου-Ανδρεάδη Ν., Γραμματικόπουλος Ι. «*Γεωτεχνική Μηχανική: Έρευνα – γεωτρήσεις – εργαστήριο»,* Αφοί Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη
18. Poulos H. G., Davis E. H. (1974) «*Pile foundation analysis and design»,* John Wiley and sons, New York
19. Tomilson M. J. (1977) *«Pile design and construction practice»,* Viewpoint Publications, London
20. Χριστούλας Σ. (1990) *«Επιλογές εφαρμοσμένης γεωτεχνικής μηχανικής»,* Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα