

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ



ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ: Μ.ΚΑΒΒΑΔΑΣ, ΑΝΑΠΛ. ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

Β.ΤΣΑΜΗΣ, ΕΠ.ΣΥΝ.

**ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ
ΒΑΘΟΥΣ 7m ΣΕ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΟ Η/ΚΑΙ
ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΕΔΑΦΙΚΟ ΠΥΘΜΕΝΑ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ι.ΤΡΙΑΝΤΗΣ

Δ. ΔΑΜΑΣΚΟΣ

ΑΘΗΝΑ ΙΟΥΛΙΟΣ 2011

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες	7
Περίληψη	9
Κεφάλαιο 1 - ΕΙΣΑΓΩΓΗ	11
1.1 Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας	11
1.2 Δεδομένα	11
Κεφάλαιο 2 – Εδαφοτεχνική έρευνα-Επιλογή εδαφικών παραμέτρων	17
2.1. Περιγραφή εδαφοτεχνικής έρευνας	17
2.2 Περιγραφή Εδαφικών Στρώσεων-Εκτίμηση εδαφικών παραμέτρων	19
Κεφάλαιο 3 – Ωθήσεις γαιών σε κρηπιδότοιχους υπό στατική και σεισμική φόρτιση- Εκκεντρότητα – Πιέσεις επαφής.....	29
3.1. Στατική φόρτιση - θεωρία Rankine	29
3.2. Στατική φόρτιση - θεωρία Coulomb.....	31
3.3. Σεισμική φόρτιση - θεωρία MONONOBE - OKABE	36
Κεφάλαιο 4 – Έλεγχοι θραύσεως εδάφους (φέρουσας ικανότητας) και καθιζήσεων	42
4.1 Αναλυτικός έλεγχος φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof	42
4.2 Αναλυτικός έλεγχος φέρουσας ικανότητας για δίστρωτο σύστημα ($\phi_1 \neq 0, C_{u2} \neq 0$) κατά Meyerhof - Hanna	44
4.3. Εκτίμηση μεγέθους καθιζήσεων	48
4.4 Εκτίμηση μεγέθους και χρονικής εξέλιξης καθιζήσεων και αργιλικών εδαφών.	56
Κεφάλαιο 5 – Βελτίωση μαλακού αργιλικού πυθμένα με προφόρτιση – στραγγιστήρια	60
5.1 Έλεγχος γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης	60
5.2. Εκτίμηση βελτιωμένων τιμών αστράγγιστης αντοχής C_u λόγω προφορτίσεως.	71
5.3. Έλεγχος θραύσεως δίστρωτου εδάφους μετά την προφόρτιση	76
5.4 Επιτάχυνση διαδικασίας στερεοποίησης λόγω στραγγιστηρίων ή χαλικοπασσάλων	78
Κεφάλαιο 6 – Βελτίωση μαλακού αργιλικού πυθμένα με χαλικοπασσάλους	89
6.1 Λειτουργία των χαλικοπασσάλων.....	89
6.2 Κατασκευή και γεωμετρικά / μηχανικά χαρακτηριστικά δικτύου χαλικοπασσάλων	90
6.3. Εκτίμηση του συντελεστή βελτίωσης - ενίσχυσης εδάφους($B=(1/Y)$) (όπου Y συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων ενισχυμένου εδάφους) κατά PRIEBE.....	94

6.4. Εκτίμηση ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής $C_{ισοδ.}$ · $\Phi_{ισοδ.}$ ενισχυμένου σύνθετου μεικτού εδάφους .	96
Κεφάλαιο 7 – Σχεδιασμός αυτοφερόμενου ή αγκυρωμένου πετάσματος πασσαλοσανίδων .	104
7.1. Σχεδιασμός αυτοφερόμενων πετασμάτων .	104
7.2. Σχεδιασμός ακυρωμένων πετασμάτων .	111
Κεφάλαιο 8 – Συνοπτική παρουσίαση αποτελεσμάτων εναλλακτικών λύσεων που εξετάστηκαν- προτεινόμενες λύσεις.....	131
8.1 Σχεδιασμός ανωδομής κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους.....	131
8.2 Έλεγχοι απευθείας έδρασης κρηπιδοτοίχου από Τ.Ο στην υφιστάμενη στρωματογραφία.	133
8.3 Ενίσχυση εδάφους με χαλικοπασσάλους .	134
8.4 Σχεδιασμός κρηπιδοτοίχου από αγκυρωμένο (free earth support) πέτασμα πασσαλοσανίδων (μέχρι τον αργιλικό πυθμένα).....	137
8.5 Προτεινόμενες λύσεις .	144
Κεφάλαιο 9 Συμπεράσματα .	146
B.1. Περιγραφή επί τόπου δοκιμών και αξιοποίηση των αποτελεσμάτων τους .	147
B.1.1 Δειγματοληπτικές γεωτρήσεις.....	147
B.1.2 Επιτόπου δοκιμές.....	148
B.1.3 Εργαστηριακές δοκιμές.....	154
B.1.4 Βασικές έννοιες.....	155
B.1.5 Φυσικά χαρακτηριστικά.....	156
B.1.6 Ταξινόμηση εδαφών .	158
B.1.7 Εκτίμηση γωνίας τριβής εδαφικού υλικού.....	159
B.1.8 Εκτίμηση αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.....	164
B.1.9 Εκτίμηση μέτρου συμπίεσης .	165
B.2. Αναλυτικοί εδαφοτεχνικοί υπολογισμοί.....	169
B.2.1 Σχεδιασμός κρηπιδοτοίχου .	169
B.2.2 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους με απευθείας έδραση .	181
B.2.3 Προφόρτιση για την βελτίωση της μαλακής αργιλικής στρώσης.....	185
B.2.4 Ενίσχυση εδάφους με χαλικοπασσάλους .	191
B.2.5 Υπολογισμός Καθιζήσεων.....	200
B.2.6 Λύση πετάματος πασσαλοσανίδων .	208

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ233

Ευχαριστίες

Κατ' αρχάς θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιστημονικό συνεργάτη κ. Βασίλη Τσάμη, η συνεισφορά του οποίου υπήρξε καθοριστική στην ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας μέσα από τις πολύωρες συναντήσεις μας και τη μετάδοση όσο το δυνατόν περισσότερων γνώσεων σε όλα τα θέματα αυτής της εργασίας. Εν συνεχεία, θα ήθελα να ευχαριστώ ιδιαίτερα τον επιβλέποντα Καθηγητή της διπλωματικής μου κ. Μιχαήλ Καββαδά για την πολύτιμη καθοδήγησή του και την εξαιρετική συνεργασία του καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας.

Περίληψη

Στην Διπλωματική αυτή Εργασία μελετώνται δυο εναλλακτικές μέθοδοι αντιστήριξης για την κατασκευή ενός κρηπιδοτοίχου σε θαλάσσια περιοχή βάθους 7,2m. Η πρώτη λύση μελετά την κατασκευή ενός κλασικού κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους (Τ.Ο.). Εναλλακτικά μελετήθηκε η περίπτωση κατασκευής κρηπιδοτοίχου από αγκυρωμένο πέτασμα πασσαλοσανίδας με απλή στήριξη στον πόδα.

Αρχικά από αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της εδαφοτεχνικής έρευνας έγινε αναγνώριση της στρωματογραφίας και εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων κάθε στρώσης. Προέκυψε ότι η περιοχή θεμελίωσης αποτελείται από δύο καλής ποιότητας αμμώδης στρώσεις ενώ ενδιάμεσα τους παρεμβάλετε μια μαλακή άργιλος.

Για αυτή την στρωματογραφία προέκυψε ότι για την ασφαλή έδραση του κρηπιδοτοίχου από Τ.Ο. είναι απαραίτητη η βελτίωση της υποκείμενης αργλικής στρώσης. Για να επιτευχθεί αυτό δοκιμάστηκαν οι ακόλουθες μέθοδοι ενίσχυσης – βελτίωσης εδάφους.

- Τοποθέτηση απλής προφόρτισης.
- Τοποθέτηση προφόρτισης σε συνδυασμό με κατασκευή δικτύου στραγγιστηρίων.
- Τοποθέτησης προφόρτισης σε συνδυασμό με κατασκευή δικτύου χαλικοπασσάλων.

Στην λύση κρηπιδοτοίχου από αγκυρωμένο πέτασμα πασσαλοσανίδας για να ισορροπεί η πασσαλοσανίδα σεισμικά απαιτείτε ένα πλεόνασμα παθητικής ώθησης. Αυτό δημιούργησε την ανάγκη αύξησης της C_u της αργλικής στρώσης. Για να επιτευχθεί αυτό υπολογίστηκε ότι θα χρειαστεί μια προφόρτιση συνολικού ύψους 10,5m σε συνδυασμό με τοποθέτηση γεωφάσματος και δικτύου στραγγιστηρίων.

Ως ταχύτερη και ευκολότερη από τεχνικής άποψης προτείνεται η λύση κατασκευής κρηπιδοτοίχου από Τ.Ο. σε συνδυασμό με προφόρτιση και τοποθέτηση δικτύου χαλικοπασσάλων.

Κεφάλαιο 1 - ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας

Η Διπλωματική αυτή εργασία έχει σαν αντικείμενο

- i) Την επιλογή μεταξύ εναλλακτικών τύπων κατασκευών αντιστήριξης για την κατασκευή ενός κρηπιδότοιχου σε θαλάσσια περιοχή βάθους 7.20 m
- ii) Την μελέτη θεμελίωσης καθενός από τους ελεγχόμενους τύπους κρηπιδότοιχων σε συνδυασμό με τυχόν μέτρα βελτίωσης ή/και ενίσχυσης του εδαφικού πυθμένα που περιέχει στρώση μαλακής αργίλου πριν την κατασκευή του συγκεκριμένου τύπου κρηπιδότοιχου.

1.2 Δεδομένα

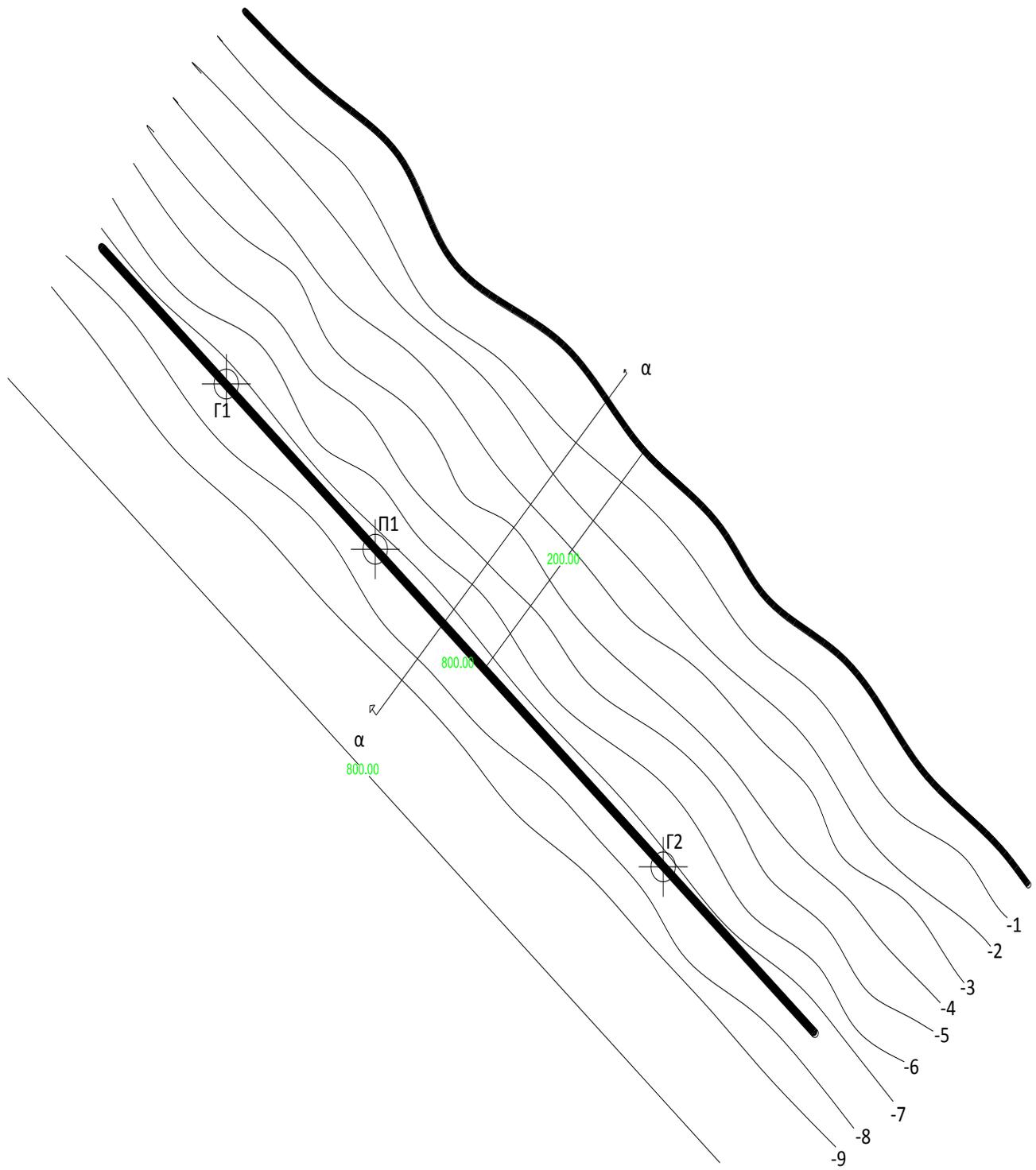
Η εργασία αυτή έλαβε ως δεδομένα:

α) Το τοπογραφικό διάγραμμα (σχήμα 1) της λιμενολεκάνης στο οποίο εμφανίζονται τόσο οι θέσεις των γεωτρήσεων και πενετρομετρήσεων όσο και η μελλοντική γραμμή κρηπίδωσης .

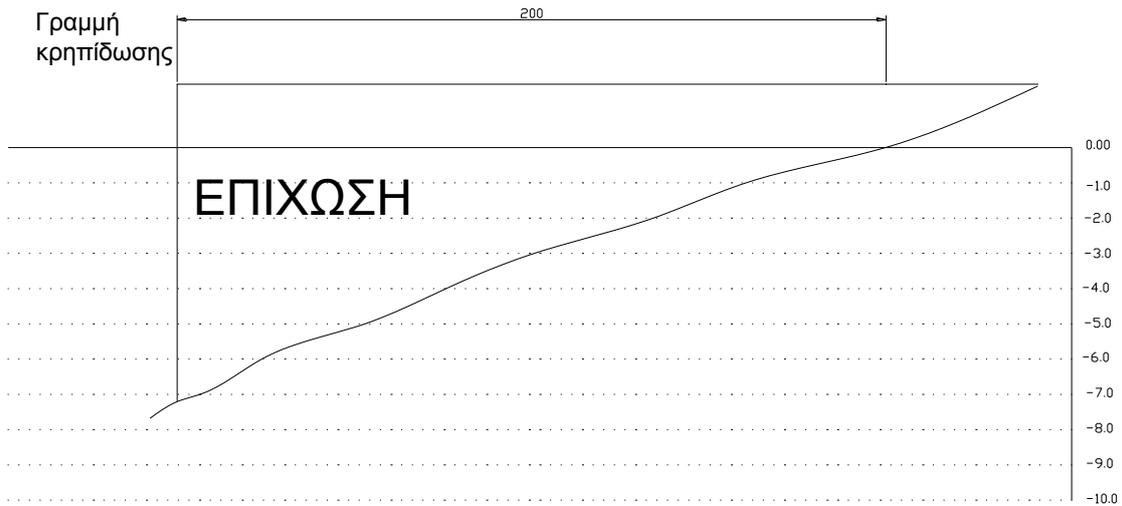
β) Η τομή του κρηπιδότοιχου, όπως σχεδιάστηκε στην Λιμενική μελέτη, από τεχνητούς ογκόλιθους. (σχήμα 1.2)

γ) Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα της εδαφοτεχνικής έρευνας που έγινε περί την μελλοντική γραμμή κρηπίδωσης και περιέλαβε: i) δύο (2) γεωτρήσεις (με ανάλογο αριθμό επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών σε καθεμία) (πίνακες 1.1,1.2) μία δοκιμή στατικής πενετρομετρήσεων CPT η οποία εκτελέσθηκε επίσης στην μελλοντική γραμμή κρηπίδωσης και της οποίας η κατανομή της αντίστασης αιχμής q_c και του λόγου τριβών R_f συναρτήσει του βάθους εμφανίζεται στο σχήμα 1.3.

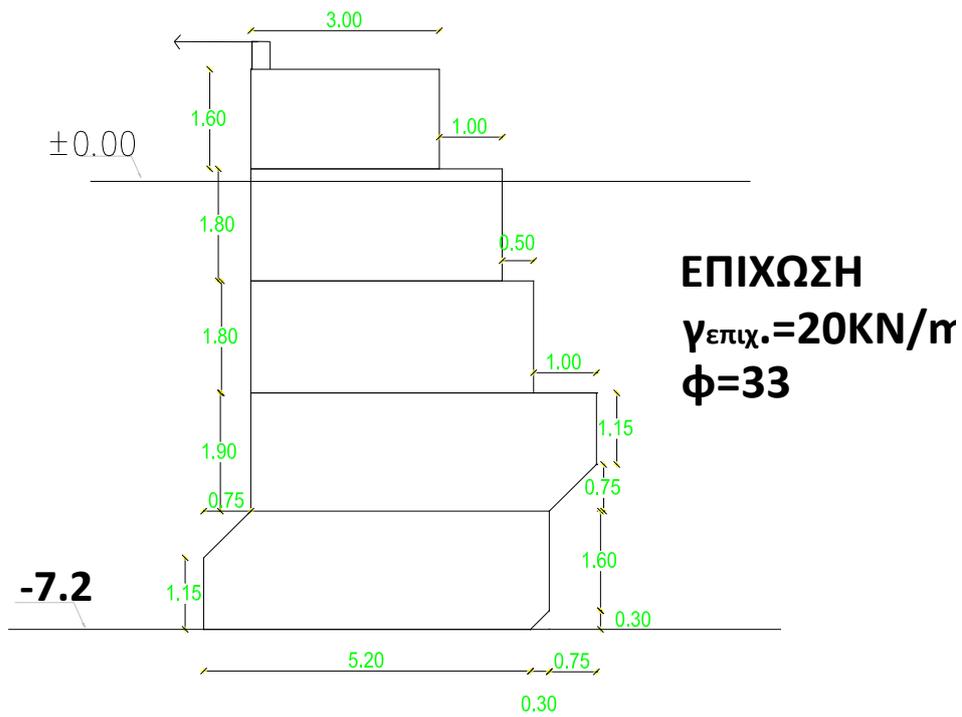
δ) Ο σεισμικός συντελεστής της περιοχής ($K_h=0.16g, K_v=0$)



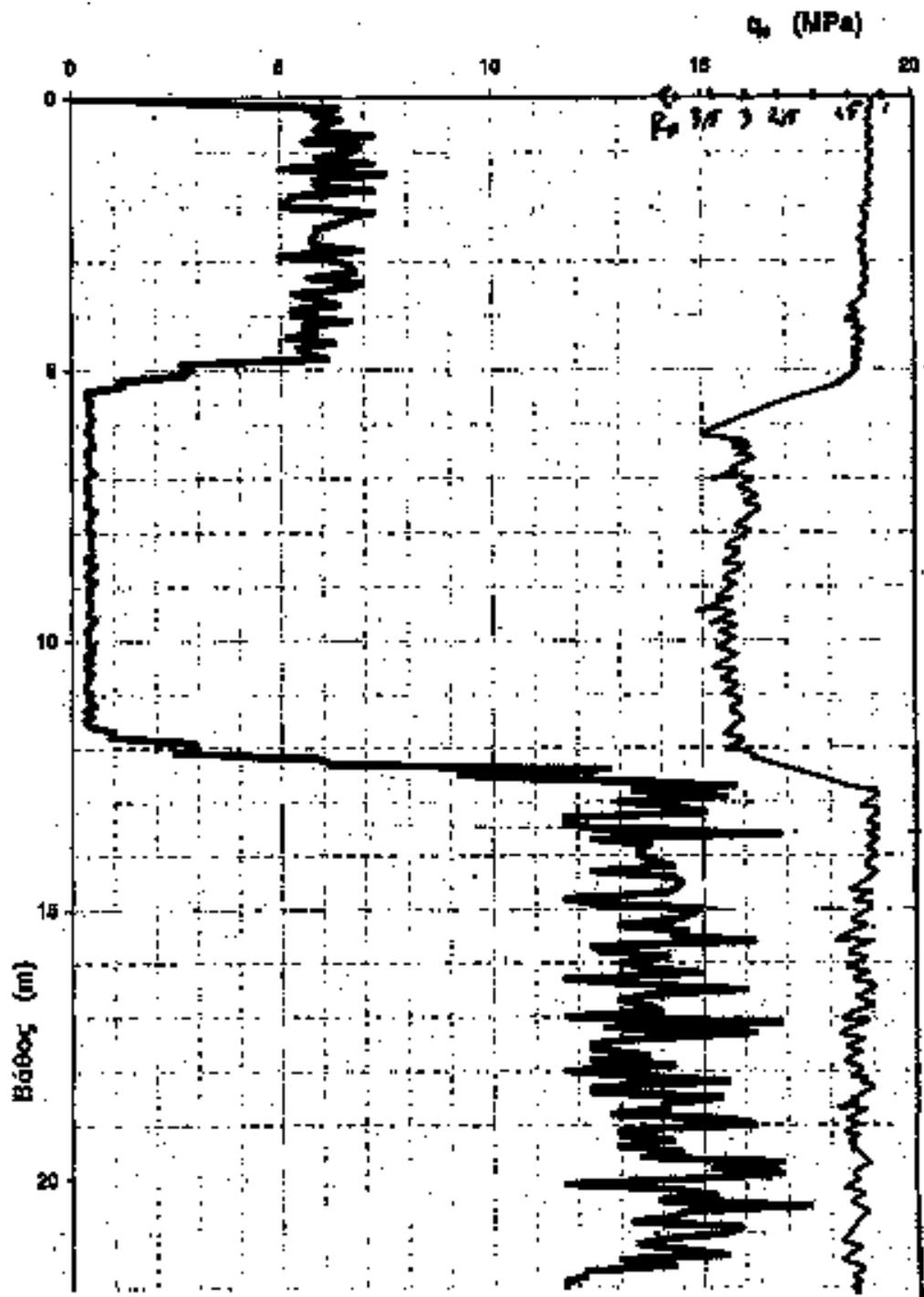
Σχήμα 1.1α Τοπογραφικό διάγραμμα-Κάτοψη λιμενολεκάνης



Σχήμα 1.1 β Τομή α-α



Σχήμα 1.2 Τομή κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους.



Σχήμα 1.3 Κατανομή της αντίστασης αιχμής q_c και του λόγου τριβών R_f .

1.3 Περιγραφή του έργου- Εξεταζόμενες Εναλλακτικές Λύσεις

Το βάθος της θάλασσας στο μέτωπο του κρηπιδώματος είναι 7.20m .Εξετάζεται η αρχικά προτεινόμενη στη λιμενική μελέτη λύση κατασκευής του κρηπιδότοιχου από τεχνητούς ογκόλιθους (Τ.Ο.) (σχήμα 1.2). Προσδιορίζεται από αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της εδαφοτεχνικής έρευνας, η υπολογιστική στρωματογραφία στο μέτωπο κρηπίδωσης και στη συνέχεια εξετάζονται:

- i) Λύση απευθείας έδρασης του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο. στην υφιστάμενη στρωματογραφία
- ii) Λύση βελτίωσης της υποκείμενης αργλικής στρώσης με προφόρτιση-στραγγιστήρια και στη συνέχεια έδραση στον βελτιωμένο πυθμένα του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο.
- iii) Λύση βελτίωσης-ενίσχυσης της υποκείμενης αργίλου με αρχική κατασκευή δικτύου χαλικοπασσάλων, στη συνέχεια επιβολή προφόρτισης και, μετά την αφαίρεση της, κατασκευή του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο.

Ως εναλλακτική λύση κατασκευής του κρηπιδότοιχου προκρίνεται το αγκυρωμένο πέτασμα πασσαλοσανίδων με απλή στήριξη (free earth support) στον πόδα ο οποίος συμπίπτει με τον πυθμένα της υποκείμενης αργίλου. Εκτιμάται η απαιτούμενη αστράγγιστη αντοχή C_u της υποκείμενης αργίλου προκειμένου να επιτευχθεί ισορροπία ροπών ως προς τη στάθμη αγκυρώσεων και στη συνέχεια εκτιμάται το απαιτούμενο ύψος προφόρτισης (η οποία μπορεί και πρέπει να κατασκευαστεί σταδιακά) προκειμένου η αστράγγιστη αντοχή να φθάσει την απαιτούμενη τιμή. Στην φάση λειτουργίας τόσο του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο. όσο και του κρηπιδότοιχου από αγκυρωμένο πέτασμα πασσαλοσανίδων (με αγκυρωμένο πέτασμα προς την πλευρά της θάλασσας για την διευκόλυνση της παραβολής των πλοίων) οι έλεγχοι γίνονται τόσο για την στατική όσο και για την σεισμική φόρτιση, ενώ τα επιχώματα προφορτίσεως, ως προσωρινές κατασκευές, ελέγχονται από άποψη γενικής ευστάθειας μόνο για στατική φόρτιση.

Κεφάλαιο 2 – Εδαφοτεχνική έρευνα-Επιλογή εδαφικών παραμέτρων

2.1. Περιγραφή εδαφοτεχνικής έρευνας

Η εδαφοτεχνική έρευνα περιελάμβανε την εκτέλεση μιας δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης με παράλληλη εκτέλεση επιτόπου εργαστηριακών δοκιμών και μιας δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης. Οι θέσεις της γεωτρήσεως όσο και της πενετρομέτρησης εμφανίζονται στο Σχήμα 1.1α.

Γεωτρήσεις, επιτόπου 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 εισχώρηση 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 επιτόπου 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 διατρητικής αντοχής c_u μαλακής αργίλου. Η διάνοιξη της γεώτρησης έγινε με περιστροφικό γεωτρήπανο 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 ξηρό» (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 .

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 συμπίεσής, δηλαδή του μέτρου συμπίεσης E_s , των δεικτών συμπίεσής 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 στους Πίνακες 1.1 & 1.2

Παράλληλα με την εκτέλεση των γεωτρήσεων στην περιοχή όπου πρόκειται να κατασκευασθεί ο κρηπιδότοιχος εκτελέστηκε και δοκιμή Στατικής Πενетроμετρικής (CPT). Χρησιμοποιήθηκε ηλεκτρικός κώνος και καταγράφηκαν τόσο η αντίσταση αιχμής q_c όσο και λόγος τριβών $R_f = \dots\%$.

2.2 Περιγραφή Εδαφικών Στρώσεων-Εκτίμηση εδαφικών παραμέτρων

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

- Τεφρής Ιλυώδους Άμμου μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώματος 5.1 μέτρα.
- Καστανής Αργίλου πολύ μαλακής έως μαλακής, μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα.
- Τεφρής Άμμου μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά τόπους με μέσο πάχος στρώματος 9,9 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 κυριότερων 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 -5.20m

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

Έτσι εκτιμάται μέση τιμή υγρού φαινομένου βάρους $\gamma_{\text{υγρ.}} = 18.9 \text{ kN/m}^3$.

Ακολουθεί σχετικός Πίνακας 2.1 με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά	% Διερχόμενο		Πληθ. Τιμών	Μέσος όρος
	Από	Εως		
Ποσοστό χαλικιών	0	3	6	99
Ποσοστό άμμου (10)	80	100	7	90
Ποσοστό άμμου (40)	50	65	7	58
Ποσοστό άργιλο ιλύος (200)	11	20	7	15
Υγρασία	27	28	2	27.5
Δείκτης πλαστικότητας (PL)	25	25	2	25
Δείκτης υδαρότητας (LL)	35	35	2	35
Σχετική υδαρότητα (LI)	0.20	0.30	2	0.25
Ειδικό βάρος γ_s (KN/m ³)	2.65	2.65	1	2.65
Υγρό φαινόμενο βάρος γ_w (KN/m ³)	19	18.8	2	18.9
Δείκτης πόρων	0.80	0.80	1	0.80
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	12	18	6	15
Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (Mpa)				5.75
Λόγος τριβών R_f δοκιμής CPT (%)'				3

Πίνακας 2.1 Διακύμανση των χαρακτηριστικών της Στρώσης 1.

Στρώση 2: Άργιλος

Στρώση καστανής αργίλου πολύ μαλακής έως μαλακής μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7 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: 5.20 -12.20 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 2.2 με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά	%Διερχόμενο		Πλήθ. Τιμών	Μέσος όρος
	Από	Εως		
Ποσοστό χαλικιών	-	-	-	-
Ποσοστό άμμου (10)	100	100	5	100
Ποσοστό άμμου (40)	94	100	10	97
Ποσοστό αργιλολύος (200)	88	93	10	90,5
Ποσοστό αργίλου με υδρόμετρο	28	38	10	33
Υγρασία	36	38	10	37,2
Δείκτης πλαστικότητας (PL)	21	28	10	24,6
Δείκτης υδαρότητας (LL)	37	41	10	39.6
Σχετική υδαρότητα (LI)	0.80	0.91	10	0.84
Ειδικό βάρος γ_s (KN/m ³)	25.6	25.9	10	25.8
Ξηρό φαινόμενο βάρος γ_d (KN/m ³)	13.3	13.6	10	13.4
Υγρό φαινόμενο βάρος $\gamma_{υγρ}$ (KN/m ³)	18.3	18.7	10	18.5
Δείκτης πόρων	0.90	0.92	10	0.91
Αριθμοί: κρούσεων N δοκιμής SPT	1	3	6	2
Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (Mpa)				0.54
Λόγος τριβών Rf δοκιμής CPT (%)				7

Πίνακας 2.2 Διακύμανση των χαρακτηριστικών της Στρώσης 2.

Στρώση 3: Τεφρή Άμμος

Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά τόπους με μέσο πάχος στρώματος 9,90 μέτρα. Κατά το Ενοποιημένο Σύστημα Ταξινόμησης Εδαφών (A.U.S.C.S.) χαρακτηρίζεται SM. Γεώτρηση Γ1: 12.00 - 22.00 μέτρα Γεώτρηση Γ2: 12.2 - 21.95 μέτρα

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

$\gamma_{υγρ.} (kN/m^3)$	
Γεώτρηση 1	Γεώτρηση 2
19,8	19.4

Είναι: $(19,8 + 19.4)/2 = 19,6 kN/m^3$

Έτσι εκτιμάται μέση τιμή υγρού φαινομένου βάρους $\gamma_{υγρ.} = 19,6/m^3$.

Ακολουθεί σχετικός Πίνακας 2.3 με τη διακύμανση των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της στρώσης:

Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά	% Διερχόμενο		Πλήθ. Τιμών	Μέσος όρος
	Από	Εως		
Ποσοστό χαλικιών	-	-	-	-
Ποσοστό άμμου (10)	100	100	15	100
Ποσοστό άμμου (40)	94	99	15	96.5
Ποσοστό άργιλο ιλύος (200)	2	10	15	6.7
Δείκτης πλαστικότητας (PL)	20	21	2	20.5
Ξηρό φαινόμενο βάρος $\gamma_d (kN/m^3)$	16.2	16.4	2	16.3
Υγρό φαινόμενο βάρος $\gamma_{υγρ.} (kN/m^3)$	19,4	19.8	2	19,6
Δείκτης πόρων	0.65	0.68	2	0.665
Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT	30	45	12	35
Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (Mpa)				14.4
Λόγος τριβών R_f δοκιμής CPT (%)				2

Πίνακας 2.3 Διακύμανση των χαρακτηριστικών της Στρώσης 3.

Εκτίμηση αντιπροσωπευτικών εδαφικών παραμέτρων-Στρωματογραφία υπολογισμού:

Από αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών που εμφανίζεται αναλυτικά στο Παράρτημα, 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:

- Τεφρή ιλυώδη άμμο μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώματος 5.1 μέτρα.
- Κασάνη άργιλο πολύ μαλακής έως μαλακής μέσης πλαστικότητας με μέσο πάχος στρώματος 7.0 μέτρα.
- Τεφρής Άμμου μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά τόπους με μέσο πάχος στρώματος 9,9 μέτρα.

Γεώτρηση Γ1: 0.00 - 22.00 μέτρα

Γεώτρηση Γ2: 0.00 - 21.95 μέτρα

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

Στρώμα 1: Τεφρή ιλυώδης άμμος μέσης πυκνότητας, με μέσο πάχος στρώσης 5m
Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 0-5.1 μέτρα. Παράμετροι αντοχής: $c' = 0$, $\phi' \neq 0$

Γεώτρηση	Βάθος	N'	σ'_{v0}	C_N	$N_c = C_N * N$
Γ1	1.60	13	14.24	2.65	34.45
	2.70	16	24.03	2.04	32.64
	4.00	16.5	35.60	1.68	27.65
Γ2	1.10	12	9.79	3.19	38.28
	3.0	15	26.70	1.93	28.95
	4.5	16	60.05	1.58	25.28

Πίνακας 2.4 Διορθωμένες τιμές N λόγω ΣΥΟ και λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών.

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

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα 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 - 5.1 μέτρα**

$$\overline{N_c} = \frac{\sum N_c}{6} = \frac{34.45+32.64+27.65+38.28+28.95+25.28}{6} = 31.21$$

- Peck - Hanson – Thornburn: $\phi=27,1+0,3 \overline{N_c} \Rightarrow \phi=36,5^0$
- OSAKI: $\phi=\sqrt{20 \overline{N_c}} + 15 \Rightarrow \phi=39,89^0$
- Ένα άνω όριο εκτίμησης της γωνίας ϕ υπολογίζεται κατά Dunham από την σχέση $\phi=\sqrt{15 \overline{N_c}} + 25 \Rightarrow \phi=46,56^0$

Τελικά επιλέγεται $\phi=37^0$

Μέτρο συμπίεσεως E_s

Το μέτρο συμπίεσεως E_s υπολογίζεται μέσω ημιεμπειρικών συσχετίσεων με τον αριθμό N από SPT, διορθωμένο σε N' λόγω στάθμης υπογείων υδάτων ως εξής:

Για $N'=14,75$

- Schulze & Menzenbach (1967)

$E_s = C_1 + C_2 \times N$, όπου: $C_1=2400$ $C_2= 530$ για ιλυώδη άμμο
 $E_s = 10217,5$ ΚΡα

- Webb

$E_s=5(N+15)$ σε t/ft²
 $E_s=5(14.75+15)=148.78$ t/ft²=16146 ΚΡα

- Tassios - Anagnostopoulos (1987)

$E_s=a+ C*N$

Όπου

$\alpha=0$ για $N' \leq 15$

$C=350$ για λεπτή άμμο

$E_s=0+350*14.75=5250$ Κρα

- Paradopoulos - Anagnostopoulos (1987)

$E_s=C_1+C_2 *N$

Όπου

$C_1=2600,$ $C_2=690,$ για ιλυώδη άμμο SM

$E_s=2600+690*14.75=12777$ ΚΡα

Τελικά εκτιμάται μέσο $E_s=11900$ ΚΡα

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

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 5.1 - 12.1m.

Παράμετροι Αντοχής: Υπό συνθήκες αστράγγιστες (ταχεία φόρτιση) $C_u \neq 0$, $\phi_u = 0$

Αρχικά γίνεται εκτίμηση της μέσης αστράγγιστης διατρητικής αντοχής C_u της στρώσης βάσει των επιτόπου εργαστηριακών δοκιμών:

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

	Βάθος	q (kPa)	C_u (kPa)
Γεώτρηση Γ1	6.00-7.50	24	12
	9.65 -10.50	28	14
Γεώτρηση Γ2	7.80-8.50	20	10
	10.20-11.20	30	15

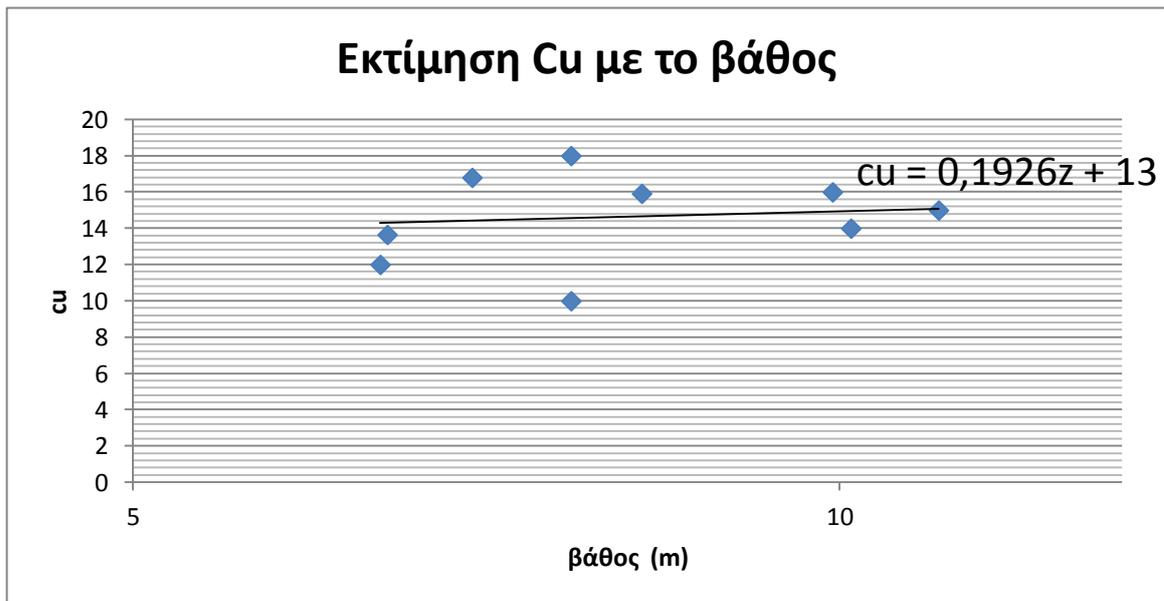
Πίνακας 2.5α Τιμές C_u ανά βάθος σύμφωνα δοκιμή αντοχής ανεμπόδιστης θλίψης

Από την Γ1 στα 6.80m βάθος έχουμε από δοκιμή FVT $C_u = 13.0$ kPa. Στα 6.70m έχω $C_u = 12.0$ kPa και στα 10,00m βάθος $C_u = 14.0$ kPa.

Από την Γ2 στα 7.40m βάθος έχουμε από δοκιμή FVT $C_u = 16.0$ kPa. Στα 8.00m έχω $C_u = 18.0$ kPa και στα 10,00 m βάθος $c_u = 16.0$ kPa.

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

Πίνακας 2.5β Τιμές C_u ανά βάθος σύμφωνα δοκιμή αντοχής ανεμπόδιστης θλίψης, δοκιμής πτερυγίου και δοκιμής UU



Διάγραμμα 2.1 Εκτίμηση c_u με το βάθος

Μέσω της μεθόδου ελαχίστων τετραγώνων προκύπτει ότι: $c_u = 0.1926 \text{ KPa } z + 13 \text{ KPa}$
 Οπότε στα 8.6m είναι $c_u = 14,65 \text{ kPa}$ και $\sigma' = (18.9 - 10) * 5,1 + (18.5 - 10) 3.5 = 75,14 \text{ KPa}$

Εκτίμηση της φορτικής ιστορίας Αργίλου

Διερεύνηση με βάση τις τιμές του λόγου c_u / σ'_{v0}

Χαρακτηριστικές τιμές του λόγου c_u / σ'_{v0} συναρτήσει των φυσικών τους χαρακτηριστικών είναι:

- Skempton: $c_u / \sigma'_{v0} = 0.11 + 0.0037 * PI = 0.16$
- Bjerrum - Simons: $c_u / \sigma'_{v0} = 0.045 \sqrt{PI} = 0.15$
- Karisson -Vieberg: $c_u / \sigma'_{v0} = 0.005 * LL = 0.14$
- $c_u / \sigma'_{v0} = 0.15 / 91.75 = 0.15$

Μέση εκτιμώμενη τιμή : $c_u / \sigma'_{v0} = 0.15$

Τέλος από δοκιμή συμπιεσομέτρου στην Γ_2 προκύπτουν ως αντιπροσωπευτικές οι παρακάτω τιμές παραμέτρων συμπιεστότητας: $C_c = 0.235$, $C_r = 0.05$, $C_v = 7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.18 \text{ m}^2/\text{έτος}$

Στρώμα 3 Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 9.9 μέτρα.

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 12.10 - 22.00m. Παράμετροι Αντοχής : $c' = 0$, $\phi' \neq 0$

	Βάθος	N'	σ'_{vo}	CN	$N_c = CN * N'$
ΓΕΩΤΡΗΣΗ Γ1	12,3	22.5	108,14	0,96	21,60
	14,70	23.5	131,66	0,87	20,44
	15,60	24.0	140,48	0,84	20,25
	17.30	27.5	174,88	0,80	21,95
	19.30	28.5	194,08	0,75	21,43
	20.75	30.0	208,00	0,72	21,72
ΓΕΩΤΡΗΣΗ Γ2	13.30	24,0	114,90	0,93	22,39
	14.80	23,5	129,00	0,90	20,68
	16.30	24,5	143,10	0,84	20,48
	18.30	24,5	161,90	0,79	19,26
	20.10	24,0	178,82	0,75	17,95
	21.80	25,0	194,80	0,72	17,90

Πίνακας 2.7 Διορθωμένες τιμές N λόγω ΣΥΟ και λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών.

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

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα 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 12,1 – 22,0 μέτρα**

$$\overline{N_c} = \frac{\sum N_c}{12} = \frac{21.6+20.44+20.25+21.95+21.43+21.72+22.39+20.68+20.48+19.26+17.95+17.9}{12} = 20.5$$

- Peck - Hanson – Thornburn: $\phi = 27,1 + 0,3 \overline{N_c} \Rightarrow \phi = 33,5^\circ$
- OSAKI: $\phi = \sqrt{20 \overline{N_c}} + 15 \Rightarrow \phi = 35,49^\circ$
- Ένα άνω όριο εκτίμησης της γωνίας ϕ υπολογίζεται κατά Dunham από την σχέση $\phi = \sqrt{15 \overline{N_c}} + 25 \Rightarrow \phi = 42,75^\circ$

Τελικά επιλέγεται $\phi = 35^\circ$

Μέτρο συμπίεσεως E_s

Το μέτρο συμπίεσεως E_s υπολογίζεται μέσω ημιεμπειρικών συσχετίσεων με τον αριθμό N από SPT, διορθωμένο σε N' λόγω στάθμης υπογείων υδάτων ως εξής:

Για $N'=24,25$

- Schulze & Menzenbach (1967)

$E_s = C_1 + C_2 \times N$, όπου: $C_1=2400$ $C_2= 530$ για ιλυώδη άμμο
 $E_s =15650$ KPa

- Webb

$E_s=5(N+15)$ σε t/ft^2
 $E_s=5(24,25+15)=196,25$ $t/ft^2=21528$ KPa

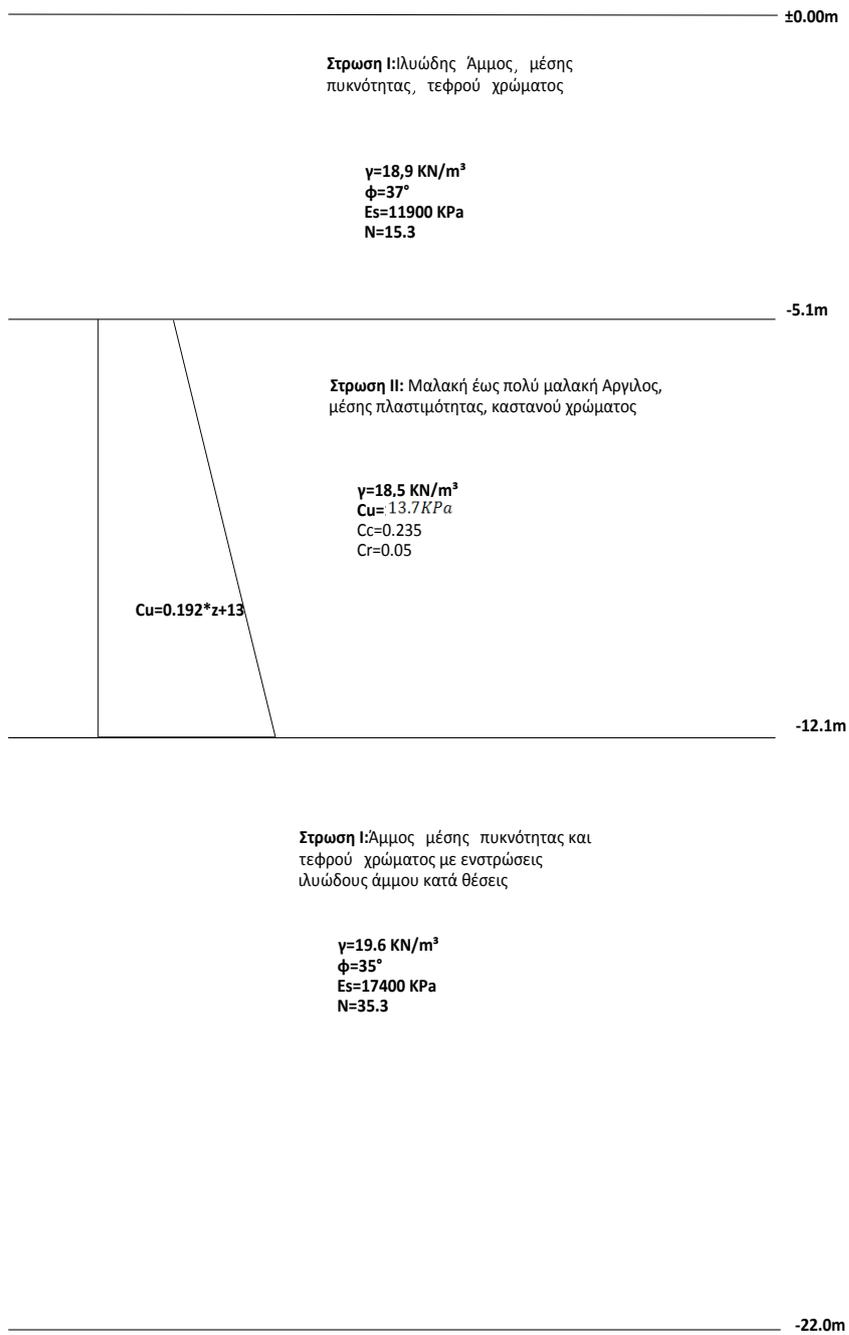
- Tassios - Anagnostopoulos (1987)

$E_s=a+ C*N$
Όπου
 $a=4000$ για $N'>15$
 $C=350$ για λεπτή άμμο
 $E_s=4000+350*24.25=12750$ Kpa

- Papadopoulos - Anagnostopoulos (1987)

$E_s=C_1+C_2*N$
Όπου
 $C_1=2600,$ $C_2=690,$ για ιλυώδη άμμο SM
 $E_s=2600+690*24,25 =19850$ KPa
Τελικά εκτιμάται μέσο $E_s=17400$ KPa

Στο ακόλουθο σχήμα απεικονίζεται η στρωματογραφία της περιοχής του έργου, όπως προέκυψε από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της εδαφοτεχνικής έρευνας.



Σχήμα 2.1 Η στρωματογραφία της περιοχής του έργου

$$(DF)=(OF)\sin\Phi' \Rightarrow \frac{(OB)-(OA)}{2} = \frac{(OB)+(OA)}{2} \sin\Phi'$$

Ισχύουν α) Ενεργητική κατάσταση

$$\frac{\sigma_v - \sigma_{ha}}{2} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{ha}}{2} \sin\Phi' \Rightarrow$$

$$\sigma_{ha} = \frac{1 - \sin\Phi'}{1 + \sin\Phi'} \sigma_v = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi'}{2}\right) \sigma'_v = k_a^R \sigma'_v$$

β) Παθητική κατάσταση αστοχίας

$$(EG)=(OG)\sin\Phi' \Rightarrow \frac{(OC)-(OB)}{2} = \frac{(OC)+(OB)}{2} \sin\Phi' \Rightarrow$$

$$\frac{\sigma'_{hp} - \sigma'_v}{2} = \frac{\sigma'_{hp} + \sigma'_v}{2} \sin\Phi' \Rightarrow \sigma'_{hp} = \frac{1 + \sin\Phi'}{1 - \sin\Phi'} \sigma'_v = \tan^2\left(45 + \frac{\Phi'}{2}\right) \sigma'_v = k_p^R \sigma'_v$$

Άρα η ενεργητική / παθητική ώθηση σε τυχούσα στάθμη i θα δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma'_{hai} = K_a^R \sigma'_{vi}$$

$$\text{ή } \sigma'_{pai} = K_p^R \sigma'_{vi}$$

$$\text{όπου } K_a^R = \frac{1 - \sin\Phi'}{1 + \sin\Phi'} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi'}{2}\right) < 1$$

συντελεστής ενεργητικής ωθήσεως κατά Rankine

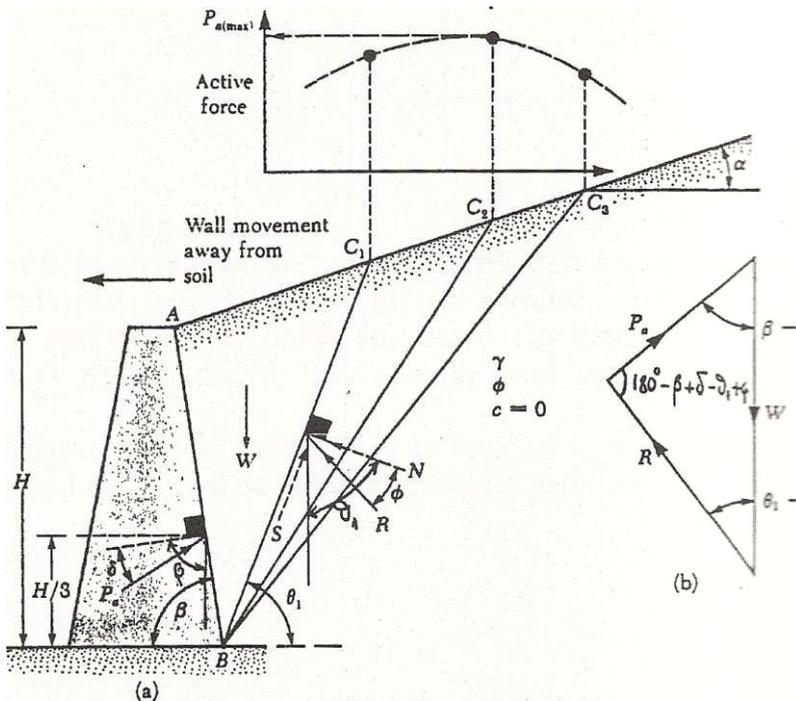
$$K_p^R = \frac{1 + \sin\Phi'}{1 - \sin\Phi'} = \tan^2\left(45 + \frac{\Phi'}{2}\right) > 1$$

συντελεστής παθητικής ωθήσεως κατά Rankine

σ'_{vi} η κατακόρυφη ενεργός τάση στη στάθμη i

3.2. Στατική φόρτιση - θεωρία Coulomb.

Σε περίπτωση μη λείου (δ) τοίχου για οποιαδήποτε γωνία κλίσεως της εσωτερικής παρειάς του τοίχου β και της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντιο ισχύει η διαδικασία των δοκιμαστικών πρισμάτων (Coulomb, η οποία απεικονίζεται για μεν την αναζήτηση του πρίσματος αστοχίας και της αντίστοιχης ωθήσεως P_a) στην ενεργητική κατάσταση στο σχήμα 3.2 για δε την αναζήτηση του πρίσματος αστοχίας (και της αντίστοιχης ωθήσεως P_p) στην παθητική κατάσταση στο σχήμα 3.3. Βασική παραδοχή της θεωρίας Coulomb: ολίσθηση πρίσματος ως απολύτου στερεού σώματος επί επιπέδου επιφάνειας.

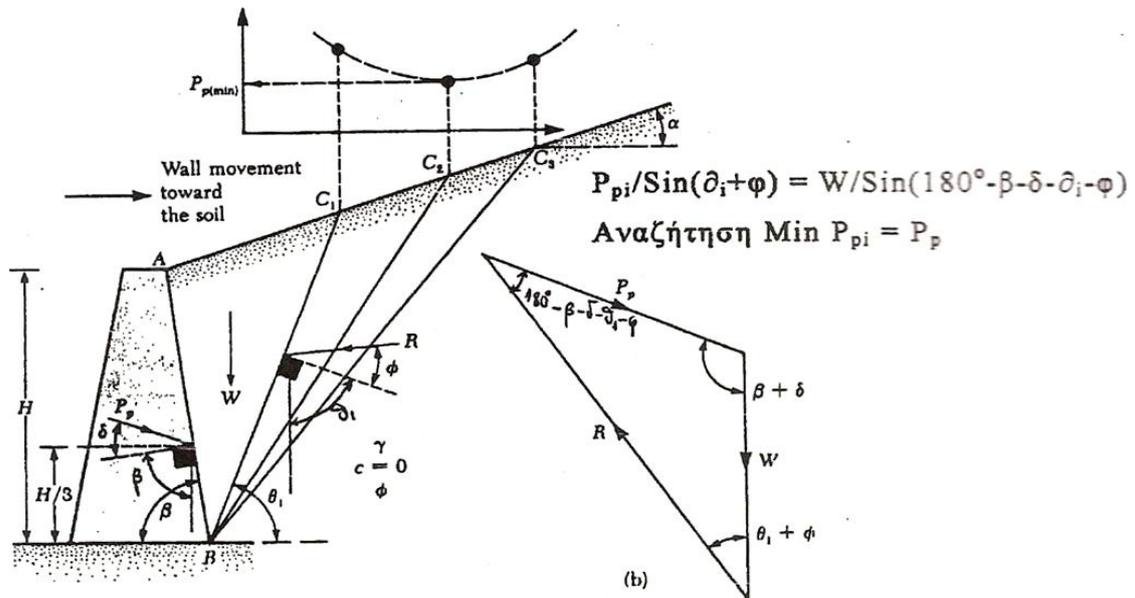


Σχήμα 3.2. Αναζήτηση του πρίσματος αστοχίας και της αντίστοιχης ωθήσεως P_a στην ενεργητική κατάσταση

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ: Γενικά η επιλεγόμενη για κάθε πιθανό πρίσμα ολίσθησης $\theta_1 < \phi$ δεν επέρχεται αστοχία εφόσον ϕ είναι η γωνία φυσικού πρανούς της άμμου.

$$P_{ai}/\sin(\theta_1 - \phi) = W/\sin(180^\circ - \beta + \delta - \theta_1 + \phi)$$

$$\text{Αναζήτηση } \max = P_{ai} = P_a$$



Σχήμα 3.3. Αναζήτηση του πρίσματος αστοχίας και της αντίστοιχης ωθήσεως P_p στην παθητική κατάσταση

Σε περίπτωση σταθερής κλίσεως α επιφάνειας σε μεγάλη απόσταση πίσω από τον τοίχο στον πίνακα 3.1. εμφανίζονται οι γνωστές σχέσεις για τους συντελεστές ενεργητικής και παθητικής ωθήσεως κατά Coulomb K_a^c και K_p^c αντίστοιχως καθώς και οι προσημάνσεις των γωνιών που υπεισέρχονται στους τύπους.

Με γνώση των συντελεστών K_a^c και K_p^c οι τεταγμένες των διαγραμμάτων ενεργητικής (ή παθητικής) ωθήσεως σε χαρακτηριστικές στάθμες I προκύπτουν από τις σχέσεις **Q**.

$$\sigma'_{hai} = K_a^c \sigma'_{vi}$$

ή
$$\sigma'_{hai} = K_p^c \sigma'_{vi}$$

(σ'_{vi} η κατακόρυφη ενεργός τάση στη στάθμη i)

Στη συνέχεια και αφού κατασκευασθούν τα διαγράμματα ενεργητικών (ή/και παθητικών) ωθήσεων

α. τα εμβαδά των διαγραμμάτων ορίζουν το μέγεθος της συνολικής δύναμης ενεργητικής ή παθητικής) ανά μέτρο μήκους μεταξύ των αντίστοιχων σταθμών

β. τα κέντρα βάρους των διαγραμμάτων ορίζουν τα σημεία εφαρμογής των δυνάμεων

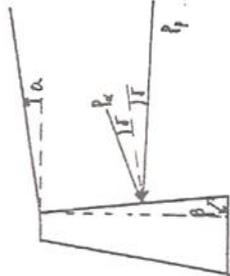
γ. στη μεν θεωρία Rankine η διεύθυνση όλων των δυνάμεων είναι παράλληλη προς

το φυσικό έδαφος (δηλαδή οριζόντια) ενώ στη θεωρία Coulomb η διεύθυνση της ενεργητικής ωθήσεως είναι υπό γωνία + δ (προς τα επάνω) ως προς την κάθετο στην εσωτερική επιφάνεια του τοίχου και της παθητικής ωθήσεως υπό γωνία - δ (προς τα κάτω) ως προς της κάθετο στην αντίστοιχη επιφάνεια του τοίχου στην οποία ασκείται.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι για κατακόρυφο τοίχο και οριζόντιο έδαφος και $\delta \neq 0$ ισχύει $k_a^c < k_a^R = \tan^2(45^\circ - \Phi'/2)$ και $k_p^c < k_p^R = \tan^2(45^\circ + \Phi'/2)$, δηλαδή η θεωρία Rankine δίδει δυσμενέστερα αποτελέσματα. Αν στις σχέσεις Coulomb για κατακόρυφο τοίχο και οριζόντιο έδαφος τεθεί και $\delta=0$ προκύπτουν

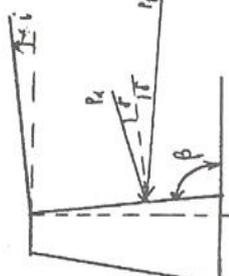
$$k_a^c = 1 - \sin\phi' / 1 + \sin\phi' = k_a^R, \quad k_p^c = 1 + \sin\phi' / 1 - \sin\phi' = k_p^R$$

ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ



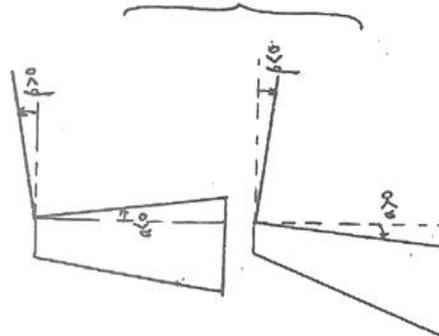
(α)

$$K_a^c = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \times \sin(\alpha - \delta)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$$



(β)

$$K_a^c = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \times \left[\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \times \sin(\alpha - \delta)}{\sin(\beta - \delta)}} \right]^2}$$



(γ)

$$K_a^c = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \times \sin(\alpha - \delta)}{\cos(\alpha - \delta) \times \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \times \cos(\alpha - \delta)}$$

ΠΑΘΗΤΙΚΗ

$$K_p^c = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta + \delta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \times \sin(\alpha - \delta)}{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$$

$$K_p^c = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \times \left[\sqrt{\sin(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \times \sin(\alpha - \delta)}{\sin(\beta - \delta)}} \right]^2}$$

$$K_p^c = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \times \sin(\alpha - \delta)}{\cos(\alpha - \delta) \times \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \times \cos(\alpha - \delta)}$$

Πίνακας 5.1. Τύποι Coulomb για τους συντελεστές K_a, K_p

Πίνακας 3.1. Σχέσεις για τους συντελεστές ενεργητικής και παθητικής ωθήσεως κατά Coulomb

Όσον αφορά τη γωνία κλίσεως θ_α του πραγματικού επιπέδου ολισθήσεων κατά την ενεργητική κατάσταση αστοχίας ως προς το οριζόντιο έχουν δοθεί στη βιβλιογραφία οι παρακάτω σχέσεις:

- i) Κεκλιμένη επιφάνεια εδάφους ($\beta \neq 0$), λείος τοίχος ($\delta=0$).
 $\theta_\alpha = 0,5(90^\circ + \phi - \beta + \varepsilon)$ όπου $\varepsilon = \sin^{-1}(\sin \beta / \sin \varphi)$

- Οριζόντιο έδαφος ($\beta=0$), μη λείος τοίχος ($\delta \neq 0$)

$$\tan \theta_\alpha = \tan \phi + 1 / \cos \sqrt{\tan \varphi / \tan(\varphi + \delta)}$$

ή

$$\tan \theta_\alpha = \sqrt{\sin \varphi \cos \delta} / \cos \varphi \sqrt{\sin(\varphi + \delta)}$$

- Κεκλιμένη επιφάνεια εδάφους ($\beta \neq 0$), μη λείος τοίχος ($\delta \neq 0$)

$$\tan \theta_\alpha = \tan \phi + \sqrt{(1 + \tan^2 \varphi) \tan \varphi - \tan \beta} / \tan \varphi + \tan \delta$$

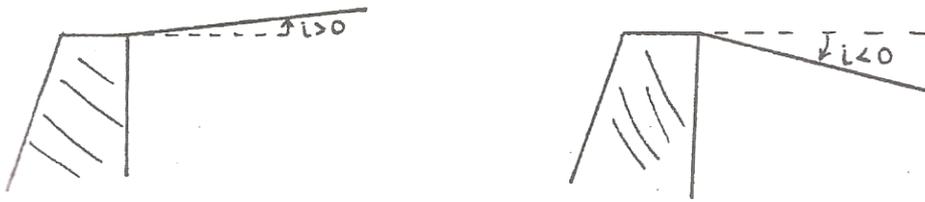
Θα πρέπει να σημειωθεί ότι όλοι οι παραπάνω τύποι για $\beta=\delta=0^\circ$ οδηγούν σε γωνία $\theta_\alpha = 45^\circ + \Phi/2$, η οποία συμπίπτει με τη γωνία κλίσεως των επιπέδων αστοχίας κατά τη θεωρία Rankine στην ενεργητική κατάσταση.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

Στους παραπάνω τύπους είναι:

- ϕ η γωνία διατμητικής αντοχής του υλικού της επιχώσεως (για κρηπιδότοιχο του ανακουφιστικού πρίσματος)
- δ η γωνία τριβής τοίχου — υλικού επιχώσεως
- i η κλίση της εδαφικής επιφάνειας ως προς την οριζόντιο με την ακόλουθη προσήμανση:



β η γωνία κλίσεως της εσωτερικής παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφο με την ακόλουθη προσήμανση - αντίθετη , να σημειωθεί , από εκείνη της αντίστοιχης γωνίας στον Πίνακα 3.1.



$$\theta = \tan^{-1} k_h / 1 - k_v$$

όπου k_h η οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής επιτάχυνσης και k_v η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής επιτάχυνσης

Σύμφωνα με τον **Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό** οι οικισμοί του ελληνικού χώρου κατατάσσονται σε χάρτη με τέσσερις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (I έως IV) που παρουσιάζεται στον **πίνακα 3.2.** που ακολουθεί (Η δεύτερη στήλη εμφανίζει τον αύξοντα αριθμό του οικισμού στον χάρτη).

ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	ΖΩΝΗ
ΑΓΙΑ	49	II
ΑΓΙΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ	132	III
ΑΓΙΟΣ ΚΥΡΗΚΟΣ	114	II
ΑΓΡΙΝΙΟ	66	II
ΑΘΗΝΑ	74	II
ΑΙΓΙΝΑ	79	II
ΑΙΓΙΟΝ	84	III
ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΥΠΟΛΗ	1	I
ΑΛΜΥΡΟΣ	55	III
ΑΜΑΡΙΟΝ	129	III
ΑΜΟΡΓΟΣ	118	II
ΑΜΦΙΛΟΧΙΑ	68	II
ΑΜΦΙΣΣΑ	70	III
ΑΝΔΡΑΒΙΔΑ	86	III
ΑΝΔΡΙΤΣΑΙΝΑ	88	II
ΑΝΔΡΟΣ	120	I
ΑΡΓΟΣΤΟΛΙ	104	IV
ΑΡΕΟΠΟΛΙΣ	96	II
ΑΡΙΔΑΙΑ	25	I
ΑΡΝΑΙΑ	21	III
ΑΡΤΑ	45	II
ΑΤΑΛΑΝΤΗ	72	III
ΒΑΜΟΣ	127	III
ΒΕΡΟΙΑ	28	I
ΒΟΛΟΣ	54	III
ΒΟΝΙΤΣΑ	67	III
ΓΑΙΟΣ		III
ΓΙΑΝΝΙΤΣΑ	27	I
ΓΟΥΜΕΝΙΤΣΑ	26	II
ΓΡΕΒΕΝΑ	35	II
ΓΥΘΕΙΟ	95	II
ΔΕΛΒΙΝΑΚΙΟ	38	II
ΔΗΜΗΤΣΑΝΑ	91	II
ΔΙΔΥΜΟΤΕΙΧΟ	3	I
ΔΟΜΟΚΟΣ	63	III
ΔΡΑΜΑ	12	II
ΕΔΕΣΣΑ	24	I
ΕΛΑΣΣΩΝ	47	II
ΕΛΕΥΘΕΡΟΥΠΟΛΗ	9	II
ΕΡΜΟΥΠΟΛΗ	115	I
ΖΑΚΥΝΘΟΣ	116	IV
ΗΓΟΥΜΕΝΙΤΣΑ	42	III
ΗΡΑΚΛΕΙΟ	131	III
ΘΑΣΟΣ	11	I
ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ	19	II
ΘΗΒΑ	71	III
ΘΗΡΑ	117	II
ΙΘΑΚΗ	103	IV
ΙΣΤΙΑΙΑ	60	III
ΙΩΑΝΝΙΝΑ	37	II
ΚΑΒΑΛΑ	8	II

ΟΝΟΜΑ ΟΙΚΙΣΜΟΥ	Α/Α	ΖΩΝΗ
ΚΟΜΟΤΗΝΗ	6	II
ΚΟΝΙΤΣΑ	39	II
ΚΟΡΙΝΘΟΣ	80	III
ΚΥΘΗΡΑ	107	III
ΚΥΜΗ	59	I
ΚΥΠΑΡΙΣΣΙΑ	89	III
ΚΩΣ	121	III
ΛΑΓΚΑΔΑΣ	18	III
ΛΑΜΙΑ	62	III
ΛΑΡΙΣΑ	46	III
ΛΑΥΡΙΟ	77	I
ΛΕΒΑΔΙΑ	73	III
ΛΕΥΚΑΔΑ	102	IV
ΛΕΧΑΙΝΑ		III
ΛΕΩΝΙΔΙΟΝ	93	II
ΜΕΓΑΛΟΠΟΛΗ	92	II
ΜΕΓΑΡΑ	75	II
ΜΕΣΟΛΟΓΓΙ	65	II
ΜΕΤΣΟΒΟ	40	II
ΜΗΘΥΜΝΑ	111	III
ΜΗΛΟΣ	116	I
ΜΟΙΡΑΙ	130	III
ΜΟΝΕΜΒΑΣΙΑ	97	II
ΜΥΡΙΝΑ	109	III
ΜΥΤΙΛΗΝΗ	110	III
ΝΑΟΥΣΑ	29	I
ΝΑΥΠΑΚΤΟΣ	69	III
ΝΑΥΠΛΙΟ	81	II
ΝΕΑ ΖΙΧΝΗ	15	II
ΝΙΓΡΙΤΑ	16	II
Ν. ΔΩΔΩΝΗ	41	II
ΞΑΝΘΗ	7	II
ΟΡΕΣΤΙΑΔΑ	2	I
ΠΑΛΙΟΥΡΙ	22	I
ΠΑΡΟΣ	119	I
ΠΑΤΡΑ	83	III
ΠΟΛΥΓΥΡΟΣ	20	II
ΠΟΡΤΟΧΕΛΙ	82	II
ΠΡΕΒΕΖΑ	44	III
ΠΤΟΛΕΜΑΪΔΑ	33	I
ΠΥΛΟΣ	100	III
ΠΥΡΓΟΣ	87	III
ΡΕΘΥΜΝΟ	128	III
ΡΟΔΟΣ	122	III
ΣΑΛΑΜΙΝΑ	78	II
ΣΑΜΗ	105	IV
ΣΑΜΟΘΡΑΚΗ	108	II
ΣΑΜΟΣ	113	III
ΣΑΠΠΑΙ	5	I
ΣΑΡΤΗ	23	II
ΣΕΡΡΕΣ	13	I

Πίνακας 3.2 Σεισμική επικινδυνότητα ανά περιοχή

Στον παρακάτω πίνακα 3.3. εμφανίζεται η σεισμική επιτάχυνση α ($K_h = a \cdot g$) που αντιστοιχεί στις τέσσερις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, ενώ ακολουθεί απόσπασμα του ΕΑΚ, που αφορά στο σεισμικό σχεδιασμό τοίχων με δυνατότητα μετακίνησης και παρατίθεται πίνακας τιμών του συντελεστή συμπεριφοράς q_w για διάφορες περιπτώσεις τοίχων. Στη συγκεκριμένη εργασία εκτιμήθηκε ότι ο κρηπιδότοιχος μπορεί να υποστεί πλευρική $300 \alpha = 300 \cdot 0,16$ (mm) = 48 = 5(cm) και για τον λόγο αυτό στους υπολογισμούς ελήφθη υπόψη τιμή $q_w = 2,0$

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
a	0.12	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 3.3. Σεισμική επιτάχυνση ανά ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

(Απόσπασμα του ΕΑΚ σελ = 175)

α. Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης ή / και παραμορφώσης

1. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως/ στροφής στην έδραση είτε είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0.10% του ύψους. Σε τοίχους αυτής της κατηγορίας οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe - Okabe, δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση $a_h W$ και πρόσθετη κατακόρυφη δράση $- a_v W$ στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος W . Εναλλακτικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασιζόμενες στην γενική θεωρία παραμορφώσεων (με ελαστική ή ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους).
2. Ο οριζόντιος "σεισμικός συντελεστής" a_h λαμβάνεται από τη σχέση:

$$a_h = a/q_w$$

οπού:

a είναι η ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και

q_w συντελεστής συμπεριφοράς ο οποίος έχει τις ακόλουθες τιμές:

Τύπος Τοίχου	Συντελεστής
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2.00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1.50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος Εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.20
Άκαμπτος τοίχος Εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες)	0.70

3. Σε πολύ διαπερατά εδάφη (διαπερατότητα $k > 0.50 \cdot 10^{-3}$ m/sec) οι σεισμικές δράσεις στις μάζες του εδάφους και του νερού θα υπολογίζονται ανεξάρτητα και θα γίνεται επαλληλία των αποτελεσμάτων. Στην περίπτωση αυτή στις ωθήσεις που υπολογίζονται όπως προηγουμένως, με βάση το μοναδιαίο βάρος του εδάφους υπό άνωση (χωρίς επαύξηση των σεισμικών συντελεστών), θα προστίθεται η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού.

$$p(z) = \pm(7/8)\alpha_h\gamma_w \sqrt{Hz}$$

όπου:

H είναι το βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια,

Z είναι το βάθος του εξεταζόμενου σημείου και

γ_w είναι το μοναδιαίο βάρος του νερού.

4. Όταν και η μη επιχωμένη όψη του τοίχου καλύπτεται από νερό, η υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης $p(z)$ στην όψη αυτή θα λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο ομόμορφη με εκείνη της επιχωμένης όψης (υποπίεση).

Κεφάλαιο 4 – Έλεγχοι θραύσεως εδάφους (φέρουσας ικανότητας) και καθιζήσεων

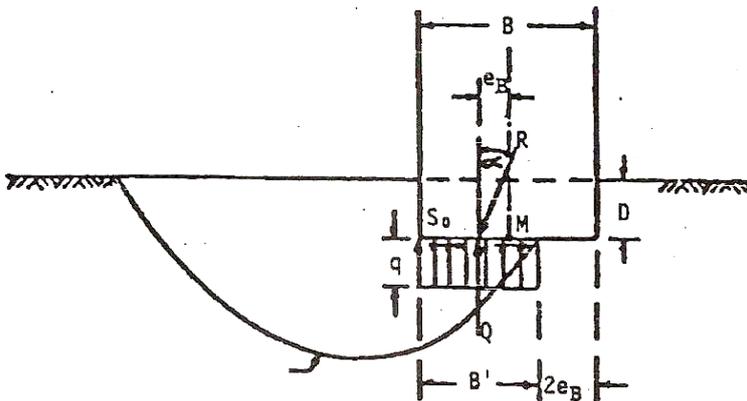
4.1 Αναλυτικός έλεγχος φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof.

Ο γενικός τύπος υπολογισμού της φερούσης ικανότητας αβαθούς θεμελίου υπό έκκεντρη και λοξή φόρτιση, κατά Meyerhof είναι :

$$q_u = S_c * d_c * i_c * N_c + S_q * d_q * i_q * \gamma_1 * D * N_q + (1/2) * S_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * \gamma_2 * B' * N_\gamma$$

Στο σχήμα 4.1 φαίνεται η κατά προσέγγιση επιφάνεια ολισθήσεως καθώς και τα υπεισερχόμενα μεγέθη .

Κατωτέρω δίδονται οι βασικές παραδοχές και οι επεξηγήσεις των συμβολισμών .



Σχήμα 4.1 Μηχανισμός θραύσεως υπό έκκεντρο κεκλιμένο φορτίο, κατά Meyerhof.

Φόρτιση : Κεντρική ή έκκεντρη λοξή κατά την διεύθυνση της πλευράς B. Για έκκεντρη λοξή φόρτιση κατά την διεύθυνση της πλευράς L τίθεται στον τρίτο όρο L' , ενώ για διπλή εκκεντρότητα απαιτούνται δύο έλεγχοι τόσο κατά την διεύθυνση B' όσο και την L' .

- Θεμέλιο : Ορθογωνικό $B * L$ όπου $B \leq L$
- Έδαφος : Ομοιογενές .
- N_c, N_q, N_γ : Συντελεστές φερούσης ικανότητας εξαρτώμενοι από την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ κάτω της επιφάνειας εδράσεως εδάφους που παρουσιάζεται στον πίνακα 4.1 .

Φ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan F(1-\sin\Phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.0	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	72.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.8	761.3	1.195	0.131

Πίνακας 4.1 Συντελεστές φερούσης ικανότητας N_c, N_q, N_γ

$N_{\gamma(H)}$ Συντελεστής N_γ κατά Brinch Hansen

$N_{\gamma(M)}$ Συντελεστής N_γ κατά Meyerhof

Πίνακας 4.1 .

- γ_1 Φαινόμενο βάρος του άνω της επιφάνειας εδράσεως εδάφους .
- γ_2 Φαινόμενο βάρος του κάτω της επιφάνειας εδράσεως εδάφους.
- c Συνοχή του κάτω της επιφάνειας εδράσεως εδάφους .
- D Βάθος θεμελίωσης.
- B' Μειωμένο πλάτος θεμελίωσης κατά την διεύθυνση της εκκεντρότητας B κατά την σχέση:

$$B' = B - 2 * e_B, \text{ όπου } e_B = \frac{\sum M_{MB}}{\sum V}$$

Για εκκεντρότητα κατά την διεύθυνση L ισχύει αντιστοίχως :

$$L' = L - 2 * e_L, \text{ όπου } e_L = \frac{\sum M_{LB}}{\sum V}$$

- **Sc, Sq, Sy** Συντελεστές μορφής που δίδονται από τις σχέσεις

$$S_c = 1 + 0,2 * N_\phi * (B / L)$$

$$S_q = S_y = 1 \text{ (για } \phi = 0 \text{)}$$

$$S_q = S_y = 1 + 0,1 * N_\phi * (B/L) \text{ (για } \phi = 10^\circ \text{)}$$

Στις ανωτέρω σχέσεις $N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$

- **d_c, d_q, d_y** Συντελεστές βάθους που δίνονται από τις σχέσεις :

$$d_c = 1 + 0,2 N_\phi^{0,5} * D/B$$

$$d_q = d_y = 1 \text{ για } (\phi = 0^\circ)$$

$$d_q = d_y = 1 + 0,1 * N_\phi^{0,5} * D/B \text{ για } (\phi > 10^\circ) \text{ όπου } N_\phi = \epsilon \phi^2 (45^\circ + \phi/2)$$

- **i_c, i_q, i_y** Συντελεστές λοξότητας φορτίου που δίδονται από τις σχέσεις

$$i_c = i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2$$

$$i_y = (1 - \alpha/\phi)^2$$

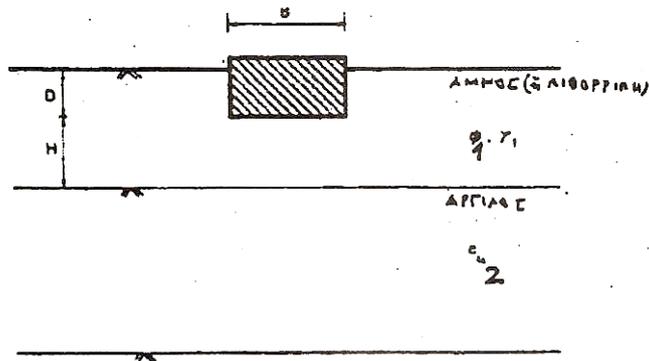
Σημειώνεται ότι εάν η γωνία ϕ έχει προκύψει από τριαξονικές δοκιμές (ϕ_t), για τον προσδιορισμό της φερουσας ικανότητας για φόρτιση ορθογωνικού θεμελίου, συνιστάται να διορθωθεί κατά τη σχέση:

$$\phi_{ορθ} = (1,1 - 0.1B/L) * \phi_t$$

4.2 Αναλυτικός έλεγχος φέρουσας ικανότητας για δίστρωτο σύστημα ($\phi_1 \neq 0$, $C_{u2} \neq 0$) κατά Meyerhof - Hanna .

Η περίπτωση αφορά την έδραση ακρόβαθρου επί της εξυγιαντικής στρώσεως της λιθοριπής ανεπαρκούς πάχους έτσι ώστε η υποκείμενη αργλική στρώση να επηρεάζει την οριακή πίεση θραύσεως .

Η τιμή της σύνθετης οριακής πίεσης θραύσεως q_{uv} προκύπτει από την παρακάτω σχέση των Meyerhof - Hanna :



Σχήμα 4.2 Συμβολισμοί

$$q_{uv} = q_{bv} + \gamma_1 * H^2 [1 + 2D * \cos \alpha / H] * k_s * i_s * \tan \phi / B' - \gamma_1 * H < q_{tv}$$

Όπου :

- i.) q_{bv} η φέρουσα ικανότητα κατά Meyerhof για έδραση του θεμελίου σε βάθος $(H + D)$ επί της υποκείμενης αργλικής στρώσεως ,
- ii.) οι ενδιάμεσοι όροι εκφράζουν την συμβολή της ανώτερης ανθεκτικής κοκκώδους στρώσεως στην αύξηση της σύνθετης φέρουσας ικανότητας κατά την αστοχία της λόγω διάτρησης
- iii.) ο τελευταίος όρος επαναφέρει την τιμή q_{uv} έτσι ώστε να αντιστοιχεί στο πραγματικό βάθος θεμελιώσεως (εγκιβωτισμού) D . Άρα

$$q_{bv} = S_c * d_c * i_c * C_{u2} * N_c + S_q * d_q * i_q * \gamma_1 * (D+H) * N_q + (1/2) * S_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * \gamma_2 * B' * N_\gamma$$

Όπου : $S_{c2} = 1 + 0,2 * \tan^2 (45^\circ) * (B'_{\text{τοιχ.}} / L_{\text{τοιχ.}})$

$$S_{q2} = S_{\gamma 2} = 1 \text{ (για } \phi_2 = 0 \text{)}$$

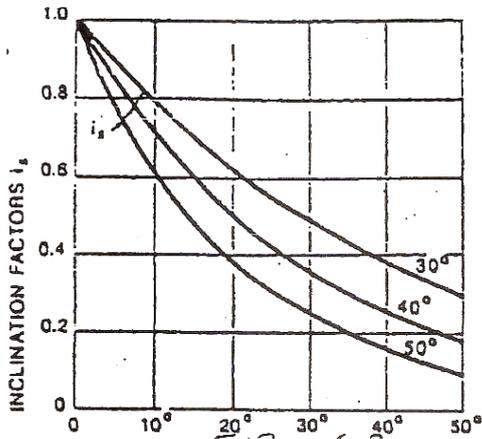
$$d_{c2} = 1 + 0,2 * \tan^2 (45^\circ) * (D+H) / B'_{\text{τοιχ.}}$$

$$d_{q2} = d_{\gamma 2} = 1 \text{ για } (\phi_2 = 0^\circ)$$

$$i_{c2} = i_{q2} = (1 - q^\circ / q_0^\circ) * (\alpha = \tan^{-1} \frac{\Sigma H}{\Sigma V})$$

Λόγω $\phi_2 = 0$ $N_{\gamma 2} = 0$ και ο τρίτος όρος μηδενίζεται . Για να προκύψει η τιμή της φέρουσας ικανότητας q_{uv} στην οποία εμπλέκονται και τα δύο στρώματα , θα πρέπει στην τιμή q_{bv} να προστεθεί ο όρος που αφορά τη διάτρηση της υπερκείμενης στρώσεως εξάντληση των παθητικών ωθήσεων και μετά να αφαιρεθεί η διαφορά $\gamma_1 * H$, κατά την οποία πλεόναζε η q_{uv} λόγω παραδοχής θεμελιώσεως σε βάθος $(D+H)$ αντί του ορθού D .

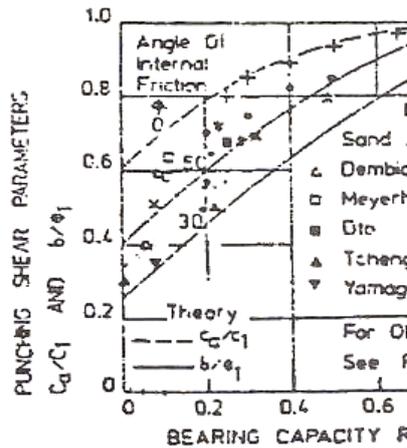
Στον προστιθέμενο όρο $B' = B - 2Ek$, ενώ ο συντελεστής λοξότητας i_s προκύπτει από το σχήμα 4.3 συναρτήσει της γωνίας $\alpha^\circ = \theta^\circ$ της συνιστάμενης δυνάμεως ως προς την κατακόρυφο και της γωνίας εσωτερικής τριβής της λιθορριπής .



Σχήμα 4.3. Συντελεστής λοξότητας i_s

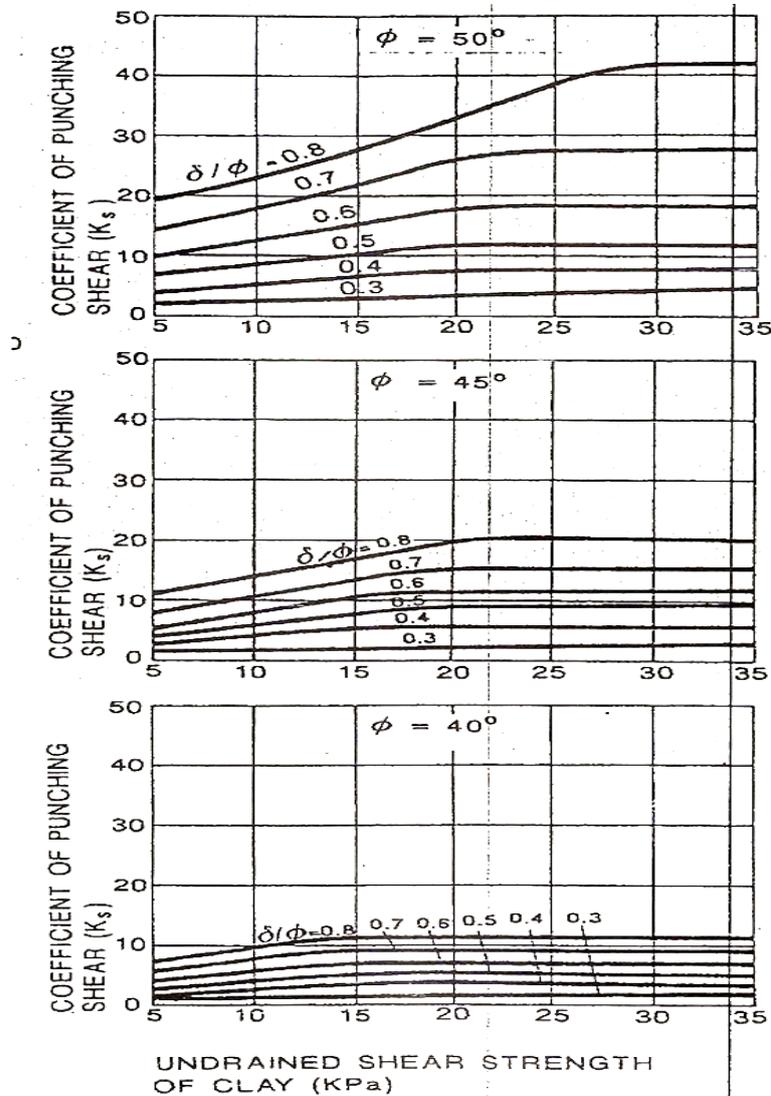
Όσον αφορά το συντελεστή διάτρησης K_s προσδιορίζεται έμμεσα ως εξής :

- i) Αρχικά από την γωνία ϕ_i και τον λόγο $(q_2 / q_1) = C_{u2} * (N_c / O_{1s}) * B * \gamma_1 * N_{\gamma 1}$ των τιμών φέρουσας ικανότητας του θεμελίου πλάτους B φορτιζόμενου με μοιόμορφη πίεση και εδραζόμενου : α) για τον μεν αριθμητή q_2 στην επιφάνεια της αργίλου χωρίς επιφόρτιση , β) για τον δε παρανομαστή q_1 στην επιφάνεια της λιθορριπής , προσδιορίζεται από το σχήμα 4.4. ο λόγος (δ / ϕ) .



Σχήμα 4.4 Προσδιορισμός λόγου (δ / ϕ)

ii) Με γνωστή την τιμή ϕ_1 (πλησιέστερος πίνακας) καθώς και τις τιμές του λόγου (δ/ϕ) και της C_{u2} προσδιορίζεται από το σχήμα 4.5 ο συντελεστής K_s .



Σχήμα 4.5 Συντελεστής K_s σε σχέση με ϕ_1 (δ/ϕ) και C_{u2}

Είναι δυνατόν σε περιπτώσεις θεμελίων μεγάλου πλάτους B ο προστιθέμενος όρος να είναι απολύτως μικρότερος από τον αφαιρούμενο $\gamma_1 H$ και αυτό σημαίνει ότι δεν είναι τόσο σημαντική η ενίσχυση που προσφέρει μέχρι τη διάτρηση του το υπερκείμενο ανθεκτικό στρώμα, λόγω μεγάλης απόστασης των επιφανειών στις οποίες εξαντλείται η παθητική ώθηση τη στιγμή της διάτρησης.

Αντίστοιχα, η q_{tv} του δεύτερου σκέλους της ανισότητας είναι η q_{ult} Meyerher για έδραση του θεμελίου στο επιφανειακό στρώμα θεωρούμενου ως άπειρου πάχους H , άρα :

$$q_{tv} = S_{q1} * d_{q1} * i_{q1} * \gamma_1 * D * N_{q1} + t * S_{\gamma 1} * d_{\gamma 1} * i_{\gamma 1} * B' * N_{\gamma 1}$$

$$\text{όπου: } B' = B - 2Ek$$

γ_1 το ειδικό φαινόμενο βάρος της λιθορριπής

$$i_{q1} = (1 - \alpha/90^\circ)$$

$$i_{\gamma 1} = (1 - \alpha / \phi_1)^2 \quad \text{με } \alpha = \tan (\Sigma H / \Sigma V)$$

$$d_{q1} = d_{\gamma 1} = 1 + 0,1 * \tan(45 + \phi^{0.5}) * (D/B')$$

$$S_{q1} = S_{\gamma 1} = 1 + 0,1 * \tan^2(45 + \phi_1/2) * (D/B')$$

Τέλος ο συντελεστής ασφάλειας φερούσης ικανότητας προκύπτει από τη σχέση :

$$F = \min (q_{uv} , q_{tv}) * B / \Sigma V$$

4.3. Εκτίμηση μεγέθους καθιζήσεων .

Διαγράμματα κατανομής πρόσθετων τάσεων .

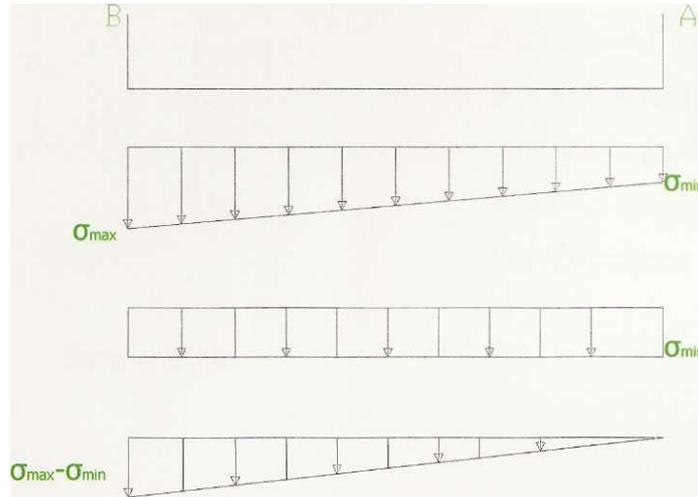
Για την κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σ_z σε γωνιακό σημείο ορθογωνικής επιφάνειας ομοιόμορφα φορτιζόμενης με τάση ρ (για λωριδωτή επιφάνεια $m = L/z = \infty \approx 10$) μπορεί να εφαρμοστεί το νομογράφημα του σχήματος 4.8 .

Επίσης , μπορεί να εφαρμοστεί ο Πίνακας Newmark (σχήματος 4.9) στο οποίο ο συντελεστής επιρροής J_A δίδεται με ακρίβεια πέμπτου δεκαδικού ψηφίου (και εδώ για λωριδωτή επιφάνεια $\alpha/z = \infty$).

Για την κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σ_z σε γωνιακό σημείο ορθογωνικής επιφάνειας με τριγωνική κατανομή φορτίσεως έχουν δοθεί και τα Νομογραφήματα των σχημάτων 4.10. και 4.11. (προφανώς και εδώ για λωρίδες $m = L/z = \infty = 10$, διάφορα $n=B/z$).

Το Νομογράφημα 4.10. παρέχει κατανομή σ_z σε σημεία επί του κατακόρυφου άξονα δια του φορτιζόμενου άκρου ,ενώ το Νομογράφημα 4.11. και 4.12. παρέχει κατανομή σ_z σε σημεία επί του κατακόρυφου άξονα δια του αφόρτιστου άκρου .

Ειδικότερα λόγω τραπεζοειδούς συνήθους κατανομής των πιέσεων επαφής κάτω από τον ογκόλιθο εδράσεως το τραπεζοειδές διάγραμμα επαλληλίζεται ως εξής :



Σχήμα 4.6. Επαλληλία τραπεζοειδούς διαγράμματος

Οπότε σε βάθος z_i , ίσο με την κατακόρυφη απόσταση της στάθμης εδράσεως του τελευταίου ογκόλιθου της σημειακής στρώσεως (i) θα είναι :

$$\Delta\sigma_z^A = \Delta\sigma_z^A_{\min} + \Delta\sigma_z^A_{(\sigma_{\max}-\sigma_{\min})} + \Delta\sigma_z^A_{\text{επιχ.}}$$

$\Delta\sigma_z^A_{\min}$ Υπολογίζεται από το σχήμα 4.8.

$\Delta\sigma_z^A_{(\sigma_{\max}-\sigma_{\min})}$ Υπολογίζεται από το σχήμα 4.10.

$$\Delta\sigma_z^B = \Delta\sigma_z^B_{\min} + \Delta\sigma_z^B_{(\sigma_{\max}-\sigma_{\min})} + \Delta\sigma_z^B_{\text{επιχ.}}$$

$\Delta\sigma_z^B_{\min}$ Υπολογίζεται από το σχήμα 4.8.

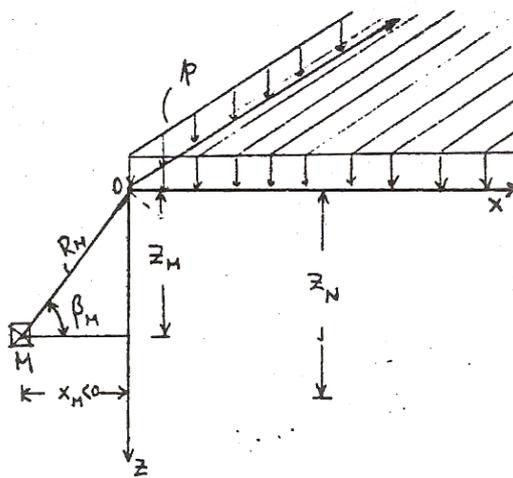
$\Delta\sigma_z^B_{(\sigma_{\max}-\sigma_{\min})}$ Υπολογίζεται από το σχήμα 6.11

Ο τρίτος όρος στις τιμές $\Delta\sigma_z^A_{\text{επιχ.}}$ και $\Delta\sigma_z^B_{\text{επιχ.}}$. Αφορά στην επίδραση του ομοιόμορφου φορτίου των επιχώσεων πίσω από τον κρηπιδότοιχο και προκύπτει από την παρακάτω αναλυτική σχέση που αφορά φόρτιση μισού ημιχώρου Σχήμα 4.7.

$$\Delta\sigma_z^{(M)} = \frac{p}{\pi} \left(\beta_{(M)}^{rad} + \frac{x_{(M)} z_{(M)}}{R_{(M)}^2} \right)$$

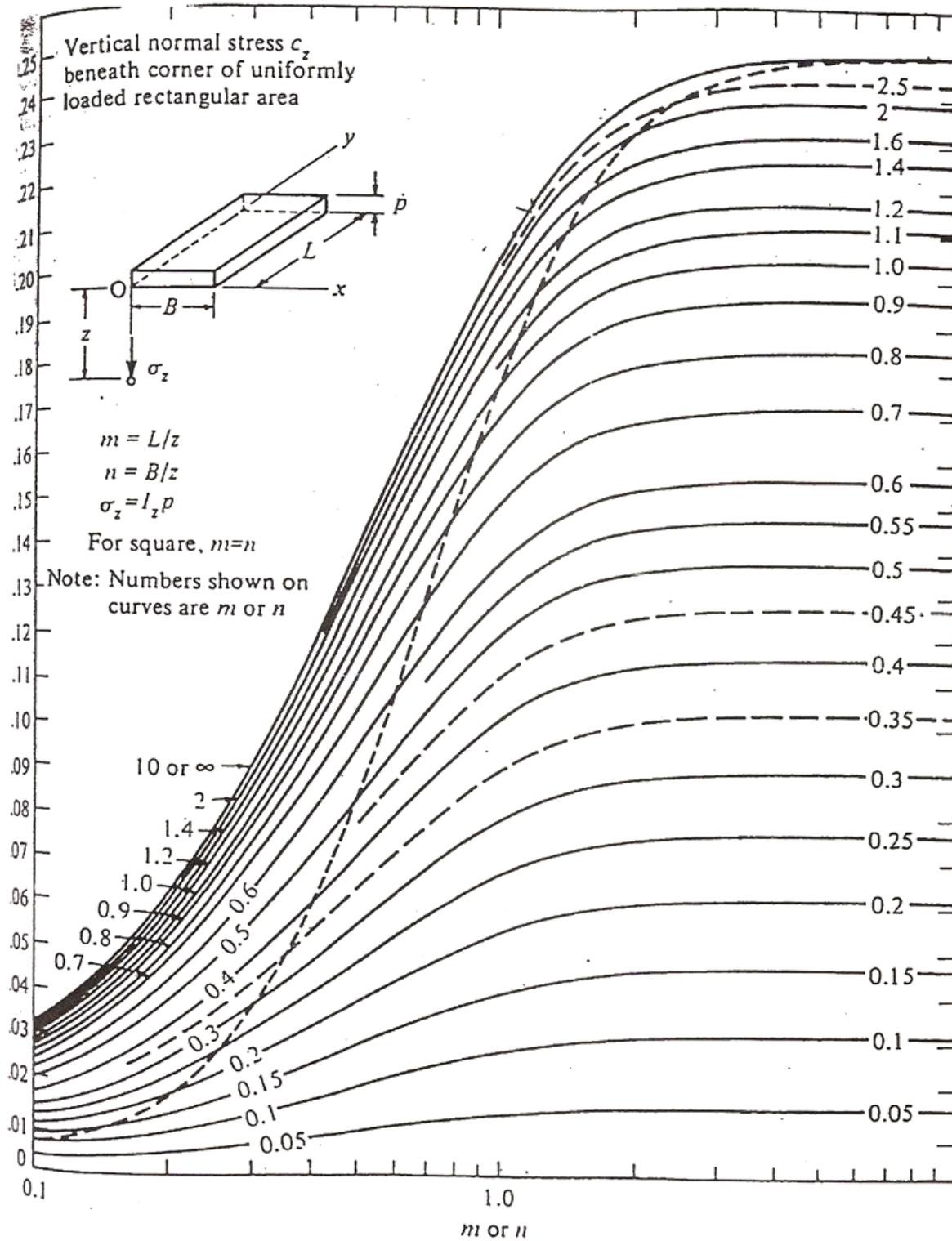
Για σημεία i του άξονα Oz
 (όπου $\beta = 90^\circ = \pi/2$)

Σχήμα 4.7 Φόρτιση μισού ημιχώρου



$$\Delta\sigma_{zi} = \rho/\pi [\pi/2 + \Phi z_i / \kappa_i^2] = \rho/2 = 0.50\rho$$

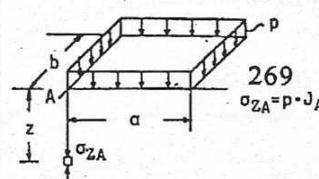
(ανεξαρτήτως τιμής z_i)



Σχήμα 4.8 Κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σ_z σε γωνιακό σημείο ορθογωνικής επιφάνειας ομοιόμορφα φορτιζόμενης

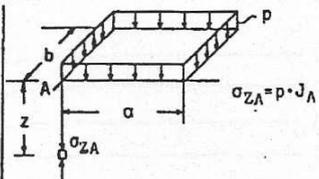
Σχήμα 4.9 Κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σ_z σε γωνιακό σημείο ορθογωνικής επιφάνειας ομοιόμορφα φορτιζόμενης κατά Newmark

Πίνακας 6-1 (α): Κατακόρυφες τάσεις σ_{zA} υπό τη γωνία ομοιόμορφα φορτιζόμενου ορθογωνίου. Τιμές του J_A κατά Newmark.

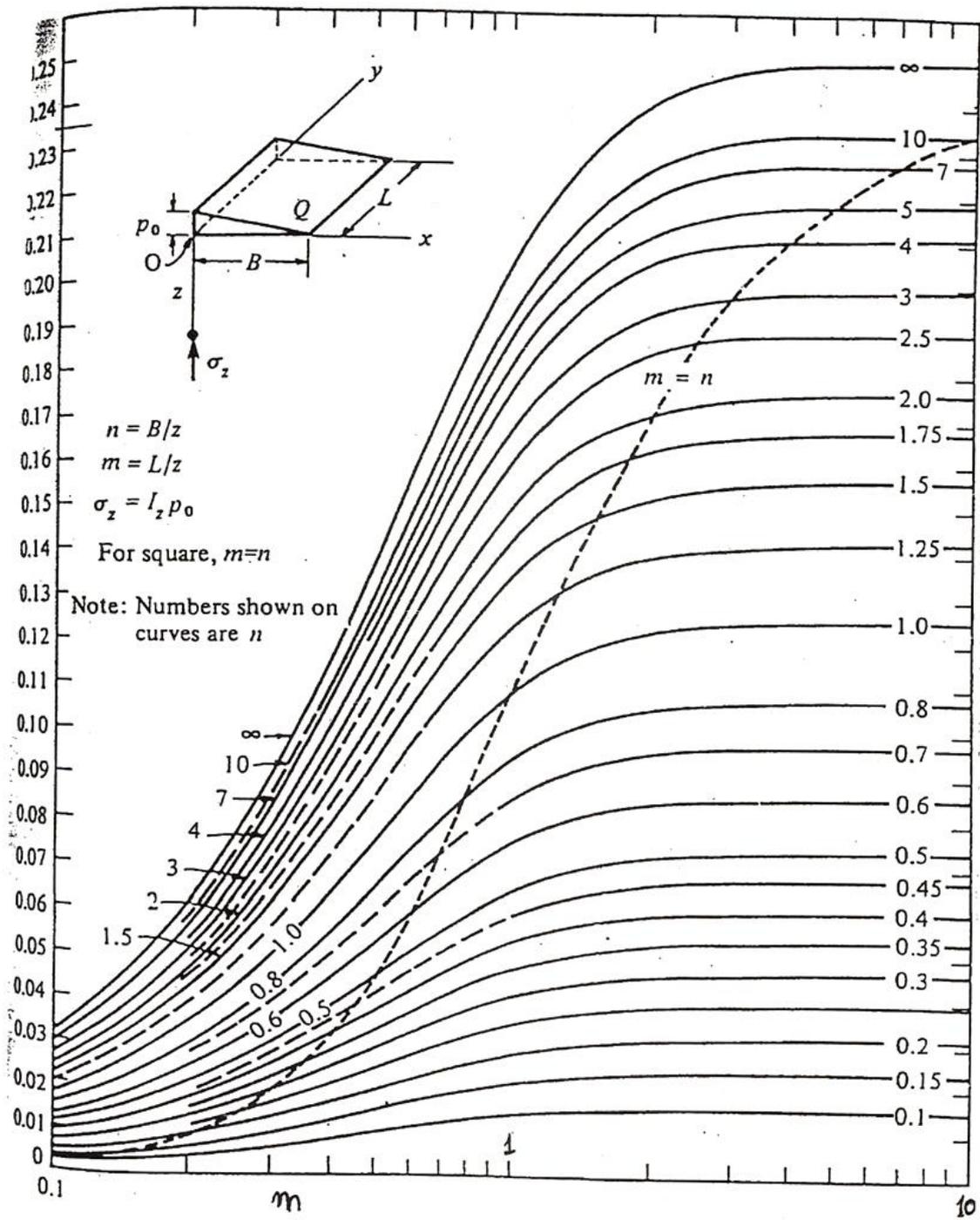


b/z	a/z											
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4
0,1	0,00470	0,00917	0,01323	0,01678	0,01978	0,02223	0,02420	0,02576	0,02698	0,02794	0,02926	0,03007
0,2	0,00917	0,01790	0,02585	0,03280	0,03866	0,04348	0,04735	0,05042	0,05283	0,05471	0,05733	0,05804
0,3	0,01323	0,02585	0,03735	0,04742	0,05593	0,06204	0,06858	0,07308	0,07661	0,07938	0,08323	0,08561
0,4	0,01678	0,03280	0,04742	0,06024	0,07111	0,08009	0,08734	0,09314	0,09770	0,10129	0,10631	0,10941
0,5	0,01978	0,03866	0,05593	0,07111	0,08403	0,09473	0,10340	0,11035	0,11584	0,12018	0,12626	0,13003
0,6	0,02223	0,04348	0,06294	0,08009	0,09473	0,10688	0,11679	0,12474	0,13105	0,13605	0,14309	0,14749
0,7	0,02420	0,04735	0,06858	0,08734	0,10340	0,11679	0,12772	0,13653	0,14356	0,14914	0,15703	0,16199
0,8	0,02576	0,05042	0,07308	0,09314	0,11035	0,12474	0,13653	0,14607	0,15371	0,15978	0,16843	0,17389
0,9	0,02698	0,05283	0,07661	0,09770	0,11584	0,13105	0,14356	0,15371	0,16185	0,16835	0,17766	0,18357
1,0	0,02794	0,05471	0,07938	0,10129	0,12018	0,13605	0,14914	0,15978	0,16835	0,17522	0,18508	0,19139
1,2	0,02926	0,05733	0,08323	0,10631	0,12626	0,14309	0,15703	0,16843	0,17766	0,18508	0,19584	0,20278
1,4	0,03007	0,05804	0,08561	0,10941	0,13003	0,14749	0,16199	0,17389	0,18357	0,19139	0,20278	0,21020
1,6	0,03058	0,05994	0,08709	0,11135	0,13241	0,15028	0,16515	0,17739	0,18737	0,19546	0,20731	0,21510
1,8	0,03090	0,06058	0,08804	0,11260	0,13395	0,15207	0,16720	0,17967	0,18986	0,19814	0,21032	0,21836
2,0	0,03111	0,06100	0,08867	0,11342	0,13496	0,15326	0,16856	0,18119	0,19152	0,19994	0,21235	0,22058
2,5	0,03138	0,06155	0,08948	0,11450	0,13628	0,15483	0,17036	0,18321	0,19375	0,20236	0,21512	0,22364
3,0	0,03150	0,06178	0,08982	0,11495	0,13684	0,15550	0,17113	0,18407	0,19470	0,20341	0,21633	0,22499
4,0	0,03158	0,06194	0,09007	0,11527	0,13724	0,15598	0,17168	0,18469	0,19540	0,20417	0,21722	0,22600
5,0	0,03160	0,06199	0,09014	0,11537	0,13737	0,15612	0,17185	0,18488	0,19561	0,20440	0,21749	0,22632
6,0	0,03161	0,06201	0,09017	0,11541	0,13741	0,15617	0,17191	0,18496	0,19569	0,20449	0,21760	0,22644
8,0	0,03162	0,06202	0,09018	0,11543	0,13744	0,15621	0,17195	0,18500	0,19574	0,20455	0,21767	0,22652
10,0	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15622	0,17196	0,18502	0,19576	0,20457	0,21769	0,22654
∞	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15623	0,17197	0,18502	0,19577	0,20458	0,21770	0,22656

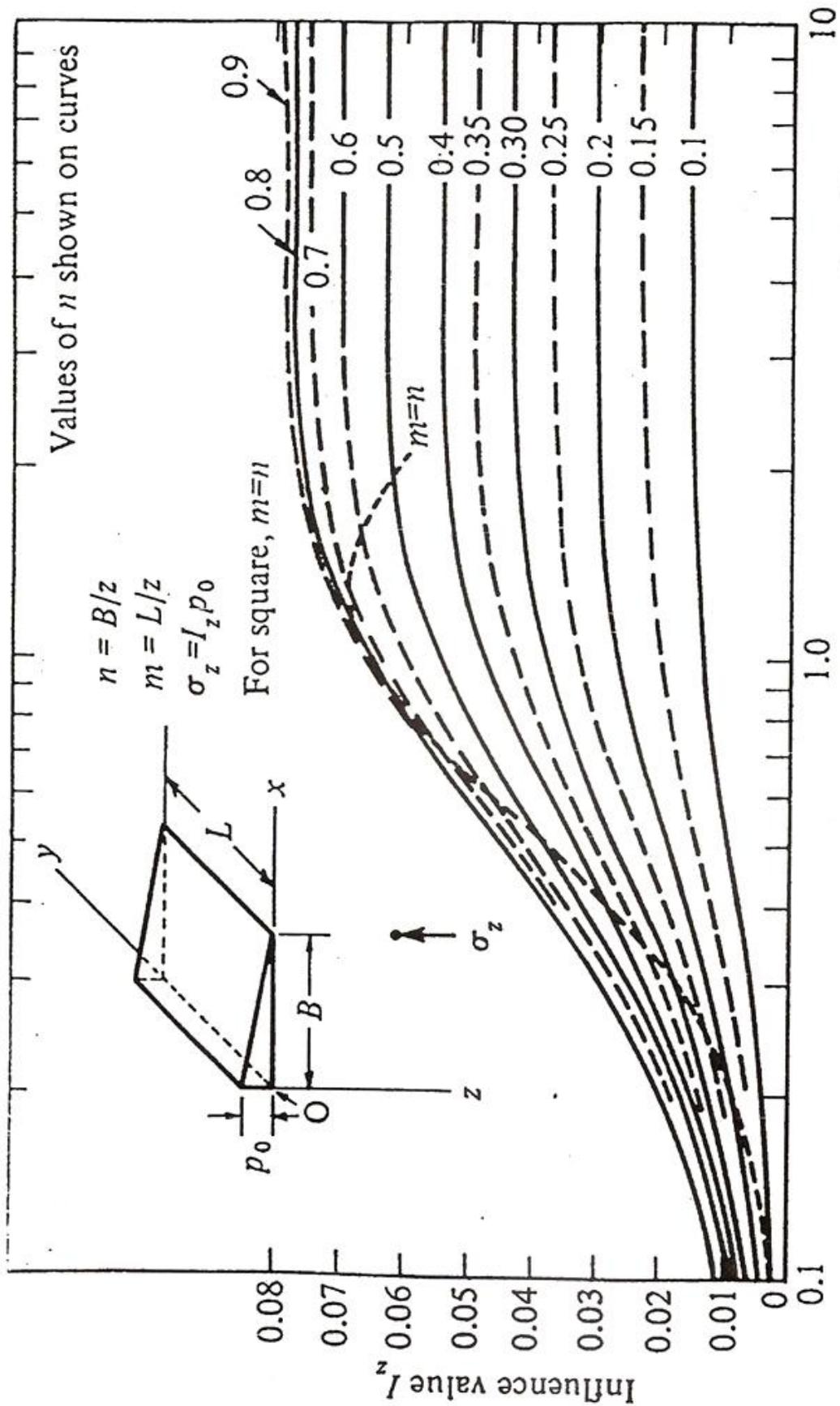
Πίνακας 6-1 (β): Κατακόρυφες τάσεις σ_{zA} υπό τη γωνία ομοιόμορφα φορτιζόμενου ορθογωνίου. Τιμές του J_A κατά Newmark.



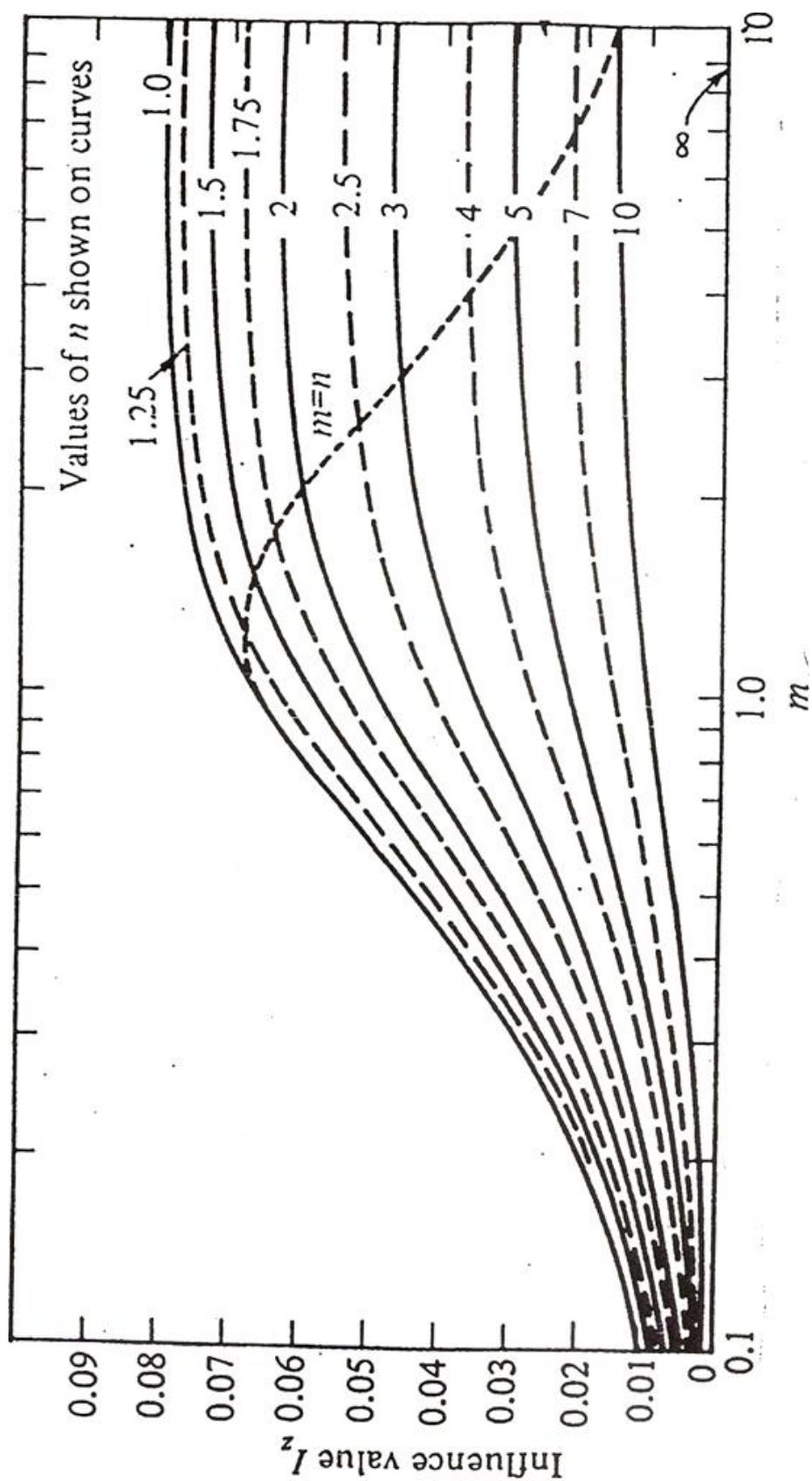
b/z	a/z										
	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	∞
0,1	0,03058	0,03090	0,03111	0,03138	0,03150	0,03158	0,03160	0,03161	0,03162	0,03162	0,03162
0,2	0,05994	0,06058	0,06100	0,06155	0,06178	0,06194	0,06199	0,06201	0,06202	0,06202	0,06202
0,3	0,08709	0,08804	0,08867	0,08948	0,09007	0,09014	0,09017	0,09018	0,09018	0,09019	0,09019
0,4	0,11135	0,11260	0,11342	0,11450	0,11495	0,11527	0,11537	0,11541	0,11543	0,11544	0,11544
0,5	0,13241	0,13395	0,13496	0,13628	0,13684	0,13724	0,13737	0,13741	0,13744	0,13745	0,13745
0,6	0,15028	0,15207	0,15326	0,15483	0,15550	0,15598	0,15612	0,15617	0,15621	0,15622	0,15623
0,7	0,16515	0,16720	0,16856	0,17036	0,17113	0,17168	0,17185	0,17191	0,17195	0,17196	0,17197
0,8	0,17739	0,17967	0,18119	0,18321	0,18407	0,18469	0,18488	0,18496	0,18500	0,18502	0,18502
0,9	0,18737	0,18986	0,19152	0,19375	0,19470	0,19540	0,19561	0,19569	0,19574	0,19576	0,19577
1,0	0,19546	0,19814	0,19994	0,20236	0,20341	0,20440	0,20440	0,20449	0,20455	0,20457	0,20458
1,2	0,20731	0,21032	0,21235	0,21512	0,21633	0,21722	0,21749	0,21760	0,21767	0,21769	0,21770
1,4	0,21510	0,21836	0,22058	0,22364	0,22499	0,22600	0,22632	0,22644	0,22652	0,22654	0,22650
1,6	0,22025	0,22373	0,22610	0,22940	0,23088	0,23200	0,23236	0,23249	0,23258	0,23261	0,23263
1,8	0,22372	0,22736	0,22986	0,23334	0,23495	0,23617	0,23656	0,23671	0,23681	0,23684	0,23686
2,0	0,22610	0,22986	0,23247	0,23614	0,23782	0,23912	0,23954	0,23970	0,23981	0,23985	0,23987
2,5	0,22940	0,23334	0,23614	0,24010	0,24196	0,24344	0,24302	0,24412	0,24425	0,24429	0,24432
3,0	0,23088	0,23495	0,23782	0,24196	0,24394	0,24554	0,24608	0,24630	0,24646	0,24650	0,24654
4,0	0,23200	0,23617	0,23912	0,24344	0,24554	0,24720	0,24791	0,24817	0,24836	0,24842	0,24846
5,0	0,23236	0,23656	0,23954	0,24392	0,24608	0,24791	0,24857	0,24885	0,24907	0,24914	0,24919
6,0	0,23240	0,23671	0,23970	0,24412	0,24630	0,24817	0,24885	0,24916	0,24939	0,24946	0,24952
8,0	0,23258	0,23681	0,23981	0,24425	0,24646	0,24836	0,24907	0,24939	0,24964	0,24973	0,24980
10,0	0,23261	0,23684	0,23985	0,24429	0,24650	0,24842	0,24914	0,24946	0,24973	0,24981	0,24989
∞	0,23263	0,23686	0,23987	0,24432	0,24654	0,24846	0,24919	0,24952	0,24980	0,24989	0,25000



Σχήμα 4.10 Κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σ_z σε γωνιακό σημείο ορθογωνικής επιφάνειας με τριγωνική κατανομή φορτίσεως σε σημεία επί του κατακόρυφου άξονα δια του φορτιζόμενου άκρου



Σχήμα 4.11 Κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σ_z σε γωνιακό σημείο ορθογωνικής επιφάνειας με τριγωνική κατανομή φορτίσεως σε σημεία επί του κατακόρυφου άξονα δια του αφόρτιστου άκρου



Σχήμα 4.12 Κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σ_z σε γωνιακό σημείο ορθογωνικής επιφάνειας με τριγωνική κατανομή φορτίσεως σε σημεία επί του κατακόρυφου άξονα δια του αφόρτιστου άκρου

4.4 Εκτίμηση μεγέθους και χρονικής εξέλιξης καθιζήσεων και αργλικών εδαφών.

Σε κάθε επιβολή προφορτίσεως οι αργλικές στρώσεις κάτω από την εξυγιαντική στρώση παραμένουν κανονικά στερεοποιημένες (N.C) με μέση αρχική αντιπροσωπευτική τάση για κάθε ζώνη :

$$\sigma'_{\alpha\rho\chi} = \sigma'_{\text{voι}} + \sum \Delta\sigma'_{\text{zi}}$$

όπου :

$\sigma'_{\text{voι}}$	Η μέση αρχική γεωστατική τάση
$\sum \Delta\sigma_{\text{zi}}$	Η πρόσθετη ολική από προηγούμενες (n - 1) φάσεις προφόρτισης η οποία έχει ήδη γίνει πρόσθετη ενεργός μετά την λήξη της στερεοποίησης οπότε και επιβάλλεται το φορτίο της νιοστής φάσης .

Το μέγεθος των καθιζήσεων κάθε ζώνης προκύπτει από την βασική σχέση της θεωρίας της μονοδιάστατης συμπίεσης , η οποία ισχύει για κανονικά στερεοποιημένες (N.C) αργίλους :

$$S_{ci} = (C_c / 1 + e_0) * h_i * \log ((\sigma'_{\alpha\rho\chi} + \Delta\sigma_{\text{Z}(n)}) / \sigma'_{\alpha\rho\chi})$$

Όπου :

$\Delta\sigma_{\text{Z}(n)}$ Η πρόσθετη ολική τάση που οφείλεται στην ν -οστη φάση προφόρτισης.

Οι τάσεις $\Delta\sigma_{\text{zi}}$ προσδιορίζεται με μεθόδους ελαστικής κατανομής τάσεων με τις επαλληλίες. Εδώ θα πρέπει να διευκρινιστεί ότι για την αποφυγή σύγχυσης όσον αφορά τις τιμές zi των σημείων A και B η καθίζηση εκτιμήθηκε κάθε φορά αθροιστικά για την συγκεκριμένη και τις προηγούμενες φάσεις προφόρτισης με αρχικές ενεργές τάσεις .

$$S_{A'} = \sum (C_c / 1 + e_0) * h_i * \log ((\sigma'_{\text{voι}} + \Delta\sigma_{\text{Z}(A)}) / \sigma'_{\text{voι}})$$

$$S_{A'+B'} = \sum (C_c / 1 + e_0) * h_i * \log ((\sigma'_{\text{voι}} + \Delta\sigma_{\text{Z}(A'+B')}) / \sigma'_{\text{voι}})$$

$$S_{A'+B'+\Gamma'} = \Sigma (C_c / 1 + e_0) * h_i * \log ((\sigma'_{\text{voil}} + \Delta\sigma_{Z(A'+B'+\Gamma')}) / \sigma'_{\text{voil}})$$

$$(\text{Οπότε } S_{\Gamma'} = S_{A'+B'+\Gamma'} - S_{A'+B'})$$

Όσον αφορά τέλος τις καθιζήσεις του κρηπιδοτοίχου μετά την αφαίρεση της προφορτίσεως εκτιμήθηκαν κάτω από τα άκρα Α και Β του τελευταίου ογκόλιθου εδράσεως, αφενός μεν οι μέγιστες πρόσθετες τάσεις λόγω της συνολικής προφορτίσεως ($\Delta\sigma_{\text{ολ.προφ.}(A)}$, $\Delta\sigma_{\text{ολ.προφ.}(B)}$), αφετέρου δε οι πρόσθετες τάσεις στα ίδια σημεία λόγω του συνολικού φορτίου της τελικής κατασκευής ($\Delta\sigma_{\text{ολ.κατ.}(A)}$, $\Delta\sigma_{\text{ολ.κατ.}(B)}$).

Οι επαλληλίες των επιμέρους φορτίσεων, από τις οποίες προκύπτουν τα μεγέθη αυτά περιγράφονται παρακάτω.

Στην συνέχεια παίρνοντας υπόψη τις αντιπροσωπευτικές για κάθε ζώνη καμπύλες "e-log σ'_v " και τις αντίστοιχες παραμέτρους συμπιεστότητας C_c και C_r διακρίνονται δύο περιπτώσεις :

I. $\Delta\sigma_{\text{ολ.προφ.}(A\acute{\eta}B)} > \Delta\sigma_{\text{ολ.κατ.}(A\acute{\eta}B)}$

Στην περίπτωση αυτή ολόκληρο το φορτίο της κατασκευής περιλαμβάνεται στον κλάδο αποφορτίσεως - επαναφορτίσεως (C_r), οπότε η τελική μακροχρόνια καθίζηση προκύπτει από την σχέση :

$$S_{\text{κατ}(c)} = (C_r / 1 + e_0) * h_i * \log ((\sigma'_{\text{voil}} + \Delta\sigma_{\text{ολ.κατ}(A\acute{\eta}B)}) / \sigma'_{\text{voil}})$$

II. $\Delta\sigma_{\text{ολ.προφ.}(A\acute{\eta}B)} < \Delta\sigma_{\text{ολ.κατ.}(A\acute{\eta}B)}$

Εδώ ένα μέρος του φορτίου της κατασκευής ακολουθεί την καμπύλη αποφορτίσεως - επαναφορτίσεως (C_r) το υπόλοιπο την καμπύλη αρχικής φορτίσεως (C_c), οπότε η τελική καθίζηση από στερεοποίησης της κατασκευής προκύπτει από την σχέση :

$$S_{\text{κατ}(c)} = (C_r / 1 + e_0) * h_i * \log ((\sigma'_{\text{voil}} + \Delta\sigma_{\text{ολ.προφ.}(A\acute{\eta}B)}) / \sigma'_{\text{voil}}) + (C_c / 1 + e_0) * h_i * \log ((\sigma'_{\text{voil}} + \Delta\sigma_{\text{ολ.προφ.}(A\acute{\eta}B)}) / \sigma'_{\text{voil}} + \Delta\sigma_{\text{ολ.προφ.}(A\acute{\eta}B)})$$

Επίσης θα πρέπει να τονιστεί ότι στις παραπάνω σχέσεις τα μεν πάχη των ζωνών θα πρέπει να είναι $h_i = h_{\text{ιαρχ}} - S_{\text{ιπροφ.}} + D * S_{\text{ιπροφ.}}$.

Έχει αποδειχθεί όμως ότι μπορούν να αντικατασταθούν, χωρίς να προκύπτει σημαντική διαφορά στην αναμενόμενη τιμή των καθιζήσεων, τα μεν πάχη h_i με τις αρχικές τιμές $h_{\text{ιαρχ}} > h_i$, οι δε δείκτες πόρων e_0 πάλι με τις αρχικές τιμές $e_{0\text{αρχ}} > e_0$.

Όσον αφορά την χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων από στερεοποίηση αργιλικών στρώσεων, σε μια ενδιάμεση χρονική στιγμή t η οποία αντιπροσωπεύεται απ τον

(αδιάστατο) χρονικό παράγοντα $T_v = (C_v * t / H^2)$ όπου C_v ο συντελεστής στερεοποίησης όπως προκύπτει από κατασκευή Casagrande σε διάγραμμα "s — logt" ή Taylor σε διάγραμμα "s - t^{0.15}" και εκφράζεται συνήθως σε cm² / sec ή m² / e_{tan}, H το μήκος στράγγισης ίσο με i.) το μισό πάχος h/2 της στρώσεως για συνθήκες διπλής στραγγίσεως και ii.) ολόκληρο το πάχος h της στρώσεως για συνθήκες μονής στραγγίσεως .

Οι αργλικές στρώσεις κάτω από τον πυθμένα συνήθως είναι κανονικά στερεοποιημένες (N.C) με μέση αρχική αντιπροσωπευτική τάση για κάθε ζώνη την γεωστατική ενεργό :

$$\sigma'_{αρχ} = \sigma'_{voi}$$

Το μέγεθος των καθιζήσεων κάθε ζώνης από εκείνες στις οποίες υποδιαιρείται προκύπτει από την βασική σχέση της θεωρίας της μονοδιάστατης συμπίεσης, η οποία ισχύει για κανονικά στερεοποιημένες αργίλους (N.C):

$$S_{ci} = (C_c / 1 + e_0) * h_i * \log((\sigma'_{αρχ} + \Delta\sigma_{zi}) / \sigma'_{αρχ}.)$$

Στην παραπάνω σχέση $\Delta\sigma_{zi}$ η συνολική πρόσθετη τάση στο αντιπροσωπευτικό σημείο (μέσου) της ζώνης (σημεία A_i, B_i) όπως προκύπτει από τις προαναφερθείσες επαλληλίες, h_i το συνολικό πάχος της ζώνης, C_c ο δείκτης συμπίεστότητας, e₀ ο αρχικός δείκτης πόρων της ζώνης .

Όσον αφορά τη χρονική εξέλιξη θεωρείται ότι η θεωρία μονοδιάστατης στερεοποίησης κατά Terzaghi σύμφωνα με την οποία πρακτικά ο χρόνος ολοκλήρωσης της στερεοποίησης είναι t_c = (H² / C_v) όπου H το μέγιστο μήκος στράγγισης ίσο με :

- i. Το μισό του συνολικού πάχους h της στρώσεως (H = h / 2) στην περίπτωση διπλής στράγγισης και
- ii. με το συνολικό πάχος h της στρώσεως (H = h) στην περίπτωση μονής στραγγίσεως

Τέλος το συνολικό μέγεθος της (άμεσης) καθιζήσεως αμμώδους στρώσεως προκύπτει από την σχέση :

$$S_i = (\Delta\sigma_{zi} / E_{si}) * h_i$$

Όπου το $\Delta\sigma_{zi}$ η συνολική πρόσθετη τάση στο αντιπροσωπευτικό σημείο (μέσον) της στρώσεως (σημεία A_i και B_i) όπως προκύπτει από τις προαναφερθείσες επαλληλίες , h_i το συνολικό πάχος της στρώσεως (i) , E_{si} το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης της στρώσεως (i).

Κεφάλαιο 5 – Βελτίωση μαλακού αργιλικού πυθμένα με προφόρτιση – στραγγιστήρια

5.1 Έλεγχος γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης

Στην περίπτωση υλικού $c' \neq 0$, $\phi = 0$, όπου η αντοχή του εδάφους μεταβάλλεται με το βάθος ή σε περίπτωση μη ομοιογενούς εδαφικού υλικού (που αποτελείται από διαφορές 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 $\phi = 0,10 * R$ και μικρότερου αν απαιτείται.

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

- (α) Η ορθή δύναμη N (n δυνάμεις συνολικά)
- (β) Ο συντελεστής ασφάλειας v (ένας αριθμός) του πρανούς έναντι ολισθήσεως ο οποίος επιτρέπει τον συσχετισμό μεταξύ των ορθών και διατμητικών δυνάμεων N και F στα τόξα .
- (γ) Οι ορθές δυνάμεις E , στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων (η δυνάμεις)
- (δ) 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 (η δυνάμεις).
- (ε) Η απόσταση χ_i του σημείου εφαρμογής N (n συνολικά αποστάσεις)
- (στ) Οι αποστάσεις z , των σημείων εφαρμογής των δυνάμεων E_i , X_i (η αποστάσεις)

Συνολικός αριθμός αγνώστων :

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

Έναντι του αριθμού αυτού των αγνώστων διατίθενται συνολικά $E = 3 * n$ εξισώσεις (οι τρεις στερεοστατικές συνθήκες ισορροπίας $\Sigma X = 0$, $\Sigma Y = 0$, $\Sigma M = 0$ (για κάθε λωρίδα) οπότε το γενικότερο πρόβλημα είναι:

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

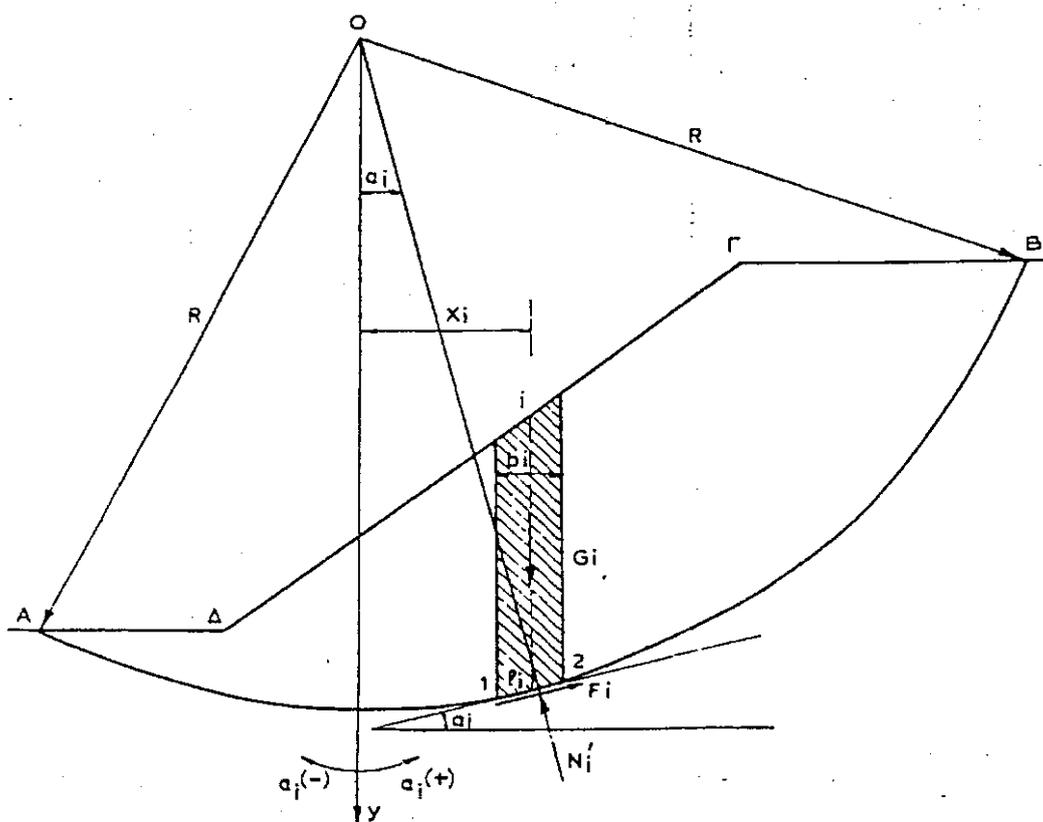
Συμβατική μέθοδος των λωρίδων (Μέθοδος Fellenius).

Κατά την μέθοδο αυτή αμελείται η επίδραση των δυνάμεων E_i , X_i , στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων, οι οποίες θεωρείται ότι κατά προσέγγιση δίνουν μηδενική συνισταμένη δύναμη και μηδενικές ροπές. Έχει αποδειχθεί, για αβαθείς κόμβους ολισθήσεως, ότι το σφάλμα της παραπάνω παραδοχής δεν είναι σημαντικό και είναι προς την πλευρά της ασφαλείας, προκύπτει δηλαδή συντελεστής ασφαλείας n μικρότερος του πραγματικού. Γενικότερα η παράλειψη των δυνάμεων στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων παράγει σφάλμα πολύ μικρότερο από αυτό που προκύπτει από τον προσδιορισμό των παραμέτρων διατμητικής αντοχής c και ϕ του υλικού του πρηνούς στο εργαστήριο.

Βάση του **σχήματος 5.1**, η ευστάθεια της λωρίδας ή από την σύγκριση των ροπών ευστάθειας ως προς τις ροπές ανατροπής, λαμβάνοντας τις όλες ως προς το κέντρο O του κόμβου ολίσθησης, προκύπτει όπως παρακάτω :

$$\text{Ροπή ανατροπής} = M_{\tau}^{\circ} = G_i * X_i = G_i * R * \sin \alpha_i \quad (1)$$

$$\text{Ροπή ευστάθειας} = M^{\circ} = R * c' * L_i + R * N' * \tan \phi' \quad (2)$$



Σχήμα 5.1. Δυνάμεις που ασκούνται σε μια λωρίδα του κύκλου ολίσθησης κατά Fellenius

Όπου :

G_i : το βάρος της λωρίδας (για σταθερό πλάτος)

X_i : προσημασμένη απόσταση κέντρου βάρους λωρίδας από τον άξονα y

R : ακτίνα κύκλου ολίσθησης

c' : συνοχή του υλικού

L_i : μήκος του τόξου 1-2

N' : ενεργή ορθή δύναμη του τόξου 1-2

ϕ' : γωνία εσωτερικής τριβής

Από την ισορροπία κατά την διεύθυνση της ακτίνας με παράλειψη της επιρροής των E_i, X_i , προκύπτει :

$$N' = G_i * \cos a_i - u_i * L_i \quad (3)$$

Όπου :

a_i : προσημασμένη γωνία όπως στο σχήμα 5.1

u_i : η πίεση πόρων στην περιοχή 1-2

Από τις σχέσεις (2) και (3) προκύπτει:

$$M_{\text{ευστ.}} = R * (c' * L_i + (G_i * \cos a_i - u_i * L_i) * \tan \phi_i) \quad (4)$$

Από τις σχέσεις (1) και (4) και με άθροιση για όλες τις λωρίδες προκύπτει συντελεστής ασφαλείας έναντι κατολίσθησης :

$$v = \frac{M_{\text{ευστ.}}}{M_{\text{ανατρ.}}} = \frac{\sum (c' * L_i) + \sum (G_i * \cos a_i - u_i * L_i) * \tan \phi_i}{\sum (G_i * \cos a_i)}$$

$$\text{Συνήθως τίθεται απλοποιητικά } L_i = (b_i / \cos a_i) \quad (6)$$

Εφόσον η πίεση πόρων εντός του πρανούς είναι μηδενική η έκφραση του συντελεστού ασφαλείας μπορεί να απλοποιηθεί όπως παρακάτω :

$$v = \frac{\sum (c' * L_i) + \sum (G_i * \cos a_i) * \tan \phi_i}{\sum (G_i * \cos a_i)} \quad (7)$$

Ο συντελεστής ασφαλείας v που προσδιορίζεται από την σχέση (7) παρουσιάζει σοβαρές λογιστικές δυσκολίες λόγω του μεγάλου αριθμού πράξεων που απαιτούνται για τον υπολογισμό του .

Για την διευκόλυνση των υπολογισμών προτείνεται πινακοποίηση των υπολογισμών σύμφωνα με τον πίνακα 5.1.

Αριθμ Λογμ	β _i (2)	α _i (3)	συναίημα _i (4)	5	G _i (6)	C _i (7)	εφφ _i (8)	U _i (9)	$\frac{C_i \cdot b_i}{\text{συν } a_i}$ (10)	G _i συνα _i (11)	G _i ήμα _i (12)	-U _i ·f _i (13)	G _i συνα _i ·u _i ·f _i (14)	(G _i συνα _i - U _i ·f _i) εφφ _i (15)
(1)														
									(10)		(12)			(15)

Πίνακας 5.1. Προτεινόμενη πινακοποίηση των υπολογισμών

Επομένως θα είναι:

$$N'_i = N_i - u_i I_i =$$

$$\frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - \left(\frac{c'_i \sin a_i}{v} - \frac{u_i \tan \varphi'_i \sin a_i}{v} \right) - u_i I_i \cos a_i - \frac{u_i \tan \varphi'_i \sin a_i}{v}}{\cos a_i + \frac{\tan \varphi'_i \sin a_i}{v}} \quad (7)$$

$$\text{ή } P'_i = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \left(\frac{c'_i \sin a_i}{v} + u_i \cos a_i \right)}{\cos a_i + \frac{\tan \varphi'_i \sin a_i}{v}} \quad (8)$$

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

$$\Sigma G_i x_i = \Sigma S_i R = \Sigma \frac{\tau_i I_i}{v} R \quad (9)$$

από την οποία βάσει και των σχέσεων (81), (91)

$$v = \frac{\Sigma (c'_i I_i + (P_i - u_i I_i) \tan \varphi'_i)}{\Sigma G_i \sin a_i} = \frac{\Sigma (c'_i I_i + P'_i \tan \varphi'_i)}{\Sigma G_i \sin a_i} \quad (10)$$

Με αντικατάσταση της τιμής της P'_i από την σχέση (8) στην (10) προκύπτει:

$$v = \frac{1}{\Sigma G_i \sin a_i} \Sigma \left(c'_i I_i + \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \left(\frac{c'_i \sin a_i}{v} + u_i \cos a_i \right)}{\cos a_i + (1/v) \tan \varphi'_i \sin a_i} \tan \varphi'_i \right) \quad (11)$$

ή με αντικατάσταση

$$I_i = \frac{b_i}{\cos a_i} = b_i \text{τεμα}_i \quad (12)$$

Η σχέση (11) γίνεται:

$$v = \frac{1}{\Sigma G_i \sin a_i} \Sigma \left(c'_i b_i + (G_i - u_i b_i + X_i - X_{i+1}) \tan \varphi'_i \right) \frac{\text{τεμα}_i}{1 + \frac{\tan \varphi'_i \tan a_i}{v}}$$

Η σχέση (14) αποτελεί την εξίσωση της ακριβούς (Rigorous) μεθόδου Bishop, επιλύεται δε με διαδοχικές προσεγγίσεις, είναι χρονοβόρος και γενικώς παρουσιάζει μόνο ερευνητικό ενδιαφέρον. Ο Bishop παρατήρησε ότι η τιμή του συντελεστή ασφαλείας v επηρεάζεται πολύ λίγο από τις τιμές των διατμητικών δυνάμεων X_i στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων και συνέστησε να θεωρηθεί γενικώς η διαφορά $X_i - X_{i+1}$ μηδενική οπότε προκύπτει η εξίσωση της απλοποιημένης (simplified ή Routine) μεθόδου Bishop:

$$v = \frac{1}{\sum G_i \sin \alpha_i} \frac{\sum (c_i' b_i + (G_i - u_i b_i) \tan \varphi_i') \frac{\text{τεμα}}{1 + \frac{\tan \varphi_i' \tan \alpha_i}{v}}}{v}$$

Επειδή ο συντελεστής ασφαλείας v εμφανίζεται και στο δεύτερο σκέλος της εξίσωσης (15) υποτίθεται αρχικά μια τιμή v_1 και με επίλυση 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 την διευκόλυνση των υπολογισμών προτείνεται η πινακοποίηση τους σύμφωνα με τον πίνακα 5.2

Τέλος για διευκόλυνση του υπολογισμού, για κάθε λωρίδα της παράστασης της στήλης 15 του πίνακα 5.2 δίδεται το Νομογράφημα του διαγράμματος 5.1 στο οποίο η m_a παριστά την σχέση:

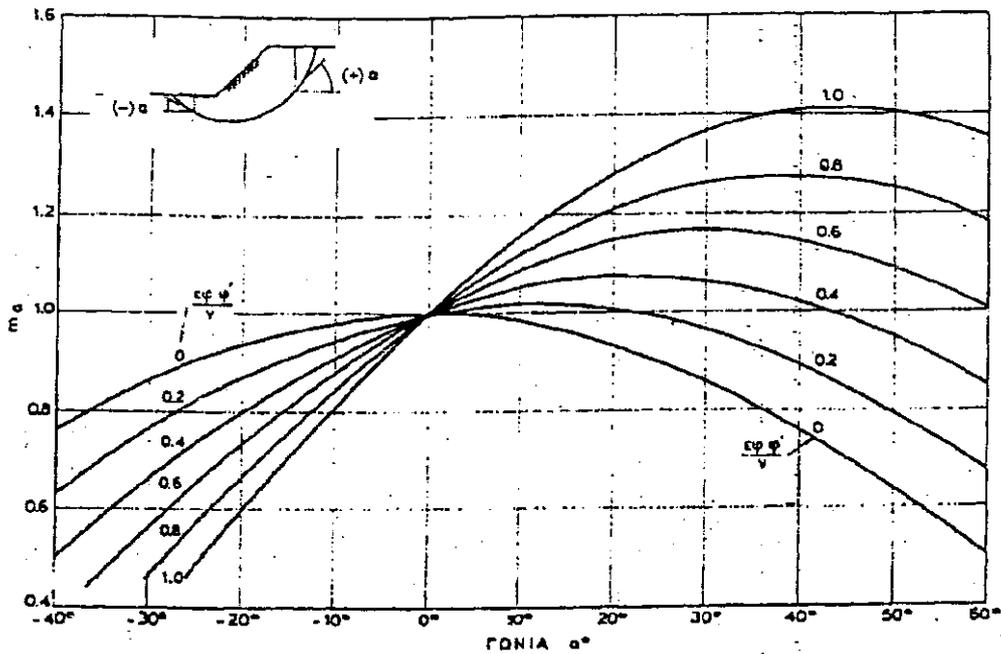
$$m_a = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \varphi \tan \alpha}{v} \right)$$

Αφού
$$\text{τεμα} = \frac{1}{\cos \alpha}$$

η παράσταση της στήλης 15 ισούται προφανώς προς $1/m_{ai}$

*Αριθμός λωρίδας i	b _i	h _i	W _i	α _i	ημ α _i	W _i × ημ α _i (7) = (4) × (6)	c _i ' × b _i	u _i	W _i - u _i × b _i (10) = (4) - (2) × (9)	(W _i - u _i × b _i) × εφ φ _i '	c _i ' × b _i + (W _i - u _i × b _i) × εφ φ _i ' (12) = (8) + (11)	τεμα _i	εφα _i	τεμα _i / (1 + εφ φ _i ' × εφ α _i / v)		v = (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)										Σ(16α) - v ₁	Σ(16β) - v ₂

Πίνακας 5.2. Προτεινόμενη πινακοποίηση υπολογισμών



Διάγραμμα 5.1 Νομογράφημα υπολογισμού της στήλης 15 του πίνακα 5.2

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

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin a_i} \frac{\sum (c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i) \sec a_i}{(1 + \tan \phi_i \tan a_i / F)}$$

είναι:

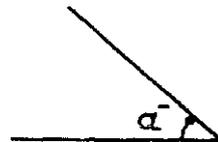
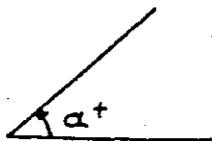
W_i τα συνολικά βάρη λωρίδων

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



μεγαλύτερη ακρίβεια. Έτσι η ευστάθεια του όλου πρανούς προκύπτει ως άθροισμα των ευσταθειών, των επιμέρους λωρίδων.

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

α) Του βάρους της G

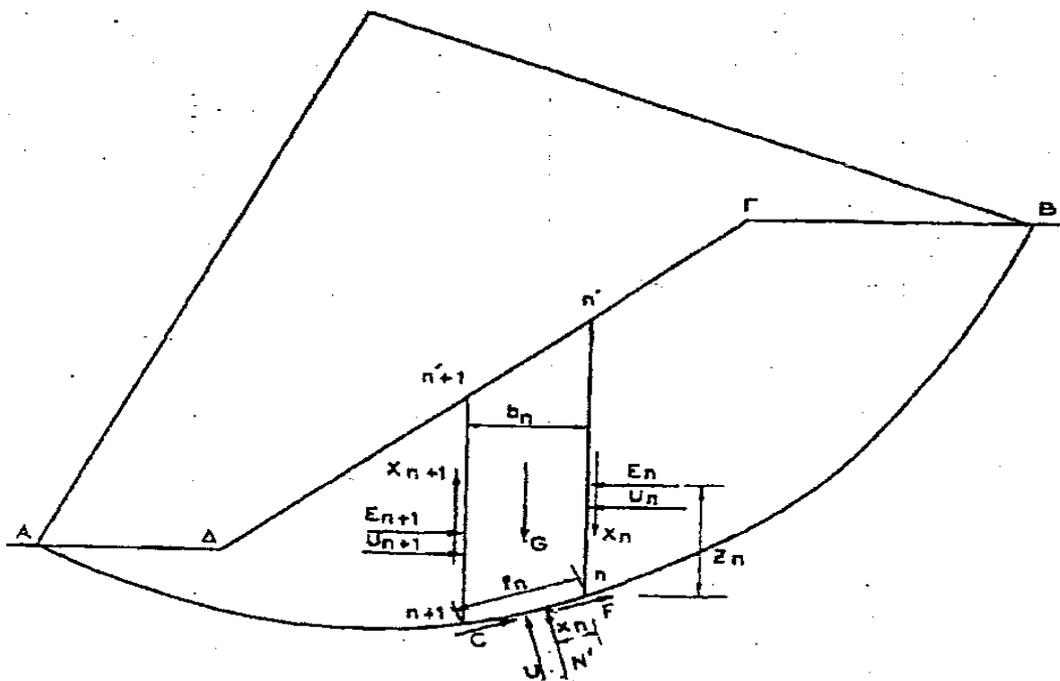
β) Της ορθής δυνάμεως N' που ασκείται από την εδαφική μάζα κατά μήκος του τόξου (n, n+1)

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

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

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

Σχήμα 5.2β Δυνάμεις που ασκούνται σε μια λωρίδα του κύκλου ολίσθησης με ύπαρξη υδατικής ροής



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.

F Ο συντελεστής ασφαλείας (απαιτείται η προεκτίμηση του στο β' μέλος και στη συνέχεια επανεισαγωγή του συντελεστή F που προέκυψε στο β' μέλος. Η σύγκλιση είναι ταχύτητα.)

Στη συγκεκριμένη περίπτωση των υδροστατικών πιέσεων στα βυθισμένα τμήματα των λωρίδων, τίθεται το υπό άνωση βάρος W_i' σε αριθμητή και παρονομαστή (οπότε και $u_i = 0$).

Στην περίπτωση εδράσεως λωρίδος σε μαλακό έως μέσης συνεκτικότητας αργιλικό έδαφος δυσμενέστερη είναι η ανάλυση βραχυχρόνιας αστοχίας οπότε ως παράμετροι αντοχής στην ανάλυση ευστάθειας υπεισέρχονται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή $C_u (\neq 0)$ και ως φαινόμενη γωνία διατμητικής αντοχής $\phi_u = 0^\circ$.

Στην περίπτωση σεισμικής φορτίσεως στις ροπές ανατροπής (παρονομαστής) προστίθενται! οι ροπές των οριζόντιων (αδρανειακών) σεισμικών δυνάμεων των λωρίδων που προκύπτουν από τον πολλαπλασιασμό επί K_h του συνολικού βάρους W_i των λωρίδων (προκύπτει με $\gamma_{\text{κορ}}$ κάτω από τη στάθμη ± 0.0). Εφαρμόζονται στο μέσο του ύψους της λωρίδας σύμφωνα με την ψευδο-στατική ανάλυση $[E_i = K_h * W_i]$:

δ. Ενίσχυση γενικής ευστάθειας με γεωυφάσματα.

Για την περαιτέρω ενίσχυση της ευστάθειας τόσο στις διάφορες φάσεις προφόρτισης όσο και κυρίως στη τελική φάση λειτουργίας κρίνεται ενίοτε σκόπιμη η διάστρωση εντός της εξυγιαντικής στρώσεως και με κατάλληλη κοκκομετρική διαβάθμιση του κοκκώδους υλικού εκατέρωθεν , δυο στρώσεων γεωυφάσματος .

Τα γεωυφάσματα εισάγουν στις ανθιστάμενες ροπές ευστάθειας (αριθμητή σχέσεως F) μια πρόσθετη ροπή που προκύπτει από την μέγιστη αναπτυσσόμενη εφελκυστική δύναμη του γεωυφάσματος (που εφαρμόζεται στο σημείο τομής του κύκλου ολίσθησης με το γεωύφασμα) πολλαπλασιασμένη με τον κατάλληλο μοχλοβραχίονα ως προς το κέντρο του εξεταζόμενου κύκλου . Για τον προσδιορισμό του παραπάνω μοχλοβραχίονα απαιτείται η γνώση της διεύθυνσεως της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης .Λόγω της απαιτούμενης παραμόρφωσης του γεωυφάσματος προκειμένου να αναπτυχθεί η εφελκυστική αντοχή η παραπάνω δύναμη , την στιγμή της εξαντλήσεως της , θεωρείται ότι έχει διεύθυνση ενδιάμεση μεταξύ της οριζόντιας (που θα αντιστοιχούσε σε πολύ καλά τεταμένο γεωύφασμα ή άκαμπτο μεταλλικό φύλλο ενίσχυσης) και της εφαπτομένης του κύκλου στο σημείο τομής (που θα αντιστοιχούσε σε πολύ χαλαρό γεωύφασμα - στην περίπτωση αυτή βέβαια ο μοχλοβραχίονας θα ήταν ίσος με την ακτίνα R) .

Ειδικότερα γίνεται η παραδοχή ότι η διεύθυνση της εφελκυστικής δύναμης του γεωυφάσματος είναι η διχοτόμος της γωνίας που σχηματίζεται από την οριζόντιο και την εφαπτομένη στο σημείο τομής .Η γενικότερη έκφραση του συντελεστή ασφαλείας , για την περίπτωση ενίσχυσης γεωυφάσματος Κατά Bishop θα είναι:

$$F = \frac{R \cdot \sum (c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i \sec a_i / (1 + \tan \varphi_i \tan a_i / F)) + F_{yd}}{R \cdot \sum W_i \sin a_i}$$

Όπου :
 d ο μοχλοβραχίονας της εφελκυστικής δύναμης
 R η ακτίνα του κύκλου
 F_y η οριακά αναπτυσσόμενη εφελκυστική δύναμη γεωφάσματος

Η τελευταία προκύπτει από την ονομαστική εφελκυστική αντοχή του γεωφάσματος (π.χ 400 KN / m) διηρημένη με κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας F ο οποίος κατά KOERNER αποτελεί γινόμενο τεσσάρων επιμέρους συντελεστών (καθένας εκφράζει την επιρροή ενός μόνο παράγοντα στην πιθανή μείωση της αντοχής του γεωφάσματος) ως εξής :

$$F = F_{SID} * F_{SCR} * F_{SCD} * F_{SBD}$$

Ο συντελεστής F_{SI}D εκφράζει την επιρροή της φθοράς κατά την τοποθέτηση του γεωφάσματος και συνήθως παίρνει την τιμή F_{SI}D = 1,25 .

Ο συντελεστής F_{SC}R εκφράζει την επιρροή του ερπυσμού και για στατική φόρτιση παίρνει τη σχετικά μεγάλη τιμή F_{SC}R = 1,25 προκειμένου οι εφελκυστικές τάσεις στα γεωφάσματα να διατηρούνται σε χαμηλό επίπεδο κατά την διάρκεια ζωής του έργου και να μην υπάρξει αξιόλογη μείωση αντοχής λόγω ερπυσμού .Αντίθετα σε περίπτωση σεισμού λόγω και της μικρής διάρκειας της φόρτισης που δεν επιτρέπει την εκδήλωση ερπυσμού , λαμβάνεται F_{SC}R = 1,00 στους αντίστοιχους ελέγχους .

Ο συντελεστής F_{SC}D λαμβάνει υπόψη την επιρροή της χημικής δράσης του εδάφους στην μείωση της αντοχής του γεωφάσματος . Συνήθως τίθεται F_{SC}D = 1,00.

Ενώ τέλος ο συντελεστής F_{SB}D λαμβάνει υπόψη την επιρροή της βιολογικής δράσης του εδάφους στη μείωση της αντοχής του γεωφάσματος .Τίθεται F_{SB}D = 1,00 .

Τέλος απαιτείται έλεγχος επάρκειας μήκους αγκυρώσεως γεωφάσματος (από το σημείο τομής με κύκλο ολίσθησης και προς το εσωτερικό της κατασκευής , στον οποίο λαμβάνεται υπόψη τα εξής :

- γωνία τριβής του γεωφάσματος και διαβαθμισμένου αμμοχάλικου (που το περιβάλλει) $\tan \delta = 0,8 * \tan \varphi = 0,67$
- συντελεστής ασφάλειας έναντι ολίσθησης του γεωφάσματος F_S=1,5

5.2. Εκτίμηση βελτιωμένων τιμών αστράγγιστης αντοχής C_u λόγω προφορτίσεως.

Στην περίπτωση κανονικά στερεοποιημένων (απροφόρτιστων , N.C.) αργίλων ο λόγος (C_u / σ_v') N.C. διατηρείται σταθερός .Αυτός προκύπτει από σχεδιασμό των τελικών τιμών C_u της μαλακής αργίλου στα διάφορα βάθη (όπως προέκυψε από αποτελέσματα εργαστηριακών τριαξονικών δοκιμών UU , δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης καθώς και των διορθωμένων τιμών των επιτόπου δοκιμών πτερυγίου F.V.T.) και χαράσσεται η μέση κεντροβαρική καμπύλη .

Στο μέσο του στρώματος εκτιμώνται οι τιμές C_u , σ_v' , και συνεπώς ο λόγος (C_u/σ_v') N.C. .Η τιμή του λόγου αυτού συγκρίνεται μάλιστα με εμπειρικές τιμές που παρέχουν (για N.C. αργίλους) διάφοροι ερευνητές συναρτήσεσι φυσικών χαρακτηριστικών όπως του :

Ορίου υδαρότητας (L.L)
 Δείκτη πλαστικότητας (P.I)
 Σχετικής υδαρότητας (I_c) κ.λ.π.

που συνοψίζονται παρακάτω

$C_u / \sigma_v' = 0,11 + 0,0037 * (P. I) \%$	Skempton
$C_u / \sigma_v' = 0,045 * [(P. I)]^{0.5}$	Bjerrum & Simons
$C_u / \sigma_v' = 0,05 * (L.L) \%$	Karlsson & Viberg
$C_u / \sigma_v' = 0,181 (I.L)^{0,5}$	Bjerrum & Simons

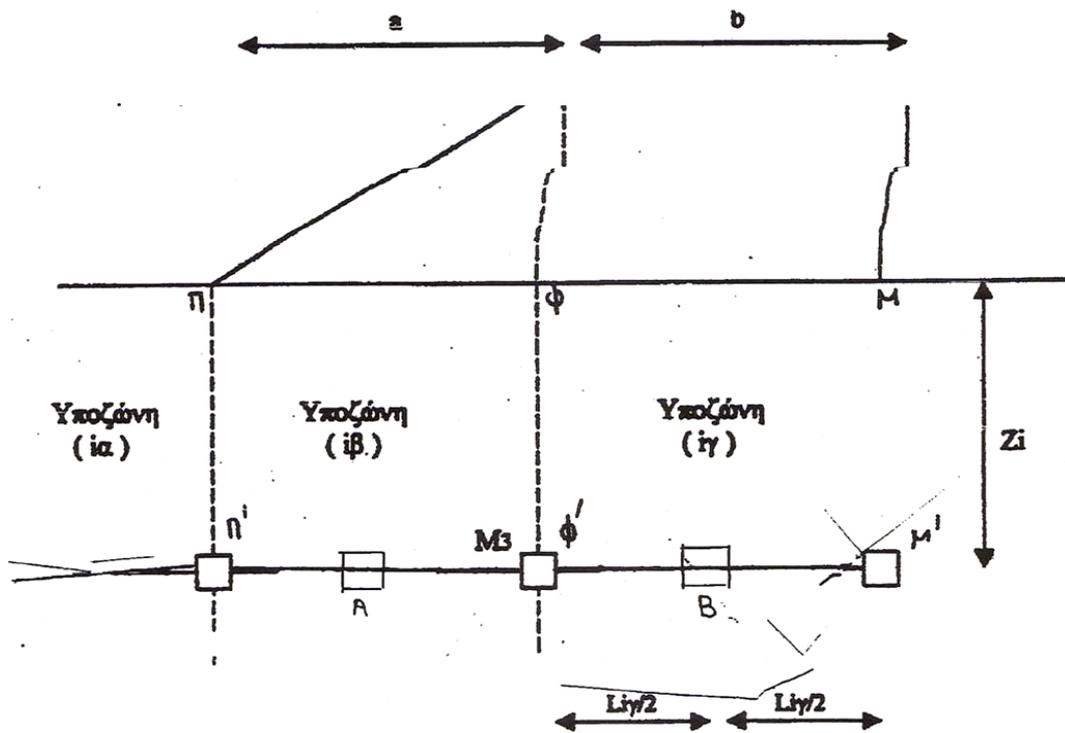
Όπου :

$$I.L = L.L\% - W \% / L.L\% - P.I\%$$

Ισχύει η παραπάνω σχέση για $I.L > 0,50$.

Σε κάθε φάση προφορτίσεως οι τιμές αστράγγιστης αντοχής C_u που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς είναι εκείνες που αντιστοιχούν στο τέλος της στερεοποίησεως λόγω του φορτίου της προηγούμενης φάσεως .Έτσι στην πρώτη φάση χρησιμοποιούνται στις διάφορες αργλικές στρώσεις σε επιμέρους ζώνες κάτω από την εξυγίανση , οι μέσες αρχικές τιμές $C_{u\text{αρχ}}$.

Στην Β και Γ φάση προφορτίσεως οι ζώνες διαιρούνται σε επιμέρους υποζώνες λόγω ανομοιόμορφης κατανομής των πρόσθετων ολικών τάσεων $\Delta\sigma_z$ (οι οποίες θα έχουν μετατραπεί σε πρόσθετες ενεργές τάσεις $\Delta\sigma'_z$) και επομένως θα έχουμε ανομοιόμορφες αυξήσεις στις τιμές C_u .



Σχήμα 5.3. Υποζώνες κάτω από το επίχωμα προφόρτισης

Στην υποζώνη (i.α) θεωρείται το επίχωμα προφόρτισης δεν επιβάλλει σημαντικές πρόσθετες τάσεις. Άρα οι αρχικές τιμές C_{u_i} των διάφορων ζωνών θεωρείται ότι παραμένουν σταθερές όχι μόνο στην Β και Γ φάση προφόρτισης, αλλά και στην φάση λειτουργίας του έργου.

Στην υποζώνη (i.β) χαρακτηριστικό σημείο θεωρείται το Α επομένως η $C_{u(A)τελ.} = (C_{u(\pi)τελ.} + C_{u(\phi)τελ.}) / 2$ υπεισέρχεται στους υπολογισμούς ευστάθειας.

Τέλος στην υποζώνη (i.γ) χαρακτηριστικό σημείο θεωρείται το Β επομένως η $C_{u(B)τελ.} = (C_{u(\phi)τελ.} + C_{u(M)τελ.}) / 2$ υπεισέρχεται στους αντίστοιχους ελέγχους.

Όσον αφορά τον προσδιορισμό της $C_{uτελ.}$ για μεν τις διαδοχικές φάσεις προφόρτισης (Β και Γ) όπου η άργιλος παραμένει απροφόρτιστη (N.C.) θα ισχύει :

$$C_{uτελ.} = (C_u / \sigma'_v) N.C. * (\sigma_{v0i} + \Delta\sigma_{zi})$$

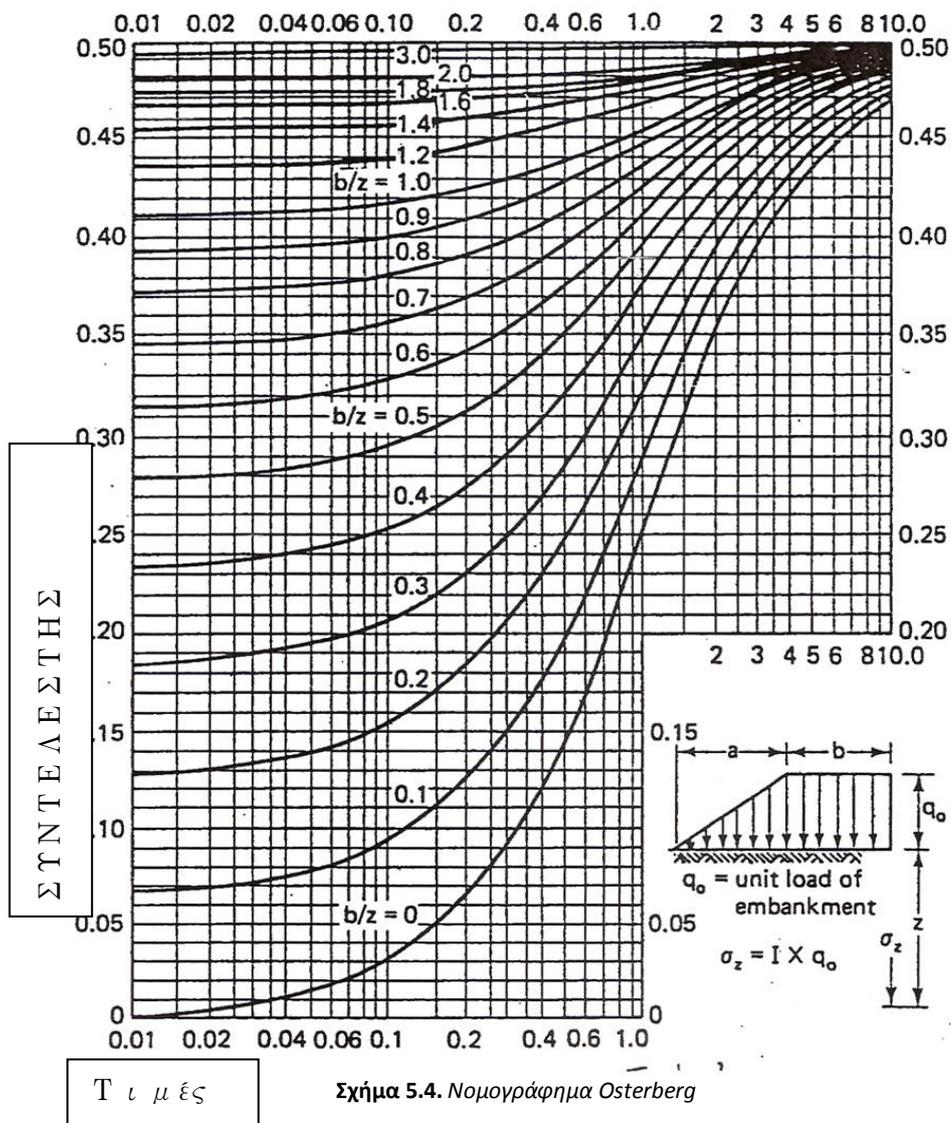
Αντίθετα για την φάση λειτουργίας, κατά την οποία η άργιλος είναι πλέον προστερεοποιημένη (C / C) λόγω προηγούμενης αφαίρεσης της προφόρτισης θα

ισχύει :

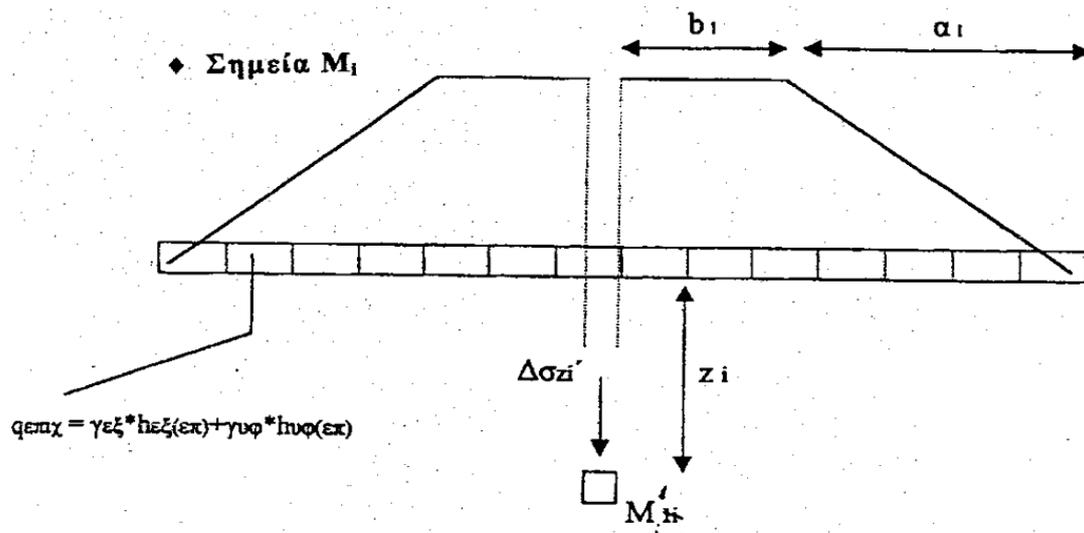
$$C_{uτελ.} = (C_u / \sigma'_v) N.C. * (O.C.R) I * \sigma_{v0i}$$

$$\text{όπου } (O.C.R) I = (\sigma_{v0i} + \Delta\sigma_{zi}) / \sigma_{v0i}$$

Τέλος , η εκτίμηση των πρόσθετων ολικών τάσεων $\Delta\sigma_{zi}$ (και συνεπώς πρόσθετων ενεργών τάσεων $\Delta\sigma_{zi}$ μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης) στα διάφορα σημεία (li) , (3l) , (5i) γίνεται με την βοήθεια του Νομογράφηματος Osterberg (Σχήμα 5.4.) , το οποίο ισχύει για τραπεζοειδές απείρου μήκους επίχωμα με τις παρακάτω επαλληλίες (Σχήματα 5.5,5.6,5.7)



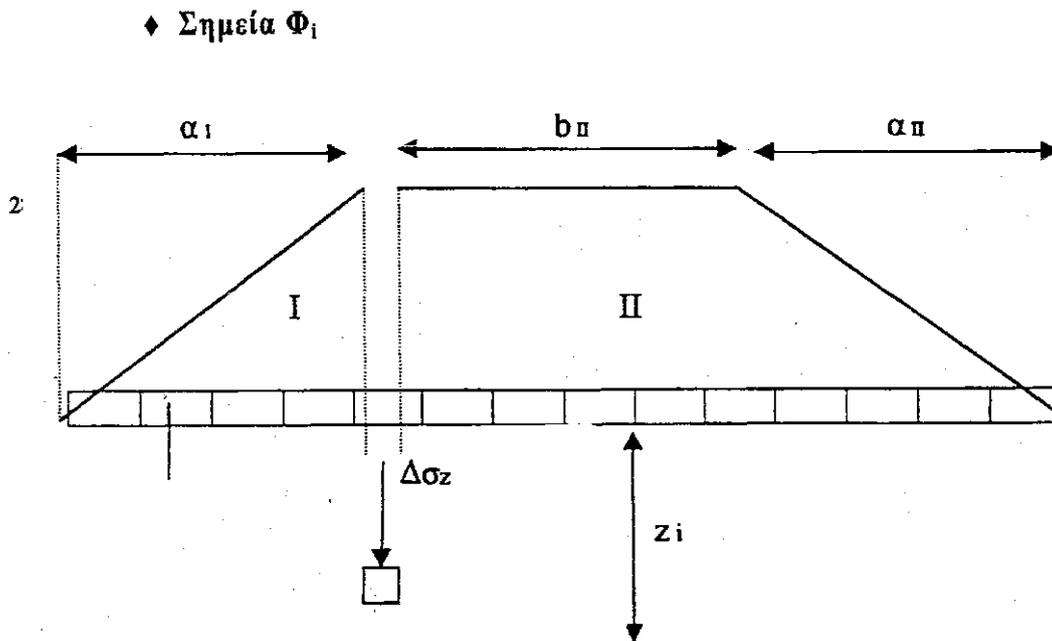
Σχήμα 5.4. Νομογράφημα Osterberg



$$Δσ_{z_i} = 2 * (Iz)_{M_i} * q_{επχ}$$

Συντελεστής $(Iz)_{M_i}$: συνάρτηση των λόγων a_i/z_i , b_i/z_i

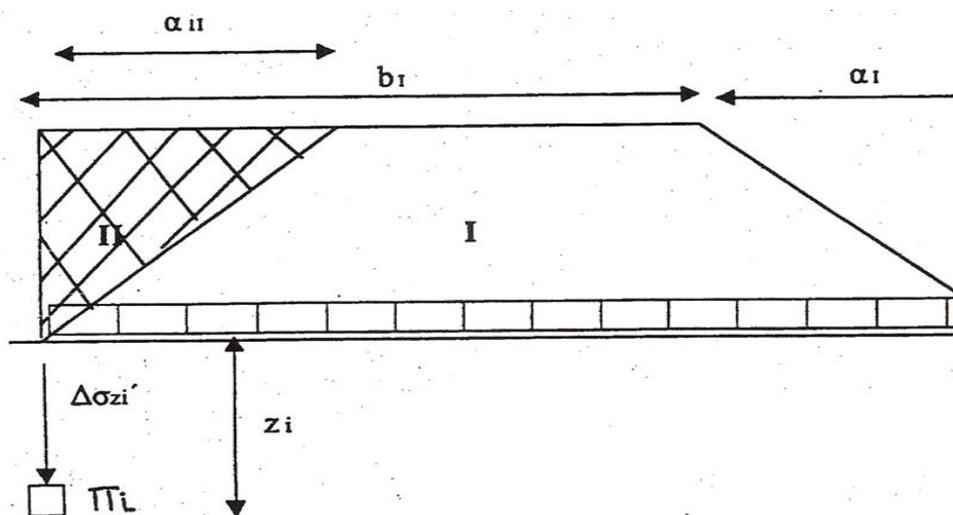
Σχήμα 5.5. Πρόσθετες τάσεις για τα σημεία M_i



$$Δσ_{z_i} = [(Iz_{(I)})_{q_i} + (Iz_{(II)})_{\Phi_i}] * q_{επχ}$$

Σχήμα 5.6. Πρόσθετες τάσεις για τα σημεία Φ_i

Συντελεστής $(I_{z(I)})_{\phi'}$: συνάρτηση λόγων $b_l / z_i = 0, \alpha_I / z_i$
 Συντελεστής $(I_{z(II)})_{\phi'}$: συνάρτηση λόγων $b_{II} / z_i, \alpha_{II} / z_i$



$$\Delta \sigma_{z_i} = [(I_{z(I)})_{\pi_i} - (I_{z(II)})_{\pi_i}] * q_{\epsilon \pi_i x}$$

Σχήμα 5.7. Πρόσθετες τάσεις για τα σημεία Π_i

Συντελεστής $(I_{z(I)})_{\pi'}$: συνάρτηση λόγων $b_l / z_i, \alpha_I / z_i$

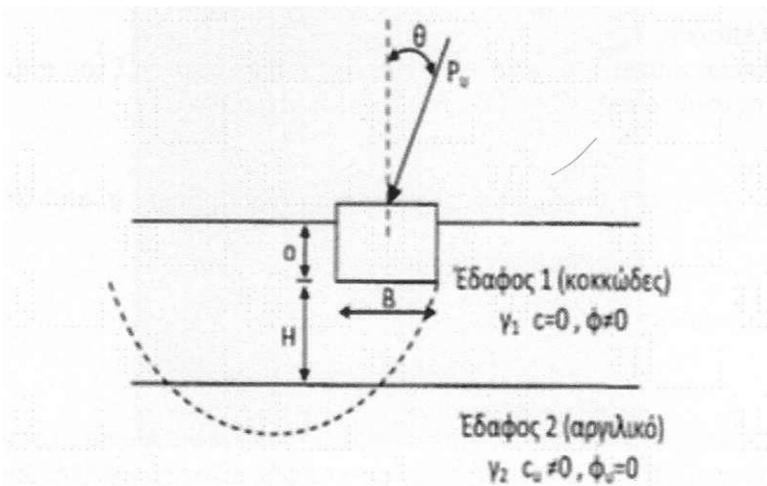
Συντελεστής $(I_{z(II)})_{\pi'}$: συνάρτηση λόγων $b_{II} / z_i = 0, \alpha_{II} / z_i$

5.3. Έλεγχος θραύσεως δίστρωτου εδάφους μετά την προφόρτιση

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

Στο μηχανισμό θραύσης εμπλέκεται η βελτιωμένη άργιλος για την οποία εκτιμάται μία μέση τιμή της αστράγγιστης, διατρητικής αντοχής c_u σε όλο το πάχος του αργλικού στρώματος. Ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας γίνεται κατά Meyerhof-Hanna (Σχ. 5.8), με βάση τη σχέση:

$$q_u = \min \{ p_{u1}, p_{u2} + \gamma_1 H [(1 + 2D \cos\theta/H)(H/B')K_s i_s \tan\phi - 1] \}$$



Σχήμα 5.8. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof-Hanna

Όπου: $B' = B - 2e_k$

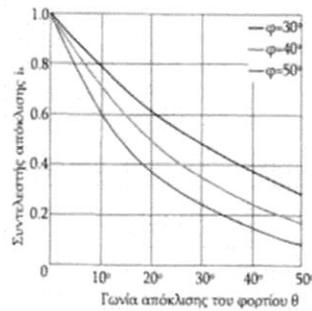
P_{u1} : Η φέρουσα ικανότητα κατά DIN 4017 για έδραση του θεμελίου στην υπερκείμενη μη συνεκτική στρώση (θεωρούμενη μεγάλου πάχους).

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

$$P_{u2} = c * s_c * d_c * i_c * N_c + (c + \gamma_1 * D) s_q * d_q * i_q * N_q + (1/2) s_v * d_v * i_v * \gamma_2 * B' * N_v$$

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 $(\gamma_1 * H)$ κατά την οποία θα πλεόναζε η p_u , λόγω της παραδοχής της θεμελιώσεως σε βάθος $(D+H)$, αντί του ορθού D .

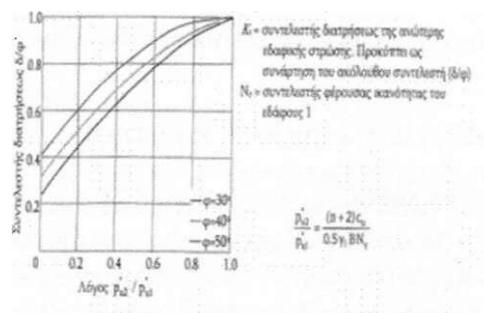
Ο συντελεστής απόκλισης i_s , προκύπτει από το παρακάτω σχήμα (Σχ. 5.9α.) συναρτήσει της συνισταμένης ως προς την κατακόρυφο γωνίας θ και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ .



Σχήμα 5.9α. 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:

Αρχικά από τον λόγο P_{u2}/P_{u1} των τιμών φέρουσας ικανότητας του θεμελίου P_{u1} 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 δ/ϕ όπως φαίνεται στο παρακάτω τμήμα (Σχ. 5.9β.)



Σχήμα 5.9β. Τιμές λόγου δ/ϕ

Στην περίπτωση βελτιωμένης με προφόρτιση αργίλου προφανώς υπεισέρχεται η βελτιωμένη λόγω προφόρτισης $C_{u\text{τελ}}$ της υποκείμενης αργίλου στην τιμή της φέρουσας ικανότητας q_{bn}

Στην περίπτωση ενισχυμένης-βελτιωμένης με χαλικοπασσάλους και προφόρτιση υποκείμενης αργλικής στρώσης (βλ. παρακάτω κεφάλαιο 6):

- i) Στην εκτίμηση του λόγου q_2/q_1 για τον υπολογισμό του συντελεστή διάτησης K_s υπεισέρχεται η βελτιωμένη λόγω προφορτήσεως τιμή $C_{u\text{τελ}}$ της υποκείμενης αργίλου.

- ii) Στην εκτίμηση της αντοχής q_{bv} του υποκείμενου αργιλικού στρώματος υπεισέρχονται μέσες παράμετροι αντοχής $\bar{C}, \bar{\varphi}$ (βάση της οποίας επιλέγονται οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας N_c, N_q, N_γ) που προκύπτουν από παραδοχή ενός ποσοστού $a\%$ της επιφάνειας θραύσεως κάτω από την φορτιζόμενη από τον κρηπιδότοιχο Περιοχή I και $(100-a)\%$ κάτω από την προφορτισμένη με επίχωμα αλλά αφόρτιστη από τον κρηπιδότοιχο – Περιοχή II οπότε:

$$\bar{C} = a\% * C_{eq}^I + (1-a)\% * C_{eq}^II$$

$$\tan \bar{\varphi} = a\% * \tan \varphi_{eq}^I + (1-a)\% * \tan \varphi_{eq}^II$$

5.4 Επιτάχυνση διαδικασίας στερεοποίησης λόγω στραγγιστηρίων ή χαλικοπασσάλων

Στα αργιλικά εδάφη οι καθιζήσεις εξελίσσονται χρονικά (φαινόμενο στερεοποίησης οφειλόμενο στην πολύ μικρή διαπερατότητα της αργίλου) . Ο συντελεστής ο οποίος εκφράζει την ταχύτητα εξέλιξης του φαινομένου της στερεοποίησης λέγεται συντελεστής στερεοποίησης C_v και ορίζεται :

$$C_v = (K^{m/sec} * E_s^{KN/m^3}) * \gamma_w^{KN/m^3} [m^2 / sec]$$

Όπου K ο συντελεστής διαπερατότητας της αργίλου

E_s το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης της αργίλου

γ_w το ειδικό βάρος του νερού

Η συνήθης διακύμανση του συντελεστή C_v για τις περισσότερες αργίλους είναι:

$$C_v = 1 * 10^{-8} \text{ m}^2 / \text{sec} \text{ έως } 10 * 10^{-8} \text{ m}^2 / \text{SEC}$$

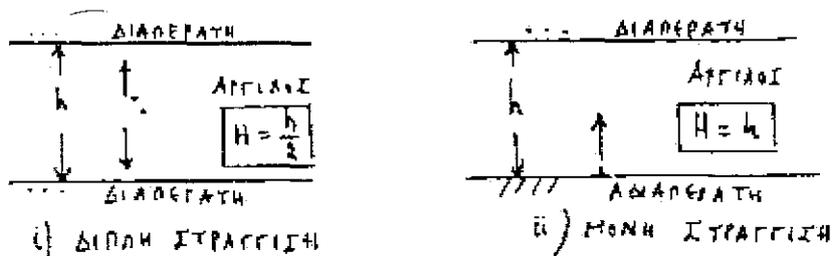
$$C_v = 1 * 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{sec} \text{ έως } 10 * 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{SEC}$$

$$C_v = 0,35 \text{ m}^2 / \text{έτος} \text{ έως } 3,5 \text{ m}^2 / \text{έτος} .$$

Έτσι σε μία ενδιάμεση χρονική στιγμή t η οποία αντιπροσωπεύεται από τον αδιάστατο χρονικό παράγοντα $T_v = (C_v * t / H^2)$ αντιστοιχεί μια και μοναδική τιμή ποσοστού (ή βαθμού) στερεοποίησης $U_v = S_t / S_{ολ}$.

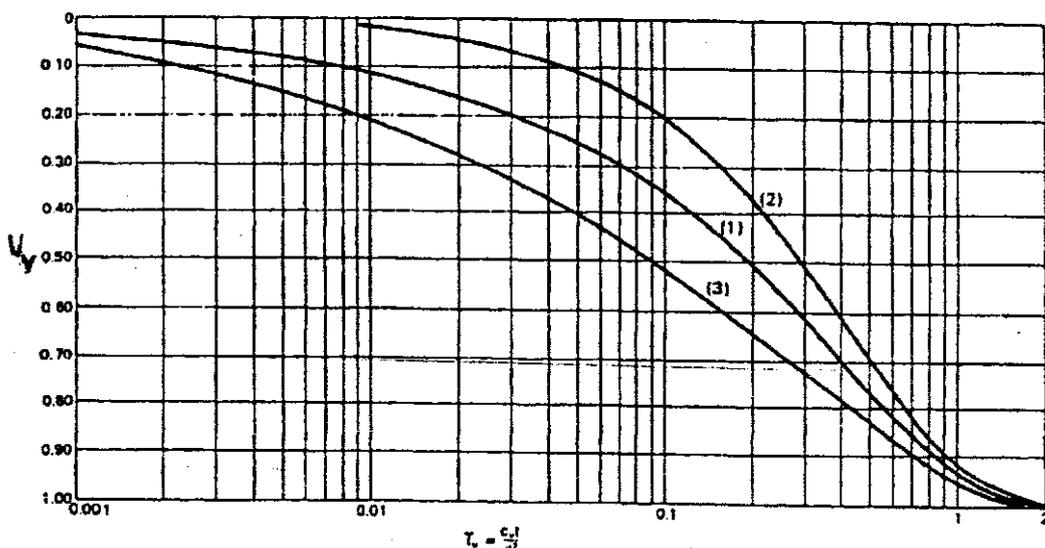
Στην παραπάνω σχέση του χρονικού παράγοντα H είναι το μήκος στραγγίσεως , η μέγιστη δηλαδή απόσταση που απαιτείται να διανύσει μια σταγόνα νερού προκειμένου να φτάσει σε διαπερατή επιφάνεια . Διακρίνονται δύο περιπτώσεις του σχήματος 5.10.:

- **Διπλή στράγγιση** , όταν η άργιλος πάχους h περιβάλλεται πάνω και κάτω από διαπερατές στρώσεις οπότε $H = (h/ 2)$
- **Μονή στράγγιση** , όταν η άργιλος πάχους h συνορεύει μόνο από την μια πλευρά με διαπερατή στρώση $H = h$.



Σχήμα 5.10. Μήκος στράγγισης για διπλή και μονή στράγγιση

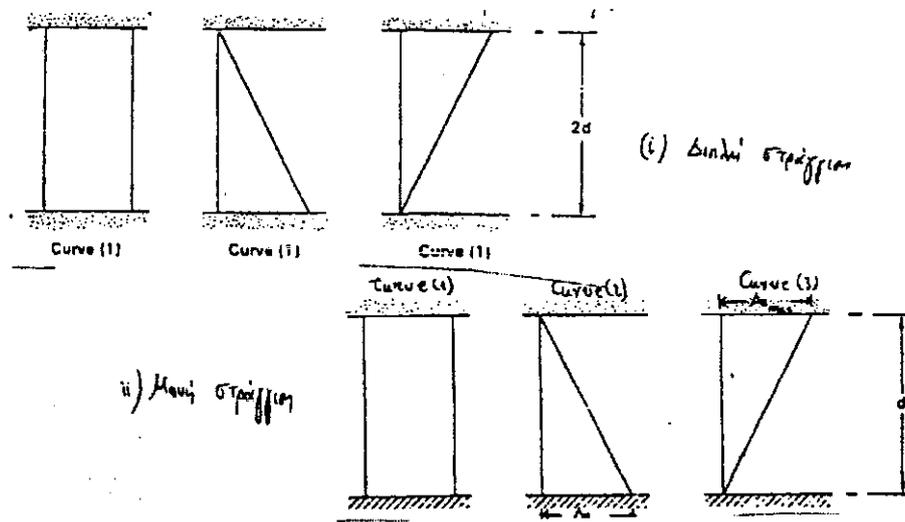
Η αμφιμονοσήμαντη συσχέτιση " χρονικού παράγοντα T_v - ποσοστού κατακόρυφης στερεοποίησης U_v " εκφράζεται από τις καμπύλες του σχήματος 5.11 .



Σχήμα 5.11. Συσχέτιση T_v - ποσοστού κατακόρυφης στερεοποίησης U_v

Ειδικότερα (βλέπε και σχήμα 5.12.)

- Η καμπύλη (1) αφορά :
 - i. την περίπτωση διπλής στράγγισης ανεξάρτητα από την μορφή της (γραμμικής) κατανομής των αρχικών υπερπιέσεων πόρων Δu (ομοιόμορφη ή τριγωνική)
 - ii. την περίπτωση μονής στράγγισης μόνο για την ομοιόμορφη (ορθογωνική) κατανομή των αρχικών Δu .
- Η καμπύλη (2) αφορά περίπτωση μονής στράγγισης με τριγωνική κατανομή των αρχικών Δu με Δu_{\max} να συμπίπτει με την αδιαπέρατη επιφάνεια .
- Η καμπύλη (3) αφορά περίπτωση μονής στράγγισης με τριγωνική κατανομή των αρχικών Δu με Δu_{\max} να συμπίπτει με την διαπερατή επιφάνεια .



Σχήμα 5.12. Επιλογή καμπύλης σύμφωνα με το είδος της στράγγισης και της κατανομής ΔU

Από την καμπύλη (1) προκύπτει :

Για ποσοστό στερεοποίησης $U_v = 50 \% \blacktriangleright T_v = 0,20$

Για ποσοστό στερεοποίησης $U_v = 100 \% \blacktriangleright T_v = \infty$

Για ποσοστό στερεοποίησης $U_v = 93 \% \blacktriangleright T_v = 1,0$ (πρακτικά ολοκλήρωση της στερεοποίησης).

Επομένως προκύπτει $t_{50} = 0,20 * H^2 / C_v$

$$t_{93} = 1,0 * H^2 / C_v \blacktriangleright t_c = 5 * t_{50}$$

Προσεγγιστικά επίσης η καμπύλη (1) μπορεί να εκφραστεί από τις παρακάτω αναλυτικές σχέσεις :

$$U_v < 60\% \blacktriangleright U_v = \sqrt{4 * T_v / \pi}$$

$$U_v > 60\% \blacktriangleright U_v = 1 - (1/10)^{(T_v + 0,085)/0,933}$$

Τέλος για δύο στρώσεις αργίλου με το ίδιο συνολικό πάχος ή αλλά με διαφορετικές συνθήκες στράγγισης οι χρόνοι που απαιτούνται για την επίτευξη συγκεκριμένου ποσοστού στερεοποίησης (άρα και οι χρόνοι t_c) συνδέονται μεταξύ τους με την σχέση :

$$t_i = 4 * t_i^{διπλής}$$

Όταν απαιτείται επιτάχυνση της διαδικασίας στερεοποίησης (επειδή ο χρόνος t_c είναι πολύ μεγάλος) εισάγονται στην αργλική στρώση επί πλέον κατακόρυφες " κυλινδρικές επιφάνειες " από διαπερατό υλικό (στραγγιστήρια ή χαλικοπάσσαλοι) στην εξωτερική παράπλευρη επιφάνεια των οποίων αποτονώνονται ακαριαία οι αναπτυσσόμενες υπερπιέσεις πόρων Δu με αποτέλεσμα να δημιουργείται διαφορά υδραυλικού φορτίου ΔH μεταξύ ενός σημείου M στο μέσον της απόστασης μεταξύ δύο στραγγιστηρίων και των σημείων N , N' στις παράπλευρες επιφάνειες των δύο αυτών στραγγιστηρίων και έτσι να αναπτύσσεται ακτινική ροή , η υδραυλική κλίση i της οποίας εξαρτάται από την απόσταση S των στραγγιστηρίων Επί πλέον επειδή οι περισσότερες άργιλοι είναι στρωσιγενείς , διαπερατότητα K ή κατά την οριζόντια διεύθυνση είναι πολλαπλάσια της διαπερατότητας K_v (άρα και ο συντελεστής στερεοποίησης $C_h = a * C_v$ με a συνήθως μεταξύ 2,5 και 5). Το ποσοστό στερεοποίησης υπό παράλληλη και πλευρική (ακτινική) στερεοποίηση παρέχεται από την σχέση του Carrillo :

$$1 - U = (1 - U_v) * (1 - U_h)$$

Έτσι σε δοσμένο χρόνο t προκύπτει ο χρονικός παράγοντας T_v και από την κατάλληλη καμπύλη του σχήματος 5.11. το ποσοστό κατακόρυφης στερεοποίησης U_v ενώ το αντίστοιχο ποσοστό ακτινικής στερεοποίησης U_h προκύπτει από την σχέση :

$$U_h = 1 - e^{-8Th/F(n)}$$

Στην παραπάνω σχέση είναι :

- Χρονικός παράγοντας κατά την οριζόντια ακτινική διεύθυνση :

$$T_h = C_h * t / D_e^2, C_h = (2,5 \text{ έως } 5) * C_v$$

$$D_e = 1,05 * S \text{ για τριγωνικό κάρναβο ή}$$

$$D_e = 1,13 * S \text{ για τετραγωνικό κάρναβο πλευράς } S .$$

- Συνάρτηση

$$F(n) = [\ln(n) - (3/4) + (K_h / K_{h-s}) * \ln(R_s / R_d)] + 0,64 * \pi * l^2 * (K_h / q_w)$$

- Στον πρώτο όρο γεωμετρίας στραγγιστηρίων $n = (R_e / R_d)$

Όπου: R_e : ακτίνα της ισοδύναμης κυλινδρικής επιφάνειας που εξυπηρετεί το κάθε στραγγιστήριο ($R_e = D_e / 2$) και

R_d : η ακτίνα του στραγγιστηρίου / χαλικοπασσάλου . Για τα πλαστικά στραγγιστήρια θεωρείται $R_d = D_d / 2 = 0.05/2 = 2.5\text{cm}$

- Στον δεύτερο όρο της επιρροής της ζώνης " αναμόχλευσης " (smear zone) μειωμένης οριζόντιας διαπερατότητας λόγω αποπροσανατολισμού πλακιδίων αργίλου με την επιμήκη διάσταση σχεδόν κατακόρυφη κατά την κατασκευή του στραγγιστηρίου ή χαλικοπασσάλου η μειωμένη οριζόντια διαπερατότητα K_{h-s} στο εσωτερικό της smear zone είναι συνήθως $K_{h-s} = (1,0 \text{ έως } 1,5) * K_v$ άρα π.χ. για $K_h = 3 * K_v$ και $K_{h-s} = 1,5 * K_v$ άρα $K_h / K_{h-s} = (3 / 1,5) = 2$ και R_s η εξωτερική ακτίνα της ζώνης " αναμόχλευσης " [συνήθως $R_s = 2 * R_d$].
- Στον τρίτο όρο της επιρροής της " αντίστασης " του στραγγιστηρίου , l θα είναι το ολόκληρο μήκος του στραγγιστηρίου / χαλικοπασσάλου αν τερματίζεται εντός της αργλικής στρώσης ή το μισό μήκος στραγγιστηρίου / χαλικοπασσάλου αν διαπερνά πλήρως την άργιλο και τερματίζεται σε διαπερατή στρώση.

Είναι : K_h ο συντελεστής διαπερατότητας του εδάφους σε m/sec

q_w η παροχευτική ικανότητα του στραγγιστηρίου / χαλικοπασσάλου σε m^3 / sec (δηλαδή το γινόμενο του συντελεστή διαπερατότητας επί την διατομή του $q_w * A_w$) . Η παροχευτική ικανότητα ενός στραγγιστηρίου

είναι της τάξεως $q_w = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 / \text{sec}$ ενώ ένα κλασσικό αμμοστραγγιστήριο διαμέτρου 30 cm έχει $q_w = 6,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 / \text{sec}$.

Εξ ' άλλου ο συντελεστής διαπερατότητας κατά την ακτινική διεύθυνση γενικά κυμαίνεται μεταξύ $K_h = 10^{-7}$ και $K_h = 10^{-11} \text{ m} / \text{sec}$.

Πίνακας 5.3. Οι τιμές K_h και K_h / q_w για τους συνηθέστερους τύπου εδαφών .

ΕΔΑΦΟΣ	K_h (m/sec)	$K_h / q_w (\text{m}^{-2})$
Χονδρόκοκκη άμμος	$10^{-2} - 10^{-3}$	1000 - 100
Μεσόκοκκη άμμος	$10^{-3} - 10^{-4}$	100 - 10
Λεπτόκοκκη άμμος	$10^{-4} - 10^{-5}$	10 - 1
Ιλυώδης άμμος	$10^{-5} - 10^{-6}$	1 - 10^{-1}
Αμμώδης ιλύς	$10^{-6} - 10^{-9}$	$10^{-1} - 10^{-4}$
Τύρφη	$10^{-7} - 10^{-9}$	$10^{-2} - 10^{-4}$
Άργιλος	$10^{-9} - 10^{-11}$	$10^{-4} - 10^{-5}$

	Τύπος 1	Τύπος 2	Τύπος 3
20KN/m²	1.10⁻⁶	5.10⁻⁶	2.10⁻⁵
100 KN/m²	5.10⁻⁷	2. 10⁻⁶	9.10⁻⁶
200 KN/m²	3.1 0⁻⁷	1.10⁻⁶	5. 10⁻⁶

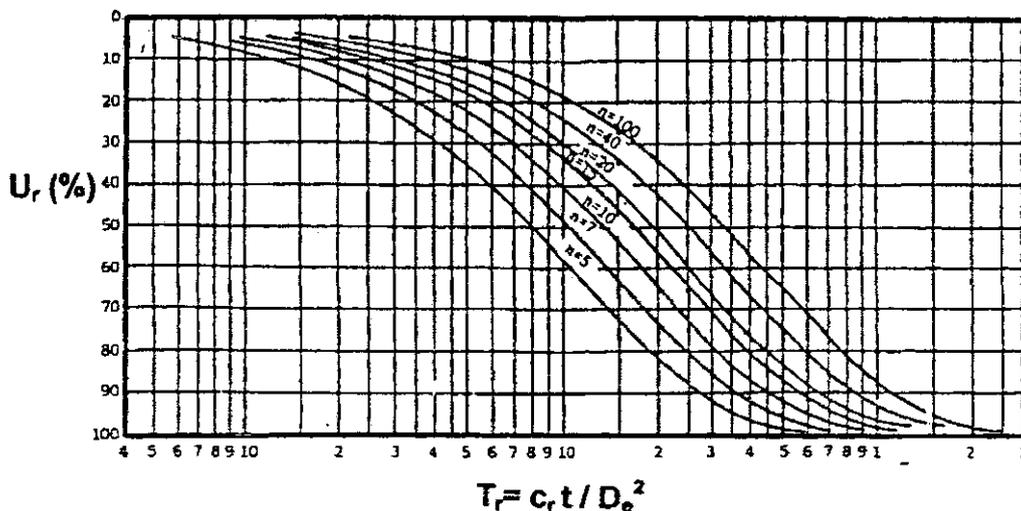
Πίνακας 5.4. Οι τυπικές τιμές παροχτευτικής ικανότητας q_w για διάφορους τύπους πλαστικών στραγγιστηρίων τύπου POLYFELT.

Ο όρος της αντίστασης του στραγγιστηρίου μπορεί να θεωρηθεί πρακτικά αμελητέος στην περίπτωση $K_h / q_w = 0,0001 \text{ m}^{-2}$ ενώ στην περίπτωση $K_h / q_w = 0,001 \text{ m}^{-2}$ (και πολύ περισσότερο όταν $K_h / q_w = 0,01 \text{ m}^{-2}$) έχει σημαντική επίδραση στην συνάρτηση $F(n)$ επιβάλλοντας αύξηση της διατομής A_w των στραγγιστηρίων ανά μονάδα επιφάνειας A (δηλαδή πυκνωση των στραγγιστηρίων με μείωση της πλευράς S του καννάβου τους) ώστε να παροχετεύονται οι απαιτούμενες για την εκτόνωση των Δu οι ποσότητες νερού από τα κενά της αργίλου ικανοποιητικά . Με επίλυση της σχέσης που παρέχει το ποσοστό της οριζόντιας στερεοποίησης ως προς τον χρόνο προκύπτει :

$$T = D_e^2 / 8 C_h * [\ln (n) - (3/4) + (K_h / K_{h-s}) * \ln(R_s / R_d)] + 0,64 * \pi * l^2 * (K_h / q_w) * \ln[1/(i-U_h)]$$

Από νομογραφήματα όπως εκείνα της POLYFELT. (Σχήμα 7.8.) βάσει των οποίων από τον απαιτούμενο χρόνο t για την εκδήλωση συγκεκριμένου U_h αφενός και των συνδυασμό K_h και μήκους στραγγιστηρίου l αφετέρου προκύπτει η απαιτούμενη πλευρά D τριγωνικού καννάβου (για τετραγωνικό κάνναβο $D_{\text{τετρ.}} = 0,93 D_{\text{τριγ.}}$)

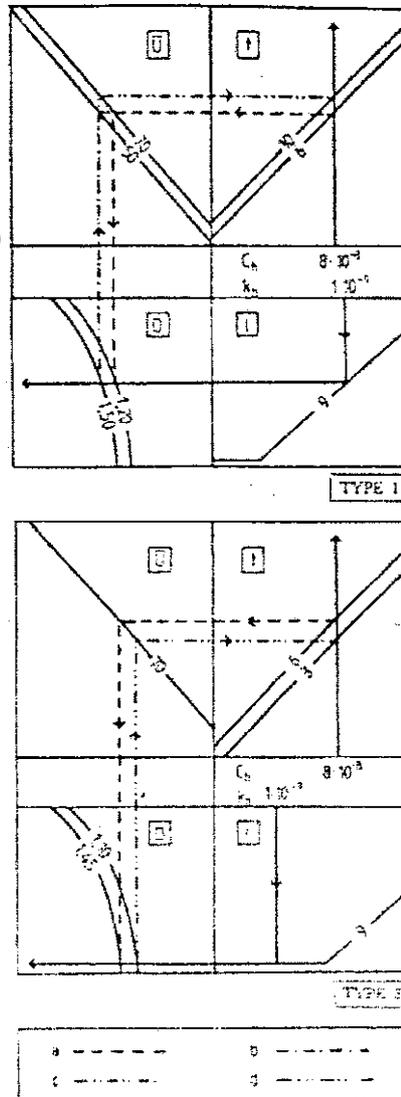
Τέλος θα πρέπει να τονισθεί ότι αμελώντας τόσο την επιρροή της ζώνης αναμόχλευσης όσο και τον όρο αντίστασης του στραγγιστηρίου η συσχέτιση χρονικού παράγοντα T_h - ποσοστού οριζόντιας στερεοποίησης U_h (τιμή συνάρτησης $F(n) = \ln(n) - (3/4)$) παρέχεται από τις καμπύλες του σχήματος 5.13.:



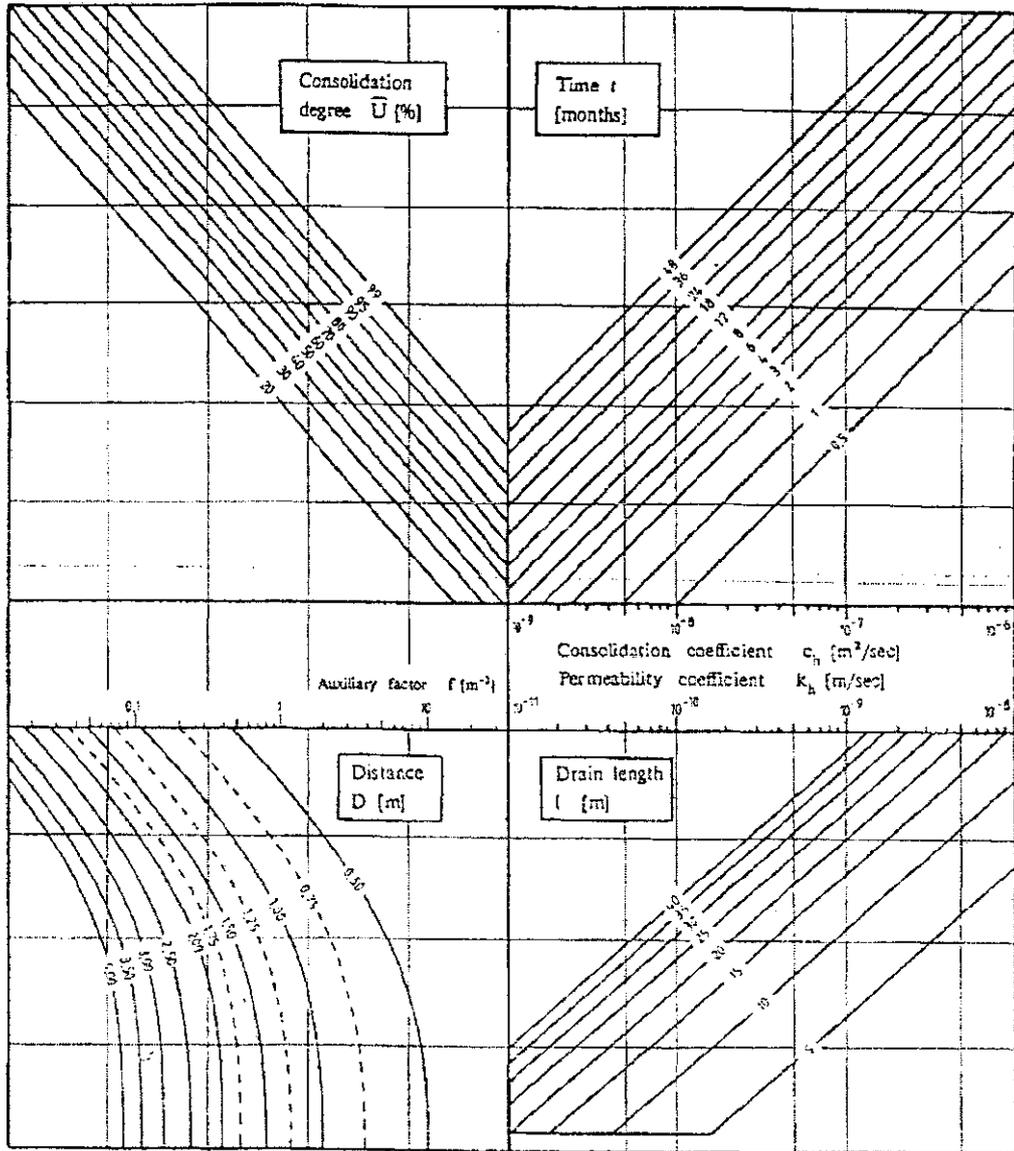
Σχήμα 5.13. Συσχέτιση χρονικού παράγοντα T_h - ποσοστού οριζόντιας στερεοποίησης U_h

Χρήση νομογραφημάτων POLYFELT

- i) **πρόβλημα α**
 Γνωστά: $C_h, t, U_h, K_h, l=L/2$ (διπλή)
 Ζητείται: $D_{\text{τριγ}}$ TYPE I
 $D_{\text{τετρ}}$ TYPE II
- ii) **πρόβλημα β**
 Γνωστά: C_h, t , νέα $D_{\text{τριγ}}, K_h$,
 $l=L/2$ (διπλή) Ζητείται: U_h (TYPE I)
- iii) **πρόβλημα γ**
 Γνωστά: C_h , νέο $U_h, K_h, l=L/2$
 (διπλή) Ζητείται: νέος t (TYPE III)

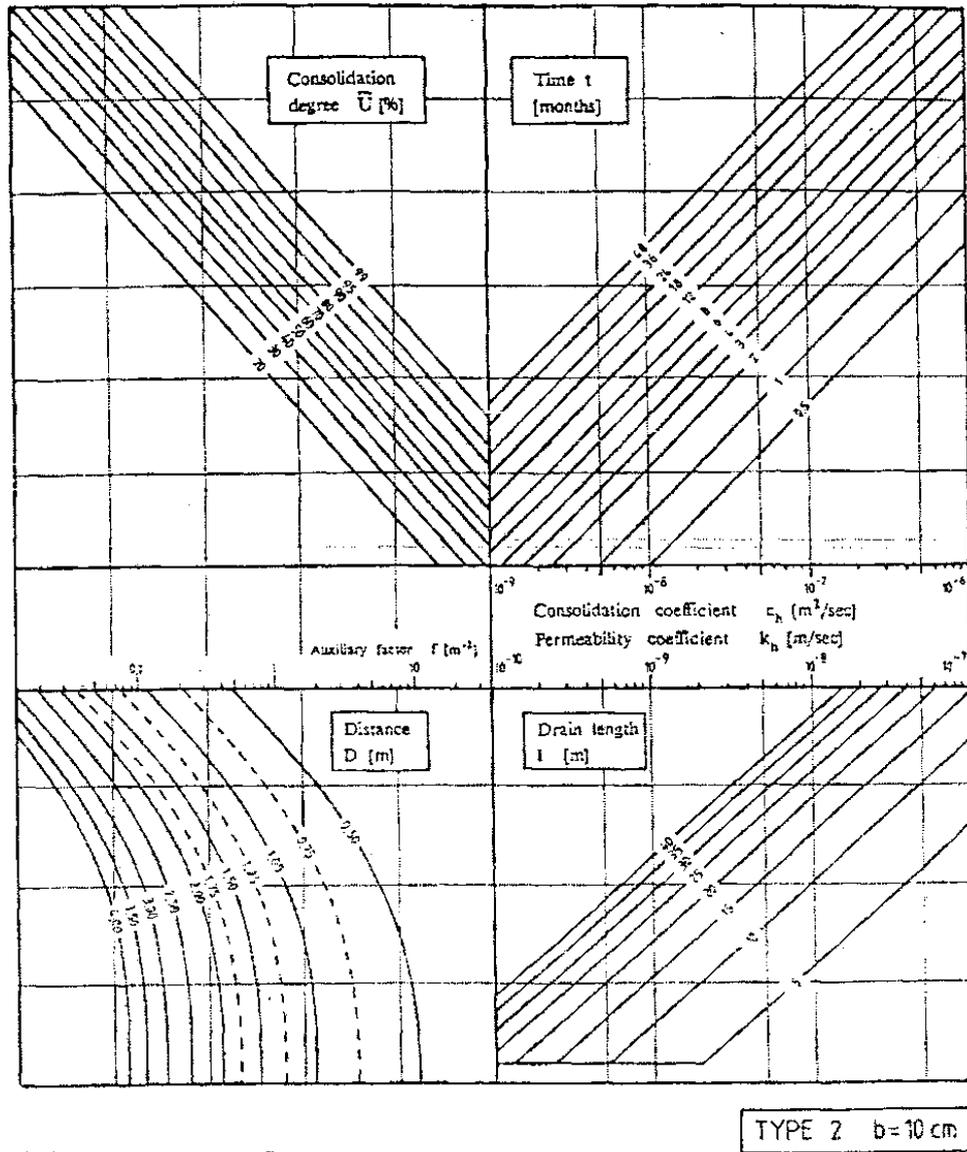


Σχήμα 5.14 Χρήση νομογραφημάτων POLYFELT

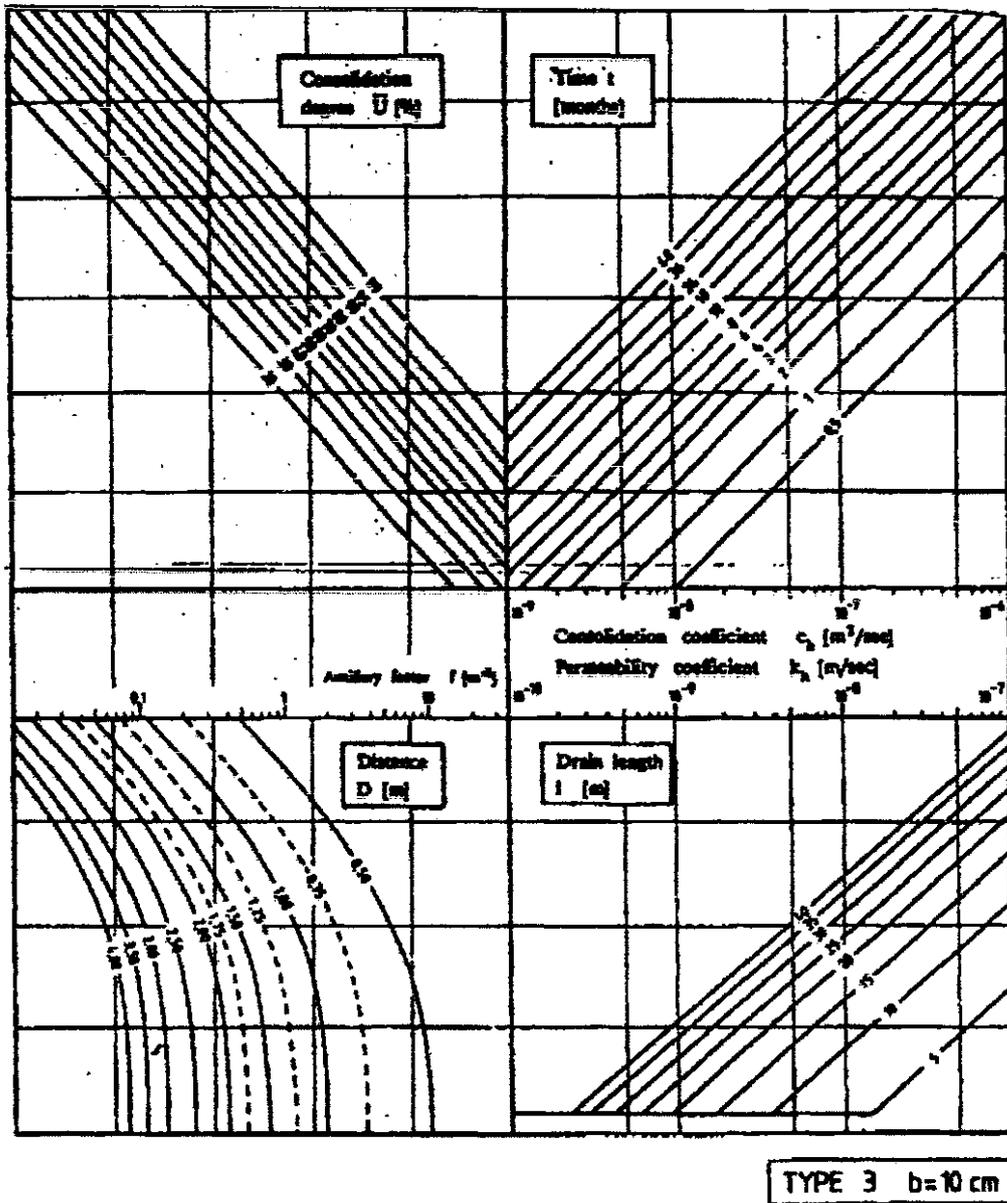


TYPE 1 $b = 10m$

Σχήμα 5.15 Νομογράφημα POLYFELT τύπου 1



Σχήμα 5.16. Νομογράφημα POLYFELT τύπου 2



Σχήμα 5.17 Νομογράφημα POLYFELT τύπου 3

Κεφάλαιο 6 – Βελτίωση μαλακού αργιλικού πυθμένα με χαλικοπασσάλους

6.1 Λειτουργία των χαλικοπασσάλων

Με την προηγούμενη των φορτίσεων, κατασκευή των χαλικοπασσάλων σε μαλακή έως μέσης συνεκτικότητας αργιλική στρώση επιτυγχάνονται τα εξής :

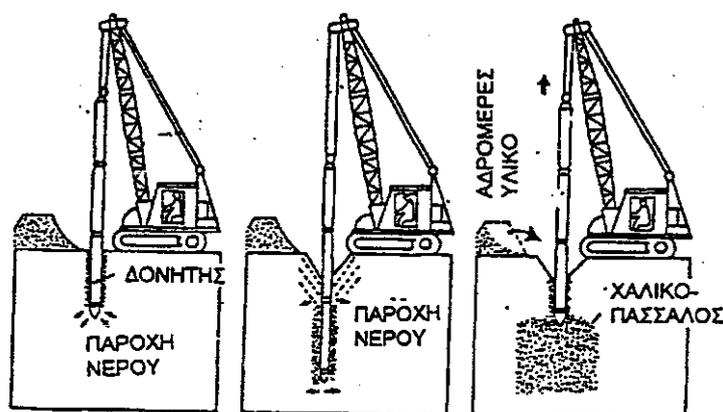
- Αρχική, με την κατασκευή των χαλικοπασσάλων χωρίς να φορτιστούν βελτίωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους διότι από καθαρώς συνεκτική $C_u \neq 0$, $\phi_u = 0$, η στρώση μετατρέπεται με τους χαλικοπασσάλους σε μεικτό σύνθετο έδαφος $C_u^* \neq 0$, $\phi^* \neq 0$.
- Μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης 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 χαλικοπασσάλος να αναλαμβάνει πίεση κεφαλής $\sigma_{\text{χαλ.}} > \sigma_0$ ενώ το περιβάλλον έδαφος να φορτίζεται ομοιόμορφα με τάση $\sigma_{\text{εδ}} = (\sigma_{\text{χαλ.}} / \eta) < \sigma_0$. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα :
 - να αυξάνεται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του κανονικά στερεοποιημένου (**N . C**) αργιλικού εδάφους κατά $\Delta C_u = \sigma_{\text{εδ}} \cdot (C_u / \rho)$ όπου ο λόγος (C_u / ρ) κανονικά στερεοποιημένης αργίλου κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 0,20 και 0,25 ενώ μπορεί να εκτιμηθεί συναρτήσει του μέσου δείκτη πλαστιμότητας **PI** της αργίλου από την εμπειρική σχέση **Skempton** :
$$C_u = 0,11 + 0,0037 \cdot (PI) \%$$
 - να αυξάνεται σημαντικά λόγω μεγάλης αύξησης κατακόρυφου φορτίου / ορθής τάσεως σε μια διατομή στο εσωτερικό του χαλικοπασσάλου και η αντοχή τριβής. Έτσι η συνολική αντίσταση τριβής σε μια οριζόντια επιφάνεια σε βάθος z αυξάνεται σημαντικά με αποτέλεσμα οι παράμετροι αντοχής $C_{\text{ισοδ.}}$, $\phi_{\text{ισοδ.}}$ του ισοδύναμου μεικτού εδάφους να αυξάνονται επίσης, επομένως οι συνθήκες στους ελέγχους φέρουσας ικανότητας ή γενικότερης θραύσης με κύκλους ολίσθησης να βελτιώνονται αισθητά.
- Λόγω ανακατανομής φορτίου και συμβιβαστού παραμορφώσεων η τελική καθίζηση του ενισχυμένου εδάφους θα είναι μειωμένη (αφού θα οφείλεται σε ομοιόμορφη πίεση $\sigma_{\text{εδ}} < \sigma_0$) σε σχέση με εκείνη του μη ενισχυμένου εδάφους (η οποία προφανώς οφείλεται σε ομοιόμορφη πίεση σ_0) με συντελεστή $Y = (\rho_{\text{ενισχ.}} / \rho_{\text{μη ενισχ.}}) = (\sigma_{\text{εδ}} / \sigma_0)$.
- Λόγω πολύ μεγάλης διαπερατότητας του υλικού του χαλικοπασσάλου σε σχέση με εκείνη του περιβάλλοντος εδάφους ο χαλικοπασσάλος λειτουργεί ως στραγγιστήριο μεγάλης διαμέτρου δημιουργούνται συνθήκες ακτινικής στερεοποίησης, πέραν της κατακόρυφου και επιταχύνοντας την ολοκλήρωση της στερεοποίησης και των καθιζήσεων.

6.2 Κατασκευή και γεωμετρικά / μηχανικά χαρακτηριστικά δικτύου

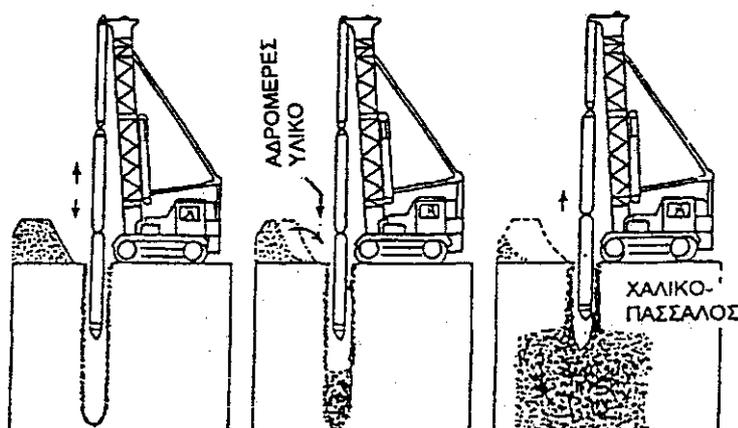
χαλικοπασσάλων

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

- i. με την μέθοδο **βαθιάς δονητικής αντικατάστασης** Σχήμα 6.1. σε υλικά κυρίως λεπτόκοκκο (ιλύς σε ποσοστό > 20 % σε περίπτωση αμμοιλύος , αργιολιύες, άργιλοι) Σχήμα 6.3.
- ii. με την μέθοδο **βαθιάς δονητικής συμπίκνωσης** Σχήμα 6.2. σε περισσότερο χονδρόκοκκα υλικά (αμμοιλύες με ποσοστά ιλύος < 20 % , άμμοι χάλικες) Σχήμα 6.3.

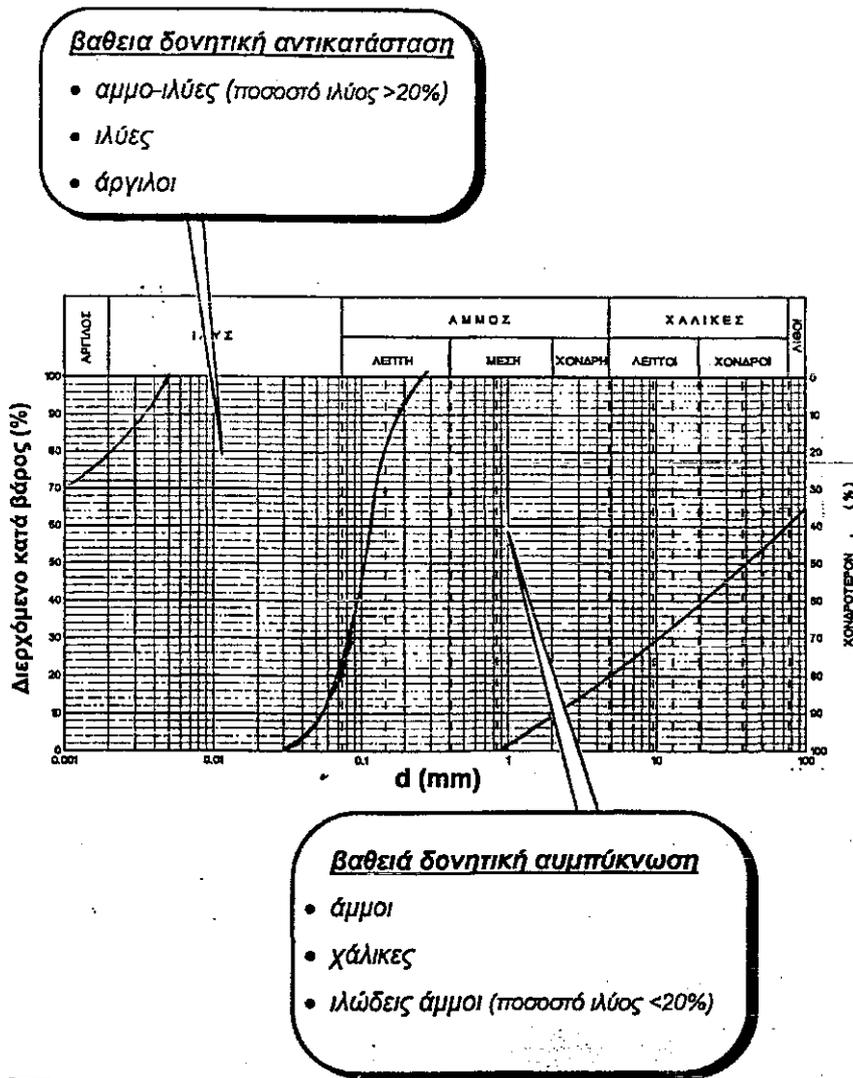


Βαθεία Δονητική Συμπύκνωση (Vibro-compaction ή Vibro-flotation)



Βαθεία Δονητική Αντικατάσταση (Vibro-replacement)

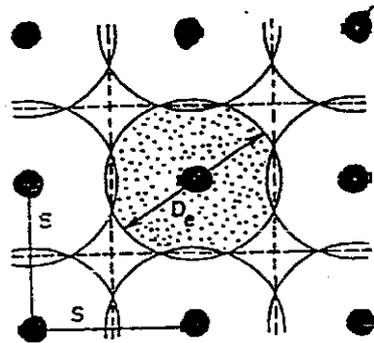
Σχήματα 6.1. και 6.2 Διαδικασία κατασκευής χαλικοπασσάλων με δονητική συμπίκνωση και δονητική αντικατάσταση



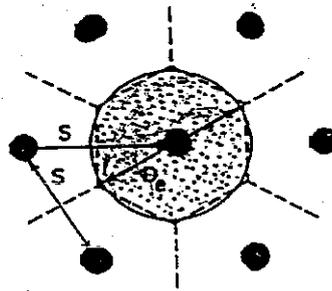
Σχήμα 6.3. Επιλογή μεθόδου κατασκευής χαλικοπασσάλου ανάλογα με το ποσοστό διερχόμενων

Τα δίκτυα χαλικοπασσάλων κατασκευάζονται είτε σε τετραγωνικό κάρναβο πλευράς s είτε σε κάρναβο ισόπλευρων τριγώνων πλευράς s **Σχήμα 6.4.** Στην πρώτη περίπτωση η εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο τετραγωνική επιφάνεια $A=S^2$ εξισώνεται με ισοδύναμη κυκλική διάμετρο $D_e = 2 * R_e$ οπότε από την σχέση $S^2=(\pi * D_e^2 / 4)$ προκύπτει $D_e=2 * R_e=(2 * S / \pi^{0,5})=1,13 * S$. Στην δεύτερη περίπτωση η εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο επιφάνεια είναι κανονικό εξάγωνο με ύψος κάθε τριγώνου $(s/2) = 0,55$ και βάση $2 * (s/2 * \tan 30^\circ) = 0,577 * s$ οπότε $A_{\epsilon\gamma} = 6 * 0,5 * 0,50 * 0,577 * s^2 = 0,866 * s^2$. Από εξίσωση με ισοδύναμη κυκλική διάμετρο $D_e=2 * R_e=1,05 * s$. **Σχήμα 6.4. και 6.5.**

⇒ **τετραγωνικός κάνναβος**



τριγωνικός κάνναβος



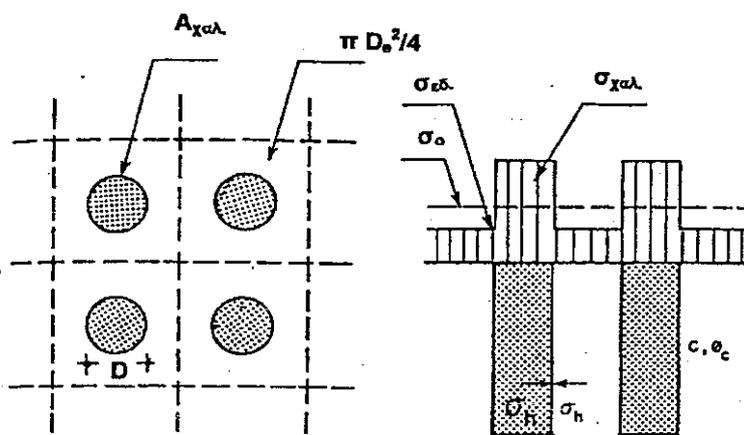
⇒ **ακτίνα επιρροής** $2R_e = \begin{cases} 1.05 S & \text{3-γωνικός κάνναβος} \\ 1.13 S & \text{4-γωνικός κάνναβος} \end{cases}$

⇒ **Λόγος (ή συντελεστής) αντικατάστασης**

$\alpha_s = A_{\text{χαλ}} / (\pi D_e^2 / 4)$ [κυμαίνεται από 0 έως 1.0]

$\alpha_s = \begin{cases} 0.91 (D/S)^2 & \text{3-γωνικός κάνναβος} \\ 0.78 (D/S)^2 & \text{4-γωνικός κάνναβος} \end{cases}$

⇒ **Λόγος (ή συντελεστής) συγκέντρωσης τάσεων** $n = \sigma_{\text{χαλ}} / \sigma_{\text{εδ}}$



Σχήμα 6.4. και 6.5. Λόγοι αντικατάστασης και συγκέντρωσης τάσεων

Η παράμετρος n μπορεί να υπολογισθεί λαμβάνοντας υπόψη ότι η καθίζηση του "ενισχυμένου" εδάφους, υπό την τάση $\sigma_{εδ}$ είναι:

$$\left. \begin{aligned} \rho &= (\sigma_{εδ} / E_{εδ}) H \\ \frac{\sigma_{εδ}}{\sigma_0} &= \frac{1}{na_s + (1 - a_s)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{\sigma_0}{E_{εδ}} \frac{1}{na_s + (1 - a_s)} H$$

και ότι η καθίζηση του αρχικού εδάφους, υπό την τάση σ_0 είναι:

$$\rho_0 = (\sigma_0 / E_{εδ}) H$$

τότε:

$$Y = \rho / \rho_0 = \frac{1}{na_s + (1 - a_s)}$$

$$\text{και } n = [1/Y - (1 - a_s)] / a_s$$

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι μια ανώτερη οριακή τιμή του συντελεστή n θα είναι $n = (E_{χαλ.} / E_{εδ.})$ και θα προέκυπτε από θεώρηση μηδενικής πλευρικής παραμόρφωσης τόσο για τον χαλικοπάσσαλο όσο και για το περιβάλλον έδαφος. Στην περίπτωση αυτή οι τιμές των καθιζήσεων χαλικοπασσάλου και εδάφους καθώς και το συμβιβαστο των παραμορφώσεων θα οδηγούσαν στην σχέση :

$$\frac{\sigma_{εδ}}{E_s} * H = p_{εδ.} = p_{χαλ.} = \frac{\sigma_{χαλ.}}{E_s} * H \text{ οπότε}$$

$$N = (E_{χαλ.} / E_{εδ.})$$

Η θεώρηση όμως αυτή οδηγεί συνήθως σε μεγάλες τιμές $\sigma_{χαλ.}$ (επιβάρυνση κεφαλής τέτοια ώστε να προκύπτει ανεπαρκής συντελεστής ασφάλειας έναντι θραύσεως του χαλικοπασσάλου αλλά οδηγεί σε μεγάλη μείωση των καθιζήσεων (μικρές τιμές συντελεστή n) .

Όσον αφορά τέλος τις τιμές των τελικών (μετά την στερεοποίηση και ανακατανομή των τάσεων) τάσεων $\sigma_{χαλ.}$ και $\sigma_{εδ.}$

Αυτές προκύπτουν συνάρτηση της αρχικής ομοιόμορφης τάσεως σ_0 του λόγου αντικατάστασης a_s και του λόγου συγκέντρωσης τάσεων n ως εξής :

Ισχύει:

$$\sigma_o(\pi D_e^2/4) = \sigma_{\text{χαλ.}}(\pi D^2/4) + \sigma_{\text{εδ.}}[\pi(D_e^2 - D^2)/4]$$

ή

$$\sigma_o = \sigma_{\text{χαλ.}}(D/D_e)^2 + \sigma_{\text{εδ.}} [1 - (D/D_e)^2]$$

ή

$$\sigma_o = \sigma_{\text{χαλ.}} \alpha_s + \sigma_{\text{εδ.}} (1 - \alpha_s)$$

Λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη ότι $\sigma_{\text{χαλ.}} = n \sigma_{\text{εδ.}}$, τελικώς προκύπτει

$$\sigma_{\text{εδ.}} = \frac{1}{n * \alpha_s + (1 - \alpha_s)} \sigma_o$$

$$\sigma_{\text{χαλ.}} = \frac{n}{n * \alpha_s + (1 - \alpha_s)} \sigma_o$$

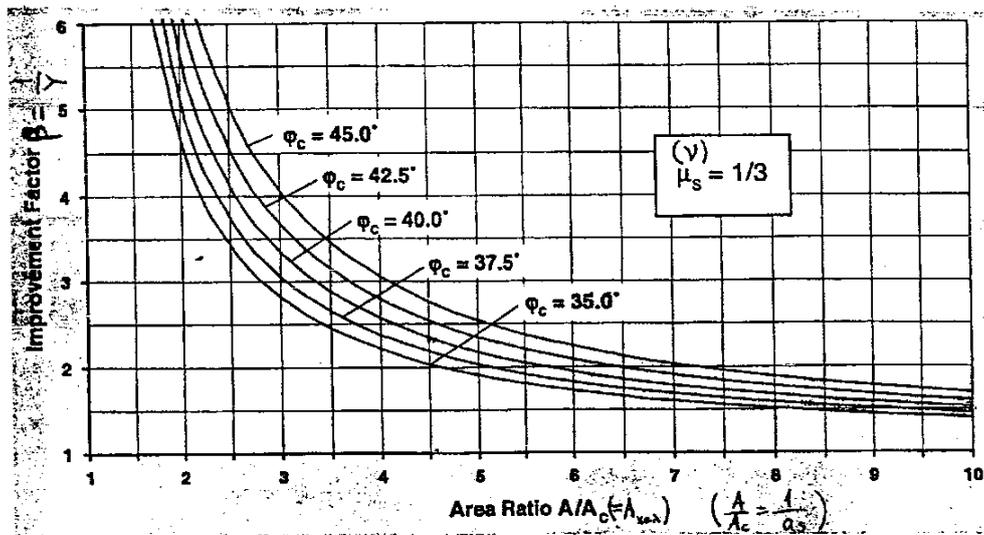
6.3. Εκτίμηση του συντελεστή βελτίωσης - ενίσχυσης εδάφους ($B=(1/Y)$) (όπου Y συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων ενισχυμένου εδάφους) κατά PRIEBE.

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 ωθήσεων $K=1$) και υιοθετώντας την συνήθη τιμή για αργίλους μετά την στερεοποίηση και άμμους εξαρχής λόγου Poisson $\nu = (1/3)$ έδωσε το νομογράφημα του σχήματος 6.6. βάσει του οποίου προκύπτει ο συντελεστής βελτίωσης $B= (1 / Y)$ συναρτήσεως του αντιστρόφου του λόγου αντικατάστασης $(A/A_{\text{χαλ.}})=(1/\alpha_s)$ και της γωνίας του υλικού του χαλικοπασσάλου $\phi_c = \phi_{\text{χαλ.}}$. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο σχήμα 6.6. δεν λαμβάνεται υπόψη η συμπιεστότητα του ίδιου του υλικού του χαλικοπασσάλου δηλαδή θα έπρεπε σε περίπτωση ολοκληρωτικής αντικατάστασης του εδάφους από υλικό χαλικοπασσάλου ($(A/A_c)=1=\alpha_s$) ο συντελεστής β να απειριζόταν ανεξαρτήτως ϕ_c . Για να ληφθεί υπόψη και η συμπιεστότητα του ίδιου

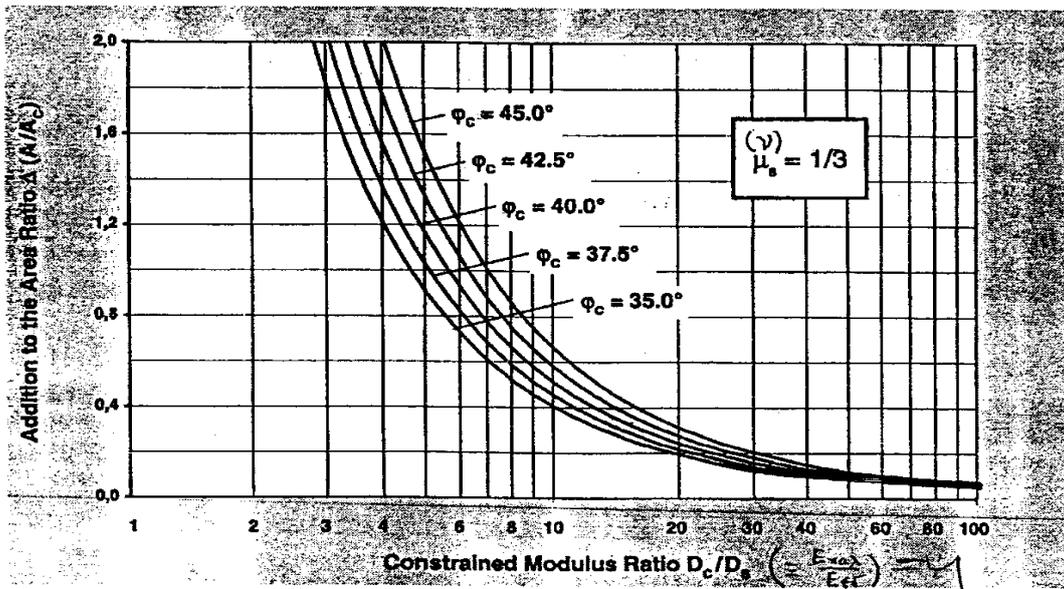
του υλικού του χαλικοπασσάλου να επαυξάνεται ο λόγος (A/A_c) κατά μία τιμή $\Delta(A/A_c)$ και να εφαρμόζεται το νομογράφημα του σχήματος 6.6. για την τελική τιμή $(A/A_c)_{\text{τελ}} = (A/A_c)_0 + \Delta(A/A_c)$

Η πρόσθετη τιμή $\Delta(A/A_c)$ συναρτήσσει

- ι. του λόγου των μέτρων μονοδιάστατης συμπίεσης (D_c/D_s) χαλικοπασσάλου - εδάφους (και συνεπώς και των μέτρων ελαστικότητας Young $(E_{\text{χαλ.}}/E_{\text{εδ.}})$ χαλικοπασσάλου - εδάφους).
- ι.ι. της γωνίας διατμητικής αντοχής του υλικού του χαλικοπασσάλου $\phi_c = \phi_{\text{χαλ.}}$ παρέχεται κατά Priebe από το νομογράφημα του σχήματος 6.7



Σχήμα 6.6 Συντελεστής βελτίωσης $B = (1 / Y)$ συναρτήσσει του αντιστρόφου του λόγου αντικατάστασης $(A/A_{\text{χαλ.}}) = (1/\alpha_s)$ και της γωνίας του υλικού του χαλικοπασσάλου $\phi_c = \phi_{\text{χαλ}}$



Σχήμα 6.7 Υπολογισμός τιμής $\Delta(A/A_c)$

6.4. Εκτίμηση ισοδύναμων παραμέτρων αντοχής $C_{ισοδ.}$, $\Phi_{ισοδ.}$ ενισχυμένου σύνθετου μεικτού εδάφους .

α. Αμέσως μετά της κατασκευή των χαλικοπασσάλων

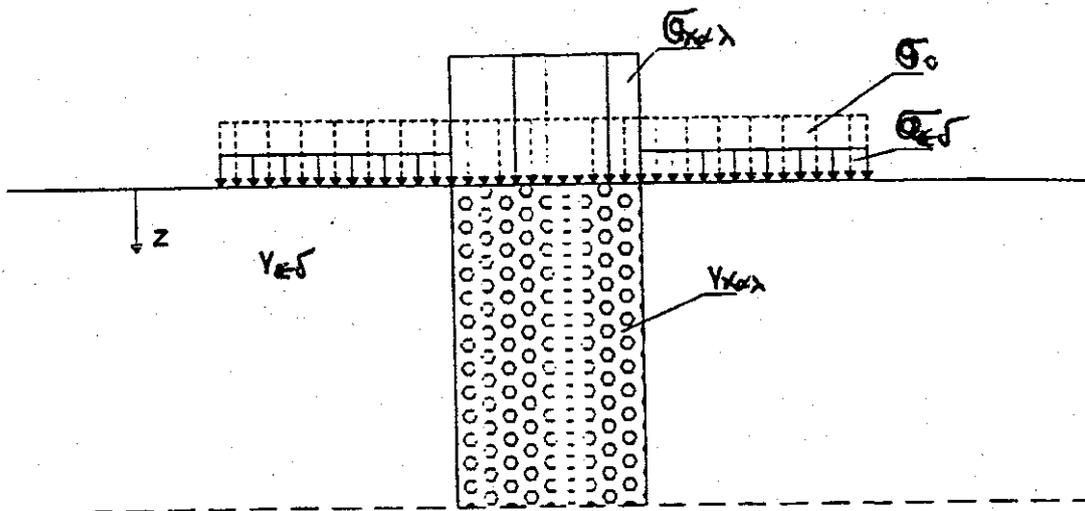
$$(C_{ισοδ.}=C^*, \Phi_{ισοδ.} = \Phi^*)$$

Για την περίπτωση του τέλους κατασκευής οι τιμές C^* , Φ^* του ισοδύναμου μεικτού εδάφους προκύπτουν κατά di Maggio συναρτήσει :

- i. του λόγου αντικατάστασης $a_s=(A_{χαλ.}/A)$ όπου $A=(\pi D_e^2/4)$ εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο επιφάνεια .
- ii. της γωνίας διατμητικής αντοχής $\Phi_{χαλ.}$ του υλικού του χαλικοπασσάλου από τις σχέσεις $C^*=(1-a_s)C_u$
 $\tan\phi^*=a_s\tan\phi_{χαλ.}+(1-a_s)\tan\phi_u = a_s\tan\phi_{χαλ.}$
- iii. της $\gamma^* = a_s * \gamma_{χαλ.} + (1 - a_s) \gamma_{εδ.}$

β. Μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης και την ανακατανομή των τάσεων κατά το προσομοίωμα συνοχής τριβής.

Με βάση το παρακάτω σχήμα 6.8.



Σχήμα 6.8. Ανακατανομή τάσης προφόρτισης

σ_0 : Μέση πίεση , πρόσθετη στην στάθμη κατασκευής των χαλικοπασσάλων

$\sigma_{χαλ.}$: Πίεση εκ κατανομής στον χαλικοπάσσαλο

$\sigma_{εδαφ.}$: Πίεση ανακατανομής στο έδαφος

$\gamma_{εδαφ.}$: Φαινόμενο βάρος εδάφους

$\gamma_{χαλ.}$: Φαινόμενο βάρος χαλικοπασσάλου

Στάθμη z (πριν την πρόσθετη πίεση):

Αρχική μέση ενεργός τάση γ_m^*z

Αρχική ενεργός τάση στο χαλικοπάσσαλο $\gamma_{χαλ}^*z$

Αρχική ενεργός τάση στο έδαφος $\gamma_{\epsilon\delta\alpha\phi} * z$

Στάθμη z (πρόσθετη πίεση) :

Πρόσθετη μέση πίεση σ_0

Πρόσθετη πίεση στο χαλικοπάσσαλο $\sigma_{\chi\alpha\lambda z}$

Πρόσθετη πίεση στο έδαφος $\sigma_{\epsilon\delta\alpha\phi. z}$

Στάθμη z (τελική πίεση):

Τελική μέση πίεση $\gamma_m * z + \sigma_0$

Τελική πίεση στο χαλικοπάσσαλο $\gamma_{\chi\alpha\lambda.} * z + \sigma_{\chi\alpha\lambda.z}$

Τελική πίεση στο έδαφος $\gamma_{\epsilon\delta\alpha\phi} * z + \sigma_{\epsilon\delta\alpha\phi.z}$

Από συνδυασμό της εξίσωσης ισορροπίας

$$\sigma_0 * A = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} * A_{\chi\alpha\lambda.} + \sigma_{\epsilon\delta\alpha\phi.} * (A - A_{\chi\alpha\lambda.})$$

με την εξίσωση συμβιβαστού των παραμορφώσεων με παραδοχή πλευρικών παραμορφώσεων :

$$n = (E_{\chi\alpha\lambda.} / AE_{\epsilon\delta.})$$

προκύπτει τελικά :

$$\sigma_0 = (A_{\chi\alpha\lambda.} / A) * (n * \sigma_{\epsilon\delta\alpha\phi.}) + (1 - (A_{\chi\alpha\lambda.} / A)) * \sigma_{\epsilon\delta\alpha\phi.} = \alpha_s * n * \sigma_{\epsilon\delta\alpha\phi.} + (1 - \alpha_s) * \sigma_{\epsilon\delta\alpha\phi.}$$

ΟΠΟΤΕ:

$$\sigma_{\epsilon\delta.} = \frac{4 * a * b * \sigma_0}{n * \alpha_s + (1 - \alpha_s)} \quad \sigma_0 = \frac{4 * a * b * \sigma_0}{n * \pi * d_{\chi\alpha\lambda.}^2 + 4 * a * b - \pi * d_{\chi\alpha\lambda.}^2} \quad (1)$$

(a , b οι πλευρές του καννάβου των χαλικοπασσάλων και $d_{\chi\alpha\lambda.}$ η διάμετρος της)

$$\sigma_{\chi\alpha\lambda.} = \frac{n}{n * a_s + (1 - a_s)} \sigma_0 = \frac{4 * n * a * b * \sigma_0}{n * \pi * d_{\chi\alpha\lambda.}^2 + 4 * a * b - \pi * d_{\chi\alpha\lambda.}^2} \quad (2)$$

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

$$\text{Πριν: } T = C_{U,z} * A \quad (3)$$

$$\text{Μετά: } T = T_c + T_\phi = C_{U,z} * (1 - A_s) * A + (\gamma_{\chi\alpha\lambda.} * z + \sigma_{\chi\alpha\lambda.z}) * (a_s * A) * \tan \phi_{\chi\alpha\lambda.} \quad (4)$$

Για να προκύψουν οι ισοδύναμες παράμετροι αντοχής $C_{\text{ισοδ.}}$, $\Phi_{\text{ισοδ.}}$ θα πρέπει μετά την φόρτιση :

$$T = C_{\text{ισοδ.}} * A + ((\gamma_m * z + \sigma_0) * A) \tan \Phi_{\text{ισοδ.}} \quad (5)$$

Από της εξισώσεις (4) και (5) προκύπτει :

$$C_{\text{ισοδ.}} = C_{U,z} * (1 - a_s)$$

$$\Phi_{\text{ισοδ.}} = \tan^{-1} \left(\frac{(\gamma_{\chi\alpha\lambda.} * z + \sigma_{\chi\alpha\lambda.z}) * a_s}{\gamma_m * z + \sigma_0} \tan \phi_{\chi\alpha\lambda.} \right)$$

Έτσι η ισοδύναμη συνοχή $C_{ισοδ.}$ εξαρτάται μόνο από το λόγο αντικαταστάσεως a_s ενώ η ισοδύναμη γωνία διατμητικής αντοχής $\Phi_{ισοδ.}$ εξαρτάται πλην του λόγου αντικαταστάσεως a_s από την μέση ομοιόμορφη πίεση σ_0 και την γωνία διατμητικής αντοχής του υλικού του χαλικοπασσάλου .

Αναλυτικότερα μετά τη στερεοποίηση η μετατροπή της αναλαμβανόμενης από το έδαφος τάσης $\sigma_{εδ.}$ έχει σαν συνέπεια την αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $C_{U,Z}$ (άρα και της $C_{ισοδ.}$) ως εξής :

Κανονικά στερεοποιημένες (N / C) άργιλοι με γνωστό λόγο (C_u / ρ)

$$\Delta C_{U,Z} = (C_u / \rho) * \sigma_{εδ}$$

Οπότε

$$C_{U,Z}^{τελ.} = C_{U,Z}^{αρχ.} + \Delta C_{U,Z} = C_{U,Z}^{αρχ.} + (C_u / \rho) * \sigma_{εδ}$$

Και

$$C_{ισοδ.}^{τελ.} = (1 - a_s) * C_{U,Z}^{τελ.} = (1 - a_s) * C_{U,Z}^{αρχ.} + (1 - a_s) * (C_u / \rho) * \sigma_{εδ}$$

Προστεροποιημένες άργιλοι (O/C) με γνωστό $(OCR)_{αρχ.}$ και

$$\gamma_m * z + \sigma_0 < \sigma_{v,max} = (OCR)_{αρχ.} * \gamma_m * z$$

Τότε μετά την στερεοποίηση θα είναι:

$$(OCR)_{τελ.} = \frac{(OCR)_{αρχ.} * \gamma_m * Z}{\gamma_m * Z + \sigma_{εδ}}$$

και

$$C_{U,Z}^{τελ.} = (\gamma_m * z + \sigma_{εδ}) * ((OCR)_{τελ.}^{0,8}) * C_u / \rho'$$

$$= (\gamma_m * z + \sigma_{εδ}) * (C_u / \rho') * \left(\frac{(OCR)_{αρχ.} * \gamma_m * Z}{\gamma_m * Z + \sigma_{εδ.}} \right)^{0,8} > \gamma_m * z * ((OCR)_{αρχ.}^{0,8}) * (C_u / \rho')$$

Άρα

$$C_{ισοδ.}^{τελ.} = (1 - a_s) * C_{U,Z}^{τελ.} = (1 - a_s) * (\gamma_m * z + \sigma_{εδ})$$

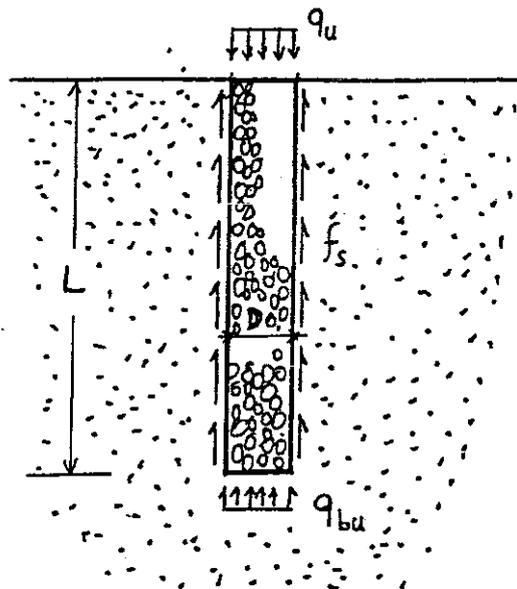
$$(C_u / \rho') (\gamma_m * Z * ((OCR)_{αρχ.}) / (\gamma_m * z + \sigma_{εδ}))^{0,8}$$

6.5. Έλεγχος έναντι αστοχίας του χαλικοπασσάλου – Εκτίμηση καθιζήσεων μεμονωμένου χαλικοπασσάλου .

Θα πρέπει τέλος να ελεγχθεί κατά πόσον η τελική τάση στην κεφαλή του χαλικοπασσάλου $\sigma_{\text{χαλ.}}$ υπερβαίνει ή όχι την μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή $\sigma_{\text{επιτρ.}} = (\sigma_{\text{ν.οριακ.}} / FS)$ (όπου $\sigma_{\text{ν.οριακ.}}$ η οριακή πίεση κεφαλής χαλικοπασσάλου για την οποία επέρχεται αστοχία του χαλικοπασσάλου και FS ο επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας , συνήθως = 1,30 έως 2,50) . Για την εκτίμηση της $\sigma_{\text{ν.οριακ.}}$ επιλέγεται το κατάλληλο προσομοίωμα του πασσάλου με κριτήριο τον τρόπο αστοχίας του .

α. Προσομοίωμα πασσάλου .

Σύμφωνα με αυτό το προσομοίωμα ο χαλικοπασσάλος αστοχεί (άρα και το οριακό φορτίο κεφαλής του) όπως ο πάσσαλος με υπέρβαση της αντοχής αιχμής και της συνολικής αντοχής πλευρικής τριβής του Σχήμα 6.9.



Σχήμα 6.9 . Έλεγχος έναντι αστοχίας του χαλικοπασσάλου με Προσομοίωμα πασσάλου

Αξονική φέρουσα ικανότητα :

$$Q_u = (\pi * D^2 / 4) * q_u = (\pi * D * L) * f_s + (\pi * D^2_{\text{χαλ.}} / 4) * q_{bu}$$

$$\text{Άρα } \sigma_{\text{ν.ορ.}} = \frac{Q_u}{(\pi * D^2_{\text{χαλ.}} / 4)} = \frac{\pi * D_{\text{χαλ.}} * L}{(\pi * D^2_{\text{χαλ.}} / 4)} f_s + q_{bu} = \frac{4 * L}{D_{\text{χαλ.}}} (\alpha * C_{u(L/2)}) + 9 * C_{u(L)}$$

(όπου α ο συντελεστής συνάφειας , $C_{u(L/2)}$, $C_{u(L)}$ αντιστοίχως η αστράγγιστη αντοχή στο μέσον ύψους L και στην στάθμη αιχμής)

β. Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου .

Κατά το προσομοίωμα αυτό λόγω πλευρικής εξάπλωσης σε βάθος (2 έως 3) D κάτω από την κεφαλή του ο χαλικοπάσσαλος αστοχεί με τρόπο ανάλογο του τριαξονικού δοκιμίου σχήμα 6.10. αλλά με αυξανόμενη (και όχι σταθερή όπως στο τριαξονικό δοκίμιο) μέση πλευρική πίεση $\sigma'_{h(1.5*d \text{ χαλ.})}$ από μια αρχική τιμή ίση με την ουδέτερη ενεργό πίεση $\sigma'_{h0(1.5*d \text{ χαλ.})} = K_0 * \sigma'_{v0(1.5*d \text{ χαλ.})}$ έως μια τελική μέγιστη τιμή $\sigma'_{hmax(1.5*d \text{ χαλ.})} = \sigma_{hp(1.5*d \text{ χαλ.})}$ ίση με την παθητική ώθηση του εδάφους σε στάθμη $1,5*d_{\text{χαλ.}}$ κάτω από την κεφαλή του . Έτσι η μέγιστη τιμή $\sigma_{v,op.}$ κατά την αστοχία του χαλικοπασσάλου κατά το προσομοίωμα του τριαξονικού δοκιμίου προκύπτει από ην σχέση :

$$\sigma_{v,op.} = K_{\rho \text{χαλ.}} * \sigma'_{hmax(1.5*d \text{ χαλ.})} = \tan^2(45 + (\phi_{\text{χαλ.}} / 2)) * \sigma'_{hp(1.5*d \text{ χαλ.})}$$

Όσον αφορά την τιμή της παθητικής ωθήσεως στη στάθμη $1,5*d_{\text{χαλ.}}$ κάτω από την κεφαλή του υπάρχουν δύο θεωρήσεις :

i. Η Θεώρηση απειρομήκους πετάσματος σύμφωνα με την οποία :

$$\sigma'_{hp(1.5*d \text{ χαλ.})} = \sigma'_{v0(1.5*d \text{ χαλ.})} + 2 * C_{\text{υτελ.}(1.5*d \text{ χαλ.})}$$

Η παραπάνω τιμή και θεώρηση θεωρείται μάλλον συντηρητική

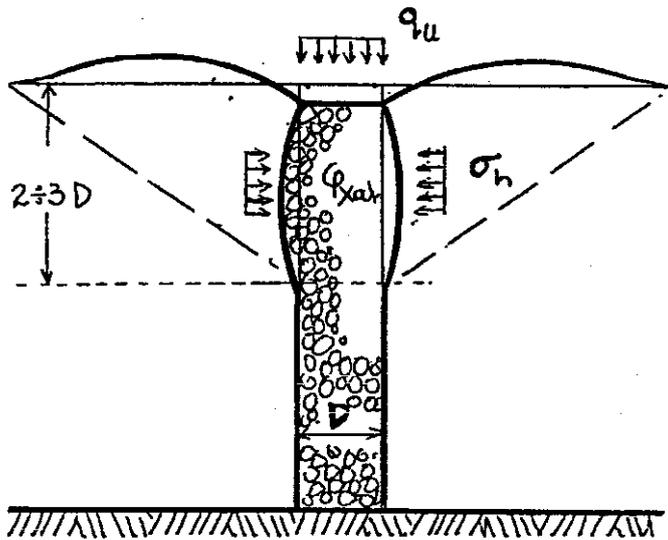
ii. Η Θεώρηση διευρυμένης κοιλότητας όπως προσομοιώνεται στη δοκιμή πρεσσιομέτρου σύμφωνα με την οποία :

$$\begin{aligned} \sigma'_{hp(1.5*d \text{ χαλ.})} &= \sigma'_{h0(1.5*d \text{ χαλ.})} + 4 * C_{\text{υτελ.}(1.5*d \text{ χαλ.})} \\ &= K_0 * \sigma'_{v0(1.5*d \text{ χαλ.})} + 4 * C_{\text{υτελ.}(1.5*d \text{ χαλ.})} \end{aligned}$$

Στις παραπάνω σχέσεις θα είναι:

$$\begin{aligned} C_{\text{υτελ.}(1.5*d \text{ χαλ.})} &= C_{\text{υαρχ.}(1.5*d \text{ χαλ.})} + \Delta C_{\text{υ.}(1.5*d \text{ χαλ.})} \\ &= (C_u / p') * (\sigma'_{v0(1.5*d \text{ χαλ.})} + \sigma_{\text{εδ.}}) \end{aligned}$$

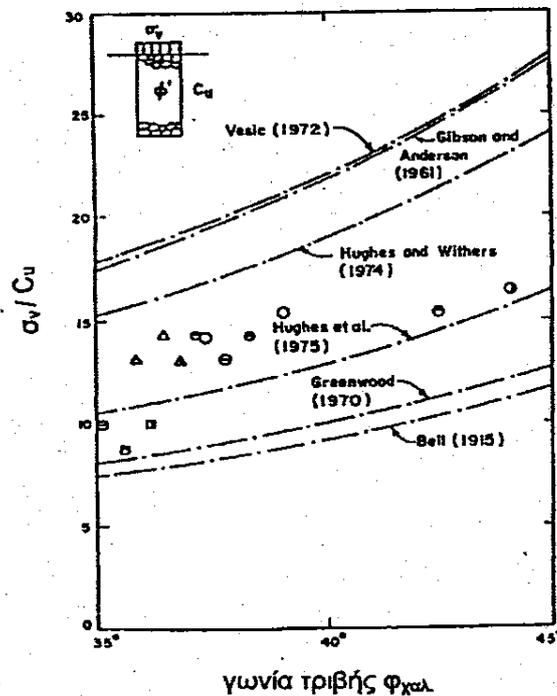
Προφανώς το προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου οδηγεί σε δυσμενέστερη (μικρότερη) τιμή $\sigma_{v,op.}$ αφ ' ενός μεν στους χαλικοπασσάλους αιχμής (τους εδραζόμενους σε ανθεκτικότερο σχηματισμό στον οποίο $q_{bu} \gg 9 * C_{u(L)}$) αφ ' ετέρου δε στους αιωρούμενους χαλικοπασσάλους σχετικώς μεγάλου μήκους L.



χαλικοπάσσαλος
 ↓
 τριαξονική φόρτιση
 του υλικού του
 χαλικοπασσάλου σε
 βάθος $2D \div 3D$

Σχήμα 6.10 Έλεγχος έναντι αστοχίας του χαλικοπασσάλου με Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου

Θα πρέπει εδώ να τονισθεί ότι τα αποτελέσματα διάφορων ερευνητών παρουσιάζονται με αδιασταστοποιημένους συντελεστές σε διάγραμμα γωνία τριβής $\phi_{\text{χαλ.}}$ - λόγος ($\sigma_{\text{νοριακό}} / C_u$) που εμφανίζεται στο παρακάτω σχήμα 6.11



Σχήμα 6.11 Αποτελέσματα συσχέτισης $\phi_{\text{χαλ.}}$ - λόγος ($\sigma_{\text{νοριακό}} / C_u$) από διάφορου ερευνητές

Η μορφή αστοχίας του μεμονωμένου χαλικοπασσάλου εξαρτάται από πολλούς -παράγοντες (π. χ . γεωμετρία και υλικό κατασκευής χαλικοπασσάλου , μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους) και επομένως δεν είναι εκ των προτέρων γνωστή . Στην πραγματικότητα η αστοχία θα επέλθει με την μορφή με την οποία θα εκδηλωθεί -πρώτη κατά την 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 την εκτίμηση των καθιζήσεων των χαλικοπασσάλων ανάλογα με το θεωρούμενο προσομοίωμα διαφοροποιείται ως εξής :

α. Προσομοίωμα πασσάλου .

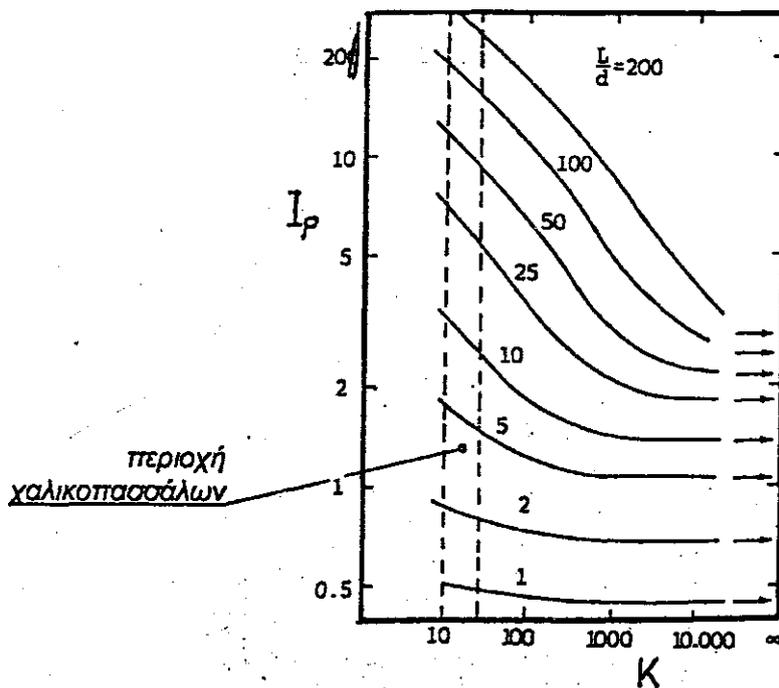
$$p = \frac{Q_{κεφ.}}{E_{εδ.} * L} * I_p \quad \text{όπου} \quad Q_{κεφ.} \leq Q_{επιτρ.} = \frac{P_{ult}}{Fs}$$

I_p : συντελεστής εξαρτούμενος από

i. από τον λόγο $(L / D_{χαλ.})$

και

i.i. την ακαμψία $(K = (E_{χαλ.} / E_{εδ.}))$ του συστήματος ο οποίος παρέχεται από το παρακάτω σχήμα 6.12.



Σχήμα 6.12 Συσχέτιση I_p συνάρτηση του λόγου $(L / D_{χαλ.})$ και της ακαμψίας K

β. Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου .

Στην περίπτωση αυτή η καθίζηση ρ παρέχεται για πίεση κεφαλή $q_{κεφ.} < q_{επιτρ.} = ((\sigma_{νοριακό} / F_s)$ από την γνωστή ελαστική σχέση :

$$p = \frac{q_{κεφ.} - 2 * \nu_{χαλ.} * \Delta\sigma'_h}{E_{χαλ.}} * ((2\acute{\epsilon}\omega\varsigma 3)D)$$

Συνήθως για μικρές πιέσεις η κατάσταση από πλευράς πλευρικών παραμορφώσεων δεν απέχει και πολύ από την ουδέτερη κατάσταση , οπότε μπορεί να θεωρηθεί $\Delta\sigma_h = 0$ και

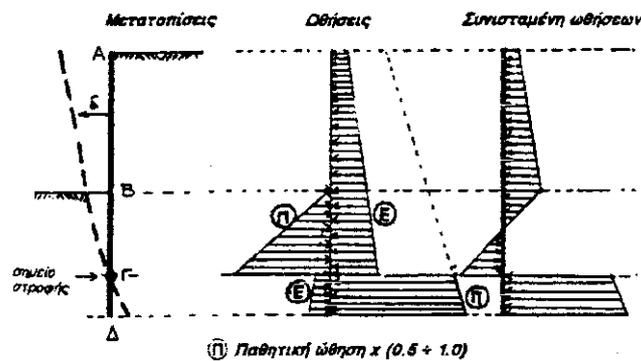
$$p = \frac{q_{κεφ.}}{E_{χαλ.}} * ((2\acute{\epsilon}\omega\varsigma 3)D)$$

Κεφάλαιο 7 – Σχεδιασμός αυτοφερόμενου ή αγκυρωμένου πετάσματος πασσαλοσανίδων

7.1. Σχεδιασμός αυτοφερόμενων πετασμάτων.

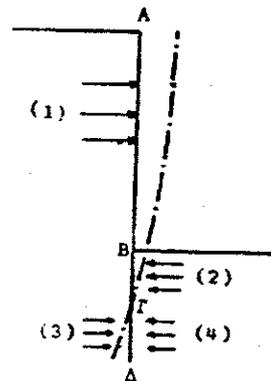
Η μελέτη ενός αυτοφερόμενου πετάσματος περιλαμβάνει τον προσδιορισμό :
 (α) του ύψους του ή πιο συγκεκριμένα του απαραίτητα μήκους πάκτωσης που εξασφαλίζει την ευστάθεια της κατασκευής ,
 (β) την επιλογή της κατάλληλης διατομής βάσει της απαιτούμενης ροπής αντιστάσεως W , για την ανάληψη της μέγιστης καμπτικής ροπής M_{max} .

Στην περίπτωση αυτοφερόμενου πετάσματος η μορφή της ελαστικής και τα εκατέρωθεν διαγράμματα ωθήσεων εμφανίζονται στο **σχήμα 7.1**.



Σχήμα 7.1 Μορφή της ελαστικής και τα εκατέρωθεν διαγράμματα ωθήσεων

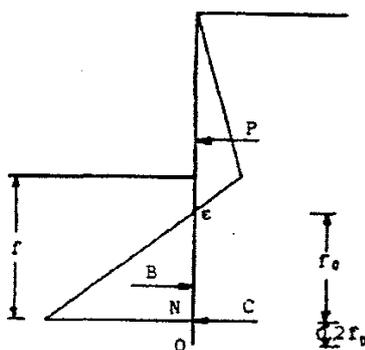
Ένα αυτοφερόμενο πέτασμα από τις ωθήσεις που ασκούνται σε αυτό υπόκειται σε περιστροφή γύρω στο σημείο που βρίσκεται στο πακτωμένο τμήμα του .



Σχήμα 7.2. Κατανομή ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Μεταξύ Α και Γ (Σχήμα 7.2.) ασκούνται ενεργητικές ωθήσεις (1) και παθητικές ωθήσεις (2) . Μεταξύ Γ και Δ η μετακίνηση της αντιστήριξης προκαλεί την κινητοποίηση τάσεων αντώθησης (3) και ενεργητικών ωθήσεων (4) .

Στην περίπτωση των ελευθέρως πακτωμένων πασσαλοσανίδων λαμβάνεται υπόψη μη πλήρης πάκτωση , αλλά επαρκής γιατί έτσι ο σχεδιασμός οδηγεί σε οικονομικότερη λύση. Το διάγραμμα των επιπονήσεων στο πέτασμα σε κατάσταση οριακής ισορροπίας , υπολογίζεται με βάση τις ακόλουθες απλουστευτικές παραδοχές Σχήμα 7.3.:

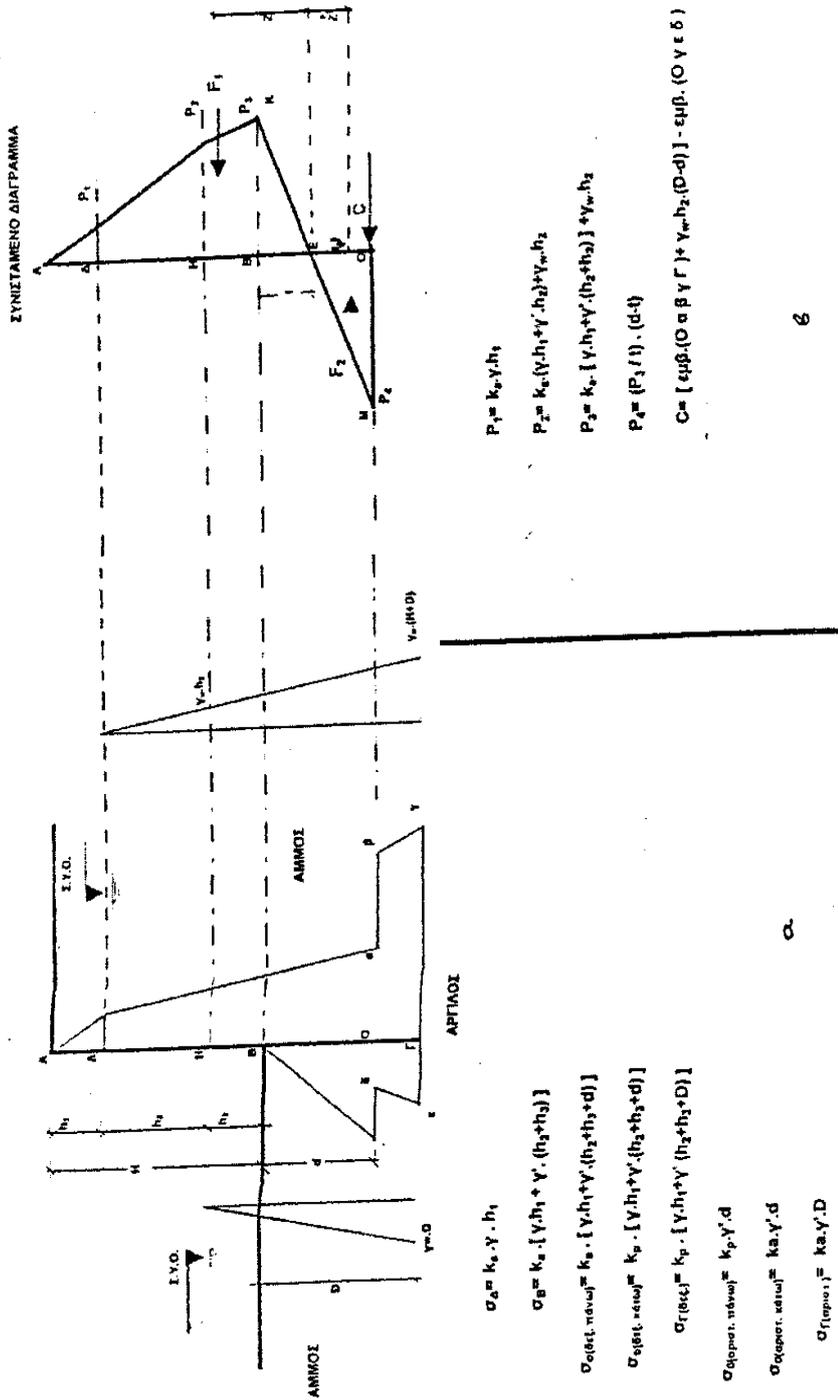


Σχήμα 7.3 Απλουστευτικές παραδοχές διαγράμματος των επιπονήσεων

Οι τάσεις αντώθησης που ασκούνται κάτω από το σημείο περιστροφής N του πετάσματος , μπορούν να αντικατασταθούν από τη συνισταμένη τους C με την υπόθεση εφαρμογής στο σημείο N .Το σημείο N βρίσκεται σε απόσταση $0,2 * f_0$ από το πόδι του πετάσματος .Οι τάσεις που ασκούνται στο πέτασμα πάνω από το σημείο N είναι οι αντίστοιχες οριακές από ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις .Για να προσδιοριστεί το άγνωστο μήκος f καταστρώνεται η εξίσωση των ροπών των συνισταμένων δυνάμεων των ωθήσεων προς το N και για να βρεθεί το μέγεθος C της παθητικής αντώθησης καταστρώνεται η εξίσωση ισορροπίας των οριζοντίων δυνάμεων. Στη συνέχεια είναι δυνατός ο προσδιορισμός της μέγιστης ροπής ($dm / dz = 0$) καθώς και των παραμορφώσεων του πετάσματος από την εξίσωση :

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M(z)$$

Στην πρακτική εφαρμογή επίσης , για λόγους ασφαλείας οι παθητικές ωθήσεις διαιρούνται με συντελεστή τάξεως μεγέθους (1,5 έως 2,0).Η ροπή κάμψης M στο σημείο στροφής N , όπου αντιστρέφεται και η φορά των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων είναι μηδενική .Στην πρακτική εφαρμογή ειδικά σε αμμώδη εδάφη όπου οι μετατοπίσεις για πλήρη ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων είναι σχετικά μεγάλες (Y / H από 0,01 έως 0,06) και για λόγους αποφυγής τόσο μεγάλων μετατοπίσεων λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας $F_p = 1,0$ έως 2,0 με ανάλογη αύξηση του μήκους έμπηξης για επίτευξη της ισορροπίας .Από το διάγραμμα των ωθήσεων υπολογίζεται το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων και ακολούθως το διάγραμμα των καμπτικών ροπών .Η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο σημείο μηδενισμού της τέμνουσας σχήμα 7.4. Έστω ζ' η απόσταση από το E μέχρι το σημείο μηδενισμού των τεμνουσών όπου $\Sigma Q=0$.



Σχήμα 7.4. Διάγραμμα ωθήσεων και τεμνουσών δυνάμεων

$$F_1 = \frac{1}{2} (Z')^2 \frac{P_3 \gamma (K_p - K_a)}{P_3 + \gamma_w h_2} \rightarrow Z' = \sqrt{\frac{2F_1 (P_3 + \gamma_w h_2)}{P_3 \gamma (K_p - K_a)}}$$

Η μέγιστη ροπή είναι:

$$MQ_0 = M_{\max} = F_1 (Z + Z') - \frac{1}{2} \frac{P_3 \gamma (K_p - K_a)}{P_3 + \gamma_w h_2} (Z')^2 \frac{Z'}{3}$$

Από την M_{\max} και την επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του υλικού του πετάσματος, προκύπτει η ροπή **αντίστασης και από αυτή τη διατομή**.

$$W = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{επιτρ.}}}$$

Όσο αφορά τα κορεσμένα συνεκτικά εδάφη σ' αυτά συνήθως οι συνθήκες ταχείας φόρτισης ($C_u \neq 0$, $\phi = 0^\circ$) δίδουν δυσμενέστερα αποτελέσματα και οι συνθήκες ισορροπίας του αυτοφερόμενου πετάσματος έχουν ως εξής :

Αμέσως μετά την εκσκαφή και την αντιστήριξη οι συνθήκες της φόρτισης είναι αστράγγιστες. Στην περίπτωση αυτή οι ολικές ενεργητικές ωθήσεις μπορούν να υπολογιστούν με την παραδοχή $C = S_u = (q_u / 2)$, $\phi = 0^\circ$

S_u : αστράγγιστη διατμητική αντοχή

q_u : αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη

Η αναλυτική αντιμετώπιση του προβλήματος είναι η εξής : από το αναλυτικό διάγραμμα των ωθήσεων του σχήματος 7.5.α προκύπτει το συνιστάμενο : διάγραμμα των ωθήσεων σχήμα 7.5.β .Στο τμήμα ΕΟ δεξιά καθώς και στο ΟΓ αριστερά αναπτύσσονται ενεργητικές ωθήσεις, ενώ στο ΒΟ αριστερά παθητικές ωθήσεις και στο ΟΓ δεξιά παθητικές ωθήσεις .

Οι ωθήσεις στο τμήμα ΑΕ είναι αρνητικές και αγνοούνται.

Η τάση P_1 στη θέση Β είναι : $P_1 = -2 C_u + \gamma_{\text{κορ.}} \cdot H$.

Στο διάστημα ΒΟ η τάση έχει σταθερή τιμή που είναι: $P_2 = 4 C_u + \gamma_{\text{κορ.}} \cdot H$.

Στο διάστημα ΓΟ η τάση έχει σταθερή : $P_3 = 4 C_u + \gamma_{\text{κορ.}} \cdot H$.

Επειδή στην βραχυπρόθεσμα κορεσμένη άργιλο χρησιμοποιούνται ολικές τάσεις και όχι ενεργές, θα ληφθούν υπόψη μόνο τα τμήματα των υδροστατικών διαγραμμάτων που βρίσκονται εκτός της αργιλικής στρώσεως πυθμένα .Από την ισορροπία των οριζοντίων δυνάμεων προκύπτει:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} (-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} H) \cdot (H - Z_{\text{cr}}) - \frac{1}{2} \gamma_w \cdot Z^2 - (4C_u - \gamma_{\text{κορ}} \cdot H) d + (4C_u + \gamma_{\text{κορ}} H)(D - d) = 0 \Rightarrow d' = \frac{1}{8C_u} [F + 4(C_u - \gamma_{\text{κορ}} \cdot H) D] \quad (1)$$

$$\text{όπου } F = \frac{1}{2} (-2C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H)(H - Z_{\text{cr}}) - \frac{1}{2} \gamma_w Z^2$$

Από την εξίσωση ροπών προς το Γ, είναι:

$$\Sigma M_1 = 0 \Rightarrow F(\gamma + D) - (4C_u - \gamma_{\text{κορ}} H) d \left(D - \frac{d}{2} \right) + (4C_u + \gamma_{\text{κορ}} \cdot H) \frac{(D - d)^2}{2} = 0 \quad (2)$$

Από τις εξισώσεις (1), (2) προκύπτει ένα σύστημα εξισώσεων ως προς d, D. Το πραγματικό βάθος έμπτυξης της πασσαλοσανίδας είναι 1,2 D.

Απλοποιητική μέθοδος βραχυπρόθεσμα κορεσμένης αργίλου .

Η απλουστευμένη μέθοδος εδώ είναι η εξής σχήμα 7.5.γ . Αντικαθίστανται η διαφορά των παθητικών ωθήσεων δεξιά , μείον τις ενεργητικές ωθήσεις αριστερά από μια συγκεντρωμένη δύναμη C , ασκούμενη περίπτωση στο σημείο στροφής O .Από την ισορροπία των οριζοντίων δυνάμεων θα είναι:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow \left(\frac{1}{2}\right) (-2C_u + \gamma_{\text{κορ.}} H)(H - z_{\text{cr.}}) - \left(\frac{1}{2}\right) \gamma_w z^2 - (4C_u - \gamma_{\text{κορ.}} H) d + C = 0$$

Από την εξίσωση των ροπών ως προς το O προκύπτει:

$$\Sigma M_o = 0 \Rightarrow \left(\frac{1}{2}\right) (-2C_u + \gamma_{\text{κορ.}} H)(H - z_{\text{cr.}}) \left(d + \left(\frac{1}{3}\right)(H - z_{\text{cr.}})\right) - \left(\frac{1}{2}\right) \gamma_w z^2 \left(d + \left(\frac{z}{3}\right)\right) - (4C_u - \gamma_{\text{κορ.}} H) \left(\frac{d^2}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow \left(\frac{1}{6}\right) \left((-2C_u + \gamma_{\text{κορ.}} H)(H - z_{\text{cr.}})^2 - \gamma_w z^3\right) = 0$$

Η παραπάνω εξίσωση είναι 2^{ου} βαθμού ως προς το d , που είναι και ο μοναδικός άγνωστος .

Από την εξίσωση $\Sigma F_x = 0$ με γνωστό πλέον το d μπορεί να προσδιοριστεί η C . Το βάθος d προσαυξάνεται κατά 20 έως 40 % .

Είναι $D = (1,2 \text{ έως } 1,4) d$.

Υπολογισμός μέγιστης καμπτικής ροπής .

Από το διάγραμμα των ωθήσεων υπολογίζεται το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων και ακολούθως το διάγραμμα των καμπτικών ροπών . Η μέγιστη ροπή εμφανίζεται στο σημείο μηδενισμού του διαγράμματος των τεμνουσών. Έστω z η απόσταση από το B μέχρι το σημείο μηδενισμού των τεμνουσών Q₀.

Θα ισχύει:

$$F = (4C_u + \gamma_{\text{κορ.}} H) z' \Rightarrow z' = \frac{1}{4C_u + \gamma_{\text{κορ.}} H}$$

Η ροπή στο σημείο Q₀. είναι η μέγιστη :

$$M_{Q_0} = M_{\text{MAX}} = F(\gamma + z') - (4C_u - \gamma_{\text{κορ.}} H) \left(\frac{z^2}{2}\right)$$

Και έπειτα :

$$W = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_{\text{επιτρ.}}}$$

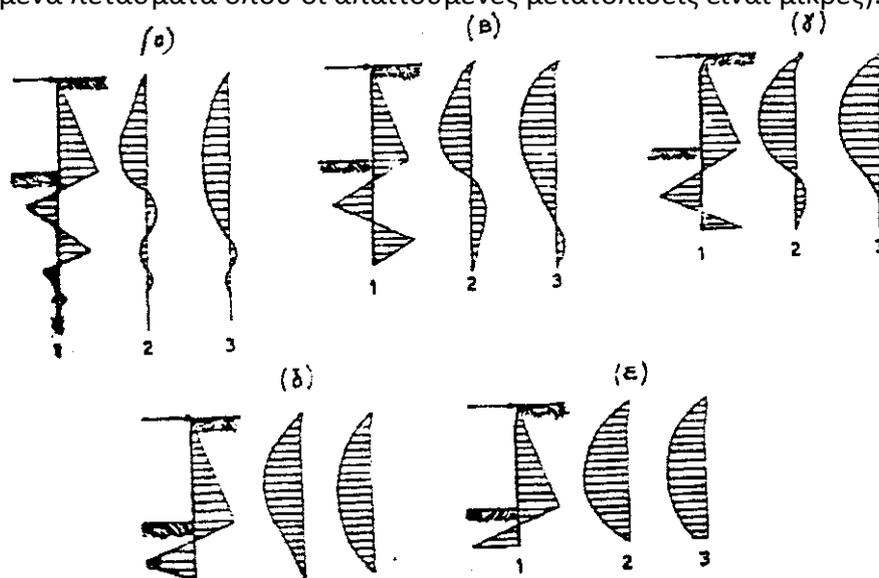
7.2. Σχεδιασμός αγκυρωμένων πετάσμάτων .

Στην περίπτωση του πετάσματος με αγκύρωση απαιτείται ο προσδιορισμός :

- (α) του ύψους του
- (β) η εκλογή κατάλληλης διατομής πασσαλοσανίδας
- (γ) ο προσδιορισμός του μεγέθους της απαιτούμενης δύναμης αγκυρώσεως
- (δ) ο σχεδιασμός του σώματος παθητικής αγκυρώσεως (μήκους και βολβού προεντεταμένου αγκυρίου) κυρίως όσο αφορά την μορφή του σώματος αγκυρώσεως και την ελάχιστη απαιτούμενη απόσταση από το κυρίως πέτασμα.

Στα σχήματα 7.6 α,β,γ,δ παρουσιάζεται η επιρροή του μήκους εμπήξεως πετάσματος κάτω από τον πυθμένα εκσκαφής στα διαγράμματα ωθήσεων, καμπτικών ροπών και ελαστικής γραμμής πετάσματος αγκυρωμένου στην κορυφή.

Είναι φανερό ότι στο σχήμα 7.6 α. το μήκος εμπήξεως υπέρ επαρκεί για την πλήρη πάκτωση , στο σχήμα 7.6 β. απλώς επαρκεί και το κάτω άκρο του πετάσματος παραμένει αμετακίνητο , στο σχήμα 7.6 γ. μετατοπίζεται ελαφρώς αλλά και πάλι θεωρείται ότι δημιουργούνται συνθήκες επαρκούς πακτώσεως (έτσι σχεδιάζονται τα συγκυρωμένα πετάσματα όπου οι απαιτούμενες μετατοπίσεις είναι μικρές).



Σχήματα 7.6. Επιρροή του μήκους εμπήξεως πετάσματος κάτω από τον πυθμένα εκσκαφής στα διαγράμματα ωθήσεων, καμπτικών ροπών και ελαστικής γραμμής πετάσματος αγκυρωμένου στην κορυφή

Επίσης στο σχήμα 7.6 δ. το μήκος εμπήξεως είναι αρκετά μικρό ώστε να μην δημιουργείται αντιστροφή των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων , οι δε μετατοπίσεις να αυξάνονται και να απαιτείται μεγαλύτερη δύναμη αγκυρώσεως. Στην εικόνα αυτή αντιστοιχεί ο απλοποιητικός υπολογισμός άκαμπτου πετάσματος.

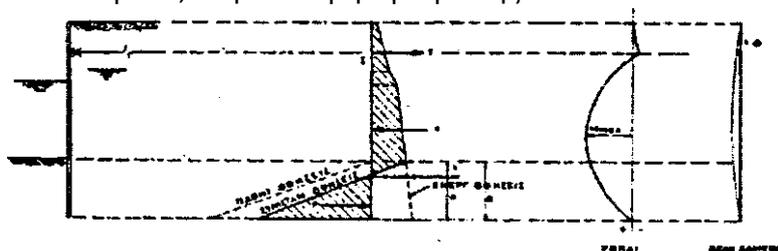
Τέλος στο σχήμα 7.6 ε. το μήκος εμπήξεως είναι ανεπαρκές διότι είτε εξαντλείται η παθητική ώθηση με ανάλογη μετατόπιση του κάτω άκρου και συνολικά του πετάσματος και σημαντική επιβάρυνση του αγκυρίου , είτε ακόμη και η πλήρη ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων δεν επαρκεί για την ισορροπία οπότε όλοι οι ανωτέρω παράγοντες επιβαρύνονται και ο σχεδιασμός δεν παρέχει ασφάλεια.

α. Σχεδιασμός αγκυρωμένου πετάσματος με απλή στήριξη στον πόδα (free - earth - support).

Μη συνεκτικό έδαφος (άμμος)

Η περίπτωση πετάσματος με αγκύρωση και απλή στήριξη επιλύεται με την παραδοχή ότι η κατανομή των ωθήσεων είναι τριγωνική .Στις δύο όψεις του πετάσματος ασκούνται ταυτόχρονα η ενεργός και η οριακή παθητική ώθηση σχήμα 7.7.

Το πέτασμα θεωρείται άκαμπτο και περιστρεφόμενο , χωρίς όμως να μετακινείται πλευρικά , στην στάθμη αγκύρωσης .



Σχήμα 7.7. Διάγραμμα κατανομής ενεργητικής και παθητικής ώθησης αγκυρωμένου πετάσματος σε αμμώδη στρώση

Ο υπολογισμός συνίσταται στο να προσδιοριστεί το βάθος έμπηξης D και η δύναμη της αγκύρωσης A .Το βάθος του σημείου μηδενισμού των ωθήσεων προσδιορίζεται όπως και στην περίπτωση των ελεύθερα πακτωμένων αντιστηρίξεων .Θεωρώντας ισορροπία ροπών ως προς το σημείο αγκύρωσης το μήκος έμπηξης προσδιορίζεται ως εξής :

$$\Sigma M=0 \Rightarrow [(1/2) P_a (H+D)][(2/3)(H+D)-a] - (1/2) P_1 D [(H-a) + (2/3)D] = 0$$

Η παραπάνω εξίσωση είναι 3^{ου} βαθμού ως προς D και μπορεί να επιλυθεί με δοκιμές.

Η δύναμη αγκυρώσεως υπολογίζεται από την ισορροπία οριζοντίων δυνάμεων:

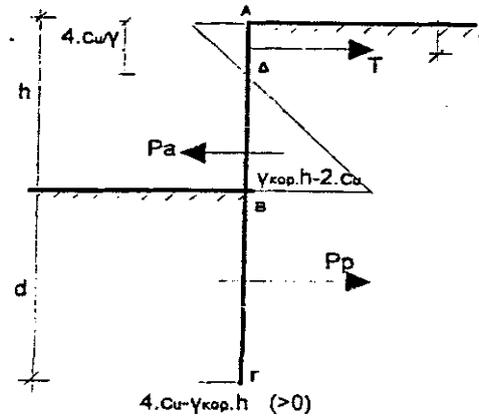
$$\Sigma F=0 \Rightarrow F_a + (1/2) P_\beta D - (1/3) P_a (H+D) = 0 \Rightarrow F_a = (1/2) [P_a (H+D) - P_\beta D]$$

Οι τιμές D και F_a και οι αντίστοιχες καμπτικές ροπές χαρακτηρίζουν τη συμπεριφορά του πετάσματος σε κατάσταση οριακής ισορροπίας και για τον λόγο αυτό δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν αυτούσιες για την διαστασιολόγηση του έργου.

Έτσι το πραγματικό μήκος εμπήξεως D ' της πασσαλοσανίδας λαμβάνεται μεγαλύτερο προς αποφυγή εξαντλήσεων της παθητικής ωθήσεως και αστοχίας της κατασκευής .Από τον Tschebotariof προτείνεται αύξηση του μήκους D' κατά 70 % (ή απλούστερα D' = 2 D) για να υπάρχει συντελεστής ασφαλείας 2 , όσον αφορά την ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων.

Άργιλος - Βραχυπρόθεσμη Ισορροπία

Η κατανομή είναι όπως στο παρακάτω σχήμα 7.8 :



Σχήμα 7.8. Κατανομή Βραχυπρόθεσμων πιέσεων ακυρωμένης πασσαλοσανίδας σε αργιλικό έδαφος

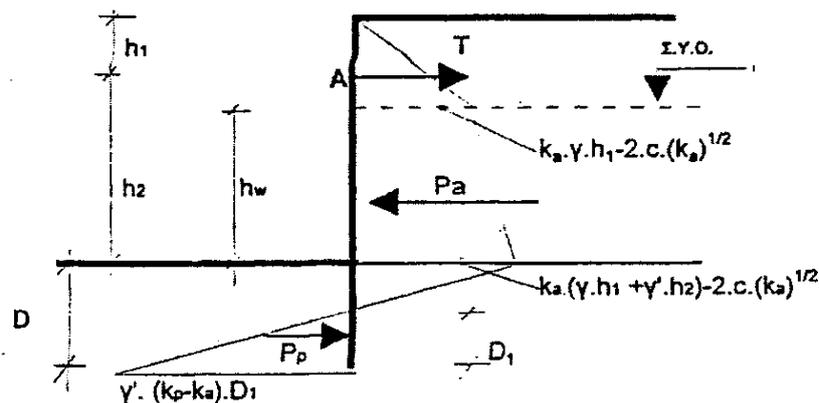
Το βάθος έμπτυξης d προκύπτει από την λύση της εξίσωσης :

$$\Sigma M = 0 \Rightarrow P_a \left[\frac{2}{3} (H - (2 * C_u / \gamma)) + (2 * C_u / \gamma) - t \right] - P_p \left[\frac{d}{2} + H - t \right] = 0$$

Η δύναμη της αγκυρώσεως A υπολογίζεται από την ισορροπία οριζοντίων δυνάμεων :

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow P_p + F_a = P_a \Rightarrow F_a = P_a - P_p$$

Άργιλος - Μακροπρόθεσμη ισορροπία



Σχήμα 7.9. Κατανομή μακροπρόθεσμων πιέσεων ακυρωμένης πασσαλοσανίδας σε αργιλικό έδαφος

η δύναμη αγκύρωσης F_a , ενώ το βάθος έμπτυξης της πασσαλοσανίδας είναι σημαντικά μεγαλύτερο από την περίπτωση της αγκύρωσης σε διπλή στήριξη. Το σημείο μηδενισμού των ροπών αντιστοιχεί στο σημείο καμπής της ελαστικής / γραμμής. Στο κάτω άκρο της πασσαλοσανίδας οι συνθήκες πάκτωσης παρεμποδίζουν την στροφή με αποτέλεσμα στο σημείο αυτό η εφαιπτόμενη να είναι κατακόρυφη. Το σημείο μηδενισμού του συνισταμένου διαγράμματος βρίσκεται και εδώ σε βάθος t από τον πυθμένα εκσκαφής , το οποίο δίδεται από την σχέση :

$$t = \frac{P_0}{\gamma^*(K_p - K_a)}$$

Από επίλυση της υπερκείμενης μονοπροέχουσας δοκού προκύπτουν :

(α) η δύναμη αγκυρώσεως F_a

(β) η βοηθητική αντίδραση στη άρθρωση (σημείο μηδενισμού ροπών) R

Εξάλλου από την επίλυση της υποκείμενης αμφιέριστης προκύπτουν :

(α) το απαιτούμενο μήκος έμπτυξης D κάτω από την άρθρωση

(β) η δύναμη παθητικής ανώθησης C . Για να καταστεί δυνατή η ανάπτυξη της δύναμης C (ως διαφορά εμβαδών διαγραμμάτων πλευρικών πιέσεων) επαυξάνεται το μήκος D κατά 20 % ($D_{ολ} = 1,2 D$).

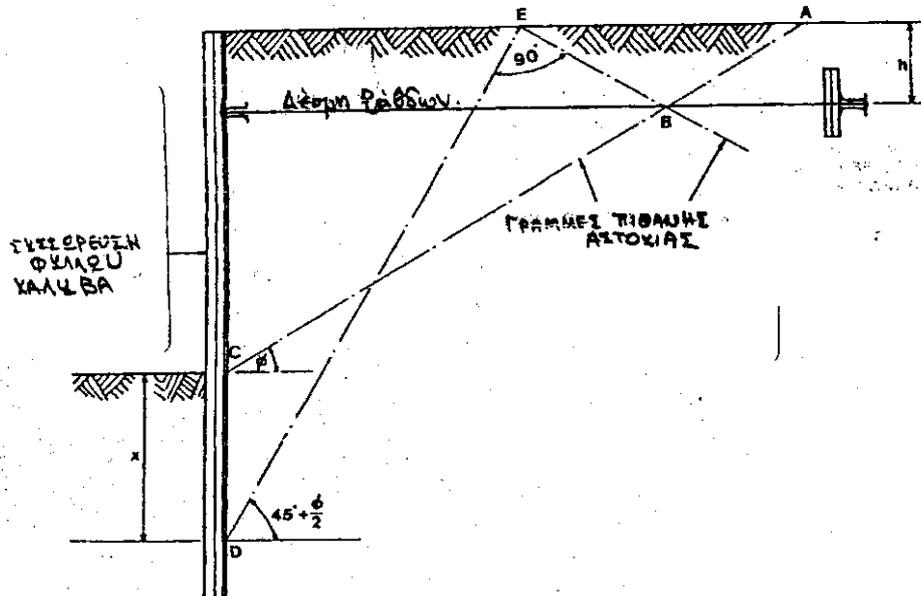
Τέλος σε περίπτωση καθαρού συνεκτικού εδάφους ($C_u \neq 0$, $\Phi_u = 00$) η άρθρωση τοποθετείται στην στάθμη εκσκαφής .

γ. Σχεδιασμός - θέση σώματος αγκυρώσεως

Ο απλούστερος τρόπος μορφώσεως της αγκύρωσης συνιστάται στη χρησιμοποίηση μιας μεταλλικής ράβδου (τένοντα) της οποίας το ένα άκρο προσαρμόζεται στην πασσαλοσανίδα και το άλλο άκρο στο σώμα αγκυρώσεως που βρίσκεται σε αρκετή απόσταση από αυτή .

Το σώμα μπορεί να είναι μεμονωμένος όγκος από σπλισμένο ή άοπλο σκυρόδεμα είτε μεμονωμένη μεταλλική πασσαλοσανίδα με κεντρική ή έκκεντρη προσαρμογή της ράβδου αγκυρώσεως .

Ο υπολογισμός της ράβδου αγκυρώσεως γίνεται για δύναμη αγκυρώσεως κατά 20% μεγαλύτερη της δύναμης αγκυρώσεως T , η οποία έχει προκύψει από τον στατικό υπολογισμό της αντιστηρίξεως .



Σχήμα 7.11 Ελάχιστη απόσταση τοποθέτησης σώματος αγκυρώσεως

Για την ανάπτυξη πλήρους παθητικής ωθήσεως , στην περίπτωση των κοκκωδών , θα πρέπει το πρίσμα των παθητικών ωθήσεων μπροστά από το σώμα αγκυρώσεως , το οποίο κλίνει υπό γωνία $(45 - \phi/2)$ ως προς την οριζόντια , να μην επικαλύπτεται από το πρίσμα των ενεργητικών ωθήσεων πίσω από τον πασσαλότοιχο , το οποίο κλίνει υπό γωνία $(45 + \phi/2)$ ως προς την οριζόντια .

Το μήκος του τένοντα δηλαδή η θέση του σώματος αγκυρώσεως , θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να ικανοποιείται η παραπάνω συνθήκη .Για μεγαλύτερη ασφάλεια ο Terzaghi και ο Packshaw προτείνει την τοποθέτηση του σώματος αγκυρώσεως σε τέτοια θέση ώστε να βρίσκεται πίσω από το επίπεδο που διέρχεται από το σημείο τομής της πασσαλοσανίδας με τον πυθμένα της εκσκαφής και σχηματίζει γωνία Φ ως προς την οριζόντια (γωνία κλίσης φυσικού πρανούς).

Μ' αυτό τον τρόπο αποφεύγεται γενικώς η αστοχία λόγω ολισθήσεως ολοκλήρου του συστήματος αντιστηρίξεως - αγκυρίου .

Τέλος όσον αφορά τη μορφή του σώματος αγκυρώσεως οι ακόλουθοι τύποι Εφαρμόζονται στην πράξη :

- I. Σώματα καθαρά παθητικής αγκυρώσεως (για την θέση τους - απόσταση από κυρίως πασσαλοσανίδα βλέπε παραπάνω σχήμα 7.11.).
- II. Επιμήκης δοκός από σκυρόδεμα στην οποία προσαρμόζονται περισσότερες ράβδοι .Η ισορροπία της δυνάμεως αγκυρώσεως T , προς το συνιστάμενο διάγραμμα ωθήσεων εκφράζεται από την σχέση :

$$A^{(KN/M)} = (P_p / F_p^{(KN/M)} - P_a^{(KN)}) * L$$

Όπου :

A Δύναμη αγκυρώσεως ανά μέτρο μήκους

P_p Συνισταμένη παθητική ώθηση

F_p Συντελεστής ασφαλείας (1,5 έως 2,0)

P_a Συνισταμένη ενεργητική ώθηση

Η σχέση αυτή εφαρμόζεται τόσο για κοκκώδη εδάφη (C = 0 , φ ≠ 0), όσο και για εδάφη με (C ≠ 0 , φ = 0). Ακόμη εφαρμόζεται για L > 1,5 m όπου η επιρροή των τριβών είναι περιορισμένη σε σχέση με τις ωθήσεις .

- III. Δεύτερη πασσαλοσανίδα μικρότερου ύψους αλλά με παθητική κυρίως λειτουργία βάσει της παραπάνω σχέσεως : $A = (P_p / F_p) - P_a$. Από την σχέση αυτή προσδιορίζεται το απαιτούμενο ύψος z της πασσαλοσανίδας αγκυρώσεως ώστε να επιτυγχάνεται ο ελάχιστος επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας F_p έναντι πλήρους ανάπτυξης παθητικών ωθήσεων.

- IV. Μεμονωμένες πλάκες σκυροδέματος (ανά μια για κάθε ελκυστήρα) πλάτους s . Στην περίπτωση αυτή κάθε σώμα αγκυρώσεως καλείται να ισορροπήσει δύναμη μεμονωμένου ελκυστήρα $A * s^{(KN)}$ οπότε η ισορροπία εκφράζεται από την σχέση :

$$A_c = (P_n / F_p - P_a) * L$$

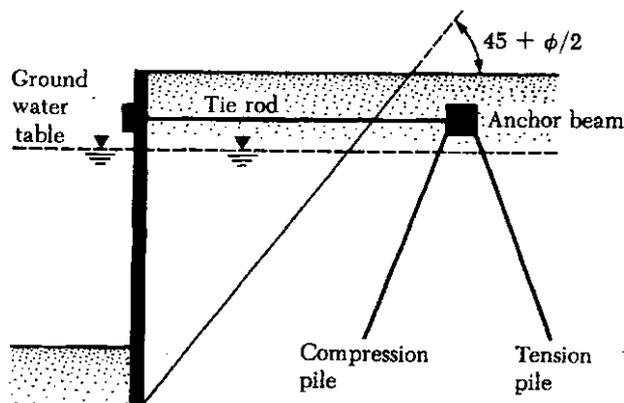
$$A = (1 / s) * (P_p / F_p - P_a) * L$$

s απόσταση των ελκυστήρων

L το μήκος κάθε πλάκας αγκυρώσεως

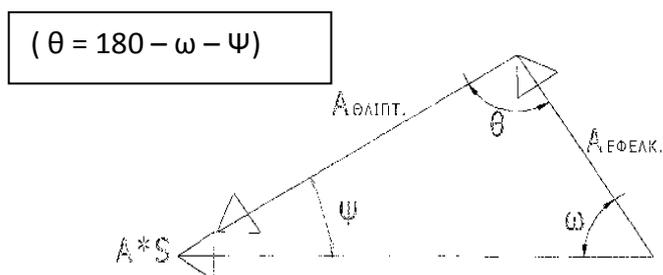
- V. Σώματα αγκυρώσεως από δοκούς σκυροδέματος εδραζόμενες (σε κάθε θέση ελκυστήρα) επί συστήματος κεκλιμένων πασσάλων.

Η παραπάνω διάταξη εμφανίζεται στο σχήμα 7.12. από το οποίο προκύπτει και η (διαφοροποιημένη στην περίπτωση αυτή) ελάχιστη απόσταση του σώματος αγκυρώσεως η οποία εδώ απλώς απαιτεί να ευρίσκεται εκτός του πρίσματος ενεργητικών ωθήσεων.



Σχήμα 7.12. Σώματα αγκυρώσεως από δοκούς σκυροδέματος εδραζόμενες επί συστήματος κεκλιμένων πασσάλων

Στην περίπτωση αυτή από τους δύο κεκλιμένους πασσάλους ο εσωτερικός αναλαμβάνει θλιπτικό αξονικό φορτίο ενώ ο εξωτερικός αναλαμβάνει εφελκυστικό αξονικό φορτίο. Το αξονικό εφελκυστικό και θλιπτικό φορτίο των δύο κεκλιμένων πασσάλων προκύπτει από την ισορροπία του δυναμοτρίγωνου του σχήματος 7.13.



Σχήμα 7.13. Δυναμοτρίγωνο ισορροπίας πασσάλων

$$\frac{A_{\Theta\Lambda\text{I}\Pi\text{T.}}}{\sin \omega} = \frac{A_{\text{Ε}\Phi\text{Ε}\Lambda\text{Κ.}}}{\sin \Psi} = \frac{A^* S}{\sin \Theta} \rightarrow \text{Από αυτήν την σχέση υπολογίζουμε } A_{\Theta\Lambda\text{I}\Pi\text{T.}} \text{ και } A_{\text{Ε}\Phi\text{Ε}\Lambda\text{Κ.}}$$

Οι συνήθεις κλίσεις στους μεν πασσάλους μεγάλης διαμέτρου που κατασκευάζονται με εκσκαφή και αφαίρεση του εδαφικού υλικού κυμαίνονται μεταξύ (3 κατακ. : 1 ορθ.) και (5 κατακ. : 1 ορθ.). Μεγαλύτερες κλίσεις (π.χ. 1 κατακ. : 1 ορθ. , γωνία 45° προς οριζόντιο) ειδικά για τον θλιβόμενο πάσσαλο μπορούν να επιτευχθούν μόνο με εμπηγνυόμενους πασσάλους διαμέτρου μέχρι 50 cm .

Steel Qualities

	Ultimate Stress
	kg/cm ² / N/mm ²
BS.4360 (Mild Steel) Grade 43A1	4380 / 430 / 510 / 5200
BS.4360 (Mild Steel) Grade 43A	4380 / 430 / 510 / 5200
Medium Tensile Steel	5200 / 510 / 590 / 6020
BS.4360 (High Yield Steel) Grade 50B & 50C	5100 / 450 / 620 / 6320
Similar to ASTM A328 or CSA G 40.7	4920 min. / 482.6 min.

Notes: COPPER BEARING STEEL—all 0.35%-0.50% Copper.
 * Section Lansen No. 6 (28.6 mm Web)

Recommended Working Str for Steel Sheet Piling

Class of Work	BS.4360 Grade 43A and 43A1 / ASTM A328 and C / G-40.7 (Mild Steel)	kg/cm ² / N/mm ²
Permanent		1270 / 125
Temporary		1580 / 155

1 kg/cm² = 0.098 N/mm²

Πίνακας 7. 1 Υπολογισμός απαιτούμενης ροπής αντιστάσεως και εκλογή διατομής

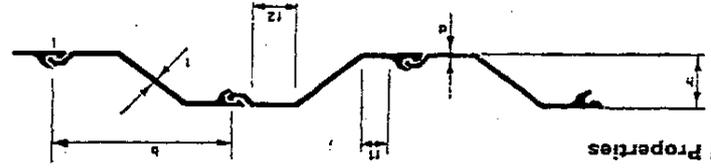
Minimum Yield Stress		Minimum Elongation on 200 mm	
Up to and including 25 mm thick	Over 25 mm up to and including 9 mm thick	Up to and including 9 mm thick	Over 9 mm thick
N/mm ²	kg/cm ² / N/mm ²	%	%
—	—	15	20
255	2500* / 245*	16	20
308	2990 / 293	16	20
355	3520 / 345	15	18
285	2700 / 265	—	17

as of steel are available with 0.20%-0.35% or over
 res = 2450 kg/cm² = 240 N/mm²

Medium Tensile Steel (High Yield Steel)		BS.4360 Grade 50B and 50C	
kg/cm ²	N/mm ²	kg/cm ²	N/mm ²
1630	160	1730	170
1990	195	2190	215

Rolling margin is within 4 per cent over and 2.5 per cent under theoretical mass: 75 mm over and 50 mm under on length.
 * It is advisable to check on the availability of these sections before specifying.
 SPECIAL SECTIONS
 Sections may be "rolled up" (thickened) or "rolled down" (thinned) by special arrangement to increase or decrease the thickness of both web and flange by a maximum of 0.8mm.

Section	b (nom)	h (nom)	d (nom)	t (nom)	f1 (nom)	f2 (nom)	Sectional Area		Mass		Moment of Inertia	Section Modulus
							sq. cm.	per metre of wall	kg per sq. m.	kg per metre of wall		
1A*	400	146	6.9	6.9	83	131	113.0	35.6	89.1	4110	563	1A*
1B*	400	133	9.5	9.5	79	111	134.0	42.1	105.3	3737	582	1B*
1BXX	476	143	12.7	12.7	78	123	168.0	62.1	130.4	4919	688	1BXX
1N	483	170	9	9	105	137	126.0	47.8	99.1	6048	713	1N
2N	483	236	9.7	9.7	97	149	143.0	54.2	112.3	13513	1150	2N
3N Normal	483	283	11.7	8.9	89	145	175.0	66.2	137.1	23885	1688	3N Normal
3N Modified	483	283	11.2	9.5	86	140	175.0	66.3	137.3	22951	1622	3N Modified
4N	483	330	14.0	10.4	77	127	218.0	82.4	170.8	39831	2414	4N
5	425	311	17.0	11.9	89	118	302.0	100.8	236.9	49262	3168	5



Dimensions and Properties

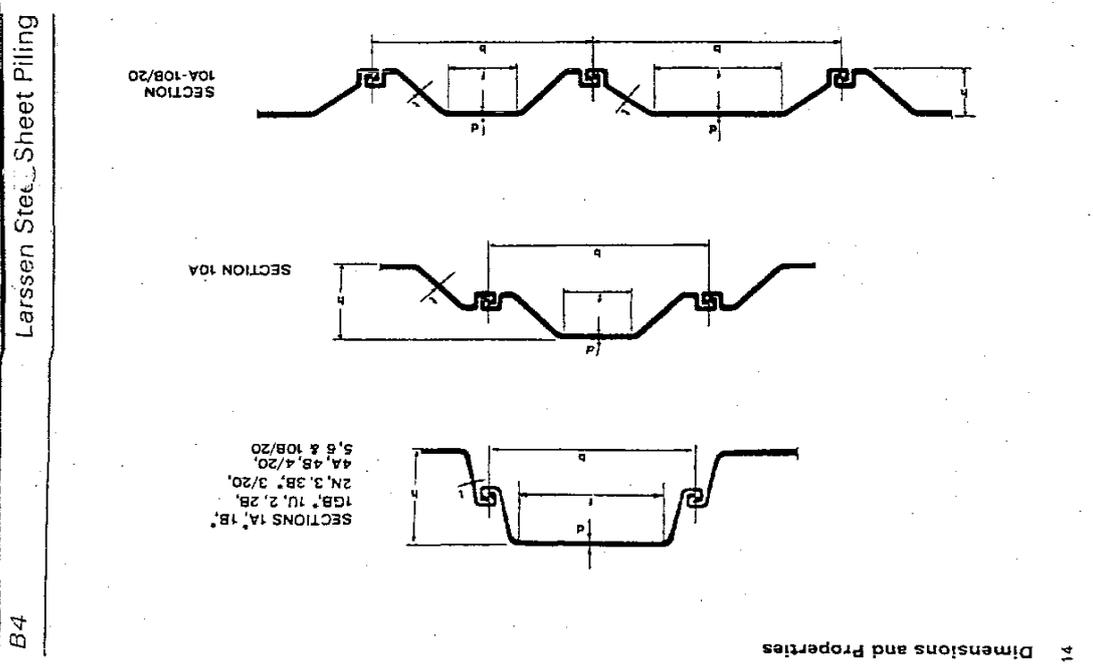
Πίνακας 7. 2 Υπολογισμός απαιτούμενης ροπής αντιστάσεως και εκλογή διατομής

Larsen Steel Sheet Piling

B5

Rolling margins within 4 per cent over and 2.5 per cent under theoretical mass: 75 mm over and 50 mm under on length. It is advisable to check on the availability of these sections before specifying.

Section	b (mm) (nom.)	h (mm) (nom.)	d (mm)	t (mm)	f (mm)	F Flat of mm	Area sq. cm per metre of wall	MASS			Section Modulus per metre
								kg. per sq. metre of wall	kg. per linear metre	kg. per sq. metre of wall	
1A*	400	130	7.2	5.8	302	107	33.8	84.1	2496	384	1A*
1B*	400	130	7.1	6.4	305	114	35.8	89.1	4998	562	1B*
1U*	400	130	9.4	9.4	302	135	42.4	106.0	3184	489	1U*
2	400	200	10.2	7.8	270	149	48.9	122.0	8494	850	2
2B	400	270	8.6	7.1	248	156	46.7	116.8	13663	1013	2B
2N	400	270	9.4	7.1	248	156	48.8	122.0	14855	1101	2N
3	400	247	14.0	8.9	248	198	62.0	155.0	16839	1360	3
3B*	400	298	13.5	8.9	235	198	62.1	155.2	23910	1602	3B*
3/20	508	343	11.7	8.4	330	175	69.6	137.0	28954	1665	3/20
4A	400	381	15.7	9.4	219	238	74.0	185.1	45180	2371	4A
4B	420	343	15.5	10.9	257	256	84.5	200.8	39185	2285	4B
4/20	508	381	14.3	9.4	321	207	82.5	182.4	43187	2266	4/20
5	420	343	22.1	11.9	257	303	100.0	237.7	50777	2962	5
6	420	440	22.0	14.0	248	370	122.0	290.0	92298	4200	6
10A	420	440	12.7	12.7	130	176	62.2	138.0	4166	486	10A
10B/20*	450	450	12.7	12.7	130	167	66.4	130.7	6054	706	10B/20*
10B/20	508	450	12.7	12.7	130	171	62.2	134.1	2250	356	10B/20



Tie Rods

The waling loads are transmitted to the anchorages by means of tie rods which require bearing plates and washers of such size and thickness as to provide adequate bearing to the sheet piling, walings, etc.

When tie rods have an overall length of more than 12 m a turnbuckle should be provided.

The rods with Whitworth cut threads are usually manufactured from BS. 4360 Grade 43A (mild) steel, but to overcome the necessity for large diameter rods it is sometimes convenient to use tie rods with upset ends, in which case the diameter at the root of the thread is at least equal to the diameter of the plain rod. Table 16 gives dimensions and safe loads.

In cases of very high loading, tie rods manufactured from "High Yield Steel" to BS 4360:1972 Grades 50B and 50C may be employed.

Rods with Whitworth rolled threads are also available in diameters from 25 mm to 75 mm in Grade 43A and Grade 50B steel, and from 20 mm to 40 mm in Cold Worked High Tensile Alloy Steel, these rods have UNIFIED or ISO metric threads and an ultimate tensile strength of 1000 N/sq. mm. Tables E18 and E19 give dimensions and safe loads.

For protection against corrosion, tie rods which form part of a permanent structure should be given a coat of tar, wrapped with hessian and a further coat of tar applied.

Design of Tie Rods

When designing tie rods it should be remembered that for various reasons, such as arching in the soil, the load developed may exceed the calculated load by 10% to 15%. Working stresses

used in the following tables have therefore been adjusted to allow for this effect.

Washer, Bearing and Anchorage Plates

Plate dimensions for both types of piling and various tie rod diameters are as shown on table E20.

Cappings, Fenders and Ladders

Typical details are as shown in fig. E7.

Table E17 TIE RODS AND ANCHOR BOLTS

Standard Whitworth Cut Threads Safe Loads at 110N/mm²

Diameter mm	Gross Area mm ²	Net Area under Thread mm ²	Safe Load kN
22	380	272	30
25	491	368	40
30	707	450	50
32	804	577	63
40	1257	839	92
45	1590	1131	124
50	1963	1491	164
60	2827	1887	208
65	3318	2408	265
70	3848	2880	317
75	4418	3516	387
85	5675	4133	455
90	6362	4888	538
100	7854	6470	712

If a higher stress than 110 N/mm² is desired, the safe load is directly proportional to the stress chosen.

Note: Threads are cut for British Standard Whitworth Nuts and Nut Areas are based on this. In some cases the rods will have to be skimmed down in order to use the appropriate nut size.

Table E18 DESIGN DATA—ROLLED THREADS As supplied by BSC Reinforcement Steel Services P.O. Box 41, Sheffield

Nominal Diameter mm	Actual Diameter mm	Thread Type	Major Thread Diameter mm	Mass per Metre kg	Characteristic Failing Load kN
MILD STEEL					
50	48	Rolled-Whitworth	50.8	13.98	740
60	60	Rolled-Whitworth	63.5	22.44	1176
75	72	Rolled-Whitworth	76.2	32.88	1706
HIGH YIELD STEEL					
50	48	Rolled-Whitworth	50.8	13.98	905
60	60	Rolled-Whitworth	63.5	22.44	1437
75	72	Rolled-Whitworth	76.2	32.88	2085
COLD WORKED HIGH TENSILE ALLOY STEEL					
20	20.5	Rolled Special	21.1	2.59	325
25	25.5	Rolled Special	26.2	4.01	505
32	32.5	Rolled Special	33.4	6.51	830
40	41.0	Rolled Special	41.7	10.36	1300

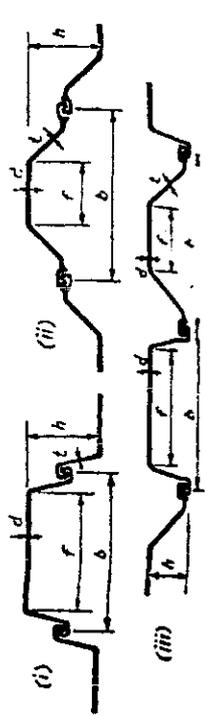
Table E19 SUGGESTED WORKING LOADS—ROLLED THREADS

Nominal Diameter mm	MILD STEEL		HIGH YIELD STEEL		COLD WORKED HIGH STRENGTH ALLOY STEEL	
	Working Load 110N/mm ² kN	Strain at Working Load %	Working Load 175N/mm ² kN	Strain at Working Load %	Working Load at FOS of 3 on Characteristic kN	Strain at Working Load %
20	—	—	—	—	110	0.20
25	—	—	—	—	170	0.20
32	70	0.042	115	0.080	265	0.20
40	—	—	—	—	435	0.20
50	190	0.051	300	0.080	—	—
60	300	0.052	480	0.083	—	—
75	440	0.053	700	0.084	—	—

Τύποι, διατομή και στοιχεία μεταλλικών πασσαλοσανιδιών.

(α) Τύπων Larsen της British Steel Corporation

Τύπος	b (χλμ.)	h (χλμ.)	d (χλμ.)	t (χλμ.)	r (χλμ.)	Έμβεδόν διατομής (εκ²/μ τοιχώ)	Βύροσ		Ροπή άδρανείας εκ³/μ	Ροπή άν- τιστάσεως εκ²/μ (W)	W C
							xy/μ	xy/μ² (G)			
1A	400	130	7.2	5.8	302	107	33.6	84	2.496	384	4.57
1B	400	178	7.1	6.4	305	114	35.6	89	4.998	562	6.31
1GB	400	130	8.1	5.8	302	115	36.2	90	2.729	419	4.66
1U	400	200	9.4	7.8	302	135	42.4	106	3.184	489	4.61
2	400	270	10.2	7.8	270	156	48.8	122	8.494	850	6.97
2B	400	270	8.6	7.1	248	149	46.7	117	13.663	1013	8.66
2N	400	270	9.4	7.1	248	156	48.8	122	14.855	1101	9.02
3	400	247	14.0	8.9	248	198	62.0	155	16.839	1360	8.77
3B	400	298	13.5	8.9	235	198	62.1	155	23.910	1602	10.34
3/20	508	343	11.7	8.4	330	175	69.6	137	23.544	1665	12.15
4A	400	381	15.7	9.4	219	236	74.0	185	45.160	2371	12.82
4B	420	343	15.5	10.9	257	256	81.5	201	39.165	2235	11.37
4/20	508	381	14.3	9.4	311	207	82.5	162	43.167	2266	13.99
5	508	381	15.7	9.4	321	218	86.8	171	45.924	2414	14.12
6	420	343	22.1	11.9	257	303	100.0	238	50.777	2962	12.45
10A	420	440	22.0	14.0	248	370	122.0	290	92.798	4200	14.48
10B/20	420	440	25.4	14.0	251	398	131.0	312	101.689	4618	14.80
10A-10B/20	420	440	28.6	14.0	251	421	138.7	330	109.968	5000	15.15
10B/20	450	171	12.7	12.7	130	176	62.2	138	4.166	486	3.52
10A-10B/20	450/508	171	12.7	12.7	130/171	167	66.4	131	6.054	706	5.39
20	508	108	12.7	12.7	273	171	66.4	134	2.250	356	2.66



— Τό Σχ. (i) άφορρά όλους τούς τύπους πλήν 10 A και 2 (10 A)

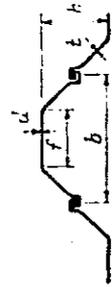
— Τό Σχ. (ii) άφορρά τόν τύπον 10 A

— Τό Σχ. (iii) άφορρά τόν τύπον 2 (10 A)

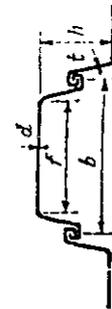
Πίνακας 7. 5 Διατομή πασσαλοσανίδας τύπου Larsen της British Steel Corporation

(β) Τύπου Larsen της Thyssen Stahlunion — Export

Τύπος	b. (χλμ.)	h (χλμ.)	d (χλμ.)	t (χλμ.)	Έμβεδόν διατομής (εκ² μ τοιχο)	Β ά ρ ο ς		Ροπή ύδρανείας εκ⁴ / μ	Ροπή άν- τιστάσεως εκ³ / μ (W)	W G
						xy / μ	xy / μ² (G)			
20	500	220	7	6	101	39.5	79	6 600	600	7.59
21	500	220	8.2	8	121	47.5	95	7 700	700	7.37
22	500	340	10.1	9	155	61	122	21 250	1250	10.25
23	500	420	11.5	10	197	77.5	155	42 000	2000	12.90
24	500	420	15.6	10	223	87.5	175	52 500	2500	14.29
31	450	150	9.5	9.5	127	45	100	3 450	460	4.60
32	450	250	10.5	10.5	155	54.9	122	10 600	850	6.97
III	400	247	14.2	9.2	197	62	135	16 670	1350	8.71



20, 21, 22, 23, 24, 31, 32



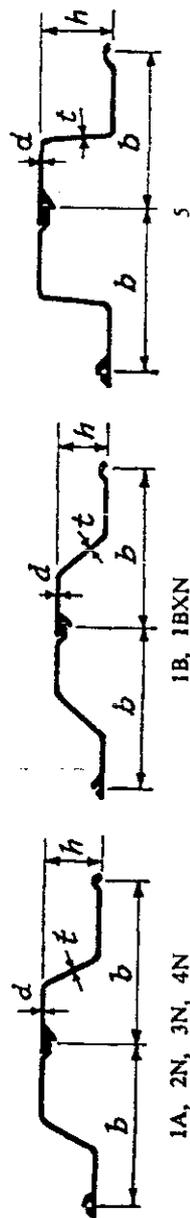
III.

Πίνακας 7. 6 Διατομή πασσαλοσανίδας τύπου Larsen της Thyssen Stahlunion - Export

(7) Τύπου Frodingham της British Steel Corporation

Τύπος	b (χλ.)	h (χλ.)	d (χλ.)	t (χλ.)	Βύρος		Ροπή αν- τιστάσεως εκ³/μ (W)	W G
					χγ/μ	χγ/μ² (G)		
1A	400	146	69	6.9	35.64	89.1	563	6.32
1B	400	133	9.5	9.5	42.13	105.3	562	5.34
1BΧN	476	143	12.7	12.7	62.1	130.4	688	5.28
2N	483	235	9.7	8.4	54.21	112.3	1150	10.24
3N	483	283	11.7	8.9	66.15	137.1	1688	12.31
4N	483	330	14.0	10.4	82.45	170.8	2414	14.13
5	425	311	17.0	11.9	100.76	236.9	3168	13.37

Έκ των ανωτέρω διατομών χρησιμοποιούνται σήμερα κυρίως οι 2N, 3N και 4N. Τόν λωπών διατομών προμήθεια γίνεται κατω-
πιν ειδικής παραγγελίας.

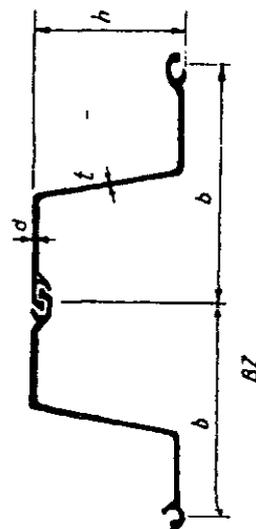


Πίνακας 7.7 Διατομή πασσαλοσανίδας τύπου Frodingham της British Steel Corporation

Αντιστηρίξεις — Περιφράξεις

(δ) Τύπου Arbed — Belval

Τύπος	b (χλ.)	h (χλ.)	d (χλ.)	τ (χλ.)	Έμβαδόν διπλομήτσης (εκ ² /μ τρίγυρου)	Βάρος		Ροπή άδρανείας εκ ⁴ /μ	Ροπή άν- τιτάσεως εκ ³ /μ (W)	W G
						χγ/μ	χγ/μ ² (G)			
*BZ 0	500	135	9.5	9.5	132.5	52.00	104.0	3510	520	5.00
*BZ 0R	500	135	12.7	12.7	159.9	62.71	125.5	4120	610	4.86
BZ 1N	420	165	8.0	8.0	127.4	42.00	100.0	5940	720	7.20
BZ 1RA	420	167	9.5	9.5	150.3	49.56	118.0	7100	850	7.20
BZ 1R	420	167	10.0	10.0	155.4	51.21	122.0	7180	860	7.05
*BZ 250	500	240	8.5	8.5	142.9	56.10	112.2	14400	1200	10.70
BZ 11N	450	220	5.5	8.5	155.4	54.96	122.0	13200	1200	9.84
BZ 11R	450	222	11.0	10.0	178.3	63.00	140.0	15210	1370	9.79
BZ 350	500	295	9.5	9.5	166.4	63.30	130.6	24630	1670	12.79
BZ 111N	450	260	12.5	10.0	197.4	69.71	155.0	23270	1790	11.55
BZ 1V N-50	500	290	14.0	10.0	212.5	79.50	159.0	29720	2050	12.89
BZ 111R	450	263	15.0	12.0	235.7	83.25	185.0	27750	2110	11.41
BZ 1VN	450	300	14.0	10.0	224.2	79.20	176.0	35400	2360	13.41
BZ 1VNR	450	302	15.2	10.2	236.3	83.47	185.5	37980	2515	13.56
BZ 1VN	500	350	20.0	12.0	301.9	118.50	237.0	65100	3720	15.70
BZ VR	500	354	24.0	14.0	346.5	136.00	272.0	74690	4220	15.51

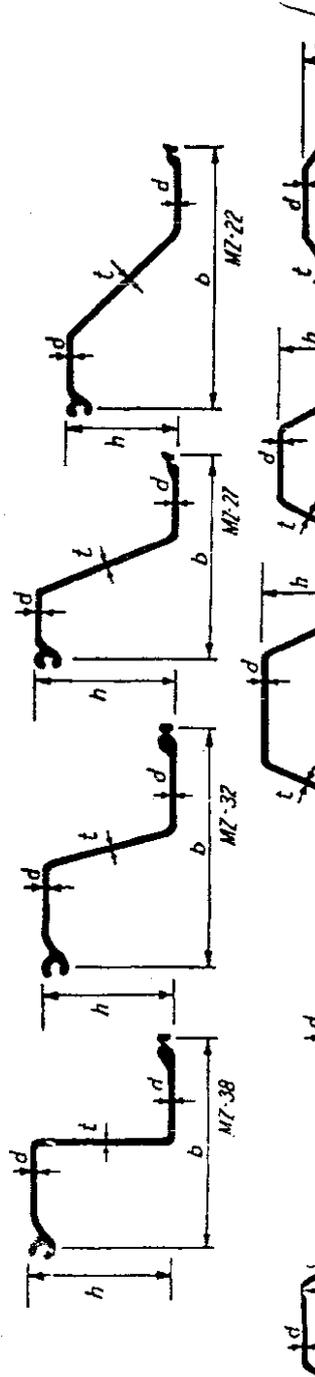


* Διατομικά όμοια προς την 1B του τύπου Frodingham (Πίναξ 3γ)

Πίνακας 7.8 Διατομή πασσαλοσανίδας τύπου Arbed - Belval

Προσωρινά αντίστροφοι

Τύπος	b (χλ.)	h (χλ.)	d (χλ.)	t (χλ.)	Βύρος		Ροπή αν- τιστάσεως εκ ³ /μ (W)	W G
					xy/μ	xy/μ ² (G)		
MZ-38	457	305	12.7	9.5	84.8	185.5	2316	13.6
MZ-32	533	292	12.7	5.0	11.3	156.2	2060	13.2
MZ-27	457	305	9.5	9.5	6.3	131.8	1624	12.3
MZ-22	559	241	9.5	5.0	60.0	107.4	1022	9.5
MP-117	381	84	9.5	9.5	57.7	151.3	382	2.5
MP-113	406	—	12.7	—	55.5	136.7	134	0.98
MP-112	406	—	9.5	—	45.7	112.3	129	1.1
MP-110	406	152	12	9.5	63.5	156.2	823	5.3
MP-116	406	127	9.5	9.5	53.6	131.8	575	4.4
MP-115	498.5	82.5	12	9.5	53.6	107.4	290	2.7

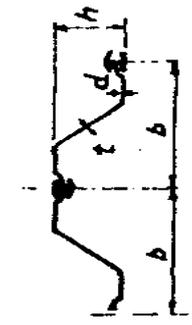
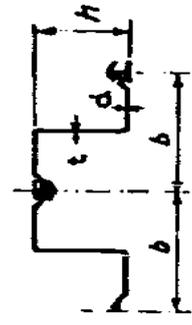


Πίνακας 7.9 Διατομή πασσαλοσανίδας τύπου United States Steel Corporation

Αντιστηρίξεις — Περιφράξεις

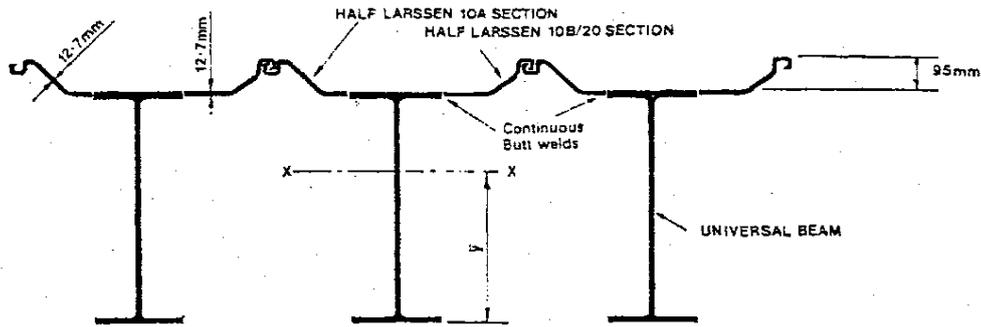
(C) Τύπου Krupp

Τύπος	b (χλμ.)	h (χλμ.)	t (χλμ.)	d (χλμ.)	Βύρος		Ροπή άν- τιστάσεως εκ²/μ (W)	W G
					χγ/μ	χγ/μ² (G)		
KSIIa	430	160	6.2	7.8	38.4	89	600	6.74
KSII	430	160	8	8.5	43.0	100	630	6.30
KSIIb	430	160	9	9	45.6	106	660	6.23
KSII	430	180	10	11.7	52.5	122	850	6.97
KIII	400	200	8	8.2	48.8	122	1100	9.02
KIIIb	400	240	9	10.5	62.0	155	1600	10.32
KIV	400	200	10	12	62.0	155	1350	8.71
KIV	400	280	10	13.3	74.0	185	2200	11.89
KV	360	320	12	14.5	85.7	238	3000	12.61



Πίνακας 7.10 Διατομή πασσαλοσανίδας τύπου Krupp

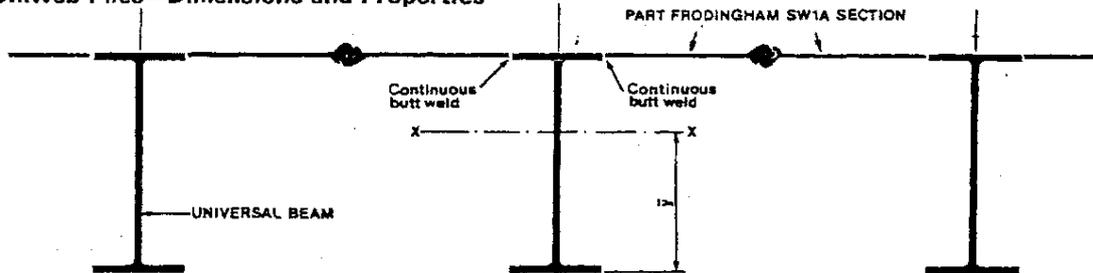
Unissen Piles—Dimensions and Properties



universal beam		crs. of u.b.s (nom) mm	mass		area of section cm ²	\bar{y} cm	moment of inertia xx		section modulus xx		rad. of gyration xx cm
serial size mm	mass kg/m		kg/lin. metre	kg/sq.m wall			cm ⁴ /m wall	cm ⁴ /pile	cm ³ /m wall	cm ³ /pile	
533 x 210	101	686	165.0	240.5	210	38.5	156799	107580	4077	2797	22.6
610 x 229	113	704	177.0	251.3	225	42.5	208619	146910	4911	3458	25.5
610 x 305	149	780	213.0	272.8	271	40.6	243334	189995	5994	4680	26.5
686 x 254	152	730	216.0	295.7	275	45.5	317559	231977	6977	5097	29.0
762 x 267	173	742	237.0	319.1	301	49.3	413581	307167	8396	6236	31.9
762 x 267	197	744	261.0	350.8	332	48.7	466733	347249	9581	7128	32.3
838 x 292	194	768	258.0	335.8	328	53.3	527291	405170	9900	7607	35.1
914 x 305	224	780	288.0	369.2	366	56.4	674866	526463	11975	9342	37.9
914 x 305	253	781	317.0	405.6	404	55.8	759774	593764	13605	10633	38.3
914 x 305	289	783	353.0	450.4	450	55.3	852863	668474	15421	12087	38.5
914 x 410	388	896	452.0	504.2	575	53.0	990302	887806	18685	16751	39.3

Rolling margin is within 4 per cent over and 2.5 per cent under theoretical mass: 50 mm over and 0 mm under on length.

Uniweb Piles—Dimensions and Properties



universal beam			crs. of u.b.s (nom) mm	mass		area of pile cm ²	\bar{y} cm	moment of inertia xx		section modulus xx		rad. of gyration xx cm
serial size mm	mass kg/m	area cm ²		kg/lin. metre	kg/sq.m wall			cm ⁴ /m wall	cm ⁴ /pile	cm ³ /m wall	cm ³ /pile	
533 x 210	101	129.1	800	182.4	228.0	232	38.5	126361	101101	3281	2625	20.8
610 x 229	113	144.3	818	194.4	237.6	248	42.8	171950	140689	4017	3287	23.8
610 x 305	149	189.9	894	230.4	257.5	293	41.0	205837	184183	5017	4489	25.0
686 x 254	152	193.6	844	233.4	276.4	297	46.2	268612	227012	5824	4918	27.6
762 x 267	173	220.2	856	254.4	297.0	323	50.1	354622	303804	7078	6064	30.6
762 x 267	197	250.5	858	278.4	324.5	354	49.6	401641	344608	8103	6953	31.2
838 x 292	194	246.9	882	275.4	312.1	350	54.3	457962	404105	8436	7444	33.9
914 x 305	224	284.9	894	305.4	341.6	388	57.5	590935	528355	10278	9189	36.9
914 x 305	253	322.5	895	334.4	373.4	426	56.9	666510	596860	11704	10481	37.4
914 x 305	289	368.5	897	370.4	412.6	472	56.4	749465	672870	13296	11937	37.7
914 x 419	388	493.9	1010	469.4	464.5	597	53.9	884635	893923	16411	16584	38.7

Rolling margin is within 4 per cent over and 2.5 per cent under theoretical mass: 50 mm over and 0 mm under on length.
The above section properties are based on the straight web sections being of the maximum practical width obtainable after one interlock has been removed. Sections incorporating wings of lesser width can be supplied if required.

Πίνακας 7.11 Σύνηθε διατομή πασσαλοσανίδας

Tie Rods

The waling loads are transmitted to the anchorages by means of tie rods which require bearing plates and washers of such size and thickness as to provide adequate bearing to the sheet piling, wallings, etc.

When tie rods have an overall length of more than 12 m a turnbuckle should be provided.

Tie rods with Whitworth cut threads are usually manufactured from BS. 4360 Grade 43A (mild) steel, but to overcome the necessity for large diameter rods it is sometimes convenient to use tie rods with upset ends, in which case the diameter at the root of the thread is at least equal to the diameter of the plain rod. Table 16 gives dimensions and safe loads.

In cases of very high loading, tie rods manufactured from "High Yield Steel" to BS 4360:1972 Grades 50B and 50C may be employed. Rods with Whitworth rolled threads are also available in diameters from 25 mm to 75 mm in Grade 43A and Grade 50B steel, and from 20 mm to 40 mm in Cold Worked High Tensile Alloy Steel, these rods have UNIFIED or ISO metric threads and an ultimate tensile strength of 1000 N/sq. mm. Tables E18 and E19 give dimensions and safe loads.

For protection against corrosion, tie rods which form part of a permanent structure should be given a coat of tar, wrapped with hessian and a further coat of tar applied.

Design of Tie Rods

When designing tie rods it should be remembered that for various reasons, such as arching in the soil, the load developed may exceed the calculated load by 10% to 15%. Working stresses

used in the following tables have therefore been adjusted to allow for this effect.

Washer, Bearing and Anchorage Plates

Plate dimensions for both types of piling and various tie rod diameters are as shown on table E20.

Cappings, Fenders and Ladders

Typical details are as shown in fig. E7.

Table E17 TIE RODS AND ANCHOR BOLTS

Standard Whitworth Cut Threads Safe Loads at 110N/mm²

Diameter mm	Gross Area mm ²	Net Area under Thread mm ²	Safe Load kN
22	380	272	30
25	491	358	40
30	707	450	50
32	804	577	63
40	1257	839	92
45	1590	1131	124
50	1963	1491	164
60	2827	1887	208
65	3318	2408	265
70	3848	2880	317
75	4418	3516	387
85	5675	4133	455
90	6362	4888	538
100	7854	6470	712

If a higher stress than 110 N/mm² is desired, the safe load is directly proportional to the stress chosen.

Note: Threads are cut for British Standard Whitworth Nuts and Nut Areas are based on this. In some cases the rods will have to be skimmed down in order to use the appropriate nut size.

Table E18 DESIGN DATA—ROLLED THREADS As supplied by BSC Reinforcement Steel Services P.O. Box 41, Sheffield

Nominal Diameter	Actual Diameter	Thread Type	Major Thread Diameter	Mass per Metre	Characteristic Failing Load
mm	mm		mm	kg	kN
MILD STEEL					
50	48	Rolled-Whitworth	50.8	13.98	740
60	60	Rolled-Whitworth	63.5	22.44	1176
75	72	Rolled-Whitworth	76.2	32.88	1706
HIGH YIELD STEEL					
50	48	Rolled-Whitworth	50.8	13.98	905
60	60	Rolled-Whitworth	63.5	22.44	1437
75	72	Rolled-Whitworth	76.2	32.88	2085

Table E19 SUGGESTED WORKING LOADS—ROLLED THREADS

Nominal Diameter	MILD STEEL		HIGH YIELD STEEL		COLD WORKED HIGH STRENGTH ALLOY STEEL	
	Working Load 110N/mm ²	Strain at Working Load	Working Load 175N/mm ²	Strain at Working Load	Working Load at FOS of 3 on Characteristic	Strain at Working Load
mm	kN	%	kN	%	kN	%
20	—	—	—	—	110	0.20
25	—	—	—	—	170	0.20
32	70	0.042	115	0.080	265	0.20
40	—	—	—	—	435	0.20
60	190	0.051	300	0.080	—	—
75	300	0.052	480	0.083	—	—
—	440	0.053	700	0.084	—	—

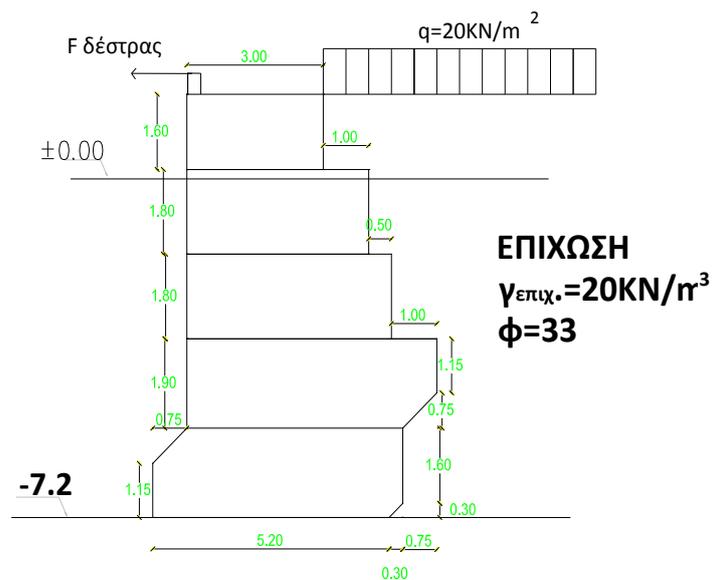
Κεφάλαιο 8 – Συνοπτική παρουσίαση αποτελεσμάτων εναλλακτικών λύσεων που εξετάστηκαν- προτεινόμενες λύσεις.

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται συνοπτικά με την βοήθεια πινάκων και σκαριφημάτων τα αποτελέσματα: i) του σχεδιασμού της ανωδομής του κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους (υπό στατική και σεισμική φόρτιση) ii) της απευθείας έδρασης του κρηπιδοτοίχου στην υφιστάμενη στρωματογραφία iii) της ενίσχυσης-βελτίωσης της υποκείμενης αργίλου με προφόρτιση-χαλικοπασσάλους και στην συνέχεια έδρασης του κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους στο βελτιωμένο-ενισχυμένο εδαφικό πυθμένα iv) του σχεδιασμού βελτίωσης της υποκείμενης αργίλου με προφόρτιση (συνδυασμένη με γεωύφασμα) σε περισσότερες της μίας φάσης έτσι ώστε να προκύπτει ισορροπία κρηπιδοτοίχου από αγκυρωμένο πέτασμα πασσαλοσανίδων με έδραση στον πυθμένα της αργίλου και στην συνέχεια την διαστασιολόγηση τόσο του πετάσματος όσο και των σωμάτων αγκύρωσης και των ελκυστήρων.

8.1 Σχεδιασμός ανωδομής κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους

Στον πίνακα 8.1. παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του σχεδιασμού ανωδομής κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους.

Σχήμα 8.1. Τομή κρηπιδοτοίχου με τα φορτία που την καταπονούν

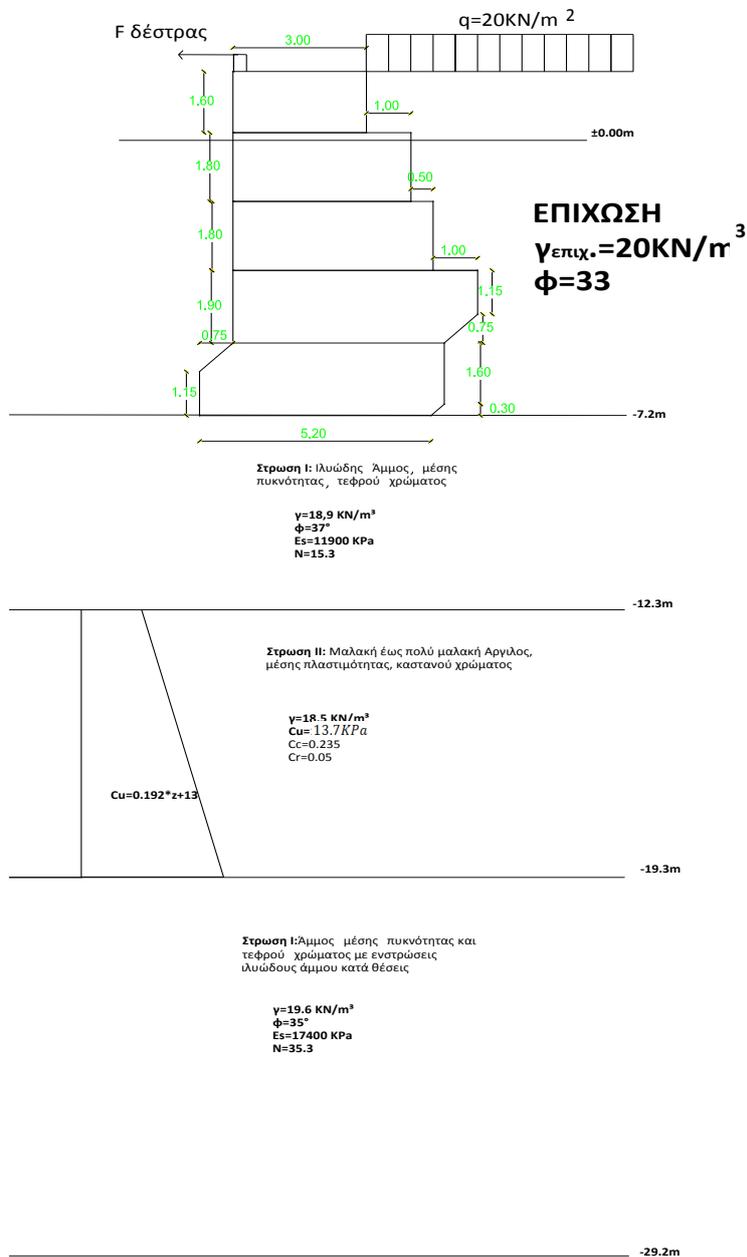


Πίνακας 8.1 Αποτελέσματα του σχεδιασμού ανωδομής κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους.

Μέγεθος	Στατική φόρτιση $q=20\text{Kpa } \Delta=5 \text{ KN/m}$	Σεισμική φόρτιση ($K_h=0.16g, K_v=0, q_w=1.5$) $q=10\text{Kpa } \Delta=2.5 \text{ KN/m}$
Συντελεστές ωθήσεων (έξαλη/ύφαλη) επίχωση	$K_\alpha=0,274/K_\alpha=0,274$	$K_{A-E}=0,338 \theta=6,01^0/K_{A-E}'=0,42 \theta=12,04^0$
Εντατικά μεγέθη στην στάθμη θεμελίωσης	$\Sigma M_K=2129,63\text{KNm}$ $\Sigma V_K=829.86\text{KN}$ $\Sigma H_K=196.53\text{KN}$	$\Sigma M_K=1684.26\text{KNm}$ $\Sigma V_K=830.56\text{KN}$ $\Sigma H_K=310.22\text{KN}$
Εκκεντρότητα $e_k(\text{m})$	$e_k=0$	$e_k=0.5$
Πιέσεις επαφής $\sigma_{\max}/\sigma_{\min}$	$\sigma_{\max}=166\text{KPa}$ $\sigma_{\min}=166\text{KPa}$	$\sigma_{\max}=251.86\text{KPa}$ $\sigma_{\min}=67.57\text{KPa}$
Συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής Y_{av}	$Y_{av}=4.81$	$Y_{av}=2.74$
Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης ($\delta=\phi$) Y_{ol}	$Y_{ol}=3.1$	$Y_{ol}=2.02$

8.2 Έλεγχοι απευθείας έδρασης κρηπιδοτοίχου από Τ.Ο στην υφιστάμενη στρωματογραφία.

Σχήμα 8.2. Στρωματογραφία υπολογισμού



Στον πίνακα 8.2. εμφανίζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων θραύσεως δίστρωτου συστήματος, ελέγχων γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης και εφαρμογή προγράμματος Η/Υ LARIX υπό στατική και σεισμική φόρτιση.

Πίνακας 8.2

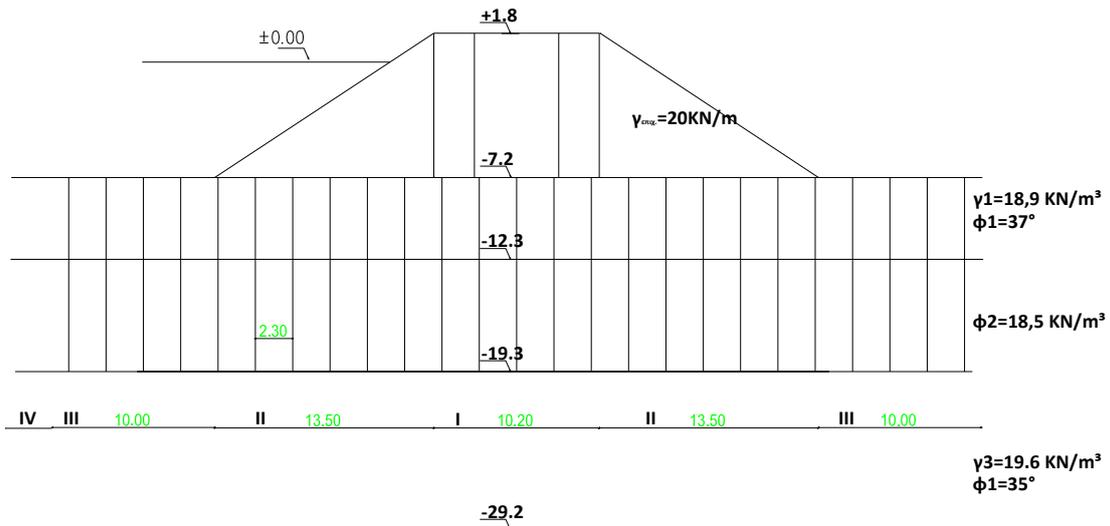
Μέγεθος	Στατική φόρτιση $q=20\text{Kpa}$ $\Delta=5\text{ KN/m}$	Σεισμική φόρτιση ($K_h=0.16g, K_v=0, q_w=1.5$) $q=10\text{Kpa}$ $\Delta=2.5\text{ KN/m}$
Συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως δίστρωτου συστήματος	$q_{bv}=135,39\text{ Kpa}$	$q_{bv}=102,86\text{Kpa}$
	$K_s=3$	$K_s=2,8$
	$i_s=0,7$	$i_s=0,5$
	$q_{uv}=160,11\text{Kpa}$	$q_{uv}=115,34\text{KPa}$
	$F=1,01$	$F=0,58$
Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας με κύκλου ολίσθησης	$F_{\min}=0,99$	

Παρατηρούμε ότι οι συντελεστές ασφαλείας που προκύπτουν είναι κάτω τον επιτρεπόμενων ορίων οπότε οδηγούμαστε στην απόρριψη της απευθείας έδρασης του κρηπιδοτοίχου.

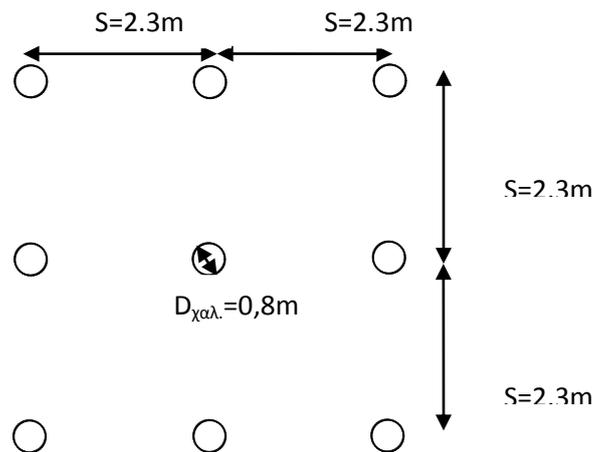
8.3 Ενίσχυση εδάφους με χαλικοπασσάλους

1) Σχεδιασμός δικτύου χαλικοπασσάλων και προφόρτισης

Σχήμα 8.3 α Τομή δικτύου χαλικοπασσάλων και επιχώματος προφόρτισης



Σχήμα 8.3 β Κάτοψη δικτύου χαλικοπασσάλων.



Στον πίνακα 8.3. παρουσιάζονται i) C_{eqi}, ϕ_{eqi} στις επί μέρους περιοχές ii) τα γεωμετρικά και φορτικά στοιχεία για το δίκτυο των χαλικοπασσάλων iii) ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας του δυσμενέστερου κύκλου μόνο υπό στατική φόρτιση λόγω της προσωρινότητας της προφόρτισης iv) οι παράμετροι και παραδοχές για την χρονική εξέλιξη της στερεοποίησης έτσι ώστε $t_{προφ.}=3$ μήνες

Πίνακας 8.3. Παράμετροι δικτύου χαλικοπασσάλων

Γεωμετρικά/ μηχανικά χαρακτηριστικά δικτύου χαλικοπασσάλων	Τιμές
Διάμετρος χαλικοπασσάλου	$d_{χαλ.}=0,80m$
Γωνία εσωτερικής τριβής χαλικοπασσάλου	$\phi_{χαλ.}=40^0$
Πλευρά τετραγωνικού καννάβου	$S=2.3m$
Λόγος αντικατάστασης	$\alpha_s=0.094$
Συντελεστής μείωσης καθιζήσεων (κατά PRIEBE)	$\gamma=0.667$
Συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων	$n=6.32$
Πίεση επιχώματος προφορτίσεως	$\sigma_0=108KPa$
Ανακατανομή τάσεων $\sigma_{χαλ.}/\sigma_{εδ.}$	$\sigma_{χαλ.}=455,02Kpa/\sigma_{εδ.}=72KPa$
Οριακή πίεση κεφαλής χαλικοπασσάλου/ Συντελεστής ασφαλ. έναντι θραύσεως κεφ.	$1530,05Kpa/ F_{κεφ.}=3,36$
Παράμετροι αντοχής ισοδύναμου μεικτού εδάφους C_{eqi}, ϕ_{eqi}	Περιοχή I $C_{eq}^I=24.3 Kpa, \phi_{eq}^I=15.4^0$
	Περιοχή II $C_{eq}^{II}=18.3 Kpa, \phi_{eq}^{II}=10.35^0$
	Περιοχή I $C_{eq}^{III}=12.4 Kpa, \phi_{eq}^{III}=15.19^0$
	Περιοχή I $C_{eq}^{IV}=13.5 Kpa, \phi_{eq}^{IV}=0$
Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας δυσμενέστερου κύκλου ολίσθησης για την προφόρτιση	$F_{min}=2.05$
Παράμετροι-παραδοχές για διάρκεια παραμονής προφορτίσεως $t=3$ μήνες	$C_v=2.18m^2/έτος$ $C_h=2.5 * C_v=5.45m^2/έτος$ $K_h=2.5 * K_v,$ $K_{h-s}=1.5K_v, R_s=0.6m, R_d=0.4m A=0.698$

2) Έλεγχοι έδρασης κρηπιδοτοίχου στον ενισχυμένο-βελτιωμένο πυθμένα.

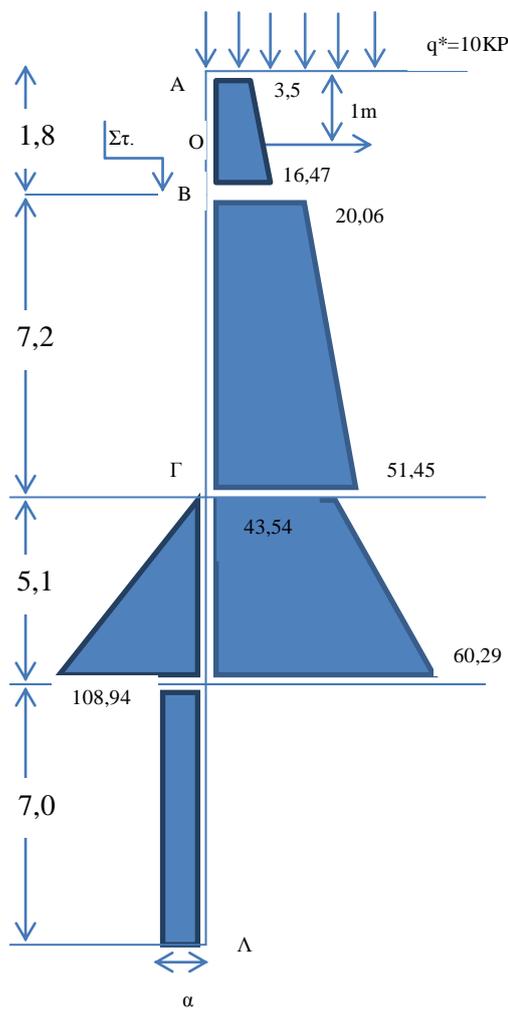
Τέλος στον παρακάτω πίνακα 8.4. παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της έδρασης κρηπιδοτοίχου από Τ.Ο. στον ενισχυμένο-βελτιωμένο εδαφικό πυθμένα (συντελεστές θραύσεως δίστρωτου συστήματος και ελάχιστοι συντελεστές ελέγχων γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης και εφαρμογή προγράμματος LARIX υπό στατική και σεισμική φόρτιση ,συνολικές καθιζήσεις των άκρων του ογκολίθου εδράσεως μόνο υπό στατική φόρτιση και χωρίς κινητό φορτίο).

Πίνακας 8.4 Αποτελέσματα της έδρασης κρηπιδοτοίχου από Τ.Ο. στον ενισχυμένο-βελτιωμένο εδαφικό πυθμένα

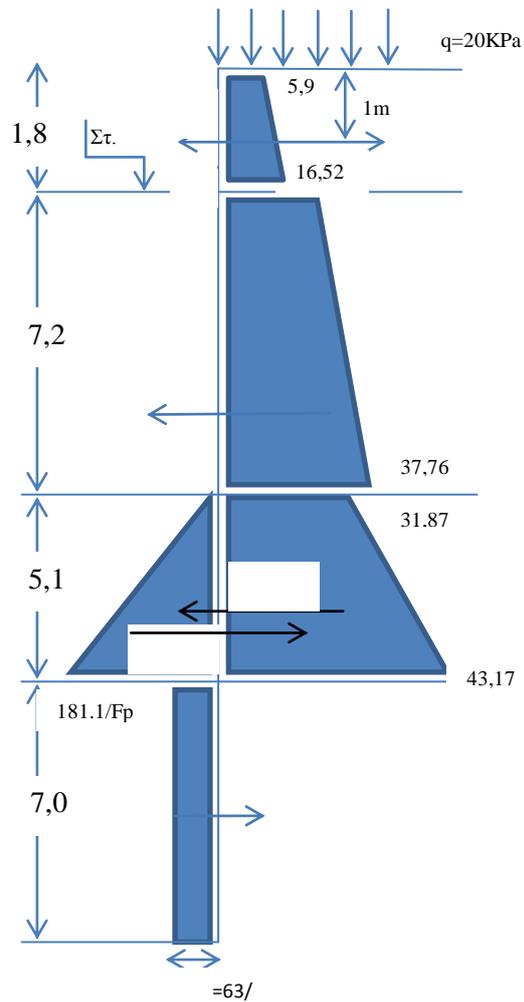
Μέγεθος	Στατική φόρτιση	Σεισμική φόρτιση
Συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως δίστρωτου συστήματος	$q_{bv}=324,2 \text{ Kpa}$	$q_{bv}=283,13 \text{ Kpa}$
	$K_s=4$	$K_s=4$
	$i_s=0.7$	$i_s=0.5$
	$q_{uv}=374,79 \text{ Kpa}$	$q_{uv}=244,13 \text{ Kpa}$
	$F=2,35$	$F=1.13$
Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας δυσμενέστερου κύκλου ολίσθησης	$F_{min}=1,87$	$F_{min}=1,1$
Καθιζήσεις άκρου τοίχου	Στατική φόρτιση χωρίς κινητό	
	Άκρο προς θάλασσα Α Άμεση καθίζηση $p_i=5,1 \text{ cm}$ Μακροχρόνια καθ. $p_c=3.2$ Συνολική καθιζ. $p_t=8.3 \text{ cm}$	Άκρο προς θάλασσα Β Άμεση καθίζηση $p_i=9.3 \text{ cm}$ Μακροχρόνια καθ. $p_c=7.7$ Συνολική καθιζ. $p_t=17.0 \text{ cm}$
Οριακή πίεση κεφαλής Χαλικοπασσάλων/ Συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως κεφαλής	$2246.23 \text{ Kpa}/$ $F_{κεφ.}=3,21$	$2640.45 \text{ Kpa}/$ $F_{κεφ.}=3,16$

8.4 Σχεδιασμός κρηπιδοτοίχου από αγκυρωμένο (free earth support) πέτασμα πασσαλοσανίδων (μέχρι τον αργιλικό πυθμένα)

Στον παρακάτω πίνακα 8.5. παρουσιάζονται: i) οι συντελεστές ωθήσεως του πετάσματος, στατικά και σεισμικά, με παραδοχή $\delta=0^\circ$ τόσο για το επίχωμα όσο και για την υπερκείμενη αμμώδη στρώση ii) το απαιτούμενο για την ισορροπία του πετάσματος πλεόνασμα παθητικής ώθησης στην άργιλο για την δυσμενέστερη σεισμική φόρτιση iii) η απαιτούμενη αστράγγιστη αντοχή $Cu_{απ}$. Προκειμένου να επιτευχθεί το παραπάνω πλεόνασμα και ο ενιαίος για παθητικές ωθήσεις στην άμμο και στην άργιλο συντελεστής ασφαλείας F_p με τον οποίο λειτουργεί στην στατική φόρτιση το πέτασμα (βλέπε και σχήμα 8.4α. και 8.4β.)



Σχ.8.4α. Ισορροπία αγκυρωμένου πετάσματος για σεισμική φόρτιση



Σχ.8.4β. Ισορροπία αγκυρωμένου πετάσματος για στατική φόρτιση

Πίνακας 8.5. Παράμετροι πετάσματος πασσαλοσανίδας

Μέγεθος/ Παράμετρος		Σεισμική φόρτιση (δυσμενέστερη , $K_h=0.16g, K_v=0, q_w=1.5$)	Στατική φόρτιση
Συντελεστές ωθήσεων (παραδοχή $\delta=0$)	α) Επίχωση έξαλη/ύφαλη	$K_{A-E}=0.358/K'_{A-E}=0.436$	$K_a^R=0.295/K_a^R=0.295$
	β) Άμμος Ι	$K'_{A-E}=0.369/K'_{P-E}=2.40$	$K_a^R=0.249/K_a^R/F_p=2.66$
Πλεόνασμα παθητικής ώθησης α στην άργιλο		$\Sigma M_{(0)}=0 \rightarrowa=8,04\text{KPa}$	$a^*=63/F_p-55$
Απαιτούμενη $c_{\text{ισπ}}$ για να επιτευχθεί πλεόνασμα α		$(F_p=1)c_{\text{ισπ}}=(118+a)/4=31.5\text{KPa}$	-
Στοιχεία απαιτούμενης προφόρτισης			
$(\text{OCR})_{\text{ισπ}} = \left(\frac{c_{\text{ισπ}}}{c_{\text{ισ0}}}\right)^{1.25}$		2,83	-
$q_{\text{προφ}}^{\text{ισπ}} = [(\text{OCR})_{\text{ισπ}} - 1] \sigma_{\text{ισ0}}'$		137.51KPa	-
$h_{\text{εξάλο}} = \frac{q_{\text{προφ}} - 10 * 7,2}{20}$		3.30m	-
$h_{\text{ολ}}^{\text{προφ}} = h_{\text{εξ}} + 7,2$		$h_{\text{ολ}}^{\text{προφ}} = 10.50\text{m}$ σε τρεις φάσεις 4, 7.5 , 10.50 m	-
Συντελεστής ασφαλείας έναντι παθητικών ωθήσεων		$F_p=1$	$\Sigma M_{(0)}=0 \rightarrowF_p=1,34$

Στον πίνακα 8.6. παρουσιάζονται: i) η μέγιστη ροπή κάμψης του αγκυρωμένου πετάσματος του κρηπιδοτοίχου υπό στατική και σεισμική φόρτιση και η επιλογή διατομής ii) η δύναμη αγκύρωσης $F(\text{KN/m})$ και η μέγιστη δύναμη ελκυστήρα iii) το μέγιστο απαιτούμενο ύψος πασσαλοσανίδας αγκυρώσεως προκειμένου να αναληφθεί η δύναμη αγκυρώσεως όπως προκύπτει από σεισμική φόρτιση για $F_p=1,5$ και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι παθητικών ωθήσεων του σώματος αγκυρώσεως με το δεδομένο ύψος υπό στατική φόρτιση. iv) η ελάχιστη απαιτούμενη απόσταση της πασσαλοσανίδας αγκυρώσεως από το αγκυρωμένο πέτασμα του κρηπιδοτοίχου και v) η απαιτούμενη για την ανάληψη του εφελκυστικού φορτίου μέγιστη διατομή ελκυστήρα.

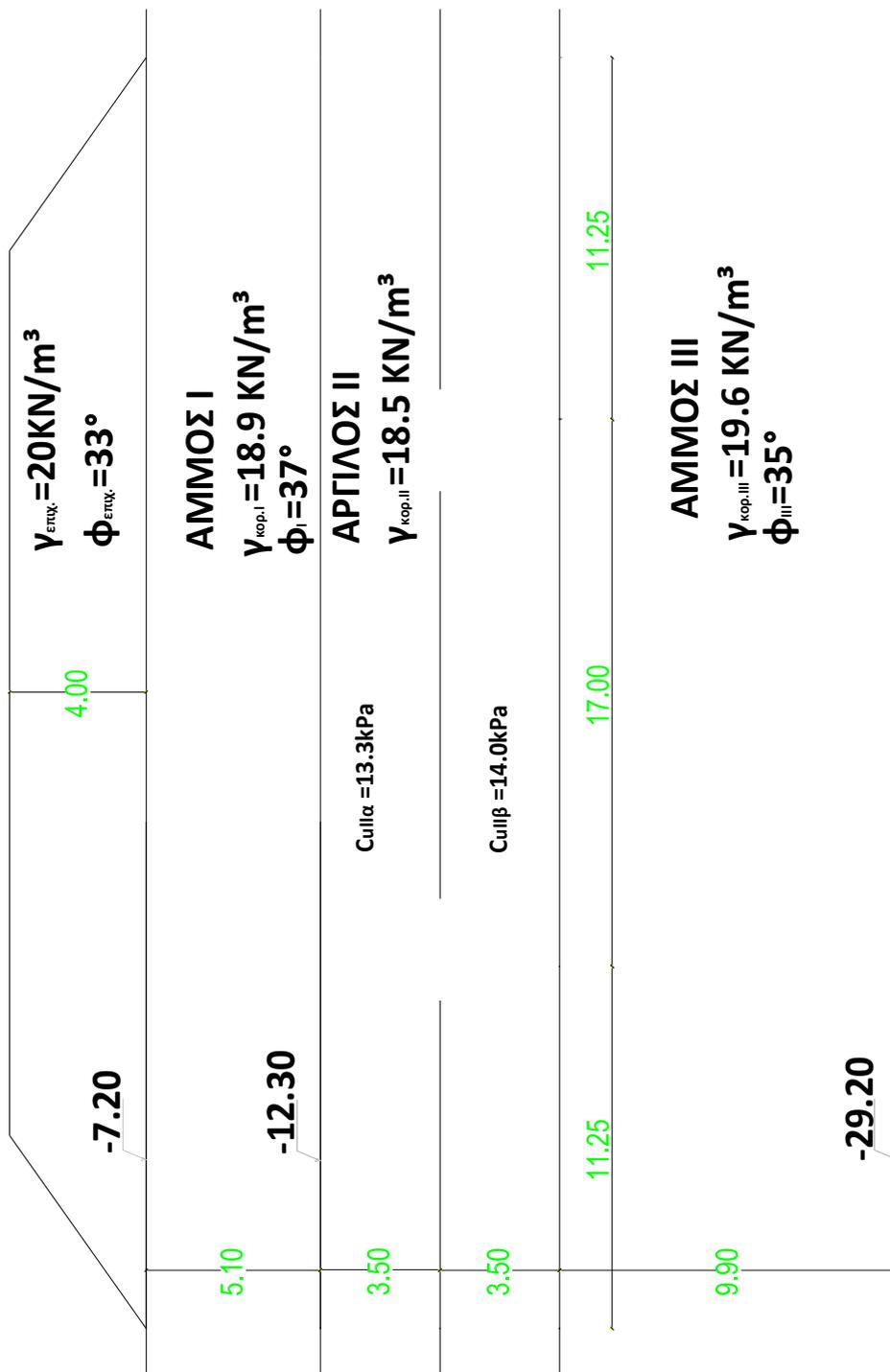
Μέγεθος/Μήκος/Διατομή	Σεισμική φόρτιση	Στατική φόρτιση
Μέγιστη ροπή κάμψης πετάσματος	$M_{max}=756.66\text{KNm/m}$	$M_{max}=239.48\text{KNm/m}$
Επιλογή διατομής από δυσμενέστερη M_{max}	$W_{ax} = \frac{756,66}{127000\text{KN} / \text{m}^2} = 0.00596\text{m}^3 / \text{m} \rightarrow \text{σύνθετη}$ <p style="text-align: right;">FRODINGHAM 686*254</p>	
Συντελεστής ωθήσεων σώματος αγκύρωσης	$\frac{K_{P-E}}{1.5} = 2,13 \quad K_{A-E} = 0,358$ $\frac{K'_{P-E}}{1.5} = 1.99 \quad K'_{A-E} = 0,436$	$K_p = 3,39$ $K_\alpha = 0,225$
<p>Απαιτούμενο ύψος σώματος αγκύρωσης</p> <p>Απαιτούμενη min απόσταση σώματος αγκύρωσης από κυρίως πέτασμα κρηπιδοτοίχου</p> <p>$L = \max(18.95\text{m}, 13.85\text{m}) = 18.95\text{m}$</p>	<p>$F_p = 1.5\text{m} \rightarrow z = 3.25\text{m} \rightarrow$ $z = 3.25\text{m} \rightarrow F_p = 4.18$</p>	
Δύναμη αγκύρωσης $F(\text{KN/m})$	206.18	103.85
Δύναμη ελκυστήρα $F^* = F * s (\text{KN}) (S=2.5\text{m})$	515.45	259.63
Διατομή ελκυστήρα ($\sigma_e = 17500\text{KN/m}^3$)	d=75mm	

Τέλος στα σχήματα 8.5,8.6 και 8.7 εμφανίζονται οι τρείς φάσεις προφορτίσεως με επιχώματα ύψους 4m,7.5m και 10.5m αντιστοίχως (ενισχυμένα με ένα γεωύφασμα 250KN/m) καθώς και οι αντίστοιχες παράμετροι αντοχής σε επί μέρους ζώνες της αργιλικής στρώσης όπως και η ανάλυση ευστάθειας πρανών με κύκλους ολίσθησης και εφαρμογή του προγράμματος LARIX . Στο τελικό σχήμα 8.8. παρουσιάζεται η γεωμετρία και οι παράμετροι ακτινικής στερεοποίησης για τον κάναβο των πλαστικών στραγγιστηρίων που πρέπει να μπηχθούν πριν την κατασκευή της προφορτίσεως προκειμένου η κάθε φάση να παραμένει για χρονικό διάστημα $t=3$ μήνες.

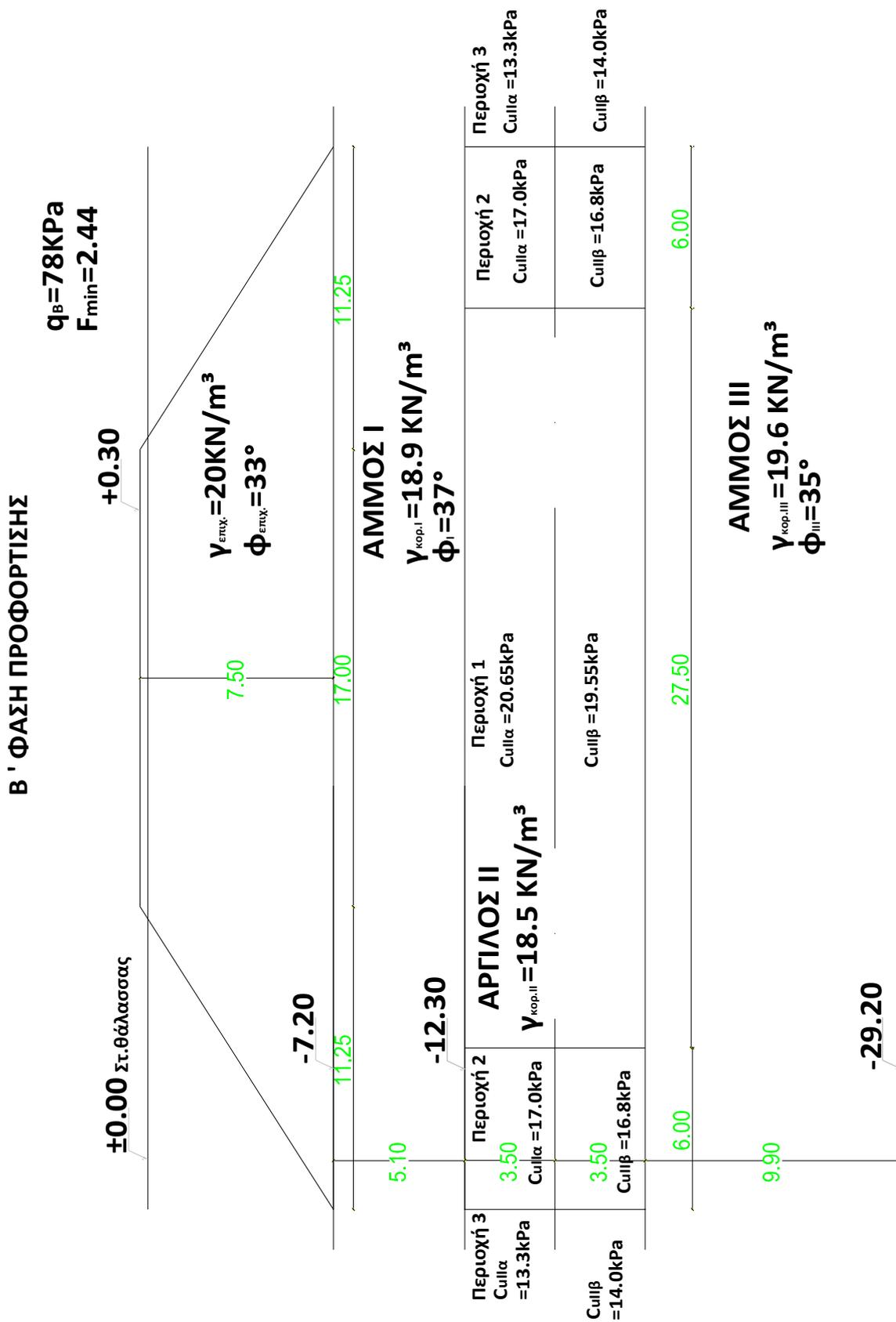
Α΄ ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ

$q_A = 40 \text{ kPa}$
 $F_{\min} = 2.73$

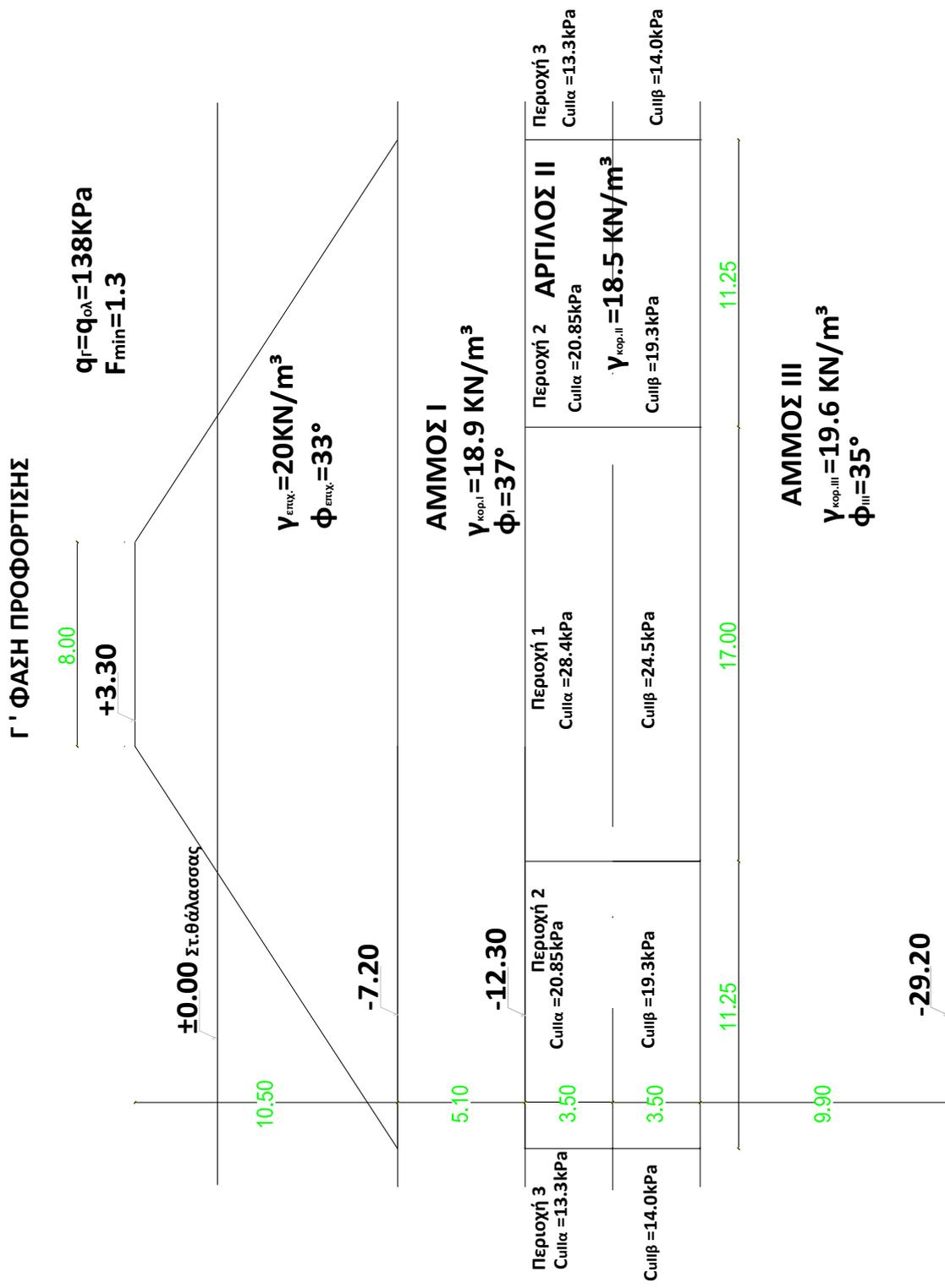
± 0.00 Στ. θάλασσας



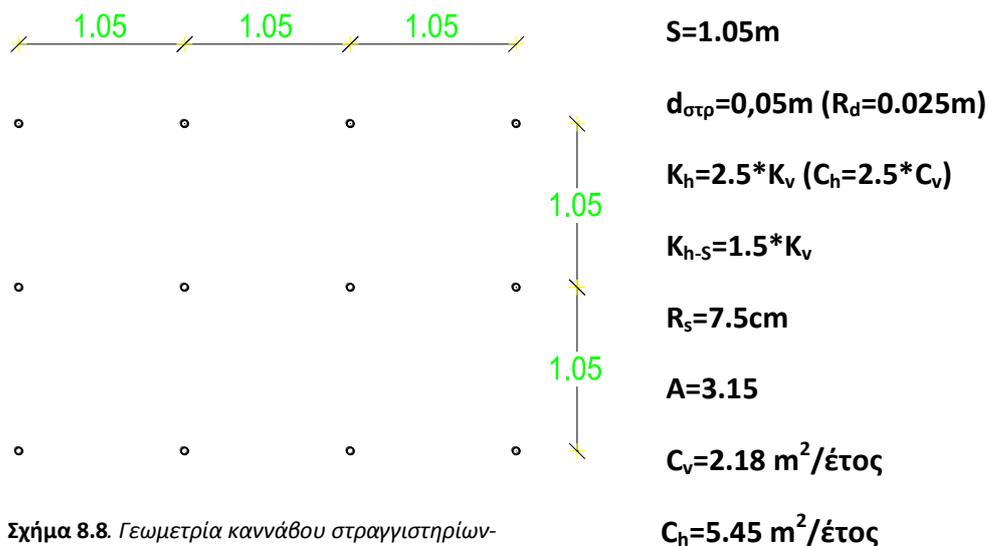
Σχήμα 8.5. Α φάση προφόρτισης



Σχήμα 8.6. Β' φάση προφόρτισης



Σχήμα 8.7. Γ φάση προφόρτισης



Σχήμα 8.8. Γεωμετρία καννάβου στραγγιστηρίων- Παράμετροι ακτινικής στερεοποίησης

8.5 Προτεινόμενες λύσεις

Τελικά για την κατασκευή και θεμελίωση του κρηπιδοτοίχου προτείνονται οι παρακάτω δύο εναλλακτικές λύσεις με τα επί μέρους βήματα κατασκευής:

8.5.1 Ενίσχυση- βελτίωση εδάφους με συνδυασμό προφόρτισης-χαλικοπασσάλων και κατασκευή κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους (Τ.Ο.).

α) Κατασκευή δικτύου χαλικοπασσάλων μεταξύ στάθμης -7,20m και -12.30m σε τετραγωνικό κάρναβο πλευράς $S=2.30\text{m}$.

β) Κατασκευή επιχώματος προφόρτισης ύψους 9m (μεταξύ στάθμης πυθμένα -7,2m και +1,80m με κλίση πρανών 2:3 και παραμονή του για χρονικό διάστημα $t_{\text{προφ}}=3\text{μήνες}$).

γ) Αφαίρεση επιχώματος προφορτίσεως και κατασκευή κρηπιδοτοίχου από Τ.Ο. με παράλληλη επίχωσης.

δ) Κατασκευή χυτής ανωδομής δέστρας και συμπλήρωση έξαλης επίχωσης μέχρι την στάθμη +1,80m.

8.5.2 Βελτίωση εδάφους με προφόρτιση σε τρεις φάσεις και κατασκευή κρηπιδοτοίχου από αγκυρωμένο πέτασμα σύνθετης διατομής πασσαλοσανίδων μέχρι τον πυθμένα της αργίλου (στάθμη-19,30m).

α) Έμψη πλαστικών στραγγιστηρίων σε τετραγωνικό κάναβο πλευράς $S=1.05m$ μέχρι την στάθμη -12,30m.

β) Κατασκευή Α' φάσης προφόρτισης με (ύψαλο) επίχωμα ύψους 4m (ενισχυμένο με γεώφασμα 250 KN/m) με κλίση πρανών 2:3 και παραμονή του για χρονικό διάστημα $t=3$ μήνες.

γ) Επέκταση Β' φάσεις προφόρτισης (ανύψωση επιχώματος μέχρι στάθμης +0.30m με ίδια κλίση πρανών , συνολικό ύψος Β' φάσης 7,50m) και παραμονή του για χρονικό διάστημα $t=3$ μήνες.

δ) Επέκταση Γ' φάσης προφόρτισης (ανύψωση επιχώματος μέχρι στάθμης +3.30m με ίδια κλίση πρανών , συνολικό ύψος Γ' φάσης 10,50m) και παραμονή του για χρονικό διάστημα $t=3$ μήνες.

ε) Μετά την παρέλευση 9 μηνών γίνεται αφαίρεση του επιχώματος προφορτίσεως και γίνεται έμψη σύνθετης διατομής πασσαλοσανίδας FRODINGHAM 686*254 μέχρι στάθμης -19,30m.

στ) Επίχωση (με πρανές πίσω από την πασσαλοσανίδα υπό γωνία 30^0 ως προς την οριζόντιο) μέχρι την στάθμη +0,50m.

ζ) Έμψη πασσαλοσανίδας αγκύρωσης ύψους 3,25m σε απόσταση 19m πίσω από το κυρίως πέτασμα και κατασκευή-στερέωση μεταξύ των δύο πετασμάτων ελκυστήρων διαμέτρου 75mm σε απόσταση $S=2.5m$ σε κάτοψη.

η) Συμπλήρωση επιχώσεων μεταξύ κυρίως πετάσματος και αρχικού πρανού επιχώσεως καθώς και της έξαλης επίχωσης μέχρι την στάθμη +1,80m και ανάρτηση επίπεδου πετάσματος για την ομαλή παραβολή των πλοίων.

Κεφάλαιο 9 Συμπεράσματα

Κατά την μελέτη της ανωδομής κρηπιδοτοίχου από Τ.Ο. πρόεκυψε ότι τόσο στατικά όσο και σεισμικά οι πιέσεις που ασκεί στο έδαφος είναι σχεδόν ομοιόμορφες δίνοντας μας πολύ καλούς συντελεστές ασφαλείας έναντι ανατροπής έναντι ολίσθησης. Σε αυτήν την λύση η πρόταση για βελτίωση του υπεδάφους είναι η κατασκευή δικτύου χαλικοπασσάλων σε συνδυασμό με τοποθέτηση προφόρτισης συνολικού ύψους 9m και παραμονής του για 3 μήνες. Στην περίπτωση κατασκευής κρηπιδοτοίχου από πέτασμα πασσαλοσανίδας τόσο το συνολικό απαιτούμενο ύψος προφόρτισης όσο και ο απαιτούμενος χρόνος παραμονής του είναι μεγαλύτερα.

Συνεκτιμώνται την μεγαλύτερη ευκολία από άποψη κατασκευής καθώς και του μικρότερου απαιτούμενου χρόνου για την κατασκευή του προτείνεται η κατασκευή κρηπιδοτοίχου από τεχνητούς ογκολίθους .

B.1. Περιγραφή επί τόπου δοκιμών και αξιοποίηση των αποτελεσμάτων τους

B.1.1 Δειγματοληπτικές γεωτρήσεις

Ο προσδιορισμός της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών στα πλαίσια μιας εδαφοτεχνικής μελέτης απαιτεί τη διερεύνηση των ιδιοτήτων εδαφικών δειγμάτων από τη συγκεκριμένη θέση που ενδιαφέρει. Η λήψη των δειγμάτων από το έδαφος ονομάζεται γεωτεχνική δειγματοληψία.

Η μηχανική συμπεριφορά των εδαφών εξαρτάται και από τη δομή τους, η οποία μπορεί να καταστραφεί λόγω μεγάλης διατάραξης κατά τη δειγματοληψία. Εδαφικά δείγματα που έχουν υποστεί την ελάχιστη δυνατή διατάραξη ονομάζονται αδιατάρακτα.

Η γεωτεχνική δειγματοληψία μπορεί να γίνει είτε με την διάνοιξη ερευνητικών φρεάτων, που με χρήση συνηθισμένων σκαπτικών μηχανημάτων το βάθος τους δεν υπερβαίνει τα 5m, είτε με τη διάνοιξη δειγματοληπτικών γεωτρήσεων για έρευνα σε βάθη μεγαλύτερα των 4-5m.

Κατά την δειγματοληπτική γεώτρηση δημιουργείται μια κυλινδρική οπή στο έδαφος με τη διείδυση ενός μεταλλικού στελέχους (διατρητική στήλη) εφοδιασμένου με κοπτική κεφαλή. Η διείδυση γίνεται είτε με κρούση ή δόνηση (κρουστικές γεωτρήσεις) είτε με συνδυασμό πίεσης και περιστροφής του στελέχους (περιστροφικές γεωτρήσεις). Η κατάπτωση των τοιχωμάτων της γεώτρησης αποφεύγεται με την τοποθέτηση σωλήνωσης (επένδυσης), που προωθείται ταυτόχρονα με την προχώρηση της διατρητικής στήλης. Με τον τρόπο αυτό, η γεώτρηση μπορεί να προχωρήσει σε μεγάλα βάθη με μόνο περιορισμό τις δυνατότητες του γεωτρήπανου και το διαθέσιμο μήκος των στελεχών και της σωλήνωσης.

B.1.2 Επιτόπου δοκιμές

Η έρευνα του υπεδάφους συχνά συνδυάζεται και με την εκτέλεση επιτόπου δοκιμών. Οι δοκιμές αυτές πλεονεκτούν (έναντι των εργαστηριακών) επειδή:

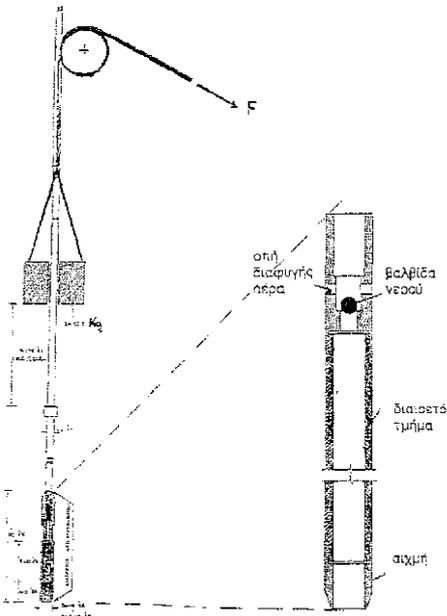
- ελέγχουν τις ιδιότητες του εδάφους στη φυσική του κατάσταση, χωρίς να παρεμβληθεί η δειγματοληψία και οι λοιπές διαδικασίες που το διαταράσσουν και μεταβάλλουν τη δομή του,
- έχουν μικρότερο συνολικό κόστος, και
- είναι ταχύτερη η εκτέλεση τους.
- Επιπλέον, πολλές από τις επιτόπου δοκιμές εκτελούνται συνεχώς με το βάθος (π.χ. δοκιμή Διείσδυσης Κώνου), οπότε λαμβάνεται μια συνεχής καταγραφή των εδαφικών χαρακτηριστικών με το βάθος.

Το κύριο μειονέκτημα των επιτόπου δοκιμών είναι ότι οι εντατικές καταστάσεις που επιβάλλουν στο έδαφος είναι ανομοιογενείς και τις περισσότερες φορές άγνωστες. Έτσι η ερμηνεία των αποτελεσμάτων τους είναι δυσχερής και συνήθως βασίζεται σε εμπειρικές συσχετίσεις με περιορισμένο πεδίο εφαρμογής.

Πρότυπη δοκιμή διείσδυσης - Standard Penetration Test (SPT)

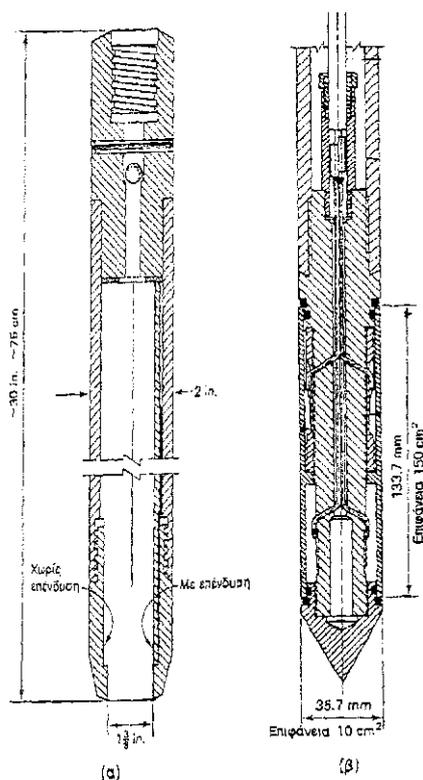
Η δοκιμή αυτή είναι μια από τις περισσότερο διαδεδομένες επιτόπου δοκιμές, όχι τόσο για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της, όσο λόγω της πολυετούς εφαρμογής της και των ποικίλων (εμπειρικών) συσχετίσεων των αποτελεσμάτων της με μηχανικές ιδιότητες του εδάφους.

Η δοκιμή βασίζεται στην προχώρηση του ειδικού διαιρετού δειγματολήπτη Terzaghi με πτώση βάρους 63,5 kg από ύψος 76 cm.



Σχ. Β.1.1: Μηχανισμός δοκιμής SPT

Κατά τη δοκιμή μετριέται ο αριθμός των πτώσεων (N = αντίσταση διείσδυσης) που απαιτείται για την προώθηση του δειγματολήπτη κατά 30 cm (μετά από μια αρχική προώθηση 15 cm, κατά την οποία δεν συνυπολογίζεται ο αριθμός των πτώσεων). Μετά το τέλος της δοκιμής ανακτάται από το εσωτερικό του δειγματολήπτη και (διαταραγμένο) εδαφικό δείγμα.



Σχ. Β.1.2: (α) Διαιρετός δειγματολήπτης Terzaghi για τη δοκιμή SPT (β) Ολλανδικός κώνος για τη δοκιμή CPT

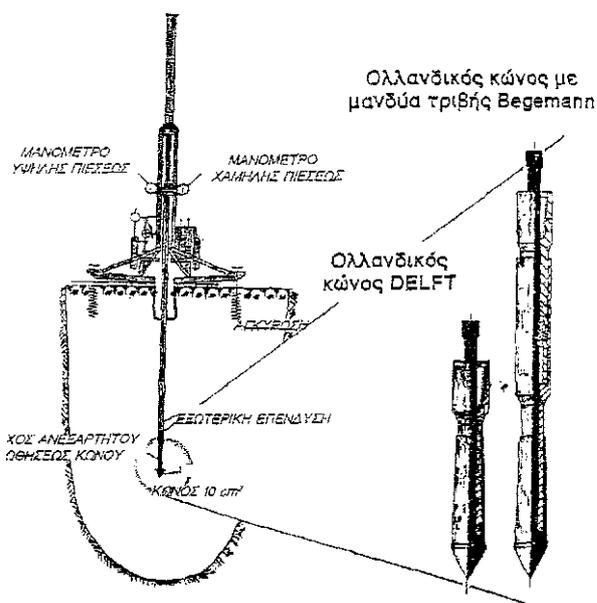
Τα αποτελέσματα της δοκιμής SPT μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση φυσικών και μηχανικών παραμέτρων του εδάφους, όπως η **σχετική πυκνότητα D_r** , η μέγιστη **γωνία τριβής ϕ_{max}** και το **μέτρο συμπίεσεως E_s** μη συνεκτικών εδαφών (άμμοι, ιλύες, αμμοχάλικα κ.λ.π.), καθώς και η **αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη q_u** συνεκτικών εδαφών (άργιλοι, πλαστικές ιλύες κ.λ.π.). Η εκτίμηση των παραμέτρων αυτών είναι **καθαρά εμπειρική**, δεδομένου ότι η θεωρητική προσομοίωση της δοκιμής SPT είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη και δεν έχουν κατανοηθεί πλήρως οι μηχανισμοί αστοχίας και παραμόρφωσης του εδάφους κατά την εκτέλεση της.

Αν και η δοκιμή SPT είναι η πλέον διαδεδομένη και εκτελείται πρακτικά σε κάθε γεωτεχνική έρευνα, είναι παράλληλα και η πλέον προσεγγιστική από τις επιτόπου δοκιμές και επομένως τα αποτελέσματα της θα πρέπει να ερμηνεύονται συντηρητικά.

Δοκιμή Στατικής Πενетроμέτρησης (CPT)

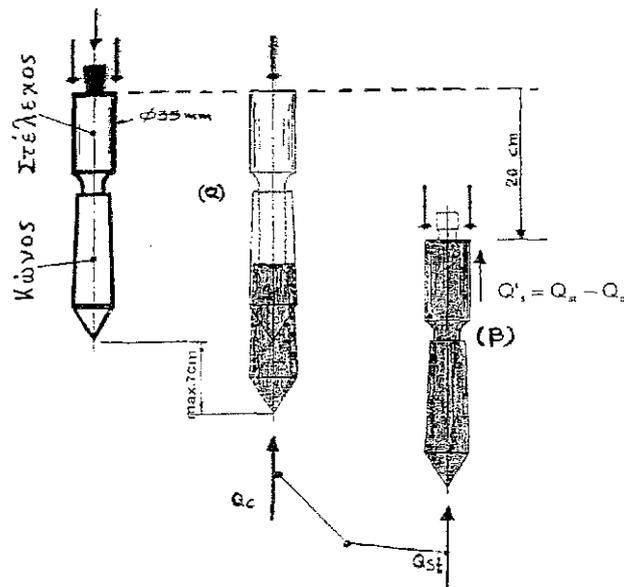
Η δοκιμή αυτή, που ονομάζεται και δοκιμή Διείσδυσης Κώνου, χρησιμοποιείται για τη μέτρηση της αστράγγιστης διατρητικής αντοχής μαλακών έως στιφρών αργίλων και της σχετικής πυκνότητας άμμων.

Η δοκιμή βασίζεται στη συνεχή προχώρηση (με ταχύτητα **1-2 m/min**) ενός κώνου με αιχμή 60 μοιρών και διατομή 10 cm^2 .



Σχ. Β.1.3: Μηχανισμός δοκιμής CPT

Κατά τη διείσδυση του κώνου μετρείται η αντίσταση στην προχώρηση της αιχμής και η αντίσταση (πλευρική τριβή) στην προχώρηση του πλευρικού μανδύα που έχει επιφάνεια 100 cm^2 . Με τις χρησιμοποιούμενες σήμερα τεχνικές, η εφαρμογή της δοκιμής περιορίζεται σε επιφανειακές αποθέσεις (έως 15-20m βάθος) λεπτόκοκκων εδαφών (άμμων, ιλυών, αργίλων) μέσης έως μικρής πυκνότητας και διατμητικής αντοχής.



Σχήμα Β.1.4. Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας δοκιμής CPT

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

- την αναγνώριση και τον χαρακτηρισμό της σύστασης των διαφόρων εδαφικών στρώσεων (άμμοι, άργιλοι, ιλύες κ.λπ.),
- την εκτίμηση της μέγιστης γωνίας τριβής ϕ_{max} , του μέτρου ελαστικότητας E (του Young), και του μέτρου συμπίεσεως E_s μη συνεκτικών εδαφών (άμμοι, ιλύες κ.λπ.), καθώς και
- την εκτίμηση της **αστράγγιστης διατρητικής αντοχής C_u** , και του **μέτρου συμπίεσεως D** συνεκτικών εδαφών (άργιλοι και πλαστικές ιλύες).

Οι αντίστοιχες συσχετίσεις είναι κατ' εξοχήν εμπειρικές (όπως και στην δοκιμή SPT), βασίζονται όμως σε καλύτερη κατανόηση των μηχανισμών θραύσεως και παραμόρφωσης του εδάφους που προκύπτει από την θεωρητική συσχέτιση της δοκιμής CPT με την συμπεριφορά των εμπηγνυόμενων πασσάλων. Τα κύρια πλεονεκτήματα της δοκιμής CPT, που την κάνουν ιδιαίτερα δημοφιλή, είναι:

- η ταχύτητα εκτέλεσής της,
- η ευκολία ερμηνείας των αποτελεσμάτων της,

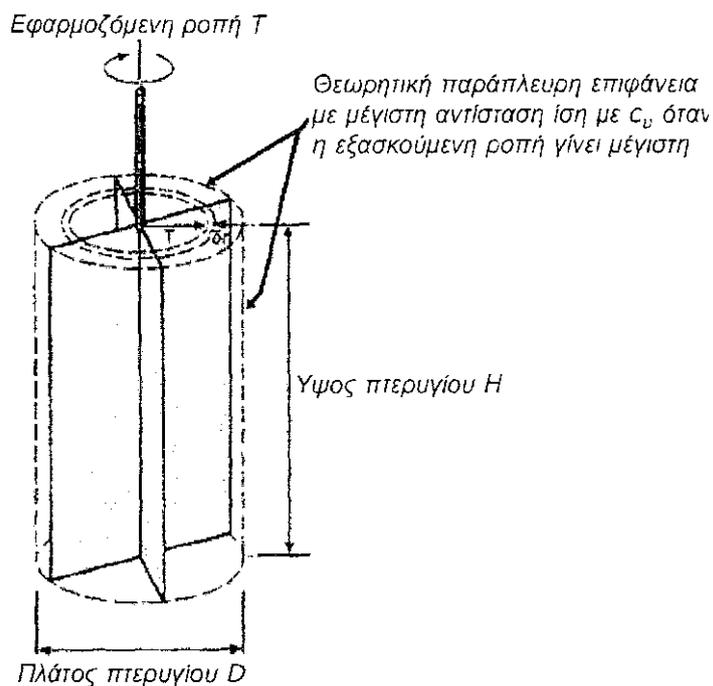
- το μικρό σχετικά κόστος (δεν απαιτείται εκτέλεση γεώτρησης),
- η συνεχής καταγραφή των εδαφικών χαρακτηριστικών με το βάθος, και
- η μεγάλη σχετικά εμπειρία που έχει συσσωρευθεί σχετικά με την εκτίμηση φυσικών και μηχανικών παραμέτρων του εδάφους.

Το κύριο μειονέκτημα της δοκιμής είναι ότι δεν λαμβάνονται εδαφικά δείγματα.

Δοκιμή Πτερυγίου (FVT)

Η δοκιμή αυτή αναπτύχθηκε στις Σκανδιναβικές χώρες για την μέτρηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των μαλακών αργίλων.

Κατά τη δοκιμή, που εκτελείται σε συνδυασμό με δειγματοληπτική γεώτρηση, εισάγεται στο έδαφος κάτω από τον πυθμένα της γεώτρησης ένα σύστημα δύο κατακόρυφων μεταλλικών πλακών (πτερύγιο) σε σχήμα σταυρού. Κατά την περιστροφή του συστήματος μετريέται η απαιτούμενη ροπή στρέψης σαν συνάρτηση της γωνίας στροφής καθώς και η μέγιστη ροπή στρέψης, που συσχετίζεται (ημιεμπειρικά) με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.



Σχήμα Β.1.5. Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας δοκιμής FVT

Άλλες επιτόπου δοκιμές

- Η δοκιμή πρεσσιόμετρου
- Το επίπεδο ντιλατόμετρο Marchetti (DLT)
- Οι δοκιμές εισπιέσεων
- Τα πιεζόμετρα
- Τα κύτταρα πίεσης γαιών
- Τα κλισιόμετρα
- Τα καθιζήσιμετρα

B.1.3 Εργαστηριακές δοκιμές

Στα εδαφικά δείγματα που λαμβάνονται κατά τη γεωτεχνική έρευνα εκτελούνται διάφορες εργαστηριακές δοκιμές για τον προσδιορισμό των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους. Οι κυριότερες από αυτές είναι:

> **Δοκιμές κατάταξης** (μπορούν να εκτελεστούν και σε διαταραγμένα δείγματα)

- Κοκκομέτρηση με κόσκινα
- Κοκκομέτρηση με υγρόμετρο
- Προσδιορισμός ορίων Atterberg
- Προσδιορισμός φυσικής υγρασίας
- Προσδιορισμός πυκνότητας των στερεών κόκκων
- Προσδιορισμός πυκνότητας του εδαφικού υλικού
- Προσδιορισμός περιεκτικότητας σε οργανικά
- Προσδιορισμός περιεκτικότητας σε θειικά και χλωριόντα

> **Δοκιμές συμπίεσότητας** (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα)

- Δοκιμή συμπίεσομέτρου
- Δοκιμή διόγκωσης
- Δοκιμή ερπυσμού

- > **Δοκιμές αντοχής** (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα)
 - Κυλινδρική τριαξονική δοκιμή
 - Δοκιμή απευθείας διάτμησης
 - Δοκιμή απλής διάτμησης
- **Δοκιμές διαπερατότητας** (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα)
 - Διαπερατόμετρο σταθερού φορτίου
 - Διαπερατόμετρο μεταβλητού φορτίου

B.1.4 Βασικές έννοιες

Το έδαφος είναι ένα πολυφασικό υλικό, που αποτελείται αφενός μεν από στερεούς κόκκους, αφετέρου δε από τα κενά (πόρους) που δημιουργούνται μεταξύ των κόκκων και περιέχουν νερό ή/και αέρα.

Έτσι σε ένα εδαφικό υλικό διακρίνουμε:

V : ο συνολικός όγκος του εδάφους

V_s : ο όγκος που καταλαμβάνουν οι στερεοί κόκκοι

V_v : ο όγκος των πόρων

V_w : ο όγκος του νερού που βρίσκεται μέσα στους πόρους

V_g : ο όγκος του αέρα που βρίσκεται μέσα στους πόρους

M : η ολική μάζα του εδάφους

M_s : η μάζα των στερεών κόκκων

M_w : η μάζα του νερού που βρίσκεται μέσα στους πόρους

M_g : η μάζα του αέρα που βρίσκεται μέσα στους πόρους ($M_g = 0$)

Με βάση τα παραπάνω ορίζονται τα ακόλουθα χρήσιμα μεγέθη:

- Ο δείκτης πόρων:
$$e = V_v / V_s \quad (1.1)$$

- Το ποσοστό υγρασίας:
$$w = M_w / M_s \quad (1.2)$$

- Η πυκνότητα του εδαφικού υλικού:
$$\rho = M / V \quad (1.3)$$

- Η πυκνότητα των στερεών κόκκων:
$$\rho_s = M_s / V_s \quad (1.4)$$

- Η ξηρή πυκνότητα του εδαφικού υλικού:
$$\rho_d = M_s / V \quad (1.5)$$

- Η πυκνότητα του νερού:
$$\rho_w = M_w / V_w = 1 \text{ Mg/m}^3 \quad (1.6)$$

Σχέση ειδικού βάρους - πυκνότητας:

$$\gamma = \rho * g, \quad \text{όπου } g=10 \text{ m/sec}^2 \quad (1.7)$$

B.1.5 Φυσικά χαρακτηριστικά

Φυσικά χαρακτηριστικά μη συνεκτικών εδαφών

Τα κυριότερα φυσικά χαρακτηριστικά των μη συνεκτικών (αμμωδών, κοκκωδών ή χονδρόκοκκων) εδαφικών υλικών, με βάση τα οποία μπορεί να γίνει μια πρώτη αδρή εκτίμηση των μηχανικών τους ιδιοτήτων, είναι:

- Η σχετική πυκνότητα D_r χαρακτηρίζει την κατάσταση μιας άμμου ως προς την πυκνότητα της διάταξης των στερεών κόκκων της και ορίζεται ως εξής:

$$D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) * 100\% \quad (1.8)$$

e : ο πραγματικός δείκτης πόρων

e_{\max} : ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην ελάχιστη συμβατική πυκνότητα (μέγιστη τιμή του δείκτη πόρων)

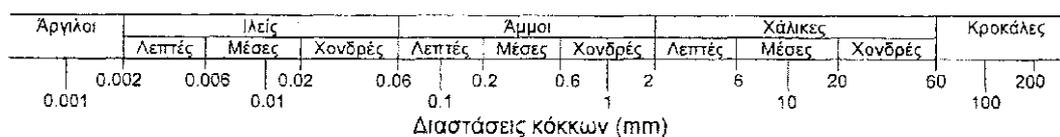
e_{\min} : ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην μέγιστη συμβατική πυκνότητα (ελάχιστη τιμή του δείκτη πόρων)

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

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

Πίνακας B.1.1: Κατάταξη αμμωδών εδαφών με βάση τη σχετική τους πυκνότητα

- Η κοκκομετρική διαβάθμιση περιγράφει το μέγεθος και την κατανομή των κόκκων σε ένα δείγμα εδαφικού υλικού. Για τον προσδιορισμό της κατανομής αυτής γίνεται για τους χάλικες και τις άμμους με την «κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα» ενώ για τις ιλείς και τις αργίλους με την «κοκκομετρική ανάλυση με τη μέθοδο του αραιομέτρου».

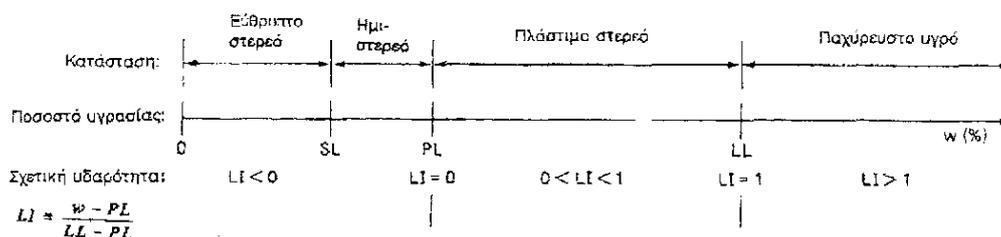


Σχήμα Β.1.6 Κατάταξη εδαφών βάση της διάστασης κόκκων

Φυσικά χαρακτηριστικά συνεκτικών εδαφών

Τα κύρια φυσικά χαρακτηριστικά των συνεκτικών εδαφών είναι το ποσοστό υγρασίας και τα όρια Atterberg.

Η παρουσία νερού στους πόρους ενός εδαφικού υλικού επηρεάζει τη μηχανική του συμπεριφορά. Η επιρροή αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική έως καθοριστική στα συνεκτικά εδάφη. Ένα εδαφικό υλικό μπορεί να μεταπίπτει διαδοχικά με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας στις ακόλουθες διακριτές καταστάσεις:



Σχήμα Β.1.7 Κατάταξη εδαφών σύμφωνα με τα όρια Atterberg

Τα ποσοστά υγρασίας που αντιστοιχούν στα όρια μεταξύ των παραπάνω τεσσάρων καταστάσεων ονομάζονται:

- όριο συρρίκνωσης w_s ή SL είναι το όριο μεταξύ στερεάς και ημιστερεάς κατάστασης
- όριο πλαστιμότητας w_p ή PL είναι το όριο μεταξύ ημιστερεάς και πλάστιμης κατάστασης
- όριο υδαρότητας w_L ή LL είναι το όριο μεταξύ πλάστιμης και υδαρούς κατάστασης

Τα όρια αυτά λέγονται συνοπτικά **όρια Atterberg** και με βάση αυτά ορίζονται οι λεγόμενοι δείκτες συνεκτικότητας, οι οποίοι συγκεκριμένα ορίζονται ως εξής:

- Ο δείκτης πλαστιμότητας:

$$PI = I_p = w_L - w_p \quad (1.9)$$

που εκφράζει το εύρος της πλάστιμης περιοχής, δηλαδή το εύρος της περιοχής (μετρούμενης σε ποσοστά υγρασίας), στην οποία το εδαφικό υλικό συμπεριφέρεται σαν πλάστιμο στερεό.

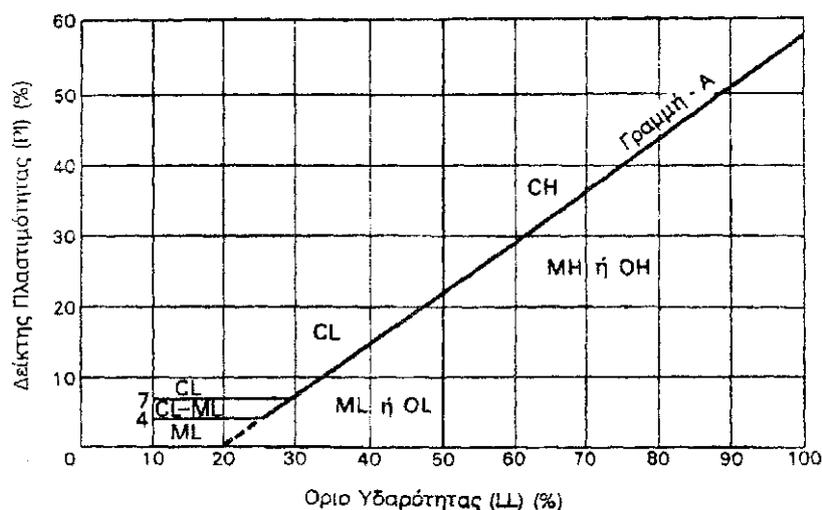
- Ο δείκτης σχετικής υδαρότητας:

$$LI = I_L = (w - w_p) / (w_L - w_p) \quad (1.10)$$

που εκφράζει τη σχέση του πραγματικού ποσοστού υγρασίας ως προς το όριο υδαρότητας.

B.1.6 Ταξινόμηση εδαφών

Στην Ελλάδα, επικρατέστερη μέθοδος κατάταξης εδαφών είναι η λεγόμενη «Ενοποιημένο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών» (Unified Soil Classification System). Το σύστημα αυτό χρησιμοποιεί τα ποσοστά του εδάφους που διέρχονται από το κόσκινο Νο. 200 (το λεγόμενο λεπτόκοκκο κλάσμα) και το Νο. 4 (αμμώδες κλάσμα) και τα όρια Atterberg με τη μορφή του «Χάρτη Πλαστιμότητας του Casagrande»:



Σχήμα Β.1.8. Συσχέτιση LL και PI

ΕΝΙΑΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ ΕΔΑΦΩΝ (USCS)

ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ εδάφη: < 50% διέρχεται από το Νο. 200	ΧΑΛΙΚΕΣ: < 50% του χονδροκόκκου κλάσματος διέρχεται από το Νο. 4	ΚΑΘΑΡΗ ΧΑΛΙΚΕΣ: < 5% διέρχεται από το Νο. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u > 4$	GW
		ΧΑΛΙΚΕΣ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το Νο. 200	ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u < 4$	GP
	ΑΜΜΟΙ: > 50% του χονδροκόκκου κλάσματος διέρχεται από το Νο. 4	ΚΑΘΑΡΕΣ ΑΜΜΟΙ: < 5% διέρχεται από το Νο. 200	ΙΛΥΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: κάτω από τη γραμμή A, ή $I_p < 4$	BM
			ΑΡΓΙΛΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: πάνω από τη γραμμή A, ή $I_p > 7$	GC
		ΑΜΜΟΙ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το Νο. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u > 8$	SW
			ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u < 8$	SP
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ εδάφη: > 50% διέρχεται από το Νο. 200	εδάφη ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L < 50\%$	ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A	CL	
		ΙΛΙΕΣ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	ML	
	εδάφη ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L > 50\%$	ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΙΕΣ ή ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OL	
		ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A	CH	
Κυρίως ΟΡΓΑΝΙΚΑ υλικά		ΙΛΙΕΣ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A	MH	
		ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΙΕΣ ή ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OH	
				Pt

B.1.7 Εκτίμηση γωνίας τριβής εδαφικού υλικού

Για την εκτίμηση διαφόρων μηχανικών ιδιοτήτων δείγματος εδαφικού υλικού χρησιμοποιείται η μετρούμενη αντίσταση διείσδυσης κατά την εκτέλεση της δοκιμής SPT, δηλαδή ο μετρούμενος αριθμός N των πτώσεων για διείσδυση στο έδαφος κατά 30 cm.

Η τιμή του N που υπεισέρχεται στους υπολογισμούς προκύπτει από την μετρούμενη τιμή μετά από διόρθωση λόγω:

- παρουσίας υδροφόρου ορίζοντα στη θέση εκτέλεσης της δοκιμής,
- ποικίλου βάθους εκτέλεσης της δοκιμής, δηλαδή ποικίλης κατακόρυφης ενεργής τάσης λόγω υπερκείμενων εδαφών από την θέση της δοκιμής.

Συγκεκριμένα, η διόρθωση λόγω της παρουσίας υδροφόρου ορίζοντα γίνεται κατά Terzaghi σύμφωνα με την σχέση:

$$N' = 15 + 0,5 * (N-15) \quad (1.11)$$

Η διόρθωση απαιτείται γιατί εάν η δοκιμή SPT εκτελεστεί κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα σε λεπτόκοκκες άμμους με $N > 15$, η αναπτυσσόμενη αρνητική πίεση πόρων κατά τη διείδυση του δειγματολήπτη αυξάνει πλασματικά την τιμή του N. Δεν απαιτείται η διόρθωση αν $N < 15$ ή εάν η άμμος δεν είναι λεπτόκοκκη γιατί στις περιπτώσεις αυτές δεν αναπτύσσονται αρνητικές πιέσεις πόρων. Έτσι, η προηγούμενη διόρθωση γίνεται:

- όταν η δοκιμή SPT γίνεται κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα,
- αφορά λεπτόκοκκη ή ιλυώδη άμμο (δηλαδή ποσοστό εδαφικού υλικού διερχόμενου από το κόσκινο Νο 40 μεγαλύτερο του 50%), και
- η μετρούμενη κατά τη δοκιμή τιμή είναι $N > 15$.

Επίσης, η διόρθωση λόγω βάθους εκτέλεσης της δοκιμής, δηλαδή η αναγωγή σε τάση υπερκείμενων γαιών $\sigma_v' = 100$ kPa μέσω του συντελεστή C_N (κατά Peck-Hanson-Thornburn, 1974) γίνεται με την σχέση2

$$N_c = C_N * N' \quad (1.12)$$

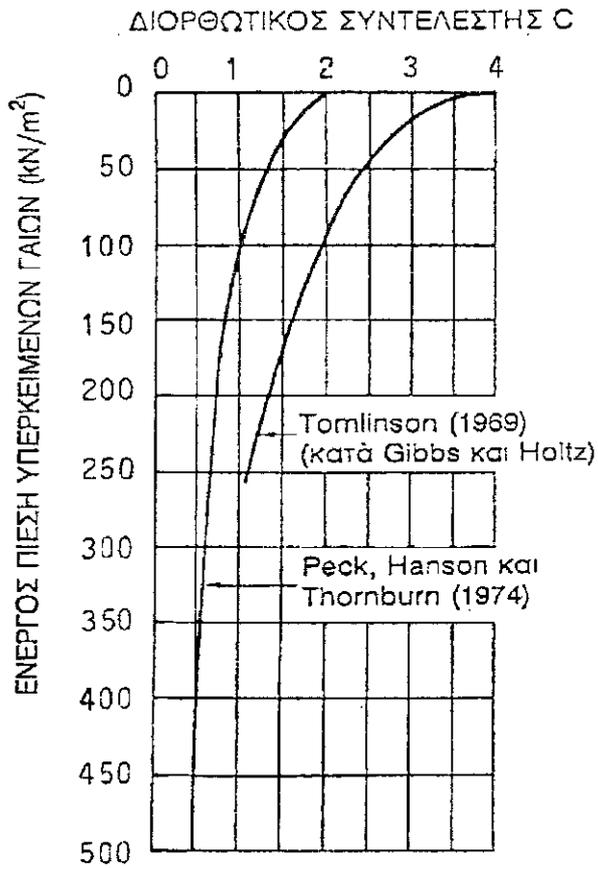
Ο συντελεστής C_N υπολογίζεται γραφικά από το διάγραμμα των Peck-Hanson-Thornburn (Σχ.2,9) ή προσεγγιστικά από την σχέση:

$$C_N = (100/\sigma_v')^{0,5} \quad (1.13)$$

Η διόρθωση αυτή γίνεται γιατί εάν η δοκιμή SPT εκτελεστεί σε μικρό βάθος, όπου η γεωστατική τάση είναι μικρή, η τιμή του N θα είναι μικρότερη από το N

της δοκιμής στο ίδιο έδαφος αλλά σε μεγαλύτερο βάθος. Άρα απαιτείται αναγωγή της δοκιμής σε ενιαία ενεργό γεωστατική πίεση.

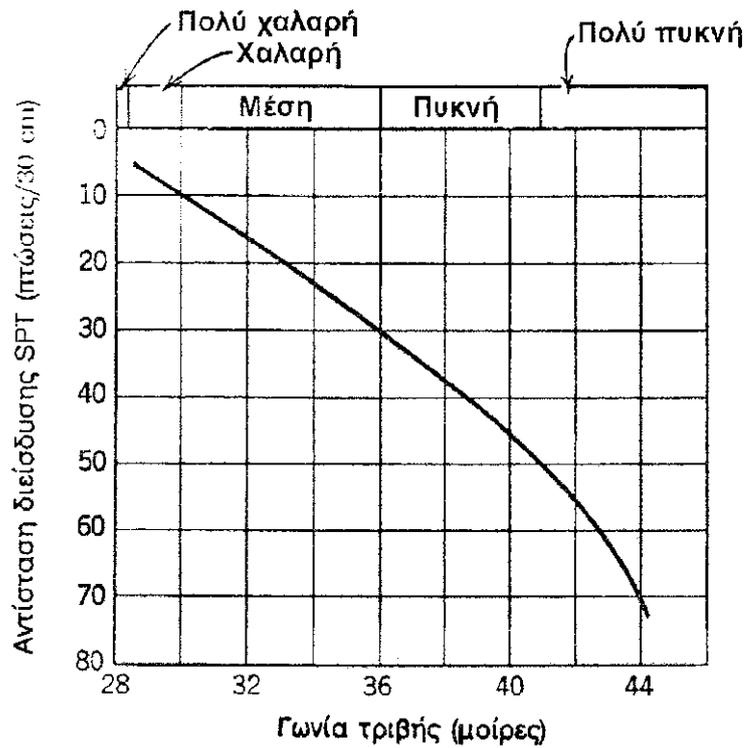
Κατά Peck-Hanson-Thornburn η πίεση αναγωγής είναι $\sigma_v = 100 \text{ kPa}$.



Σχήμα Β.1.9: Διάγραμμα Peck-Hanson-Thornburn

Η διορθωμένη τιμή N_c της μετρούμενης αντίστασης διείσδυσης κατά την εκτέλεση της δοκιμής SPT συσχετίζεται με την γωνία τριβής ϕ της αμμώδους εδαφικής στρώσης καθώς και την πυκνότητα της μέσω του νομογραφήματος του σχήματος

B.1.10



Σχήμα B.1.10: Συσχέτιση γωνίας τριβής ϕ με την αντίσταση διείσδυσης N_c κατά την δοκιμή SPT

Επίσης, η γωνία τριβής ϕ υπολογίζεται κατά τον Osaki από την σχέση:

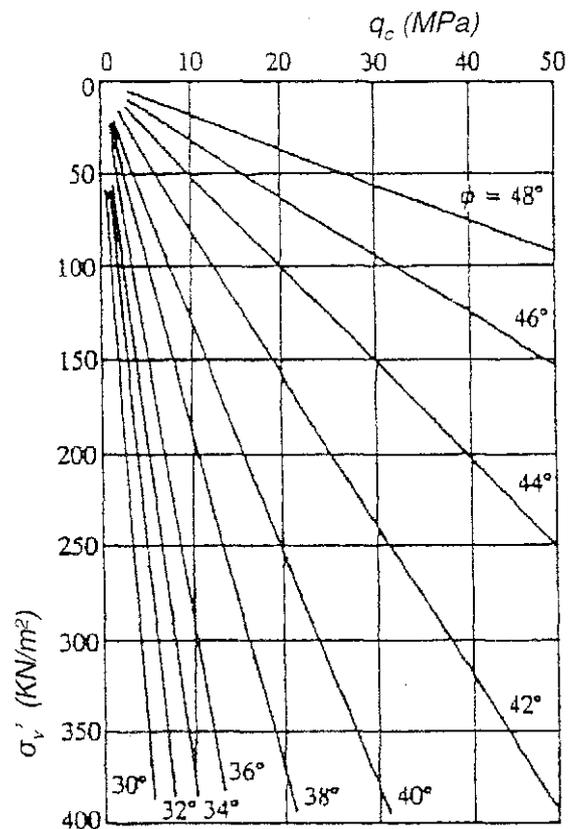
$$\phi = (20 \cdot N_c + 15^\circ)^{0.5} \quad (1.14)$$

Αντίστοιχα, υπολογίζεται κατά τον Dunham από την σχέση:

$$\phi = (15 \cdot N_c + 25^\circ)^{0.5} \quad (1.15)$$

Η τελευταία σχέση δίνει ένα άνω όριο εκτίμησης της γωνίας ϕ

Η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ για χαλαζιακές άμμους μικρής -μέσης συμπιεστότητας υπολογίζεται γραφικά και από τις καμπύλες του Σχ.2.11 των Robertson και Campanella (1983) που συσχετίζουν την γωνία ϕ με την μέση τιμή της αντίστασης αιχμής του κώνου q_c του στατικού πενετρομέτρου κατά την εκτέλεση της δοκιμής CPT και την ενεργό πίεση σ'_v των υπερκειμένων γαιών στο μέσο του στρώματος της άμμου.



Σχήμα Β.1.11: Καμπύλες Robertson και Campanella συσχέτισης γωνίας τριβής ϕ με αντίσταση κώνου και ενεργό πίεση υπερκειμένων γαιών.

B.1.8 Εκτίμηση αστράγγιστης διατμητικής αντοχής

Η εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των συνεκτικών εδαφών γίνεται με βάση τα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών, που γίνονται σε αδιατάρακτα δείγματα:

- Έμμεσα, από την δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης, σύμφωνα με την σχέση:

$$c_u = q_u/2 \quad (1.16)$$

όπου

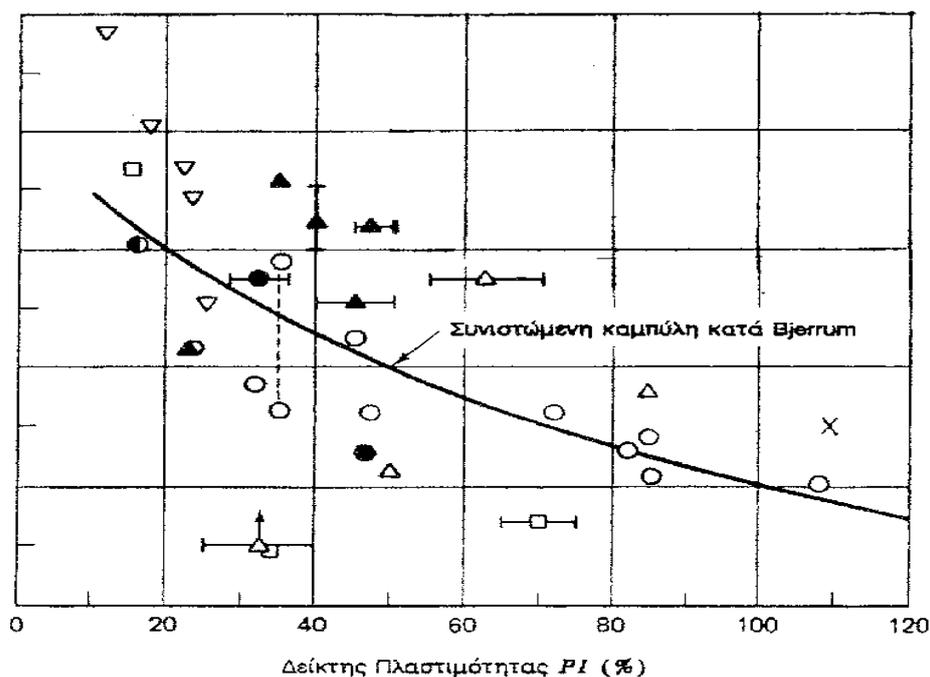
c_u : αστράγγιστη διατμητική αντοχή

q_u : αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη

- Άμεσα, από τα αποτελέσματα της τριαξονικής δοκιμής χωρίς αρχική στερεοποίηση και χωρίς στράγγιση (UU)

Επίσης εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των συνεκτικών εδαφών γίνεται με βάση τα αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών:

- Από τη δοκιμή πτερυγίου (FVT): Η χρήση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής που προκύπτουν από τη δοκιμή πτερυγίου δεν είναι ακριβής λόγω της στροφής των κυρίων τάσεων. Η διόρθωση του πιθανού σφάλματος μπορεί να γίνει με εμπειρικούς διορθωτικούς συντελεστές. Το σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζει τις τιμές του εμπειρικού συντελεστή μ κατά Bjerrum για τη διόρθωση της τιμής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $C_u(FVT)$ που υπολογίζεται από την επιτόπου δοκιμή πτερυγίου. Η τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που πρέπει να χρησιμοποιηθεί στους υπολογισμούς δίνεται από τη σχέση: $C_u = \mu * C_u(FVT)$ (1.17)



■ Από την δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης (CPT): Στην περίπτωση αυτή η εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής γίνεται σύμφωνα με την σχέση:

$$c_u = (q_c - p_0) / N_k \quad (1.18)$$

q_c : αντοχή αιχμής κώνου κατά την εκτέλεση της δοκιμής CPT

p_0 : ολική κατακόρυφη τάση στη μέση στάθμη της αργλικής στρώσης

N_k : συντελεστής με τιμές $10 \div 20$

Ως μέση τιμή του συντελεστή N_k προτείνεται:

$\bar{N} = 15$ Robertson και Campanella (1983),

$\bar{N} = 18$ Ζερβογιάννης κ.α. (Από μικροζωνική Καλαμάτας, 1987)

B.1.9 Εκτίμηση μέτρου συμπίεσεως

Η εκτίμηση του μέτρου συμπίεσεως E_s μη συνεκτικών εδαφών μπορεί να γίνει είτε απευθείας από εργαστηριακές δοκιμές είτε από ημιεμπειρικές συσχετίσεις

που το συνδέουν με τον αριθμό N από δοκιμές SPT καθώς και με την αντοχή q_c από δοκιμές CPT.

■ Συσχέτιση μέτρου συμπίεσεως E_s με τον αριθμό N από δοκιμή SPT

- Κατά **Schuffze and Menzenbach** (1961) δίνεται από τη σχέση:

$$E_s = C_1 + C_2 * N \pm S_E \quad (1.19)$$

Όπου

C_1, C_2 : συντελεστές εξαρτώμενοι από τον τύπο του εδάφους,

S_E : η τυπική απόκλιση, όπως προέκυψε από την στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών και δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Τύπος εδάφους	C_1 (E_s σε ΚΡα)	C_2 (E_s σε ΚΡα)
Λεπτή άμμος πάνω από τη στάθμη των υπογείων υδάτων	5200	330
Λεπτή άμμος κάτω από τη στάθμη των υπογείων υδάτων	7200	490
Άμμος	3900	450
Άμμος με χάλικες	3800	1050
Ιλυώδης άμμος	2400	530

→ Κατά **Tassios and Anagnostopoulos** (1974) δίνεται από τη σχέση:

$$E_s = \alpha + C * (N \pm 6) \quad (1.20)$$

Όπου : $\alpha = 4000$ για $N > 15$

$\alpha = 0$ για $N < 15$

Ο συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο του μη συνεκτικού υλικού και λαμβάνει τιμές που δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Τύπος εδάφους	C (E _s σε KPa)
Ιλύς με άμμο	300
Λεπτή άμμος	350
Μέση άμμος	450
Χονδρή άμμος	700
Άμμος με χαλίκια	1000
Χαλίκια με άμμο	1200

→ Κατά **Papadopoulos and Anagnostopoulos (1987)** δίνεται από τη σχέση:

$$E_s = C_1 + C_2 * N \quad (1.21)$$

Όπου

C₁, C₂ συντελεστές εξαρτώμενοι από τον τύπο του εδάφους, με τιμές που δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Τύπος εδάφους	C ₁ (σε KPa)	C ₂ (σε KPa)
Άμμος	7500	800
Ιλυώδης άμμος SM	2600	690
Αμμώδης ιλύς ML	3200	490

→ κατά **Webb** δίνεται από τη σχέση:

$$E_s = 5 * (N + 15) \text{ σε } t/ft^2 \quad (1.22)$$

Η τιμή του N, που χρησιμοποιείται σε όλες τις προηγούμενες σχέσεις, είναι διορθωμένη λόγω στάθμης υπογείων υδάτων και όχι λόγω βάρους υπερκείμενων γαιών.

- Συσχέτιση μέτρου συμπίεσεως E_s με την αντοχή αιχμής κώνου q_c από δοκιμή CPT

Στην περίπτωση αυτή οι συσχετίσεις είναι γενικά της μορφής:

$$E_s = \alpha * q_c \quad (1.23)$$

Όπου ο συντελεστής α λαμβάνει συνήθως για κοκκώδη υλικά τιμές από 1,5 έως 4. Στον πίνακα που ακολουθεί αναφέρονται τιμές του συντελεστή α που προτείνονται από διάφορους μελετητές:

Meyerhoff (1965)	για άμμους	$\alpha = 1,9$
Scmertmann (1970)	για ομοιόμορφη άμμο	$\alpha = 2$
Trofimenkof (1974)	για άμμους	$\alpha = 3$
Scmertmann, Hartman and Brown (1978)	για άμμους	$2,5 \leq \alpha \leq 3,5$
Sanglerat (1977)	για άμμο με $q_c < 10 \text{MPa}$	$\alpha = 2$
Sanglerat (1977)	για πυκνό αμμοχάλικο	

Γενικά ισχύουν τιμές $\alpha = 2$ έως 3 για κανονικά φορτισμένες άμμους, ενώ για την περίπτωση προφορτισμένων άμμων το α είναι τουλάχιστον 3.

B.2. Αναλυτικοί εδαφοτεχνικοί υπολογισμοί

B.2.1 Σχεδιασμός κρηπιδοτοίχου

Φάση λειτουργίας (στατική) κρηπιδότοιχου (θεωρία Coulomb)

Έλεγχος ανατροπής (ανά τρέχον μέτρο):

Δυνάμεις ευστάθειας:

- **Λόγω ίδιου βάρους κρηπιδότοιχου**

(Ίδια βάρη κρηπιδοτοίχου: $\gamma_{\text{επιχ.}}=20\text{KN/m}^3$, $\gamma_{\text{β}}=24\text{KN/m}^3$, $\gamma_{\text{επιχ.αν}}=10\text{KN/m}^3$, $\gamma_{\text{βαν.}}=14\text{KN/m}^3$)

$$W_1=1.6 \times 3 \times 24=115.2 \text{ KN/m}$$

$$W_{21}=0.2 \times 4 \times 24=19.2\text{KN/m}$$

$$W_{22}=1.6 \times 4 \times 14=89.6 \text{ KN/m}$$

$$W_3=1.8 \times 4.5 \times 14=113.4 \text{ KN/m}$$

$$W_4=(1.9 \times 5.5 - 0.5 \times 0.75 \times 0.75) \times 14=142.36 \text{ KN/m}$$

$$W_5=(1.9 \times 5.5 - 0.5 \times 0.75 \times 0.75 - 0.5 \times 0.3 \times 0.3) \times 14=140.63 \text{ KN/m}$$

- **Λόγω ίδιου βάρους πρανών**

$$W_6=1.6 \times 3 \times 20=32 \text{ KN/m}$$

$$W_7=1.8 \times 0.5 \times 20 + 1.6 \times 0.5 \times 10=26 \text{ KN/m}$$

$$W_8=1.8 \times 1 \times 20 + 3.4 \times 1 \times 10=70 \text{ KN/m}$$

Μοχλοβραχίονες ως προς Α (αριστερό άκρο τεχνητού ογκόλιθου)

$$L_1=3/2+0.75=2.25 \text{ m}$$

$$L_2=4/2+0.75=2.75\text{m}$$

$$L_3=4.5/2+0.75=3.0\text{m}$$

$$L_4=5.5/2+0.75=3.5\text{m}$$

$$L_5=5.2/2=2.75\text{m}$$

$$L_6=1/2+3.75=4.25\text{m}$$

$$L_7=0.5/2+4.75=5\text{m}$$

$$L_8=1/2+5.25=5.75\text{m}$$

Συνισταμένη ροπών ευστάθειας ως προς το Α

$$\Sigma M_{\text{ευστ.}}=W_1 \times L_1 + W_2 \times L_2 + \dots + W_8 \times L_8=2687.6 \text{ KNm/m}$$

Δυνάμεις ανατροπής:

- **Έλξη δέστρας:**

$F_{\text{δέστρας}}=5 \text{ KN/m}$, σε ύψος από την ανοδωμή 0,6m

Απόσταση από το σημείο A: $L_{\text{δέστρας}}=0.60+9.00=9.6\text{m}$

- **Ενεργητικές ωθήσεις κατά Mohr-coulomb**

Ο συντελεστής K_α των ενεργητικών ωθήσεων κατά Mohr-coulomb του επιχώματος υπολογίζεται από τον τύπο ($\phi=33, \delta=11, \alpha=0, \beta=90$)

$$= \frac{1 - \sin 33^\circ}{1 + \sin 33^\circ} = 0,274$$

- **Λόγω του κινητού φορτίου $q=20\text{KPa}$**

Στάθμη 1,2 και 3

α) ενεργός κατακόρυφη τάση : $\sigma_{v1}=\sigma_{v2}=\sigma_{v3}=q=20\text{Kpa}$

β) ενεργός οριζόντια τάση : $\sigma_{h1}=\sigma_{h2}=\sigma_{h3}= \times q=0.274 \times 20=5.48 \text{ Kpa}$

Ενεργητική ώθηση λόγω κινητού:

$$P_{\alpha 1}=(5,48 \times 9,0)\text{KN/m}=49,32 \text{ KN/m}$$

Οριζόντια συνιστώσα :

$$P_{\alpha 1h}=P_{\alpha 1} \times \cos \delta=(49,32 \times \cos 11^\circ)\text{KN/m}= 48.41 \text{ KN/m}$$

Απόσταση από το σημείο A :

$$L_{\alpha 1h}=9/2=4.5\text{m}$$

Κατακόρυφη συνιστώσα:

$$P_{\alpha 1v}=P_{\alpha 1} \times \sin \delta=(49.32 \times \sin 11^\circ)=9.41 \text{ KN/m}$$

Απόσταση από το σημείο A :

$$L_{\alpha 1v}=5\text{m}$$

- **Λόγω επιχώσεως $\gamma_{\text{επιχ}}=20\text{KN/m}^3$**

Στάθμη 1

α) ενεργός κατακόρυφη τάση: $\sigma_{v1}=0 \text{ Kpa}$

β) ενεργός οριζόντια τάση: $\sigma_{h1}= \times \sigma_{v1}=0 \text{ Kpa}$

Στάθμη 2

α) ενεργός κατακόρυφη τάση: $\sigma_{v2} = 20 \text{ KN/m}^3 \times 1.8 \text{ m} = 36 \text{ Kpa}$

β) ενεργός οριζόντια τάση: $\sigma_{h2} = \frac{1}{3} \times \sigma_{v2} = 9.86 \text{ Kpa}$

Στάθμη 3

α) ενεργός κατακόρυφη τάση: $\sigma_{v3} = 36 \text{ Kpa} + 10 \text{ KN/m}^3 \times 7.2 \text{ m} = 108 \text{ Kpa}$ β) ενεργός

οριζόντια τάση: $\sigma_{h3} = \frac{1}{3} \times \sigma_{v3} = 29.59 \text{ Kpa}$

Ενεργητική ώθηση στη στάθμη (1-2):

$P_{a2} = (1/2 \times 9.86 \times 1.80) \text{ KN/m} = 8.87 \text{ KN/m}$

-Οριζόντια συνιστώσα:

$P_{a2h} = P_{a2} \times \cos \delta = (8.87 \times \cos 11^\circ) \text{ KN/m} = 8.7 \text{ KN/m}$

Απόσταση από το σημείο A: $L_{Pa2h} = 1/3 \times 1.80 + 7.20 = 7.8 \text{ m}$

-Κατακόρυφη συνιστώσα:

$P_{a2v} = P_{a2} \times \sin \delta = (8.87 \times \sin 11^\circ) \text{ KN/m} = 1.69 \text{ KN/m}$

Απόσταση από το σημείο A:

$L_{Pa2v} = 5 \text{ m}$

Ενεργητική ώθηση στη στάθμη (2-3):

$P_{a3} = ((9.86 + 29.59) / 2 \times 7.2) \text{ KN/m} = 142.02 \text{ KN/m}$

-Οριζόντια συνιστώσα:

$P_{a3h} = P_{a3} \times \cos \delta = (142.02 \times \cos 11^\circ) \text{ KN/m} = 139.41 \text{ KN/m}$

Απόσταση από το σημείο A:

$L_{Pa3h} = (5/3) \times (9.86 \times 2 + 29.59) / (9.86 + 29.59) = 2.08 \text{ m}$

-Κατακόρυφη συνιστώσα:

$P_{a3v} = P_{a3} \times \sin \delta = (142.02 \times \sin 11^\circ) \text{ KN/m} = 27.1 \text{ KN/m}$

Απόσταση από το σημείο A: $L_{Pa3v} = 5 \text{ m}$

Συνισταμένη ροπών ανατροπής ως προς το A

$\Sigma M_{\text{ανατρ}} = P_{a1h} \times L_{Pa1h} + P_{a2h} \times L_{Pa2h} + P_{a3h} \times L_{Pa3h} + P_{\text{δέστρας}} \times L_{\text{δέστρας}} - P_{a1v} \times L_{Pa1v} - P_{a2v} \times L_{Pa2v} - P_{a3v} \times L_{Pa3v} = 557.97 \text{ KNm/m}$

Συντελεστής ασφάλειας έναντι ανατροπής:

$$F_{ανα.} = \frac{\Sigma M_{ευστ.}}{\Sigma M_{ανατρ.}} = \frac{2687.6}{557.97} = 4,81 \gg 1.5$$

Συνεπώς δεν υπάρχει κίνδυνος ανατροπής του λιμενικού κρηπιδότοιχου.

Έλεγχος ολίσθησης :(Ανά τρέχον μέτρο)

$$F_{ολ.} = \frac{\Sigma V(\tan \varphi_{αμμου})}{\Sigma H} = \frac{829,86 * 0,75}{196,53} = 3,16 > 1,4$$

$$\Sigma V = W_1 + W_2 + \dots + W_8 + P_{a1v} + P_{a2v} + P_{a3v} = 829.86 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma H = p_{a1h} + p_{a2h} + p_{a3h} + F_{δέστρας} = 196.53$$

Συνεπώς δεν υπάρχει κίνδυνος ολίσθησης του λιμενικού κρηπιδότοιχου.

Υπολογισμός τάσεων (ανά τρέχον μέτρο):

Υπολογισμός εκκεντρότητας e_k και σ_{max} , σ_{min}

$$\xi = \frac{\Sigma M_{ευστ.} - \Sigma M_{ανατρ.}}{\Sigma V} = \frac{2687.6 - 557.97}{829.86} = 2.6m$$

$$\text{και } e_k = \frac{b}{2} - \xi = 0$$

συνεπώς δουλεύει όλη η διατομή και η φόρτιση είναι κεντρική

$$\text{άρα } \sigma_{max} = \sigma_{min} = \sigma_0 = \frac{\Sigma V}{b} = \frac{829.86}{5.2} = 159.6 \text{ KN} / m^2$$

Φάση λειτουργίας (σεισμική) κρηπιδότοιχου (θεωρία Mononobe-Okabe)

Η γωνία θ δίνεται από την σχέση (πάνω από την Σ.Υ.Ο.):

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1.5}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.16}{1.5}\right) = 6.1^\circ$$

Όπου K_h ο οριζόντιος συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης

Κάτω από την Σ.Υ.Ο. δίνεται από την σχέση:

$$\theta' = \left(\frac{\gamma_{\text{κορ.}} K_h}{1.5 \gamma_w}\right) = 12.04^\circ$$

Έλεγχος ανατροπής (ανά τρέχον μέτρο):

Δυνάμεις ευστάθειας:

- **Λόγω ίδιου βάρους κρηπιδότοιχου**

(Ίδια βάρη κρηπιδοδοίχου: $\gamma_{\text{επιχ.}}=20\text{KN/m}^3$, $\gamma_b=24\text{KN/m}^3$, $\gamma_{\text{επιχ.αν}}=10\text{KN/m}^3$, $\gamma_{\text{βαν.}}=14\text{KN/m}^3$)

$$W_1=1.6 \times 3 \times 24=115.2 \text{ KN/m}$$

$$W_{21}=0.2 \times 4 \times 24=19.2\text{KN/m}$$

$$W_{22}=1.6 \times 4 \times 14=89.6 \text{ KN/m}$$

$$W_3=1.8 \times 4.5 \times 14=113.4 \text{ KN/m}$$

$$W_4=(1.9 \times 5.5 - 0.5 \times 0.75 \times 0.75) \times 14=142.36 \text{ KN/m}$$

$$W_5=(1.9 \times 5.5 - 0.5 \times 0.75 \times 0.75 - 0.5 \times 0.3 \times 0.3) \times 14=140.63 \text{ KN/m}$$

- **Λόγω ίδιου βάρους πρανών**

$$W_6=1.6 \times 3 \times 20=32 \text{ KN/m}$$

$$W_7=1.8 \times 0.5 \times 20 + 1.6 \times 0.5 \times 10=26 \text{ KN/m}$$

$$W_8=1.8 \times 1 \times 20 + 3.4 \times 1 \times 10=70 \text{ KN/m}$$

Μοχλοβραχίονες ως προς Α (αριστερό άκρο τεχνητού ογκόλιθου)

$$L_1=3/2+0.75=2.25 \text{ m}$$

$$L_2=4/2+0.75=2.75\text{m}$$

$$L_3=4.5/2+0.75=3.0\text{m}$$

$$L_4=5.5/2+0.75=3.5\text{m}$$

$$L_5=5.2/2=2.75\text{m}$$

$$L_6=1/2+3.75=4.25\text{m}$$

$$L_7=0.5/2+4.75=5\text{m}$$

$$L_8=1/2+5.25=5.75\text{m}$$

Συνισταμένη ροπών ευστάθειας ως προς το Α

$$\Sigma M_{\text{ευστ.}}=W_1 \times L_1 + W_2 \times L_2 + \dots + W_8 \times L_8 = 2687.6 \text{ KNm/m}$$

Δυνάμεις ανατροπής:

Αδρανειακές δυνάμεις λόγω σεισμού (οριζόντιες βάρος×0,107):

$$W_{1h}=1.6 \times 3 \times 24 \times 0,107 = 12.33 \text{ KN/m}$$

$$W_{2h}=1.8 \times 4 \times 24 \times 0,107 = 18.49 \text{ KN/m}$$

$$W_{3h}=1.8 \times 4.5 \times 24 \times 0,107 = 20.8 \text{ KN/m}$$

$$W_{4h} = (1.9 \times 5.5 - 0.5 \times 0.75 \times 0.75) \times 24 \times 0,107 = 26.11 \text{ KN/m}$$

$$W_{5h} = (1.9 \times 5.5 - 0.5 \times 0.75 \times 0.75 - 0.5 \times 0.3 \times 0.3) \times 24 \times 0,107 = 25.8 \text{ KN/m}$$

Μοχλοβραχίονες ως προς Α

$$L_{1h}=8.1 \text{ m}$$

$$L_{2h}=6.5 \text{ m}$$

$$L_{3h}=4.7 \text{ m}$$

$$L_{4h}=2.85 \text{ m}$$

$$L_{5h}=0.95 \text{ m}$$

• **Έλξη δέστρας (λόγω σεισμού λαμβάνεται μισό φορτίο):**

$$F_{\text{δέστρας}} = 2,5 \text{ KN/m, σε ύψος από την ανοδωμή } 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Απόσταση από το σημείο Α: } L_{\text{δέστρας}} = 0.60 + 9.00 = 9.6 \text{ m}$$

Οι συντελεστές οριζόντιας σεισμικής ώθησης γαιών για πάνω από την Σ.Υ.Ο. και κάτω δίνονται από την σχέση:

$$\Rightarrow \quad \quad \quad = 0,338$$

$$\Rightarrow =0,42$$

- **Λόγω του κινητού φορτίου $q=100\text{KPa}$**
Στάθμη 1,2

α) ενεργός κατακόρυφη τάση : $\sigma_{v1}=\sigma_{v2}=\sigma_{v3}=q=10\text{Kpa}$

β) ενεργός οριζόντια τάση : $\sigma_{h1}=\sigma_{h2}= \quad \times q=0,338 \times 10=3,38 \text{ Kpa}$

Στάθμη 2,3

α) ενεργός κατακόρυφη τάση : $\sigma_{v1}=\sigma_{v2}=\sigma_{v3}=q=10\text{Kpa}$

β) ενεργός οριζόντια τάση : $\sigma_{h2}=\sigma_{h3}= \quad \times q=0,42 \times 10=4,2 \text{ Kpa}$

Ενεργητική ώθηση λόγω κινητού Στάθμη 1,2 :

$$P_{\alpha 1} = 3,38 \times 1,8 \text{KN/m} = 6,08 \text{ KN/m}$$

Οριζόντια συνιστώσα :

$$P_{\alpha 1h} = P_{\alpha 1} \times \cos \delta = (6,08 \times \cos 11^{\circ}) \text{KN/m} = 5,97 \text{ KN/m}$$

Απόσταση από το σημείο A :

$$L_{\alpha 1h} = 8,1 \text{m}$$

Κατακόρυφη συνιστώσα:

$$P_{\alpha 1v} = P_{\alpha 1} \times \sin \delta = (6,08 \times \sin 11^{\circ}) = 1,16 \text{KN/m}$$

Απόσταση από το σημείο A :

$$L_{\alpha 1v} = 5 \text{m}$$

Ενεργητική ώθηση λόγω κινητού Στάθμη 2,3 :

$$P'_{\alpha 1} = 3,38 \times 7,2 \text{KN/m} = 30,24 \text{ KN/m}$$

Οριζόντια συνιστώσα :

$$P'_{\alpha 1h} = P_{\alpha 1} \times \cos \delta = (30,24 \times \cos 11^{\circ}) \text{KN/m} = 29,68 \text{ KN/m}$$

Απόσταση από το σημείο A :

$$L'_{\alpha 1h} = 3,6 \text{m}$$

Κατακόρυφη συνιστώσα:

$$P'_{\alpha 1v} = P_{\alpha 1} \times \sin \delta = (30,24 \times \sin 11^\circ) = 5,77 \text{ KN/m}$$

Απόσταση από το σημείο A :

$$L'_{\alpha 1v} = 5 \text{ m}$$

- **λόγω επιχώσεως $\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ KN/m}^3$**

Στάθμη 1

α) ενεργός κατακόρυφη τάση: $\sigma_{v1} = 0 \text{ Kpa}$

β) ενεργός οριζόντια τάση: $\sigma_{h1} = \quad \times \sigma_{v1} = 0 \text{ Kpa}$

Στάθμη 2_{πανω}

α) ενεργός κατακόρυφη τάση: $\sigma_{v2} = 20 \text{ KN/m}^3 \times 1.8 \text{ m} = 36 \text{ Kpa}$

β) ενεργός οριζόντια τάση: $\sigma_{h2} = \quad \times \sigma_{v2} = 12,17 \text{ Kpa}$

Στάθμη 2_{κατω}

α) ενεργός κατακόρυφη τάση: $\sigma_{v2} = 20 \text{ KN/m}^3 \times 1.8 \text{ m} = 36 \text{ Kpa}$

β) ενεργός οριζόντια τάση: $\sigma_{h2} = \quad \times \sigma_{v2} = 15,12 \text{ Kpa}$

Στάθμη 3

α) ενεργός κατακόρυφη τάση: $\sigma_{v3} = 36 \text{ Kpa} + 10 \text{ KN/m}^3 \times 7.2 \text{ m} = 108 \text{ Kpa}$

β) ενεργός οριζόντια τάση: $\sigma_{h3} = \quad \times \sigma_{v3} = 30,24 \text{ Kpa}$

Ενεργητική ώθηση στη στάθμη (1-2):

$$P_{a2} = (1/2 \times 12,17 \times 1.80) \text{ KN/m} = 10,95 \text{ KN/m}$$

-Οριζόντια συνιστώσα:

$$P_{a2h} = P_{a2} \times \cos \delta = (10,95 \times \cos 11^\circ) \text{ KN/m} = 10,75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Απόσταση από το σημείο A: } L_{Pa2h} = 1/3 \times 1.80 + 7,20 = 7,8 \text{ m}$$

-Κατακόρυφη συνιστώσα:

$$P_{a2v} = P_{a2} \times \sin \delta = (10,95 \times \sin 11^\circ) \text{ KN/m} = 2,09 \text{ KN/m}$$

Απόσταση από το σημείο A:

$$L_{pa2v} = 5 \text{ m}$$

Ενεργητική ώθηση στη στάθμη (2-3):

$$P_{\alpha 3} = [(15,12 + 30,24) / 2 \times 7.2] \text{ KN/m} = 163,3 \text{ KN/m}$$

-Οριζόντια συνιστώσα:

$$P_{a3h} = P_{a3} \times \cos \delta = (163,3 \times \cos 11^\circ) \text{ KN/m} = 160,3 \text{ KN/m}$$

Απόσταση από το σημείο A:

$$L_{pa3h} = (5/3) \times (9,86 \times 2 + 29,59) / (9,86 + 29,59) = 2,08 \text{ m}$$

-Κατακόρυφη συνιστώσα:

$$P_{a3v} = P_{a3} \times \sin \delta = (163,3 \times \sin 11^\circ) \text{ KN/m} = 30,6 \text{ KN/m}$$

Απόσταση από το σημείο A: $L_{P_{a3v}} = 5 \text{ m}$

Συνισταμένη ροπών ανατροπής ως προς το A

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{ανατρ}} = & P_{a1h} \times L_{pa1h} + P'_{a1h} \times L'_{pa1h} + P_{a2h} \times L_{pa2h} + P_{a3h} \times L_{pa3h} + F_{\text{δέστρας}} \times L_{\text{δέστρας}} + W_{1h} \\ & \times L_{1h} + \dots + W_{5h} \times L_{5h} - P_{a1v} \times L_{pa1v} - P'_{a1v} \times L'_{pa1v} - P_{a2v} \times L_{pa2v} - P_{a3v} \times L_{pa3v} = 1003,34 \text{ KNm/m} \end{aligned}$$

Συντελεστής ασφάλειας έναντι ανατροπής:

$$F_{\text{ανα.}} = \frac{\Sigma M_{\text{ευστ.}}}{\Sigma M_{\text{ανατρ.}}} = \frac{2687,6}{1003,34} = 2,74 \gg 1,5$$

Συνεπώς δεν υπάρχει κίνδυνος ανατροπής του λιμενικού κρηπιδότοιχου.

Έλεγχος ολίσθησης : (Ανά τρέχον μέτρο)

$$F_{\text{ολ.}} = \frac{\Sigma V (\tan \varphi_{\text{αμμου}})}{\Sigma H} = \frac{830,56 \times 0,75}{310,22} = 2,02 > 1,4$$

$$\Sigma V = W_1 + W_2 + \dots + W_8 + P_{a1v} + P'_{a1v} + P_{a2v} + P_{a3v} = 830,56 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma H = p_{a1h} + p'_{a1h} + p_{a2h} + p_{a3h} + F_{\text{δέστρας}} + W_{1h} + \dots + W_{5h} = 310,2$$

Συνεπώς δεν υπάρχει κίνδυνος ολίσθησης του λιμενικού κρηπιδότοιχου.

Υπολογισμός τάσεων (ανά τρέχον μέτρο):

Υπολογισμός εκκεντρότητας e_k και σ_{max} , σ_{min}

$$\xi = \frac{\Sigma M_{\epsilon\upsilon\sigma\tau} - \Sigma M_{\alpha\nu\alpha\tau\pi.}}{\Sigma V} = \frac{2687.6 - 1003.34}{830.56} = 2.1m$$

$$\text{και } e_k = \frac{b}{2} - \xi = 0.5m \leq B/6$$

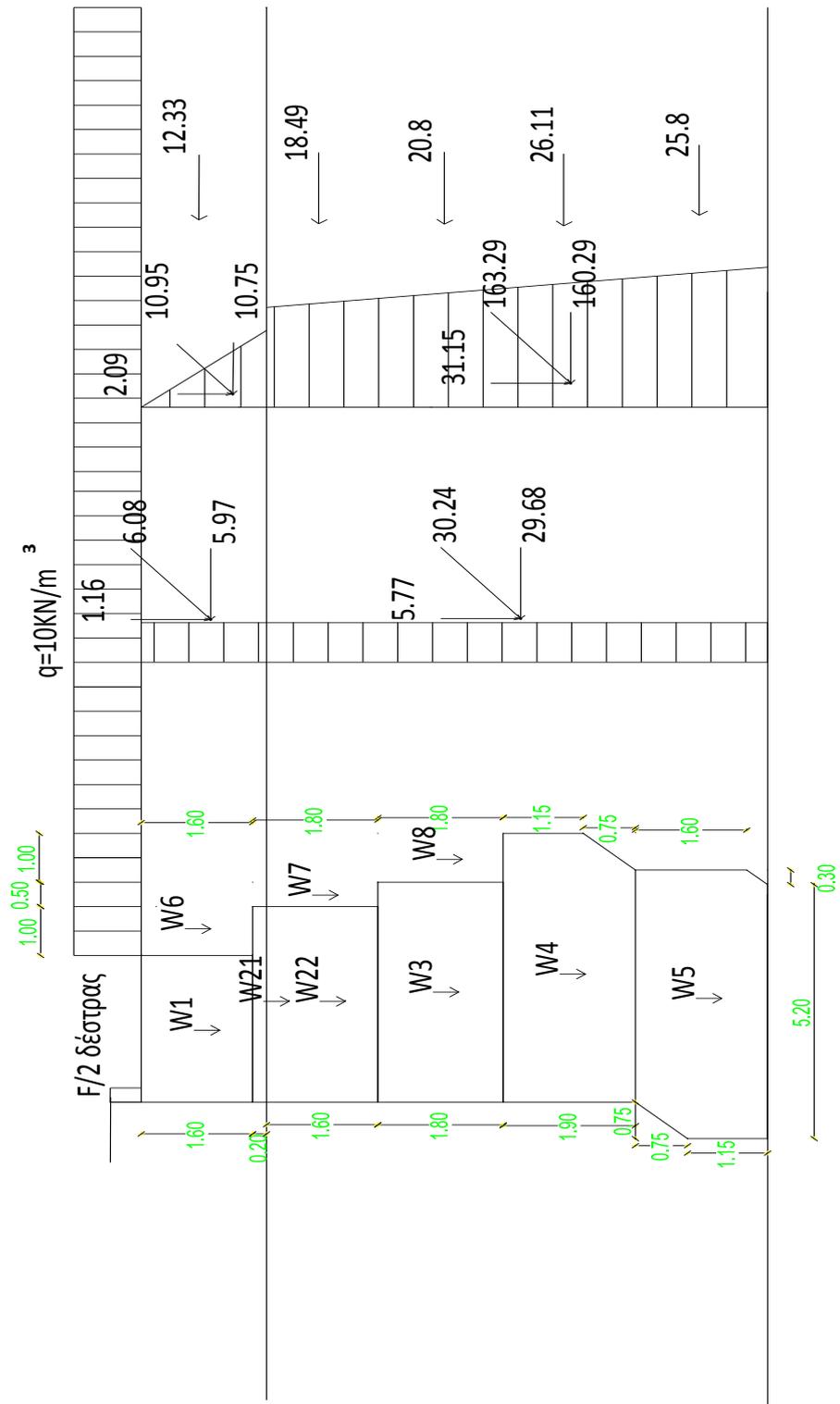
συνεπώς δουλεύει όλη η διατομή

$$\sigma = \frac{V}{B} = \frac{830.56}{5.2} = 159,72$$

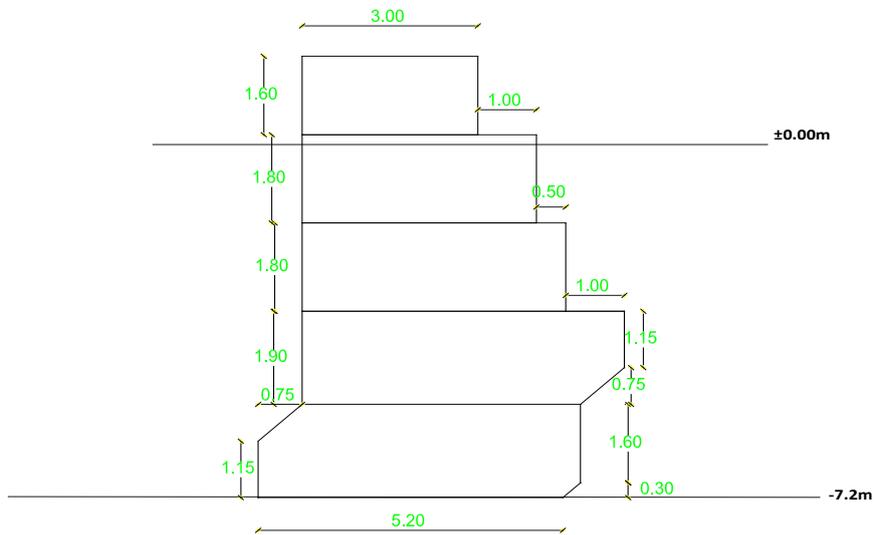
$$\text{άρα } \sigma_{\max} = \sigma(1 + 6e/B) = 159.72(1 + 0.5 \cdot 6/5.2) = 251.86 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \sigma(1 - 6e/B) = 159.72(1 - 0.5 \cdot 6/5.2) = 67.57 \text{KN/m}^2$$

ΣΚΑΡΙΦΗΜΑ ΓΙΑ ΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ
ΜΕΘΟΔΟΣ ΜΟΝΟΒΕ - ΟΚΑΒΕ

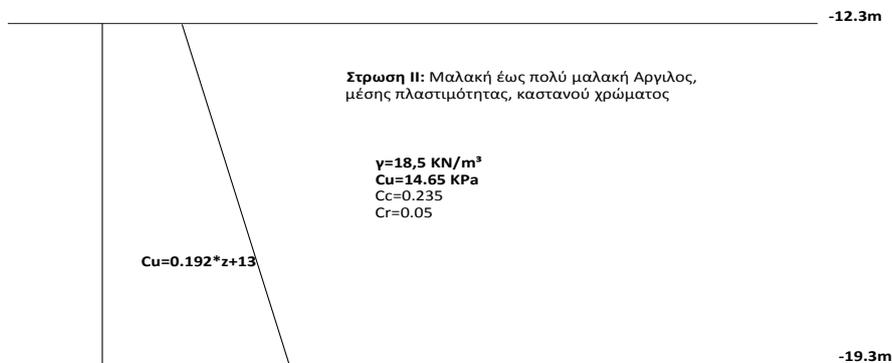


B.2.2 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους με απευθείας έδραση



Στρώση I: Ιλυώδης Άμμος, μέσης πυκνότητας, τεφρού χρώματος

$\gamma=18,9 \text{ KN/m}^3$
 $\phi=37^\circ$
 $E_s=11900 \text{ KPa}$
 $N=15.3$



Στρώση I: Άμμος μέσης πυκνότητας και τεφρού χρώματος με ενστρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις

$\gamma=19.6 \text{ KN/m}^3$
 $\phi=35^\circ$
 $E_s=17400 \text{ KPa}$
 $N=35.3$



Στατικά

Η φέρουσα ικανότητα σε δίστρωτο στρώμα για λοξή έκκεντρη φόρτιση κατά Meyerhof-Hanna δίνεται από την σχέση:

$$p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2} + [(1 + 2 \frac{D}{H} \cos\theta) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan\phi - 1]\}$$

$$\text{όπου } \rightarrow p_{u1} = (q + \gamma_1 D) N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B' N_\gamma i_\gamma$$

$$\text{αντικαθιστώντας : } \gamma_1 = 18.9 \quad B' = B = 5.2$$

$$\text{για } \phi = 37^\circ \rightarrow N_\gamma = 55.25, N_q = 43.34$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \Rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{196.53}{829.86} \Rightarrow \theta = 13.32^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta}{\phi})^2 = (1 - \frac{13.32}{37})^2 = 0.41$$

$$p_{u1} = 0.5 * 8.9 * 5.2 * 55.25 * 0.41 \Rightarrow p_{u1} = 524.18 \text{ KPa}$$

$$\rightarrow p_{u2} = (\pi + 2) i_c c_u d_c + (q + \gamma_1 (D + H)) i_q$$

$$\text{αντικαθιστώντας : } i_c = i_q = (1 - \frac{\theta}{90})^2 = 0.725$$

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \Rightarrow d_c = 1 + 0.2 * 1 * \frac{5.1}{5.2} \Rightarrow d_c = 1.2$$

$$c_u = 14.65$$

$$q = 0$$

$$p_{u2} = (3.14 + 2) * 0.725 * 14.65 * 1.2 + 18.9 * 5.1 * 0.725 \Rightarrow p_{u2} = 135.39 \text{ KPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi = 37^\circ \\ \theta = 13.32^\circ \end{array} \right\} i_s = 0.7$$

$$p_{u2}^* = (\pi + 2) C_u = 5.14 * 14.65 \Rightarrow p_{u2}^* = 76.43$$

$$p_{u1}^* = 0.5 * \gamma_1 * B * N_\gamma = 0.5 * 8.9 * 5.2 * 55.25 \Rightarrow p_{u1}^* = 1278.48$$

$$\frac{p_{u2}^*}{p_{u1}^*} = 0.06 \rightarrow \delta/\phi = 0.38 \rightarrow K_s = 3$$

$$\text{Άρα } p_u = \min\{524,18, 135.39 + 8.9 * 5.1 [(1 + 2 \frac{0}{5.1} \cos\theta) \frac{5.1}{5.2} * 3 * 0.7 * 0.75 - 1]\} \Rightarrow$$

$$p_u = \min\{524.18, 160.11\} \Rightarrow p_u = 160.11$$

$$F = \frac{p_u B'}{\Sigma V} \Rightarrow \mathbf{F=1.01}$$

Σεισμικά

Η φέρουσα ικανότητα σε δίστρωτο στρώμα για λοξή έκκεντρη φόρτιση κατά Meyerhof-Hanna δίνεται από την σχέση:

$$p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2} + [(1 + 2 \frac{D}{H} \cos\theta) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan\phi - 1]\}$$

$$\text{όπου } \rightarrow p_{u1} = (q + \gamma_1 D) N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B' N_\gamma i_\gamma$$

$$\text{αντικαθιστώντας : } \gamma_1 = 18.9 \quad B' = B - 2e_k = 5.2 - 2 * 0.5 = 4.2\text{m}$$

$$\text{για } \phi = 37^\circ \rightarrow N_\gamma = 55.25, N_q = 43.34$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \Rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{310.21}{830.56} \Rightarrow \theta = 20.08^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta}{\phi})^2 = (1 - \frac{20.08}{37})^2 = 0.21$$

$$p_{u1} = 0.5 * 8.9 * 4.2 * 55.25 * 0.21 \Rightarrow p_{u1} = \mathbf{216.85\text{KPa}}$$

$$\rightarrow p_{u2} = (\pi + 2) i_c c_u d_c + (q + \gamma_1 (D + H)) i_q$$

$$\text{αντικαθιστώντας : } i_c = i_q = (1 - \frac{\theta}{90})^2 = 0.6$$

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \Rightarrow d_c = 1 + 0.2 * 1 * \frac{0}{5.2} \Rightarrow d_c = 1$$

$$c_u = 14.65$$

$$q = 0$$

$$p_{u2} = (3.14 + 2) * 0.6 * 14.65 * 1 + 18.9 * 5.1 * 0.6 \Rightarrow p_{u2} = \mathbf{102.86\text{KPa}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi = 37^\circ \\ \theta = 20.08^\circ \end{array} \right\} i_s = 0.5$$

$$p_{u2}^* = (\pi + 2)C_u = 5.14 * 14.65 \Rightarrow p_{u2}^* = 76,43$$

$$p_{u1}^* = 0.5 * \gamma_1 * B' * N_\gamma = 0,5 * 8,9 * 4,2 * 55,25 \Rightarrow p_{u1}^* = 1032.62$$

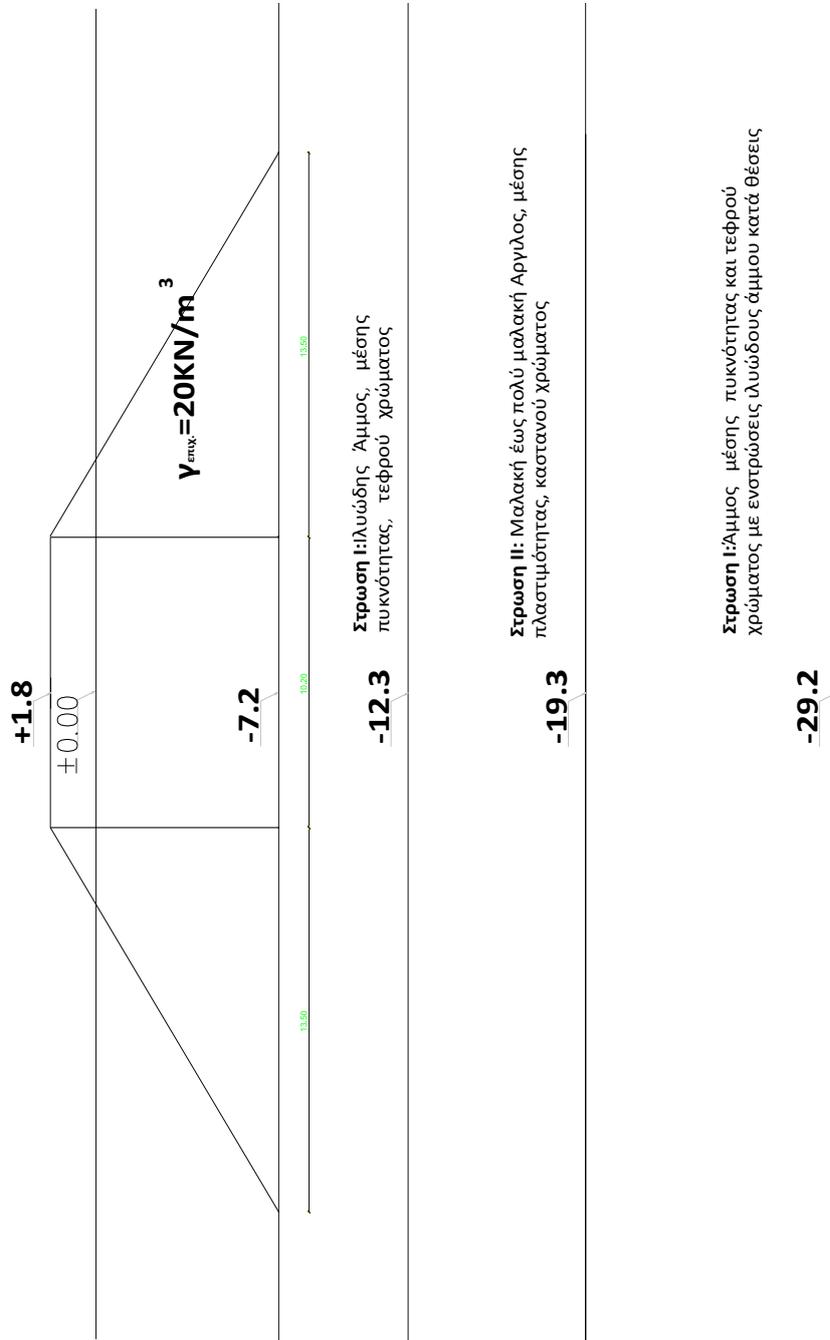
$$\frac{p_{u2}^*}{p_{u1}^*} = 0,07 \rightarrow \delta/\phi = 0,42 \rightarrow K_s = 2.8$$

$$\text{Ará } p_u = \min\left\{216.85, 102.86 + 8.9 * 5.1 \left[\left(1 + 2 \frac{0}{5.1} \cos\theta\right) \frac{5.1}{4.2} * 2.8 * 0.5 * 0.75 - 1 \right] \right\} \Rightarrow$$

$$p_u = \min\{211.69, 115.34\} \Rightarrow p_u = 115.34$$

$$F = \frac{p_u B'}{\Sigma V} \Rightarrow \mathbf{F = 0.58}$$

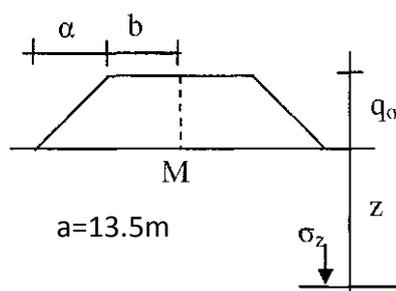
B.2.3 Προφόρτιση για την βελτίωση της μαλακής αργλικής στρώσης



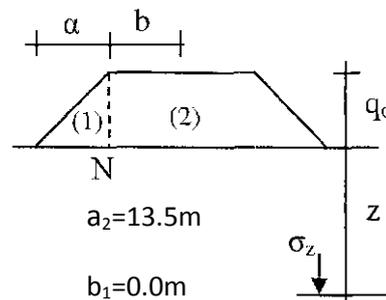
Τελικές τιμές αστράγγιστης διατμητικής αντοχής

Θα υπολογίσουμε τα $\Delta\sigma_{zi}$ που προκαλεί το επίχωμα στα σημεία που βρίσκονται στο μέσο, των δύο ζωνών του αργιλικού στρώματος. Αυτό πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας το νομογράφημα του Osterberg, με το οποίο μπορούμε να υπολογίσουμε τις πρόσθετες τάσεις που προκαλεί ένα κατανομημένο φορτίο τραπεζοειδούς κατανομής, σε διάφορα βάθη. Έχουμε δύο περιπτώσεις:

1^η περίπτωση



2^η περίπτωση



Έχουμε από τα παραπάνω, βάσει του διαγράμματος του Osterberg, τους συντελεστές επιρροής για τις δύο περιπτώσεις και στις δύο ζώνες του αργιλικού στρώματος:

1^η περίπτωση για τα σημεία M

$$\left. \begin{array}{l} \frac{a}{z_1} = \frac{13.5}{6.85} = 1.97 \\ \frac{b}{z_1} = \frac{5.1}{6.85} = 0.75 \end{array} \right\} I_{M1} = 0,45$$

Ζώνη IIα

$$\text{Άρα και } \Delta\sigma_{zIIa}^{(M)} = 2 \cdot 0,45 (20 \cdot 1,8 + 10 \cdot 7,2) \Rightarrow \Delta\sigma_{zIIa}^{(M)} = 97,2 \text{ KPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{a}{z_2} = \frac{13.5}{10.4} = 1.3 \\ \frac{b}{z_2} = \frac{5.1}{10.4} = 0.49 \end{array} \right\} I_{M2} = 0,4$$

Ζώνη IIβ

$$\text{Άρα και } \Delta\sigma_{zII\beta}^{(M)} = 2 \cdot 0,4 (20 \cdot 1,8 + 10 \cdot 7,2) \Rightarrow \Delta\sigma_{zII\beta}^{(M)} = 86,4 \text{ KPa}$$

2^η περίπτωση για τα σημεία N

$$\left. \begin{array}{l} \frac{a_2}{z_1} = \frac{13.5}{6.85} = 1.97 \\ \frac{b_1}{z_1} = \frac{0}{6.85} = 0 \end{array} \right\} I_{N1}^{(1)} = 0,35$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{a_2}{z_1} = \frac{13.5}{6.85} = 1.97 \\ \frac{b_2}{z_1} = \frac{10.2}{6.85} = 1.49 \end{array} \right\} I_{N1}^{(2)} = 0,45$$

Άρα και $\Delta\sigma_{zIIa}^{(N)} = (0.35 + 0.45)(20 * 1,8 + 10 * 7,2) \Rightarrow \Delta\sigma_{zIIa}^{(N)} = 86.4 \text{ KPa}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{a_2}{z_2} = \frac{13.5}{10.4} = 1.3 \\ \frac{b_1}{z_2} = \frac{0}{10.4} = 0 \end{array} \right\} I_{N2}^{(1)} = 0,3$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{a_2}{z_2} = \frac{13.5}{10.4} = 1.3 \\ \frac{b_2}{z_2} = \frac{10.2}{10.4} = 0.98 \end{array} \right\} I_{N2}^{(2)} = 0,42$$

Άρα και $\Delta\sigma_{zII\beta}^{(N)} = (0.3 + 0.42)(20 * 1,8 + 10 * 7,2) \Rightarrow \Delta\sigma_{zII\beta}^{(N)} = 77,76 \text{ KPa}$

$$C_{\text{υτελ}}^{M\alpha} = \left(\frac{C_u}{P'} \right) \sigma'_{\nu\alpha M\alpha} \left(\frac{\sigma'_{\nu\alpha M\alpha} + \Delta\sigma_{zIIa}^M}{\sigma'_{\nu\alpha M\alpha}} \right)^{0,8}$$

Ισχύει $C_u = 0.1926z + 13$

Άρα $C_{uMa}^{\alpha\rho\chi} = C_{uNa}^{\alpha\rho\chi} = 0,1926 * 6,85 + 13 = 14,32$

$C_{uM\beta}^{\alpha\rho\chi} = C_{uN\beta}^{\alpha\rho\chi} = 0,1926 * 10,4 + 13 = 15$

$$\left(\frac{C_u}{P'} \right)_{Ma} = \left(\frac{C_u}{P'} \right)_{Na} = \frac{14.32}{(18.9 - 10) * 5.1 + (18.5 - 10)(6.85 - 5.1)} = 0.238$$

$$\left(\frac{C_u}{P'} \right)_{N\beta} = \left(\frac{C_u}{P'} \right)_{M\beta} = \frac{15}{(18,9 - 10) * 5,1 + (10,4 - 5,1)(18,5 - 10)} = 0,1658$$

Και τελικά έχουμε:

$$C_{\text{υτελ}}^{M_{\alpha}} = 0,238 * 60,265 * \left(\frac{60,265 + 97,2}{60,265}\right)^{0,8} \Rightarrow C_{\text{υτελ}}^{M_{\alpha}} = 30,93$$

$$C_{\text{υτελ}}^{N_{\alpha}} = 0,238 * 60,265 * \left(\frac{60,265 + 86,4}{60,265}\right)^{0,8} \Rightarrow C_{\text{υτελ}}^{N_{\alpha}} = 29,22$$

$$C_{\text{υτελ}}^{M_{\beta}} = 0,1658 * 90,44 * \left(\frac{90,44 + 86,4}{90,44}\right)^{0,8} \Rightarrow C_{\text{υτελ}}^{M_{\beta}} = 25,64$$

$$C_{\text{υτελ}}^{N_{\beta}} = 0,1658 * 90,44 * \left(\frac{90,44 + 77,76}{90,44}\right)^{0,8} \Rightarrow C_{\text{υτελ}}^{N_{\beta}} = 24,63$$

Τα τμήματα που βρίσκονται εκτός επιρροής του επιχώματος (εκτός δηλαδή των 37.2m=10.2+2*13.5) διατηρούν τις παλιές τιμές C_u . Στα υπόλοιπα τμήματα οι τιμές των C_u προκύπτουν ως ο μέσος όρος των εκατέρωθεν τμημάτων. Οι τιμές που παίρνει το C_u μετά την προφόρτιση παρουσιάζονται παρακάτω.

$C_u^{\text{τελ}} = 14,3$	$C_u^{\text{τελ}} = 21,8$	$C_u^{\text{τελ}} = 30,075$	$C_u^{\text{τελ}} = 21,8$	$C_u^{\text{τελ}} = 14,3$
$C_u^{\text{τελ}} = 15$	$C_u^{\text{τελ}} = 19,8$	$C_u^{\text{τελ}} = 25,135$	$C_u^{\text{τελ}} = 19,8$	$C_u^{\text{τελ}} = 15$

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας μετά την προφόρτιση.

Στατικά

Η φέρουσα ικανότητα σε δίστρωτο στρώμα για λοξή έκκεντρη φόρτιση κατά Meyerhof-Hanna δίνεται από την σχέση:

$$p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2} + [(1 + 2 \frac{D}{H} \cos\theta) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan\phi - 1]\}$$

$$\text{όπου } \rightarrow p_{u1} = (q + \gamma_1 D) N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B' N_\gamma i_\gamma$$

$$\text{αντικαθιστώντας : } \gamma_1 = 18.9 \quad B' = B = 5.2$$

$$\text{για } \phi = 37^\circ \rightarrow N_\gamma = 55.25, N_q = 43.34$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \Rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{196.53}{829.86} \Rightarrow \theta = 13,32^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta}{\phi})^2 = (1 - \frac{13,32}{37})^2 = 0,41$$

$$p_{u1} = 0,5 * 8,9 * 5,2 * 55,25 * 0,41 \Rightarrow p_{u1} = 524,18 \text{ Kpa}$$

$$\rightarrow p_{u2} = (\pi + 2) i_c c_u d_c + (q + \gamma_1 (D + H)) i_q$$

$$\text{αντικαθιστώντας : } i_c = i_q = (1 - \frac{\theta}{90})^2 = 0.725$$

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \Rightarrow d_c = 1 + 0.2 * 1 * \frac{5.1}{5.2} \Rightarrow d_c = 1.2$$

$$c_u = 30$$

$$q = 0$$

$$p_{u2} = (3.14 + 2) * 0.725 * 30 * 1.2 + 18.9 * 5.1 * 0.725 \Rightarrow p_{u2} = 204,03 \text{ KPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi = 37^\circ \\ \theta = 13,32^\circ \end{array} \right\} i_s = 0.7$$

$$p_{u2}^* = (\pi + 2) C_u = 5.14 * 30 \Rightarrow p_{u2}^* = 154,2$$

$$p_{u1}^* = 0.5 * \gamma_1 * B * N_\gamma = 0,5 * 8,9 * 5,2 * 55,25 \Rightarrow p_{u1}^* = 1278,48$$

$$\frac{p_{u2}^*}{p_{u1}^*} = 0,12 \rightarrow \delta / \phi = 0,42 \rightarrow K_s = 4$$

$$\text{Άρα } p_u = \min\{524,18, 204,03 + 8.9 * 5.1 [(1 + 2 \frac{0}{5.1} \cos\theta) \frac{5.1}{5.2} * 4 * 0.7 * 0.75 - 1]\} \Rightarrow$$

$$p_u = \min\{524,18, 252,1\} \Rightarrow p_u = 252,1$$

$$F = \frac{p_u B'}{\Sigma V} \Rightarrow F = 1,58$$

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας μετά την προφόρτιση Σεισμικά

Η φέρουσα ικανότητα σε δίστρωτο στρώμα για λοξή έκκεντρη φόρτιση κατά Meyerhof-Hanna δίνεται από την σχέση:

$$p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2} + [(1 + 2 \frac{D}{H} \cos\theta) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan\phi - 1]\}$$

$$\text{όπου } \rightarrow p_{u1} = (q + \gamma_1 D) N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B' N_\gamma i_\gamma$$

$$\text{αντικαθιστώντας: } \gamma_1 = 18.9 \quad B' = B - 2e_k = 5.2 - 2 * 0.5 = 4.2 \text{ m}$$

$$\text{για } \phi = 37^\circ \rightarrow N_\gamma = 55.25, N_q = 43.34$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \Rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{310.21}{830.56} \Rightarrow \theta = 20.08^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta}{\phi})^2 = (1 - \frac{20.08}{37})^2 = 0.21$$

$$p_{u1} = 0.5 * 8.9 * 4.2 * 55.25 * 0.21 \Rightarrow p_{u1} = 216.85 \text{ Kpa}$$

$$\rightarrow p_{u2} = (\pi + 2) i_c c_u d_c + (q + \gamma_1 (D + H)) i_q$$

$$\text{αντικαθιστώντας: } i_c = i_q = (1 - \frac{\theta}{90})^2 = 0.6$$

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B} \Rightarrow d_c = 1 + 0.2 * 1 * \frac{0}{5.2} \Rightarrow d_c = 1$$

$$c_u = 30$$

$$q = 0$$

$$p_{u2} = (3.14 + 2) * 0.6 * 30 * 1 + 18.9 * 5.1 * 0.6 \Rightarrow p_{u2} = 150.35 \text{ KPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi = 37^\circ \\ \theta = 20.08^\circ \end{array} \right\} i_s = 0.5$$

$$p_{u2}^* = (\pi + 2) C_u = 5.14 * 30 \Rightarrow p_{u2}^* = 154.2$$

$$p_{u1}^* = 0.5 * \gamma_1 * B' * N_\gamma = 0.5 * 8.9 * 4.2 * 55.25 \Rightarrow p_{u1}^* = 1032.62$$

$$\frac{p_{u2}^*}{p_{u1}^*} = 0.15 \rightarrow \delta / \phi = 0.5 \rightarrow K_s = 5$$

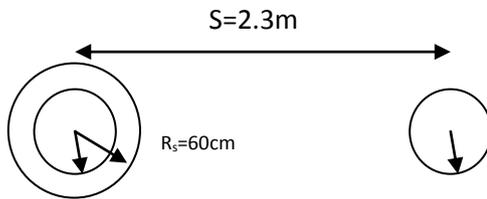
$$\text{Άρα } p_u = \min\{216.85, 150.35 + 8.9 * 5.1 [(1 + 2 \frac{0}{5.1} \cos\theta) \frac{5.1}{4.2} * 5 * 0.5 * 0.75 - 1]\} \Rightarrow$$

$$p_u = \min\{211.69, 208.3\} \Rightarrow p_u = 208.3$$

$$F = \frac{p_u B'}{\Sigma V} \Rightarrow F = 1.05$$

B.2.4 Ενίσχυση εδάφους με χαλικοπασσάλους

Επιλογή κατασκευής δικτύου χαλικοπασσάλων σε τετραγωνικό κάρναβο με απόσταση μεταξύ $S_{\text{χαλ}}=2,30\text{m}$, διάμετρο χαλικοπασσάλων $d_{\text{χαλ}}=0,80\text{m}$ και $\gamma_{\text{χαλ}}=20\text{KN/m}^3$ στην άργιλο (-12,3 έως -19,3).



$$H=7/2=3.5\text{m}$$

$$C_v=7 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}=2.18 \text{ m}^2/\text{έτος}$$

$$C_h=2.5C_v=5.45 \text{ m}^2/\text{έτος}$$

$$t_c = \frac{H^2}{C_v} = 5.63 \text{ έτη}$$

$$\text{για } t=3 \text{ μήνες} \left\{ \begin{array}{l} T_v=C_v \cdot t/H^2=0.044 \rightarrow U_v= \frac{1}{e^{0.044}}=0,238 \\ T_h=C_h \cdot t/D_e^2=0.202 \rightarrow U_h= 1 - \frac{1}{e^{\frac{8T_h}{A}}}=0.901 \end{array} \right.$$

$$D_e= \frac{H}{U_h}$$

$$A=\ln(D_e/d)-0.75+(K_h/K_{h-s}-1)\ln(R_s/R)=0.698$$

$$1-U=(1-U_v)(1-U_h) \Rightarrow U=0.925$$

$$a_s = \frac{\frac{\pi d_{\text{χαλ}}^2}{4}}{\frac{\pi D_e^2}{4}} = 0.094$$

$$\frac{A}{a_s} = \frac{1}{0.094} = 10.6$$

$$\frac{E_{\chi\alpha\lambda.}}{E_{\alpha\rho\gamma.}} = 20, \Phi_{\chi\alpha\lambda.} = 44^{\circ} \rightarrow \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = 0.47$$

$$\left(\frac{A}{A_c}\right)_{\tau\epsilon\lambda.} = 10 + 0.47 = 11.07 \rightarrow \beta = 1.5 \quad Y = 1/\beta = 0.667$$

$$n = \frac{\frac{1}{Y} - (1 - a_s)}{a_s} = 6.32$$

Υπολογισμός νέων εδαφικών παραμέτρων στην άργιλο από την τοποθέτηση των χαλικοπασσάλων και του επιχώματος.

$$\sigma_0 = 1.8 * 20 + 7.2 * (20 - 10) = 108 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{\chi\alpha\lambda.} = \frac{n\sigma_0}{na_s + (1 - a_s)} = 455.02 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{\epsilon\delta.} = \frac{\sigma_0}{na_s + (1 - a_s)} = 72 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{\nu 0}' = (18.9 - 10) * 5.1 + (18.5 - 10) * 3.5 = 75.14 \text{ KPa}$$

- **Περιοχή I (κάτω από την στέψη του επιχώματος)**

$$\varphi_{\text{ισοδ.}}^I = \tan^{-1} \left[\frac{0.094(11 * 8.6 + 455.02)}{8.5 * 8.6 + 108} * \tan 44^{\circ} \right] = 15.4^{\circ}$$

$$C_{\text{ισοδ.}}^I = (1 - a_s) C_{\alpha\rho\gamma.} * \frac{\sigma_{\nu 0}' + \sigma_{\epsilon\delta.}}{\sigma_{\nu 0}'} = 24.3 \text{ KPa}$$

- **Περιοχή III (10m εκατέρωθεν του επιχώματος)**

$$\varphi_{\text{ισοδ.}}^{III} = \tan^{-1}(a_s \tan \varphi_{\chi\alpha\lambda.}) = 5.19^{\circ}$$

$$C_{\text{ισοδ.}}^{III} = (1 - a_s) C_{\alpha\rho\gamma.} = 12.4 \text{ KPa}$$

- **Περιοχή II (ενδιάμεσα των περιοχών I και III)**

$$\tan \varphi_{\text{ισοδ.}}^{II} = \frac{\tan \varphi_{\text{ισοδ.}}^I + \tan \varphi_{\text{ισοδ.}}^{III}}{2} \Rightarrow \varphi_{\text{ισοδ.}}^{II} = 10.35$$

$$C_{\text{ισοδ.}}^{II} = \frac{C_{\text{ισοδ.}}^{III} + C_{\text{ισοδ.}}^I}{2} = 18.3 \text{ KPa}$$

Υπολογισμός τελικών εδαφικών παραμέτρων στην άργιλο μετά και την κατασκευή του κρηπιδοτοίχου.

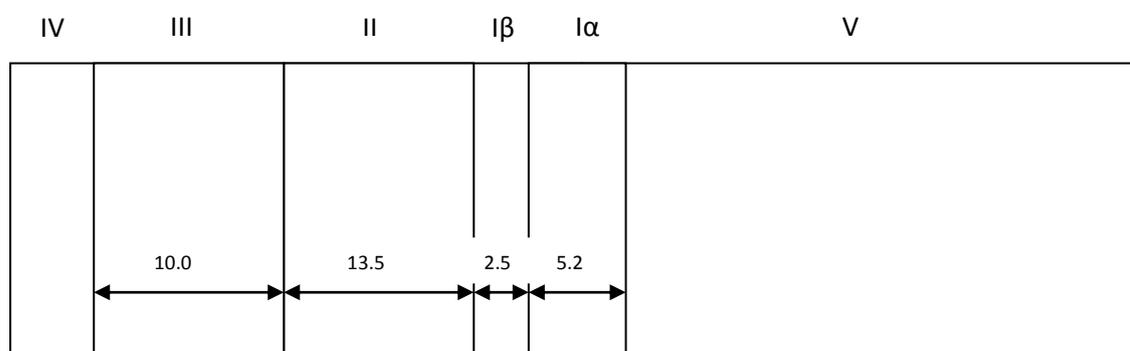
Στο μέσο M της άργιλου θα έχουμε

$$\sigma'_{\nu 0M} = 8,9 * (12,3 - 7,2) + 8,5 * 3,5 = 75,14 \text{ KPa}$$

$$\sigma_0 = 166 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\chi\alpha\lambda.} = \frac{6,32 * 166}{6,32 * 0,094 + (1 - 0,094)} = 699,38 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\varepsilon\delta.} = \frac{166}{1,5} = 110,66 \text{ KPa}$$



• Περιοχή Iα

$$C_{\nu 0}^{I\alpha} = (1 - a_s) C_{\nu 0} \frac{\sigma'_{\nu 0} + \sigma_{\varepsilon\delta.}}{\sigma_{\nu 0}} = 30,69 \text{ KPa}$$

$$\varphi_{\nu 0}^{I\alpha} = \tan^{-1} \left[\frac{0,094(11 * 8,6 + 699,38)}{8,5 * 8,6 + 166} * \tan 44^\circ \right] = 16,76^\circ$$

• Περιοχή Iβ

$$C_{\nu 0}^{I\beta} = (1 - a_s) C_{\nu 0} \frac{\sigma'_{\nu 0} + \sigma_{\varepsilon\delta.}}{\sigma_{\nu 0}} = 24,3 \text{ KPa}$$

$$\varphi_{\nu 0}^{I\beta} = 5,19^\circ$$

- **Περιοχή II**

$$\varphi_{ισοδ.}^{II} = \tan^{-1}(a_s \tan \varphi_{χαλ.}) = 5,19^0$$

$$C_{ισοδ.}^{II} = \frac{C_{ισοδ.}^{III} + C_{ισοδ.}^{I\beta}}{2} = 18,3 KPa$$

- **Περιοχή III**

$$\varphi_{ισοδ.}^{III} = \tan^{-1}(a_s \tan \varphi_{χαλ.}) = 5,19^0$$

$$C_{ισοδ.}^{III} = (1 - a_s) C u_{αρχ.} = 12,4 KPa$$

- **Περιοχή IV**

$$C u = 13,5 KPa$$

- **Περιοχή V**

$$C^V = 24,3 Kpa$$

$$\phi^V = 15,4^0$$

Για τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας θα λειφθούν οι εξής παράμετροι αντοχής:

$$C^* = 0,55 * 30,69 + 0,25 * 24,3 + 0,2 + 18,3 = 26,62 Kpa$$

$$\tan \phi^* = 0,55 * \tan 16,76 + 0,45 * \tan 5,19 \Rightarrow \phi^* = 11,64^0$$

Η τοποθέτηση των χαλικοπασσάλων θα επηρεάσει και την γωνία τριβής της πρώτης στρώσης έτσι έχουμε:

$$\tan \phi^{\betaελτ} = a_s \tan 44^0 + (1 - a_s) \tan 37^0 \Rightarrow \phi^{\betaελτ} = 37,7^0$$

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας μετά την προφόρτιση με χαλικοπασσάλους

Στατικά

Η φέρουσα ικανότητα σε δίστρωτο στρώμα για λοξή έκκεντρη φόρτιση κατά Meyerhof-Hanna δίνεται από την σχέση:

$$p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2} + [(1 + 2 \frac{D}{H} \cos\theta) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan\phi - 1]\}$$

$$\text{όπου } \rightarrow p_{u1} = (q + \gamma_1 D) N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B' N_\gamma i_\gamma$$

$$\text{αντικαθιστώντας : } \gamma_1 = 8.9 \quad B' = B = 5.2$$

$$\text{για } \phi = 37,7^\circ \rightarrow N_\gamma = 62,2$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \Rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{196.53}{829.86} \Rightarrow \theta = 13,32^\circ$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta}{\phi})^2 = (1 - \frac{13,32}{37})^2 = 0,41$$

$$p_{u1} = 0,5 * 8,9 * 5,2 * 62,2 * 0,41 \Rightarrow p_{u1} = 590,11 \text{ KPa}$$

$$\rightarrow p_{u2} = S_c d_c i_c C^* N_c^* + [q + \gamma_1 (D + H)] N_q^* S_q d_q i_q + 0.5 \gamma_1 B' N_\gamma^* S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

αντικαθιστώντας :

$$\phi^* = 11.64^\circ \rightarrow N_c = 9.1, N_q = 2.82, N_\gamma = 0.54$$

$$S_q = S_\gamma = S_c = 1$$

$$i_c = i_q = (1 - \frac{\theta}{90})^2 = 0.73$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta}{\phi})^2 = 0,02$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 1,51$$

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \Rightarrow d_c = 1 + 0.2 * \frac{5.1}{5.2} \Rightarrow d_c = 1.3$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \Rightarrow d_q = 1 + 0.1 * \frac{5.1}{5.2} \Rightarrow d_q = 1.15$$

$$C^* = 26.62 \text{ Kpa}$$

$$q=0$$

$$p_{u2}=1,24*0,73*26,62*9,1+8,9*5,1*2,82*1,12*0,73+0,5*8,5*5,2*0,54*1*1,12*0,02 \Rightarrow p_{u2}=324,2 \text{ KPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi=37,7^{\circ} \\ \theta=13,32^{\circ} \end{array} \right\} i_s=0.7$$

$$p_{u2}^*=(\pi+2)C_u=5.14*26,62 \Rightarrow p_{u2}^*=136,83$$

$$p_{u1}^*=0.5*\gamma_1*B*N_{\gamma}=0,5*8,9*5,2*62,2 \Rightarrow p_{u1}^*=1439,3$$

$$\frac{p_{u2}^*}{p_{u1}^*}=0,1 \rightarrow \delta/\phi=0,4 \rightarrow K_s=4$$

$$\text{Άρα } p_u = \min\{590,11, 324,2+8.9*5.1[(1+2 \frac{0}{5.1} \cos\theta) \frac{5.1}{5.2} *4*0.7*0.77-1]\} \Rightarrow$$

$$p_u = \min\{590,11, 374,79\} \Rightarrow p_u = 374,79$$

$$F = \frac{p_u B'}{\Sigma V} \Rightarrow F=2,35$$

Σεισμικά

Η φέρουσα ικανότητα σε δίστρωτο στρώμα για λοξή έκκεντρη φόρτιση κατά Meyerhof-Hanna δίνεται από την σχέση:

$$p_u = \min\{p_{u1}, p_{u2} + [(1+2 \frac{D}{H} \cos\theta) \frac{H}{B'} K_s i_s \tan\phi - 1]\}$$

$$\text{όπου } \rightarrow p_{u1} = (q + \gamma_{1D}) N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B' N_{\gamma} i_{\gamma}$$

$$\text{αντικαθιστώντας : } \gamma_1 = 18.9 \quad B' = 4,2$$

$$\text{για } \phi = 37,7^{\circ} \rightarrow N_{\gamma} = 62,2$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \Rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{310.21}{830.56} \Rightarrow \theta = 20.08^{\circ}$$

$$i_{\gamma} = (1 - \frac{\theta}{\phi})^2 = (1 - \frac{20.08}{37,7})^2 = 0,21$$

$$p_{u1} = 0,5*8,9*4,2*62,2*0,21 \Rightarrow p_{u1} = 244,13 \text{ KPa}$$

$$\rightarrow p_{u2} = S_c d_c i_c C^* N_c^* + [q + \gamma_1 (D+H)] N_q^* S_q d_q i_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma^* S_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

αντικαθιστώντας :

$$\phi^* = 11.64^0 \rightarrow N_c = 9.1, N_q = 2.82, N_\gamma = 0.54$$

$$S_q = S_\gamma = S_c = 1$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = 0.6$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = 0.53$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 1.51$$

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \Rightarrow d_c = 1 + 0.2 * \frac{5.1}{5.2} \Rightarrow d_c = 1.3$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \Rightarrow d_q = 1 + 0.1 * \frac{5.1}{5.2} \Rightarrow d_q = 1.15$$

$$C^* = 26.62 \text{ Kpa}$$

$$q = 0$$

$$p_{u2} = 1 * 1.3 * 0.6 * 26.62 * 9.1 + 8.9 * 5.1 * 2.82 * 1 * 1.15 * 0.6 + 0.5 * 8.5 * 4.2 * 0.54 * 1 * 1.15 * 0.53 \Rightarrow p_{u2} = 283,13 \text{ KPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi = 37,7^0 \\ \theta = 20,08^0 \end{array} \right\} i_s = 0.5$$

$$p_{u2}^* = (\pi + 2) C_u = 5.14 * 26.62 \Rightarrow p_{u2}^* = 136,83$$

$$p_{u1}^* = 0.5 * \gamma_1 * B * N_\gamma = 0.5 * 8.9 * 4.2 * 62,2 \Rightarrow p_{u1}^* = 1439,3$$

$$\frac{p_{u2}^*}{p_{u1}^*} = 0.12 \rightarrow \delta/\phi = 0.4 \rightarrow K_s = 4$$

$$\text{Άρα } p_u = \min\{244,13, 283,13 + 8.9 * 5.1 [(1 + 2 \frac{0}{5.1} \cos\theta) \frac{5.1}{5.2} * 4 * 0.5 * 0.77 - 1]\} \Rightarrow$$

$$p_u = \min\{244,13, 322,62\} \Rightarrow p_u = 224,13$$

$$F = \frac{p_u B'}{\Sigma V} \Rightarrow F = 1,13$$

Έλεγχος θραύσεως κεφαλής χαλικοπασσάλων

α) Στην φάση προφόρτισης ($\sigma_0=108$ Kpa)

$$\text{Στάθμη} -(1.5 * d_{\text{χαλ.}}) = -1,5 * 0,80 = -1,20\text{m}$$

$$\sigma'_0 = (18,9 - 10) * 1,2 = 10,68\text{Kpa}$$

$$\sigma'_{\text{τελ.}} = \sigma'_0 + \sigma_{\text{εδ}} = 10,68 + 72 = 82,68\text{ Kpa}$$

$$\sigma'_{\text{hp}} = K_{\text{ρι}} * \sigma'_{\text{τελ.}} = \tan^2(45^\circ + 37^\circ/2) * 82,68 = 332,62\text{Kpa}$$

$$\sigma_{\text{νορ}}^{\text{χαλ}} = K_{\text{ρ}}^{\text{χαλ}} * \sigma'_{\text{hp}} = \tan^2(45^\circ + 40^\circ/2) * 332,62 = 1530,05\text{Kpa}$$

$$F = \frac{\sigma_{\text{νορ}}^{\text{χαλ}}}{\sigma_{\text{χαλ}}} = \frac{1530,05}{455,02} = 3,36$$

β) Κάτω από τον κρηπιδότοιχο στην φάση λειτουργίας στατικά ($\sigma_0=166$ KPa)

$$\sigma_{\text{εδ}} = 110,7\text{Kpa} \quad \sigma_{\text{χαλ.}} = 699,62\text{KPa}$$

$$\sigma'_{\text{τελ.}} = \sigma'_0 + \sigma_{\text{εδ}} = 10,68 + 110,7 = 121,38\text{Kpa}$$

$$\sigma'_{\text{hp}} = K_{\text{ρι}} * \sigma'_{\text{τελ.}} = \tan^2(45^\circ + 37^\circ/2) * 121,38 = 488,31\text{Kpa}$$

$$\sigma_{\text{νορ}}^{\text{χαλ}} = K_{\text{ρ}}^{\text{χαλ}} * \sigma'_{\text{hp}} = \tan^2(45^\circ + 40^\circ/2) * 488,31 = 2246,23\text{Kpa}$$

$$F = \frac{\sigma_{\text{νορ}}^{\text{χαλ}}}{\sigma_{\text{χαλ}}} = \frac{2246,23}{699,62} = 3,21$$

γ) Κάτω από τον κρηπιδότοιχο στην φάση λειτουργίας σεισμικά ($\sigma_0=198$ KPa)

$$\sigma_{\text{εδ}} = \frac{\sigma_0}{na_s + (1 - a_s)} = \frac{198}{1,5} = 132\text{KPa}$$

$$\sigma_{\text{χαλ.}} = \frac{n\sigma_0}{\nu\alpha_s + (1 - a_s)} = \frac{6,32 * 198}{1,5} = 834,24\text{KPa}$$

$$\sigma'_{\text{τελ.}} = \sigma'_0 + \sigma_{\text{εδ}} = 10,68 + 132 = 142,68\text{Kpa}$$

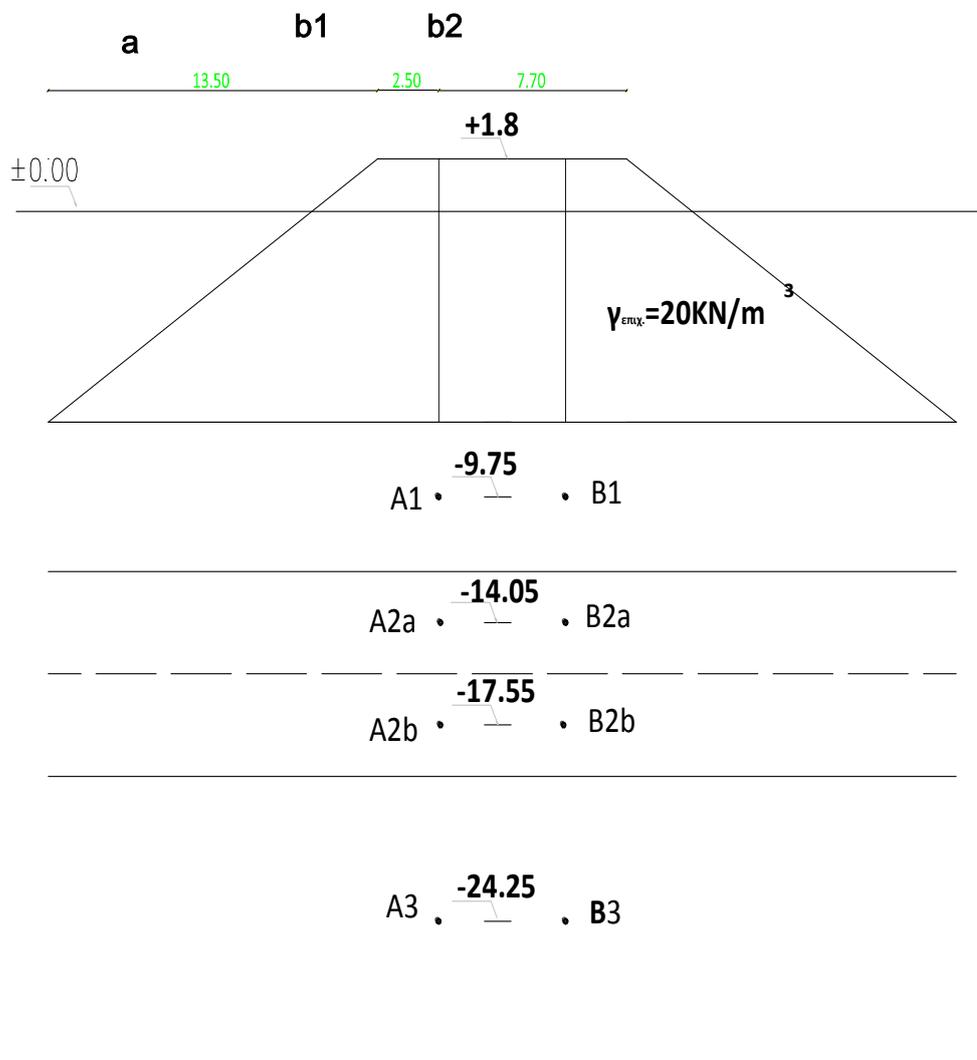
$$\sigma'_{\text{hp}} = K_{\text{ρι}} * \sigma'_{\text{τελ.}} = \tan^2(45^\circ + 37^\circ/2) * 142,68 = 574,01\text{Kpa}$$

$$\sigma_{\text{νορ}}^{\text{χαλ}} = K_{\text{ρ}}^{\text{χαλ}} * \sigma'_{\text{hp}} = \tan^2(45^\circ + 40^\circ/2) * 574,01 = 2640,45\text{Kpa}$$

$$F = \frac{\sigma_{\text{νορ}}^{\text{χαλ}}}{\sigma_{\text{χαλ}}} = \frac{2640,45}{834,24} = 3,16$$

Άρα σε καμία περίπτωση δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας στην κεφαλή των χαλικοπασσάλων.

B.2.5 Υπολογισμός Καθιζήσεων



Μετά το τέλος της προφόρτισης, θα κατασκευαστεί ο κρηπιδότοιχος και το επίχωμα. Για να υπολογίσουμε τις καθιζήσεις στα άκρα του κρηπιδότοιχου, πρέπει να συγκρίνουμε τις πρόσθετες τάσεις που ασκήθηκαν στο έδαφος εξαιτίας της προφόρτισης και τις πρόσθετες τάσεις που προκλήθηκαν από την κατασκευή του κρηπιδότοιχου και του επιχώματος (φορτία P1 και P2). Αν οι πρόσθετες τάσεις εξαιτίας της προφόρτισης είναι μεγαλύτερες από τις πρόσθετες τάσεις εξαιτίας όλων των κατασκευών, τότε θα υπολογίσουμε τις καθιζήσεις χρησιμοποιώντας στον τύπο για την άργιλο C_γ αντί για C_c και στον τύπο για τις άμμου E_{σαποφιεπαναφ} = 1.35·E_s, αλλιώς χρησιμοποιούμε τα γνωστά.

ΑΜΜΟΣ Ι (0.00-5.10m)

Σημείο A₁

- Από την προφόρτιση

Βάση του διαγράμματος Osterberg έχουμε

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{2.55} = 5.31 \\ \frac{b_1}{z} &= \frac{2.5}{2.55} = 0.98 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_1 = 0.49$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{2.55} = 5.31 \\ \frac{b_2}{z} &= \frac{7.70}{2.55} = 3.02 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_2 = 0.5$$

$$I_1 + I_2 = 0.99$$

$$q_{\text{προφ}} = 20 \cdot 1.8 + 10 \cdot 7.2 = 108 \text{ Kpa}$$

$$\Delta_{\sigma_{zA1}}^{\text{πρ}} = (I_1 + I_2) \cdot q_{\text{προφ}} = 106.92 \text{ Kpa}$$

- Από την τελική κατασκευή

→ Λόγο ομοιόμορφης πίεσης κρηπιδοτοίχου

$$\Delta_{\sigma z} = \rho / \pi \cdot [a^{\text{rad}} + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta)] = 159,6 / 3,14 \cdot [(1,11 + 0,89 \cdot 0,44)] = 76,5 \text{ Kpa}$$

→ Λόγο πίεσης επιχώματος

$$\rho = 20 + (20 \cdot 1,8 + 10 \cdot 7,2) = 128 \text{ Kpa}$$

$$\Delta_{\sigma z} = \rho / \pi [\beta^{\text{rad}} + \chi \cdot z / R^2] = 128 / 3,14 [0,455 - 5,2 \cdot 2,55 / 33,54] = 2,43 \text{ Kpa}$$

$$\text{Άρα } \Delta_{\sigma_{zA1}}^{\text{κατ}} = 78,93 \text{ Kpa}$$

$$\text{Τελικά προκύπτει } \Delta_{\sigma_{zA1}}^{\text{πρ}} > \Delta_{\sigma_{zA1}}^{\text{κατ}}$$

$$\text{Άρα } P_{A1} = \frac{\Sigma \Delta \sigma}{1,35 E_{s1}} h = 2,5 \text{ cm}$$

Σημείο Β₁

- Από την προφόρτιση

Βάση του διαγράμματος Osterberg έχουμε

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{2.55} = 5.31 \\ \frac{b_1}{z} &= \frac{2.5}{2.55} = 0.98 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_1 = 0.49$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{2.55} = 5.31 \\ \frac{b_2}{z} &= \frac{7.70}{2.55} = 3.02 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_2 = 0.5$$

$$I_1 + I_2 = 0.99$$

$$q_{\text{προφ}} = 20 \cdot 1.8 + 10 \cdot 7.2 = 108 \text{ Κρα}$$

$$\Delta_{\sigma z B1}^{\text{πρ}} = (I_1 + I_2) \cdot q_{\text{προφ}} = 106.92 \text{ Κρα}$$

- Από την τελική κατασκευή

→ Λόγο ομοιόμορφης πίεσης κρηπιδοτοίχου

$$\Delta \sigma z = \rho / \pi \cdot [a^{\text{rad}} + \sin a \cos(a + 2\beta)] = 159,6/3,14 \cdot [(1,11 + 0,89 \cdot 0,44)] = 76,5 \text{ Κρα}$$

→ Λόγο πίεσης επιχώματος

$$\rho = 20 + (20 \cdot 1,8 + 10 \cdot 7,2) = 128 \text{ Κρα}$$

$$\Delta \sigma z = \rho / \pi [\beta^{\text{rad}} + \chi \cdot z / R^2] = 128/2 = 64 \text{ Κρα}$$

$$\text{Άρα } \Delta_{\sigma z B1}^{\text{κατ}} = 140.5 \text{ Κρα}$$

$$\text{Τελικά προκύπτει } \Delta_{\sigma z B1}^{\text{πρ}} < \Delta_{\sigma z B1}^{\text{κατ}}$$

$$\text{Άρα } P_{B1} = \frac{\Sigma \Delta \sigma}{E S_1} h = 6 \text{ cm}$$

ΑΡΓΙΛΟΣ II (5.1-12.1m)

Σημείο Α_{2a}

- Από την προφόρτιση

Βάση του διαγράμματος Osterberg έχουμε

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{6.85} = 1.97 \\ \frac{b_1}{z} &= \frac{2.5}{6.85} = 0.36 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_1 = 0.43$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{6.85} = 1.97 \\ \frac{b_2}{z} &= \frac{7.70}{6.85} = 1.1 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_2 = 0,475$$

$$I_1 + I_2 = 0.905$$

$$q_{\text{προφ}} = 20 * 1.8 + 10 * 7.2 = 108 \text{ Kpa}$$

$$\Delta_{\sigma_{zA2\alpha}}^{\text{πρ}} = (I_1 + I_2) * q_{\text{προφ}} = 97,8 \text{ Kpa}$$

- Από την τελική κατασκευή

→ Λόγο ομοιόμορφης πίεσης κρηπιδοτοίχου

$$\Delta\sigma_z = \rho / \pi * [a^{\text{rad}} + \sin a \cos(a + 2\beta)] = 159,6 / 3,14 * [(0,64 + 0,6 * 0,8)] = 56,9 \text{ Kpa}$$

→ Λόγο πίεσης επιχώματος

$$\rho = 20 + (20 * 1,8 + 10 * 7,2) = 128 \text{ Kpa}$$

$$\Delta\sigma_z = \rho / \pi [\beta^{\text{rad}} + \chi * z / R^2] = 128 / 3,14 [0,92 - 5,2 * 6,85 / 73,96] = 17,9 \text{ Kpa}$$

$$\text{Άρα } \Delta_{\sigma_{zA2\alpha}}^{\text{κατ}} = 74,8 \text{ Kpa}$$

Τελικά προκύπτει $\Delta_{\sigma_{zA2\alpha}}^{\text{πρ}} > \Delta_{\sigma_{zA2\alpha}}^{\text{κατ}}$

$$\text{Άρα } P_{A2\alpha} = \frac{Cr}{1.9} * h_i * \log \frac{\sigma'_{\nu 0i} + \Delta\sigma_z^{\text{κατ}}}{\sigma'_{\nu 0i}} = 3.2 \text{ cm}$$

Σημείο B_{2α}

- Από την προφόρτιση

Βάση του διαγράμματος Osterberg έχουμε

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{6.85} = 1.97 \\ \frac{b_1}{z} &= \frac{2.5}{6.85} = 0.36 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_1 = 0.43$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{6.85} = 1.97 \\ \frac{b_2}{z} &= \frac{7.70}{6.85} = 1.1 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_2 = 0,475$$

$$I_1 + I_2 = 0.905$$

$$q_{\text{προφ}} = 20 * 1.8 + 10 * 7.2 = 108 \text{ Kpa}$$

$$\Delta_{\sigma_{zB2\alpha}}^{\text{πρ}} = (I_1 + I_2) * q_{\text{προφ}} = 97,8 \text{ Kpa}$$

- Από την τελική κατασκευή

→ Λόγο ομοιόμορφης πίεσης κρηπιδοτοίχου

$$\Delta\sigma_z = \rho/\pi * [a^{\text{rad}} + \sin a \cos(a+2\beta)] = 159,6/3,14 * [(0,64+0,6*0,8)] = 56,9 \text{ Kpa}$$

→ Λόγο πίεσης επιχώματος

$$\rho = 20 + (20*1,8 + 10*7,2) = 128 \text{ Kpa}$$

$$\Delta\sigma_z = \rho/\pi [\beta^{\text{rad}} + \chi * z/R^2] = 128/2 = 64 \text{ Kpa}$$

$$\text{Άρα } \Delta\sigma_{zB2\alpha}^{\text{κατ}} = 120,9 \text{ Kpa}$$

Τελικά προκύπτει $\Delta\sigma_{zB1}^{\text{πρ.}} < \Delta\sigma_{zB1}^{\text{κατ}}$

$$\text{Άρα } P_{B2\alpha} = \frac{Cr}{1.9} * h_i * \log \frac{\sigma'_{\nu 0i} + \Delta\sigma_z^{\text{προφ}}}{\sigma'_{\nu 0i}} + \frac{Cc}{1.9} * h_i * \log \frac{\sigma'_{\nu 0i} + \Delta\sigma_z^{\text{κατ}}}{\sigma'_{\nu 0i} + \Delta\sigma_z^{\text{προφ}}} \Rightarrow$$

$$P_{B2\alpha} = 6,42 \text{ cm}$$

Σημείο A_{2b}

- Από την προφόρτιση

Βάση του διαγράμματος Osterberg έχουμε

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{10,35} = 1.3 \\ \frac{b_1}{z} &= \frac{2.5}{10,35} = 0.24 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_1 = 0.34$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{10,35} = 1.3 \\ \frac{b_2}{z} &= \frac{7.70}{10,35} = 0,74 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_2 = 0,42$$

$$I_1 + I_2 = 0.76$$

$$q_{\text{προφ}} = 20*1.8 + 10*7.2 = 108 \text{ Kpa}$$

$$\Delta\sigma_{zA2b}^{\text{πρ}} = (I_1 + I_2) * q_{\text{προφ}} = 82.08 \text{ Kpa}$$

- Από την τελική κατασκευή

→ Λόγο ομοιόμορφης πίεσης κρηπιδοτοίχου

$$\Delta\sigma_z = \rho/\pi * [a^{\text{rad}} + \sin a \cos(a+2\beta)] = 159,6/3,14 * [(0.46+0.4488*0,894)] = 43.74 \text{ Kpa}$$

→ Λόγο πίεσης επιχώματος

$$\rho = 20 + (20 * 1,8 + 10 * 7,2) = 128 \text{ Κρα}$$

$$\Delta\sigma_z = \rho / \pi [\beta^{\text{rad}} + \chi * z / R^2] = 128 / 3,14 [1,11 - 5,2 * 10,35 / 134,16] = 28,9 \text{ Κρα}$$

$$\text{Άρα } \Delta\sigma_{zA2b}^{\text{κατ}} = 72,64 \text{ Κρα}$$

Τελικά προκύπτει $\Delta\sigma_{zA2b}^{\text{πρ}} > \Delta\sigma_{zA2b}^{\text{κατ}}$

$$\text{Άρα } P_{A2b} = \frac{Cr}{1,9} * h_i * \log \frac{\sigma'_{\nu 0i} + \Delta\sigma_z^{\text{κατ}}}{\sigma'_{\nu 0i}} = 2,37 \text{ cm}$$

Σημείο B_{2b}

- Από την προφόρτιση

Βάση του διαγράμματος Osterberg έχουμε

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13,5}{10,35} = 1,3 \\ \frac{b_1}{z} &= \frac{2,5}{10,35} = 0,24 \end{aligned} \right\} \Rightarrow l_1 = 0,34$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13,5}{10,35} = 1,3 \\ \frac{b_2}{z} &= \frac{7,70}{10,35} = 0,74 \end{aligned} \right\} \Rightarrow l_2 = 0,42$$

$$l_1 + l_2 = 0,76$$

$$q_{\text{προφ}} = 20 * 1,8 + 10 * 7,2 = 108 \text{ Κρα}$$

$$\Delta\sigma_{zB2b}^{\text{πρ}} = (l_1 + l_2) * q_{\text{προφ}} = 82,08 \text{ Κρα}$$

- Από την τελική κατασκευή

→ Λόγο ομοιόμορφης πίεσης κρηπιδοτοίχου

$$\Delta\sigma_z = \rho / \pi * [a^{\text{rad}} + \sin a \cos(a + 2\beta)] = 159,6 / 3,14 * [(0,46 + 0,4488 * 0,894)] = 43,74 \text{ Κρα}$$

→ Λόγο πίεσης επιχώματος

$$\rho = 20 + (20 * 1,8 + 10 * 7,2) = 128 \text{ Κρα}$$

$$\Delta\sigma_z = \rho / \pi [\beta^{\text{rad}} + \chi * z / R^2] = 128 / 2 = 64 \text{ Κρα}$$

$$\text{Άρα } \Delta\sigma_{zB2b}^{\text{κατ}} = 107,74 \text{ Κρα}$$

Τελικά προκύπτει $\Delta\sigma_{zA2b}^{\text{πρ}} < \Delta\sigma_{zA2b}^{\text{κατ}}$

$$\text{Άρα } P_{B2b} = \frac{Cr}{1,9} * h_i * \log \frac{\sigma'_{\nu 0i} + \Delta\sigma_z^{\text{προφ}}}{\sigma'_{\nu 0i}} + \frac{Cc}{1,9} * h_i * \log \frac{\sigma'_{\nu 0i} + \Delta\sigma_z^{\text{κατ}}}{\sigma'_{\nu 0i} + \Delta\sigma_z^{\text{προφ}}} \Rightarrow P_{B2b} = 5,2 \text{ cm}$$

ΑΜΜΟΣ ΙΙΙ (12.1-22.0m)

Σημείο Α₃

- Από την προφόρτιση

Βάση του διαγράμματος Osterberg έχουμε

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{17,05} = 0,79 \\ \frac{b_1}{z} &= \frac{2.5}{17,05} = 0,15 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_1 = 0.28$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{17,05} = 0,79 \\ \frac{b_2}{z} &= \frac{7.70}{17,05} = 0,45 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_2 = 0.38$$

$$I_1 + I_2 = 0.66$$

$$q_{\text{προφ}} = 20 * 1.8 + 10 * 7.2 = 108 \text{ Kpa}$$

$$\Delta_{\sigma_{zA3}}^{\text{πρ}} = (I_1 + I_2) * q_{\text{προφ}} = 71.28 \text{ Kpa}$$

- Από την τελική κατασκευή

→ Λόγο ομοιόμορφης πίεσης κρηπιδοτοίχου

$$\Delta\sigma_z = \rho / \pi * [a^{\text{rad}} + \sin\alpha \cos(\alpha + 2\beta)] = 159,6 / 3,14 * [(0.295 + 0.292 * 0.96)] = 29.19 \text{ Kpa}$$

→ Λόγο πίεσης επιχώματος

$$\rho = 20 + (20 * 1,8 + 10 * 7,2) = 128 \text{ Kpa}$$

$$\Delta\sigma_z = \rho / \pi [\beta^{\text{rad}} + \chi * z / R^2] = 128 / 3.14 [1.27 - 5.2 * 17.05 / 317.74] = 40.4 \text{ Kpa}$$

$$\text{Άρα } \Delta_{\sigma_{zA3}}^{\text{κατ}} = 78,93 \text{ Kpa}$$

$$\text{Τελικά προκύπτει } \Delta_{\sigma_{zA3}}^{\text{πρ.}} > \Delta_{\sigma_{zA3}}^{\text{κατ}}$$

$$\text{Άρα } P_{A3} = \frac{\Sigma \Delta \sigma}{1,35 E_{s3}} h = 2.9 \text{ cm}$$

Σημείο Β₃

- Από την προφόρτιση

Βάση του διαγράμματος Osterberg έχουμε

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{17,05} = 0,79 \\ \frac{b_1}{z} &= \frac{2.5}{17,05} = 0,15 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_1 = 0.28$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{z} &= \frac{13.5}{17,05} = 0,79 \\ \frac{b_2}{z} &= \frac{7.70}{17,05} = 0,45 \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_2 = 0.38$$

$$I_1 + I_2 = 0.66$$

$$q_{\text{προφ}} = 20 * 1.8 + 10 * 7.2 = 108 \text{ Kpa}$$

$$\Delta_{\sigma z B3}^{\text{πρ}} = (I_1 + I_2) * q_{\text{προφ}} = 71.28 \text{ Kpa}$$

- Από την τελική κατασκευή

→ Λόγο ομοιόμορφης πίεσης κρηπιδοτοίχου

$$\Delta \sigma z = \rho / \pi * [a^{\text{rad}} + \sin a \cos(a + 2\beta)] = 159,6 / 3,14 * [(0.295 + 0.292 * 0.96)] = 29.19 \text{ Kpa}$$

→ Λόγο πίεσης επιχώματος

$$\rho = 20 + (20 * 1,8 + 10 * 7,2) = 128 \text{ Kpa}$$

$$\Delta \sigma z = \rho / \pi [\beta^{\text{rad}} + \chi * z / R^2] = 128 / 2 = 64 \text{ Kpa}$$

$$\text{Άρα } \Delta_{\sigma z B3}^{\text{κατ}} = 93.19 \text{ Kpa}$$

Τελικά προκύπτει $\Delta_{\sigma z B3}^{\text{πρ}} < \Delta_{\sigma z B3}^{\text{κατ}}$

$$\text{Άρα } P_{B1} = \frac{\sum \Delta \sigma}{E s_3} h = 5,3 \text{ cm}$$

$$\text{Συνολική καθίζηση Α: } P_{\sigma \lambda}^A = (3,2 + 2,37 + 2,5) 0,667 + 2,9 = 8,3 \text{ cm}$$

$$\text{Συνολική καθίζηση Β: } P_{\sigma \lambda}^B = (6 + 6,42 + 5,2) 0,667 + 5,3 = 17,05 \text{ cm}$$

$$\text{Μακροχρόνια στροφή τοίχου: } \varphi = \tan^{-1} \frac{0.1705 - 0.083}{5.2} = 0.96^\circ$$

$$\text{Άμεση καθίζηση Α: } P_{\sigma \mu}^A = 3,2 * 0,667 + 2,9 = 5,03 \text{ cm}$$

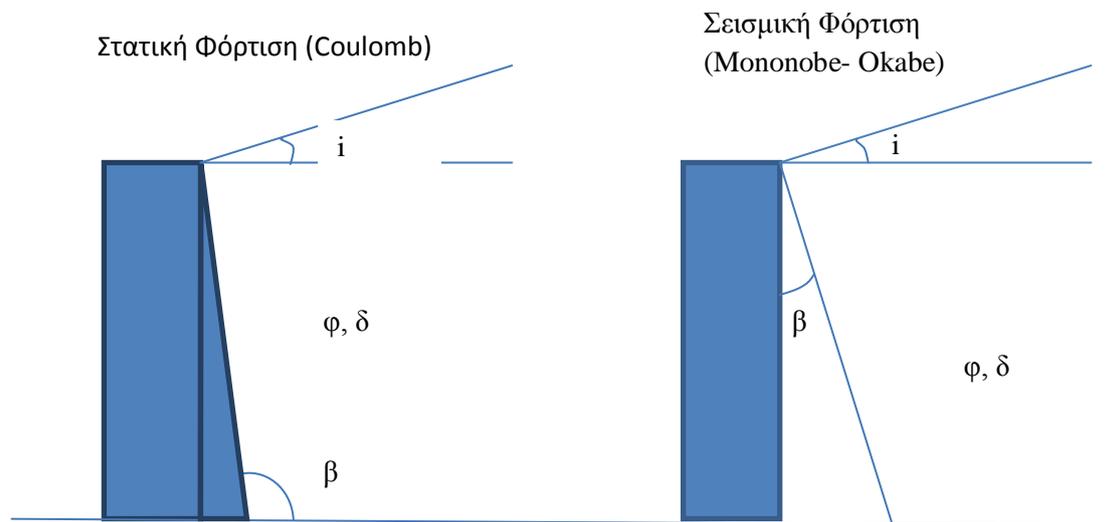
$$\text{Άμεση καθίζηση Β: } P_{\sigma \mu}^B = 6 * 0,667 + 5,3 = 9,3 \text{ cm}$$

$$\text{Άμεση στροφή τοίχου: } \varphi = \tan^{-1} \frac{0.093 - 0.0503}{5.2} = 0.47^\circ$$

Β.2.6 Λύση πετάματος πασσαλοσανίδων

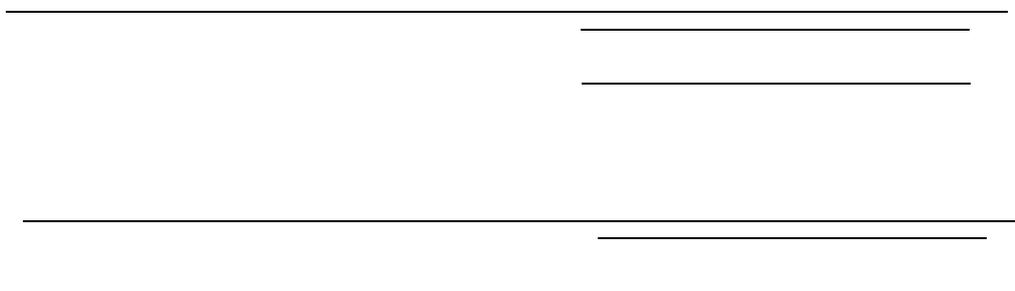
Σεισμική Φόρτιση (Mononobe-Okabe)

I. Συντελεστές ωθήσεων



Στατική Φόρτιση (Coulomb)

Σεισμική Φόρτιση (Μονοποβε- Okabe)



Όπου ———, για και πάνω από τη Σ.Υ.Ο.

Όπου — ———, για και πάνω από τη Σ.Υ.Ο.

1. Επίχωμα ,



Για —

Ενώ για — —

2. Άμμος ,

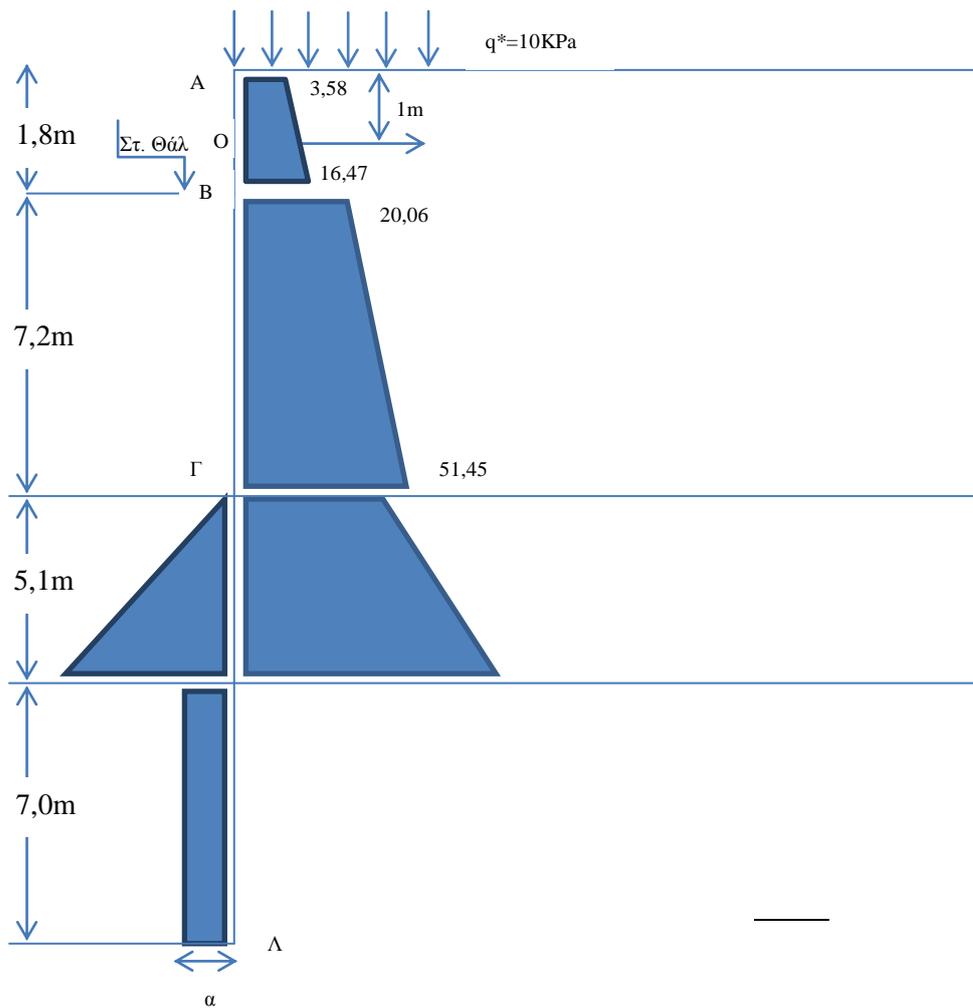
Και —

Για

— —

Και

ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟ FREE (ΣΕΙΣΜΙΚΑ)



Σχήμα Β2. 1 Ισορροπία αγκυρωμένου πετάσματος για σεισμική φόρτιση

	ΣΗΜΕΙΟ				
ΔΕΞΙΑ	A				
	B				
	Γ				
	Δ				
ΑΡΙΣΤΕΡΑ	Γ				
	Δ				

ΔΥΝΑΜΕΙΣ	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Ο	ΡΟΠΕΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Ο
_____	_____	
_____	_____	
_____	_____	
_____	_____	

Για _____ (με λόγο _____) και _____, έχουμε:

Αλλά _____

Στην περίπτωση αγκυρωμένου FREE η δύναμη αγκύρωσης _____ προκύπτει:

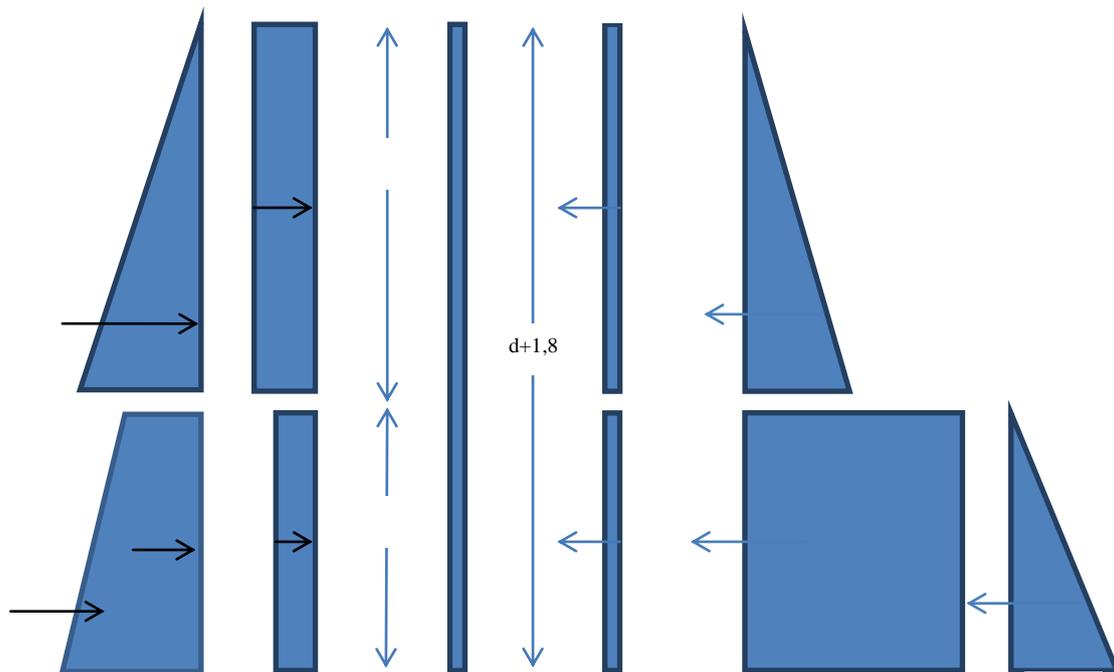
Και για

$$K_{P-E} = \frac{\cos^2(33^\circ - 6.1^\circ)}{\cos 6.1^\circ * 1 * \cos 6.1^\circ [1 - \sqrt{\frac{\sin 33^\circ \sin(33^\circ - 6.1^\circ)}{\cos 6.1^\circ * 1}}]^2} = 3.19 \quad K_{P-E}^* = \frac{K_{P-E}}{1.5} = 2.13$$

$$K'_{P-E} = \frac{\cos^2(33^\circ - 12.04^\circ)}{\cos 12.04^\circ * 1 * \cos 12.04^\circ [1 - \sqrt{\frac{\sin 33^\circ \sin(33^\circ - 12.04^\circ)}{\cos 12.04^\circ * 1}}]^2} = 2.98$$

$$K_{P-E}^{*'} = \frac{K'_{P-E}}{1.5} = 1.29$$

Ύψος και απόσταση πασσαλοσανίδας ανκύρωσης

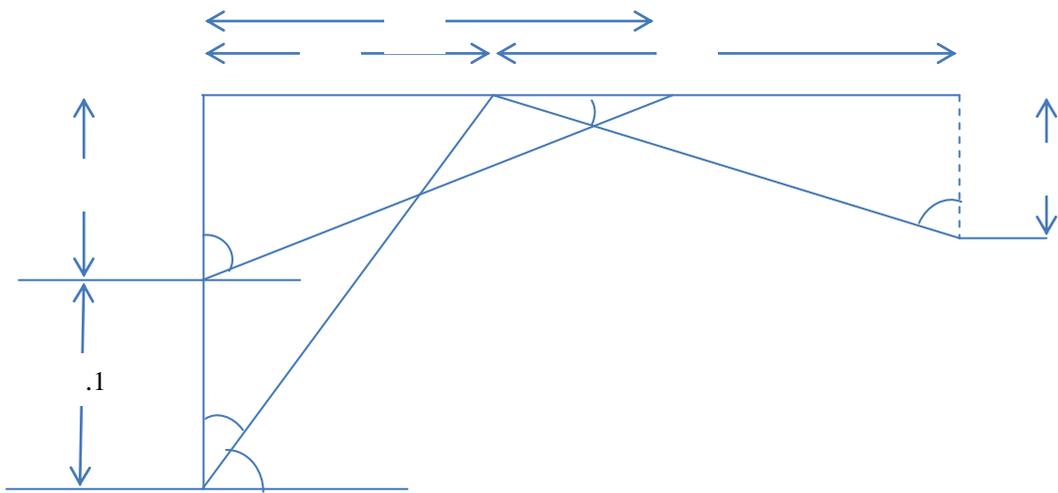


Δηλαδή:

και

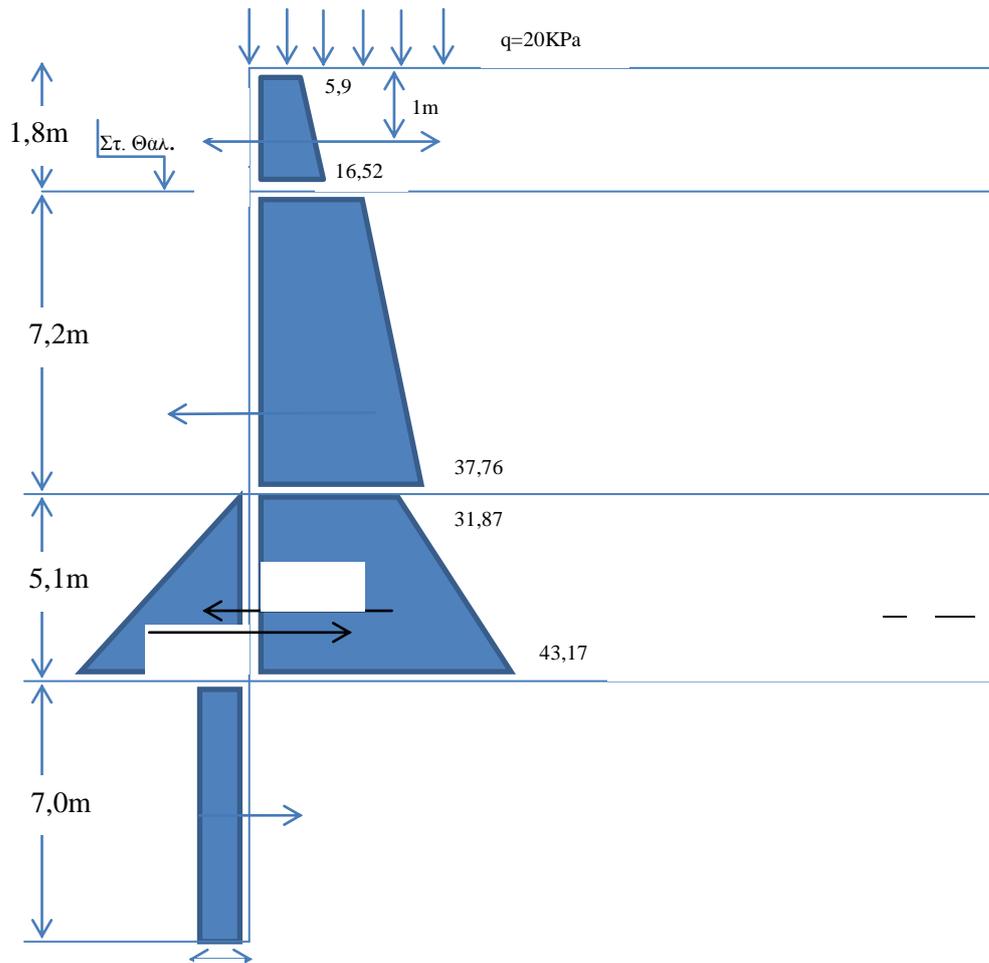
Οπότε έχουμε:

Απόσταση:



Τελικά:

Έλεγχος αγκυρωμένου FREE (συνολικού μήκους 21,1m) για στατική φόρτιση

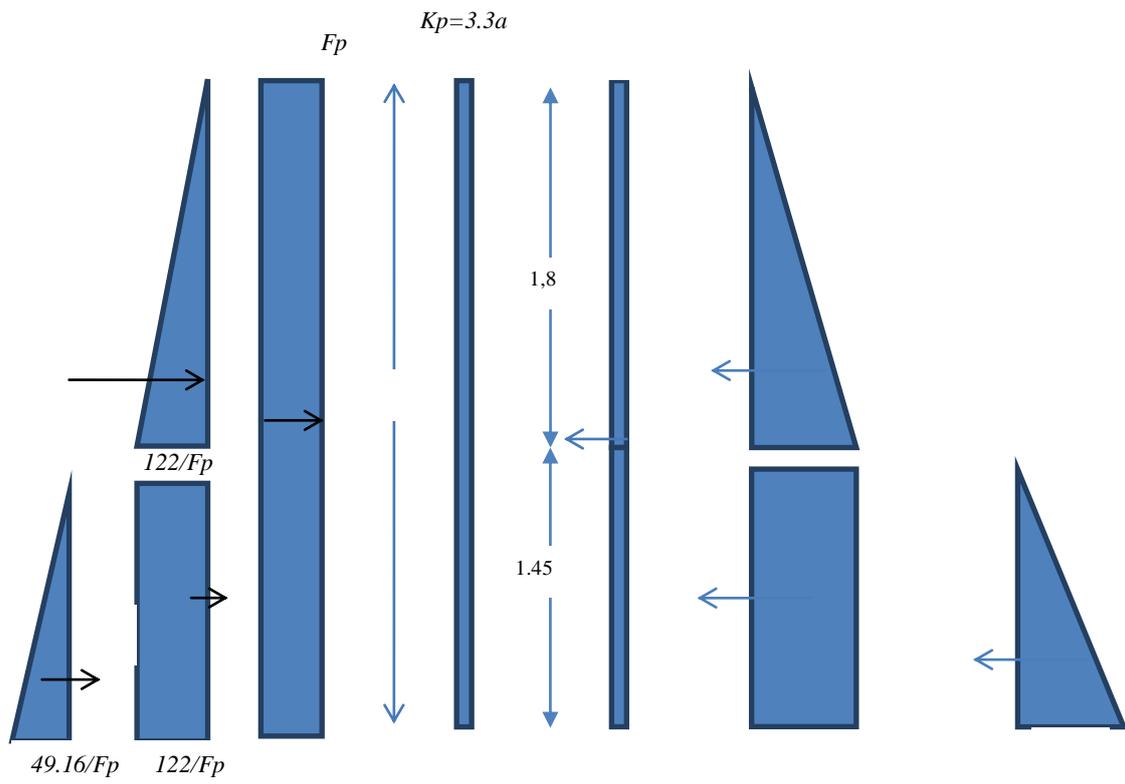


Σχήμα Β2. 2 Ισορροπία αγκυρωμένου πετάσματος για στατική φόρτιση

	ΣΗΜΕΙΟ				
ΔΕΞΙΑ	A				
	B				
	Γ				
	Δ				

ΔΥΝΑΜΕΙΣ	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Ο	ΡΟΠΕΣ ΩΣ ΠΡΟΣ Ο
_____	— _____	
_____	— _____	
_____	— _____	
_____ _____	_____	_____
_____		_____

Συντελεστής ασφαλείας F_p στην πασσαλοσανίδα αγκύρωσης (στατική φόρτιση)

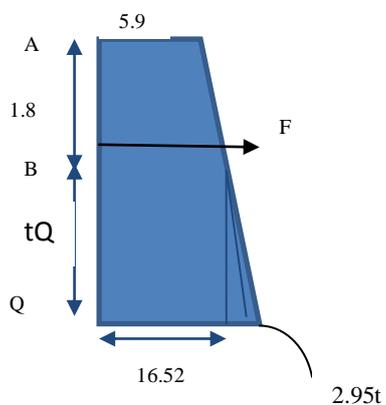


Δηλαδή

Έτσι:

Εκτίμηση μέγιστης ροπής κάμψης πασσαλοσανίδας

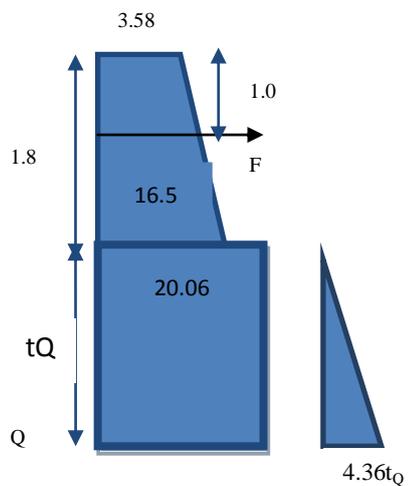
Ι Στατική φόρτιση



Άρα:

Έτσι:

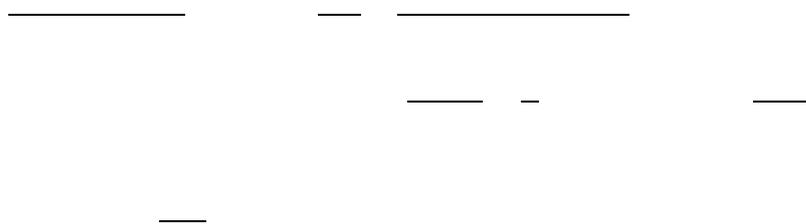
II Σεισμική φόρτιση



Άρα:



Έτσι:



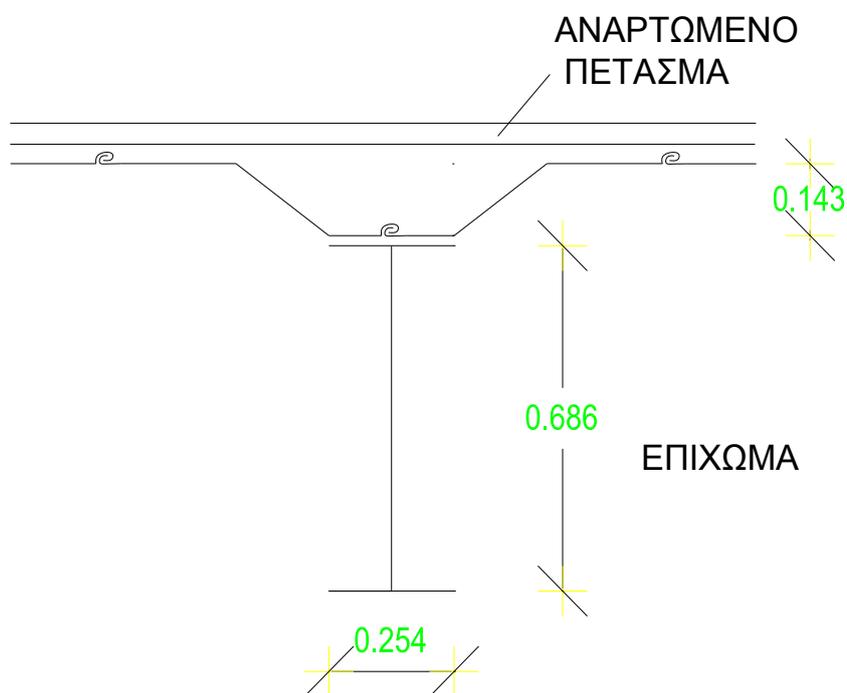
Οπότε:



Επιλογή Διατομής Πασσαλοσανίδας

Από την απολύτως μεγαλύτερη ροπή κάμψης — με —
 — (p.12) PERMANENT STRUCTURE (Mild, steel, Piling Handbook
 p.94)

Επιλέγεται σύνθετη FRODINGHAM



Σχήμα Β2. 3 Διατομή πασσαλοσανίδας

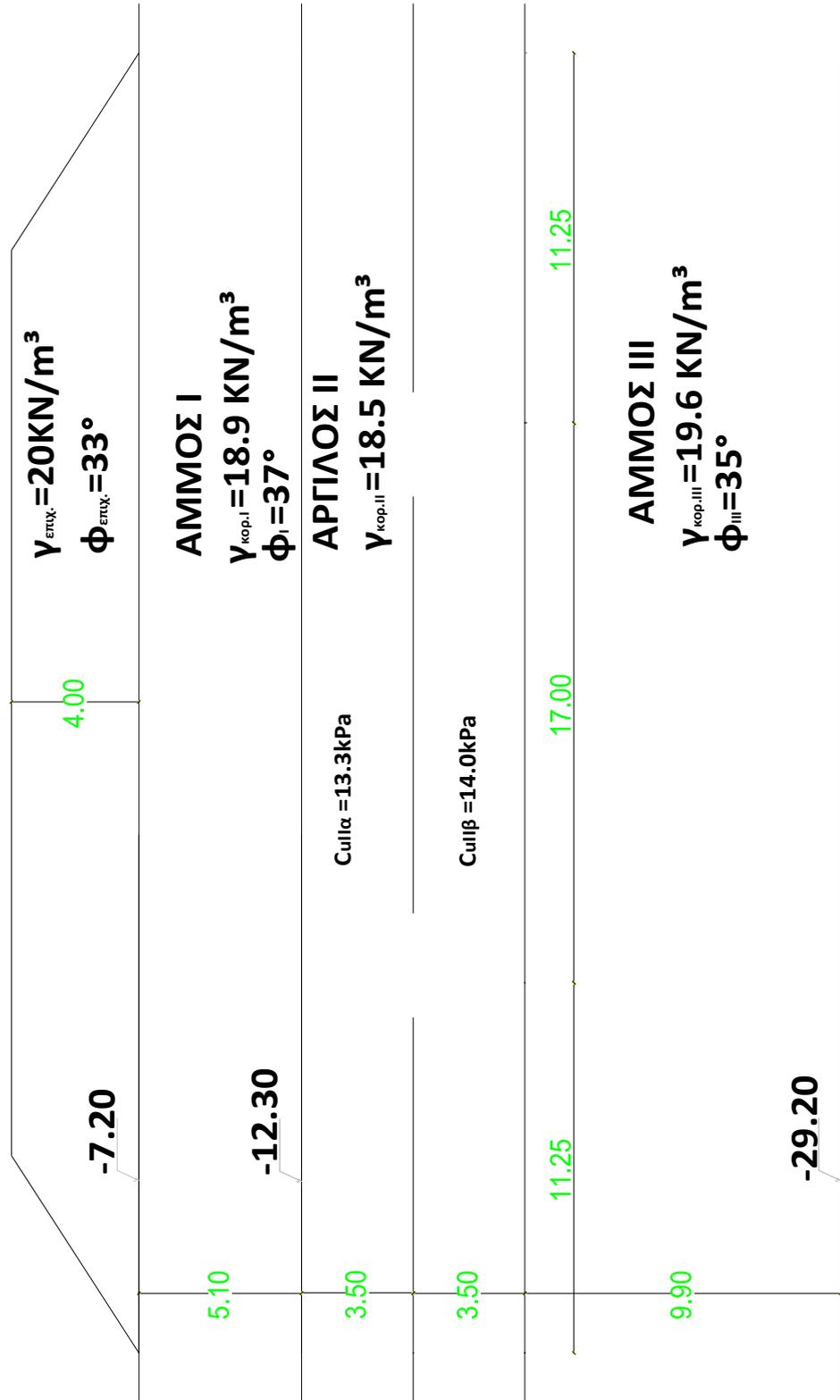
Επιλογή Διατομής Ελκυστήρα

Για — , επιλέγεται (PLILING HANDBOOK TE19) nominal
 diameter — HIGH YIELD STEEL with working load

Α' ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ

$q_A = 40 \text{ kPa}$
 $F_{\min} = 2.73$

± 0.00 Στ. θάλασσας



Σχήμα Β2. 4 Α φάση προφόρτισης

ΤΕΛΟΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ Α΄ΦΑΣΗΣ

Μέσον στέψεως M

— —

- Ζώνη

—

— —

— —

Οπότε:

- Ζώνη

—

— —

— —

Οπότε:

Άνω Άκρο Πρανούς Α

— και —
— —

- Ζώνη

—
— —
— —
— —
— —

Άρα:

Οπότε:

- Ζώνη

—
— —
— —
— —
— —

Άρα:

Οπότε:

Τελικά στο τέλος της στερεοποίησης λόγω Α΄ Φάσης Προφόρτισης, θα είναι:

- Περιοχή : Πλήρως φορτισμένη κάτω από τη στέψη του πρανούς

➤ Ζώνη

➤ Ζώνη

- Περιοχή : Αφόρτιστη πέρα από τους πόδες του πρανούς

➤ Ζώνη

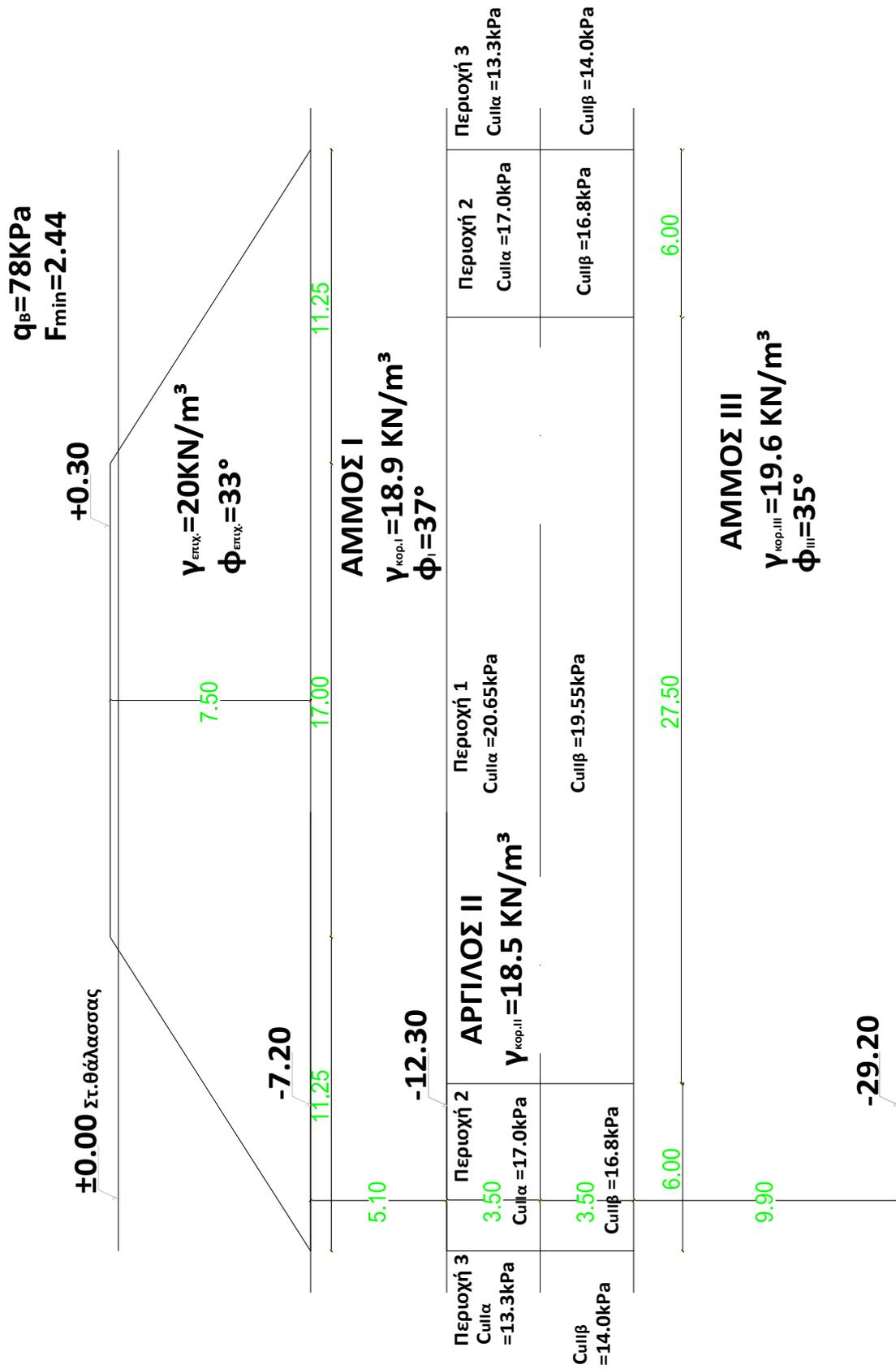
➤ Ζώνη

- Περιοχή : Ενδιάμεση κάτω από τα πρανή

➤ Ζώνη

➤ Ζώνη

Β' ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ



Σχήμα Β2. 5 Β' φάση προφόρτισης

ΤΕΛΟΣ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ Β΄ ΦΑΣΗΣ

Μέσον στέψεως M

— —

- Ζώνη

—

— —

— —

Οπότε:

- Ζώνη

—

— —

— —

Οπότε:

Άνω Άκρο Πρανούς Α

— και —
— —

- Ζώνη

—
— —
— —
— —
— —

Άρα:

Οπότε:

- Ζώνη

—
— —
— —
— —
— —

Άρα:

Οπότε:

Τελικά στο τέλος της στερεοποίησης λόγω Β' Φάσης Προφόρτισης, θα είναι:

- Περιοχή : Πλήρως φορτισμένη κάτω από τη στέψη του πρανούς

➤ Ζώνη

➤ Ζώνη

- Περιοχή : Αφόρτιστη πέρα από τους πόδες του πρανούς

➤ Ζώνη

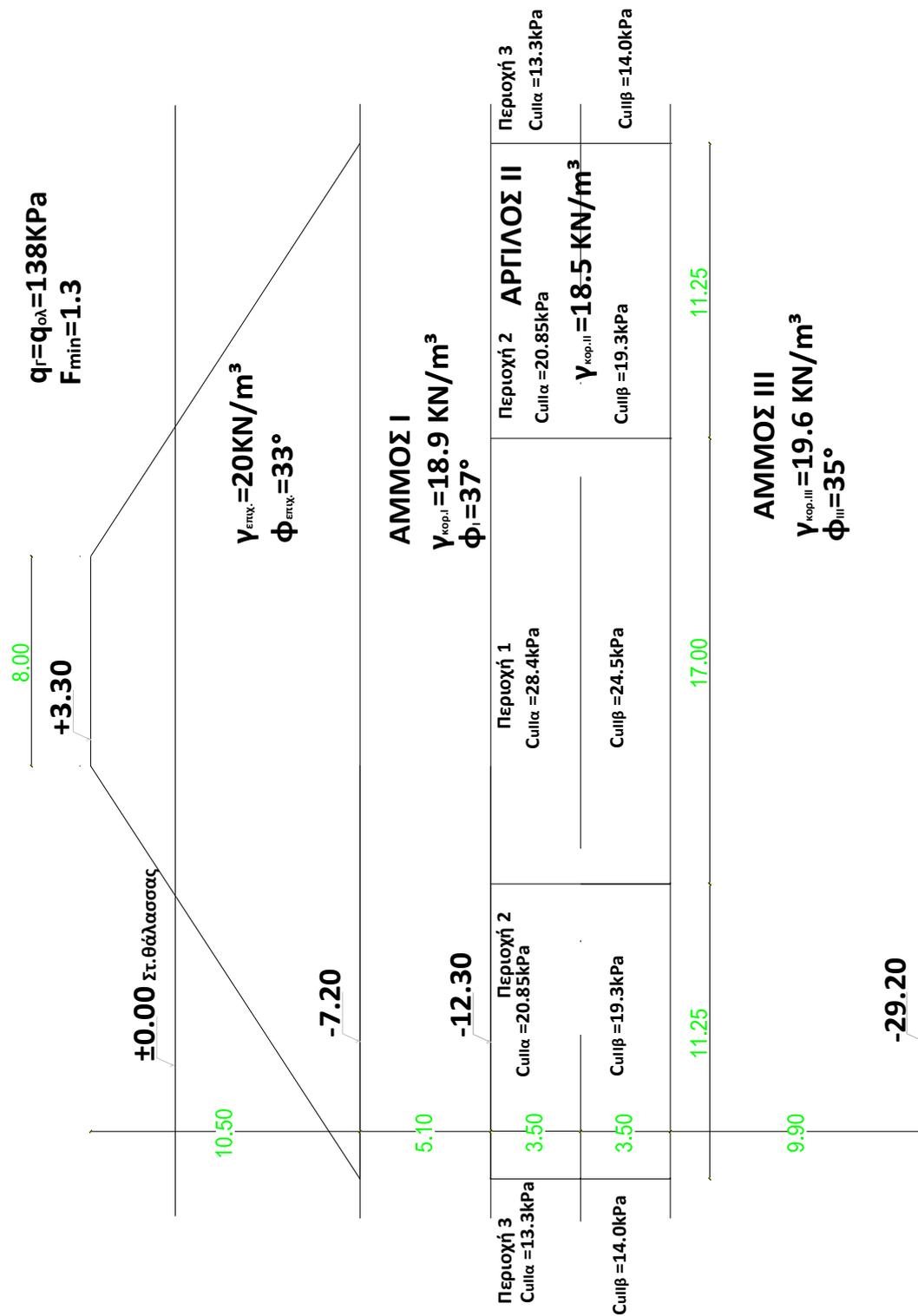
➤ Ζώνη

- Περιοχή : Ενδιάμεση κάτω από τα πρανή

➤ Ζώνη

➤ Ζώνη

Γ' ΦΑΣΗ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ



Σχήμα Β2. 6 Γ φάση προφόρτισης

Τελικός έλεγχος απομένουσας μετά την αφαίρεση της προφόρτισης στην περιοχή της πασσαλοσανίδας (Σημείο M του άξονα συμμετρίας)

- Ζώνη $\quad \quad \quad \text{---}$
 $\quad \quad \quad \text{---} \quad \text{---}$
 $\quad \quad \quad \text{---} \quad \text{---}$

Οπότε:

- Ζώνη $\quad \quad \quad \text{---}$
 $\quad \quad \quad \text{---} \quad \text{---}$
 $\quad \quad \quad \text{---} \quad \text{---}$

Οπότε:

Έτσι, για τους υπολογισμούς ωθήσεων στην πασσαλοσανίδα:

Σχεδιασμός Στραγγιστηρίων

Απαιτούμενη διάρκεια παραμονής κάθε φάσης προφόρτισης $t=3$ μήνες $=0,25$ έτη

Δεδομένα: $H=7/2=3.5$ m

τετραγωνικός κάρναβος $D_e=1.13$ S

$$C_v=2.18 \text{ m}^2/\text{έτος}$$

$$d_{\text{στρ}}=0,05\text{m}=5\text{cm}$$

$$C_h=2.5C_v=5.45 \text{ m}^2/\text{έτος}$$

$$2R_s=0.15\text{m}=15\text{cm}$$

$$\text{για } t=3 \text{ μήνες } \left\{ \begin{array}{l} T_v=C_v*t/H^2=0.044 \rightarrow U_v= \frac{0.044}{0.60} = 0,238 < 0.60 \\ T_h=C_h*t/D_e^2 = \frac{5.45*0.25}{1.13^2 * S^2} = \frac{1.067}{S^2} \end{array} \right.$$

$$A=\ln(D_e/d)-0.75+(K_h/K_{h-s}-1)\ln(R_s/R)=0.698=\ln(1.13S/0.05)-0.75+(1.667-1)\ln \frac{0.15}{0.05}$$
$$=\ln(22.6*S)-0.017$$

Για $U=0.93$, $U_v=0.238$

$$1-U_h = \frac{1-U}{1-U_v} = \frac{1-0.93}{1-0.238} = \frac{0.07}{0.762} = 0.092 \rightarrow \ln \frac{1}{1-U_h} = 2.387$$

Αλλά

$$\ln \frac{1}{1-U_h} = \frac{8T_h}{A} \Rightarrow 2.387 = \frac{8*1.067}{S^2[\ln(22.6*S)-0.017]} \Rightarrow$$

$$2.387 * S^2 * \ln(22.6 * S) - 0.04 * S^2 = 8.536$$

Και έπειτα από δοκιμές προκύπτει **S=1.05 m**

$$A= \ln(22.6*1.05)-0.017=3.15$$

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α., ΑΝΔΡΙΚΟΠΟΥΛΟΥ Κ., ΠΗΛΙΤΣΗΣ Σ., ΤΣΑΜΗΣ Β. (1987). «ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ» ΚΕΦ. 5 ΣΤΟ ΛΟΙΖΟΣ Α., «ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ -ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ». ΕΚΔΟΣΗ ΕΘΝΙΚΟΥ ΜΕΤΣΟΒΙΟΥ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥ.
2. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α., ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β. (1990) «ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ, ΑΘΗΝΑ
3. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α., ΧΡΙΣΤΟΥΛΑΣ Σ. /ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β. (1992) «ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΣΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ, ΑΘΗΝΑ
4. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α.Γ., ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β.Π. (2004) «ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ», ΑΘΗΝΑ, ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ
5. BARNES G.E. (2000) "SOIL MECHANICS: PRINCIPLES AND PRACTISE", 2nd EDITION, PALGRAVE, NEW YORK
6. BARRON R.A. (1948) "CONSOLIDATION OF FINE GRAINED SOILS BY DRAIN WELLS", TRANS ASCE 113
7. BETON KALENDER, ΤΟΜΟΣ 3, 1984
8. BOWLES J.E. (1996) "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN" ,5th EDITION, MCGRAW-HILL, NEW YORK
9. CHEN W.F. Mc CARRON W.O. (1991) "BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS", CHAPTER 4 IN FANG.H.Y(ed) "FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK", 2nd EDITION, VAN NOSTRAND REINHOLD, NEW YORK
10. ΓΚΑΖΕΤΑΣ Γ. (1995) «ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ», ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΜΠ, 2^η ΕΚΔΟΣΗ
11. CLAYTON C.R.I., SIMONS N.E., MATTHEWS M.C. (1982). SITE INVESTIGATION: A HANDBOOK FOR ENGINEERS" GRANADA, LONDON
12. CLAYTON C.R.I., MILITITSKY J., WOODS R.I. (1993). "EARTH PRESSURE AND EARTH RETAINING STRUCTURES", 2nd EDITION, LONDON BLACKIE ACADEMIC AND PROFESSIONAL
13. CRAIG R.F. (1978) "SOIL MECHANICS", VAN NOSTRAND REINHOLD, 2nd EDITION, NEW YORK
14. DAS BRAJA M. (1983) "ADVANCED SOIL MECHANICS", MCGRAW-HILL, NEW YORK
15. DAS BRAJA M. (1999) "PRINCIPLES OF FOUNDATION ENGINEERING" 4th EDITION, PWS PUBLISHING, ITP COMPANY, SACRAMENTO, CALIFORNIA
16. ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ (Ε.Α.Κ.) 2000
17. FANG H.Y. (Ed.) (1991) FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK 2nd EDITION, VAN NOSTRAND REINHOLD, NEW YORK
18. HANSBO S. (1981) "CONSOLIDATION OF FINE GRAINED SOILS BY PREFABRICATED DRAINS", X.ICSMFE, STOCKHOLM
19. HOLTZ P.D., KOVACS W.D. (1981) "AN INTRODUCTION TO GEOTECHNICAL ENGINEERING", PRENTICE HALL INC, ENGLEWOOD CLIFFS, NEW JERSEY
20. HUGHES J.M.O. AND WITHERS N.J. (1974) "REINFORCING OF SOFT COHESIVE SOILS WITH STONE COLUMNS", GROUND ENGINEERING, VOLUME 7
21. ΚΑΒΒΑΔΑΣ Μ. (2000) «ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ», ΕΚΔΟΣΗ Ε.Μ.Π., ΑΘΗΝΑ
22. KOERNER M. (1990) "DESIGNING WITH GEOSYNTHETICS" PRENTICE HALL, 2nd EDITION
23. LAMBERT W., WHITMAN R.V. (1969) "SOIL MECHANICS" JOHN WILEY AND SONS, NEW YORK
24. ΛΟΙΖΟΣ Α. (1987) «ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ - ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ, ΜΕΡΟΣ 4^ο : ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ- ΕΙΔΙΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΙ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΕΜΠ, ΑΘΗΝΑ
25. MEIGH A.C. (1987) "CONE PENETRATION TESTING METHODS AND INTERPRETATION", CIRIA GROUND ENGINEERING REPORT, IN SITU TESTING, BUTTELWORTHS, LONDON

26. MITCHELL J.K. (1981) "SOIL IMPROVEMENT STATE OF THE ART", X INT CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. STOCKHOLM
27. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ Γ.Δ. (2003) «ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΣΕ ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΘΑΜΕΛΙΩΣΕΩΝ - ΕΥΚΑΜΠΤΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΚΑΙ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ - ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΕΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ - ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΔΑΦΩΝ», ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΜΠ, ΑΘΗΝΑ
28. MUNI BUDHU (2000) "SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS", JOHN WILEY AND SONS, NEW YORK
29. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β. (1990) «ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ, ΑΘΗΝΑ
ΞΟ. ΠΑΠΑΧΑΡΙΣΗΣ Ν., ΜΑΝΟΥ-ΑΝΔΡΕΑΔΗ Ν., ΓΡΑΜΜΑΤΙΚΟΠΟΥΛΟΣ Ι., «ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ: ΕΡΕΥΝΑ-ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ-ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ», ΑΦΟΙ ΚΥΡΙΑΚΙΔΗ, ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ
30. ROULOS H.G., DAVIS E.H. (1974) "ELASTIC SOLUTIONS FOR SOIL AND ROCK MECHANICS", JOHN WILEY AND SONS, NEW YORK
31. ROULOS H.G., DAVIS E.H. (1980) "PILE FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN", JOHN WILEY AND SONS, NEW YORK
33. PRIEBE H.J. (1995) "THE DESIGN OF VIBROREPLACEMENT GROUND ENGINEERING, DECEMBER 1995"
34. SEED H.B., IDRISS I.M. (1971) "SIMPLIFIED PROCEDURE FOR EVALUATING LIQUEFACTION POTENTIAL", JOURNAL OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION, ASCE 97 (SM 9) p.p. 1249-1273
35. SEED H.B., BOOKER J.R. (1977) "STABILIZATION OF POTENTIALLY LIQUEFIABLE SAND DEPOSITS USING GRAVEL DRAINS" JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, ASCE 103 (GT7) p.p. 757-768
36. STIEGLER W. (1976) «ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΜΟΣΧΟΣ- ΓΚΙΟΥΡΔΑΣ, ΑΘΗΝΑ
37. ΤΕΠΕΤ11-03-03-00 : ΕΙ/2004 (30-5-2004) «ΔΟΝΗΤΙΚΗ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ» (ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΙ)
38. TOMLINSON M.J. (1977) "PILE DESIGN AND CONSTRUCTION PRACTISE" VIEWPOINT PUBLICATIONS, LONDON
39. YOUNG LT. IDRISS M.I. (2001) "LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS: SUMMARY REPORT FROM THE 1996 NCEER AND 1998 NCEER/NSF WORKSHOPS ON EVALUATION OF LIQUEFACTION RESISTANCE OF SOILS", ASCE JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, N° 10, OCTOBER 2001
40. WHITLOW (1995) "BASIC SOIL MECHANICS", LONGMAN, 3rd EDITION, HARLOW, ESSEX, U.K.
41. ΧΡΙΣΤΟΥΛΑΣ Σ. (1990) «ΕΠΙΛΟΓΕΣ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΗΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ, ΑΘΗΝΑ