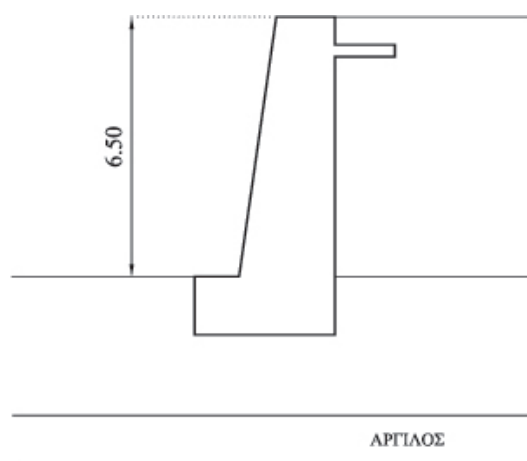
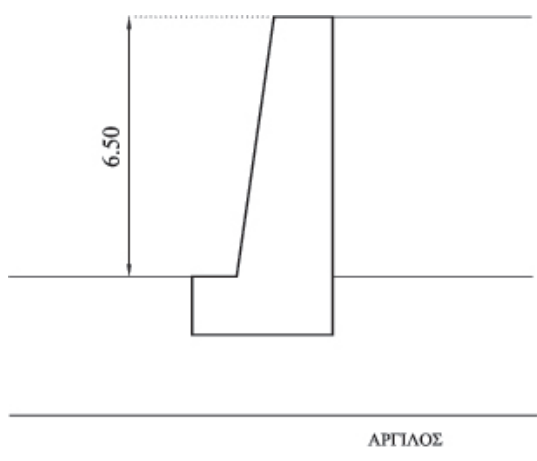




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ: ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ: ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΟΙΧΟΥ
ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΥΨΟΥΣ 6.5m
ΧΩΡΙΣ ΚΑΙ ΜΕ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΠΡΟΒΟΛΟ ΣΕ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΜΑΛΑΛΗ ΑΡΓΙΛΟ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ ΠΑΠΑΘΕΟΔΩΡΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ: Μ. ΚΑΒΒΑΔΑΣ, ΑΝΠΛ.ΚΑΘ.
Β. ΤΣΑΜΗΣ, ΕΠ. ΣΥΝ.

ΑΘΗΝΑ , ΜΑΡΤΙΟΣ 2011

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

| | |
|--|----|
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 | 1 |
| ΕΙΣΑΓΩΓΗ | 2 |
| 1.1 Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας..... | 3 |
| 1.2 Δεδομένα της μελέτης..... | 3 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 | 4 |
| ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ | 4 |
| 2.1 Γεωτρήσεις, επιτόπου δοκιμές και εργαστηριακές δοκιμές..... | 5 |
| 2.2 Πενетроμετρήσεις..... | 7 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 | 8 |
| ΕΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ | |
| 1.1 Περιγραφή Εδαφικών Στρώσεων..... | 8 |
| 1.2 Εκτίμηση αντιπροσωπευτικών εδαφικών παραμέτρων | |
| Στρωματογραφία υπολογισμού..... | 13 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 | 20 |
| ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ | |
| ΤΩΝ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΤΟΙΧΟΥ | 21 |
| 4.1 Εναλλακτικές λύσεις σχεδιασμού ανωδομής..... | 21 |
| 4.2 Έλεγχος απ'ευθείας θραύσης των τοίχων και αβαθές θεμέλιο..... | 22 |
| 4.3 Έλεγχοι απευθείας βαθιάς θεμελίωσης με πασσάλους..... | 22 |
| 4.4 Λύση αβαθούς θεμελίωσης μετά από βελτίωση..... | 26 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 | 28 |
| Συμπεράσματα | 29 |
| Βιβλιογραφία | 30 |
| ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α | 32 |

| | |
|---|----|
| Θεωρίες | 32 |
| Επιλογή Εδαφικών Παραμέτρων | 33 |
| 1.1 Τυποποιημένη δοκιμή διεισδύσεως (SPT) | 33 |
| 1.1 Περιγραφή της δοκιμής..... | 33 |
| 1.1.1 Σημασία της δοκιμής SPT και άλλων επιτόπου δοκιμών κατά την εκτίμηση των παραμέτρων αντοχής και συμπιεστότητας αμμωδών και αργιλικών εδαφών | 34 |
| 1.1.2 Εκτίμηση της γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ κοκκωδών στρώσεων από τον αριθμό κρούσεων N_{SPT} | 35 |
| 1.1.3. Συσχέτιση του αριθμού κρούσεων N_{SPT} με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u των αργιλικών στρώσεων | 41 |
| 1.1.4. Εκτίμηση του μέτρου ελαστικότητας E_s κοκκωδών εδαφικών στρώσεων Συναρτήσει του αριθμού κρούσεων N_{SPT} | 42 |
| 1.2. Επιτόπου δοκιμή πτερυγίου (F.V.T.) | 43 |
| 1.3. Δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης (C.P.T.) | 51 |
| 3.3.1 Περιγραφή, παραλλαγές και πεδίο εφαρμογής της δοκιμής | 51 |
| 3.3.2 Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της δοκιμής..... | 59 |
| 3.3.3 Γενικά σχόλια για τη δοκιμή CPT | 71 |
| 2. ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ | 75 |
| ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ | 76 |
| 2.1 Γενικευμένη θεωρία Rankine σε έδαφος με $c=0$, $\phi \neq 0$ ή $c \neq 0$, $\phi=0$ | 76 |
| 2.1.1. Επέκταση θεωρίας Rankine σε έδαφος καθώς συνεκτικό..... | 82 |
| 2.2. Θεωρία COULOMB..... | 82 |
| 3. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ | 87 |
| 3.1. Τοίχοι βαρύτητας με ανακουφιστικούς προβόλους..... | 87 |

3.2. Εκτίμηση πλευρικών ωθήσεων επί του τοίχου

| | |
|--|----|
| <i>αντιστήριξης υπό σεισμική φόρτιση</i> | 90 |
| <i>Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας</i> | 92 |

4. ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΓΕΝΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

| | |
|---|-----|
| <i>ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ</i> | 95 |
| Έλεγχος θραύσης εδάφους (φέρουσας ικανότητας)..... | 95 |
| 4.1.1 Κατανομή πιέσεων επαφής..... | 96 |
| 4.1.2 Αναλυτικός έλεγχος της φέρουσας ικανότητας..... | 98 |
| 4.1.3 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας για λοξή έκκεντρη φόρτιση κατά Meyerhof-Hanna..... | 101 |
| 4.2 Έλεγχος γενικότερης ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης..... | 101 |
| α. Γενικά-..... | 103 |
| β. Η Μέθοδος Bishop..... | 105 |

5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ.....

| | |
|--|-----|
| <i>Αναλυτική εκτίμηση καθιζήσεων</i> | 111 |
| Αρνιλικές στρώσεις..... | 112 |
| Κοκκώδεις στρώσεις..... | 132 |

6. ΒΑΘΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ.....

| | |
|--|-----|
| <i>6.1 Εκτίμηση Φ.Ι. πασσάλου υπό κατακόρυφη φόρτιση με στατικού Τύπου</i> | 138 |
| 6.1.1 Αντοχή αιχμής κατά Terzaghi..... | 140 |
| 6.1.2 Αντοχή λόγω πλευρικών τριβών | 141 |

| | | |
|------|--|-----|
| 6.2 | Εκτίμηση επιτρεπόμενου κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου πασσάλου Μεγάλης διαμέτρου κατά DIN 1014..... | 145 |
| 1.3. | Επιλογή οριακού θλιπτικού φορτίου Q_p και επιτρεπόμενου φορτίου CUm | 150 |
| 1.4. | Εκτίμηση επιτρεπόμενου αξονικού εφελκυστικού φορτίου πασσάλου..... | 153 |
| 1.5. | Έλεγχος έκκεντρης φόρτισης πασσαλομάδας..... | 153 |
| 1.6 | Καθιζήσεις πασσαλομάδας..... | 154 |
| | ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ | 156 |
| 1.8. | Γενικά για την μέθοδο BROMS | 156 |
| 1.9. | Μηχανισμοί λειτουργίας, αναλυτικές σχέσεις και Νομογραφήματα με αδιαστατοποιημένους συντελεστές στις διάφορες περιπτώσεις..... | 159 |
| 6. | ΒΕΛΤΙΩΣΗ - ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ - ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ | 163 |
| 7.1. | Γενικά..... | 164 |
| 1.2. | Εκτίμηση βελτιωμένων τιμών -αστράγγιστης αντοχής C_u | |
| 1.3. | μετά τη στερεοποίηση λόγω προφορτίσεως | 164 |
| 1.4. | Εκτίμηση καθιζήσεων λόγω προφορτίσεως και τελικής κατασκευής..... | 168 |
| 1.4. | Εκτίμηση χρονικής εξέλιξης καθιζήσεων προφορτίσεως και τελικής κατασκευής..... | 169 |
| | ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β | |
| 1. | ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ | 170 |
| 2. | ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΤΟΜΗ ΓΕΩΤΡΗΣΕΩΣ..... | 171 |
| 3. | ΤΟΜΗ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΕΩΣ..... | 172 |
| 4. | ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΠΡΟΣΩΠΕΥΤΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ | |
| 4.1 | Περιγραφή Εδαφικών Στρώσεων | 173 |
| 4.2 | Εκτίμηση αντιπροσωπευτικών εδαφικών παραμέτρων Στρωματογραφία υπολογισμού | 176 |
| 5. | ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ ΤΟΙΧΟΥ ΧΩΡΙΣ ΚΑΙ ΜΕ ΠΡΟΒΟΛΟ..... | 185 |
| 6. | ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΤΟΙΧΩΝ | 194 |

| | |
|--|-----|
| 7. ΕΛΕΓΧΟΙ ΒΑΘΕΙΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ..... | 207 |
| 8. ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΒΑΘΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ..... | 229 |
| 8.1 Σχεδιασμός προφόρτισης | 229 |
| 8.2 Εκτίμηση βελτιωμένων τιμών C_u μετά την προφόρτιση | 231 |
| 8.3 Έλεγχοι θραύσεως εδάφους φέρουσας ικανότητας σε βελτιωμένο έδαφος | 232 |
| 8.4 Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας | 239 |
| 8.5 Σχεδιασμός πλαστικών στραγγιστηρίων | 244 |
| 8.6 Έλεγχος τοίχου χωρίς και με πρόβολο επί βελτιωμένου εδάφους | 245 |
| 8.7 Καθιζήσεις τοίχων χωρίς και με πρόβολο..... | 262 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 - ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Αντικείμενο της Διπλωματικής Εργασίας

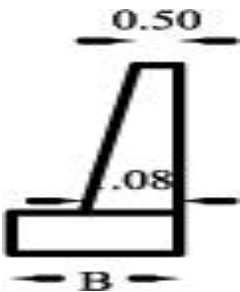
Η Διπλωματική αυτή εργασία έχει ως αντικείμενο την μελέτη εναλλακτικών λύσεων κατασκευής και θεμελίωσης ενός τοίχου αντιστήριξης ύψους 6.5m σε έδαφος με επιφανειακή μαλακή άργιλο. Για την εκτίμηση της εδαφικής στρωματογραφίας ελήφθησαν υπόψη τα αποτελέσματα των επί τόπου και των εργαστηριακών δοκιμών μιας εδαφοτεχνικής έρευνας που έγιναν στην περιοχή του υπό κατασκευή τοίχου αντιστήριξης.

1.2. Περιγραφή εναλλακτικών λύσεων κατασκευής και θεμελίωσης του τοίχου

Για τον τοίχο αντιστήριξης ύψους 6.5m (με υλικό επίχωσης για το οποίο εκτιμήθηκαν $\gamma_{\text{επ}}=20\text{KN/m}^3$

Και $\phi_{\text{επ}}=38^\circ$ ενώ ελήφθη υπόψη ο σεισμικός συντελεστής της περιοχής $K_h=0,16g$) εξετάσθηκαν οι παρακάτω δύο εναλλακτικές λύσεις κατασκευής.

A) Τοίχος βαρύτητας χωρίς εσωτερικό πρόβολο όπως στο Σχήμα 1.1



Σχήμα 1.1

B) Τοίχος βαρύτητας με εσωτερικό πρόβολο όπως το Σχήμα 1.2



Σχήμα 1.2

Όσον αφορά τέλος στις εναλλακτικές λύσεις θεμελίωσης εξετάστηκαν:

A) Η απευθείας έδραση με αβαθές θεμέλιο σε στάθμη -1,50m υφιστάμενη στρωματογραφία

B) Η βαθιά θεμελίωση με i) εμπηγνυομένου πασσάλου Φ50, ii) πασσάλους εκσταφής και αφαίρεσης Φ80

Γ) Η έδραση με αβαθές θεμέλιο σε στάθμη -1,50m σε στρωματογραφία με ενδιάμεση αργιλική στρώση βελτιωμένη μέσω συνδυασμού προφόρτισης-στραγγιστηρίων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Εδαφοτεχνική Έρευνα

ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

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

2.1 Γεωτρήσεις, επί τόπου δοκιμές και εργαστηριακές δοκιμές

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

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

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

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

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

- > Αντιπροσωπευτικά ημιδιαταραγμένα δείγματα με δειγματολήπτη απλού τοιχώματος, «εν ξηρώ» (δείγματα με φραγμό), δηλαδή με διακοπή της παροχής νερού προς την κοπτική κεφαλή.
- > Αντιπροσωπευτικά ημιδιαταραγμένα δείγματα με το διαιρετό δειγματολήπτη Terzaghi κατά την εκτέλεση της πρότυπης δοκιμής διεισδύσεως (SPT).

> Αδιατάρακτα δείγματα με ειδικό δειγματολήπτη τύπου SHELBY. Κατά τη διάρκεια της γεώτρησης έγιναν Τυποποιημένες Δοκιμές Διεισδύσεως για την εκτίμηση της επί τόπου πυκνότητας ή συνεκτικότητας των εδαφικών στρώσεων. Τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτών αναγράφονται στη γεωτεχνική τομή της γεώτρησης.

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

ϊ. 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 φαινομένου βάρους γ .
- > Προσδιορισμός ειδικού βάρους γ_5 .

iii. Δοκιμές παραμέτρων διατμητικής αντοχής και παραμορφωσιμότητας:

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

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

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

2.2 Πενетроμέτρηση

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

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

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΕΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ

ΕΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ

3.3 Περιγραφή Εδαφικών Στρώσεων

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

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

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

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

Στρώση 1: Ιλυώδης Άμμος

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

Τα βάθη στα οποία συναντάται είναι:

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

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

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

Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

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

Στρώση 2: Άργιλος

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

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

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

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

Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

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

Στρώση 3: Τεφρή Άμμος

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

> Γεώτρηση Γ1: 12.00 - 22.00 μέτρα

> Γεώτρηση Γ2: 12.05 - 21.95 μέτρα

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

| υγρ (kN/m ³) | |
|--------------------------|------------|
| Γεώτρηση 1 | Γεώτρηση 2 |
| 20.5 | 19.4 |

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

Έτσι εκτιμάται μέση τιμή υγρού φαινομένου βάρους $\gamma_{\text{υγρ}} = 20.01 \text{ kN/m}^3$.

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

| Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά | % Διερχόμενο | | Πλήθ. Τιμών | Μέσος όρος |
|---|--------------|------|-------------|------------|
| | Από | Έως | | |
| Ποσοστό χαλικιών | - | - | - | - |
| Ποσοστό άμμου (10) | 100 | 100 | 15 | 100 |
| Ποσοστό άμμου (40) | 99 | 94 | 15 | 96.5 |
| Ποσοστό άργιλο ιλύος (200) | 10 | 2 | 15 | 6.7 |
| Δείκτης πλαστικότητας (PL) | 21 | 20 | 2 | 20.5 |
| Ξηρό φαινόμενο βάρος $\gamma_d(\text{kN/m}^3)$ | 16.4 | 16.2 | 2 | 16.3 |
| Υγρό φαινόμενο βάρος $\gamma_{\text{υγρ}}(\text{kN/m}^3)$ | 20.5 | 19.4 | 2 | 20 |
| Δείκτης πόρων | 0.68 | 0.65 | 2 | 0.665 |
| Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT | 45 | 32 | 12 | 36 |
| Αντίσταση αιχμής κώνου q_c δοκιμής CPT (MPa) | | | | 14.4 |
| Λόγος τριβών R_f δοκιμής CPT (%) | | | | 2 |

3.4 Εκτίμηση αντιπροσωπευτικών εδαφικών παραμέτρων - Στρωματογραφία υπολογισμού

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

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

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

> Γεώτρηση Γ1: 0.00 - 22.00 μέτρα

> Γεώτρηση Γ2: 0.00 - 21.95 μέτρα Παρακάτω

παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

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

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 0-5.0 μέτρα. Παράμετροι αντοχής: $c' = 0$, $\phi' = 0$

| | Βάθος | N' | | CN | NC=CN*N' |
|----------------|-------|------|-------|-------|----------|
| ΓΕΩΤΡΗΣΗ Γ1 | 1.30 | 13 | 24.57 | 1.600 | 24.0 |
| | 2.50 | 16 | 39.75 | 1.425 | 22.8 |
| | 4.00 | 16.5 | 53.10 | 1.350 | 24.3 |
| ΓΕΩΤΡΗΣΗ Γ2 | 1.10 | 12 | 20.79 | 1.647 | 20.1 |
| | 3.0 | 15 | 44.20 | 1.400 | 21.0 |
| | 4.5 | 16 | 57.55 | 1.300 | 20.8 |

Έγινε διόρθωση λόγω στάθμης υπογείου ορίζονται σε όλες τις τιμές αφού πρόκειται για ιλυώδη Άμμο σε κάθε περίπτωση $N > 15$ σύμφωνα με τη σχέση

$$N' = 15 + 0.5(N-15).$$

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα με τη σχέση

$$N_c = C_N * N' \text{ (} C_N \text{ κατά Peck - Hanson - Thornburn).}$$

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

Βάθος 0.0 - 5.0 μέτρα

$$\bar{N}_c = \frac{\sum N_c}{6} = \frac{24.0 + 8 + 24.3 + 2.1 + 21.0 + 20.8}{6} = \bar{N}_c \cong 21.83$$

Είναι τώρα:

$$> \text{Peck - Hanson - Thornburn: } \phi = 27.1 + 0.3\bar{N}_c \Rightarrow \phi = 33.39^\circ$$

$$> \text{OSAKI: } \phi' = \sqrt{20x\bar{N}_c} + 15 \Rightarrow \phi' = 35.89^\circ$$

DUNHAM:

$$\left(\begin{array}{l} \phi' = \sqrt{12x\bar{N}_c} + 25 \Rightarrow 41.19^\circ \\ N' = \frac{13 + 16 + 16.5 + 12 + 15 + 16}{6} = 14.75 \\ \sigma'_{vo(-2.5)} = 18.9x1.25 + (18.9 - 10)x1.25 = 39.75 \text{ KPa} \end{array} \right)$$

Όπότε από πίνακα σύμφωνα με τον De Mello είναι $\phi=32^\circ$

Τελικά από τα παραπάνω $\phi=33^\circ$

Για το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης είναι:

> Schulze & Menzenbach (1967)

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

Υπενθυμίζεται όπ $N'=14.75$

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

> Tassios - Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 - N + C'_2$$

$$C'_2 = 4000 \text{ για } N > 15$$

$$C'_2 = 0 \text{ για } N < 15$$

Εδώ $C_1 = 350$ και $C'_2 = 0$

> Papadopoulos - Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 + C_2 - N$$

με $C_1 = 690$ $C_2 = 2600$

> Farrent

$$E_s = 750(1 - \nu^2)N$$

όπου $\nu = 0.27$ (λόγος Poisson)

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

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

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 5.0 - 12.0m.

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

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

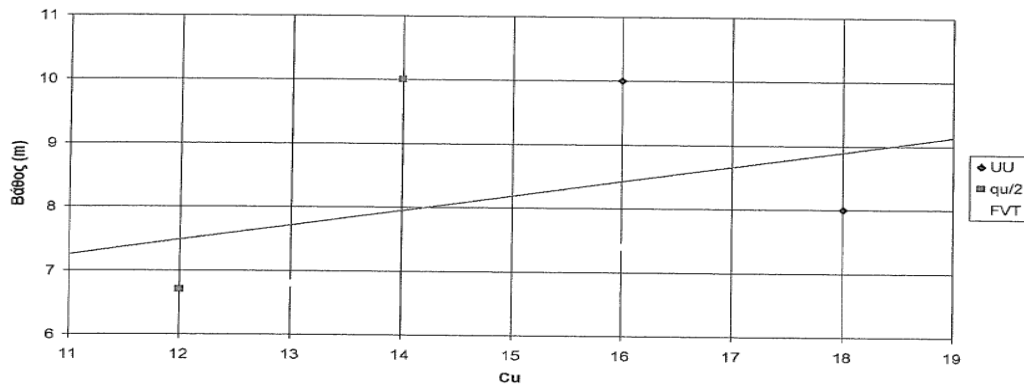
Από δοκιμές αντοχής ανεμπόδιστης θλίψης όπου $c_u = q_u/2$ προκύπτει:

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

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

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

| Βάθος | Τιμή c_u (kPa) | Σύμβολο |
|-------|------------------|---------|
| 6.80 | 13 | FVT |
| 6.70 | 12 | qJ2 |
| 10.00 | 14 | qJ2 |
| 7.40 | 16 | FVT |
| 8.00 | 18 | UU |
| 10.00 | 16 | UU |



Μέσω της μεθόδου ελαχίστων τετραγώνων προκύπτει ότι:

$$c_u = 0.24 \text{ kPa/m}\chi\zeta + 4.6 \text{ kPa}$$

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

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

Εκτίμηση της φορτικής ιστορίας Αργίλου

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

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

> Skempton: $c_u / \sigma'_{vo} = 0.11 + 0.0037 \cdot PI = 0.16$

> Bjerrum - Simons : $c_u / \sigma'_{vo} = 0.045 \sqrt{p_7} = 0.15$

> Karisson – Vieberg: $c_u / \sigma'_{vo} = 0.005 \cdot LL = 0.14$

> $c_u / \sigma'_{vo} = 0.15 / 91.75 = 0.15$

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

Τέλος, από δοκιμή συμπίεσομέτρου στην Γ_2 προκύπτουν ως αντιπροσωπευτικές οι παρακάτω τιμές παραμέτρων συμπίεστότητας: $C_c=0.235$, $C_r=0.04$,

$$C_v=7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}=2.18 \text{ m}^2/\text{έτος}$$

Στρώμα 3 Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενοτρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 10.00 μέτρα.

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 12.00 - 22.00m.

Παράμετροι Αντοχής : $c' = 0$, $\phi' \neq 0$

| | Βάθος | N' | σ'v0 | CN | NC=CN*N' |
|----------------|-------|------|-------|-------|----------|
| Γ1 ΓΕΩΤΡΗΣΗ | 14.70 | 22.5 | 148.5 | 0.800 | 18.000 |
| | 15.60 | 26.5 | 157.5 | 0.750 | 19.870 |
| | 17.30 | 27.5 | 174.5 | 0.700 | 19.250 |
| | 19.30 | 28.5 | 194.5 | 0.650 | 18.525 |
| | 20.75 | 30.0 | 209.0 | 0.625 | 18.750 |
| Γ2 ΓΕΩΤΡΗΣΗ | 13.30 | 25.0 | 134.5 | 0.850 | 21.250 |
| | 14.70 | 23.5 | 148.5 | 0.750 | 17.625 |
| | 16.30 | 24.5 | 164.5 | 0.725 | 17.760 |
| | 18.30 | 24.5 | 184.5 | 0.700 | 17.150 |
| | 20.10 | 26.5 | 202.5 | 0.610 | 16.160 |
| | 21.80 | 25.5 | 219.5 | 0.600 | 15.000 |

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

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα με τη σχέση

$$N_c = C_N \cdot N' \text{ (} C_N \text{ κατά Peck - Hanson - Thornbur).}$$

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

Βάθος 12.0 - 22.0 μέτρα

$$\overline{N_c} = \frac{\sum N_c}{11} = \frac{18 + 19.875 + 19.25 + 18.525 + 18.75 + 21.25 + 17.625 + 17.625 + 17.76 + 17.15 + 16.16 + 15}{11} \Rightarrow \overline{N_c} \cong 18.12$$

Είναι τώρα:

> Peck - Hanson - Thornburn :

$$\phi = 27.1 + 0.3 \overline{N_c} - 0.00054 \cdot \overline{N_c}^2 \Rightarrow \phi = 32.36^\circ = \text{όπου } N > 18.12$$

$$> \text{OSAKI: } \varphi' = \sqrt{20xN^c} + 15 \Rightarrow \varphi' = 34.04^\circ$$

$$> \text{DUNHAM: } \left(\begin{array}{l} \varphi' = \sqrt{20xN^c} + 25 \Rightarrow 39.75^\circ \\ N' = \frac{22.5 + 26.5 + 27.5 + 28.5 + 30 + 25 + 24.5 + 24.5 - 26.5 + 25}{11} = 25.82 \\ \sigma'_{vo(17-0)} = 121,5 + (20 - 10)5 = 171.50 \text{ KPa} \end{array} \right)$$

οπότε από πίνακα σύμφωνα με τον De Mello είναι $\phi=34^\circ$

Τελικά από τα παραπάνω $\phi=34^\circ$

Για το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης είναι:

> Schulze & Menzenbach (1967)

$$\begin{aligned} E_s &= C_1 \cdot N + C_2 \text{ όπου } C_2 \\ &= C_1 \cdot C_2 \end{aligned}$$

Υπενθυμίζεται ότι $N'=25.82$

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

> Tassios - Anagnostopoulos (1974)

$$\begin{aligned} E_s &= C_1 \cdot N + C_2 \\ C_2 &= 4000 \text{ για } N > 15 \\ C_2 &= 0 \text{ για } N < 15 \end{aligned}$$

Εδώ $C_1 = 450$ και $C_2 = 4000$

> Papadopoulos - Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 + C_2 \cdot N$$

με $C_1 = 800$ $C_2 = 7500$

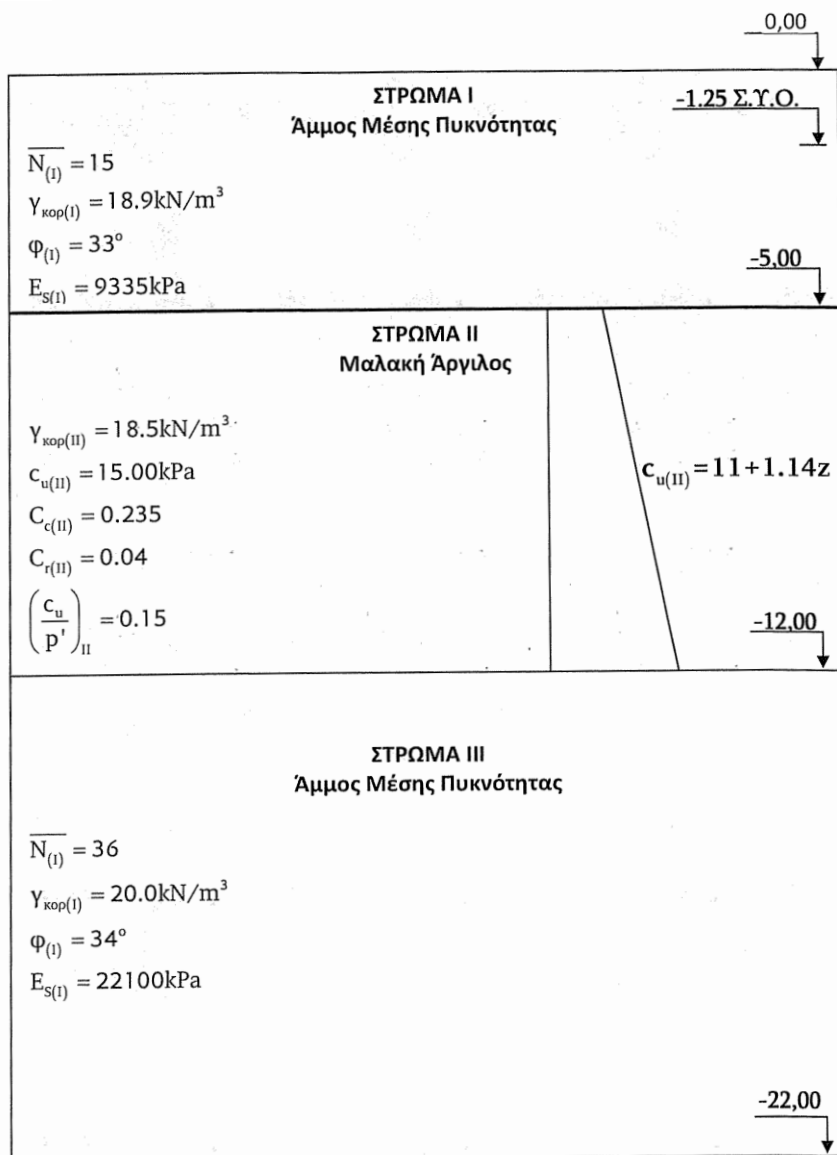
> Farrent

$$E_s = 750(1 - \nu^2)N$$

όπου $\nu=0.35$ (λόγος Poisson)

Τελικά προκύπτει μέσω $E_s=22,100 \text{ kN/m}^2$

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



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

**ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ
ΛΥΣΕΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ
ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ.**

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ.

4.1. ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

Στον παρακάτω Πίνακα 4.1 εμφανίζονται:

- i) Τα απαιτούμενα πλάτη θεμελίου b_i το υπό στατική όσο και υπό σεισμική φόρτιση για να εξασφαλίζονται οι ελάχιστοι επιθυμητοί συντελεστές ασφαλείας έναντι ανατροπής και ολίσθησης, για τον απλό τοίχο βαρύτητας και για τον τοίχο βαρύτητας με εσωτερικό πρόβολο.
- ii) Τα αποτελέσματα των ελέγχων ανατροπής και ολίσθησης τόσο για απλό τοίχο βαρύτητας όσο και για τον τοίχο βαρύτητας με εσωτερικό πρόβολο για τις επιλεγόμενες τιμές πλάτους θεμελίου b_i τόσο υπό στατική όσο και υπό σεισμική φόρτιση.

Πίνακας 4.1

| | ΑΠΛΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ | | ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΜΕ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΠΡΟΒΟΛΟ | |
|-------------------|---|---|---|---|
| | Στατική φόρτιση | Σεισμική φόρτιση | Στατική φόρτιση | Σεισμική φόρτιση |
| Έλεγχος Ανατροπής | $F_{\alpha\nu}=1,50 \rightarrow B_{\alpha\pi}=2,65m^3$ | $F_{\alpha\nu}=1,20 \rightarrow B_{\alpha\pi}=3,0$ | $F_{\alpha\nu}=1,50 \rightarrow B_{\alpha\pi}=2,15m^3$ | $F_{\alpha\nu}=1,20 \rightarrow B_{\alpha\pi}=2,41m^3$ |
| | $B_{τελ}=3,50 \rightarrow$ $F_{\alpha\nu}=2,5 > 1,5$ | $B_{τελ}=3,50 \rightarrow$ $F_{\alpha\nu}=2,66 > 1,20$ | $B_{τελ}=2,45 \rightarrow$ $F_{\alpha\nu}=3,26 > 1,50$ | $B_{τελ}=2,45 \rightarrow$ $F_{\alpha\nu}=1,40 > 1,20$ |
| Έλεγχος Ολίσθησης | $F_{\sigma\lambda}=1,30 \rightarrow B_{\alpha\pi}=0,58 \approx 0$ | $F_{\sigma\lambda}=1,10 \rightarrow B_{\alpha\pi}=3,50$ | $F_{\sigma\lambda}=1,30 \rightarrow B_{\alpha\pi}=0,03 \approx 0$ | $F_{\sigma\lambda}=1,10 \rightarrow B_{\alpha\pi}=1,95 m$ |
| | $B_{τελ}=3,50m \rightarrow$ $F_{\sigma\lambda}=1,89 > 1,30$ | $B_{τελ}=3,50m \rightarrow$ $F_{\sigma\lambda}=1,90 = F_{\min\alpha\pi}$ | $B_{τελ}=2,45m \rightarrow$ $F_{\sigma\lambda}=1,40 > 1,30$ | $B_{τελ}=2,45 \rightarrow F_{\sigma\lambda}=1,55$ |

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠ' ΕΥΘΕΙΑΣ ΘΡΑΥΣΗΣ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΜΕ ΑΒΑΘΕΣ ΘΕΜΕΛΙΟ

Στον παρακάτω Πίνακα 4.2 παρουσιάζονται και σχολιάζονται αποτελέσματα των ελέγχων θραύσεων εδάφους (φέρουσας ικανότητας) και γενικώς ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης για απευθείας έδραση και των δύο τύπων τοίχου στην υφιστάμενη στρωματογραφία.

Πίνακας 4.2

| ΕΛΕΓΧΟΣ | ΑΠΛΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ | ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΜΕ ΕΣΩΤΕΡΙΚΟ ΠΡΟΒΟΛΟ | | |
|--|---|--|-------------------------------------|-----------------------|
| | Στατική φόρτιση | Σεισμική φόρτιση | Στατική φόρτιση | Σεισμική φόρτιση |
| Θραύσεως εδάφους μονόστρωτο σύστημα κατά DIN 4017 | F=4,35>2 | F=3,03>1,10 | F=2,33>2 | F=1,06<1,10 |
| Θραύσεων εδάφους δίστρωτο σύστημα κατά MEYERHOF-HANNA | F=1,77<2 | F=1,14>1,10>2 | F=1,81<2 | F=1,23>1,10 |
| Γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης | F_{min}=1,23<1,50 | | F_{min}=1,24<1,50 | |
| ΣΧΟΛΙΟ | Απορρίπτεται η λύση απευθείας αβαθούς θεμελίωσης | | | |

4.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΒΑΘΙΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

Στον παρακάτω Πίνακα 4.3 εμφανίζονται τα αποτελέσματα των εναλλακτικών λύσεων βαθιάς θεμελίωσης που εξετάστηκαν ενώ στον αντίστοιχο Πίνακα 4.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ομάδας των 2 πασσάλων Φ50 που επιλέγεται (με κατά μήκος απόσταση $s=2m$) για τους δύο τύπους τοίχου (απλός βαρύτητας ή βαρύτητας με εσωτερικό πρόβολο) υπό στατική και σεισμική φόρτιση.

Πίνακας 4.3

| | | | | | | | | |
|---|--|----------|---------------|--------|---|---------|---------------|---------|
| Τύπος/διάμετρος πασσάλου | 50cm ΕΜΠΕΙΓΝΥΟΜΕΝΟΣ (Pult από στατικούς τύπους) | | | | 80cm ΕΚΣΚΑΦΗΣ ΚΑΙ ΑΦΑΙΡΕΣΗΣ (Pult κατά DIN) | | | |
| Στάθμη αιχμής | -14,5m | | | | -16 | | | |
| Οριακό φορτίο Αστοχίας Pult(KN) | 1748,53KN | | | | 3341,14kN | | | |
| Επιτρεπόμενο αξονικό φορτίο Κεφαλής Ρεπ(KN) | Σν=335,11KN/m | 703,88KN | Σν=340,92KN/m | 703,88 | Σν=335,11 | 1670,57 | Σν=340,92KN/m | 1670,57 |
| Απαιτούμενος αριθμός πασσάλων (με αξονική απόσταση κατά μήκος s=1,0m) | | 2 | | 2 | | 2 | | 2 |

| | | | | | | |
|---|-------------------------|------------------------|--|--|--|--|
| Τύπος/διαμ | 50cm | 50cm | | | | |
| Πασσάλου | ΕΜΠ | ΕΚΣΚ+ΑΦΑΙΡ | | | | |
| Στ.Αιχμής | -14,5m | -16 | | | | |
| Οριακό φορτίο θραύσεως Ρult(KN) | 1748,63 (Στατ.τύποι) | 3342,14 (DIN 4017) | | | | |
| Επιτρεπόμενο φορτίο κεφαλής Ρεπ(KN) | 703,88 | 1670,57 | | | | |
| Αξονική απόσταση Πασσ.η | 5x/Απαιτούμενος | ΑΠΛΟΣ ΤΟΙΧΟΣ βαρύτητας | ΤΟΙΧΟΣ Βαρύτητας με πρόβολο /Απαιτούμενος αριθμός πασσάλων | Απλός Τοίχος βαρύτητας | Τοίχος βαρύτητας με Εσ. Πρόβολο | |
| | | Sx=1,0m | $n_{απ}=(1,2Σν/Ρεπ)=0$ $(1,2·335,11)/703,88=0,57→n_{min}=2$ | $n_{απ}=(1,2·340,92)/1670,57=0,58→n_{min}=2$ | $n_{απ}=(1,2·335,11)/1670,57=0,24→n_{min}=2$ | $n_{απ}=(1,2·340,92)/1670,57=0,24→n_{min}=2$ |
| | | Sx=1,5m | $(1,2·507,66)/703,88=0,86→n_{min}=2$ | $(1,2·501,38)/703,88=0,87→n_{min}=2$ | $n_{απ}=(1,2·502,66)/1670,57=0,36→n_{min}=2$ | $n_{απ}=(1,2·511,33)/1670,57=0,37→n_{min}=2$ |
| | | Sx=2,0m | $(1,2·670,22)/703,88=1,14→n_{min}=2$ | $(1,2·651,84)/703,88=1,16→n_{min}=2$ | $n_{απ}=(1,2·670,22)/1670,57=0,48→n_{min}=2$ | $n_{απ}=(1,2·681,84)/1670,57=0,49→n_{min}=2$ |
| | | Sx=2,5m | $(1,2·837,78)/703,88=1,43→n_{min}=2$ | $(1,2·852,30)/703,88=1,45→n_{min}=2$ | $n_{απ}=(1,2·837,78)/1670,57=0,60→n_{min}=2$ | $n_{απ}=(1,2·852,30)/1670,61=0,24→n_{min}=2$ |
| Σχόλια: Επιλέγεται ως οικονομική ομάδα δύο πασσάλων Φ50 σε αξονική απόσταση Sx=2,5m | | | | | | |

Τέλος στον Πίνακα 4.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της επίλυσης α) της έκκεντρης φόρτισης των δύο πασσαλοομάδων δύο εμπηγνουμένων πασσάλων Φ50

σε αξονικές αποστάσεις, 1) $s_y=2,30\text{m}$ (για θεμελίωση απλού τοίχου βαρύτητας χωρίς πρόβολο 2) $s_y=2,55\text{m}$ (για θεμελίωση τοίχου βαρύτητας με εσωτερικό πρόβολο) όπως προέκυψαν από εφαρμογή προγράμματος ΡΗΑΗΛ.

Πίνακας 4.4

| Αξονική απόσταση πασσάλων Φ50 s_y (m) | P_{\max} (KN) | P_{\min} (KN) | M_{\max} (KNm) | | Μετατόπιση κεφαλής y_0 | |
|---|--------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------------|------------------|
| | Στατική φόρτιση | Σεισμική Φόρτιση | Στατική Φόρτιση | Σεισμική φόρτιση | Στατική Φόρτιση | Σεισμική φόρτιση |
| 2,30 | 325,7 | 442,1 | 126, 6<Myield=957 | 190, 6<Myield=957 | 0,3 | ~0,5 |
| 2,55 | 332,8 | 437,2 | 116, 1<Myield=957 | 278,5 <Myield=957 | 0,3 | 0,7 |

4.4 Λύση αβαθούς θεμελίωσης μετά από βελτίωση της αργιλικής στρώσεως με συνδυασμό προφόρτισης-στραγγιστηρίων.

Στον Πίνακα 4.5 εμφανίζονται α) τα αποτελέσματα της γενικής ευστάθειας του επιχώματος προφόρτισης ύψους 6m με κλίση πρανών 1,

β) τα γεωμετρικά στοιχεία του καννάβου των στραγγιστηρίων με τις αντίστοιχες παραδοχές εδαφικών παραμέτρων

Πίνακας 4.5

| Ύψος κλίσης /επιχώματος προφόρτισης | Πλάτος στέψης b(m) | Ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας από έλεγχο με κύκλους ολίσθησης | Απαιτούμενη πλευρά S τετραγωνικού καννάβου στραγγιστηρίου |
|-------------------------------------|-------------------------------|---|---|
| 6m/1κατ:2οριζ | 7,50m για τοίχο χωρίς πρόβολο | $F_{min}=1,25$ | S=1,30m (παραδοχές) |
| 6m/1κατ:2οριζ | 6,45m για τοίχο με πρόβολο | $F_{min}=1,29$ | $K_u=K_v$ $K_u-s=1,5K_v$ $R_s=7,5cm$ $R_d=2,5cm$ |

Τέλος στον Πίνακα 4.6 εμφανίζονται τα αποτελέσματα της τελικής λύσης θεμελίωσης των δύο τοίχων με αβαθές θεμέλιο στρωματογραφία με βελτιωμένη στρώση.

Πίνακας 4.6

| Τύπος τοίχου | Συντελεστής ασφαλείας F έναντι θραύσης | | Ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας F _{min} από κύκλους ολίσθησης | | Μακροχρόνιες καθιζήσεις (μόνο στατική φόρτιση χωρίς κινητό φορτίο) | |
|--|--|------------------|--|----------------------------|--|------------|
| | Στατική φόρτιση | Σεισμική φόρτιση | Στατική φόρτιση | Σεισμική φόρτιση | Αριστερό άκρο | Δεξιό άκρο |
| Χωρίς πρόβολο b _o =3,50m | F=2,2>2 | F=1,70>1,10 | F _{min} =1,55>1,50 | F _{min} =1,05>1,0 | 2,9cm | 3,3cm |
| Με πρόβολο B _o =2,4m | F=3,18>2 | F=1,55>1,10 | F _{min} =1,55>1,50 | F _{min} =1,03>1,0 | 3,32cm | 3,9cm |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από όσα αναφέρθηκαν παραπάνω προκύπτουν για τους δύο τύπους τοίχων τα παρακάτω συμπεράσματα

1. Τοίχος βαρύτητας χωρίς εσωτερικό πρόβολο

1.1 Βαθειά θεμελίωση με εμπηγνυομένους πασσάλους $\Phi 50$ με αξονικές αποστάσεις κέντρων $S_y=2.30m$, $S_x=2m$ εδραζόμενους σε στάθμη 14,5m.

1.2 *Εμπηξη πλαστικών στραγγιστηρίων μέχρι βάθους -12m σε τετραγωνικό κάναβο πλευράς $S=1.20m$

*Προφόρτιση με επίχωμα ύψους $h_{επ}=5m$, πλάτος στέψεως $b=7,50m$ και κλίσεως πρανών 1κατ:2ορ και παραμονή της για διάστημα $t=3$ μήνες

*Μετά την αφαίρεση της προφόρτισης θεμελίωσης τοίχου σε στάθμη -1,50m με αβαθές θεμέλιο πλάτους $b=3,50m$.

2. Τοίχος βαρύτητας με εσωτερικό πρόβολο

2.1 Βαθειά θεμελίωση με 2 εμπηγνυομένους πασσάλους $\Phi 50$ με αξονικές αποστάσεις κέντρων $S_y=2.55m$, $S_x=2m$ εδραζόμενους σε στάθμη 14,5m.

2.2 *Εμπηξη πλαστικών στραγγιστηρίων μέχρι βάθους -12m σε τετραγωνικό κάναβο πλευράς $S=1.20m$

*Προφόρτιση με επίχωμα ύψους $h_{επ}=6m$, πλάτος στέψεως $b=6,45m$ και κλίσεως πρανών 1κατ:2ορ και παραμονή της για διάστημα $t=3$ μήνες

*Μετά την αφαίρεση της προφόρτισης θεμελίωσης τοίχου σε στάθμη -1,50m με αβαθές θεμέλιο πλάτους $b=2,45m$.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α., ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β. (1990) «ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ, ΑΘΗΝΑ
2. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α. (1990) «ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ, ΑΘΗΝΑ
3. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ Α., ΧΡΙΣΤΟΥΛΑΣ Σ. / ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β. (1992) «ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΣΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ, ΑΘΗΝΑ
4. BARNES G.E. (2000) "SOIL MECHANICS: PRINCIPLES AND PRACTISE", 2nd EDITION, PALGRAVE, NEW YORK
5. BARRON R.A. (1948) "CONSOLIDATION OF FINE GRAINED SOILS BY DRAIN WELLS", TRANS ASCE 113
6. BETON KALENDER, ΤΟΜΟΣ 3, 1984
7. BOWLES J.E. (1996) "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN", 5th EDITION, Mc GRAW- HILL, NEW YORK
8. 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
9. ΓΚΑΖΕΤΑΣ Γ. (1995) «ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ», ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΜΠ, 2^η ΕΚΔΟΣΗ
10. CLAYTON C.R.I. , MILITITSKY J. (1986), "EARTH PRESSURE AND EARTH RETAINING STRUCTURES", SURREY UNIVERSITY PRESS, LONDON
11. CRAIG R.F. (1978) "SOIL MECHANICS", VAN NOSTRAND REINHOLD, 2nd EDITION, NEW YORK
12. DAS BRAJA M. (1983) "ADVANCED SOIL MECHANICS", Mc GRAW-HILL, NEW YORK
13. DAS BRAJA M. (1999) "PRINCIPLES OF FOUNDATION ENGINEERING" 4th EDITION, PWS PUBLISHING, ITP COMPANY, SACRAMENTO, CALIFORNIA
14. ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΤΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ (Ε.Α.Κ.) 2000
15. HANSBO S. (1981) "CONSOLIDATION OF FINE GRAINED SOILS BY PREFABRICATED DRAINS", X.ICSMFE, STOCKHOLM
16. HOLTZ P.D. , KOVACS W.D. (1981) "AN INTRODUCTION TO GEOTECHNICAL ENGINEERING", PRENTICE HALL INC, ENGLEWOOD CLIFFS, NEW JERSEY
17. HUGHES J.M.O. AND WITHERS N.J. (1974) "REINFORCING OF SOFT COHESIVE SOILS WITH STONE COLUMNS", GROUND ENGINEERING, VOLUME 7
18. ΚΑΒΒΑΔΑΣ Μ. (2000) «ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ», ΕΚΔΟΣΗ Ε.Μ.Π., ΑΘΗΝΑ
19. KOERNER M. (1990) "DESIGNING WITH GEOSYNTHETICS" PRENTICE HALL, 2ND EDITION
20. LAMBE T.W. , WHITMAN R.V. (1969) "SOIL MECHANICS" JOHN WILEY AND SONS, NEW YORK
21. ΑΟΙΖΟΣ Α. (1987) «ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ - ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ, ΜΕΡΟΣ 4^ο : ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ-ΕΙΔΙΚΑΙ ΚΑ ΤΑ Σ ΚΕΥ ΑΙ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΕΜΠ, ΑΘΗΝΑ
22. MEIGH A.C. (1987) "CONE PENETRATION TESTING METHODS AND INTERPRETATION", CIRIA GROUND ENGINEERING REPORT, IN SITU TESTING, BUTTELWORTHS, LONDON
23. MITCHELL J.K. (1981) "SOIL IMPROVEMENT STATE OF THE ART", X INT CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. STOCKHOLM
24. ΜΠΟΥΚΟΒΑΛΑΣ Γ.Δ. (2003) «ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΣΕ ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ - ΕΥΚΑΜΠΤΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΚΑΙ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ - ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΕΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ - ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΔΑΦΩΝ», ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΜΠ, ΑΘΗΝΑ
25. MUNI BUDHU (2000) "SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS", JOHN WILEY AND SONS, NEW YORK
26. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ Β. (1990) «ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ, ΑΘΗΝΑ
27. ΠΑΠΑΧΑΡΙΣΗΣ Ν., ΜΑΝΟΥ-ΑΝΔΡΕΑΔΗ Ν., ΓΡΑΜΜΑΤΙΚΟΠΟΥΛΟΣ Ι., «ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ: ΕΡΕΥΝΑ - ΓΕΩΤΡΗΣΕΙΣ - ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ», ΑΦΟΙ ΚΥΡΙΑΚΙΔΗ, ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ
28. ROULOS H.G., DAVIS E.H. (1974) "ELASTIC SOLUTIONS FOR SOIL AND ROCK MECHANICS", JOHN WILEY AND SONS, NEW YORK

29. Poulos H.G., Davis E.H. (1980) "PILE FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN", JOHN WILEY AND SONS, NEW YORK
30. Priebe H.J. (1995) "THE DESIGN OF VIBROREPLACEMENT GROUND ENGINEERING, DECEMBER 1995"
31. 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
32. 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
33. Stieglar W. (1976) «ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΜΟΣΧΟΣ- ΓΚΙΟΥΡΔΑΣ, ΑΘΗΝΑ
34. ΤΕΠΕΤ 11-03-03-00 : ΕΙ/2004 (30-5-2004) «ΔΟΝΗΤΙΚΗ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ» (ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΟΙ)
35. Tomlinson M.J. (1977) "PILE DESIGN AND CONSTRUCTION PRACTISE" VIEWPOINT PUBLICATIONS, LONDON
36. Youd 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
37. Whitlow R. (1995) "BASIC SOIL MECHANICS", LONGMAN, 3rd EDITION, HARLOW, ESSEX, U.K.
38. Χριστούλας Σ. (1990) «ΕΠΙΛΟΓΕΣ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΗΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ ΣΥΜΕΩΝ, ΑΘΗΝΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

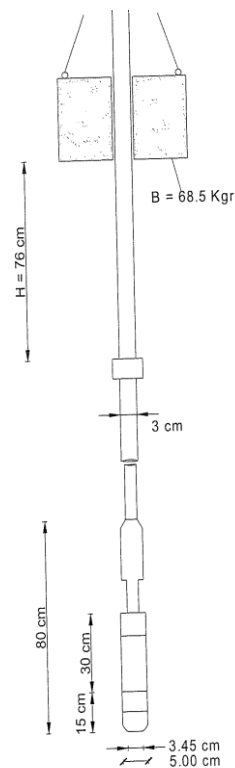
ΘΕΩΡΙΕΣ

1. ΕΠΙΛΟΓΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

1.1 Τυποποιημένη δοκιμή διεισδύσεως (SPT)

1.1.1 Περιγραφή της δοκιμής

Η δοκιμή αυτή γίνεται κατά την προώθηση της γεωτρήσεως και συνιστά στην έμπηξη μέσα στο έδαφος, στην επιθυμητή κάθε φορά στάθμη, ενός διαιρετού δειγματολήπτη συνολικού μήκους 80cm (Σχ. 1.1), έτσι ώστε τα κατώτερα 45cm να πληρωθούν με υλικό της συγκεκριμένης εδαφικής στρώσεως. Ειδικότερα, στο επιθυμητό βάθος ανασύρεται ολόκληρη η διατρητική στήλη, καθαρίζεται ο πυθμένας της γεωτρήσεως μέχρι τη στάθμη που φθάνει η σωλήνωση και στη συνέχεια αφαιρείται ο κλασικός δειγματολήπτης με την κεφαλή και το κοπτικό άκρο και αντικαθίσταται από διαιρετό δειγματολήπτη Terzaghi, εξωτερικής διαμέτρου 50mm και εσωτερικής 34.5mm, ο οποίος με τη βοήθεια της επιμηκυνόμενης διατρητικής στήλης καταβιβάζεται στη στάθμη εκτελέσεως της δοκιμής. Στο τελευταίο στέλεχος της στήλης σημειώνονται τρία διαστήματα, καθένα μήκους 15cm και στη συνέχεια προσαρμόζεται (βιδώνεται) σε αυτό η διάταξη που περιέχει τον κριό βάρους 63.5kg που διανύει σταθερό ύψος πτώσεων 76.0cm.



Σχήμα 1.1

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

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

έδαφος στη συγκεκριμένη στάθμη εμφανίζει άρνηση διεισδύσεων $N > 50$ και στους υπολογισμούς τίθεται συντηρητικά $N = 50$.

1.1.2. Σημασία της δοκιμής SPT και άλλων επί τόπου δοκιμών κατά την εκτίμηση την παραμέτρων αντοχής και συμπίεστότητας αμμωδών και αργιλικών εδαφών

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

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

- Της αντίστασης αιχμής q_c του κώνου της δοκιμής στατικής πενетроμετρικής (δοκιμή CPT, βλέπε §1.3), ή
- Τον αριθμό κρούσεων N της δοκιμής SPT (χαμηλός βαθμός αξιοπιστίας).

Εξαίρεση αποτελεί για μαλακές και μέσης συνεκτικότητας αργίλου ($c_u < 75 \text{ kPa}$) η εξαιρετικά αξιόπιστη επί τόπου δοκιμή πτερυγίου (FVT, βλέπε §1.2), μέσω της οποίας προσδιορίζεται η επί τόπου αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u και μάλιστα χωρίς να μεσολαβήσει ο κύκλος αποφόρτισης -επαναφόρτισης που αντιπροσωπεύει η διαδικασία δειγματοληψίας -επαναφόρτισης στην εργαστηριακή συσκευή του δείγματος στις αρχικές τάσεις.

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

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

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

- Λόγω στάθμης υπόγειου ορίζοντα

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

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

ii. μετρούμενη τιμή $N > 15$, και

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

$$N' = 15 + 1/2(N-15)$$

όπου:

N' : η διορθωμένη τιμή λόγω Σ.Υ.Ο.

N : η μετρούμενη τιμή N

- Λόγω πίεσεως υπερκείμενων γαιών

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

$$N_c = C_N N'$$

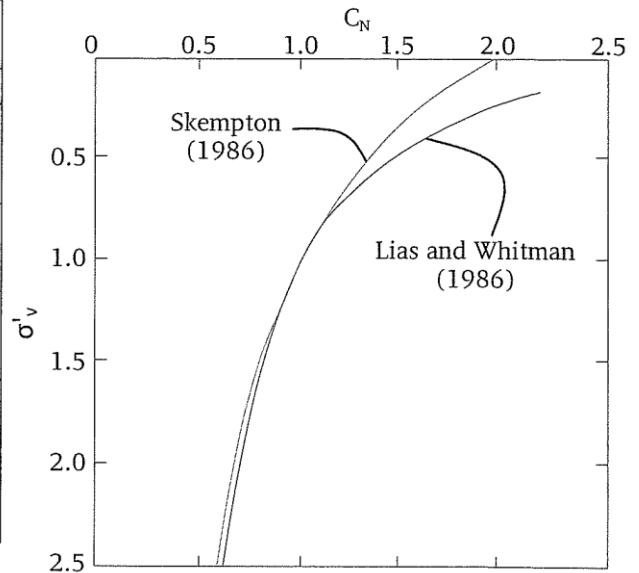
όπου:

N_c : η διορθωμένη τιμή αριθμού κρούσεων λόγω πίεσης υπερκείμενων C_N : ο διορθωτικός συντελεστής κατά Peck - Hanson - Thornburn συναρτήσεως της πίεσης υπερκείμενων γαιών στη στάθμη της δοκιμής που προκύπτει από το Σχ. 1.2, στο οποίο παρατίθεται για λόγους σύγκρισης και η καμπύλη Lias και Whitman καθώς και αριθμητικές συσχετίσεις μεταξύ C_N και N .

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

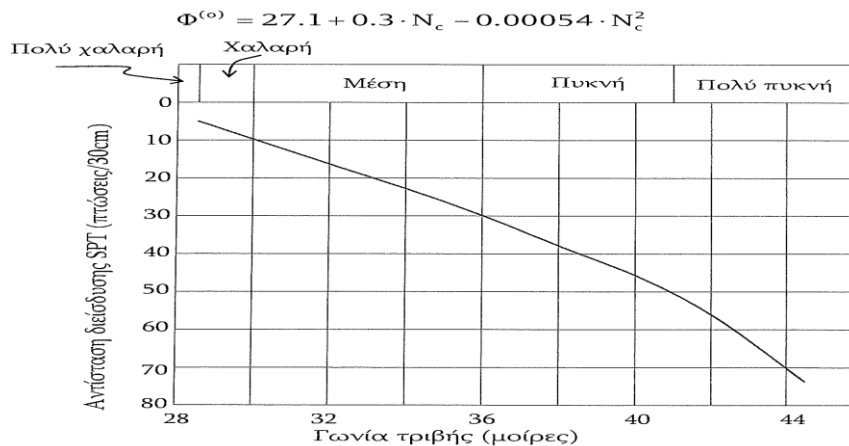
$N' = N$).

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



Σχήμα 1.2 Συσχέτιση « σ'_v - C_N »

Από το μέσο όρο των διορθωμένων τιμών N_c προκύπτει με βάση το Σχ.1.3 η γωνία διατμητικής αντοχής ϕ από το Νομογράφημα των Peck - Hanson -Thomburn. Ο Wolff έδωσε την ακόλουθη αναλυτική σχέση για την καμπύλη συσχέτισης N_c - ϕ των Peck - Hanson - Thomburn:



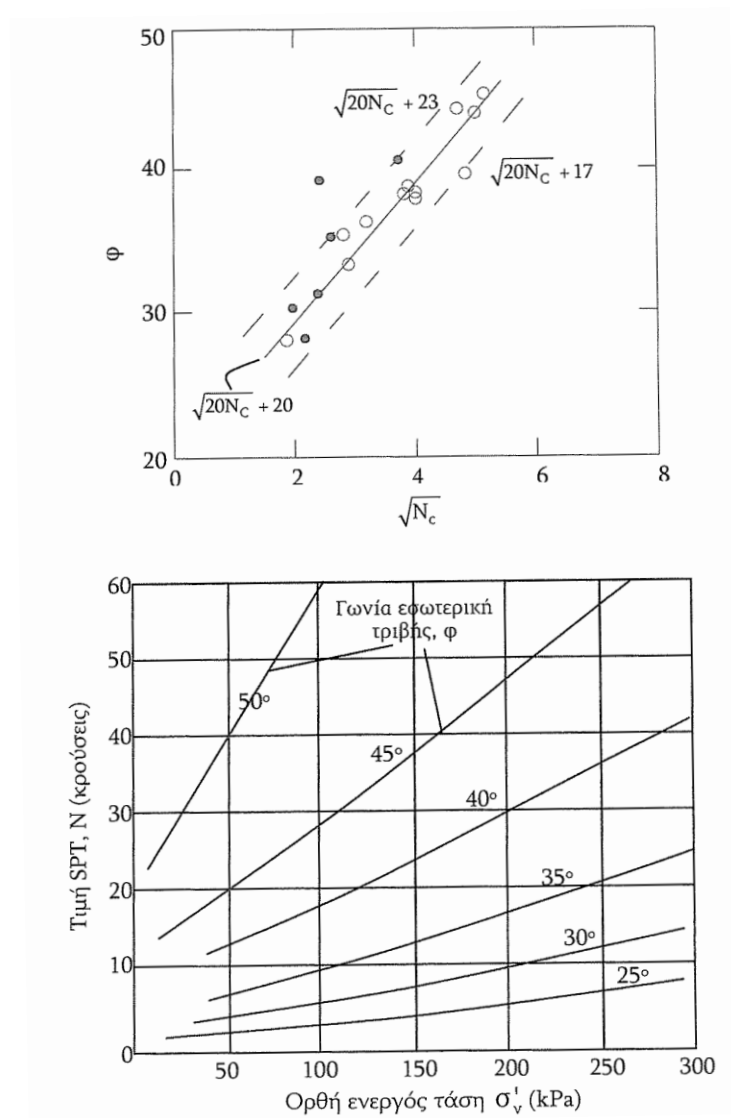
Σχήμα 1.3. Συσχέτιση « N - ϕ »

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

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

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

(παρέχει μία άνω οριακή τιμή για την γωνία ϕ)



Σχήμα 1.4 «Συσχέτιση « σ'_v - ϕ »

Προσφάτως (1996) οι Hatanaka και Uchida έδωσαν την, παραπλήσια προς εκείνη του OSAKI, εμπειρική συσχέτιση μεταξύ διορθωμένης τιμής N_c και γωνίας ϕ (βλ. Σχ. 1.4) $\phi = \sqrt{20 \times N_c} + 20$.

Εναλλακτικά, μπορεί να εκτιμηθεί η γωνία ϕ συναρτήσει της μέσης ενεργού πίεσης υπερκείμενων γαιών σ'_v0 και του μέσου μετρούμενου αριθμού κρούσεων N της δοκιμής SPT (ή N' εάν προηγηθεί η διόρθωση λόγω Σ.Υ.Ο.) από το Νομογράφημα του De Mello (Σχ. 1.4).

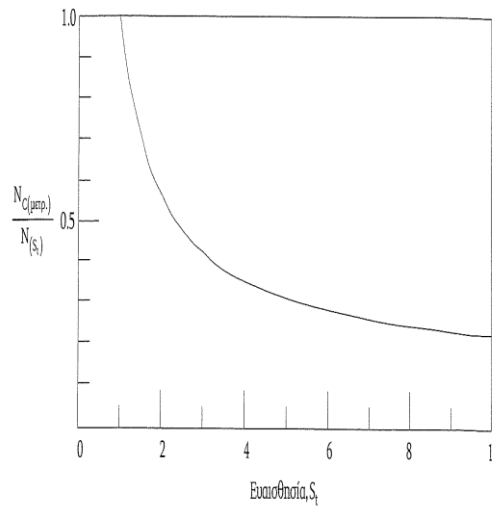
1.1.4 Συσχέτιση του αριθμού κρούσεων N_{SPT} με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u των αργιλικών στρώσεων

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

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

Εξάλλου, οι Hura et al (1971) έδωσαν την αναλυτική σχέση: $C_u^{kpa} = 29 \cdot N^{0.72}$

Επίσης ο Schmertmann (1975) επεσήμανε την επίδραση της ευαισθησίας (sensitivity, s_t) της αργίλου στη μετρούμενη τιμή N και έδωσε την καμπύλη του Σχ. 1.5, όπου απεικονίζεται η μείωση του λόγου $N_{μετρ}/N_{(s_t=1)}$ συναρτήσει της αύξησης της ευαισθησίας S_t .



Σχήμα 1.5 Καμπύλη Schmertmann (1975)

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

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

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

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

Πίνακας 1.1

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

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

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

$$E_s = D = E_s (1-\nu)/(1 + \nu)(1-2\nu)$$

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

$$E_s = C_1 \cdot (N + C_2) = C_1 \cdot N + C_2'$$

$$\text{όπου } C_2' : C_2 = C_1 \cdot C_2$$

Για το C_2 έχουν προταθεί τιμές 6 και 15 (και μικρότερες για ιλυώδεις άμμους), ενώ γενικά για το C_1 οι προτεινόμενες τιμές υπερβαίνουν το 250. Σωστότερη αντιμετώπιση θα ήταν η επί τόπου εκτίμηση των συντελεστών C_1, C_2 για τον υπόψη αμμώδη σχηματισμό. Η αυξημένη τιμή E_s μιας προφορτισμένης άμμου προκύπτει συνήθως με πολλαπλασιασμό της αντίστοιχης τιμής της αποφόρτισης άμμου επί

νOCR . Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι κυριότερες από τις προταθείσες εμπειρικές συσχετίσεις.

Πίνακας 1.2

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

Πίνακας 1.3. Εμπειρικές συσχετίσεις «E_S-N_{SPT}»

| Τύπος κοκκώδους εδάφους | Συσχέτιση E _s (kPa) -N | Ερευνητής | Παρατηρήσεις |
|-------------------------|---|---------------------------------------|--|
| Απροφόρτιστη άμμος | E _s = 500 (N + 15) E _s = 333.3 (N + 5) | Webb (1969) | Από δοκιμές με περιστροφική πλάκα κάτω από ΣΥΟ. Ισχύει για αργιλώδη άμμο. |
| | E _s = C ₁ N + C ₂ Λεπτή άμμος πάνω από ΣΥΟ C ₁ =330, C ₂ =5200 Λεπτή άμμος κάτω από ΣΥΟ C ₁ =490, C ₂ =7200 Άμμος C ₁ =450, C ₂ =3900 Άμμος με χαλίκια C ₁ =1050, C ₂ =3880 Πυλώδης άμμος C ₁ =530, C ₂ =2400 | Schultze - Menzebach (1961) | |
| | E _s = C ₁ N + C ₂ C ₂ =4000 για N>15, C ₂ =0 για N<15 Ιλύς με άμμο C ₁ =300 Λεπτόκοκκη άμμος C ₁ =350 Μεσόκοκκη άμμος C ₁ =450 Χοντρόκοκκη άμμος C ₁ =700 Άμμος με χαλίκια C ₁ =1000 Χαλίκια με άμμο C ₁ =1200 | Αναστάσιος Αναγνωστόπουλος (1974) | Βάσει αποτελεσμάτων δοκιμών SPT σε αμμώδεις σχηματισμούς στην Ελλάδα |
| | E _s = C ₁ N + C ₂ Άμμος C ₁ =800, C ₂ =7500 Πυλώδης άμμος C ₁ =690, C ₂ =2600 Αμμώδης ιλύς C ₁ =490, C ₂ =3200 | Παπαδόπουλος - Αναγνωστόπουλος (1987) | Από συσχέτιση τιμών N με εργαστηριακές τιμές E _s σε δείγματα φορτισμένα μέχρι την πίεση υπερκειμένων, αποφορτισμένα και επαναφορτισμένα |
| | E _s = C ₁ N + C ₂ C ₁ =1060, C ₂ =21600 | D' Appolonia et al (1970) | Αντίστροφες αναλύσεις καθιζήσεων και επιβεβαίωση τιμών από δοκιμές μονοδιάστατης |

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

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

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

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

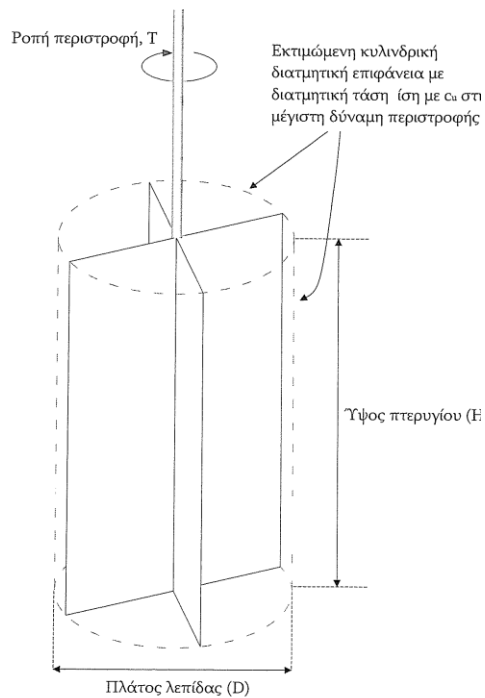
iii. Ενώ είναι σχετικά δύσκολη η πιστοποίηση του λόγου προφορτίσεως (OCR) αμμώδους σχηματισμού, η διαπίστωση της «συγκόλλησης» των κόκκων είναι αρκετά ευκολότερη (η οποία συνεπάγεται αύξηση του E_s κυρίως αν στα δείγματα ανασύρονται «φακοί» (συσσωματώματα) άμμου.

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

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

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

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



Σχήμα 1.6. Μηχανισμός δοκιμής πτερυγίου (FVT)

Βάσει του παραπάνω Σχ. 1.6 έχουμε:

Μέγιστη ροπή

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

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

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

$$\text{Επειδή ισχύει πάντοτε } H = 2D, K = \pi \cdot \left[D^3 + \frac{D^3}{6} \right] = 3.665 \cdot D^3.$$

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

Πίνακας 1.4

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

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

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

| Πτερύγιο | Σταθερά C/K |
|----------|---|
| 50x100 | $11.646 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$ |
| 75x150 | $3.463 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$ |
| 100x200 | $1.457 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$ |

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

$$\text{όπου } K^* = \frac{\pi}{10^6} \times \frac{D^2 H}{2} \times \left(1 + \frac{D}{3H} \right)$$

με διαστάσεις πτερυγίου D και H σε cm .

Επειδή $H=20$ έπεται ότι $K^* = 366 \times 10^{-8}$ (D σε cm).

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

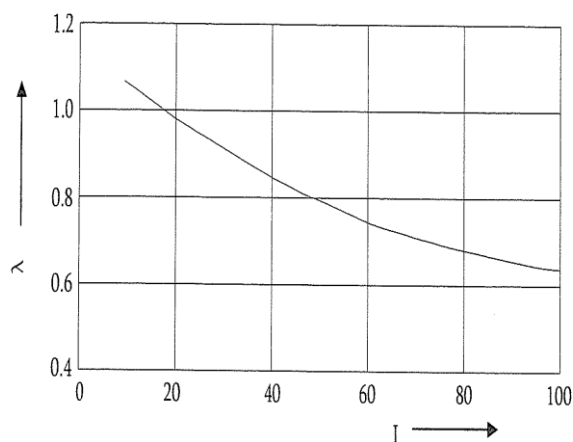
Αντίθετα, η δοκιμή είναι ιδανική για την περίπτωση «ευαίσθητων» (sensitive) αργίλων στις οποίες η αναζυμωμένη (remolded) αστράγγιστη αντοχή c_{rem} είναι αισθητά μικρότερη από την τιμή c_u της αργίλου με την κανονική δομή.

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

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

$$c_u^{διορθ} = \lambda \cdot c_u^{μετρ} (FVT)$$

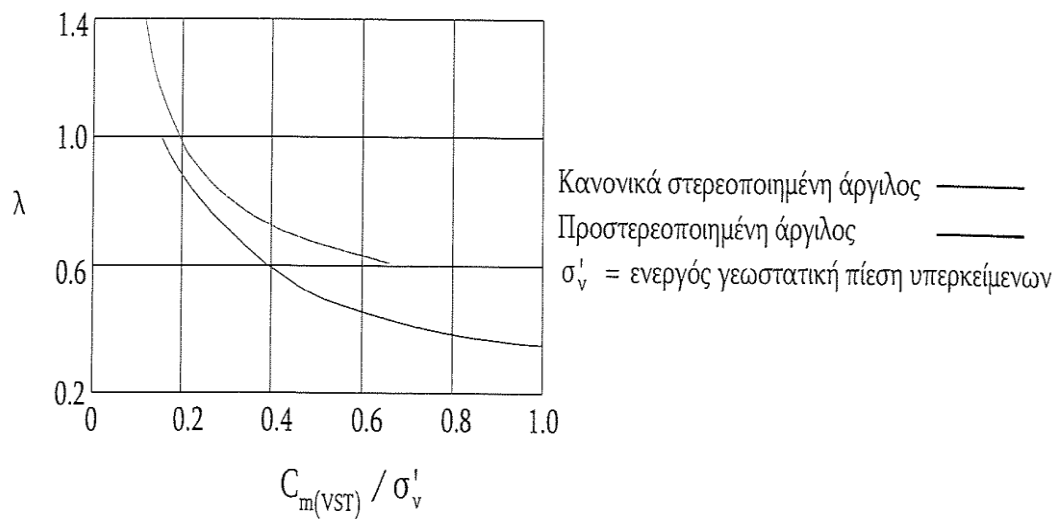
Στο Σχ. 1.7 εμφανίζεται η καμπύλη συσχέτισης του διορθωτικού συντελεστή λ με τον δείκτη πλασιμότητας PI κατά Bjerrum και ενώ στον ακόλουθο πίνακα εμφανίζεται η αναλυτική σχέση της καμπύλης « λ - PI» του Bjerrum και άλλων ερευνητών.



Σχήμα 1.7 Συσχέτιση "PI - λ" για δοκιμές πτερυγίου

Πίνακας 1.5 Εμπειρικές σχέσεις για εκτίμηση διορθωτικού συντελεστή λ

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



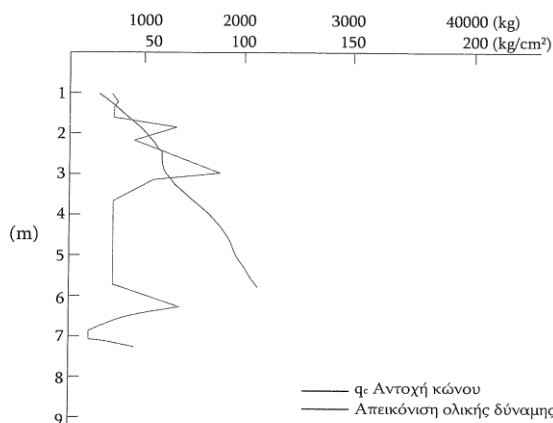
1.3 Δοκιμή στατικής πενетроμέτρησης (C.P.T.)

1.3. 1. Περιγραφή, παραλλαγές και πεδίο εφαρμογής της δοκιμής

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

Από την πενетроμέτρηση, της οποίας ένα τυπικό διάγραμμα - αποτέλεσμα φαίνεται στο Σχ. 1.8, παίρνουμε ενδείξεις και πληροφορίες που αναφέρονται:

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



Σχήμα 1.8 Καταγραφές δοκιμής CPT

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

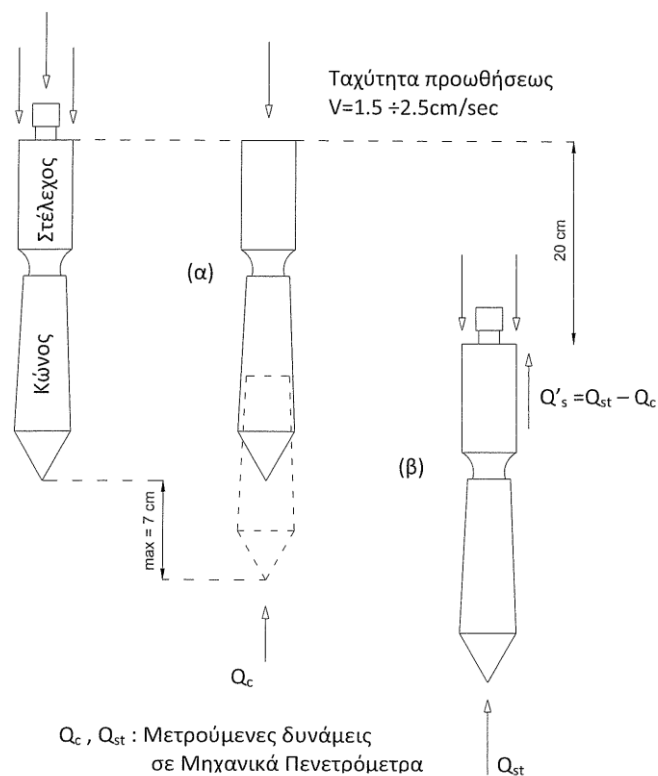
Τα στελέχη που είναι σωλήνες του 1m, χρησιμεύουν για την προστασία και οδήγηση της πενετρομετρικής αιχμής και την προστασία του συστήματος μετρήσεων.

Τύποι κώνων

Αρχικά ο απλός μηχανικός ολλανδικός κώνος είχε βάση με εμβαδόν 10cm^2 και γωνία κορυφής 6° και προωθείτο στο εσωτερικό του εδάφους με ταχύτητα 2cm/sec σε βήματα των 20cm με παράλληλη καταγραφή της αντιστάσεως q_c που συναντούσε. Η εκτέλεση της δοκιμής γινόταν σε δύο στάδια (Σχ. 1.10):

α) Ανεξάρτητη προώθηση μόνο του κώνου

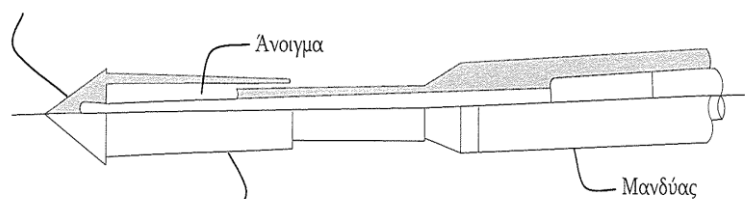
β) Προώθηση όλης της στήλης



Σχήμα1.9

Στη συνέχεια στον απλό μηχανικό κώνο προστέθηκε ο μανδύας Begemann για ανεξάρτητη μέτρηση της πλευρικής τριβής F_s (Σχ. 1.10).

60° Κώνος με 3.56cm διάμετρο βάσης
(Εμβαδόν βάσης: 10cm²)

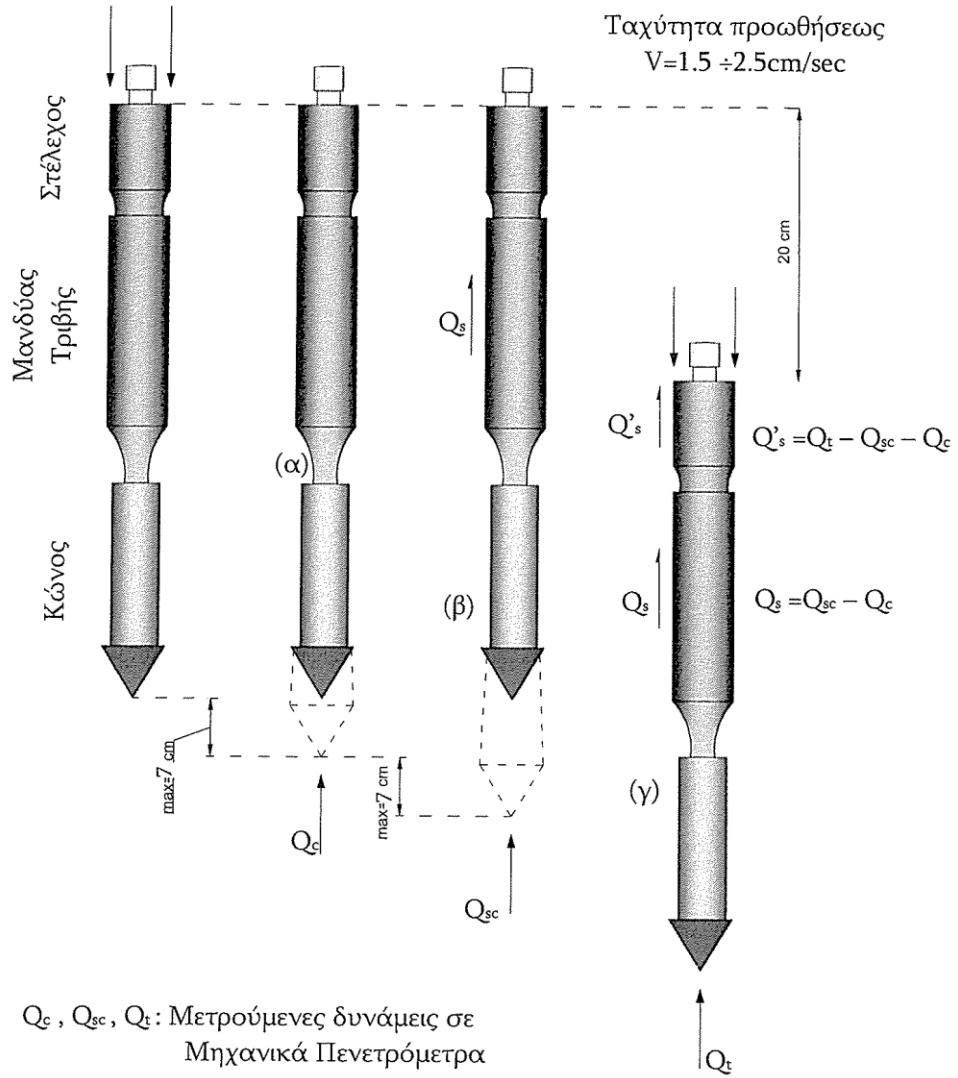


Σχήμα 1.10

Κωνικός μανδύας για περιορισμό των πλευρικών τριβών και αποφυγή της διείσδυσης κόκκων στο κενό μετά την προώθησή του μανδύα. Η ανεξάρτητη προώθηση του μανδύα καταγράφει τις πλευρικές τριβές.

Μετά την προσθήκη του μανδύα τριβής Begemann η εκτέλεση της δοκιμής στατικής πενετρομετρήσεως γίνεται πλέον σε τρία στάδια, όπως φαίνεται και στο Σχ. 1.11:

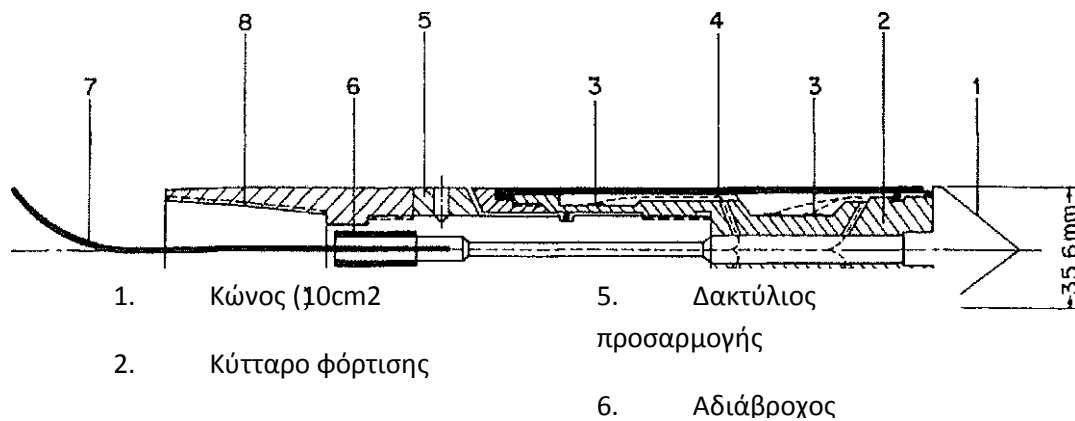
- α) Προώθηση μόνο του κώνου
- β) Προώθηση του κώνου μαζί με τον μανδύα
- γ) Προώθηση όλης της στήλης



Σχήμα 1.11 Διαδικασία δοκιμής CPT

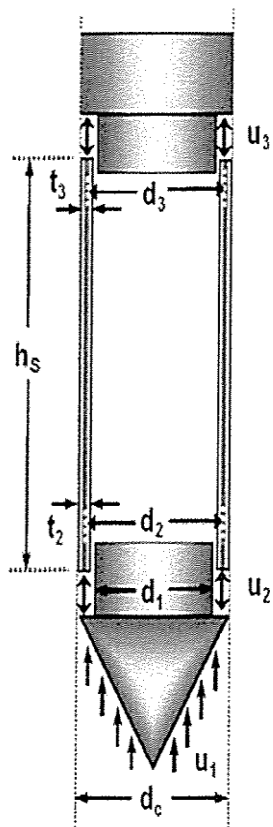
Νεότερη εξέλιξη αποτελεί ο ηλεκτρικός κώνος (Σχ. 1.12) όπου για πρώτη φορά χρησιμοποιούνται μηχανοσυστοιχίες (strain gauges) για την καταγραφή τόσο της αντιστάσεως αιχμής q_c όσο και της αντιστάσεως πλευρικής τριβής F_s . Εδώ τα στελέχη, ο κώνος και ο μανδύας είναι «σταθερά» συνδεδεμένα και η προώθηση είναι συνεχής με σταθερή ταχύτητα, ενώ τόσο η αντίσταση του κώνου Q_c όσο και η αντίσταση της πλευρικής τριβής στο μανδύα Q_s καταγράφονται ανά κανονικά διαστήματα.

Διακοπή της προώθησης γίνεται μόνο για την επιμήκυνση της στήλης με προσθήκη στελεχών. Ορισμένοι ηλεκτρικοί κώνοι είναι εφοδιασμένοι με ηλεκτρονικά κλισιόμετρα για την καταγραφή τυχόν αποκλίσεων των στελεχών από την κατακόρυφη διεύθυνση κατά την προώθηση λόγω συνάντησης σκληρής εδαφικής στρώσεως ή κροκαλών.

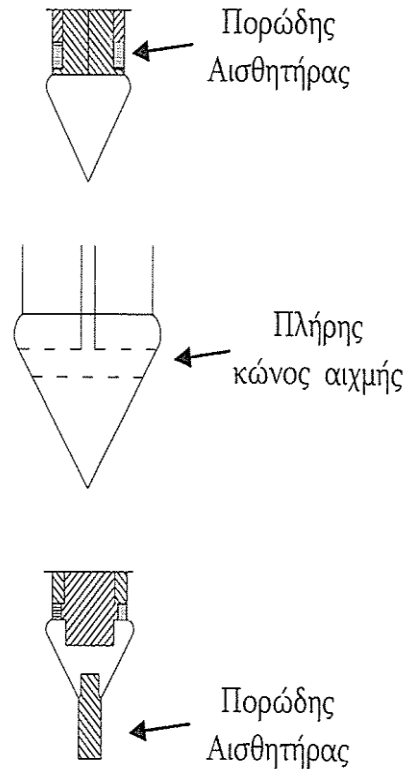


Σχήμα 1.12 Ηλεκτρικός κώνος

Ακόμη νεότερη εξέλιξη αποτελούν ο πιεζοκώννος (Σχ. 1.13), στον οποίο παράλληλα με τις αντιστάσεις αιχμής και πλευρικής τριβής, μετράται και η υπερπίεση του νερού των πόρων που δημιουργείται κατά τη διείσδυση. Η μέτρηση γίνεται με τη βοήθεια πορώδους λίθου, τοποθετημένου στην περιοχή της αιχμής του κώννου.



- d_j : Διάμετρος
 - t_j : Πάχος μανδύα τριβής
 - u_j : Μετρούμενη πίεση νερού
 - q_c : Μετρούμενη αντίσταση κώννου
 - f_s : Μετρούμενη τριβή μανδύα
 - q_t : Συνολική αντίσταση κώννου
 - f_t : Συνολική αντίσταση μανδύα
 - a_n : Λόγος τριαξονικής δοκιμής περιοχής κώννου
 - b_n : Λόγος τριαξονικής δοκιμής περιοχής μανδύα
 - h_s : Ύψος μανδύα τριβής
- Τριβή μανδύα:**
- $$f_t = f_s - (\pi d_2 t_2 u_2 + \pi d_3 t_3 u_3) / (\pi d_c h_s)$$
- $$f_t \approx f_s - b_n u_2$$
- Αντίσταση κώννου:**
- $$q_t = q_c + (1 - a_n) u_2$$



Σχήμα 1.13 Διορθώσεις αποτελεσμάτων κώννου και μανδύα - τύποι αισθητήρων

Παρατηρήσεις:

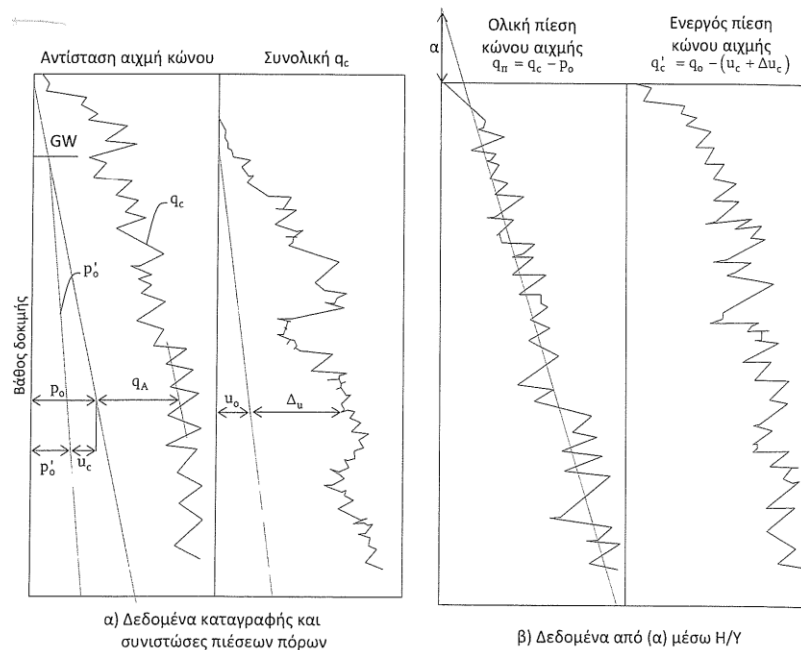
Q_t : η διορθωμένη τιμή αντιστάσεως της αιχμής στην οποία $\alpha = (d_1/D)^2$ (για τυποποιημένο κώνο 10cm^2 , α μεταξύ 0.75 και 0.85, οπότε:

$$q_t^{\text{διορθ}} = q_c^{\text{μετ}} + (0.25 \div 0.15)u_c = q_c^{\text{μετ}} + 0.20u_c$$

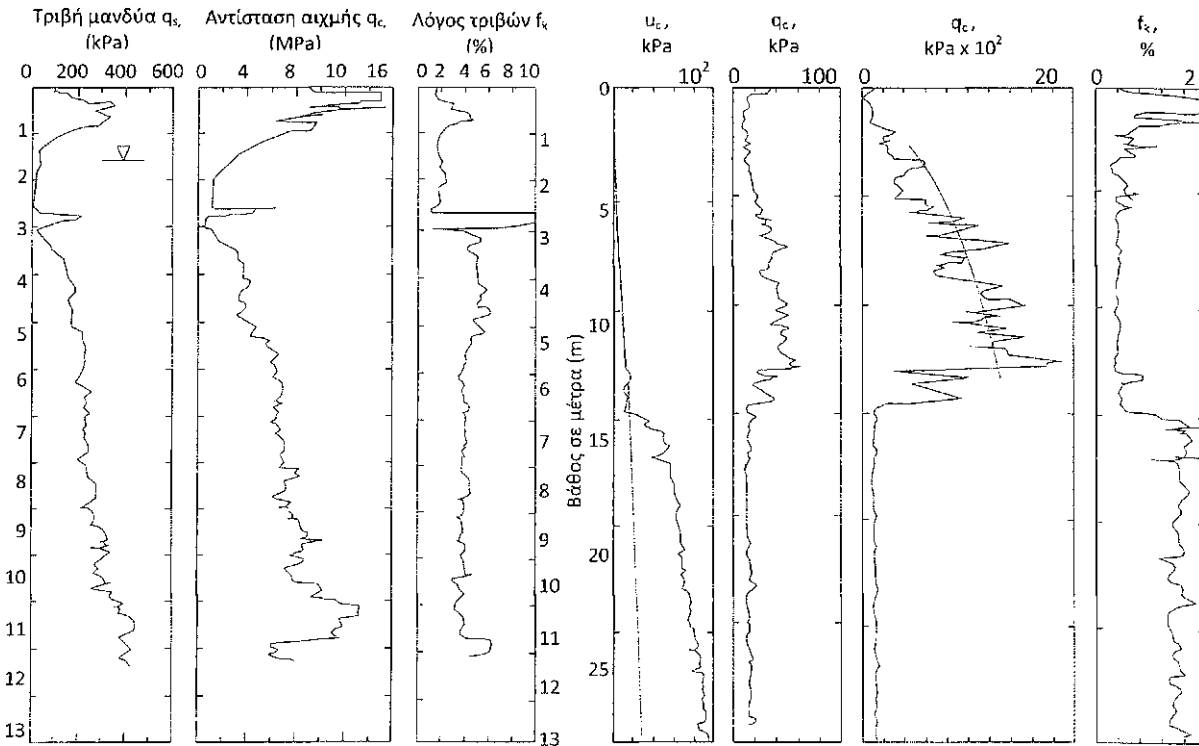
Ανάλογη διόρθωση ισχύει και για τη διορθωμένη τριβή του μανδύα

$$\int_s^{(\text{διορθ})} = \int_s^{(\text{μετρ})} \frac{u_{s_n} A_{s_n} - u_T A_t}{A_s}$$

και του πιεζοκώνου/τριβής, στον οποίο καταγράφονται η αντίσταση αιχμής, η τριβή του μανδύα και η πίεση πόρων. Στο Σχ. 1.14 παρουσιάζονται τα συνήθη αποτελέσματα όπως καταγράφονται σε δοκιμές CPT με πιεζοκώνο, ενώ στο Σχ. 1.15 τα πλήρη αποτελέσματα για δύο δοκιμές σε άργιλο με και χωρίς μέτρηση πιέσεων πόρων.



Σχήμα 1.14 Δεδομένα καταγραφής δοκιμής CPT



α) Δοκιμή CPT χωρίς καταγραφή πιέσεων πόρων

α) Δοκιμή CPT με καταγραφή

Σχήμα 1.15 Δεδομένα καταγραφής δοκιμής CPT

Μετρούμενα (και έμμεσα προσδιοριζόμενα) μεγέθη κατά την εκτέλεση της δοκιμής CPT

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

- Η αντίσταση ή αντοχή κώνου

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

- Η τοπική πλευρική τριβή

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

Στα μηχανικά πενετρόμετρα, όπου ο μανδύας προωθείται μαζί με τον κώνο, είναι

$$Q_s = Q_{sc} = Q_c.$$

όπου:

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

Q_c : Η δύναμη που απαιτείται για την προώθηση μόνο του κώνου

- Η ολική δύναμη Q_t

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

- Η συνολική πλευρική τριβή

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

- Ο λόγος τριβών R_f

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

Παράγοντες που επηρεάζουν τα αποτελέσματα των στατικών πενετρομετρήσεων

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

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

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

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

Όταν συναντώνται οι ανωτέρω σχηματισμοί, θα πρέπει:

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

1.3.2 Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της δοκιμής

Γενικά

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

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

| | | |
|-----|---|-----------------------------------|
| Πα | την εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας D_r | Για μη συνεκτικά εδάφη |
| Πβ | την εκτίμηση της μέγιστης γωνίας τριβής Φ_{max} | (άμμους, ιλύες κλπ.) |
| Πγ | Την εκτίμηση του μέτρου Ελαστικότητας (Young) ή συμπίεσεως $E_s(\equiv D)$ | |
| Πα | την εκτίμηση του μέτρου Συμπίεσεως $E_s(\equiv D)$ | Για συνεκτικά εδάφη |
| ΙΠβ | την εκτίμηση της Αστράγγιστης Διατμητικής Αντοχής $S_u(\equiv D)$ | (Αργίλους και πλαστικές ιλύες) |
| ΠΙγ | την εκτίμηση της ευαισθησίας (sensitivity) S_t | |

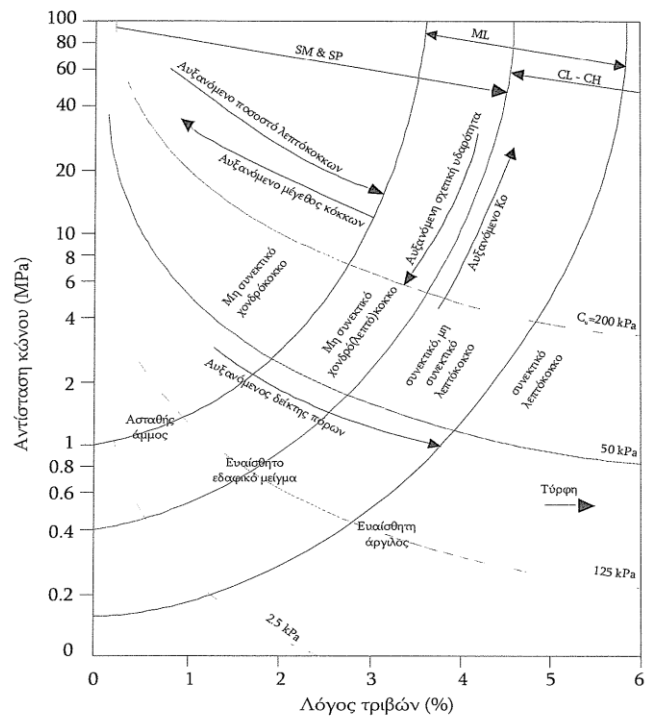
Οι αντίστοιχες συσχετίσεις είναι κατ' εξοχήν εμπειρικές (όπως και στη δοκιμή SPT), βασίζονται όμως στην κατανόηση των μηχανισμών θραύσεως και παραμόρφωσης του εδάφους που προκύπτει από τη θεωρητική προσομοίωση της δοκιμής CPT με τη συμπεριφορά πασσάλων.

Χαρακτηρισμός εδαφικής στρώσεως βάσει των αποτελεσμάτων δοκιμής CPT

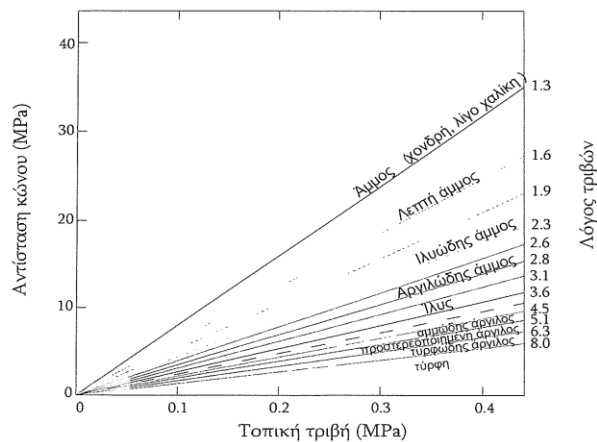
Τα περισσότερα συστήματα κατατάξεως εδαφών βασίζονται στο συνδυασμό της αντίστασης κώνου q_c και του λόγου τριβών R_f . Γενικά, λόγοι τριβών R_f μεταξύ 0.5 και 3 είναι αντιπροσωπευτικοί ιλυσωμένων ή ιλυωδών ή ιλοαργιλωδών εδαφικών στρώσεων, ενώ οι τιμές του λόγου R_f των καθαρά αργιλικών στρώσεων κυμαίνονται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

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

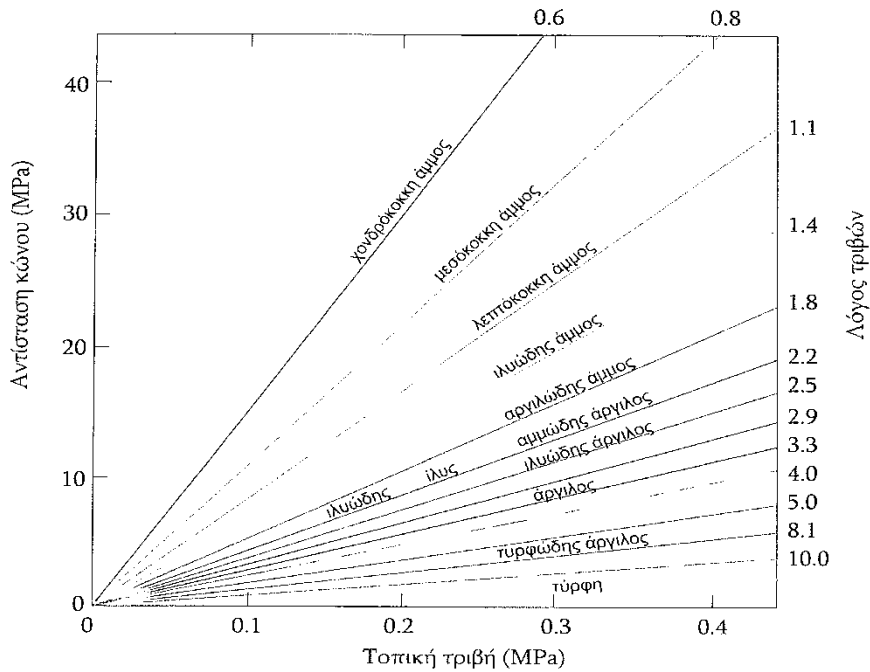
Στα παρακάτω σχήματα (Σχ. 16α, Σχ. 16β και Σχ. 16γ) εμφανίζονται τα κυριότερα συστήματα κατάταξης εδαφών βάσει της αντοχής αιχμής κώνου q_c και του λόγου τριβών $R_f = (f_s/q_c)\%$.



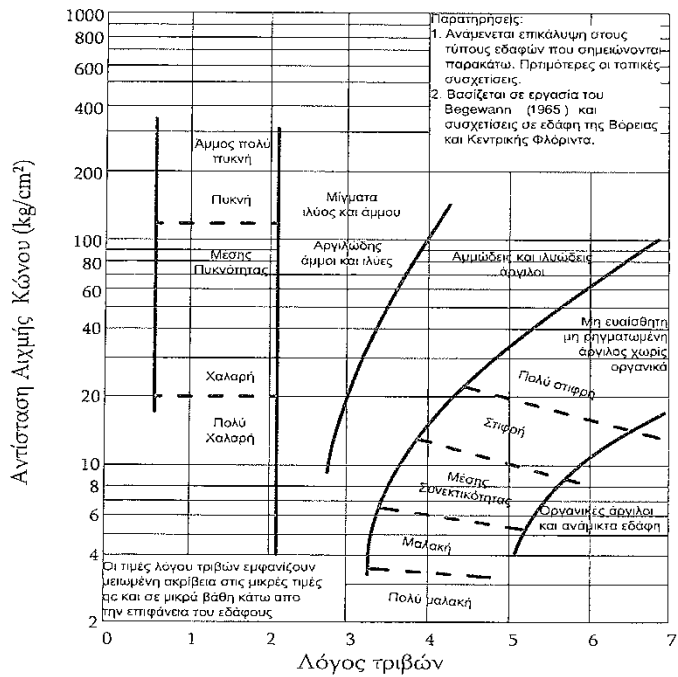
Σχήμα 16α Κατάταξη εδαφών κατά Douglas & Olson βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT με ηλεκτρικό κώνο



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



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



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

Εκτίμηση φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών αμμωδών εδαφών από αποτελέσματα δοκιμής CPT

Οι Robertson - Campanella έδωσαν τις καμπύλες συσχέτισης της

αντίστασης αιχμής του κώνου $q_c^{(MN/m^2)}$ με την ενεργό πίεση υπερκείμενων στη

στάθμη της δοκιμής $\sigma_v^{(MN/m^2)}$ και τη σχετική πυκνότητα D_r που εμφανίζονται στο

Σχ. 1.17 και αφορούν επίσης κανονικά φορτισμένες άμμους, ενώ οι καμπύλες του

Σχ. 1.18 συσχετίζουν την αντοχή $q_c^{(MN/m^2)}$, με την πίεση υπερκείμενων

$\sigma_v^{(MN/m^2)}$ και τη γωνία διατμητικής αντοχής Φ χαλαζιακών άμμων. Ο Kulhawy

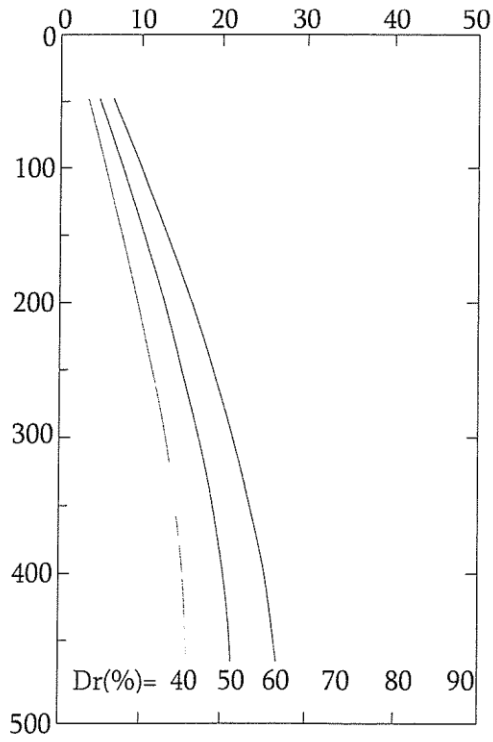
και Maine μάλιστα έδωσαν και την παρακάτω αναλυτική έκφραση για τις καμπύλες αυτές

$$\Phi = \tan^{-1} \left(0,1 + 0,38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma_v} \right) \right)$$

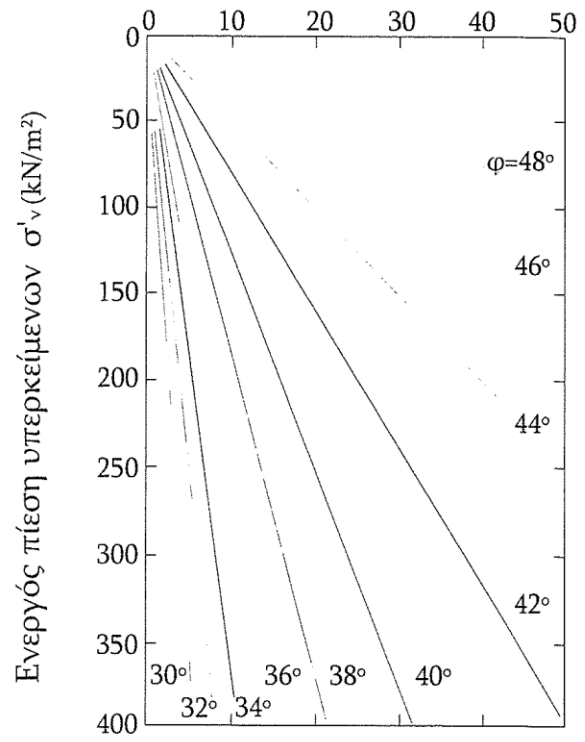
Ενώ οι Robertson - Campanella δίνουν την τιμή Φ από την εξίσωση:

$$\Phi = 35^\circ + 11,5 \left(\frac{q_c}{30\sigma_z} \right) \text{ με } 25^\circ < \Phi < 50^\circ$$

Αντίσταση αιχμής κώνου q_c (MN/m^2)

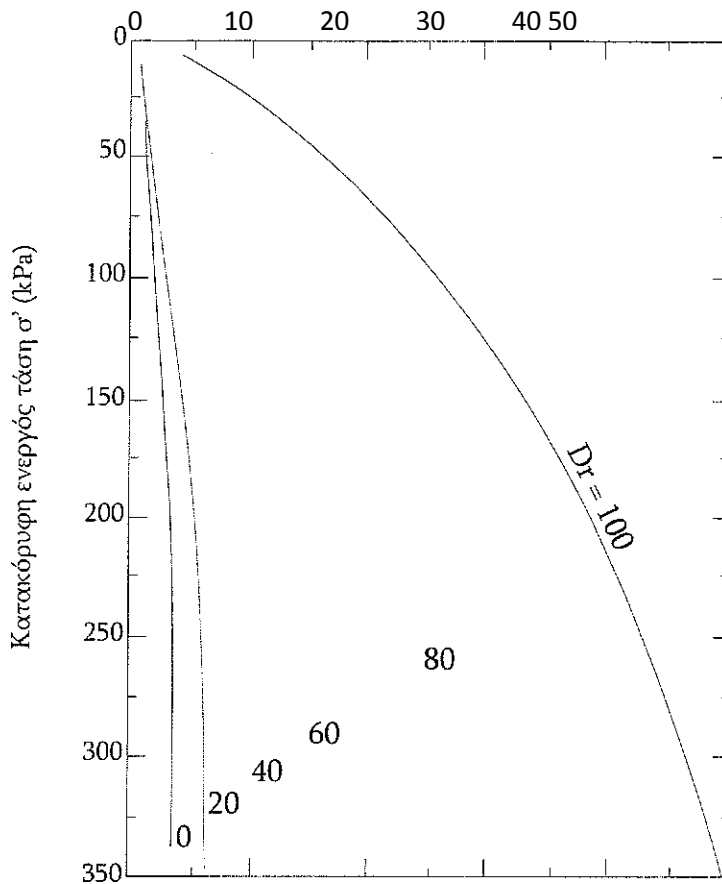


Σχήμα 1.17



Σχήμα 1.18

Οι Schmertmann & Villet - Mitchell έδωσαν τις καμπύλες συσχέτισης



Σχήμα 1.19

q_c (MPa), - P_0 (kPa) - D_r Σχ. 1.19 για κανονικά φορτισμένες άμμους.

Σε περίπτωση προφορτισμένης άμμου θα πρέπει από τη μετρηθείσα αντίσταση αιχμής της προφορτισμένης άμμου q_{cOCR} να εκτιμηθεί η αντίσταση q_{cnc} της αντίστοιχης κανονικά φορτισμένης άμμου και να εισαχθεί το Νομογράφημα του Σχ. 1.19 προκειμένου να εκτιμηθεί η σχετική πυκνότητα D_r .

Η εξίσωση που εφαρμόζεται για την αναγωγή της $q_{c(OCR)}$ σε $q_{c,nc}$, είναι:

$$\frac{q_{cOCR}}{q_{c,nc}} = 1 + X \left(\frac{K_{0,OCR}}{K_{0,nc}} - 1 \right)$$

όπου το X κυμαίνεται μεταξύ 0.5 (για $OCR = 2$) και 0.25 (για $OCR = 15$) και $K_{0OCR}/K_{0nc} = (OCR)^\beta$ με τιμές $\beta = 0.32$ έως 0.52 , ειδικότερα $\beta = 0.40$ (άμμος μέσω πυκνότητας), $\beta = 0.48$ (πυκνές άμμοι) και $\beta = 0.52$ (που πυκνές άμμοι).

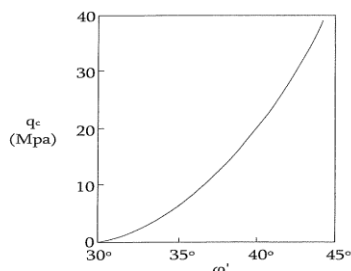
Γενικότερα $\beta = 0.275 + 0.26$.

Εφόσον εκτιμηθεί η σχετική πυκνότητα D_r (συναρτήσει των q_c και σ_v)

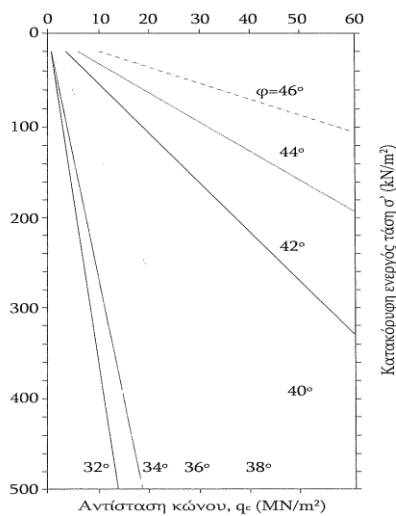
μπορεί να προκύψει έμμεσα η τιμή της γωνίας διατμητικής αντοχής ϕ της άμμου με αντίστοιχη γνώση της κοκκομετρικής της διαβαθμίσεως. Εναλλακτικά έμμεση εκτίμηση της γωνίας ϕ μπορεί να γίνει μέσω του συντελεστή φέρουσας

ικανότητας $N_g = 12.594(q_c \text{ σε } MN/m^2)$.

Άλλες καμπύλες απευθείας συσχέτισεως μεταξύ q_c - ϕ ή q_c - σ_{vo} - ϕ είναι των Kahl et al, Kerisel, Muhs and Weiss, Meltzer (Σχ. 1.20) και Durgunoglu και Mitchell (Σχ. 3.21) αντιστοίχως.



Σχήμα 1.20



Σχήμα 1.21

Το Σχ. 1.20 παρέχει μία τιμή ϕ' συντηρητική (κάτω όριο) για ομοιόμορφη άμμο (κυρίως χαλαζιακή), κανονικά φορτισμένη, μέτριας συμπιεστότητας. Για προφορπισμένες άμμους ή ϕ' θα είναι 1° έως 2° μικρότερη από την εκτιμώμενη βάσει του Σχ. 1.21. Για περισσότερο συμπιεστές άμμους η ϕ' θα είναι κατά 2° μεγαλύτερη, ενώ για ιδιαίτερα συμπιεστές άμμους ακόμα μεγαλύτερη. Τέλος, η ϕ' μειώνεται αυξανόμενης της πλευρικής πίεσης ως εξής:

| | | | |
|--|---------------------|---|----------------------------------|
| | $D_r < 0.35$ | - | $(0^\circ \text{ έως } 1^\circ)$ |
| | $0.35 < D_r < 0.65$ | - | $(2^\circ \text{ έως } 3^\circ)$ |
| | $0.65 < D_r < 0.85$ | - | $(3^\circ \text{ έως } 5^\circ)$ |
| | $D_r < 0.35$ | - | $(5^\circ \text{ έως } 8^\circ)$ |

Όσον αφορά το μέτρο παραμορφωσιμότητας αυτό εκφράζεται από την σχέση:

$$E_s = a - q_c$$

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή συσχέτισης

$a_M (D - E_s = a_M \cdot q_c)$ σύμφωνα με τα αποτελέσματα διαφόρων ερευνητών.

Πίνακας 1.6 Συσχέτιση "E_s - q_c"

| α/α | Ερευνητές - Σχέση | Τύποι κοκκωδών εδαφών στους οποίους εφαρμόζεται | Παρατηρήσεις |
|-----|---|---|---|
| 1 | Buisman (1940) $E_s = 1.5 q_c$ | Άμμος | Υπερεκτιμά τις καθιζήσεις με έναν παράγοντα περίπου δύο |
| 2 | Trofimenkov(1964) $E_s = 2.5 q_c M_c$ $E_s = 100 + 5 q_c$ | Άμμος | Κάτω όριο Μέσος όρος |
| 3 | De Beer (1963) $E_s = 1.5 q_c$ | Άμμος | Υπερεκτιμά τις καθιζήσεις με έναν παράγοντα περίπου δύο |
| 4 | Schultze & Melzer (1965) $E_s = 1 / mvs^{0.522}$ $v = 301.11 \log q_c - 382.3 p_o + 60.3 \pm 50.3$ | Ξηρά άμμος | Βασίζεται σε δοκιμές διεισδύσεως επί τόπου και εργαστηρίου, η συμπιεστότητα βασίζεται στις τιμές e , e_{max} και e_{min} . Συντελεστής συσχέτισεως = 0.778 για 90 δοκιμές, ισχύει για $P_o = 0$ έως 0.8 kg / cm^2 |
| 5 | Bachelier & Parez (1965) $E_s = \alpha \times q_c$ $\alpha = 0.8$ έως 0.9 $\alpha = 1.3$ έως 1.9 $\alpha = 3.8$ έως 5.7 $\alpha = 7.7$ | Καθαρά άμμος Ιλυώδης άμμος Αργιλώδης άμμος Μαλακή άργιλος | |
| 6 | De Beer (1965) $A = CA_{συμπ} / C_{συμπ}$ | Προφορτισμένη άμμος | C από επί τόπου δοκιμές $A_{συμπ}$ και $C_{συμπ}$ από δοκιμές συμπιεσόμετρου $C_{συμπ} = 2.3(1 + e) / C_e$ $A_{συμπ} = 2.3(1 + e) / C_e$ |

| | | | |
|----|--|--|--|
| 7 | <p>Thomas (1968)</p> $E_s = \alpha \times \alpha q_c$ <p>$\alpha = 3 \text{ έως } 12$</p> | Άμμος | <p>Βασίζεται σε δοκιμές διεισδύσεως και συμπίεσεως σε μεγάλους θαλάμους. Μικρές τιμές του α για μεγάλες τιμές του q_c αποδίδονται σε θραύση των κόκκων.</p> |
| 8 | <p>Webb (1969)</p> $E_s = 2.5(q_c + 3.2) \text{ MN/m}^2$ $E_s = 1.7(q_c + 1-6) \text{ MN/m}^2$ | Άμμος κάτω από τη στάθμη υπόγειου νερού αργιλώδης άμμος κάτω από τη στάθμη υπόγειου νερού (περιεκτικότητα αργίλου-20%) | <p>Βασίζεται σε δοκιμές περιστροφικών πλακών, συσχετίζεται καλά με τις καθιζήσεις πετρελαιοδεξαμενών</p> |
| 9 | <p>Meigh & Corbett (1969)</p> $E_s = 1 / mv = a q_c$ | Μαλακή ιλυώδης άργιλος | |
| 10 | <p>Vesic (1970)</p> $E_s = 2l(l + D^2_R) q_c$ <p>$D_r = \text{σχετ. πυκ.}$</p> | Άμμος | <p>Βασίζεται σε δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων και παραδοχές σχετικές με το πεδίο των τάσεων</p> |
| 11 | <p>Schmertmann (1970) $E_s = 2 q_c$</p> | Άμμος | <p>Βασίζεται σε δοκιμές περιστροφικής πλάκας $\Delta a = 2tsf$</p> |

| α/α | Ερευνητές - Σχέση | Τύποι κοκκωδών εδαφών στους οποίους εφαρμόζεται | Παρατηρήσεις |
|-----|--|--|--|
| | Gielly & Συνεργάτες (1969) $E_s = \alpha q_c$ Snglerat & Συνεργάτες (1972) $q_c < 7 \text{ bars } 3 < \alpha < 8$ $7 < q_c < 20 \text{ bars } 2 < \alpha < 5$ $q_c > 20 \text{ bars } 1 < \alpha < 2.5$ $q_c > 20 \text{ bars } 3 < \alpha < 6$ $q_c > 20 \text{ bars } 1 < \alpha < 6$ $q_c > 20 \text{ bars } 2 < \alpha < 6$ $q_c > 12 \text{ bars } 2 < \alpha < 8$ $q_c > 7 \text{ bars}$ | Άργιλοι μικρής πλαστικότητας (CL) Ιλύες μικρής πλαστικότητας (ML) Πολύ πλαστικές ιλύες και άργιλοι (MH, CH) Οργανικοί ιλύες (OL) | Βασίζεται σε 600 συγκρίσεις μεταξύ επί τόπου δοκιμών και εργαστηριακών δοκιμών συμπίεσομέτρου. |
| 12 | $50 < w < 100 \quad 1.5 < a < 4$ $100 < w < 200 \quad 1 < a < 1.5$ $w > 200 \quad 0.4 < a < 1$ $20 < q_c < 30 \text{ bars } 2 < \alpha < 4$ $q_c > 30 \text{ bars } 1.5 < \alpha < 3$ $q_c < 50 \text{ bars} \quad \alpha = 2$ | Τύρφη και οργανική άργιλος (Pt, OH) Χαλίκια | |

| | | | |
|----|---|---|---|
| | $q_c > 100 \text{ bars}$ $\alpha = 1.5$ $q_c > 12 \text{ bars}, w < 30\% C_c < 0.2$ $q_c > 12 \text{ bars}, w < 25\% C_c < 0.2$ $25\% < w < 25\% \quad 0.2 < C_c < 0.3$ $40\% < w < 100\% \quad 0.3 < C_c < 0.7$ $q_c < 7 \text{ bars}, 100\% < w < 130\%$ $0.7 < C_c < 1 c$ $w < 130\% \quad C_c < 1 c$ | Άμμος | |
| 13 | Bogdanovic (1973) $E_s = a q_c$ $q_c > 40 \text{ kg/cm}^3 \quad a = 1.5$ $20 < q_c < 40 \quad a = 1.5 \text{ έως } 1.8$ $10 < q_c < 20 \quad a = 1.8 \text{ έως } 2.5$ $5 < q_c < 10 \quad a = 2.5 \text{ έως } 3.0$ | Άμμοι αμμώδεις χαλίκια ιλυώδεις κεκορεσμένη άμμος Αργιλώδεις ιλύες Ιλυώδη άμμο και ιλιώδεις κορεσμένες άμμοι με ιλύ | Βασίζεται σε ανάλυση καθιζήσεων για περίοδο άνω των 10 ετών |
| 14 | Schmertmann (1974) $E_s = 2.5 q_c$ $E_s = 3.5 q_c$ | Άμμοι NC Άμμοι NC | L/B=l έως 2 αξονοσυμμετρική φόρτιση L/B≥10 φόρτιση επίπεδης παραμόρφωσης |

| | | | |
|----|--|--|--|
| 15 | <p>De Beer (1974)</p> <p>$C < 3/2 q_c / \sigma_o$</p> <p>$A > 3/2 q_c / \sigma_o$</p> <p>$E_s = 1.6 q_c$</p> <p>$E_s = 1.5 q_c, q_c > 30 \text{ kg/cm}^3$</p> <p>$E_s = 3 q_c, q_c < 30 \text{ kg/cm}^3$</p> <p>$E_s > (3/2) q_c$ ή $E_s = 2 q_c$</p> <p>$E_s = 1.9 q_c$</p> <p>$E_s = 5/2(q_c + 3200) \text{ KN/m}^2$</p> <p>$E_s = 5/3(q_c + 1600) \text{ KN/m}^2$</p> <p>$E_s = \alpha q_c, 1.5 < \alpha < 2$</p> | <p>Άμμοι NC Άμμοι OC Άμμος</p> <p>Άμμος</p> <p>Άμμος Άμμος</p> <p>Λεπτή έως μέση άμμος</p> <p>Ιλυώδεις άμμοι, PI<15%</p> <p>Άμμοι</p> | <p>Χρήση στο Βέλγιο $3 < \epsilon < 10$</p> <p>Χρήση στο Βέλγιο Χρήση στη Βουλγαρία Χρήση στην Ελλάδα Χρήση στην Ιταλία Χρήση στην Νότιο Αφρική Χρήση στη Μεγάλη Βρετανία</p> |
| 16 | <p>Trofimeknov (1974)</p> <p>$E_s = 3 q_c$</p> <p>$E_s = 7 q_c n_c$</p> | <p>Άμμοι Άργιλοι</p> | <p>Χρήση στη Ρωσία</p> |
| 17 | <p>Meyerhof (1974)</p> <p>$s = pB / 2 q_c$</p> <p>$s = \text{καθίζηση}$</p> | <p>Μη συνεκτικό έδαφος</p> | <p>Συντηρητική εκτίμηση, βασιζόμενη σε ανάλυση κατακόρυφων παραμορφώσεων</p> |
| 18 | <p>Alperstein & Leifer (1975)</p> <p>$E_s = (II \text{ έως } 22) q_c$</p> | <p>Προφορτισμένη άμμος</p> | <p>Το E_s καθορίζεται από εργαστηριακές δοκιμές σε ανασυντιθέμενα δείγματα</p> |
| 19 | <p>Veismanis (1974)</p> <p>$E_s = (3 \div II) q_c$</p> <p>$E_s = (5 \div 30) q_c$</p> | <p>Κανονικά φορτισμένη άμμος Προφορτισμένη άμμος</p> | <p>Βασίζεται σε αποτελέσματα πειραμάτων σε θάλαμο βαθμονόμησης</p> |

| | | | |
|----|--|--|--|
| 20 | Parkin et al (1980) $E_s = (3 \div 11) q_c$ | Κανονικά φορτισμένη άμμος | |
| 21 | Chapman & Donald (1981) $E_s = (3 \div 4) q_c$ $E_s = (8 \div 15) q_c$ | Κανονικά φορτισμένη άμμος. Η τιμή 3 αποτελεί κατώτατο όριο. Προφορτισμένη άμμος. Η τιμή 12 αποτελεί μέσο όρο. | |
| 22 | Baldi et al (1982) $E_s > 3 q_c$ $E_s = (3 \div 9) q_c$ | Κανονικά φορτισμένη άμμος Προφορτισμένη άμμος | |

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

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

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

όπου:

q_{ult} : Η φέρουσα ικανότητα υπό αστράγγιστες συνθήκες

c_u : Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή

P_o : Η ολική γεωστατική τάση σ_{v0} στη στάθμη θεμελιώσεων

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

Επίσης θα πρέπει να γίνουν οι παρακάτω αντικαταστάσεις:

- q_c αντί q_{ult}
- N_k αντί N_c

Οπότε η αστράγγιστη αντοχή c_u θα προκύπτει από τη σχέση:

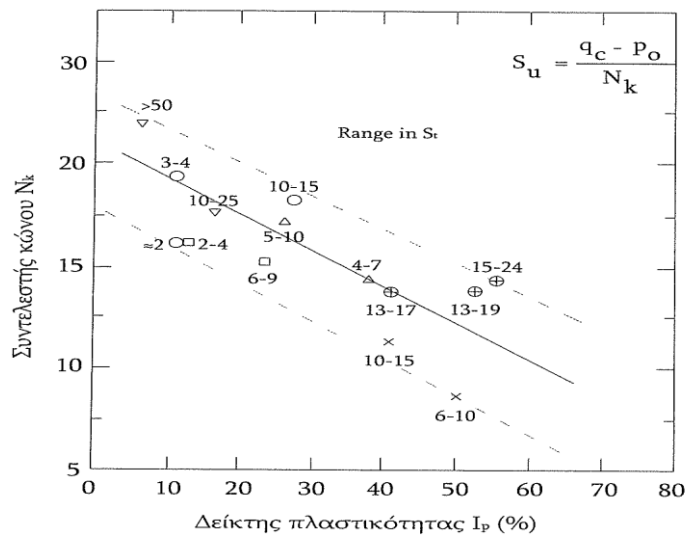
$$c_u = \frac{q_c - P_o}{N_k}$$

Στην παραπάνω αυτή σχέση q_c είναι η αντίστοιχη αιχμής του κώνου, $P_o = \sigma_{v0}$ η ολική γεωστατική τάση στη στάθμη εκτέλεσης της δοκιμής και N_k ο συντελεστής κώνου (ανάλογος του συντελεστή φέρουσας ικανότητας N_c), οποίος δεν είναι σταθερός αλλά εξαρτάται:

- από τον τύπο και το σχήμα του κώνου του πενετρομέτρου (size effects)
- από το δείκτη πλαστικότητας $PI^{0/0}$ και την ευαισθησία (st) της αργίλου (βλ. Σχ. 1.22), που προέρχεται από έρευνα των Lunne και Eide.

Η συνθήκη διακύμανσης του N_k είναι μεταξύ 10 και 30.

- από την ταχύτητα διείδυσης του πενετρομέτρου (rate effect)
- από τον λόγο προφορτίσεως (OCR) και τη δομή (macrofabric) της αργίλου
- από τυχόν ανισοτροπία της αργίλου ως προς την αντοχή, το βαθμό «γήρανση» (ageing) της αργίλου, τυχόν σιμέντρωση και το λόγο του μέτρου διάτμησης προς την αστράγγιστη αντοχή (c_u/S_u)
- την παρουσία κόκκων ιλύος ή άμμου σε διάφορα ποσοστά



Σχήμα 1.22

3.3 Γενικά σχόλια για τη δοκιμή CPT

- ❖ Η δοκιμή CPT είναι ιδιαίτερα δημοφιλής λόγω κυρίως:
 - Α της ευκολίας εκτέλεσης και ερμηνείας των αποτελεσμάτων
 - του μικρού σχετικά κόστους (δεν απαιτείται εκτέλεση γεώτρησης)
 - της δυνατότητας συνεχούς αποτύπωσης των χαρακτηριστικών του εδάφους
 - της μεγάλης εμπειρίας, η οποία έχει συσσωρευτεί σχετικά με την εκτίμηση φυσικών και μηχανικών εδαφικών στρώσεων.
- ❖ Με τις χρησιμοποιούμενες σήμερα τεχνικές, η εφαρμογή της δοκιμής περιορίζεται σε επιφανειακές αποθέσεις (έως 15-20πμ βάθος) λεπτόκοκκων εδαφών (άμμων, ιλύων, αργίλων) μέσης έως μικρής πυκνότητας και διατρητικής αντοχής.
- ❖ Κατά την εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων από αποτελέσματα δοκιμών CPT θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη:
 - ο εμπειρικός χαρακτήρας των συσχετίσεων
 - οι συσχετίσεις αυτές συνεχώς εξελίσσονται και βελτιώνονται
- ❖ Τόσο η δοκιμή SPT όσο και η CPT είναι ταχύτατες, έτσι η τιμή της αστράγγιστης διατρητικής αντοχής c_u είναι αυξημένη λόγω μεγάλης ταχύτητας φορτίσεως (rate effect).

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α – ΚΕΦΑΛΑΙΟ2

ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ

ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ

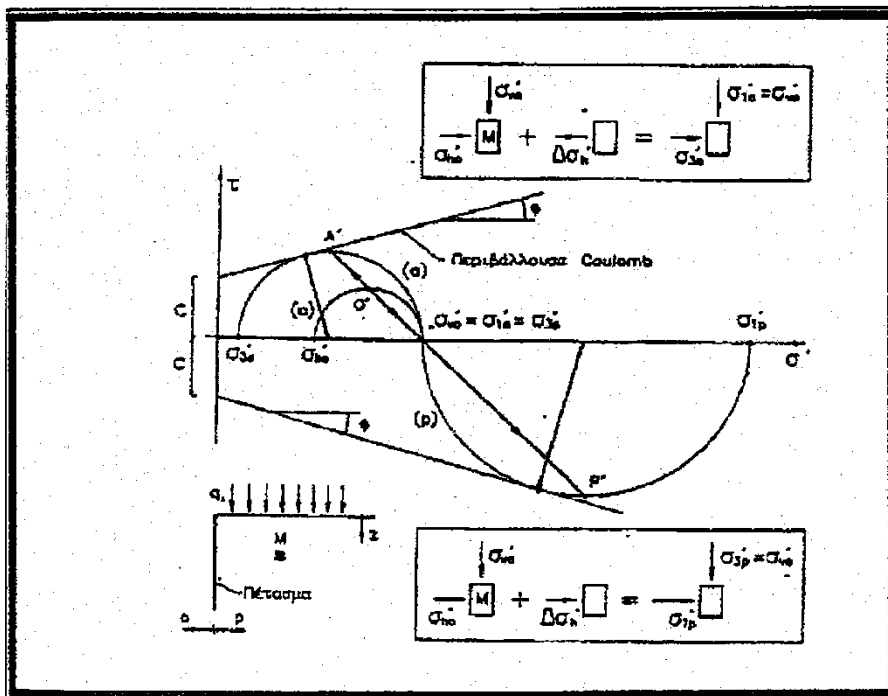
ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

2.1 Γενικευμένη θεωρία RANKINE σε έδαφος με $c=0, \phi \neq 0$ ή $c \neq 0, \phi = 0$.

Η θεωρία αυτή ισχύει:

- α) για λεία και κατακόρυφη επιφάνεια κατασκευής και αντιστήριξης ώστε να μην αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην επιφάνεια επαφής κατασκευής - εδάφους ,
- β) όταν η επιφάνεια του εδάφους είναι οριζόντια και η αρχική εντατική κατάσταση γεωστατική.

Στη γενική περίπτωση εδάφους με συνοχή και γωνία διατμητικής αντοχής (π.χ. προστερεοποιημένη άργιλος-μακροχρόνια ώθηση) η θεωρία RANKINE όπως φαίνεται και στο σχήμα προβλέπει δύο εφαπτομενικούς κύκλους προς την περιβάλλουσα Mohr-Coulomb που αντιστοιχούν στις δύο οριακές καταστάσεις ,την ενεργητική και την παθητική για πλευρική συμπίεση των γαιών με αντίστοιχη μετατόπιση $\delta = \delta_p > \delta_a$.



Εικόνα 1

Για εφαπτομενικό προς την περιβάλλουσα κύκλο ισχύει:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = [(\sigma_1 - \sigma_3)/2 + c \cdot \cos\phi] \cdot \sin\phi$$

Από την παραπάνω σχέση για μεν την ενεργητική κατάσταση προκύπτει

$$\sigma_{ho} = (1 - \sin\phi / (1 + \sin\phi)) \cdot \sigma_{vo} - 2c \cos\phi / (1 + \sin\phi)$$

Με κατάλληλο μετασχηματισμό της τελευταίας προκύπτει τελικά :

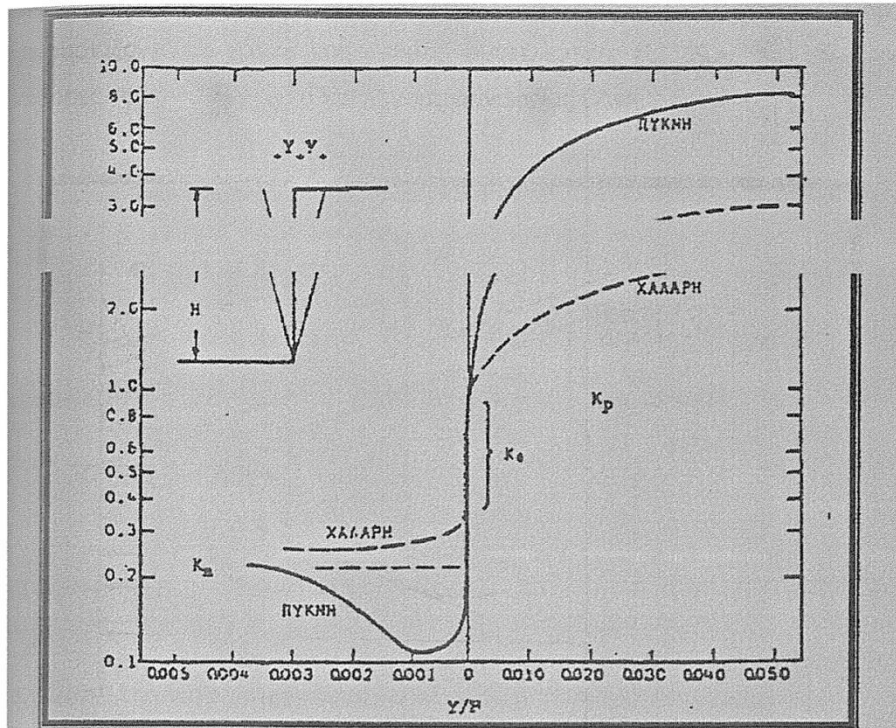
$$\sigma_{ho} = \tan^2(45 - \phi/2) - 2c \tan(45 - \phi/2)$$

Ο συντελεστής $\tan^2(45 - \phi/2)$ ονομάζεται συντελεστής πλευρικών ενεργητικών ωθήσεων κατά Rankine K_a^R . Έτσι $\sigma_{ho} = K_a^R \sigma_{vo} - 2c (K_a^R)^{0,5}$. Αντίστοιχα για την παθητική κατάσταση :

$$\sigma_{ho} = \tan^2(45 + \phi/2) + 2c \tan(45 + \phi/2)$$

Ο συντελεστής $\tan^2(45 + \phi/2)$ ονομάζεται συντελεστής πλευρικών παθητικών ωθήσεων κατά Rankine K_p^R . Έτσι $\sigma_{ho} = K_p^R \sigma_{vo} + 2c (K_p^R)^{0,5}$.

Οι απαραίτητες μετατοπίσεις δ για την επίτευξη των οριακών καταστάσεων (ενεργητικής και παθητικής) ως ποσοστό του ελεύθερου ύψους αντιστήριξης H της κατασκευής παρουσιάζονται για διαφόρους τύπους εδαφών στον ακόλουθο πίνακα 2 ενώ στο σχήμα 2 εμφανίζονται εκτός από τους οριακούς κύκλους αστοχίας ενεργητικής και παθητικής ωθήσεως και οι διευθύνσεις των επιπέδων αστοχίας και στις δύο οριακές καταστάσεις.



| Τύπος εδάφους | H/Y | |
|---------------------|---------------|----------------|
| | Ενεργός ώθηση | Παθητική ώθηση |
| Πυκνό μη συνεκτικό | 0,001 | 0,02 |
| Χαλαρό μη συνεκτικό | 0,004 | 0,06 |
| Στιφρό συνεκτικό | 0,010 | 0,02 |
| Μαλακό συνεκτικό | 0,020 | 0,04 |

Σχήμα 2 Πίνακας 2

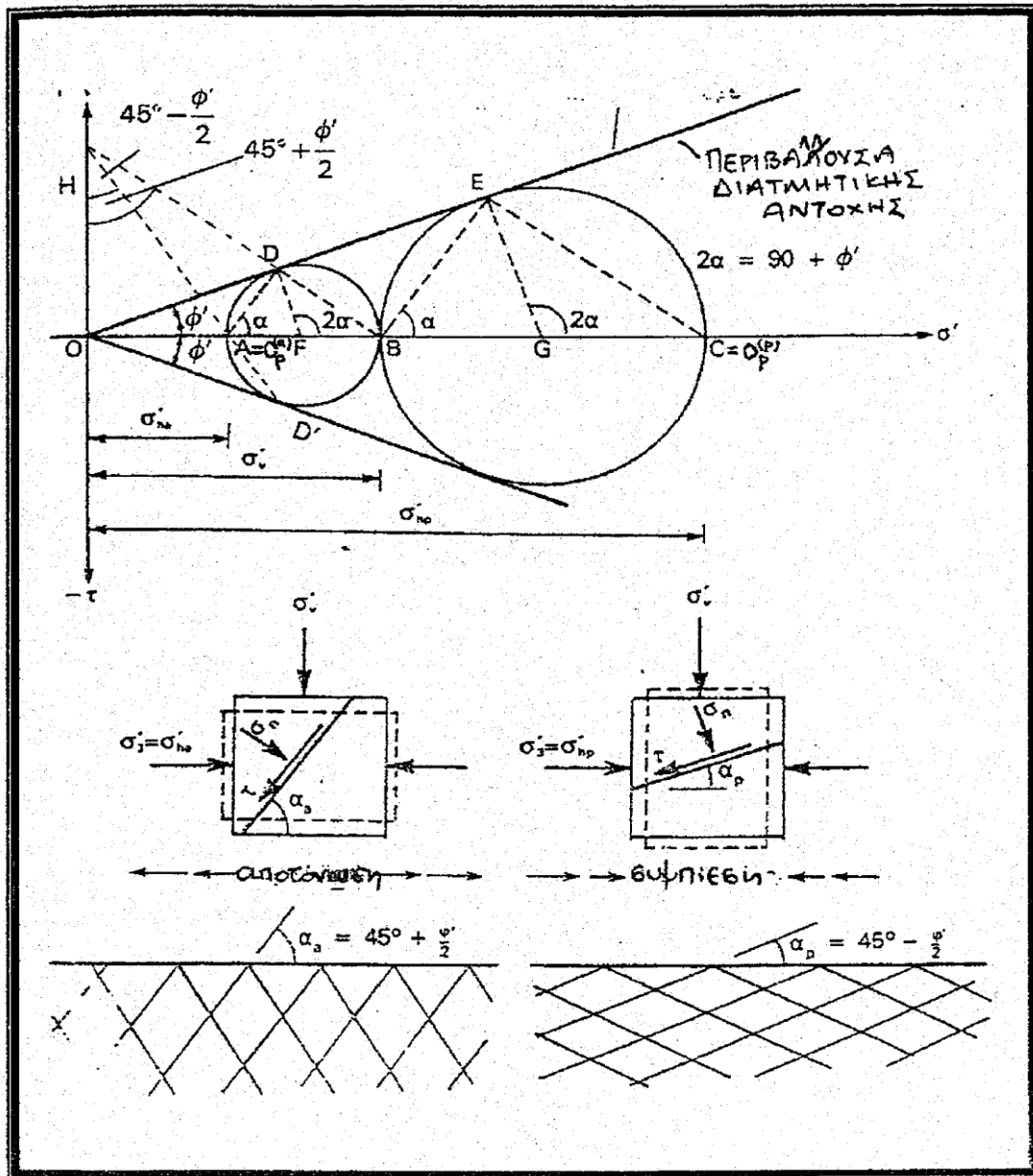
Επίσης στον πίνακα 1 εμφανίζονται οι τιμές των συντελεστών K_a^R, K_p^R για διάφορες τιμές γωνιών διατμητικής αντοχής ϕ .

Παρατίθεται επίσης ο πίνακας Bell (πίνακας 3α) στον οποίο εμφανίζονται για περίπτωση εδάφους με $c \neq 0, \phi \neq 0$ αλλά λείου τοίχου χωρίς τριβή και συνάφεια ($\delta' = 0, C_w = 0$) συντελεστές K_a, K_aC, K_p, K_{pc} , που υπεισέρχονται στις σχέσεις :

$$\sigma_{ho} = K_a * \sigma_{vo} - K_{ac} * C'$$

$$\sigma_{hp} = K_p * \sigma_{vo} - K_{pc} * C'$$

Τέλος στο σχήμα 2 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες τιμές συντελεστών K_a, K_aC, K_p, K_{pc} για διάφορες τιμές γωνιών ϕ, δ και για λόγους συνάφειας C_w/C .



Εικόνα 3

Table B.1 Coefficients of active and passive earth pressure for cohesionless soils with a vertical back of wall ($\alpha = 90^\circ$) and a horizontal surface ($\beta = 0$) in the Rankine state ($\delta' = 0$). After Rankine (1857).

| ϕ' (degrees) | K_a | K_p |
|----------------------|-------|-------|
| 10 | 0.704 | 1.420 |
| 12 | 0.656 | 1.525 |
| 14 | 0.610 | 1.638 |
| 16 | 0.568 | 1.761 |
| 18 | 0.528 | 1.894 |
| 20 | 0.490 | 2.040 |
| 22 | 0.455 | 2.198 |
| 24 | 0.422 | 2.371 |
| 26 | 0.390 | 2.561 |
| 28 | 0.361 | 2.770 |
| 30 | 0.333 | 3.000 |
| 32 | 0.307 | 3.255 |
| 34 | 0.283 | 3.537 |
| 36 | 0.260 | 3.852 |
| 38 | 0.238 | 4.204 |
| 40 | 0.217 | 4.599 |
| 42 | 0.198 | 5.045 |
| 44 | 0.180 | 5.550 |
| 46 | 0.163 | 6.126 |

Εικόνα 4

Table B.4 Coefficients of active and passive earth pressure for cohesive soils with a horizontal surface ($\beta = 0$) and no wall adhesion ($c'_w = 0$) in the Rankine state ($\delta' = 0$). After Français (1820) and Bell (1915).

| ϕ' (degrees) | Active | | Passive | |
|----------------------|--------|----------|---------|----------|
| | K_a | K_{a0} | K_p | K_{p0} |
| 0 | 1.000 | 2.000 | 1.000 | 2.000 |
| 10 | 0.704 | 1.678 | 1.420 | 2.384 |
| 12 | 0.656 | 1.620 | 1.525 | 2.470 |
| 14 | 0.610 | 1.563 | 1.638 | 2.560 |
| 16 | 0.568 | 1.507 | 1.761 | 2.654 |
| 18 | 0.529 | 1.453 | 1.894 | 2.753 |
| 20 | 0.490 | 1.400 | 2.040 | 2.856 |
| 22 | 0.455 | 1.349 | 2.198 | 2.965 |
| 24 | 0.422 | 1.299 | 2.371 | 3.080 |
| 26 | 0.390 | 1.250 | 2.561 | 3.201 |
| 28 | 0.361 | 1.202 | 2.770 | 3.329 |
| 30 | 0.333 | 1.155 | 3.000 | 3.464 |
| 32 | 0.307 | 1.109 | 3.255 | 3.608 |
| 34 | 0.283 | 1.063 | 3.537 | 3.761 |
| 36 | 0.260 | 1.019 | 3.852 | 3.925 |
| 38 | 0.238 | 0.975 | 4.204 | 4.101 |
| 40 | 0.217 | 0.933 | 4.599 | 4.289 |
| 42 | 0.198 | 0.890 | 5.045 | 4.492 |
| 44 | 0.180 | 0.849 | 5.550 | 4.712 |
| 46 | 0.163 | 0.808 | 6.126 | 4.950 |

Εικόνα 5

Table B.6 Coefficients of active earth pressure for cohesive soils with a horizontal surface ($\beta = 0$) and vertical back of wall ($\alpha = 90^\circ$), with wall friction (δ') and adhesion (c'_a), derived with no allowance for tension cracks using an extended Coulomb wedge analysis by Packshaw (1946), as quoted in CP2:1951.

| Coeff. | δ' | c'_a/c' | ϕ' | | | | | |
|----------|-----------|------------|---------|------|------|------|------|------|
| | | | 0° | 5° | 10° | 15° | 20° | 25° |
| K_a | 0 | All values | 1.00 | 0.85 | 0.70 | 0.59 | 0.48 | 0.40 |
| | ϕ' | | 1.00 | 0.78 | 0.64 | 0.50 | 0.40 | 0.32 |
| K_{ac} | 0 | 0 | 2.00 | 1.83 | 1.68 | 1.54 | 1.40 | 1.29 |
| | 0 | 1.0 | 2.83 | 2.60 | 2.38 | 2.16 | 1.96 | 1.76 |
| | ϕ' | 0.5 | 2.45 | 2.10 | 1.82 | 1.55 | 1.32 | 1.15 |
| | ϕ' | 1.0 | 2.83 | 2.47 | 2.13 | 1.85 | 1.59 | 1.41 |

Table B.7 Coefficients of passive earth pressure for cohesive soils with a horizontal surface ($\beta = 0$) and vertical back of wall ($\alpha = 90^\circ$), with wall friction (δ') and adhesion (c'_a), derived using the friction circle graphical method by Packshaw (1946), as quoted in CP2:1951.

| Coeff. | δ' | c'_a/c' | ϕ' | | | | | |
|----------|-----------|------------|---------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | | 0° | 5° | 10° | 15° | 20° | 25° |
| K_p | 0 | All values | 1.0 | 1.2 | 1.4 | 1.7 | 2.1 | 2.5 |
| | ϕ' | | 1.0 | 1.3 | 1.6 | 2.2 | 2.9 | 3.9 |
| K_{pc} | 0 | 0 | 2.0 | 2.2 | 2.4 | 2.6 | 2.8 | 3.1 |
| | 0 | 0.5 | 2.4 | 2.6 | 2.9 | 3.2 | 3.5 | 3.8 |
| | 0 | 1.0 | 2.6 | 2.9 | 3.2 | 3.6 | 4.0 | 4.4 |
| | ϕ' | 0.5 | 2.4 | 2.8 | 3.3 | 3.8 | 4.5 | 5.5 |
| ϕ' | 1.0 | 2.6 | 2.9 | 3.4 | 3.9 | 4.7 | 5.7 | |

Εικόνα 6

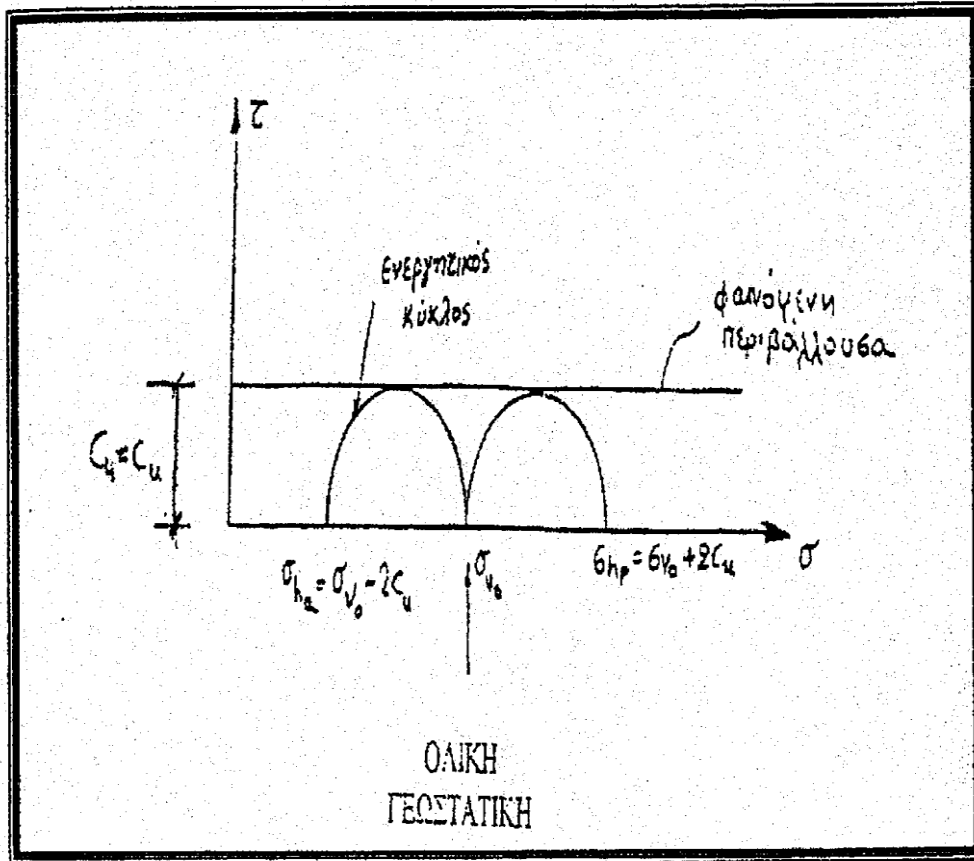
Για την περίπτωση εδαφών με $C=0$ (κοκκώδη εδάφη, μακροχρόνιες ωθήσεις σε άργιλο .αποφόρτιση ή τελείως χαλαρωμένο υλικό) ισχύουν οι σχέσεις:

$$\begin{aligned} \sigma_{ho} &= K_a \cdot \sigma'_{vo} = \tan^2(45 - \phi/2) \cdot \sigma'_{vo} \\ \sigma'_{vo} \sigma_{hp} &= K_p \cdot \sigma'_{vo} = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot \sigma'_{vo} \\ \sigma_{ho} &= K_a \cdot \sigma'_{vo} = \tan^2(45 - \phi/2) \cdot \sigma'_{vo} \\ \sigma'_{vo} \sigma_{hp} &= K_p \cdot \sigma'_{vo} = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot \sigma'_{vo} \end{aligned}$$

Επίσης εδώ θα πρέπει να τονισθεί ότι σε περίπτωση που η ενεργητική πίεση σ_{ho} προκύψει αρνητική (προφανώς για $c \neq 0$) σε όλο το αντίστοιχο ύψος διανοίγεται εφελκυστική ρωγμή μεταξύ κατασκευής αντιστηρίξεως και αντιστηριζόμενου εδάφους και επομένως θεωρητικώς αρνητικές ενεργητικές ωθήσεις δε λαμβάνονται υπόψιν στην ισορροπία, ενώ κατά τη δυσμενέστερη θεώρηση μπορεί να ληφθούν υπόψιν για την ισορροπία στο αντίστοιχο ύψος υδροστατικές πιέσεις νερού που διεισδύει στην εφελκυστική ρωγμή.

2.1.1 Επέκταση θεωρίας Rankine σε έδαφος καθαρώς συνεκτικό έδαφος($C=C_u, \phi=0$)

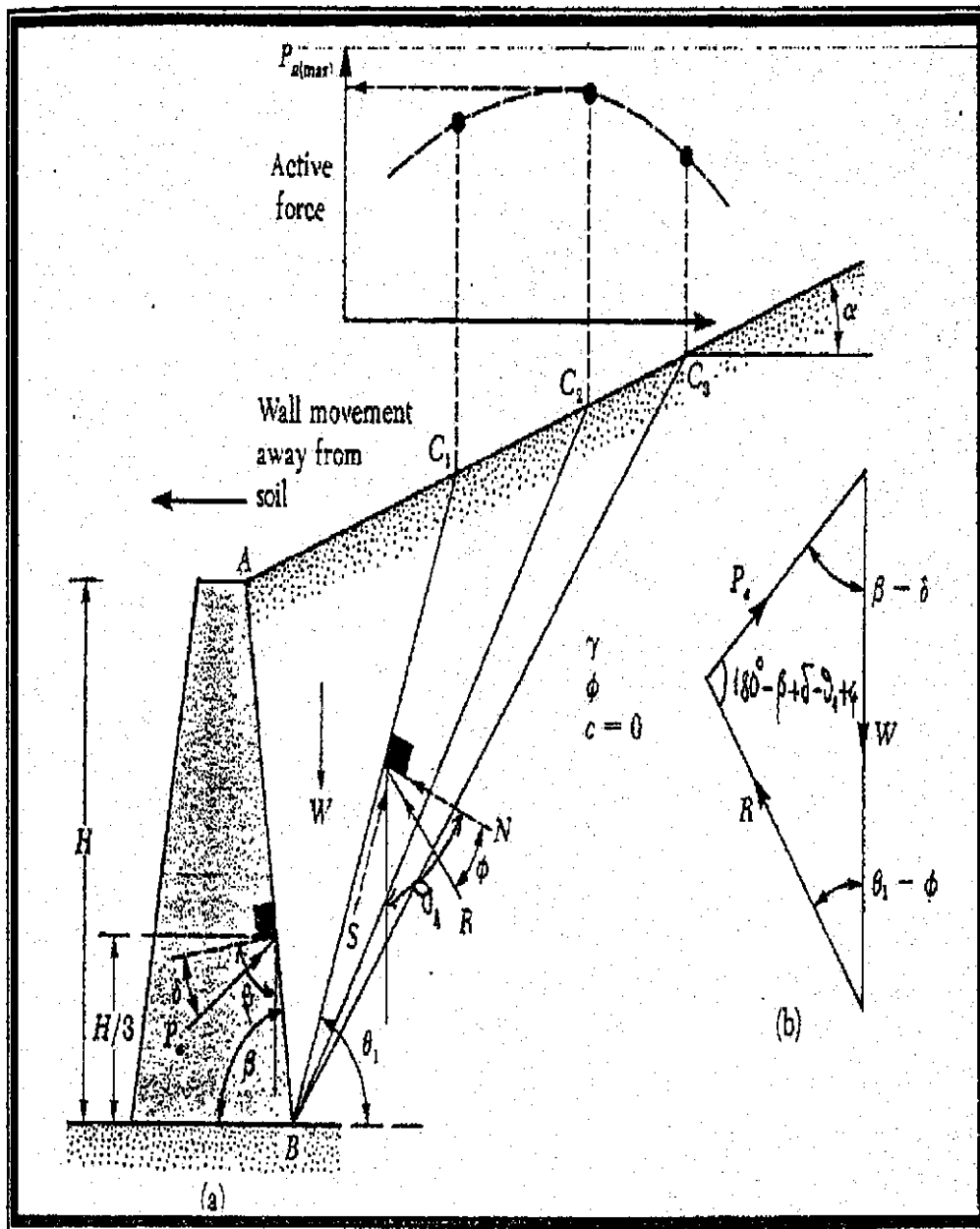
Στην περίπτωση που το αντιστηριζόμενο έδαφος μπορεί να θεωρηθεί καθαρώς συνεκτικό ($S_u = C_u, \phi = \phi_a = 0$) δηλαδή σε περίπτωση αναζήτησης βραχυπρόθεσμων ωθήσεων που ασκεί οποιαδήποτε κορεσμένη ($S_y = 100\%$) άργιλος, η θεωρία Rankine ισχύει για τη φαινόμενη περιβάλλουσα και οι κύκλοι αστοχίας αναφέρονται σε ολικές τάσεις.



Εικόνα 7

ΘΕΩΡΙΑ COULOMB

Σε περίπτωση μη λείου ($\delta \neq 0$) τοίχου για οποιαδήποτε γωνία κλίσεως της εσωτερικής παρειάς του τείχους β και της επιφάνειας του εδάφους ως προς το οριζόντιο ισχύει η διαδικασία των δοκιμαστικών πρίσματος Coulomb, η οποία απεικονίζεται για μεν την αναζήτηση του πρίσματος αστοχίας (και της αντίστοιχης θεωρίας) Ρα στην ενεργητική κατάσταση στο σχήμα 8 για δε την αναζήτηση του πρίσματος αστοχίας (και της αντίστοιχης ωθήσεως Ρρ) στο σχήμα 9. Βασική παραδοχή της θεωρίας Coulomb: ολίσθηση πρίσματος ως απολύτου στερεού σώματος επί επιπέδου επιφάνειας.

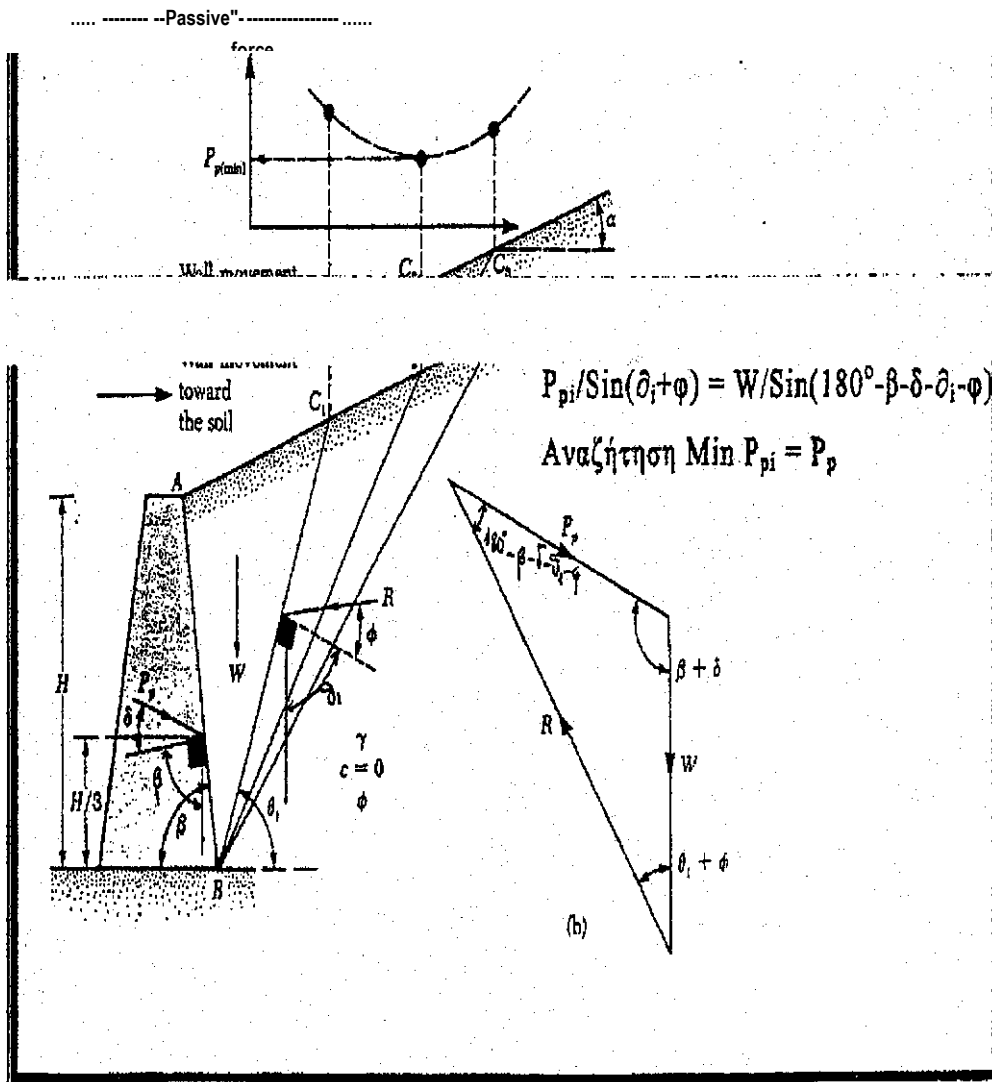


Εικόνα 8

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ: Γενικά αν η επιλεγμένη για κάθε πιθανό πρίσμα ολίσθησης γωνία $\theta_i < \phi$ δεν επέρχεται αστοχία, εφόσον ϕ είναι η γωνία φυσικού πρανούς της άμμου, συνεπώς οι επιλογές γωνιών θ_i , περιορίζονται (για την ενεργητική κατάσταση αστοχίας) σε τιμές $\theta_i > \phi$.

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

Αναζήτηση $\max = P_{ai} = P_a$



Εικόνα 9

Σε περίπτωση σταθερής κλίσεως α επιφάνειας σε μεγάλη απόσταση πίσω από τον τοίχο στον Πίνακα 10. εμφανίζονται οι γνωστές σχέσεις για τους συντελεστές ενεργητικής και παθητικής ωθήσεως κατά Coulomb K_a και K_p αντιστοίχως με χαρακτηριστικές για κάθε σχέση προσημάνσεις των γωνιών που υπεισέρχονται στους τύπους.

Με γνώση των συντελεστών K_a και K_p οι τεταγμένες των διαγραμμάτων ενεργητικής ή παθητικής ωθήσεως σε χαρακτηριστικές στάθμες i προκύπτουν από τις παρακάτω σχέσεις :

$$\sigma_{hai} = \sigma'_{vi}$$

$$\text{ή} \quad \sigma_{hi} = \sigma'_{vi}$$

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

Στη συνέχεια και αφού κατασκευασθούν τα διαγράμματα ενεργητικών ή και παθητικών ωθήσεων :

I) Τα εμβαδά των διαγραμμάτων ορίζουν το μέγεθος της συνολικής δύναμης (ενεργητικής ή παθητικής) ανά μήκος μεταξύ των αντίστοιχων σταθμών .

II) Τα κέντρα βάρους των διαγραμμάτων ορίζουν τα σημεία εφαρμογής των δυνάμεων.

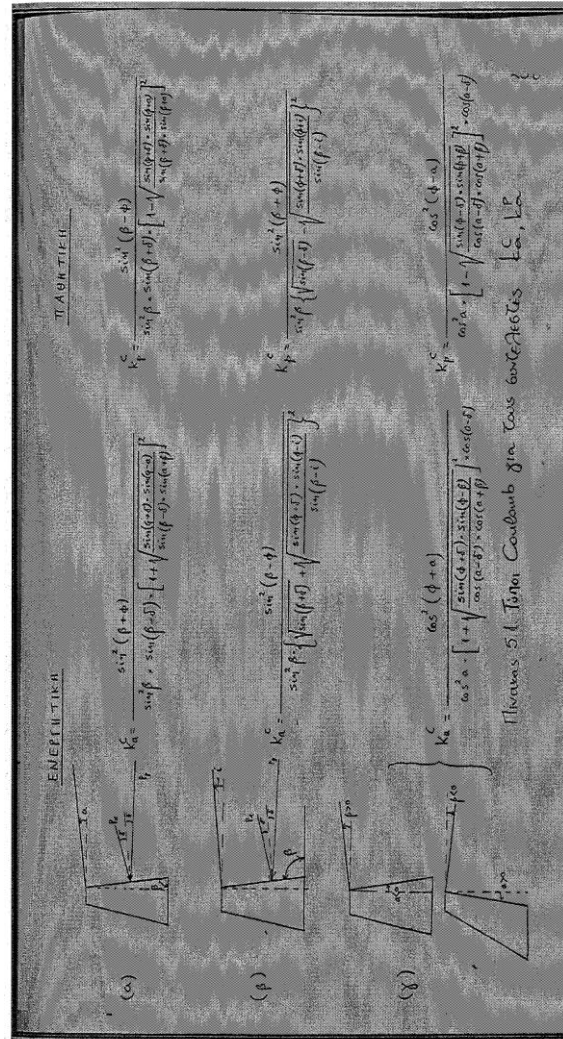
III) Στη μεν θεωρία Rankine η διεύθυνση όλων των δυνάμεων όλων των δυνάμεων είναι παράλληλη προς το φυσικό έδαφος (δηλαδή οριζόντια), ενώ στη θεωρία Coulomb η διεύθυνση της ενεργητικής ωθήσεως είναι υπό γωνία $+\delta$ (προς τα πάνω) ως προς την κάθετο στην εσωτερική επιφάνεια του τοίχου και της παθητικής ωθήσεως υπό γωνία $-\delta$ (προς τα κάτω) ως προς την 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 $K_a^c < K_a^R = \tan^2(45 - \phi'/2)$ και $K_p < K_p \tan^2(45 + \phi'/2)$ δηλαδή η θεωρία Rankine δίδει δυσμενέστερα αποτελέσματα.

Αν οι σχέσεις Coulomb για κατακόρυφο τοίχο και οριζόντιο έδαφος τεθεί και $\delta=0$ προκύπτουν :

$$K_a^c = (1 - \sin\phi') / (1 + \sin\phi') = K_a^R, \quad K_p^c = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi') \gg K_p^R$$

Δηλαδή στην περίπτωση $\beta = \alpha = \delta = 0$ οι θεωρίες ωθήσεων Rankine και Coulomb οδηγούν σε ταυτόσημα αποτελέσματα.



Εικόνα 10

Όσον αφορά τη γωνία κλίσεως θ_a του πραγματικού επιπέδου ολισθήσεως κατά την ενεργητική κατάσταση αστοχίας ως προς το οριζόντιο έχουν δοθεί στη βιβλιογραφία οι παρακάτω σχέσεις (για κατακόρυφο τοίχο):

I) Κεκλιμένη επιφάνεια εδάφους ($\beta \neq 0$), λείος τοίχος ($\delta=0$).

$$\theta_a = 0,5 * (90 + \phi - \beta + \epsilon), \text{ όπου } \epsilon = \sin(-1) (\sin \beta / \sin \phi)$$

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

$$\tan \theta_a = \tan \phi + [(1 + \tan^2 \phi) * \tan \phi - \tan \beta / \tan \phi + \tan \delta]^{(a5)}$$

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

$$\tan \theta_a = \tan \phi + [(1 + \tan^2 \phi) * \tan \phi - \tan \beta / \tan \phi + \tan \delta]^{(a5)}$$

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

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α - ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

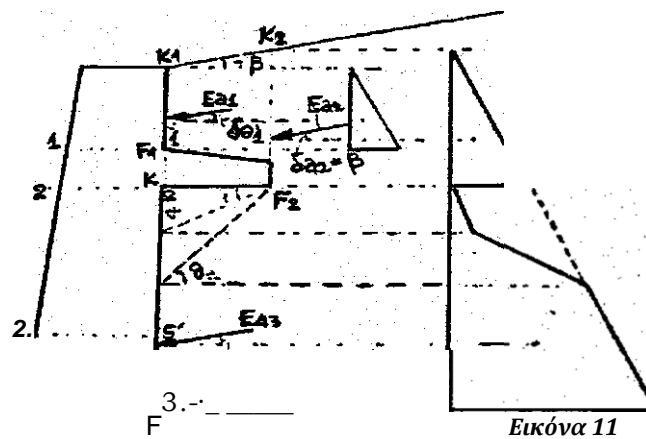
ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

3.1 ΤΟΙΧΟΙ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΜΕ ΑΝΑΚΟΥΦΙΣΤΙΚΟΥΣ ΠΡΟΒΟΛΟΥΣ

Η ευστάθεια ενός τοίχου βαρύτητας μπορεί να αυξηθεί και συγχρόνως ο τοίχος να γίνει οικονομικότερος, με την κατασκευή ενός συνεχούς προβόλου προς το μέρος των αντιστηριζόμενων γαιών.

Ο πρόβολος αυτός μειώνει την συνολική ώθηση των γαιών, δηλαδή αποφορτίζει τον τοίχο και συγχρόνως αυξάνει την ασφάλεια έναντι ανατροπής εξαιτίας της ροπής από το βάρος του πρίσματος των γαιών που βρίσκονται πάνω από αυτόν και από το ίδιο το βάρος [βλέπε σχήμα]. Ο πρόβολος στην περίπτωση αυτή είναι οπλισμένος.



Το υλικό κατασκευής του τοίχου πλην του προβόλου είναι το άοπλο σκυρόδεμα. Για έναν υπολογισμό του τοίχου με ανακουφιστικό πρόβολο απαιτούνται εκτός από τον έλεγχο σε ανατροπή και ολίσθηση της βάσης του θεμελίου και ελ ευστάθειας της περιοχής του έργου, οι έλεγχοι των αναπτυσσόμενων τάσεων στις εξής χαρακτηριστικές διατομές κατασκευής.

- > Στη διατομή 1-1 [βλέπε σχήμα] για την συνισταμένη της ενεργούς ωθήσεως, E_{a1} και του βάρους του τοίχου πάνω από τη διατομή 1-1 (πάντα μελετάμε ένα πρίσμα τοίχου, μήκους $b=1,0m$).
- > Στη διατομή 2-2 για την συνισταμένη της e_n ωθήσεως E_{a2} του βάρους κατασκευής πάνω από τη διατομή 2-2 και του βάρους του πρίσματος των γαιών μεταξύ των F_i K_i και **F2 K2**. Στο τμήμα **F2 K2** η ώθηση E_{a2} ασκείται με κλίση $\delta_{a2}=\beta$ (κατασκευή Rankine).
- > Στη διατομή 3-3 για την συνισταμένη των δυνάμεων E_{a2} , E_{a3} του βάρους ολόκληρου του τοίχου αντιστηρίξεως και του βάρους του πρίσματος των γαιών μεταξύ F_i K_i και **F2 K2**.

Οι ωθήσεις εφαρμόζονται χωρίς μείωση σ' ένα τμήμα της FK, κάτω από το σημείο εκείνο στο οποίο η ευθεία που αρχίζει από το σημείο **F2** και έχει κλίση θ_0 , τέμνει την FK. Έτσι δημιουργείται μία «σκιά» ωθήσεως λόγω του ανακουφιστικού προβόλου. Η γωνία θα εξαρτάται από τις γωνίες ϕ , δ_{a1} , δ_{a3} και β και δίδεται από την σχέση:

$$\epsilon\phi\theta_0 = \epsilon\phi\phi + \sqrt{\frac{(1 + \epsilon\phi^2\phi)(\epsilon\phi\phi - \epsilon\phi\beta)}{\epsilon\phi\delta_{a1}\epsilon\phi\phi}}$$

όπου οι γωνίες β και δ_{a1} τίθενται προσημασμένες.

Η σχέση (1) ισχύει για την γωνία κλίσεως της κυρίας επιφάνειας ολισθήσεως της ενεργητικής κατάστασης ενός ενιαίου στρώματος εδάφους με ή χωρίς επιφόρτιση ανεξάρτητα από την συνοχή c .

- > Στη διατομή 4-4 για την ροπή πακτώσεως που προκαλεί το ίδιο βάρος του προβόλου, το βάρος του πρίσματος των γαιών μεταξύ των F_i K_i και **F2 K2** και η συνιστώσα $E_{a2y} = E_{s2}$ * $\delta_{i\beta}$. Σημειώνουμε εδώ ότι η ώθηση E_{s2} ασκείται επί της επιφάνειας **F2**
- > Στη διατομή 5-5 «πακτώσεως» του προβόλου θεμελίου. Οι επιτρεπόμενες τάσεις επινοήσεως του άοπλου σκυροδέματος έχουν προαναφερθεί στους τοίχους βαρύτητας (έλεγχος φέρουσας ικανότητας). Για λεπτά άοπλα στοιχεία οι επιτρεπόμενες αυτές τάσεις μειώνονται διαιρούμενες με τον ακόλουθο συντελεστή α λόγω του κινδύνου λυγισμού.

Οι προϋποθέσεις ώστε να ισχύει η ανάλυση των Mononobe - Okabe είναι :

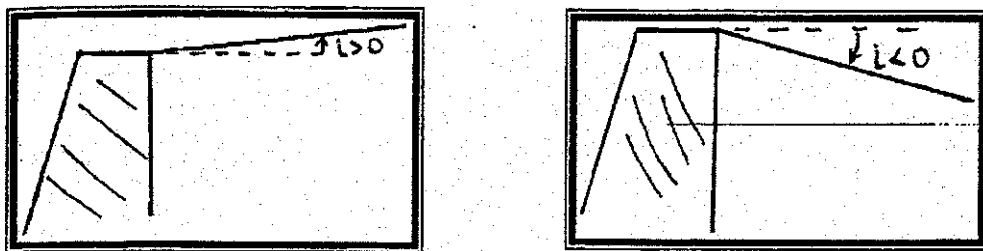
- i. Ότι ο τοίχος υποχωρεί αρκετά ώστε το αντιστηριζόμενο έδαφος να φθάσει στην κατάσταση ενεργητικής αστοχίας,
- ii. Ότι κατά την αστοχία έχει ενεργοποιηθεί πλήρως η διατρητική αντοχή επί του επιπέδου ολίσθησης,
- iii. Ότι το πρίσμα ολισθαίνει ως απολύτως στερεό σώμα και η επιτάχυνση κατανέμεται ομοιόμορφα σε όλη τη μάζα ,έτσι ώστε να μπορεί να αντιπροσωπευτεί από τις δύο αδρανειακές δυνάμεις $K_h W$ και $K_v W$,που εφαρμόζονται στο κέντρο βάρους του (με K_h , K_v την οριζόντια και κατακόρυφη αντιστοίχως συνιστώσα της σεισμικής επιτάχυνσης στη βάση του τοίχου). Ότι η κλίση της εδαφικής επιφάνειας είναι σταθερή σε μεγάλη απόσταση πίσω από τον τοίχο (άρα όλα τα πιθανά πρίσματα ολίσθησης είναι τριγωνικά). Οι Mononobe - Okabe κατέληξαν στις ακόλουθες σχέσεις που παρέχουν συντελεστές ενεργητικής και παθητικής ωθήσεως ,οι οποίοι εφαρμόζονται σε περίπτωση σεισμικής φόρτισης :

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

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

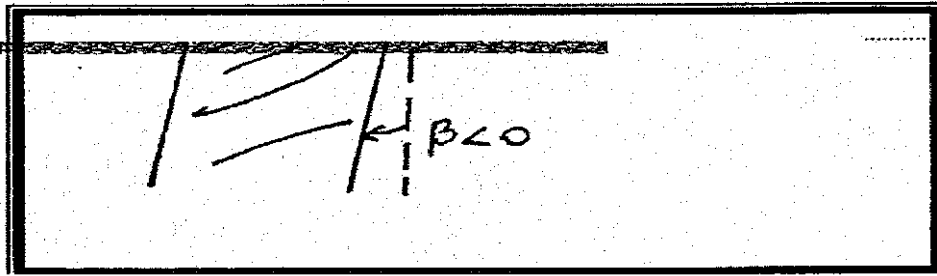
Στους παραπάνω τύπους είναι :

- φ : γωνία διατρητικής αντοχής του υλικού επιχώσεως
- δ : γωνία τριβής τοίχου-υλικού επιχώσεως
- i : κλίση της εδαφικής επιφάνειας ως προς την οριζόντιο με την προσήμανση του Σχήματος.



Εικόνα 13

- β : γωνία κλίσεως της εσωτερικής παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφο του σχήματος :



Εικόνα 14

- $\theta : \tan^{-1} k_h / (1-K_v)$
- k_h : η οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής επιτάχυνσης / g
- k_v : η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής επιτάχυνσης / g

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό οι οικισμοί του Ελληνικού χώρου κατατάσσονται σε χάρτη με τέσσερις (4) ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (I έως IV) , που παρουσιάζεται στον πίνακα στο τέλος του κεφαλαίου. Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζεται η σεισμική επιτάχυνση α που αντιστοιχεί σε καθεμιά από τις τέσσερις ζώνες επικινδυνότητας ,ενώ ακολουθεί απόσπασμα του Ε.Α.Κ. 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 τοίχος αντιστήριξης μπορεί να υποστεί πλευρική μετακίνηση $200 \cdot \alpha = 200 \cdot 0,24 \text{mm} = 5 \text{cm}$ και για το λόγο αυτό στους υπολογισμούς ελήφθη υπόψιν η τιμή $q_w = 1,50$

| Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας | I | II | III | IV |
|--------------------------------|------|------|------|------|
| α | 0,12 | 0,16 | 0,24 | 0,36 |

πλευρική μετακίνηση $200 \cdot \alpha = 200 \cdot 0,24 \text{ mm} \sim 5 \text{cm}$ και για το λόγο αυτό στους υπολογισμούς ελήφθη υπόψιν τιμή $q_w = 1,50$.

Τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακινήσεως ή και παραμορφώσεως

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 των Monopobe - Okabe ,δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση $a_h \cdot W$ και πρόσθετη κατακόρυφη δράση $a_v \cdot W$ στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος W .

Ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής απ λαμβάνεται από τη σχέση :

$$a_h = \alpha / q_w$$

όπου α : ανηγμένη σεισμική συμπεριφορά του εδάφους

q_w :συντελεστής συμπεριφοράς που έχει τις ακόλουθες τιμές

| ΤΥΠΟΣ ΤΟΙΧΟΥ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ |
|---|-------------|
| Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300*a(mm) | 2,00 |
| Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200*a(mm) | 1,50 |
| Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους | 1,20 |
| Εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους | 1,00 |
| Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες) | 0,70 |

| 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 |
| ΑΝΔΡΙΤΣΑΓΓΙΑ | 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 |
| ΕΛΛΑΣΣΩΝ | 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 |
| ΔΕΥΚΑΔΑ | 102 | IV |
| ΔΕΧΑΙΝΑ | | III |
| ΔΕΩΝΙΔΙΟΝ | 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 |
| ΠΟΔΥΓΥΡΟΣ | 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 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α - ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

**ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΓΕΝΙΚΗΣ
ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ**

ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΓΕΝΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΚΥΚΛΟΥΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

4.1 Έλεγχος θραύσης εδάφους (φέρουσας ικανότητας)

4.1.1 Κατανομή πιέσεων επαφής

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

$$\xi = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{\Sigma M_{\epsilon\upsilon\sigma\tau} - \Sigma M_{\alpha\nu\alpha\tau\rho}}{\Sigma G_i + \Sigma P_{\alpha\nu\tau}}$$

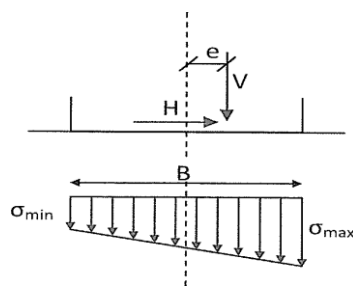
Στη συνέχεια υπολογίζεται η εκκεντρότητα e , από τη σχέση:

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

Διακρίνουμε τις εξής περιπτώσεις:

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

Η συνιστάμενη βρίσκεται εκτός του κεντρικού τρίτου της βάσης της θεμελίωσης και γίνεται παραδοχή αδρανούς περιοχής πλάτους $(B-3\xi)$. Η κατανομή πιέσεων επαφής είναι τριγωνική, όπως φαίνεται στο Σχ. 4.1.

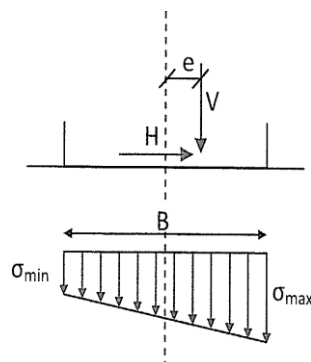


Σχήμα 4.1

Κατανομή πιέσεων επαφής

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

Η συνιστάμενη βρίσκεται ενός του κεντρικού τρίτου της βάσης της θεμελίωσης και οι θλιπτικές ακραίες τάσεις είναι ομόσημες. Η κατανομή πιέσεων επαφής είναι τραπεζοειδής, όπως φαίνεται στο Σχ. 4.2.



Σχήμα 4.2

Κατανομή πιέσεων επαφής

4.1.2 Αναλυτικός έλεγχος της φέρουσας ικανότητας για μονόστρωτο σύστημα

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

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

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

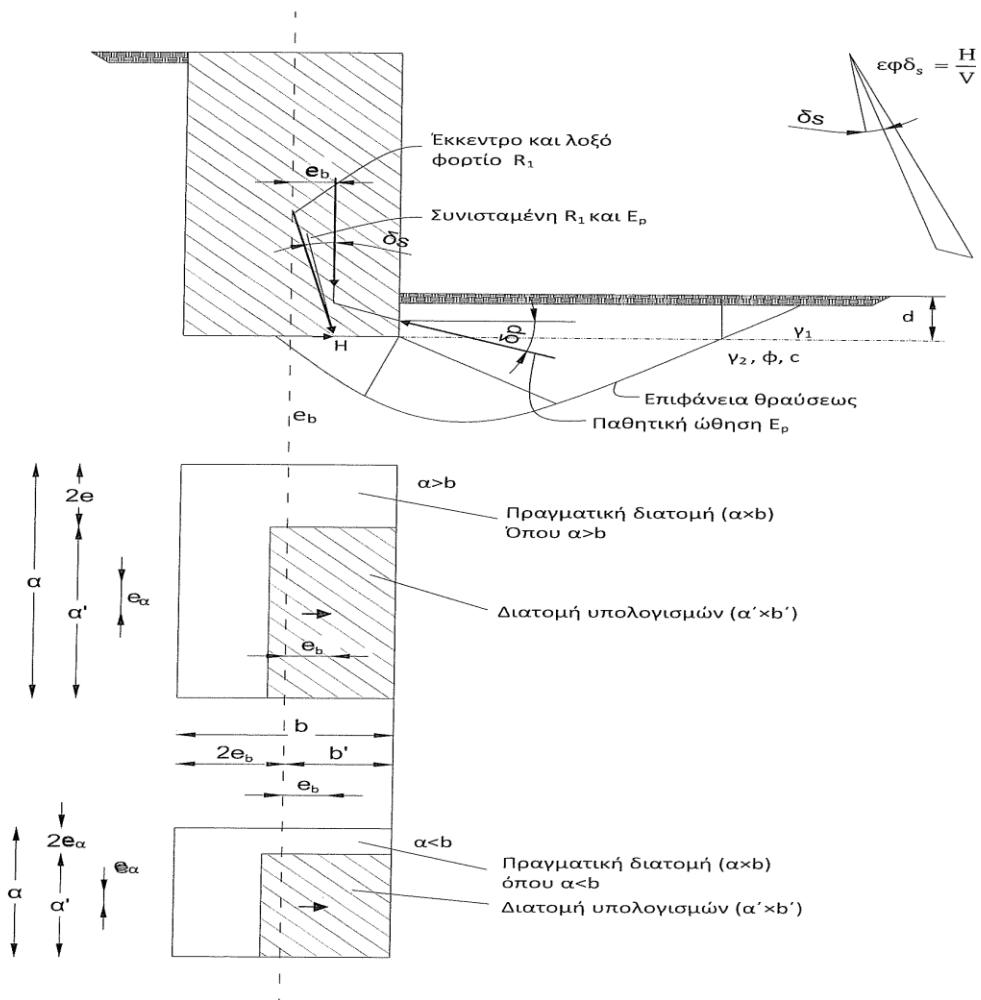
Οι βασικές παραδοχές και οι επεξηγήσεις των συμβολισμών, αναλύονται παρακάτω:

Θεμέλιο: Ορθογωνικό $B \times L$, όπου $B < L$

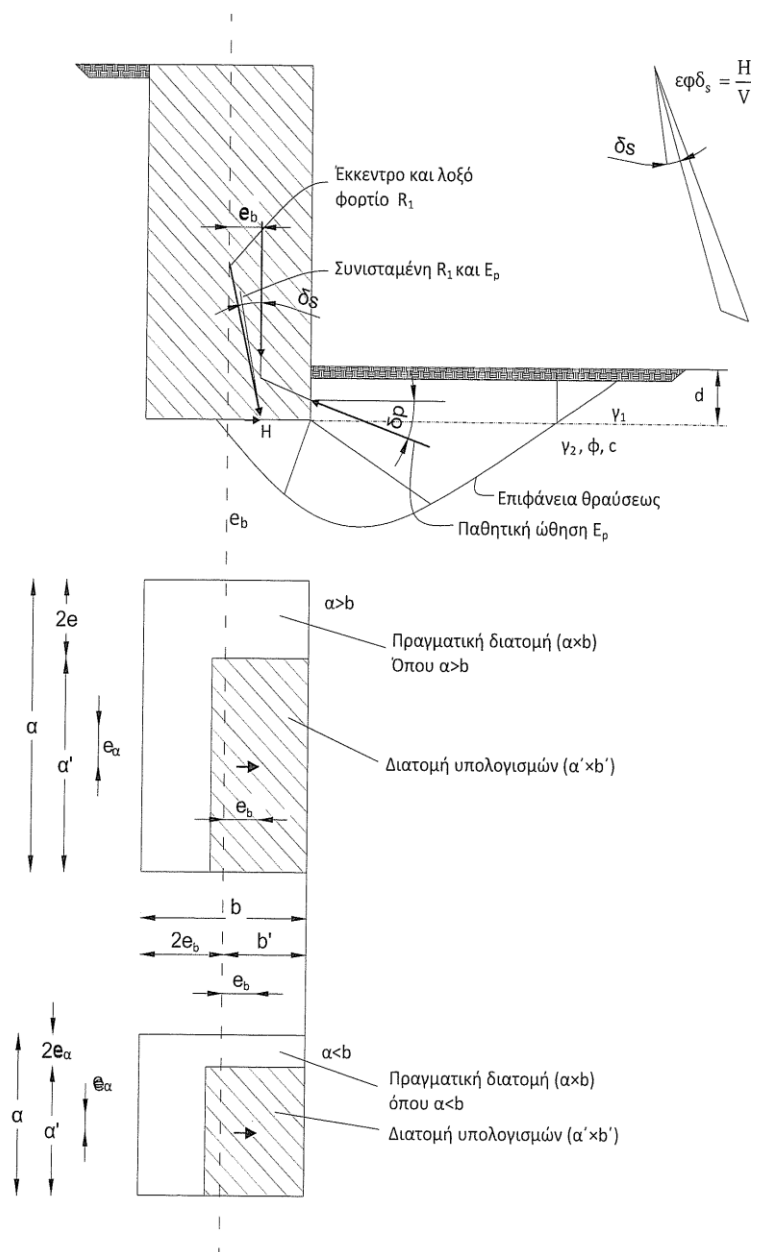
Έδαφος: Ομοιογενές

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

N_c, N_q, N_{γ} : Συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία εσωτερικής τριβής του κάτω μέρους της επιφάνειας έδρασης του εδάφους. Προκύπτουν από τους παρακάτω αναλυτικούς τύπους ή πίνακες:



Σχήμα 4.3 Κατά προσέγγιση επιφάνεια ολισθήσεως



Πίνακας 4.1

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

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

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

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

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

γ_1 : Φαινόμενο βάρος του εδάφους άνω της επιφάνειας εδράσεως.

γ_2 : Φαινόμενο βάρος του εδάφους κάτω από την επιφάνειας εδράσεως που αντιστοιχεί σε ενεργές τάσεις.

c: Συνοχή του κάτω μέρους της επιφάνειας του εδάφους.

d: Βάθος θεμελίωσης.

B': Μειωμένο πλάτος θεμελίωσης κατά τη διεύθυνση της εκκεντρότητας B,

σύμφωνα με τη σχέση:

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

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

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

S_c, S_q, S_γ : Συντελεστές σχήματος πέλδλου (κατά Vesic, 1975) που δίνονται από τις σχέσεις:

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

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

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

όπου $B' < L'$

b_c, b_q, b_γ : Συντελεστές λοξότητας βάσης πέλδλου (κατά Vesic, 1975) που δίνονται από τις σχέσεις:

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

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

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

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

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

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

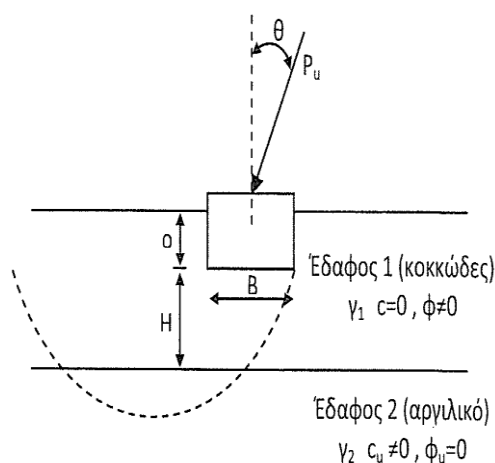
$$\text{Για } \varphi=0: i_\gamma = i_q = 1 \text{ και } i_c = 1 - \frac{2 \cdot V_u \cdot \tan \theta}{(\pi + 2) \cdot c \cdot B' \cdot L'}$$

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

Η περίπτωση αφορά την έδραση του θεμελίου στη λύση της προφόρτισης για τη βελτίωση της 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. 3.4), με βάση τη σχέση:

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



Σχήμα 4.4 : Έλεγχος φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof-Hanna

Όπου: $B' = B - 2 \cdot e_k$

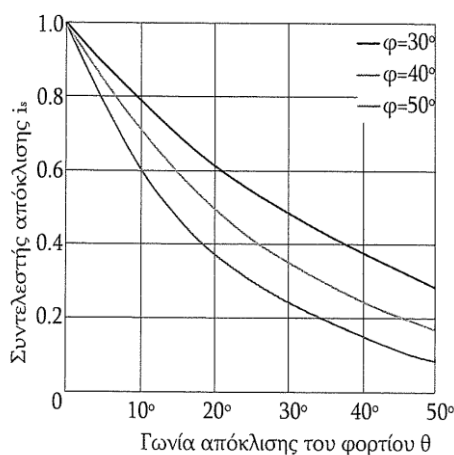
P_{u1} : η φέρουσα ικανότητα κατά DIN 4017 για έδραση του θεμελίου στην υπερκείμενη μη συνεκτική στρώση (θεωρούμενη μεγάλου πάχους).

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

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

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

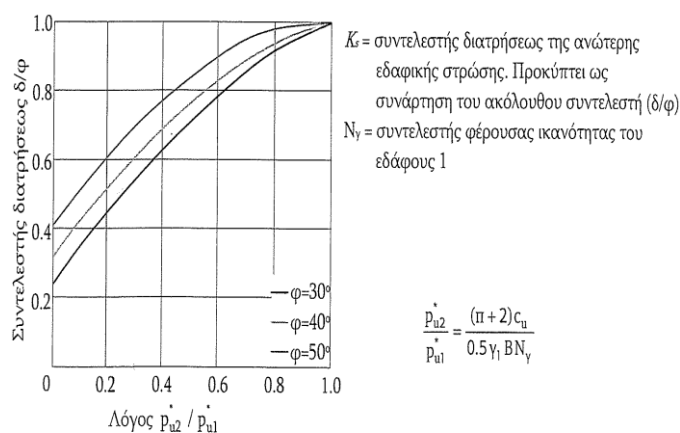
Ο συντελεστής απόκλισης i_s , προκύπτει από το παρακάτω σχήμα (Σχ. 4.5) συναρτήσει της συνισταμένης ως προς την κατακόρυφο γωνίας θ και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ .



Σχήμα 4.5 Συντελεστής απόκλισης i_s συναρτήσει της συνισταμένης ως προς την κατακόρυφο γωνίας θ και της γωνίας εσωτερική τριβής ϕ .

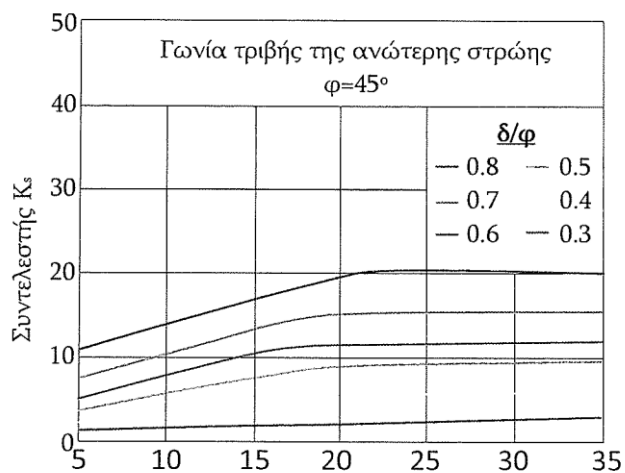
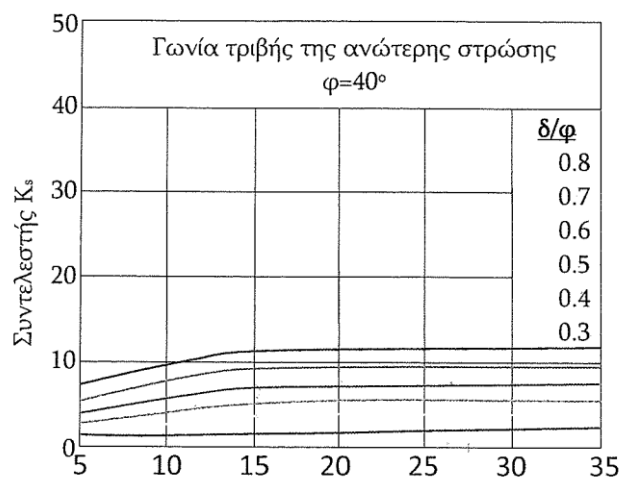
Ο συντελεστής K_s προσδιορίζεται ως εξής:

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 σχήμα (Σχ. 4.6)



Σχήμα 4.6 Τιμές λόγου δ/ϕ

Με γνωστή την τιμή ϕ , τη τιμή δ/ϕ καθώς και την τιμή της c_u , προσδιορίζεται ο συντελεστής K_s από τα παρακάτω διαγράμματα (Σχ. 4.7).



Σχήμα 4.7 Τιμές συντελεστή K_s

4.2. Έλεγχος γενικότερης ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης

α. Γενικά

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

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

Συγκεκριμένα, στη γενική περίπτωση πρανούς με υδατική ροή η τυχούσα (η -οστή) λωρίδα ισορροπεί υπό την επίδραση των ακόλουθων δυνάμεων. (Σχ. 4.8).

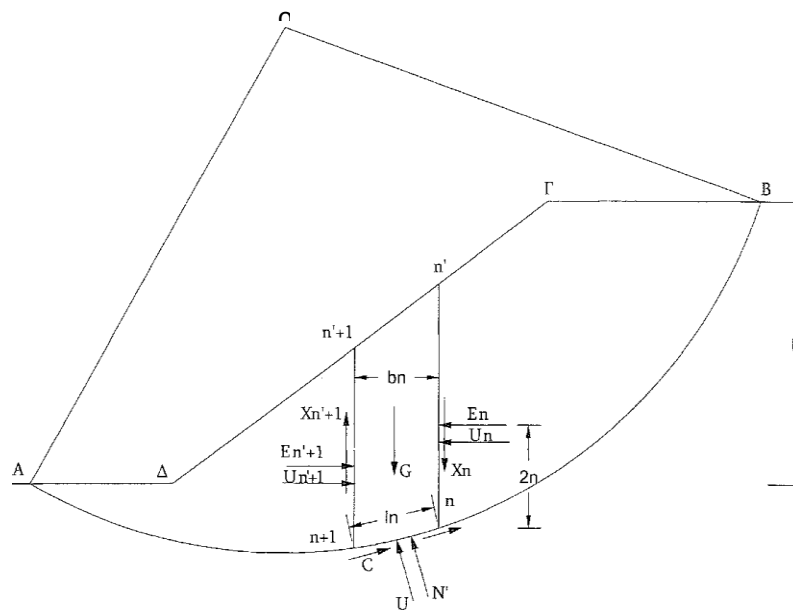
α) Του βάρους της G

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

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

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

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



Σχήμα 4.8

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

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

1. Η ορθή δύναμη N' (η δυνάμεις συνολικά).
2. ο συντελεστής ασφαλείας v (ένας αριθμός) του πρανούς έναντι ολισθήσεως ο οποίος επιτρέπει τον συσχετισμό μεταξύ των ορθών και διατρητικών δυνάμεων N' και F στα τόξα.
3. οι ορθές δυνάμεις E_i στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων ($n-1$) δυνάμεις.
4. οι σχέσεις μεταξύ των ορθών και διατρητικών δυνάμεων E_i και X_i , στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων, ή αλλιώς οι διατρητικές δυνάμεις X_i ; στις διαχωριστικές επιφάνειες ($n-1$ δυνάμεις).
5. Η απόσταση X_1 του σημείου εφαρμογής της δύναμης N' (η συνολικά αποστάσεις).
6. οι αποστάσεις ζ των σημείων εφαρμογής των δυνάμεων E_1 , X_i ; ($n-1$ αποστάσεις).

Συνολικός αριθμός αγνώστων:

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

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

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

6. Η Μέθοδος Bishop

Η μέθοδος Bishop διαφοροποιείται από την συμβατική μέθοδο ως προς τον τρόπο άρσης της στατικής αοριστίας κατά τον υπολογισμό της δυνάμεως N_i . Αντί να αγνοεί τελείως την επιρροή των δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων E_i , X_i εξετάζει τη v ισορροπία της λωρίδας κατά την κατακόρυφη οπότε εξαλείφονται οι δυνάμεις E_i και προκύπτει (Σχ. 4.9):

$$G_i + (X_i - X_{i+1}) - N_i \sin \alpha_1 - S_i \cdot \eta \mu \alpha_1 = 0 \quad (4.1)$$

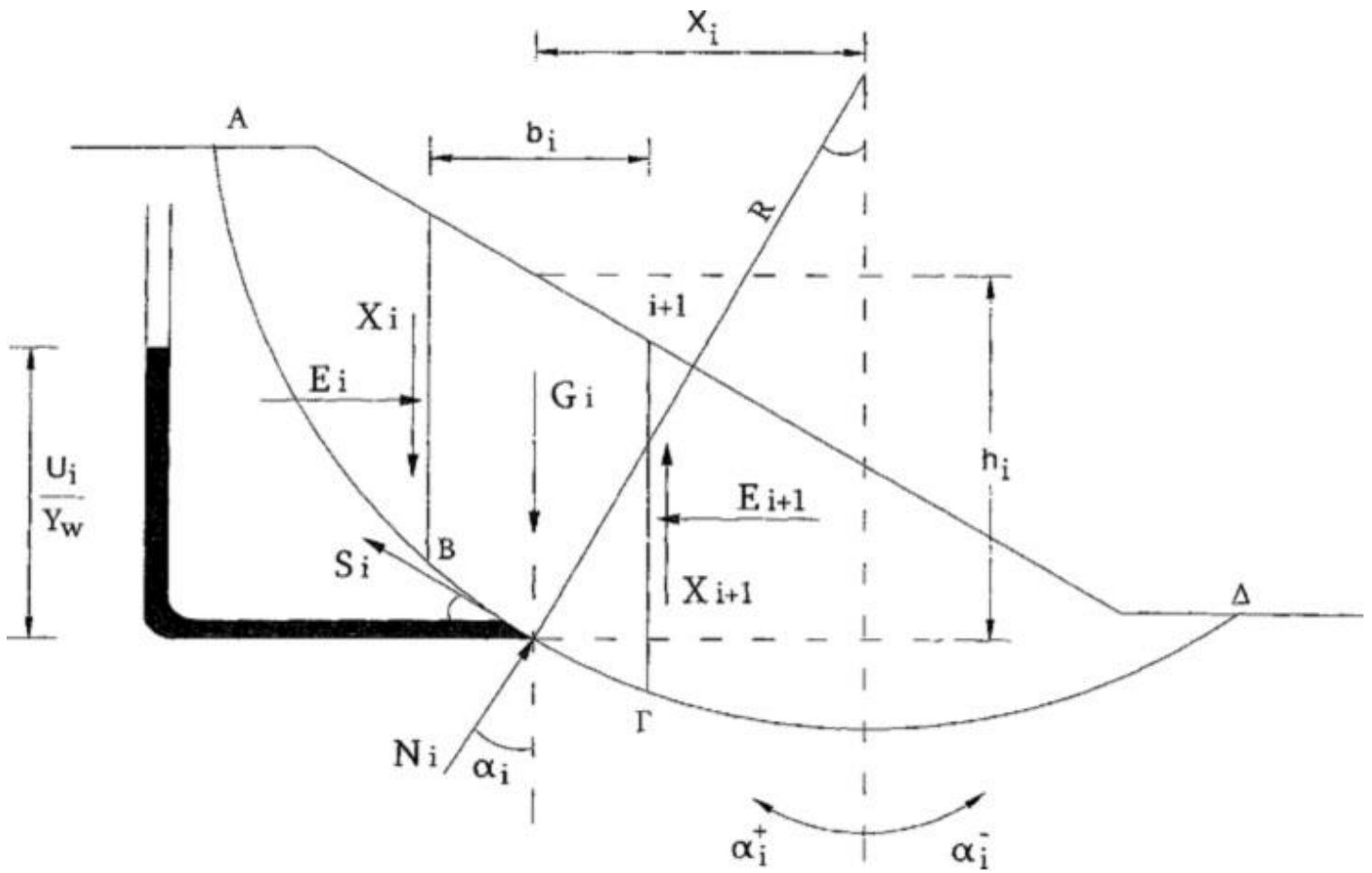
ή

$$G_i + (X_i - X_{i+1}) - N_i \sin \alpha_1 - S_i \cdot \eta \mu \alpha_1 \quad (4.2)$$

$$\text{Είναι όμως } S_i = \frac{\tau_i}{v} I_i \quad (4.3)$$

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

$$\tau_i = c_i + (\sigma_i - u_i) \epsilon \phi \phi_i \quad (4.4)$$



Σχήμα 4.9 Μέθοδος Bishop

Από τις σχέσεις (4.2), (4.3) και (4.4) προκύπτει:

$$N_i \sigma_{\alpha_i} + \frac{1}{v} \cdot [c'_i I_i + (N_i - u_i I_i) \epsilon \phi \phi'_i] \eta \mu \alpha_i = G_i + (X_i - X_{i+1})$$

ή

$$N_i \sigma_{\alpha_i} + \frac{c'_i I_i \eta \mu \alpha_i}{v} + \frac{N_i}{v} \cdot \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i - \frac{u_i I_i}{v} \cdot \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i = G_i + (X_i - X_{i+1}) \quad (4.5)$$

$$N_i \left(\sigma_{\alpha_i} + \frac{\epsilon \phi \phi'_i \eta \mu \alpha_i}{v} \right) = G_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c'_i I_i \eta \mu \alpha_i}{v} + \frac{u_i I_i \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v}$$

ή τελικώς

$$N_i = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \left[\frac{c'_i \eta \mu \alpha_i}{v} - \frac{u_i \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} \right]}{\sigma_{\alpha_i} + \frac{\epsilon \phi \phi'_i \eta \mu \alpha_i}{v}} \quad (4.6)$$

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

$$= \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \left[\frac{c'_i \eta \mu \alpha_i}{v} - \frac{u_i \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v} \right] - u_i I_i \sigma \upsilon \nu \alpha_i - \frac{u_i I_i \epsilon \phi \phi'_i \cdot \eta \mu \alpha_i}{v}}{\sigma \upsilon \nu \alpha_i + \frac{\epsilon \phi \phi'_i \eta \mu \alpha_i}{v}} \quad (4.7)$$

ή

$$P'_i = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \left[\frac{c'_i \eta \mu \alpha_i}{v} + u_i \sigma \upsilon \nu \alpha_i \right]}{\sigma \upsilon \nu \alpha_i + \frac{\epsilon \phi \phi'_i \eta \mu \alpha_i}{v}} \quad (4.8)$$

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

$$\sum G_i X_i = \sum S_i R = \sum \frac{r_i I_i}{v} R \quad (4.9)$$

Από την οποία βάσει και των σχέσεων (4.8), (4.9):

$$v = \frac{\sum [c'_i I_i + (P_i - u_i I_i) \epsilon \phi \phi'_i]}{\sum G_i \eta \mu \alpha_i} = \frac{\sum (c'_i I_i + P'_i \epsilon \phi \phi'_i)}{\sum G_i \eta \mu \alpha'_i} \quad (4.10)$$

Με αντικατάσταση της τιμής P'_i από την σχέση (4.8) στην προκύπτει:

$$v = \frac{I}{\sum G_i \eta \mu \alpha_i} \cdot \sum (c'_i I_i) + \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \left(\frac{c'_i \eta \mu \alpha_i}{v} + u_i \sigma \upsilon \nu \alpha_i \right)}{\sigma \upsilon \nu \alpha_i + (I/v) \epsilon \phi \phi'_i \eta \mu \alpha_i} \epsilon \phi \phi'_i \quad (4.11)$$

ή με αντικατάσταση

$$I = \frac{b_i}{\sigma \upsilon \nu \alpha_i} = b_i \tau \epsilon \mu \alpha_i \quad (4.12)$$

Η σχέση 11 γίνεται:

$$v = \frac{I}{\sum G_i \eta \mu \alpha_i} \cdot \sum (c'_i b_i \tau \epsilon \mu \alpha_i) + \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - u_i b_i - \frac{c'_i I_i \eta \mu \alpha_i}{v}}{\sigma \upsilon \nu \alpha_i (I + (I/v)) \epsilon \phi \phi'_i \epsilon \phi \alpha_i} \epsilon \phi \phi'_i \quad (4.13)$$

ή

$$v = \frac{I}{\sum G_i \eta_i a_i} \cdot \sum \left[c_i' b_i \cdot \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - u_i b_i - \frac{c_i' I_i \eta_i a_i}{v}}{I + (I/v) \epsilon \phi \phi_i' \epsilon \phi a_i} \epsilon \phi \phi_i' \right] + \tau \epsilon \mu a_i$$

$$v = \frac{I}{\sum G_i \eta_i a_i} \cdot \sum \left[c_i' b_i + \frac{c_i' b_i \epsilon \phi \phi_i' \epsilon \phi a_i}{v} + (G_i + X_i - X_{i+1} - u_i b_i) \epsilon \phi \phi_i' - \frac{c_i' b_i \epsilon \phi \phi_i' \epsilon \phi a_i}{v} \right]$$

$$\cdot \frac{\tau \epsilon \mu a_i}{I + \frac{I}{v} \epsilon \phi \phi_i' \epsilon \phi a_i} \Rightarrow$$

$$v = \frac{I}{\sum G_i \eta_i a_i} \cdot \sum \left[c_i' b_i + (G_i + X_i - X_{i+1} - u_i b_i) \epsilon \phi \phi_i' \right] \cdot \frac{\tau \epsilon \mu a_i}{I + \frac{I}{v} \epsilon \phi \phi_i' \epsilon \phi a_i} \quad (5.14)$$

Η σχέση (4.14) αποτελεί την εξίσωση της ακριβούς (Rigorais) μεθόδου Bishop, επιλύεται δε με διαδοχικές προσεγγίσεις, είναι χρονοβόρος και γενικώς παρουσιάζει μόνο ερευνητικό ενδιαφέρον. Ο Bishop παρατήρησε ότι η τιμή του συντελεστή ασφαλείας v επηρεάζεται πολύ λίγο από τις τιμές των διατμητικών δυνάμεων X_i στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων και συνέστησε να θεωρηθεί γενικών η διαφορά $X_i - X_{i+1}$ μηδενική οπότε προκύπτει η εξίσωση της απλοποιημένης (simplified ή Routine) μεθόδου Bishop:

$$v = \frac{I}{\sum G_i \eta_i a_i} \cdot \sum \left[c_i' b_i + (G_i - u_i b_i) \epsilon \phi \phi_i' \right] \cdot \frac{\tau \epsilon \mu a_i}{I + \frac{I}{v} \epsilon \phi \phi_i' \epsilon \phi a_i} \quad (4.15)$$

Επειδή ο συντελεστής ασφαλείας v εμφανίζεται και στο δεύτερο σκέλος της εξίσωσης (4.15) υποτίθεται αρχικά μία τιμή v_1 και με επίλυσή της προκύπτει μία τιμή v_2 . Εάν αυτή διαφέρει σημαντικά από την v_1 ο υπολογισμός επαναλαμβάνεται με την τιμή v_2 στο δεύτερο σκέλος οπότε προσδιορίζεται πάλι νέα τιμή v_3 . Συνήθως αρκούν δύο δοκιμές διότι τα αποτελέσματα συγκλίνουν γρήγορα. Για τη διευκόλυνση των υπολογισμών προτείνεται η πινακοποίησή τους σύμφωνα με τον Πίν. 4.2.

Τέλος, για διευκόλυνση του υπολογισμού, για κάθε λωρίδα της παράστασης της στήλης 15 του Πίν. 4.2 δίδεται το Νομογράφημα του Σχ. 4.10 το οποίο η m_a παριστά την σχέση:

$$m_a = \sigma_{\text{να}} \left(I + \frac{\epsilon \phi \phi \cdot \epsilon \phi a}{v} \right) \quad (4.16)$$

$$\text{Αφού } \tau \epsilon \mu a = \frac{1}{\sigma_{\text{να}}} \quad (4.17)$$

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

W_i : Τα συνολικά βάρη λωρίδων

B_1 : Τα πλάτη λωρίδων

c_1, ϕ_1 : Η συνοχή και γωνία διατρητικής αντοχής στο στρώμα εδράσεως της συγκεκριμένης λωρίδας

u_1 : Η πίεση πόρων στο μέσο του τόξου έδρασης της λωρίδας

α_1 : Η γωνία που σχηματίζει η χορδή του τόξου έδρασης της λωρίδας με την οριζόντια με σήμανση

Προφανώς κατά την αναζήτηση του δυσμενέστερου κύκλου (στον οποίο αντιστοιχεί ο F_{min}) με το πρόγραμμα LARIX ορίζεται ο κάρναβος των κέντρων και το βήμα αύξησης, για κάθε κέντρο, των ακτίνων των εξεταζομένων κύκλων. Τα σημεία με ίδια τιμή ελάχιστου συντελεστή F ορίζουν μία κλειστή καμπύλη και έτσι εγκλωβίζεται το κέντρο του δυσμενέστερου κύκλου και η αντίστοιχη τιμή F_{min} (βλέπε Σχ. 4.11).



Σχήμα 4.11

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α - ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

Αναλυτική εκτίμηση καθιζήσεων

Αργλικές στρώσεις

i) Άμεση καθίζηση για ομοιόμορφα φορτιζόμενη άκαμπτη ορθογωνική επιφάνεια.

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

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

$$P_i = \mu_1 \cdot \mu_0 \cdot q \cdot \frac{B}{E_u}$$

όπου:

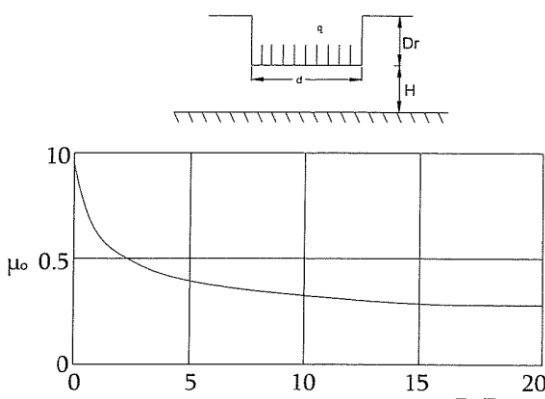
q: Η πρόσθετη πίεση επί της φορτιζόμενης ορθογωνικής επιφάνειας

B, L: Οι διαστάσεις της επιφάνειας ($B \ll L$)

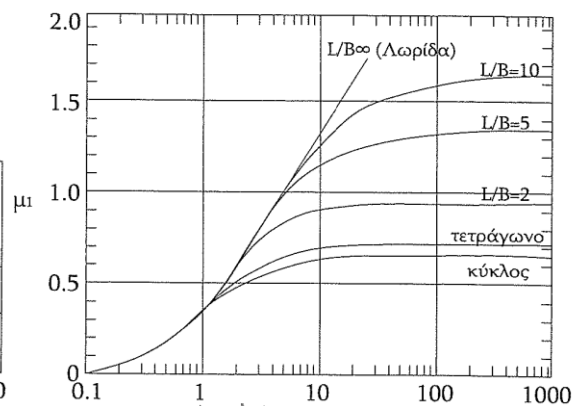
μ_1 : Συντελεστής εξαρτώμενος από το σχετικό πάχος του συμπιεστού στρώματος

(Σχ. 5.1 β)

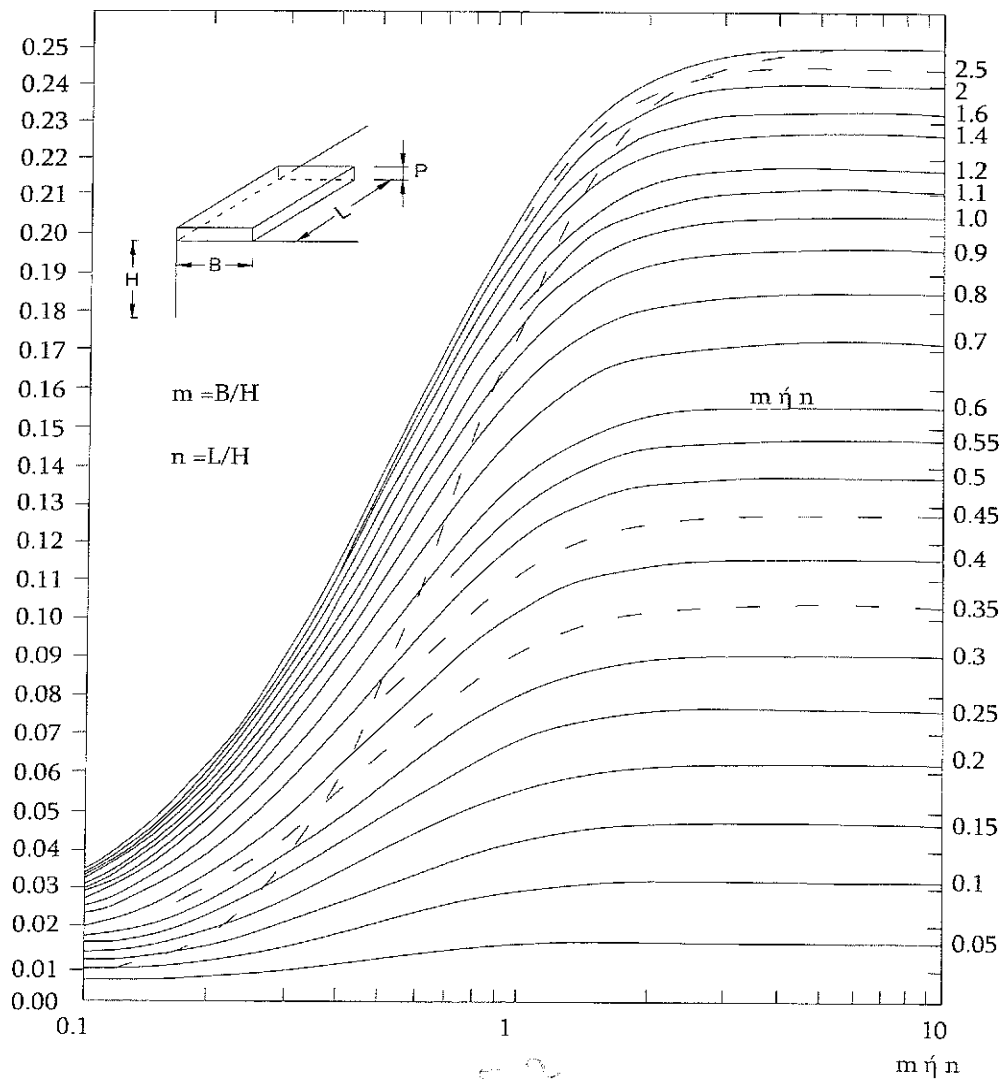
μ_0 : Μειωτικός συντελεστής λόγω βαθιάς θεμελίωσης (Σχ. 5.1α)



Σχήμα 5/1 α Συσχέτιση λόγου D/B-
συντελεστή μ_0

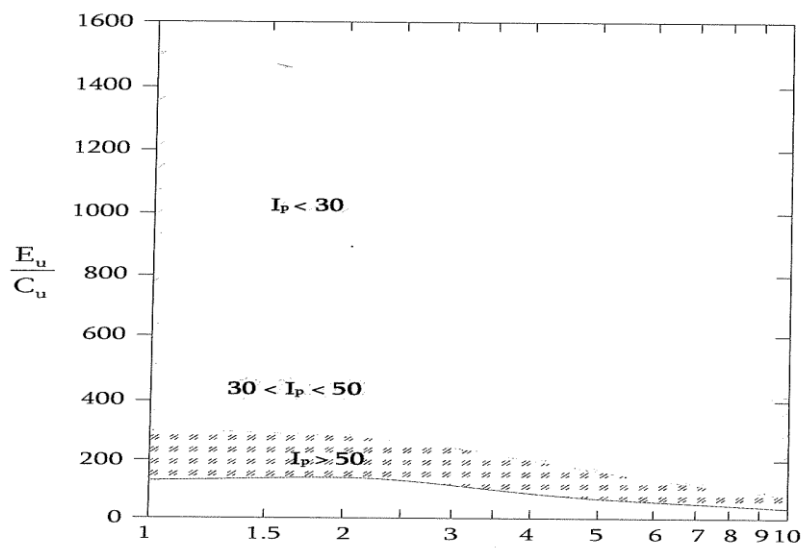


Σχήμα 5/1β Συσχέτιση λόγου H/B
συντελεστή μ_1



Σχήμα 5.2

Το αστράγγιστο μέτρο ελαστικότητας εκτιμήθηκε τόσο από καμπύλες τάσεων - παραμορφώσεων τριαξονικών δοκιμών CUPP, όσο και από συσχέτιση E του λόγου E_u/C_u με το δείκτη πλαστικότητας I_p και το λόγο προφορτίσεως OCR (Σχ. 5.3).



Σχήμα 5.3

Συσχέτιση του λόγου E_u/C_u με τον δείκτη πλαστικότητας I_p και το λόγο προφορτίσεως OCR (Duncan & Buchignani, 1976)

ii) Καθίζηση λόγω στερεοποίησης κάτω από γωνιακό σημείο εύκαμπτης ορθογωνικής επιφάνειας

Η καθίζηση λόγω στερεοποίησης μόνο λόγω μονίμου φορτίου δίνεται για κανονικά φορτισμένες Αργίλους ($\sigma_0, \sigma_{voi} + \Delta_{pi}$ στο ευθύγραμμο τμήμα) από τη σχέση:

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

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

1^η Περίπτωση

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

$$S_i^{od} = \frac{C_R}{1 + e_0} h_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta_{pi}}{\sigma'_{nvoi}} \quad (5.19)$$

όπου:

C_R : Δείκτης συμπιεστότητας σε επαναφόρτιση

σ_p : Πίεση προφορτίσεως

2^η Περίπτωση

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

$$S_i^{od} = \frac{CR}{1 + e_0} h_i \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{voi}} + \frac{Cc}{1 + e_0} h_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta_{pi}}{\sigma'_p}$$

Στις παραπάνω σχέσεις (5.17) έως (5.28) είναι :

όπου:

$\sigma_{\nu oi}$: Η ενεργός γεωστατική τάση στο μέσο της i -στρώσεως

h_i : Το πάχος της i -στρώσεως

C_c : Δείκτης συμπίεστικότητας όπως προκύπτει από δοκιμές στερεοποίησης

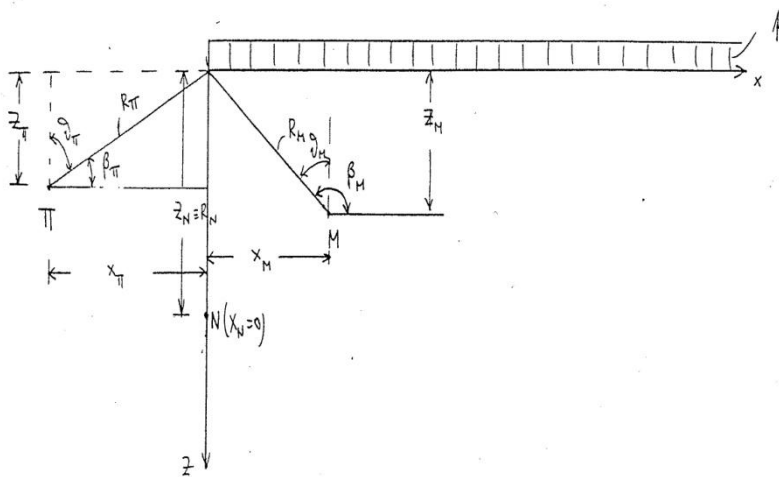
C_r : Δείκτης συμπίεστικότητας σε επαναφόρτιση όπως προκύπτει από δοκιμές στερεοποίησης

e_0 : Αρχικός δείκτης πόρων της στρώσεως

$\Delta_{\rho i}$: Συνολική κατανεμημένη τάση λόγω των εξωτερικών φορτίων που είναι ένα ποσοστό της πρόσθετης τάσης q στη στάθμη θεμελίωσης. Το $\Delta_{\rho i}$ κάτω από γωνιακό σημείο εύκαμπτης ομοιόμορφα φορτισμένης ορθογωνικής επιφάνειας προκύπτει από το Νομογράφημα 5.2 για ομοιόμορφη φόρτιση απειρομήκουσ λωριδωτής επιφάνειας, Ενώ για τραπεζοειδή φόρτιση μισού επιχώματος το $\Delta_{\rho i} = I_2 \chi_{\gamma_{\epsilon\pi}} \chi_{h_{\epsilon\pi}}$ με τον συντελεστή I_2 από το Νομογράφημα 5.4 συναρτήσει b/z και a/z .)

iii) Προσδιορισμός πρόσθετης τάσης $\Delta_{\rho i}$ εκάστοτε εξεταζόμενου σημείου εφαρμόζονται οι παρακάτω αναλυτικές σχέσεις ή τα αντίστοιχα Νομογραφήματα:

I. Ομοιόμορφη πίεση σε επιφάνεια μισού ημιχώρου



Σχήμα 5.4

$$\sigma_z = P/\pi (\beta^{\text{rad}} + XZ/R^2) \quad (5.21)$$

$$\sigma_x = P/\pi (\beta^{\text{rad}} + XZ/R^2) \quad (5.22)$$

*Σημείο M($X_M > 0, Z_M > 0$) (εξωτερικό ως προς τη φορτιζόμενη επιφάνεια)

$$\begin{aligned} \tan \theta_M &= X_M/Z_M \rightarrow \theta_M^{\text{rad}} \\ \beta_M^{\text{rad}} &= \pi/2 + \theta_M^{\text{rad}} \\ R_M &= \sqrt{X_M^2 + Z_M^2} \end{aligned}$$

*Σημείο π($X_\pi < 0, Z_\pi > 0$) (εσωτερικό ως προς τη φορτιζόμενη επιφάνεια)

$$\begin{aligned} \tan \theta_\pi &= X_\pi/Z_\pi \rightarrow \theta_\pi^{\text{rad}} \\ \beta_\pi^{\text{rad}} &= \pi/2 + \theta_\pi^{\text{rad}} \\ R_\pi &= \sqrt{X_\pi^2 + Z_\pi^2} \end{aligned}$$

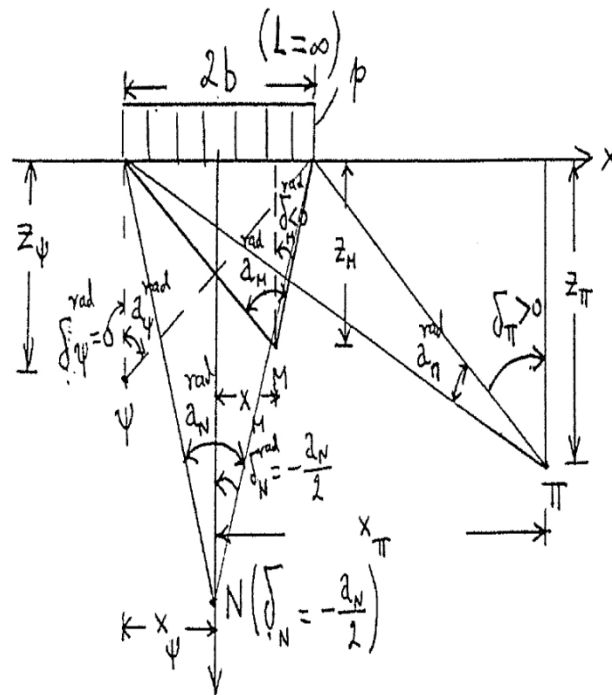
*Σημείο N($X_N < 0, Z_N < 0$) (στον κατακόρυφο άξονα από το όριο της φορτιζόμενης επιφάνειας)

$$\begin{aligned} \tan \theta_N &= X_N/Z_N \rightarrow \theta_N^{\text{rad}} \\ \beta_N^{\text{rad}} &= \pi/2 + \theta_N^{\text{rad}} \\ R_N &= \sqrt{X_N^2 + Z_N^2} \end{aligned}$$

Τελικά $\sigma_{ZN} = P/\pi (\pi/2 + \dots) = P/2 = 0.5p$ (σε όλα ανεξαιρέτως τα βάθη Z)

Εφαρμογή: Οι σχέσεις (5.21) και (5.22) εφαρμόζονται απευθείας προκειμένου να εκτιμηθούν οι πρόσθετες τάσεις στα μέσα των συμπιεστών στρώσεων κάτω από τα άκρα A και B του θεμελίου του τοίχου αντιστήριξης οι οποίες οφείλονται στη φόρτιση της επιχώσεως.

II. Ομοιόμορφη φόρτιση ρ σε λωριδωτή επιφάνεια



Σχήμα 5.5

$$\sigma_z = \frac{\rho}{\pi} \left[a^{rad} + \sin a \cdot \cos(a + 2\delta) \right] \quad (5.23)$$

$$\sigma_x = \frac{\rho}{\pi} \left[a^{rad} + \sin a \cdot \cos(a + 2\delta) \right] \quad (5.24)$$

- Σημείο M (x_M, z_M) εσωτερικό ως προς τη φορτιζουσα επιφάνεια $\delta_M < 0$

$$\tan \delta_M = \frac{b - x_M}{z_M} \rightarrow \theta_M^{rad}$$

$$\tan(a_M - x_M) = \frac{b + x_M}{z_M} \rightarrow (a_M - \delta_M)^{rad}$$

$$a_M^{rad} = (a_M - \delta_M) + \delta_M \tan(a_M - \delta_M) = \frac{b + x_M}{z_M} \rightarrow (a_M - \delta_M)^{rad}$$

- Σημείο N ($x_N=0, z_N$) (επί του άξονα συμμετρίας, $\delta_N = -\alpha_N/2$)

$$\tan \frac{\alpha_N}{2} = \frac{b}{z_N} \rightarrow \frac{\alpha_N}{2} \rightarrow a \frac{rad}{N}$$

$$\delta_N = -\frac{\alpha_N}{2} \rightarrow \cos(a_N + 2\delta_N) = \cos 0^\circ = 1$$

- Σημείο Π (X_π, Z_π) (εξωτερικό ως προς την επιφάνεια φορτίσεως, $\delta_\pi > 0$)

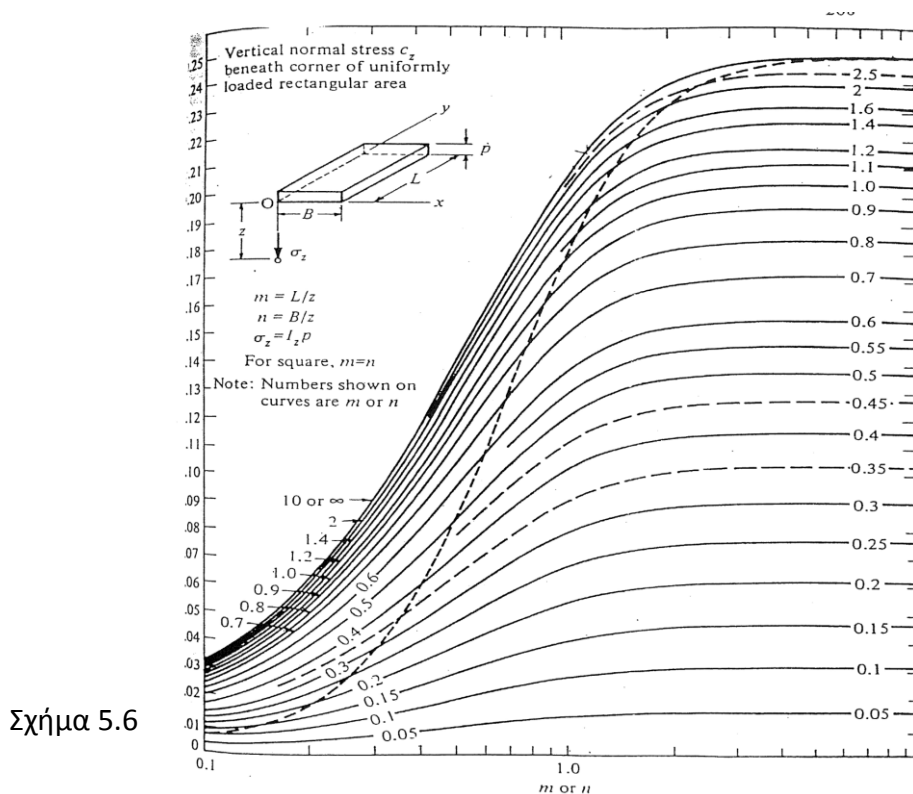
$$\left. \begin{aligned} \tan(a_\pi + \delta_\pi) &= \frac{b + x_\pi}{Z_\pi} \rightarrow (a_\pi + \delta_\pi)^{rad} \\ \tan \delta_\pi &= \frac{x_\pi - b}{Z_\pi} \rightarrow \delta_\pi^{rad} \end{aligned} \right\} a_\pi^{rad} = (a_\pi + \delta_\pi)^{rad} - \delta_\pi^{rad}$$

- Σημείο Ψ ($x_\psi = b, z_\psi$) (επί της κατακόρυφου δια του άκρου της λωρίδας, $\delta_\psi = 0^\circ$)

$$\left. \begin{aligned} \tan a_\psi &= \frac{2b}{z_\psi} \rightarrow \alpha_\psi^{rad} \\ \tan \delta_\psi &= 0 \rightarrow \delta_\psi = 0^{rad} \end{aligned} \right\} \sigma_z^\Psi = \frac{p}{\pi} [a^{rad} + \sin \alpha \cdot \cos \alpha]$$

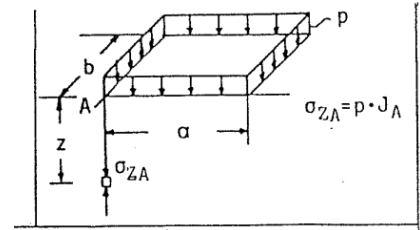
$$\sigma_x^\Psi = \frac{p}{\pi} [a^{rad} - \sin \alpha \cdot \cos \alpha]$$

Για την κατανομή των κατακορύφων τάσεων σ_z σε γωνιακό σημείο ορθογωνικής επιφάνειας ομοιόμορφα φορτιζόμενη με τάση p (για λωριδωτή επιφάνεια $m = L/z_i = \infty \approx 10$) μπορεί να εφαρμοσθεί το Νομογράφημα του Σχήματος 5.6. Επίσης, μπορεί να εφαρμοσθεί ο Πίνακας Newmark [Πίνακας 5.1(a) και 5.1 (β)], στον οποίο ο συντελεστής επιρροής J δίδεται με ακρίβεια πέμπτου δεκαδικού ψηφίου (και εδώ για λωριδωτή επιφάνεια $a/z = \infty$)



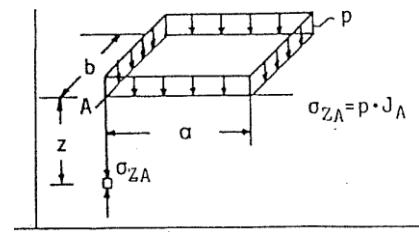
Σχήμα 5.6

Πίνακας5-1 (α): Κατακόρυφες τάσεις σ_{zA} υπό τη γωνία ομοιομόρφως φορτιζομένου ορθογώνιου. 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 | 0,01987 | 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 | 0,02026 | 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 | 0,05894 | 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 5-1 (β): Κατακόρυφες τάσεις σ_{zA} υπό τη γωνία ομοιομόρφως φορτιζομένου ορθογωνίου. Τιμές του J_A κατά Newmark.



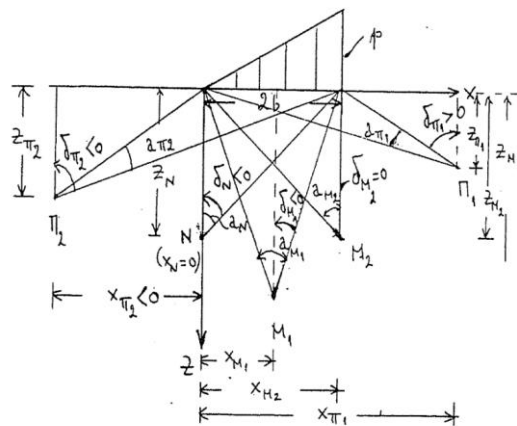
| b/z | a/z | | | | | | | | | | |
|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|
| | 1,6 | 1,8 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 4,0 | 5,0 | 6,0 | 8,0 | 10,0 | ∞ |
| 0,1 | 0,03058 | 0,03090 | 0,03111 | 0,03138 | 0,03150 | 0,03158 | 0,03160 | 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 | 0,08982 | 0,09007 | 0,09014 | 0,09017 | 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 | 0,16617 | 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 | 0,22886 | 0,23247 | 0,23614 | 0,23782 | 0,23912 | 0,23954 | 0,23970 | 0,23981 | 0,23985 | 0,23987 |
| 2,5 | 0,22040 | 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 |

Εφαρμογή:

- Η σχέση (5.23) εφαρμόζεται για την εκτίμηση των πρόσθετων τάσεων στα μέσα των συμπιεστών στρώσεων κάτω από τα άκρα A και B του θεμελίου του τοίχου, οι οποίες οφείλονται στο ομοιόμορφο τμήμα της συνολικής τραπεζοειδούς κατανομής πιέσεων επαφής (ορθογώνιο με $p = \sigma_{\min} = \sigma_B$). Εναλλακτικά θα μπορούσε να εφαρμοσθεί το Νομογράφημα 5.5 (για $m=10$ και διάφορα n_i) ή ο Πίνακας 5.1(α) και 5.1(β) για $a/z = \infty$ και διάφορα b/zi .

III. τριγωνική φόρτιση σε λωριδωτή επιφάνεια

Σχήμα 5.7



$$\sigma_z = \frac{\rho}{2\pi} \left[a^{rad} \cdot \frac{x}{b} - \sin(2\delta) \right] \quad (5.25)$$

$$\sigma_x = \frac{\rho}{2\pi} \left[a^{rad} \cdot \frac{x}{b} - \frac{z}{b} \ln \frac{R_1^2}{R_2^1} + \sin(2\delta) \right] \quad (5.26)$$

Σημείο Π₂ (X_π<0, Z_{π2}) (εξωτερικό ως προς την φορτιζουσα επιφάνεια προς την πλευρά του αφόρτιστου άκρου)

- Σημείο N (X_N=0, Z_N) (επί της κατακορύφου από το αφόρτιστο άκρο)

$$\tan \delta_N = \frac{2b}{Z_N} \rightarrow 2\delta_N < 0$$

$$\tan \alpha_N = \frac{2b}{Z_N} \rightarrow \alpha_N$$

- Σημείο M₁ (X_{M1}>0, Z_{M1}) (εσωτερικό ως προς τη φορτιζουσα επιφάνεια)

$$\tan \delta_{M1} = \frac{2b - x_{M1}}{Z_{M1}} \rightarrow 2\delta_{M1}$$

$$\tan(\alpha_{M1} - \delta_{M1}) = \frac{x_{M1}}{Z_{M1}} \rightarrow \alpha_{M1} - \delta_{M1} \rightarrow \alpha_{M1} \parallel \text{Σημείο M}$$

2 (X_{M2}=2b, Z_{M2}) (επί της κατακορύφου από το φορτιζόμενο άκρο)

$$\tan \delta_{M2} = 0 \rightarrow 2\delta_{M2}$$

$$\tan \alpha_{M2} = \frac{2b}{Z_{M2}} \rightarrow \alpha_{M2}$$

- Σημείο $\Pi_1 (X_{\pi 1} > 0, Z_{\pi 1})$ (εξωτερικό ως προς την φορτιζουσα επιφάνεια προς την πλευρά του φορτιζομένου άκρου)

$$\tan \delta_{\pi 1} = \frac{x_{\pi 1} - 2b}{z_{\pi 1}} \rightarrow 2\delta_{\pi} > 0$$

$$\left. \begin{aligned} \tan \delta_{\pi 2} &= \frac{x_{\pi 2} + 2b}{Z_{\pi 2}} < 0 \rightarrow 2\delta_{\pi 2} \\ \tan(\delta_{\pi 2} - \alpha_{\pi 2}) &= \frac{x_{\pi 2}}{z_{\pi 2}} \rightarrow \delta_{\pi 2} - \alpha_{\pi 2} \rightarrow \alpha_{\pi 2} \end{aligned} \right\}$$

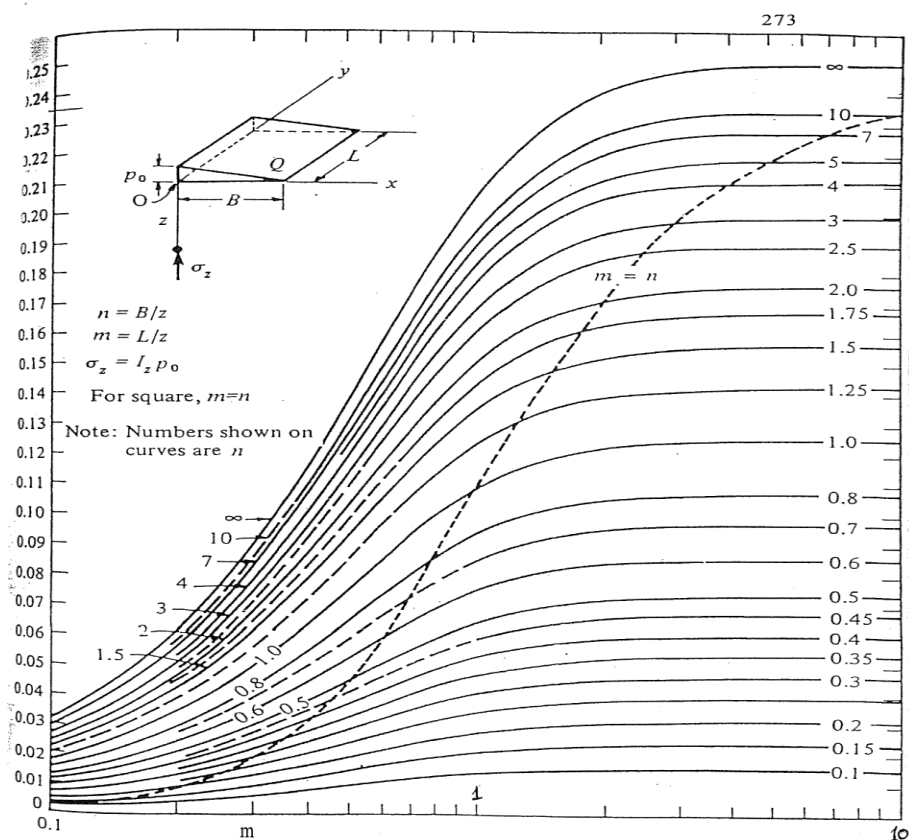
$$\tan(\alpha_{\pi 1} + \delta_{\pi 1}) = \frac{x_{\pi 1}}{Z_{\pi 1}} \rightarrow (\alpha_{\pi 1} + \delta_{\pi 1})$$

Για την κατανομή των κατακόρυφων σ_z σε **γωνιακό** σημείο ορθογωνικής επιφάνειας με τριγωνική κατανομή φορτίσεως έχουν δοθεί και τα Νομογράφημα των Σχημάτων 5.8 και 5.9 (προφανώς και εδώ για λωρίδες $m=L/z = \infty$, διάφορα $n=B/z$)

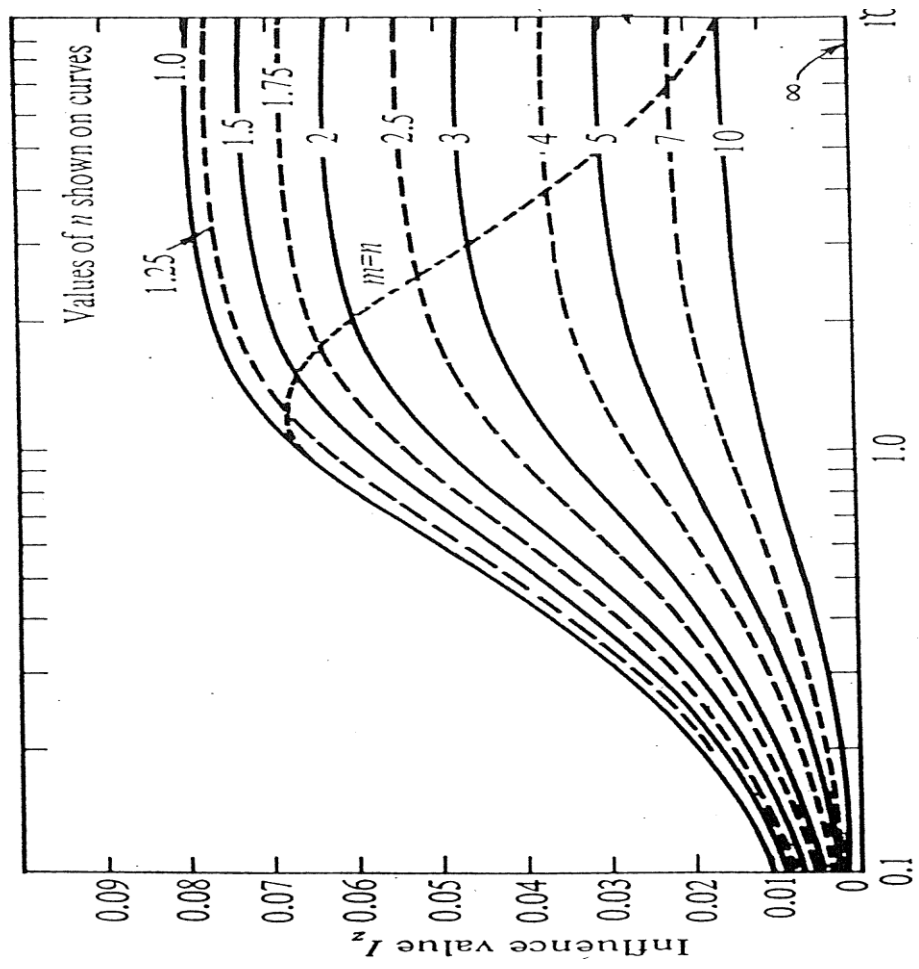
Το Νομογράφημα 5.8 παρέχει κατανομή σ_z σε σημεία επί του κατακόρυφου άξονα δια του φορτιζόμενου άκρου (Σημεία M_2), ενώ το Νομογράφημα 5.9(α) και 5.9(β) παρέχει κατανομή σ_z σε σημεία επί του κατακόρυφου άξονα δια του αφόρτιστου άκρου (σημεία N).

Εφαρμογή:

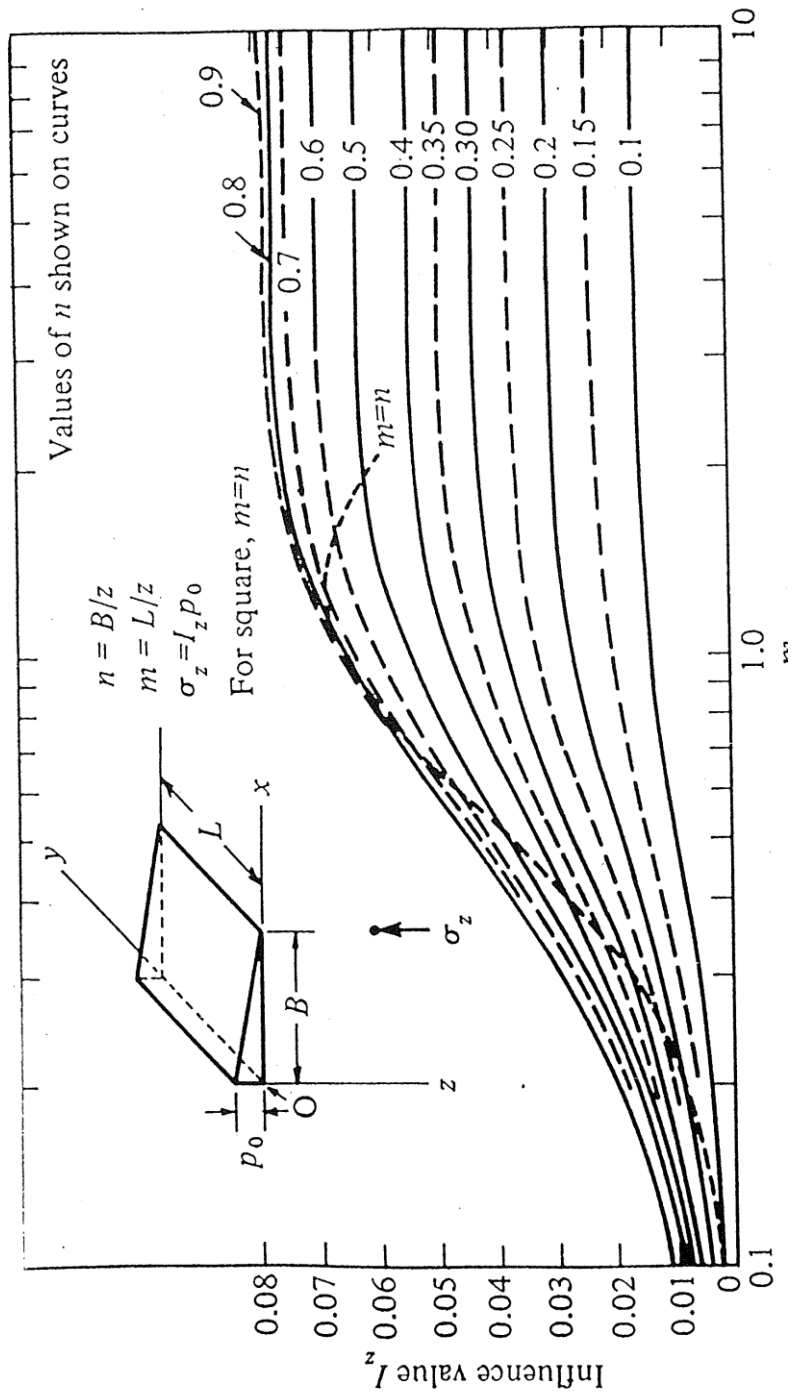
Η σχέση (5.15) εφαρμόζεται για την εκτίμηση των πρόσθετων τάσεων **στα** μέσα των συμπιεστών στρώσεων κάτω από τα άκρα A ($\sigma_{max} = \sigma_a \rightarrow$ σημείο M_2) και B ($\sigma_{min} = \sigma_b \rightarrow$ σημείο N) του κυψελωτού κιβωτίου, οι οποίες οφείλονται στο τριγωνικό τμήμα στις συνολικής τραπεζοειδούς κατανομής πιέσεων επαφής ($P_0 = \sigma_{max} - \sigma_{min}$, $p_B = 0$). Εναλλακτικά θα μπορούσε να εφαρμοσθεί για μεν το σημείο A το Νομογράφημα 6.8, για δε το σημείο B το Νομογράφημα 6.9(α) και 6.9(β), όλα για $m = 10 = \infty$ (λωριδωτά φορτία) και διαφορετικά $n_i = B/z_i$.



Σχήμα 5.8

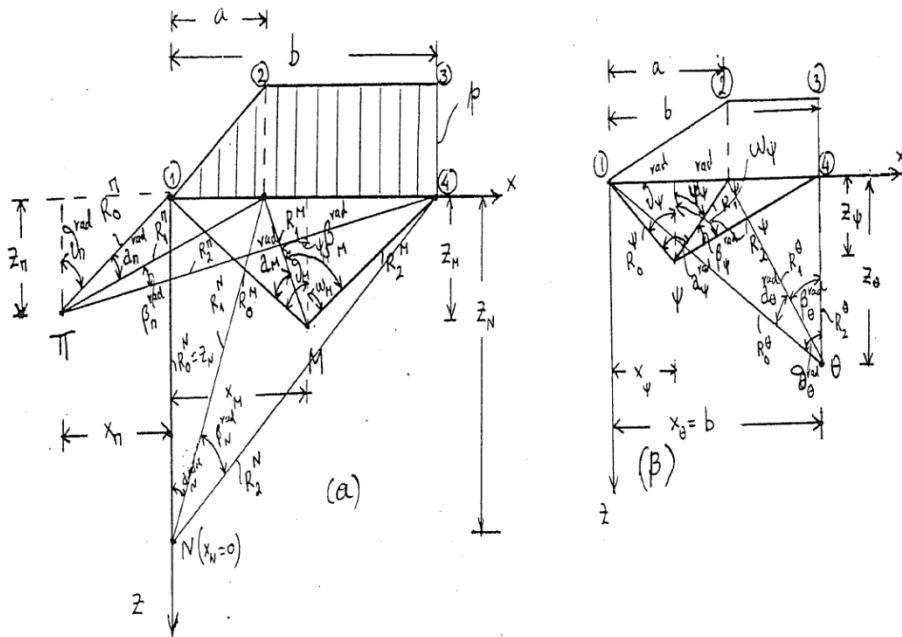


Σχήμα 5.9(α)



Σχήμα 5.9(β)

iv) Τραπεζοειδής φόρτιση σε απειρομήκη λωρίδα. Τέλος για την περίπτωση της προφόρτισης με επίχωμα τραπεζοειδούς διατομής επίχωμα = αρχική φάση φόρτισης με cc , σχέση (5-18) για υπολογισμό καθιζήσεων προφόρτισης) οι πρόσθετες σε οποιοδήποτε σημείο κάτω από τη στέψη του επιχώματος δίδεται από τις σχέσεις.



Σχήμα 5.10

$$\sigma_z = \frac{\rho}{\pi} \left[\beta^{rad} + \frac{xa^{rad}}{a} - \frac{Z}{R_2^2} (x-b) \right] \quad (5.27)$$

$$\sigma_x = \frac{\rho}{\pi} \left[\beta^{rad} + \frac{xa^{rad}}{a} + \frac{Z}{R_2^2} (x-b) + 2 \frac{Z}{a} \ln \frac{R_1}{R_o} \right] \quad (5.28)$$

*Σημείο π ($X_\pi < 0, Z_\pi$) (εξωτερικό ως προς τη επιφάνεια φορτίσεως)

$$\tan \vartheta_\pi = X_\pi / Z_\pi \rightarrow \vartheta_\pi^{rad}$$

$$\tan(\vartheta_\pi + \alpha_\pi) = X_\pi / Z_\pi \rightarrow \alpha_\pi^{rad} = (\vartheta_\pi + \alpha_\pi)^{rad} - \vartheta_\pi^{rad}$$

$$\tan(\vartheta_\pi + \alpha_\pi + \beta_\pi) = X_\pi / Z_\pi \rightarrow \alpha_\pi^{rad} = (\vartheta_\pi + \alpha_\pi + \beta_\pi)^{rad} - (\vartheta_\pi^{rad} + \alpha_\pi^{rad})$$

$$R_0^\pi = \sqrt{X_\pi^2 + Z_\pi^2}$$

$$R_1^\pi = \sqrt{(X_\pi + a)^2 + Z_\pi^2}$$

$$R_2^\pi = \sqrt{(X_\pi + b)^2 + Z_\pi^2}$$

*Σημείο Ν ($X_N < 0, Z_N$) (επί του κατακόρυφου άξονα δια του σημείου 1)

$$\tan \vartheta_N = 0 \rightarrow \vartheta_N = 0$$

$$\tan \alpha_N = a / Z_N \rightarrow \alpha_N^{rad}$$

$$\beta_N^{rad} = (\alpha_N + \beta_N) = b / Z_N \rightarrow \beta_N^{rad} = (\alpha_N + \beta_N)^{rad} - \alpha_N^{rad}$$

$$R_0^N = Z_N$$

$$R_1^N = \sqrt{a^2 + Z_N^2}$$

$$R_2^N = \sqrt{b^2 + Z_N^2}$$

• Σημείο Ψ ($x_\psi < a, z_\psi$) (εσωτερικό ως προς την επιφάνεια φορτίσεως, τμήμα (1)-(2))

$$\left. \begin{aligned} \tan \theta_\psi &= \frac{X_\psi}{Z_\psi} \rightarrow \theta_\psi^{rad} \\ \tan \Psi_\psi &= \alpha - \frac{X_\psi}{Z_\psi} \rightarrow \Psi_\psi^{rad} \end{aligned} \right\} \alpha_\psi^{rad} = \theta_\psi^{rad} + \Psi_\psi^{rad}$$

$$\tan \omega_\psi = b - \frac{X_\psi}{Z_\psi} \rightarrow \omega_\psi^{rad} \} \beta_\psi^{rad} = \omega_\psi^{rad} - \Psi_\psi^{rad}$$

$$R_0^\psi = \sqrt{X_\psi^2 + Z_\psi^2}$$

$$R_1^\psi = \sqrt{(\alpha - X_\psi)^2 + Z_\psi^2}$$

$$R_2^\psi = \sqrt{(b - X_\psi)^2 + Z_\psi^2}$$

- Σημείο M ($x_M > a, z_\psi$) (εσωτερικό ως προς την επιφάνεια φορτίσεως, τμήμα (2)-(3))

$$\left. \begin{aligned} \tan \theta_M &= \frac{X_M}{Z_M} \rightarrow \theta_M^{rad} \\ \tan \Psi_M &= x_M - \frac{a}{Z_\psi} \rightarrow \Psi_M^{rad} \end{aligned} \right\} \alpha_M^{rad} = \theta_M^{rad} + \Psi_M^{rad}$$

$$\tan \omega = b - \frac{X_M}{Z_M} \rightarrow \omega_M^{rad} \quad \beta_M^{rad} = \Psi_M^{rad} - \omega_M^{rad}$$

$$R_0^M = \sqrt{x_M^2 + Z_M^2}$$

$$R_1^M = \sqrt{(x_M - a)^2 + Z_M^2}$$

$$R_2^M = \sqrt{(b - x_M)^2 + Z_M^2}$$

*Σημείο θ ($X_\theta = b, Z_\theta$) (επί του κατακόρυφου άξονος (3)-(4))

$$\tan \vartheta = \frac{X_\theta}{Z_\theta} \rightarrow \theta_\theta^{rad} \quad (\alpha_\theta^{rad} + \beta_\theta^{rad}) \quad \alpha_\theta^{rad} = \theta_\theta^{rad} - \beta_\theta^{rad}$$

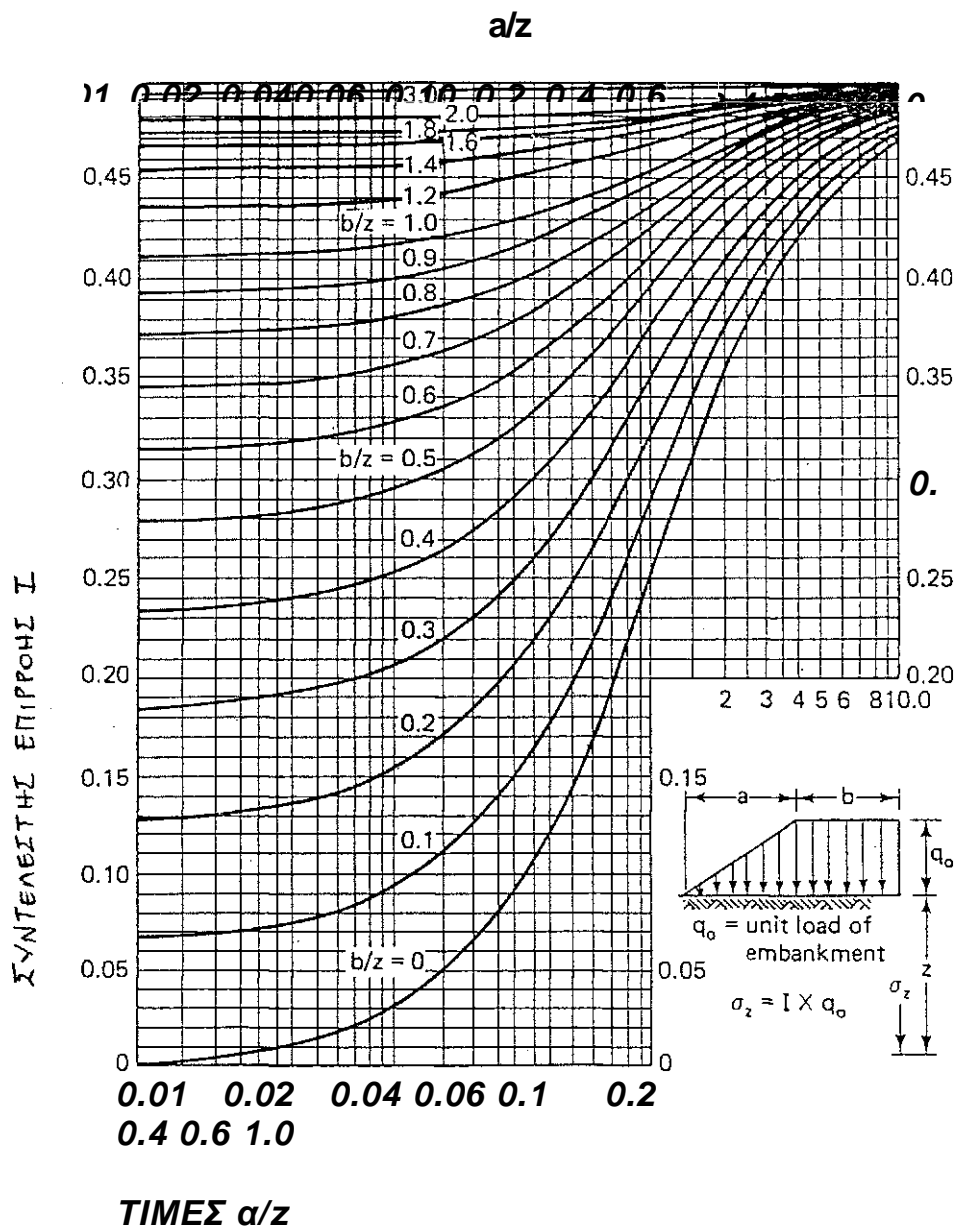
$$\tan \beta_\theta = b - a / X_\theta \rightarrow \beta_\theta^{rad}$$

$$R_0^\theta = \sqrt{b^2 + Z_\theta^2}$$

$$R_1^\theta = \sqrt{(b - a)^2 + Z_\theta^2}$$

$$R_2^\theta = Z_\theta$$

Για την κατανομή των κατακορύφων τάσεων σ_z σε σημεία θ έχει δοθεί και το Νομογράφημα Osterberg (Σχήμα 5.11) βάσει του οποίου $\sigma_{z\theta} = b \chi q_0$ συνάρτηση a/z_0 , b/z_e . Προφανώς για επιρροή και συμμετρικού τραπεζίου στο θ (δηλαδή για θ άξονα συμμετρίας πραγματικού τραπεζίου) θα ισχύει $\sigma_{z\theta} = 2I_{\theta} \times q_0$. Για άλλα σημεία (Π , N , Ψ , M αθροίζονται αλγεβρικά συντελεστές I περισσότερων τραπεζίων και πολλαπλασιάζεται το αλγεβρικό άθροισμα χq_0 (ή γενικότερα $\sigma_{z0} = I_1 q_1 + I_2 q_2 - I_3 q_3$).



Σχήμα 5.11

Εφαρμογή: Οι σχέσεις (5.27) και (5.28) εφαρμόζονται απευθείας προκειμένου να εκτιμηθούν οι πρόσθετες τάσεις στα μέσα των συμπιεστών στρώσεων κάτω από τα άκρα A και B (μελλοντικά άκρα του θεμελίου του τοίχου), τα οποία ισαπέχουν από τα άκρα της στέψης του τελικού επιχώματος προφορτίσεως οι οποίες οφείλονται στο τελικό τραπεζοειδές επίχωμα προφορτίσεως. * Οι τάσεις σ_z (σχέση 5.27)

- i) συγκρίνονται με τη συνολική τελική πρόσθετη τάση από την κατασκευή (ομοιόμορφο στήν+τριγωνικό $(\sigma_{\max}-\sigma_{\min})+$ επιχώσεων) προκειμένου να εκτιμηθεί η συνολική καθίζηση της κατασκευής.
- ii) χρησιμοποιούνται αυτούσιες για την εκτίμηση στην καθίζηση που προκαλεί το ίδιο το επίχωμα προφορτίσεως.

Το Νομογράφημα (5.11) εφαρμόζεται για την εκτίμηση των προσθέτων τάσεων $\Delta\sigma_{zi}$ σε διάφορα σημεία του τραπεζίου (οι αντίστοιχες επαλληλίες περιγράφονται στο Κεφάλαιο 7), οι οποίες, υπεισέρχονται στον υπολογισμό των αυξήσεων $A_{c_{ui}}$ της αστράγγιστης αντοχής της αργίλου που προκαλούνται στα σημεία αυτά από καθεμιά από τις τρεις φάσεις προφορτίσεως.

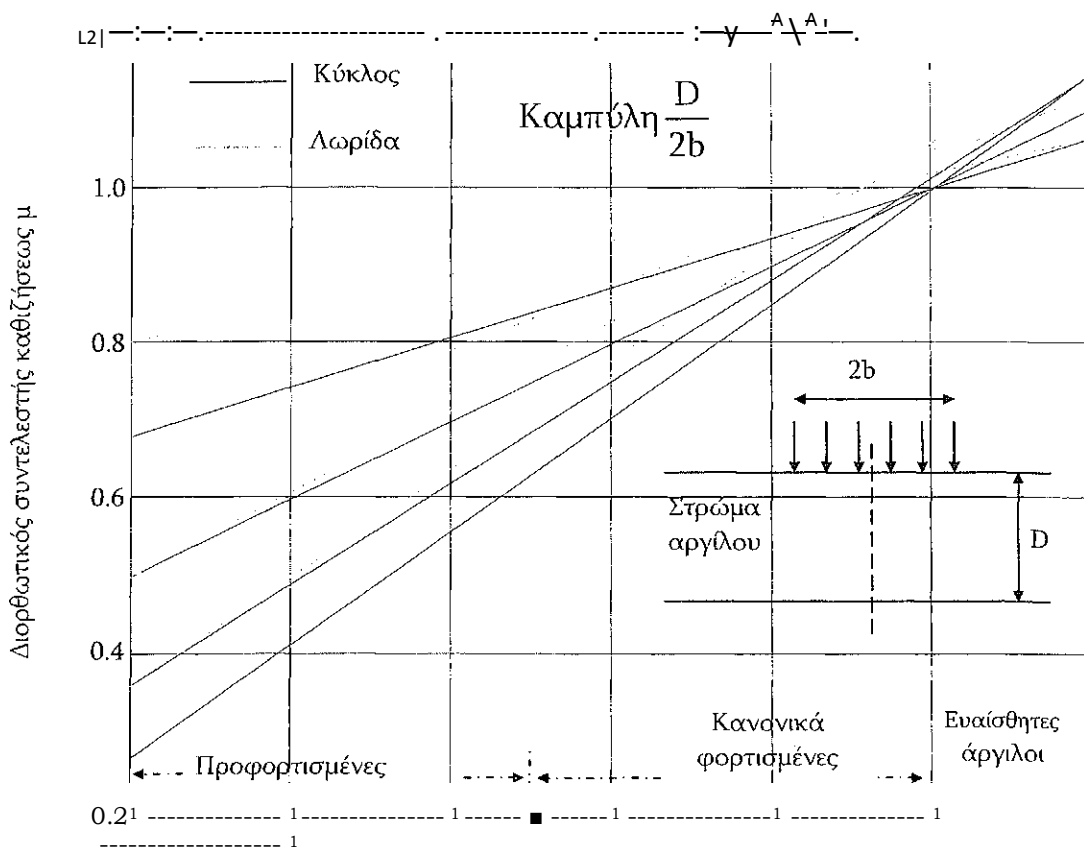
iv) Διόρθωση καθίζησης από στερεοποίηση λόγω μειωμένης πίεσης πόρων

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

Ισχύει λοιπόν ότι:

$$S_c = \mu S^{od}_i$$

Στο Σχ. 5.5 δίνονται τιμές τους συντελεστή μ , για την περίπτωση εδαφών με διαφορετικές τιμές της παραμέτρου A και περιπτώσεις επιφανειών φόρτισης με μορφή κύκλου και λωρίδας. Εννοείται ότι η ασκούμενη πίεση είναι ομοιόμορφη σ' όλη την επιφάνεια φόρτισης.



Σχήμα 5.12 Διορθωτικός συντελεστής της καθίζσεως από στερεοποίηση λόγω μειωμένης πίεσεως του ύδατος των πόρων κατά Skempton και Bjerrum (1957).

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

Ισχύει δε ότι:

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

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

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

Κοκκώδεις στρώσεις

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

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

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

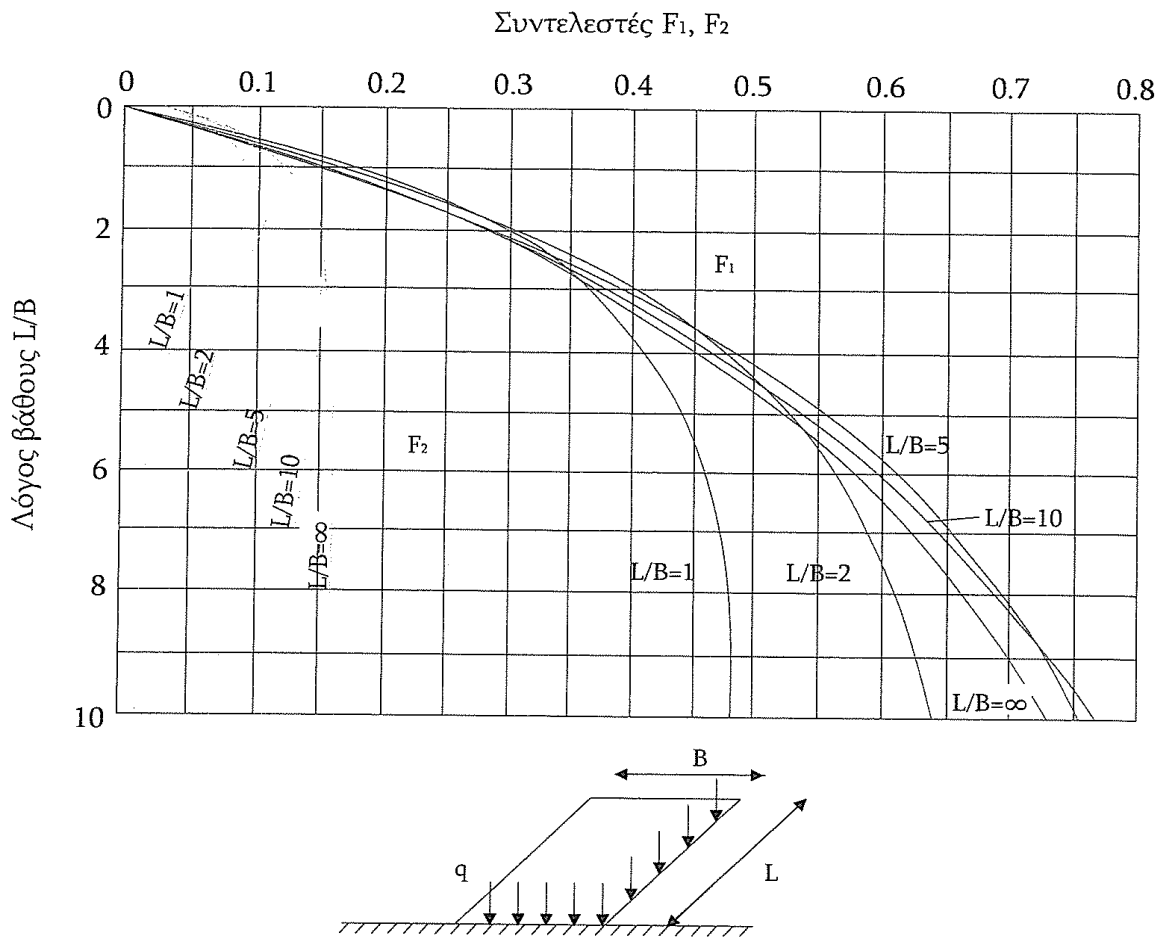
όπου:

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

Σχ. 5.6

q : ομοιόμορφη πρόσθετη φόρτιση στο θεμέλιο

E : μέτρο ελαστικότητας



Σχήμα 5.13

Εάν το σημείο για το οποίο ζητείται ο προσδιορισμός της καθίζησης είναι ένα τυχαίο σημείο εντός ή ακόμη και εκτός του ορθογωνίου, τότε ο προσδιορισμός μπορεί να γίνει ως επαλληλία των καθιζήσεων διαφόρων επιμέρους ορθογωνίων που έχουν το παραπάνω σημείο ως γωνιακό συμφωνά με τη μεθοδολογία του Σχ. 5.8. Η μεθοδολογία αυτή είναι συμβιβαστή προς τη θεωρία της γραμμικής ελαστικότητας όπου ισχύει η αρχή της επαλληλίας.

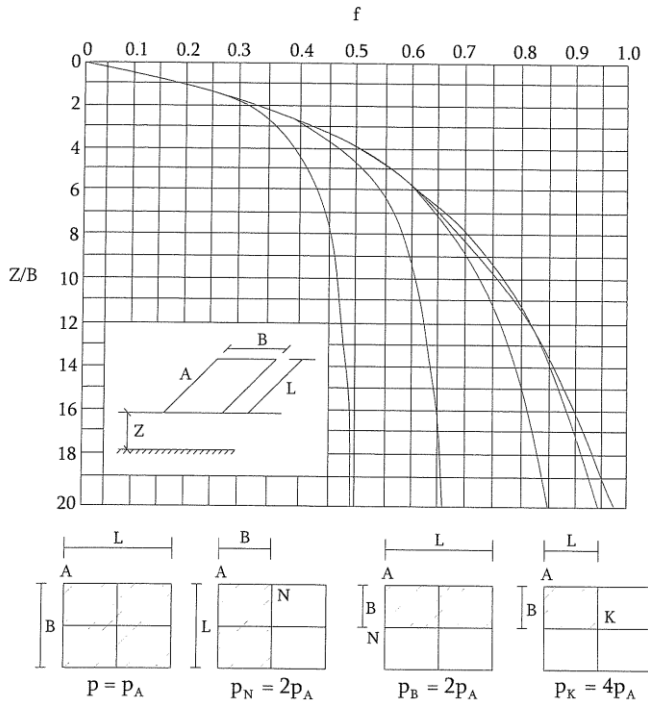
Η προηγούμενη σχέση (5.22) του Steinbrenner για την περίπτωση που ο λόγος Poisson λαμβάνει τιμή $\nu=0.30$ απλοποιείται ως εξής:

$$p = \frac{q \cdot B}{E} f$$

Όπου:

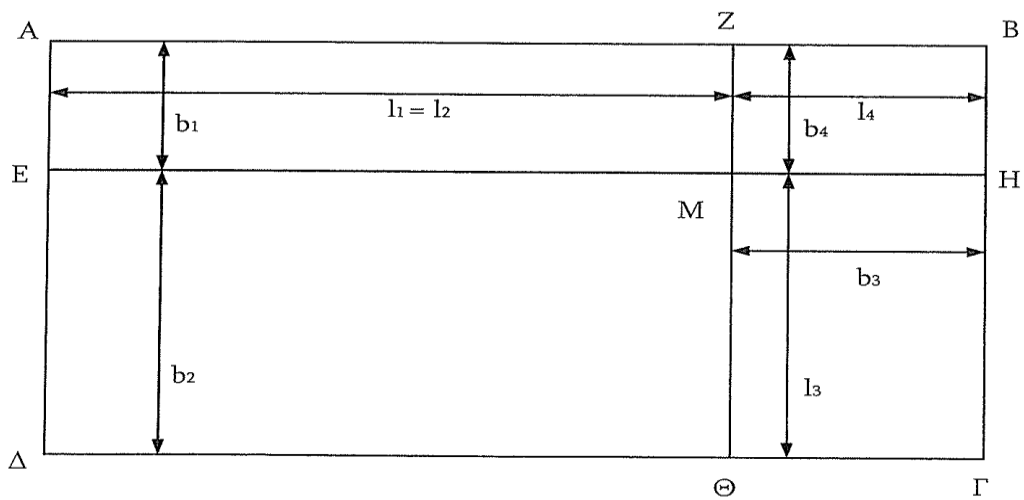
F: συντελεστής εξαρτώμενος από τα L, B, Z (Σχ. 4.7)

$E = E_s / 1,35$ ($E_s =$ μέτρο συμπίεσότητας)



Σχήμα 5.14

Σχήμα 5.14α.



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

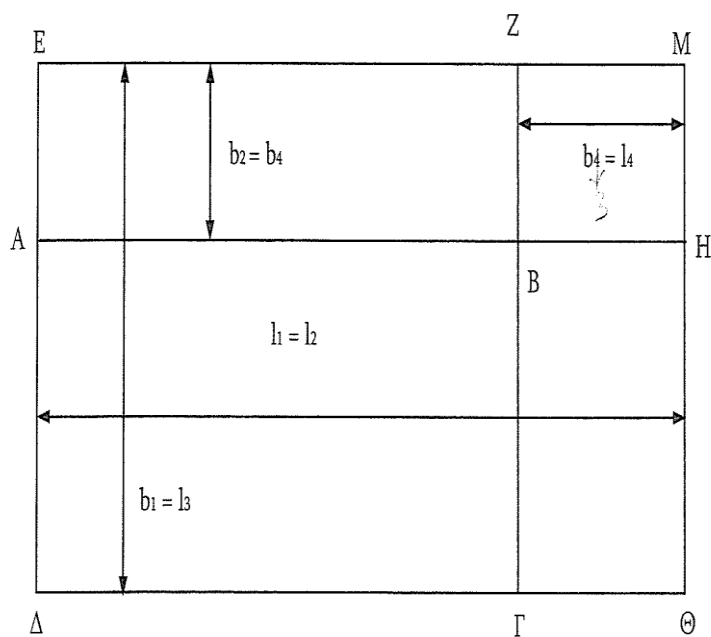
$$S_M^{AB\Gamma\Delta} = S_M^{ZAEM} + S_M^{EA\Theta M} + S_M^{HF\Theta M} + S_M^{ZBHM} = \frac{q}{E} [b_1 f_1 + b_2 f_2 + b_3 f_3 + b_4 f_4]$$

f_1 =συνάρτηση ($z/b_1, I_1/b_1$)

f_2 =συνάρτηση ($z/b_2, I_2/b_2$)

f_3 =συνάρτηση ($z/b_3, I_3/b_3$)

f_4 =συνάρτηση ($z/b_4, I_4/b_4$)



Σχήμα 5.14β.

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

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

f_1 =συνάρτηση ($z/b_1, I_1/b_1$)

f_2 =συνάρτηση ($z/b_2, I_2/b_2$)

f_3 =συνάρτηση ($z/b_3, I_3/b_3$)

f_4 =συνάρτηση ($z/b_4, I_4/b_4$)

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

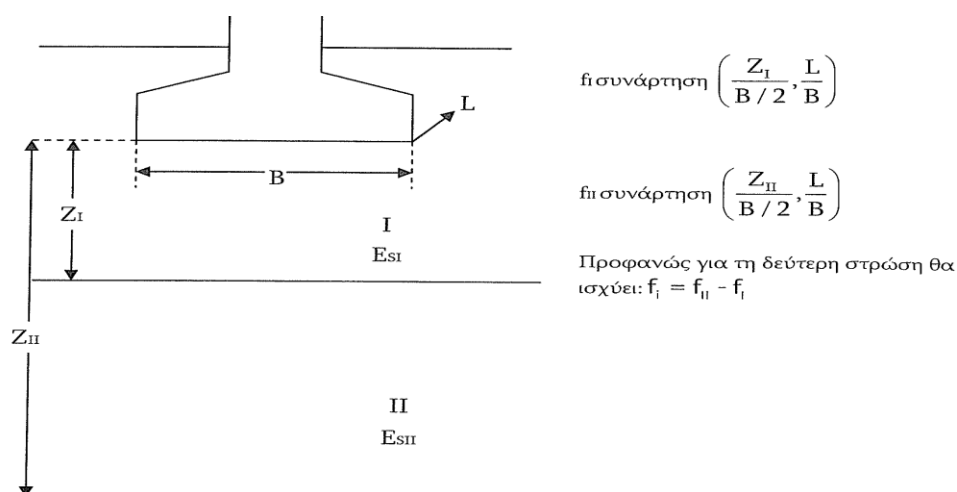
$$S_{\text{ακ}} = \frac{3}{4} S_{\text{κ}}^{\text{ευκ}} = \frac{3}{4} \frac{4qB/2}{E_i} f_1$$

όπου:

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

f₁: Ο συντελεστής βάθους στον οποίο ισχύει η αρχή της επαλληλίας

Έτσι, για δύο επάλληλες και κοκκώδεις στρώσεις ισχύει



Σχήμα 5.14γ

Τέλος σε περίπτωση οποιασδήποτε κατανομής φορτίου στην επιφάνεια φόρτισης αλλά για καθίζηση σε ομοιογενές πάχους άμμου με σταθερά E_s ισχύει η σχέση.

Όπου Δr_i στο μέσο των στρώσεων κατά τα παραπάνω που αναπτύχθηκαν στην παράγραφο (iii).

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α – ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6
ΒΑΘΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ
ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

ΒΑΘΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

6.1 Εκτίμηση Φ.Ι. πασσάλου υπό κατακόρυφη φόρτιση με στατικού Τύπου

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

$$Q_p = Q_b + \sum Q_{si} \quad (6.1)$$

όπου:

Q_p : Φέρουσα ικανότητα Q_b :

Αντοχή αιχμής

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

Ειδικότερα, η παραπάνω σχέση γράφεται:

$$Q_p = f_b A_b + \sum f_s A_s \quad (6.2)$$

όπου:

f_b : Οριακή αντοχή θραύσεως της αιχμής του πασσάλου

A_b : Επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου

f_s : Οριακή τιμή πλευρικής τριβής

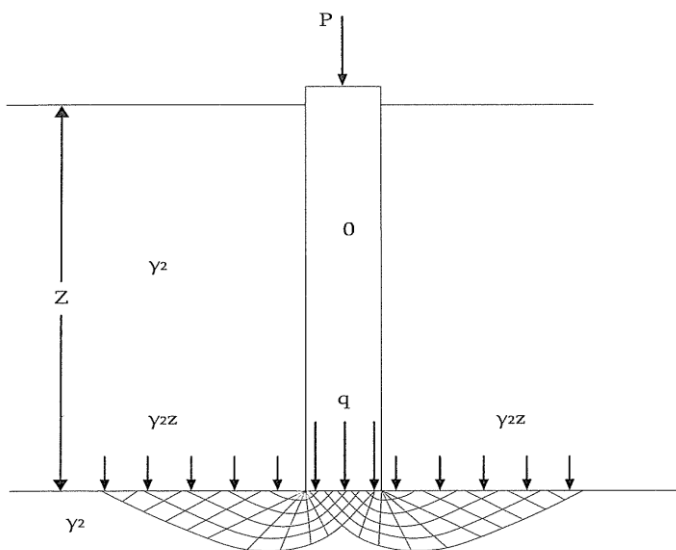
A_s : Παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου

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

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

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

6.1.1 Αντοχή αιχμής κατά Terzaghi



Σχήμα 6.1 Μηχανισμός θραύσεως πασσάλου κατά Terzaghi

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

- Για πασσάλους κυκλικής διατομής, διαμέτρου B:

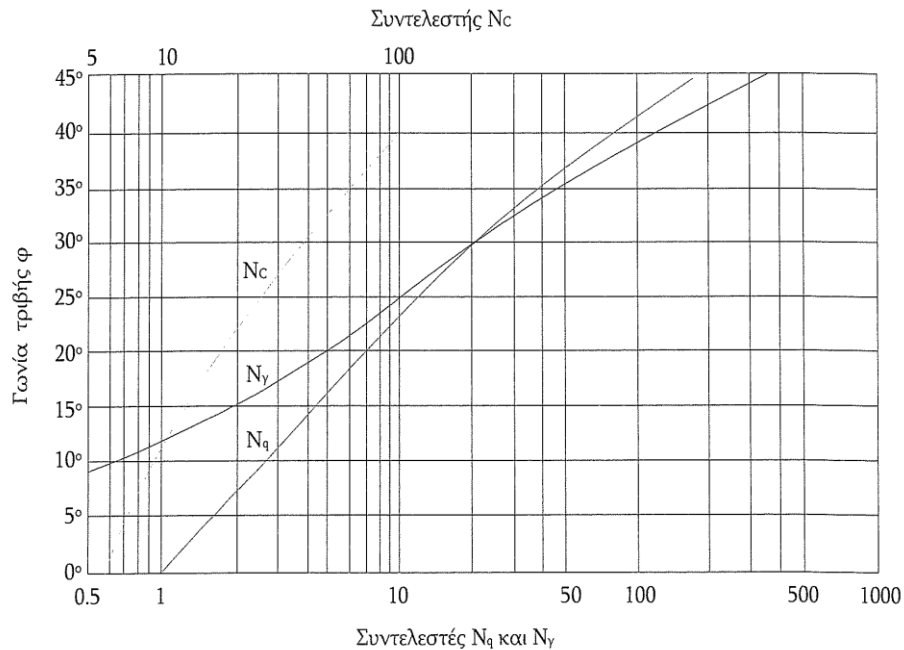
$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 Z N_q + 0.3\gamma_2 B N_\gamma \quad (6.3)$$

- Για τετραγωνικής διατομής πασσάλους, πλευράς B:

$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 Z N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma \quad (6.4)$$

όπου:

N_c , N_q , N_γ : Συντελεστές Φ.Ι. (Σχ. 6.2), εξαρτώμενοι από τη γωνία τριβής του εδάφους.



Σχήμα 6.2 Συντελεστές Φ.Ι. κατά Terzaghi

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

Κρίσιμες Παρατηρήσεις

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

Περίπτωση εδαφών καθαρώς συνεκτικών ($\phi_u=0$)

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

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

$$q_u = 9c_u + \gamma D \quad (6.5)$$

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

6.1.2 Αντοχή λόγω πλευρικών τριβών

Εδάφη συνεκτικά

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

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

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

Η συσχέτιση αυτή εκφράζεται με την σχέση:

$$F_s = a c_u \quad (6.6)$$

όπου:

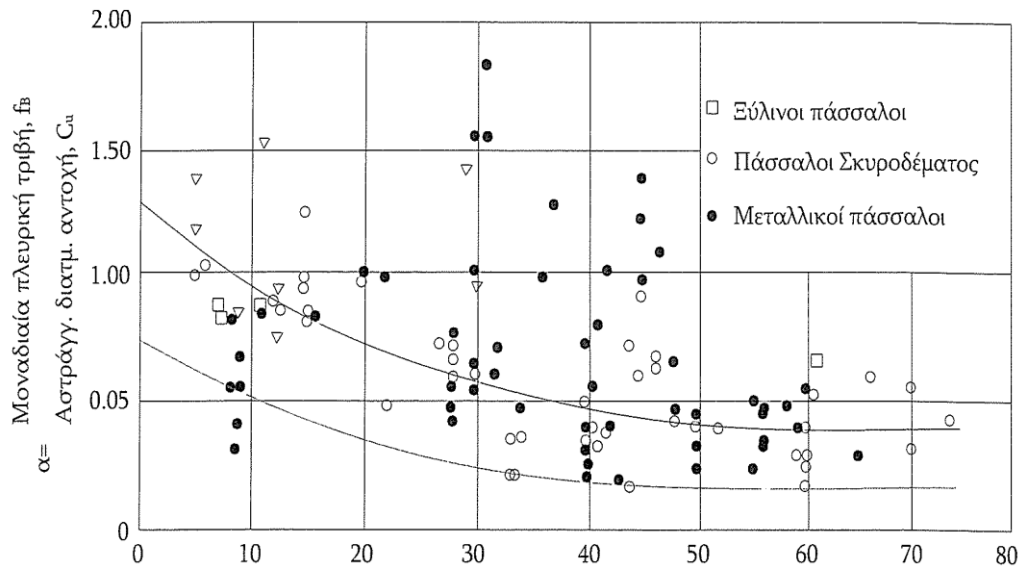
a: Ο συντελεστής συνάφειας μεταξύ πασσάλου και εδάφους.

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

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

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

Γενικά ο συντελεστής συνάφειας μειώνεται με την αύξηση της αντοχής c_u . Το α συναρτήσει του c_u δίνεται από το Σχ. 6.3.



Σχήμα 6.3. Συσχέτιση μεταξύ μοναδιαίας πλευρικής τριβής εμπηγνυομένων πασσάλων σε άργιλο και αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.

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

$$f_s^1 = \sigma'_{hs} \tan \delta + c'_c \quad (6.7)$$

όπου:

$$\sigma'_{hs} = K_s \sigma'_v$$

K_s : Συντελεστής πλευρικής ώθησης

c'_c : Συνάφεια στη διεπιφάνεια πασσάλου - εδάφους συνήθως λαμβάνεται $c'_c = 0$

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

$$f_s^1 = \beta c_v^1 \quad (6.8)$$

όπου:

β : Ο συντελεστής ενεργού πλευρικής τριβής.

Η σχέση $\beta = f_s / \sigma_v^1$ ισχύει για όλο το μήκος του πασσάλου και όπως είναι εύκολο να παρατηρηθεί είναι ανάλογης μορφής με την αντίστοιχη υπό αστράγγιστες συνθήκες $a = f_s / c_u$.

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

όπου:

$$\beta_{oc} = \beta_{NC} \sqrt{(OCR)} \quad (6.9)$$

OCR: Ο λόγος προφορτίσεως

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

Εδάφη μη συνεκτικά

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

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

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

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

$$Q_s = A_s K \sigma_{vo}^1 \tan \delta \quad (6.10)$$

όπου:

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

K : Συντελεστής ωθήσεως επί του πασσάλου. Για εμπηγνυομένους πασσάλους παρέχεται από τον Πίν. 6.1 Broms (1975)

σ_{vo} : Μέση ενεργός γεωστατική τάση (στο ρέσον του στρώματος που εμφανίζει πλευρική τριβή)

δ : Γωνία τριβής μεταξύ πασσάλου και εδάφους, που προκύπτει για εμπηγνυομένους πασσάλους από τον Πίν. 6.2.

Πίνακας 6.1 Τιμές συντελεστή ωθήσεως K σε πασσάλους

| | Μικρή I_b | Μεγάλη I_b |
|----------------------------|-------------|--------------|
| Μικρής εκτοπίσεως πάσσαλοι | 0.5 | 1.0 |
| Κωνικοί πάσσαλοι | 1.5 | 4.0 |
| Πάσσαλοι δι' εκτοπίσεως | 1.0 | 2.0 |

Πίνακας 6.2

| | |
|-----------------------|-------------------|
| Μεταλλικοί πάσσαλοι | $\delta=20^\circ$ |
| Πάσσαλοι σκυροδέματος | $\delta=0,5\phi$ |
| Ξύλινοι πάσσαλοι | $\delta=0,7\phi$ |

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

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

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

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

- i. Του φορτίου που εξασφαλίζει τον ελάχιστο επιθυμητό συντελεστή ασφαλείας F έναντι φέρουσας ικανότητας $Q_g(=P_{\text{ult}})$.
- ii. Του φορτίου που προκαλεί τη μέγιστη επιθυμητή καθίζηση s_{\max} του πασσάλου.

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

- ❖ Προσδιορισμός της οριακής τιμής πλευρικής τριβής T_{mf}
 - Για μη συνεκτικά εδάφη συναρτήσει της τιμής της αντοχής αιχμής κώνου $q_c(\text{MPa})$ σύμφωνα με τον Πίν. 6.3.

Πίνακας 6.3 Οριακή τιμή πλευρικής τριβής για μη συνεκτικά εδάφη

| Αντοχή αιχμής κώνου $q_c(\text{MPa})$ | Οριακή τιμή πλευρικής τριβής $T_{mf}(\text{MPa})$ |
|--|--|
| 0 | 0 |
| 5 | 0.04 |
| 10 | 0.08 |
| α15 | 0.12 |

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

Πίνακας 6.4 Οριακή τιμή πλευρικής τριβής για συνεκτικά εδάφη

| Αστράγγιστη διατμητική αντοχή C_u (MPa) | Οριακή τιμή πλευρικής τριβής $T_{mf}(\text{MPa})$ |
|--|--|
| 0.025 | 0.025 |
| 0.1 | 0.04 |
| >0.2 | 0.06 |

Στη συνέχεια προσδιορισμός της συνολικής πλευρικής τριβής

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

όπου:

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

$T_{mi}(s)$: Η διατρητική τάση τριβής, η οποία για καθίζηση $S > S_{rg}$ λαμβάνει (συγχρόνως για όλα τα στρώματα που διαπερνά ο πάσσαλος) την οριακή τιμή t_{mfi} των πινάκων 6.3 και 6.4.

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

- ❖ Προσδιορισμός της οριακής τιμής καθίζησης $S_{r,g}$ για την οποία εξαντλείται η συνολική αντοχή πλευρικής τριβής $Q_r(g)$

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

$$Q_{r,g} = \sum A_{mi} T_{mfi}$$

- ❖ Κατασκευή της καμπύλης $Q_{r(s)}$
- > Από $S = 0$ έως $S-S_{rg}$ -> γραμμική αύξηση από $Q_{r(s)} = 0$ σε $Q_{r(g)}$
- > Για $S > S_{rg}$ -> σταθερή τιμή Q_{rg}

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

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

- > $S_g = 0.10B$ (B η διάμετρος), τιμή οριακή για την εξάντληση και της αντοχής αιχμής.
- > $S_g = 0.03B$
- > $S_g = 0.02B$

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

Πίνακας 6.5 Αντίσταση αιχμής για συνεκτικά εδάφη

| Ανηγγμένη καθίζηση S/B ή S/Bf | Αντοχή αιχμής σ_g (MPa) | |
|----------------------------------|--------------------------------|-----|
| | Cu (MPa) | |
| | 0.10 | 0.2 |
| 0.02 | 0.35 | 0.9 |
| 0.03 | 0.45 | 1.1 |
| 0.10= S_g | 0.80 | 1.5 |

καθιζήσεων παρέχονται:

- > Για μη συνεκτικά εδάφη συναρτήσσει της τιμής της αντοχής αιχμής κώνου q_c σε MPa από τον Πίν. 6.5.
- > Για συνεκτικά εδάφη συναρτήσσει της τιμής της αστράγγιστης διατρητικής αντοχής c_u (MPa) από τον Πίν. 6.6. Στη συνέχεια προσδιορισμός του φορτίου αιχμής $Q_s(s)$ για τις τρεις τιμές καθιζήσεων βάσει της σχέσεως $Q_g(s) = A_p \sigma_{s(g)}$, όπου A_p η διατομή του πασσάλου. Εκτίμηση με γραμμική παρεμβολή της τιμής $Q_{g(srg)}$.

Πίνακας 6.6 Αντίσταση αιχμής για μη συνεκτικά εδάφη

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

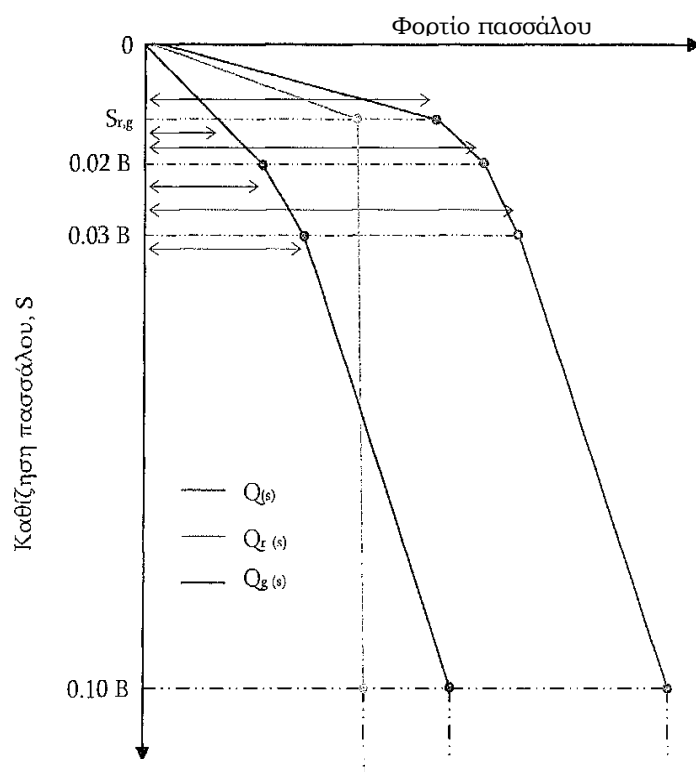
❖ Κατασκευή της καμπύλης Q_g από τα σημεία

- $S = 0 \rightarrow Q_g(0) = 0$
- $S = S_{rg} \rightarrow$
- $S = 0.02B \rightarrow Q_g(0.02B)$
- $S = 0.03B \rightarrow Q_g(0.03B)$
- $S = 0.10B \rightarrow Q_g(0.10B) =$

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

Με $Q_{(s)} = Q_{g(s)} + Q_{r(s)}$ (Η φέρουσα ικανότητα $Q_g = Q_{sg} + Q_{rg}$ αντιστοιχεί σε

$S = 0.10B$). Η διαδικασία και οι τελικές καμπύλες απεικονίζονται στο παρακάτω Σχ. 6.4.



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

- ✓ Επιτρέπεται να αγνοείται το ίδιο βάρος πασσάλου
 - ✓ Το $Q_{επιτρ}$, θα πρέπει να υπολογισθεί με βάση στην επιτρεπόμενη καθίζηση του εδάφους εφόσον ισχύει η σχέση $Q = Q_u/F$ όπου F ο συντελεστής ασφαλείας που πρέπει να είναι:
- > Κατάσταση Φορτίσεως 1 : $n=2$ (θλιβόμενοι πάσσαλοι)
- (Μόνιμα φορτία και κανονικά κινητά φορτία συμπεριλαμβανομένου του ανέμου).
- > Κατάσταση Φορτίσεως 2: $n=1.75$
- Πλέον των φορτίων 1 και μη κανονικά κινητά φορτία. Φορτία που επιβάλλονται επίσης κατά τη διάρκεια κατασκευής.
- > Κατάσταση Φορτίσεως 2: $n=1.5$
- Πλέον των φορτίων 2 απρόβλεπτες και εξαιρετικές φορτίσεις.
- ✓ Το $Q_{επιτρ}$ θα είναι το φορτίου που αντιστοιχεί στην max επιτρεπόμενη καθίζηση S_{max_p} .
- ✓ Τελικά $Q_{επιτρ} = \min[Q_{επιτρ}, Q_{επιτρ}]$

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

- ✓ Διάμετρος 0.80 έως 2.20m (Συνιστώμενο εύρος τιμών).
- ✓ Ελάχιστο βάθος διεισδύσεως εντός της φερούσης στρώσεως του εδάφους 2.50m. (Ειδικώς για μη συνεκτικά εδάφη απαιτείται στο βάθος αυτό αντοχή κώνου $q_c > 10$ MPa).
- ✓ Ελάχιστο πάχος της φερούσης στρώσεως κάτω από τον πόδα - αιχμή του πασσάλου 3B (B η διάμετρος του φρεατοπασσάλου) και τουλάχιστον 1.50m.
- ✓ Για την ισχύ του Πίν. 5.7 θεωρείται κατά DIN 4014/1990 όριο υδαρότητας φερούσης στρώσεως $LL < 80\%$.

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

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

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

| | | |
|------------------------------------|------------------|----------------|
| | Ολικός $F=2.5$ | |
| α) Για εμπηγνυόμενους πασσάλους: | | Αιχμής $F_b=3$ |
| | Τριβών $F_s=1.5$ | |
| | Ολικός $F=2$ | β) Πα |
| πασσάλους με εκσκαφή και αφαίρεση: | | Αιχμής $F_b=3$ |
| | Τριβών $F_s=1$ | |

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

Το οριακό φορτίο λειτουργίας δίδεται από την σχέση:

$$Q_{\text{λειτ}} = Q_{\text{επιτρ}} - W_{\text{πασ}}$$

όπου:

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

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

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

$$Q_{\varepsilon\pi} \text{ πασ.ομ} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_b + E_f \sum Q_{si}}{F} \\ \frac{Q_b}{E_b} + \frac{E_f \sum Q_{si}}{F_s} \\ \sigma_{\beta}^{\varepsilon\pi} \cdot A_B \end{array} \right\}$$

όπου:

$\sigma_b^{επ} : \sigma_b^{επ} = 6000 \text{ ΚΡα}$. Η επιτρεπόμενη τάση του σκυροδέματος τους πασσάλου σε κεντρική θλίψη και $Q_{\lambda\epsilon\iota\tau}$ πασ. ομ. = $Q_{\epsilon\pi}$ πασ. ομ. - W_p

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

$$n = \frac{(1.10 - 1,3)P_{av}}{Q_{\lambda\epsilon\iota\tau} \cdot \text{πασ.ομ}}$$

όπου:

n: Ο απαιτούμενος αριθμός πασσάλων.

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

$Q_{\lambda\epsilon\iota\tau}$ πασ. ομ.: Το ωφέλιμο φορτίο λειτουργίας κάθε πασσάλου στην ομάδα.

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

$$Q_{\lambda\epsilon\iota\tau} = Q_{\epsilon\pi\iota\phi} \cdot \text{DIN και } n = \frac{(1.10 - 1,3)P_{av}}{Q_{\epsilon\pi\iota\phi}^{DIN}}$$

6.4 Εκτίμηση επιτρεπόμενου αξονικού εφελκυστικού φορτίου πασσάλου

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

$$P_{ult}^{εφ} = \sum Q_{si}$$

$$P_{επ}^{εφ} = \frac{\sum Q_{si}}{F_{επ}}$$

6.5 Έλεγχος έκκεντρης φόρτισης πασσαλοομάδας

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

$$P_{MAX} = \Sigma V / n + M x_i^{max} / \Sigma x_i^2 \ll Q_{LEP.ΘΕΛ}$$

$$P_{MIN} = \Sigma V / n + M x_i^{max} / \Sigma x_i^2 \gg -Q_{LEP.ΘΕΛ}$$

Όπου:

$$Q_{LEIT \theta\lambda} : Q_{LEIT \theta\lambda} - W_p \text{ και } Q_{LEIT \epsilon\phi} = Q_{επ \epsilon\phi} + W_p \text{ Έχουν}$$

εκτιμηθεί από στατικούς τύπους (σε περίπτωση πασσάλων εκσκαφής μεγάλης διαμέτρου όπου το $Q_{στ}$ έχει εκτιμηθεί κατά

DIN[$Q_{LEIT \theta\lambda} = \min\{Q_u / 2, Q_{pmax}\}$]) τότε οι σχέσεις (5.1) και

$$(6.2) \text{ γράφονται: } P_{max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M x_i^{max}}{\sum x_i^{max}} \geq -Q_{επ}^{εφ} = -\frac{\sum Q_{si}}{2} IV$$

EV: Το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του βάθρου και πασσαλοεσχάρας

N: Ο συνολικός αριθμός των πασσάλων

M: Η συνολική ροπή στη στάθμη κεφαλής των πασσάλων

x_{max} : Η μέγιστη απόσταση από το κέντρο βάρους της ομάδας των πασσάλων

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

6.6 Καθιζήσεις πασσαλομάδας

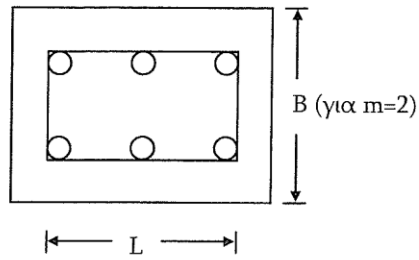
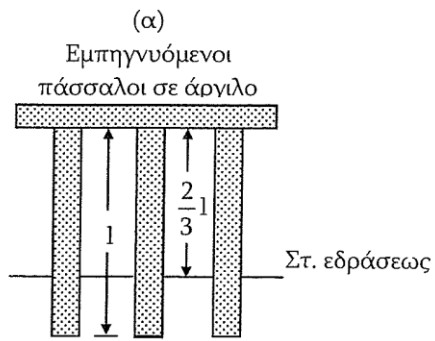
Για τον προσδιορισμό των καθιζήσεων ομάδας πασσάλων εφαρμόζεται η προσεγγιστική επίλυση, βάσει της οποίας θεωρείται ισοδύναμο «αβαθές» θεμέλιο του οποίου η στάθμη εδράσεων και οι διαστάσεις εξαρτώνται από τον τρόπο κατασκευής του πασσάλου και του είδους του εδάφους. Η πρόσθετη τάση στη στάθμη θεμελίωσης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

Δηλαδή γίνεται η παραδοχή ότι το βάρος της πάσσαλο-εσχάρας και των πασσάλων αντισταθμίζει πλήρως το βάρος του προϋπάρχοντος εδάφους. Στο παρακάτω Σχ. 6.5 απεικονίζονται οι στάθμες εδράσεων και οι διαστάσεις του ισοδύναμου «αβαθούς» θεμελίου, θα πρέπει να τονιστεί ότι στα σχήματα αυτά B και L είναι οι διαστάσεις του περιγεγραμμένου στην ομάδα πασσάλων θεμελίου (προφανώς διαφορετικές από τις διαστάσεις της πασσαλοεσχάρας). Συγκεκριμένα είναι:

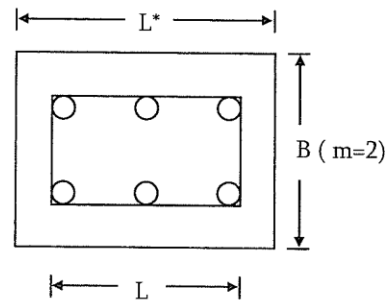
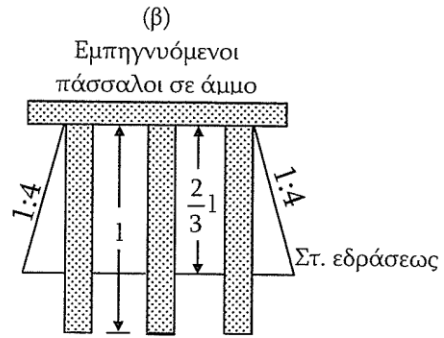
$$B = (m-1)s + d \text{ και } L = (n-1)s + d$$

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

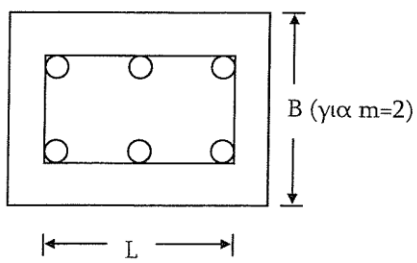
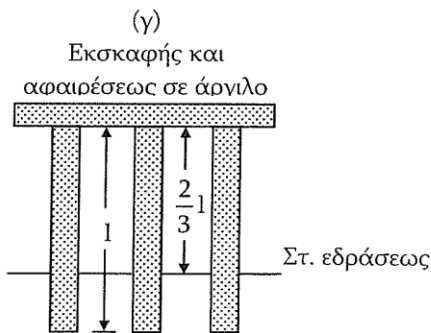
Είναι προφανές ότι σε περίπτωση διαδοχής αμμωδών και αργιλικών στρώσεων οι διαστάσεις B^* , L^* , προσδιορίζονται συναρτήσει των B , L με παραδοχή διανομηση λόγω τριβών με κλίση 1:4 (οριζόντιο-κατακόρυφο) μόνο στις αμμώδεις στρώσεις.



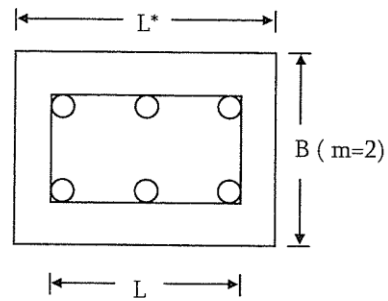
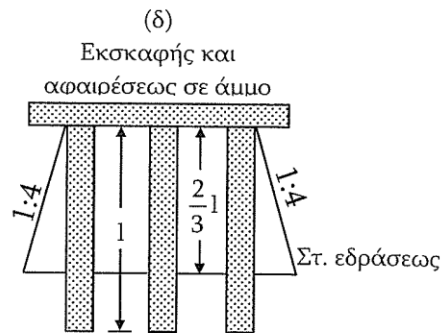
(για m=3)
 $B^*=B, L^*=L$



(για m=3)
 $B^*=B/3$
 $L^*=L/3$



(για m=3)
 $B^*=B, L^*=L$



(για m=3)
 $B^*=B/2$
 $L^*=L/2$

Σχήμα 6.5 α και 6.5 β

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

6.7 Γενικά για την μέθοδο BROMS

- Ο Broms με την βοήθεια απλοποιητικών παραδοχών προσδιορίζει:
 - > Το οριακό οριζόντιο φορτίο (εγκάρσιο ως προς τον άξονα) H_u που πρέπει να ασκηθεί στην κεφαλή του πασσάλου προκειμένου να επέλθει αστοχία είτε λόγω εξάντλησης της οριακής αντοχής του εδάφους (κοντοί, άκαμπτοι ως προς το έδαφος πάσσαλοι) είτε λόγω υπερβάσεως της καμπτικής αντοχής του πασσάλου (μακροί, εύκαμπτοι ως προς το έδαφος πάσσαλοι).
 - > Την πλευρική μετατόπιση y_0 της κεφαλής του πασσάλου. Η μέθοδος προϋποθέτει ότι ο πάσσαλος αιωρείται εντός ομοιογενούς εδάφους διακρίνει δε τα εδάφη σε δύο κατηγορίες: i) κοκκώδη ($\phi > 0$) και καθαρώς συνεκτικά ($C_u > 0$).
- Όσον αφορά τους πασσάλους αυτοί χωρίζονται σε:
 - > Ελευθέρως κεφαλής όπου ο πάσσαλος κάτω από ένα οριακό μήκος L_{OP} συμπεριφέρεται ως κοντός-άκαμπτος (με αύξηση του φορτίου H_u για αυξανόμενο μήκος L μέχρι το μήκος L_{OP}) και για μήκος $L > L_{OP}$ συμπεριφέρεται ως μακρός - εύκαμπτος με μέγιστο φορτίο κεφαλής H_{Umax} να αντιστοιχεί στο L_{OP} οπότε σε συγκεκριμένο βάθος επέρχεται θραύση από κάμψη του ίδιου του πασσάλου (χωρίς περαιτέρω αύξηση του H_{Umax} όσο και αν αυξηθεί το μήκος L πέραν της τιμής L_{OP}).
 - > Πακτωμένης κεφαλής όπου ο πάσσαλος κάτω από ένα οριακό μήκος $L_{OP(1)}$ δεν αστοχεί από κάμψη ούτε στην πάκτωση ούτε στο άνοιγμα και λειτουργεί ως κοντός-άκαμπτος εξαντλώντας την οριακή αντοχή του εδάφους (με αύξηση του H_u για αυξανόμενο μήκος L μέχρι την τιμή

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

➤ Η μέθοδος εξασφαλίζει τις απαιτήσεις:

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

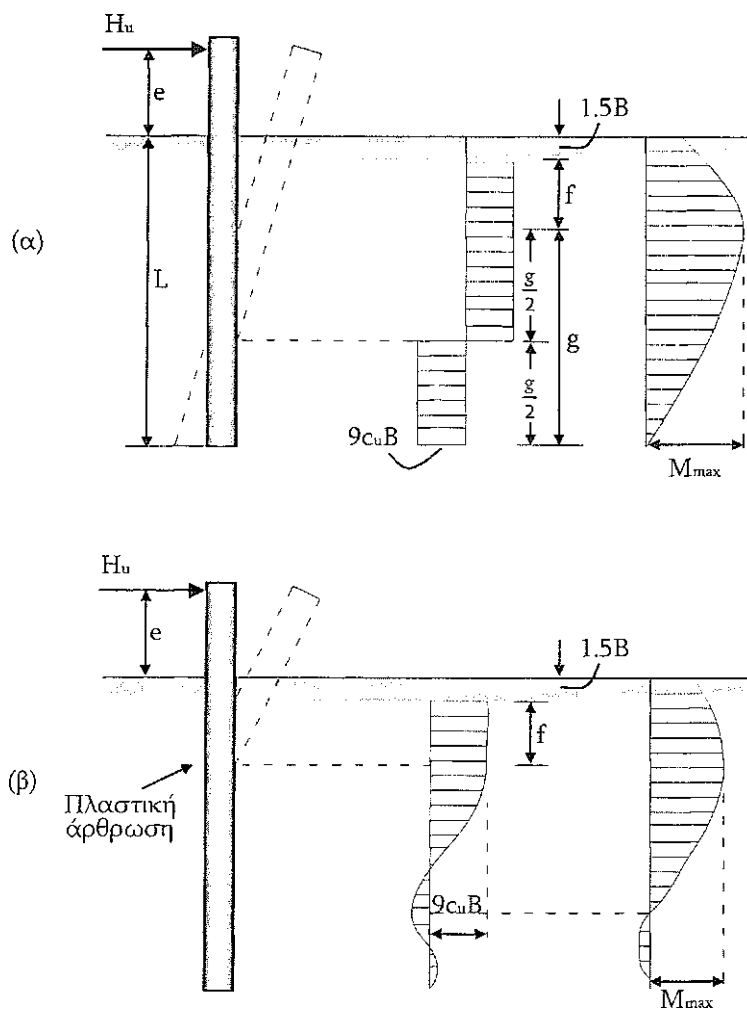
Για τον προσδιορισμό των παραμορφώσεων δέχεται ότι το έδαφος συμπεριφέρεται ελαστικά κατά το πρότυπο Winkler (για εκτίμηση του δείκτη K_n) και ο συντελεστής ασφαλείας σε θραύση για το έδαφος είναι τουλάχιστον 2 έως 2.5. Σημειώνεται ότι η απαίτηση αυτή αφορά στο έδαφος, και απαιτείται προσοχή στις περιπτώσεις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

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

6.8.1 Καθαρώς συνεκτικό έδαφος

Πάσσαλοι ελεύθερης κεφαλής

Στο Σχ. 6.6 παρουσιάζονται τα απλοποιημένα διαγράμματα εδαφικών αντιδράσεων και οι μηχανισμοί θραύσεως για α) κοντούς, και β) μακρούς πασσάλους ελεύθερης κεφαλής σε συνεκτικό έδαφος.



Σχήμα 6.6 Μηχανισμοί θραύσεως με ελεύθερη κεφαλή σε συνεκτικό έδαφος, α) Κοντών, β) Μακρών

6.9 Εκτίμηση οριακής ροπής θραύσεως πασσάλου από οπλισμένο σκυρόδεμα

Στο παρακάτω Νομογράφημα από A10 έως A14 παρέχεται με μορφή αδιαστατοποιημένων συντελεστών η οριακή ροπή αστοχίας πασσάλου συναρτήσει:

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

Από τη σχέση: $\sin F_e = \mu_0 [(1/\beta_s/\beta_R) (r/1.8)]$ και για τιμές λόγου β_s/β_R

ανάλογες με την ποιότητα (και αντοχή) του σκυροδέματος όπως προκύπτουν από τον πίνακα, προκύπτει η τιμή μ_0 .

Στη συνέχεια από την αδιαστατοποιημένη έκφραση του αξονικού φορτίου

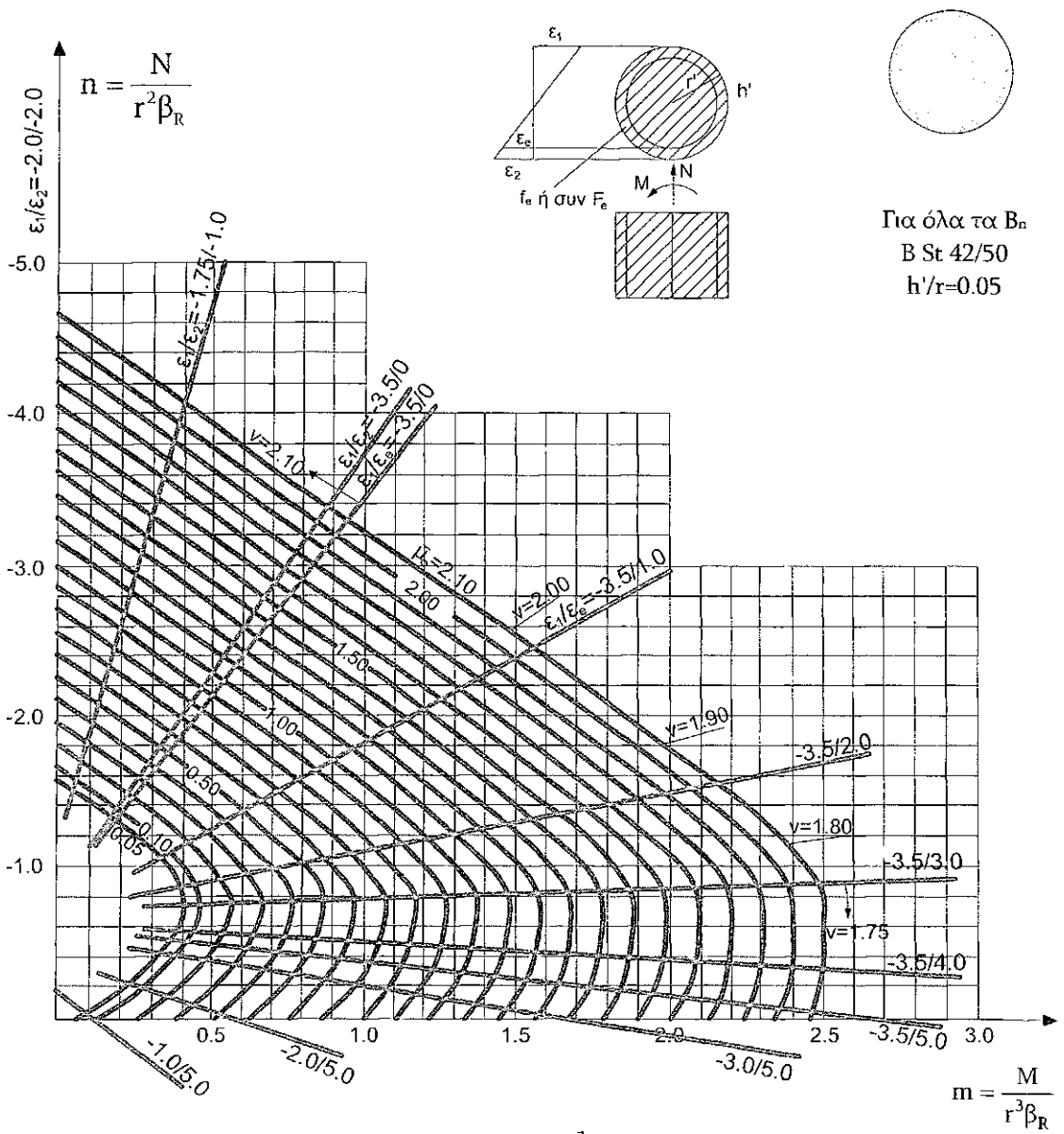
$n = N/(\beta_R r^2)$ και την προσδιορισθείσα τιμή μ_0 εκτιμώνται από το αντίστοιχο

Νομογράφημα:

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

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

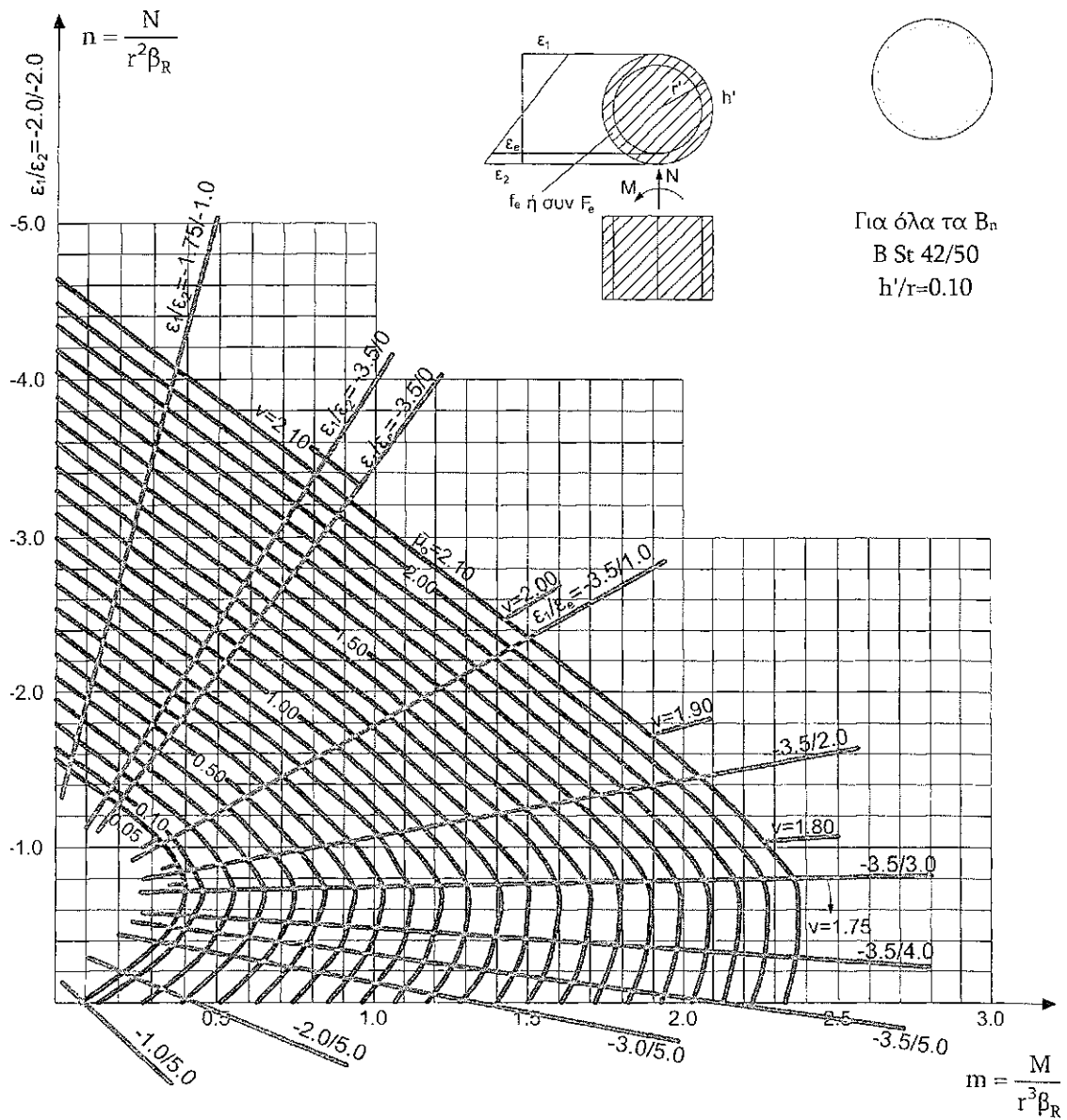
$$M_{yield} = \nu (m \beta_R r^3)$$



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

$$F_e = \frac{1}{2(\Gamma - \eta')} \pi \sim \mu_o \beta_3 / \beta_K \frac{1}{2(r - h')} \sim N_s / P_R 1.8$$

| Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος | Bn150 | Bn250 | Bn350 | Bn450 | Bn550 |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| βκ (kP/cm ²) | 105 | 175 | 230 | 270 | 300 |
| β*/βκ | 40.0 | 24.0 | 18.3 | 15.6 | 14.0 |

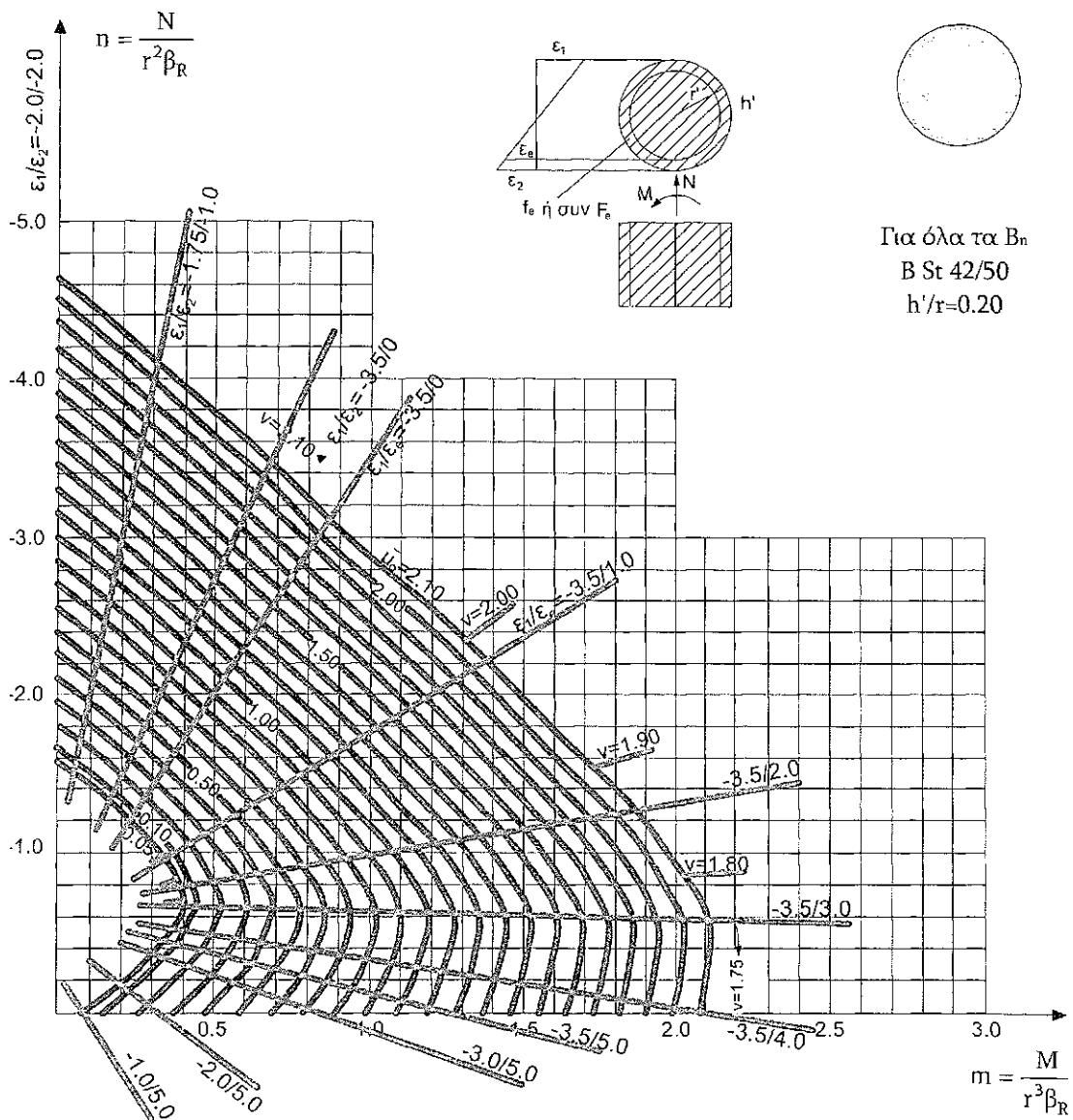


$$\text{συν}F_e = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} r^2 \pi$$

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

| Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος | Bn150 | Bn250 | Bn350 | Bn450 | Bn550 |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| βκ (kP/cm ²) | 105 | 175 | 230 | 270 | 300 |
| β*/βκ | 40.0 | 24.0 | 18.3 | 15.6 | 14.0 |

Σχήμα 6.8

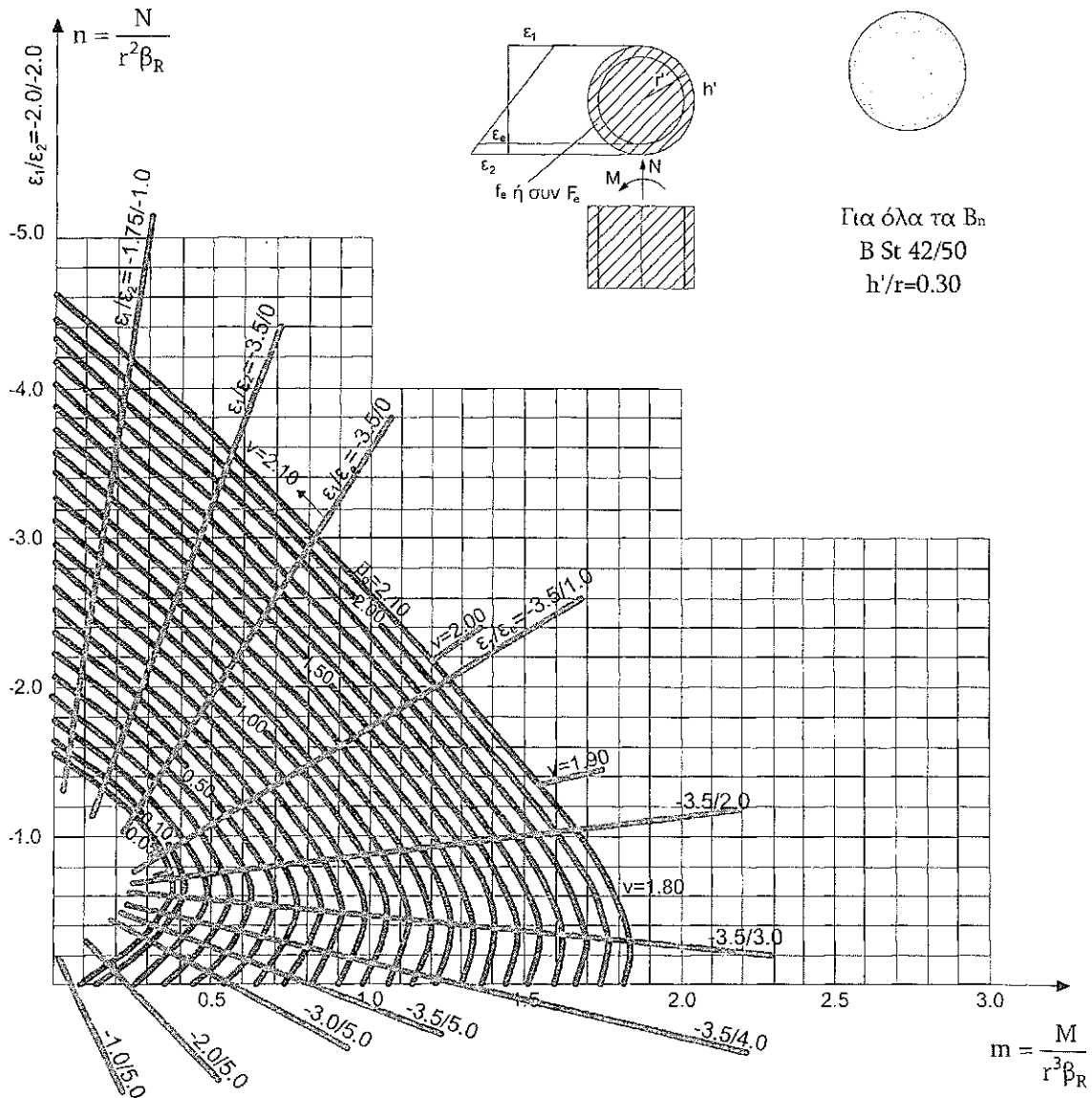


$$\text{συν}F_e = \bar{\mu}_o \frac{1}{\beta_s/\beta_R} r^2 \pi$$

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

| Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος | Bn150 | Bn250 | Bn350 | Bn450 | Bn550 |
|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| β_k (kP/cm ²) | 105 | 175 | 230 | 270 | 300 |
| β_s/β^* | 40.0 | 24.0 | 18.3 | 15.6 | 14.0 |

Σχήμα 6.9



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

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

| Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος | Bn150 | Bn250 | Bn350 | Bn450 | Bn550 |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| βκ (kP/cm ²) | 105 | 175 | 230 | 270 | 300 |
| β _s /βκ | 40.0 | 24.0 | 18.3 | 15.6 | 14.0 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α - ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

**Βελτίωση μαλακού αργιλικού εδάφους
με προφόρτιση - στραγγιστήρια**

7.ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΜΑΛΑΚΟΥ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ-ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ

7.1.ΓΕΝΙΚΑ

Η βελτίωση ενός μαλακού αργιλικού εδάφους με προφόρτιση συνίσταται στις εξής επιμέρους μεταβολές:

α) Αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής A_{cu} προφορτίσεως λόγω αύξησης της ενεργού κατακόρυφης τάσεως σε τυχόν σημείο λόγω του φορτίου της προφορτίσεως μετά το τέλος της στερεοποίησης. Ένα μικρό μέρος της αύξησης A_{cu} προφορτίσεως θα αναιρεθεί μετά την αφαίρεση της προφορτίσεως λόγω της αποφόρτισης αλλά το μεγαλύτερο μέρος της αύξησης θα παραμείνει και έτσι η τελική C_u θα είναι σημαντικά αυξημένη.

β) Ανάλογα αυξάνεται και η διατμητική αντοχή υπό συνθήκες πλήρους στραγγίσεως (από την σχέση Mohr-Coulomb $T_a = C' + \sigma' \tan \phi'$). Αρχικά και στο τέλος της στερεοποίησης λόγω προφορτίσεως $C'_{NC} = 0, \Phi'_{NC} \neq 0$. Μετά όμως την αφαίρεση της προφορτίσεως $C'_{oc} > 0, \Phi'_{oc} < \Phi'_{NC}$ αλλά για την ίδια ορθή ενεργό τάση, σ' (π.χ. τη γεωστατική) $T_{ao}/c = C_{oc} + \sigma' \tan \phi'_{oc} > T_{aNC} \sim 0 + \sigma' \tan \phi'_{NC}$.

γ) Τέλος μειώνονται οι τελικές καθιζήσεις της κατασκευής λόγω του γεγονότος ότι η φόρτιση με το φορτίο της κατασκευής είναι, εν μέρει ή στο σύνολο προφόρτιση για το έδαφος (αρχική φόρτιση είναι το φορτίο της προφορτίσεως) και επειδή $C_R \ll C_c$ έπεται ότι η τελική καθίζηση θα είναι μειωμένη σχεδόν κατά την παραμένουσα (όχι τη συνολική) καθίζηση της προφορτίσεως.

7.2.ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΩΝ ΤΙΜΩΝ -ΑΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ C_u ΜΕΤΑ ΤΗ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ ΛΟΓΩ. ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΕΩΣ

Στην περίπτωση κανονικά στερεοποιημένων (απροφόρτιστων, N.O.) αργίλων ο λόγος $(C_u/\sigma_v)_{NC}$ διατηρείται σταθερός. Αυτός προκύπτει από σχεδιασμό των τελικών τιμών θ_a της μαλακής αργίλου στα διάφορα βάθη (όπως προέκυψαν από αποτελέσματα εργαστηριακών τριαξονικών δοκιμών UU, δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης καθώς και των διορθωμένων τιμών των επί τόπου δοκιμών πτερυγίου (FVT) και χαράσσεται η μέση κεντροβαρική καμπύλη.

Στο μέσο του στρώματος εκτιμώνται οι τιμές C_u, σ_v' και συνεπώς ο λόγος $(C_u/\sigma_v)_{NC}$.

Η τιμή του λόγου αυτού συγκρίνεται μάλιστα με εμπειρικές τιμές που παρέχουν (για N.C.αργίλους) διάφοροι ερευνητές συναρτήσει φυσικών χαρακτηριστικών

όπως του: Ορίου υδαρότητας (LL), Δείκτη πλαστικότητας (PI), Σχετικής υδαρότητας (Ic) κλπ., που συνοψίζονται παρακάτω:

$$(C_u / \sigma_v') = 0.11 + 0,00037 * (PI) \quad \text{SKEMPTON}$$

$$(C_u / \sigma_v') = 0.045 * [(PI)\%]^0.5 \quad \text{BJERRUM and SIMONS}$$

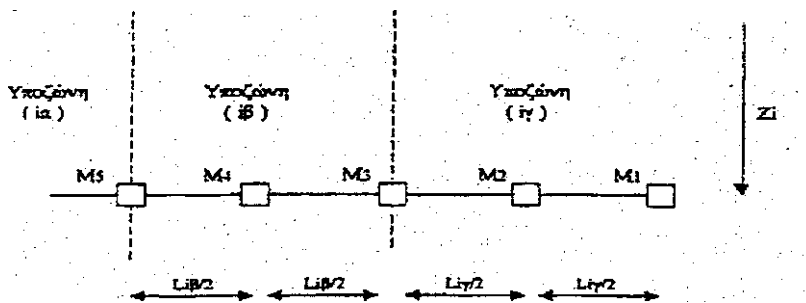
$$(C_u / \sigma_v') = 0,05 * (LL)\% \quad \text{KARLSSON and VIEBERG}$$

$$(C_u / \sigma_v') = 0.18 / (I_L)^{0.5} \quad \text{BJERRUM and SIMONS}$$

όπου $I_L = (LL\% - W\%) / (LL\% - PL\%)$, ισχύει η παραπάνω σχέση για $I_L > 0,50$

Σε κάθε φάση προφορτίσεως οι τιμές αστράγγιστης αντοχής που θα υπεισέρχονται στους υπολογισμούς είναι εκείνες που αντιστοιχούν στο τέλος της στερεοποίησης λόγω του φορτίου της προηγούμενης φάσεως. Έτσι στην Α' φάση χρησιμοποιούνται στις δυο ζώνες, στις οποίες χωρίζεται η μαλακή αργιλική στρώση κάτω από την εξυγίανση, οι μέσες αρχικές τιμές $C_{u\text{αρχ}}'$. Στη 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 μετατοπισθεί σε πρόσθετες ενεργές τάσεις $\Delta\sigma'_z$) και επομένως θα έχουμε ανομοιόμορφες αυξήσεις στις τιμές C_u .

Οι ζώνες διαιρούνται ως εξής:



Εικόνα 3

Στην υποζώνη (ια) θεωρείται ότι το επίχωμα προφορτίσεως δεν επιβάλλει σημαντικές πρόσθετες τάσεις. Αρα οι αρχικές τιμές C_{ui} των διαφόρων ζωνών θεωρείται ότι παραμένουν σταθερές όχι μόνον στην Β' και Γ' φάση προφορτίσεως αλλά και στη φάση λειτουργίας του έργου.

Στην υποζώνη (ιβ) χαρακτηριστικό σημείο θεωρείται το M4, επομένως η

$$C_{u(4)τελ.} = (C_{u(3)τελ.} + C_{u(5)τελ.}) / 2$$

υπαισέρχεται στους υπολογισμούς ευστάθειας.

Τέλος, στην υποζώνη (ιγ) χαρακτηριστικό σημείο θεωρείται το

$$M2, \text{ επομένως } \eta \quad C_{u(2)τελ.} = (C_{u(1)τελ.} + C_{u(3)τελ.}) / 2$$

υπαισέρχεται στους αντίστοιχους ελέγχους.

Όσον αφορά τον προσδιορισμό της $\delta_{iτελ}$ για μεν τις διαδοχικές φάσεις προφορτίσεως

(Β' και Γ) όπου η άργιλος παραμένει απροφόρτιστη (N.C.) θα ισχύει:

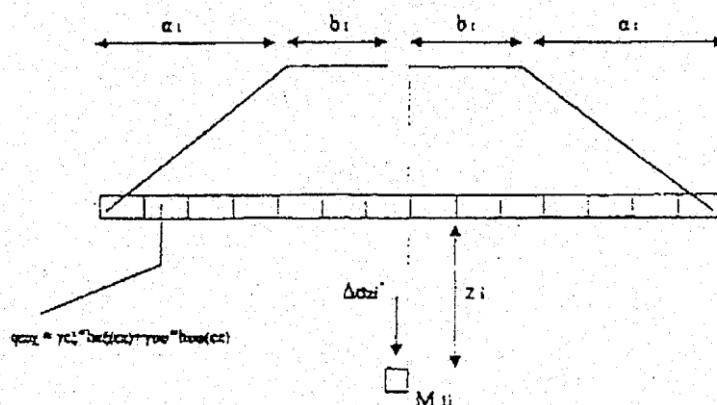
$$C_{u1τελ} = (C_u / \sigma_v)_{NC} * (\sigma_{oi} + \Delta\sigma_{zi})$$

Αντίθετα για τη φάση λειτουργίας, κατά την οποία η άργιλος είναι πλέον προστερεοποιημένη (O/C) λόγω προηγούμενης αφαίρεσης της προφορτίσεως θα ισχύει:

$$C_{u1τελ} = (C_u / \sigma_v)_{NC} * (OCR), * \sigma_{oi},$$

όπου $(OCR), = \sigma_{oi} + \Delta\sigma_{zi}$

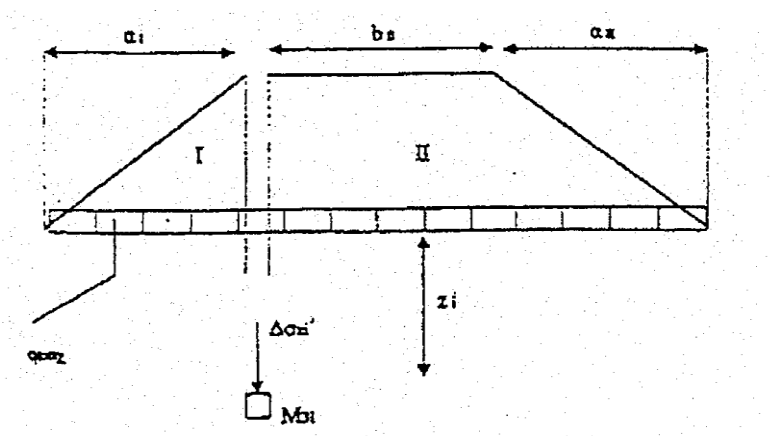
Τέλος, η εκτίμηση των πρόσθετων ολικών τάσεων $\Delta\sigma_{zi}$ (και συνεπώς πρόσθετων ενεργών τάσεων $\Delta\sigma_{zi}$ μετά την ολοκλήρωση της στερεοποίησης) στα διάφορα σημεία (1 i), (3i), (5i) γίνεται με τη βοήθεια του Νομογραφήματος Osterberg (βλέπε παραπάνω διάγραμμα ισχύει για τραπεζοειδές απείρου μήκους επίχωμα) με τις παρακάτω επαλληλίες:



$$\Delta\sigma_{zi} = 2 * (I_z) M_{ii} * q_{\text{επιχ.}}$$

Συντελεστής $(I_z(i))_{M_{ii}}$: συνάρτηση των λόγων $a_1/z_1, b_1/z_1$.

- Σημεία M_{3i}



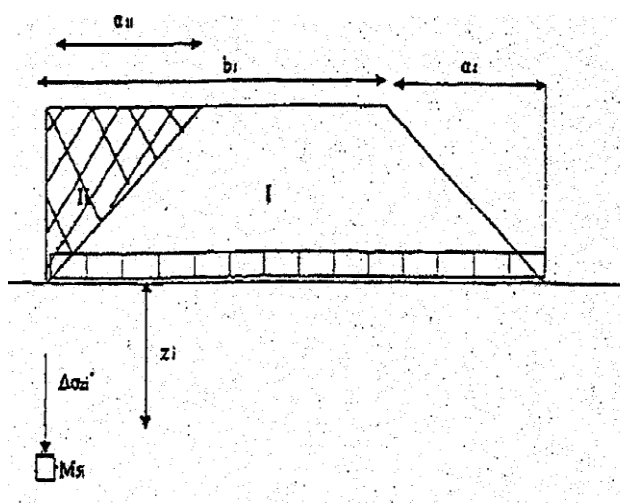
Εικόνα 40

$$\Delta\sigma_{zi} = [(I_{z(i)})M_{3i} + (I_{z(ii)})M_{3i}] * q_{\text{επιχ.}}$$

Συντελεστής $(I_z(i))_{M_{3i}}$: συνάρτηση των λόγων $a_1/z_1, b_1/z_1=0$

Συντελεστής $(I_z(ii))_{M_{3i}}$: συνάρτηση των λόγων $a_{ii}/z_1, b_{ii}/z_1$.

- Σημεία M5i



Συντελεστής $(I_z(i))_{M5i}$:
 συνάρτηση των λόγων
 $a_1/z_1, b_1/z_1=0$

Συντελεστής $(I_z(ii))_{M5i}$: συνάρτηση των λόγων $a_{11}/z_1, b_{11}/z_1=0$

7.3. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΡΑΙΚΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Εδώ εφαρμόζονται οι σχέσεις που παρέχουν την καθίζηση για κανονικά στερεοποιημένη (N.C.) άργιλο για κάθε φάση προφορτίσεως, όπου σ_{v0i} πάντα η γεωστατική τάση στο μέσο της εκάστοτε ζώνης και Δr_i A' φάσης $\Delta r_i = \Delta \sigma_{+i}^A$ στο τέλος της B' φάσης $\Delta r_i = \Delta z_i^{\alpha+\beta}$, οπότε προκύπτει η συνολική καθίζηση P, (A+B) φάσης. Έτσι η καθαρή επιπλέον καθίζηση της B' φάσης θα είναι $P\beta = P(\alpha-\beta) - P\alpha$. Τέλος, για τις καθιζήσεις της τελικής κατασκευής και εφόσον υπάρχει πρόσθετη τάση q στη στάθμη θεμελίωσης (δηλαδή δεν πρόκειται για "επιπλέον" θεμελίωση) εφαρμόζονται κατά περίπτωση οι σχέσεις (6.19) και (6.20).

7. 4 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΧΡΟΝΙΚΗΣ ΕΞΕΛΙΞΗΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΡΑΧΙΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

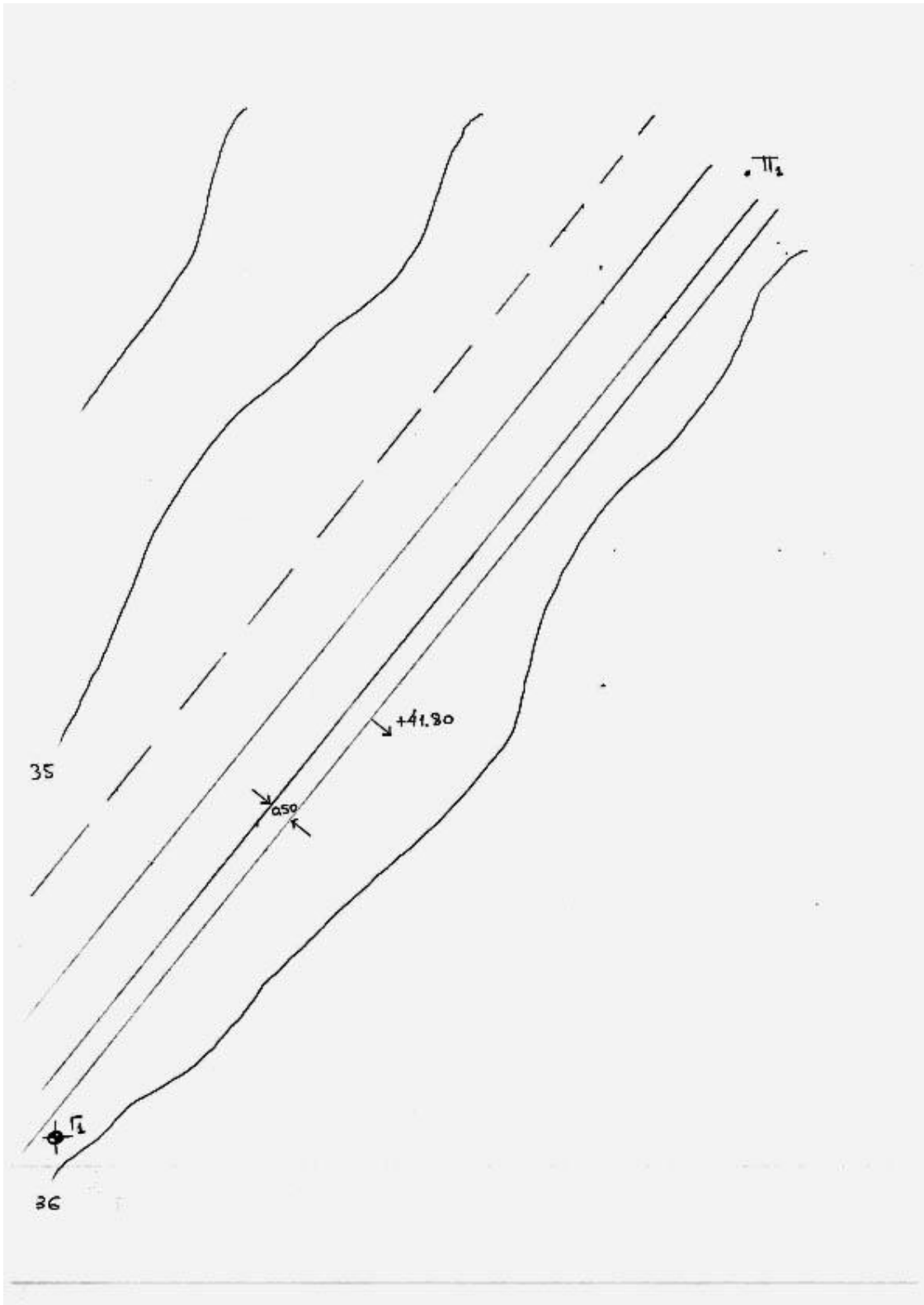
Ελέγχεται αρχικά η απαιτούμενη διάρκεια παραμονής κάθε φάσεως προφορτίσεως, χωρίς την προηγούμενη έμπηξη πλαστικών στραγγιστηρίων, με βάση τη θεωρία μονοδιάστατης στερεοποίησης κατά Terzaghi.

Η τακτική ολοκλήρωση της στερεοποίησης, όπως φαίνεται από την καμπύλη αμφιμονοσήμαντης συσχέτισης "ποσοστό στερεοποίησης U_v - του χρονικού παράγοντα T_v " του παρακάτω σχήματος αντιστοιχεί σε ποσοστό $U_v = 93\%$, δηλαδή τιμή χρονικού παράγοντα $T_v = 1$. Ο απαιτούμενος χρόνος παραμονής κάθε φάσης προφορτίσεως θα είναι λοιπόν:

$$t_c = (T_v * H^2) / (C_v * L) \Rightarrow t_c = H^2 / (C_v * L)$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

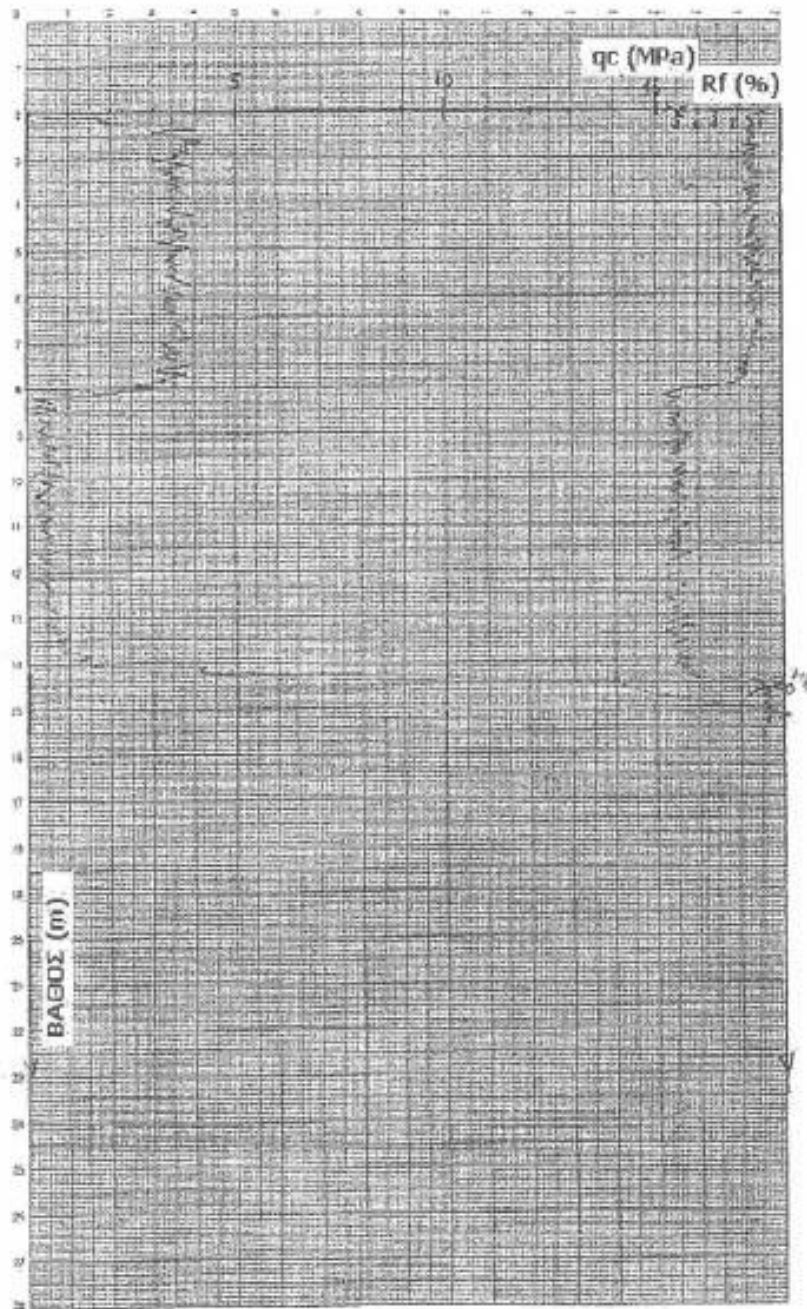
1. ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ



3.ΤΟΜΗ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΕΩΣ

ΓΕΩΤΡΗΣΗ - ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗ

ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΗΣΗ



4. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΠΡΟΣΩΠΕΥΤΙΚΗΣ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑΣ

ΕΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ

4.1 Περιγραφή Εδαφικών Στρώσεων

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

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

Με βάση τις επί τόπου αλλά και τις εργαστηριακές δοκιμές προσδιορίστηκαν τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των προαναφερθέντων στρωμάτων. Στους παρακάτω πίνακες εμφανίζονται η διακύμανση και οι μέσες τιμές των 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 -5.30m

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 $\gamma_{υγρ} = 18.9\text{kN/m}^3$.

Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

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

Στρώση 2: Άργιλος

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

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

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

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

Ακολουθεί σχετικός πίνακας με τη διακύμανση των χαρακτηριστικών της στρώσης:

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

Στρώση 3: Τεφρή Άμμος

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

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

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

| $\gamma_{υγ}$ (kN/m ³) | |
|------------------------------------|------------|
| Γεώτρηση 1 | Γεώτρηση 2 |
| 20.5 | 19.4 |

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

Έτσι εκτιμάται μέση τιμή υγρού φαινομένου βάρους $\gamma_{υγ} = 20.01 < N/\eta\lambda^3$.

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

| Φυσικά Μηχανικά Χαρακτηριστικά | % Διερχόμενο | | Πλήθ. Τιμών | Μέσος όρος |
|--|--------------|------|----------------|------------|
| | Από | Έως | | |
| Ποσοστό χαλικιών | - | - | - | - |
| Ποσοστό άμμου (10) | 100 | 100 | 15 | 100 |
| Ποσοστό άμμου (40) | 99 | 94 | 15 | 96.5 |
| Ποσοστό άργιλο ιλύος (200) | 10 | 2 | 15 | 6.7 |
| Δείκτης πλαστικότητας (PL) | 21 | 20 | 2 | 20.5 |
| Ξηρό φαινόμενο βάρος γ_d (kN/m ³) | 16.4 | 16.2 | 2 | 16.3 |
| Υγρό φαινόμενο βάρος $\gamma_{υγ}$ (kN/πι ³) | 20.5 | 19.4 | 2 | 20 |
| Δείκτης πόρων | 0.68 | 0.65 | 2 | 0.665 |
| Αριθμός κρούσεων N δοκιμής SPT | 45 | 32 | 12 | 36 |
| Αντίσταση αιχμής κώνου qc δοκιμής CPT (Mpa) | | | | 14.4 |
| Λόγος τριβών Rf δοκιμής CPT (%) | | | | 2 |

4.2 Εκτίμηση αντιπροσωπευτικών εδαφικών παραμέτρων - Στρωματογραφία υπολογισμού

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

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

> Γεώτρηση Γ1: 0.00 - 22.00 μέτρα

> Γεώτρηση Γ2: 0.00 - 21.95 μέτρα Παρακάτω

παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

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

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 0-5.0 μέτρα. Παράμετροι αντοχής: $c' = 0$, $\phi' = 0$

| | Βάθος | N' | | C _N | N _c =C _N *N' |
|---------------------|-------|------|-------|----------------|------------------------------------|
| ΓΕΩΤΡΗΣΗ Γ1 | 1.30 | 13 | 24.57 | 1.600 | 24.0 |
| | 2.50 | 16 | 39.75 | 1.425 | 22.8 |
| | 4.00 | 16.5 | 53.10 | 1.350 | 24.3 |
| ΓΕΩΤΡΗΣΗ Η Γ2 | 1.10 | 12 | 20.79 | 1.647 | 20.1 |
| | 3.0 | 15 | 44.20 | 1.400 | 21.0 |
| | 4.5 | 16 | 57.55 | 1.300 | 20.8 |

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

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα με τη σχέση

$$N_c = C_N * N' \text{ (} C_N \text{ κατά Peck - Hanson - Thornburn).}$$

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

Βάθος **0.0 - 5.0** μέτρα

$$\overline{N_c} = \frac{\sum N_c}{6} = \frac{24.0 + 8 + 24.3 + 2.1 + 21.0 + 20.8}{6} = \overline{N_c} \cong 21.83$$

Είναι τώρα:

$$> \text{Peck - Hanson - Thornburn: } \phi = 27.1 + 0.3\overline{N_c} \Rightarrow \phi = 33.39^\circ$$

$$> \text{OSAKI: } \phi' = \sqrt{20x\overline{N_c}} + 15 \Rightarrow \phi' = 35.89^\circ$$

DUNHAM:

$$\left(\begin{array}{l} \phi' = \sqrt{12x\overline{N_c}} + 25 \Rightarrow 41.19^\circ \\ N' = \frac{13 + 16 + 16.5 + 12 + 15 + 16}{6} = 14.75 \\ \sigma'_{vo(-2.5)} = 18.9x1.25 + (18.9 - 10)x1.25 = 39.75 \text{ KPa} \end{array} \right)$$

Οπότε από πίνακα σύμφωνα με τον De Mello είναι $\phi=32^\circ$

Τελικά από τα παραπάνω $\phi=33^\circ$

Για το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης είναι:

> Schulze & Menzenbach (1967)

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

Υπενθυμίζεται ότι $N'=14.75$

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

> Tassios - Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 - N + C'_2$$

$$C'_2 = 4000 \text{ για } N > 15$$

$$C'_2 = 0 \text{ για } N < 15$$

$$\text{Εδώ } C_1 = 350 \text{ και } C'_2 = 0$$

> Papadopoulos - Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 + C_2 - N$$

με $C_1 = 690$ $C_2 = 2600$

> Farrent

$$E_s = 750(1 - \nu^2)N$$

όπου $\nu=0.27$ (λόγος Poisson)

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

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

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 5.0 - 12.0m.

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

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

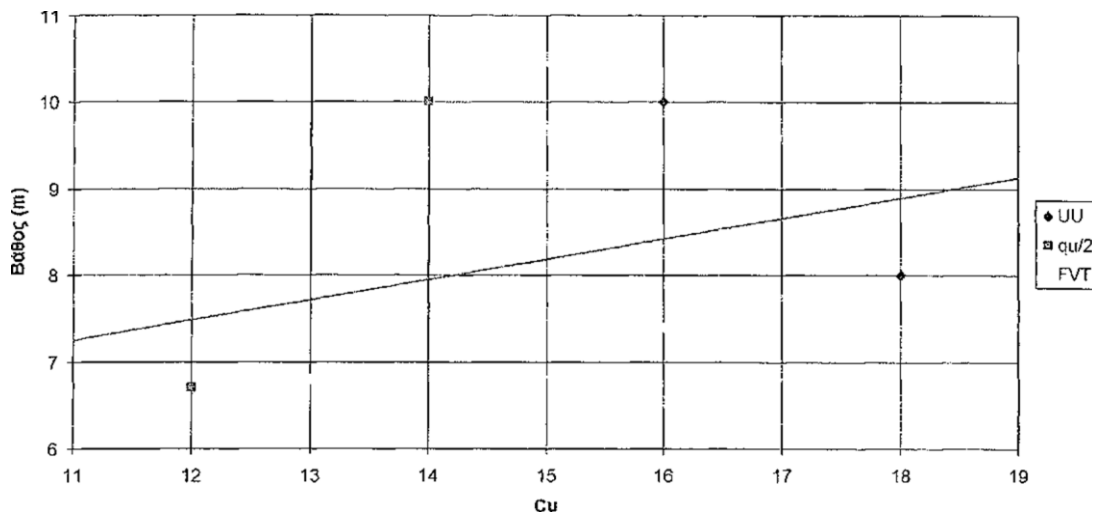
Από δοκιμές αντοχής ανεμπόδιστης θλίψης όπου $c_u = q_u/2$ προκύπτει:

| | Βάθος | q_u (kPa) | C_u (kPa) |
|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Γεώτρηση Π | 6.00 - 7.50 | 24 | 12 |
| | 9.65 -10.50 | 28 | 14 |
| Γεώτρηση Γ2 | 7.80 - 8.20 | 20 | 10 |
| | 10.20-11.20 | 30 | 15 |

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

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

| Βάθος | Τιμή c_u (kPa) | Σύμβολο |
|-------|------------------|---------|
| 6.80 | 13 | FVT |
| 6.70 | 12 | qJ2 |
| 10.00 | 14 | qJ2 |
| 7.40 | 16 | FVT |
| 8.00 | 18 | UU |
| 10.00 | 16 | UU |



Μέσω της μεθόδου ελαχίστων τετραγώνων προκύπτει ότι:

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

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

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

Εκτίμηση της φορτικής ιστορίας Αργίλου

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

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

> Skempton: $c_u / \sigma'_{vo} = 0.11 + 0.0037 \cdot PI = 0.16$

> Bjerrum - Simons : $c_u / \sigma'_{vo} = 0.045 \sqrt{p_7} = 0.15$

> Karisson – Vieberg : $c_u / \sigma'_{vo} = 0.005 \cdot LL = 0.14$

> $c_u / \sigma'_{vo} = 0.15 / 91.75 = 0.15$

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

Τέλος, από δοκιμή συμπίεσομέτρου στην Γ₂ προκύπτουν ως αντιπροσωπευτικές οι παρακάτω τιμές παραμέτρων συμπίεστότητας: C_c=0.235, C_r=0.04,

$$C_v = 7 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec} = 2.18 \text{ m}^2/\text{έτος}$$

Στρώμα 3 Τεφρή άμμος μέσης πυκνότητας με ενοτρώσεις ιλυώδους άμμου κατά θέσεις με μέσο πάχος στρώματος 10.00 μέτρα.

Εμφανίζεται σε μέσο βάθος 12.00 - 22.00m.

Παράμετροι Αντοχής : c' = 0, φ' ≠ 0

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

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

Επίσης έγινε διόρθωση λόγω πίεσης υπερκείμενων γαιών σύμφωνα με τη σχέση

$$N_c = C_N \cdot N' \text{ (} C_N \text{ κατά Peck - Hanson - Thornbur).}$$

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

Βάθος 12.0 - 22.0 μέτρα

$$\overline{N_c} = \frac{\sum N_c}{11} = \frac{18 + 19.875 + 19.25 + 18.525 + 18.75 + 21.25 + 17.625 + 17.625 + 17.76 + 17.15 + 16.16 + 15}{11} \Rightarrow \overline{N_c} \cong 18.12$$

Είναι τώρα:

> Peck - Hanson - Thornburn :

$$\varnothing = 27.1 + 0.3x\overline{N_c^2} - 0.00054xN_c^2 \Rightarrow \varnothing = 32.36^\circ \quad \mathbf{0} =$$

όπου $N > 18.12$

> OSAKI: $\varphi' = \sqrt{20x\overline{N_c}} + 15 \Rightarrow \varphi' = 34.04^\circ$

>DUNHAM:
$$\left(\begin{array}{l} \varphi' = \sqrt{20x\overline{N_c}} + 25 \Rightarrow 39.75^\circ \\ N' = \frac{22.5 + 26.5 + 27.5 + 28.5 + 30 + 25 + 24.5 + 24.5 - 26.5 + 25}{11} = 25.82 \\ \sigma'_{vo(17-0)} = 121,5 + (20 - 10)5 = 171.50 \text{ KPa} \end{array} \right)$$

οπότε από πίνακα σύμφωνα με τον De Mello είναι $\phi=34^\circ$

Τελικά από τα παραπάνω $\phi=34^\circ$

Για το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης είναι:

> Schulze & Menzenbach (1967)

$$E_s = C_1 \cdot N + C_2 \quad \text{όπου } C_2 = C_1 \cdot C_2$$

Υπενθυμίζεται ότι $N'=25.82$

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

> Tassios - Anagnostopoulos (1974)

$$E_s = C_1 \cdot N + C_2$$
$$C_2 = 4000 \text{ για } N > 15$$
$$C_2 = 0 \text{ για } N < 15$$

Εδώ $C_1 = 450$ και $C_2 = 4000$

> Papadopoulos - Anagnostopoulos (1987)

$$E_s = C_1 + C_2 \cdot N$$

με $C_1 = 800$ $C_2 = 7500$

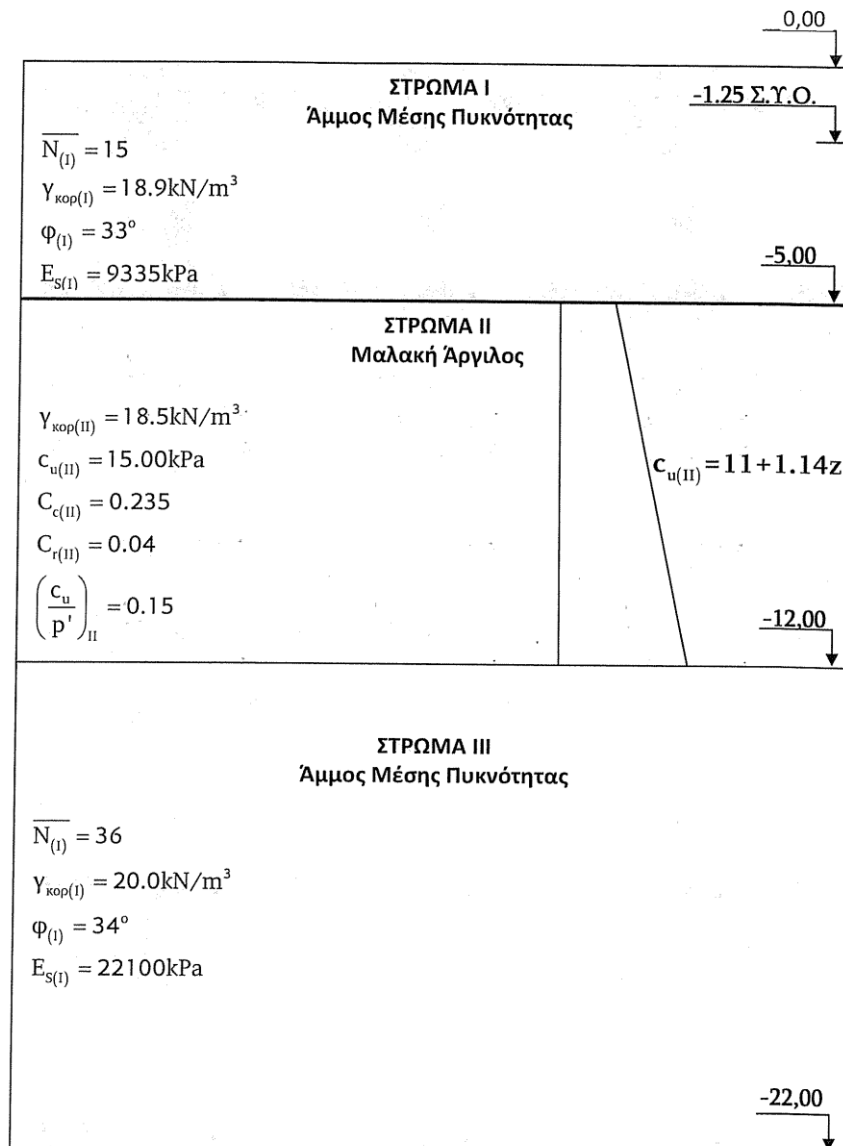
> Farrent

$$E_s = 750(1 - \nu^2) N$$

όπου $\nu = 0.35$ (λόγος Poisson)

Τελικά προκύπτει μέσο $E_s = 22,100 \text{ kN/m}^2$

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



5. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ ΤΟΙΧΟΥ ΧΩΡΙΣ ΚΑΙ ΜΕ ΠΡΟΒΟΛΟ

$$\tan \theta = \tan \varphi + \left(\frac{\tan \varphi - \tan \beta}{\tan \varphi + \tan \delta} \right) \sqrt{1 + \tan^2 \varphi}$$

$$\varphi = 38^\circ$$

$$\delta = 12^\circ \text{ ή } (12.5)$$

$$\beta = 0$$

$$\tan \theta = \tan 38^\circ + \left(\frac{\tan 38^\circ}{\tan 38 + \tan 12} \right) \sqrt{1 + \tan^2 38}$$

$$\tan \theta = 0,781286 + \left(\frac{0,781286}{0,781286 + 0,212556} \right) \sqrt{1 + 0,610407} = 0,781286 + 0,786127 \cdot 1,269018 = 1,778895 \rightarrow$$

$$\rightarrow \theta = 60,6576^\circ$$

$$K\alpha' = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2 \beta \left\{ \sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - i)}{\sin(\beta - i)}} \right\}^2} \leq 0,238$$

$$K\alpha' = \frac{\sin^2(90^\circ - 38^\circ)}{\sin^2 90 \left\{ \sqrt{\sin(90 + 12)} + \sqrt{\frac{\sin(38 + 12) \cdot \sin(35 - \emptyset)}{\sin(90 - \emptyset)}} \right\}^2} \quad \begin{array}{|l} \varphi = 38^\circ \\ \beta = 90 \\ \delta = 12 \\ i = \emptyset \end{array}$$

$$= K\alpha' = \frac{0,620961}{1 \cdot \left\{ \sqrt{0,989013} + \sqrt{\frac{0,766044 \cdot 0,615661}{1}} \right\}^2} = \frac{0,620961}{2,808176} = 0,221126 \rightarrow K\alpha' = 0,221126$$

| |
|---|
| $\varphi = 38^\circ$ |
| $\beta = 0$ |
| $\delta = 12$ |
| $\beta = 0$ |
| $\psi = \tan^{-1}\left(\frac{0,16}{1-0}\right)$ |
| $\psi = 9,1^\circ$ |

$$\begin{aligned}
 \times 0,0:6,5 K_{AE_1} &= \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}}^2} \\
 &= \frac{\cos^2(38 - 60,6576 - 9,1)}{\cos 9,1 \cdot \cos^2 60,6576 \cdot \cos(12 + 60,6576 + 9,1) \cdot 1 + \sqrt{\frac{\sin(38 + 12) \cdot \sin(38 - 0 - 9,1)}{\cos(12 + 60,6576 + 9,1) \cdot \cos(0 - 60,6576)}}^2} \\
 &= \frac{0,722980}{0,987414 \cdot 0,240127 \cdot 0,143361 \cdot \sqrt{\frac{0,766044 \cdot (-0,873444)}{0,143361 \cdot 0,871707}}^2} \\
 &= \frac{0,722980}{0,033992 \cdot \sqrt{(+5,366492)}}
 \end{aligned}$$

$$= 0,313835 > K\alpha'$$

$$\varphi = 38 \text{ ń } 0,6632$$

$$\delta = 12 \text{ ń } 0,2094$$

$$\beta = 90 \text{ ń } 1,5708$$

$$\psi = 9,1 \text{ ń } 0,15708$$

$$\theta = 60,6376 \text{ ń } 1,0587$$

$$\varphi = 33 \text{ ń } 0,5759$$

$$\delta = 11 \text{ ń } 0,1920$$

$$Kp' = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2\beta \sqrt{\sin(\beta - \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + i)}{\sin(\beta - i)}}^2} \leq 0,238$$

$$Kp' = \frac{\sin^2(90^\circ + 33^\circ)}{\sin^2 90 \sqrt{\sin(90 - 12)} + \sqrt{\frac{\sin(33 - 12) \cdot \sin(33)}{\sin(90)}}^2}$$

| |
|----------------------|
| $\varphi = 33^\circ$ |
| $\beta = 90$ |
| $\delta = 12$ |
| $i = \emptyset$ |

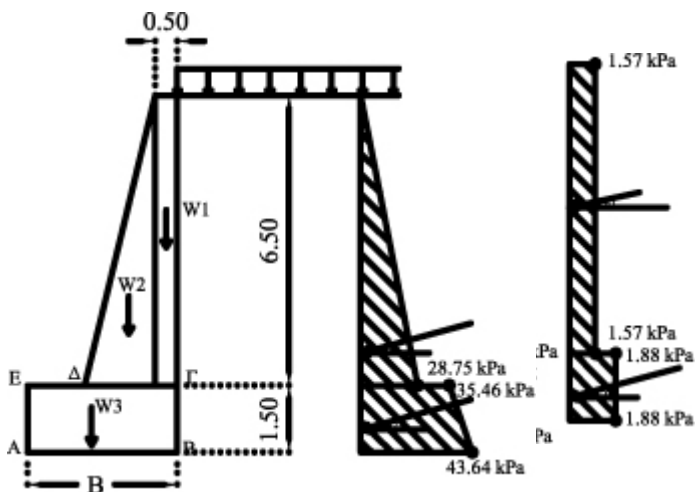
$$= Kp' = \frac{0,620961}{1 \cdot 0,989013 - \sqrt{\frac{0,766044 \cdot 0,615661}{1}}}^2 = \frac{0,620961}{(0,989013 - 0,686748)^2} = 4,982930$$

$$\Gamma_{\alpha} 0,00 \div 6,5 \rightarrow \begin{cases} \varphi = 38^\circ \\ \beta = 90 \\ \delta = 12 \\ i = \emptyset \end{cases} \rightarrow K\alpha'_1 = 0,221126$$

$$\Gamma_{\alpha} 6,5 \div 8,0 \rightarrow \begin{cases} \varphi = 33^\circ \\ \beta = 90 \\ \delta = 11 \\ i = \emptyset \end{cases} \rightarrow K\alpha_2 = 0,272788 > K\alpha'_2$$

$$KAE_2 = 0,376468 \text{ (}\gamma_{\alpha} 6,5 \div 8,0\text{)}$$

$$\begin{cases} \varphi = 33^\circ \\ \beta = 0 \\ \delta = 11 = \frac{\varphi}{3} \\ \theta = 0 \\ \psi = 9,1^\circ \end{cases}$$



$$P\alpha_1 q = 6,5 \cdot 2,21 = 14,36 \text{ kN/m}$$

$$P\alpha_2 q = 1,5 \cdot 2,73 = 4,10 \text{ kN/m}$$

$$P\alpha_{1g} = \frac{1}{2} \cdot 6,5 \cdot 28,75 = 93,44 \text{ kN/m}$$

$$P\alpha_{2g} = \frac{[35,46 + 43,64]}{2} \cdot 1,5 = 59,32 \text{ kN/m}$$

$$P\alpha_1^h q = 14,36 \cdot \cos 12 = 14,05 \text{ kN/m}$$

$$P\alpha_2^h q = 4,10 \cdot \cos 11 = \frac{4,02 \text{ kN/m}}{18,07}$$

$$Pa^v_1q=14,36 \cdot \sin 12=2,98 \text{KN/m}$$

$$Pa^v_2q=4,10 \cdot \sin 11=0,78 \text{KN/m}$$

$$3,76$$

$$aq_1=4,75 \text{m}$$

$$aq_2=0,5 \text{m}$$

$$Pa^h_1g=93,44 \cdot \cos 12=91,40 \text{KN/m}$$

$$Pa^h_2g=59,32 \cdot \cos 11=58,23 \text{KN/m}$$

$$149,63$$

$$Pa^v_1g=93,44 \cdot \sin 12=19,43 \text{KN/m}$$

$$Pav_2g=59,32 \cdot \sin 11=11,32 \text{KN/m}$$

$$30,75$$

$$Ppu=(1/2) \cdot 141,27 \cdot 1,5=105,95 \text{KN/m}$$

$$P^hpu=105,95 \cdot \cos 11=104,00 \text{KN/m}$$

$$P^vpu=105,95 \cdot \sin 11=20,22 \text{KN/m}$$

$$W_1=0,5 \cdot 6,5 \cdot 25=81,25 \text{KN/m}$$

$$W_2=(1/2) \cdot 1,3 \cdot 6,5 \cdot 25=105,62 \text{KN/m}$$

$$W_3=1,25 \cdot B \cdot 25=0,25 \cdot B \cdot 15=35B \text{KN/m}$$

$$aw_1=B-0,25$$

$$aw_2=B-0,5-(1/3) \cdot 1,3=B-0,93$$

$$aw_3=B/2$$

$$a^vi=B, a_{1g}=1,5+(1/3) \cdot 6,5=3,67 \text{m}$$

$$a_{2g}=\frac{1,5}{3} \cdot \frac{[2 \cdot 35,46 + 43,64]}{35,46 + 43,64} = 0,72 \text{m}$$

Yav=

$$\frac{w_1 \cdot (B - 0,25) + w_2 \cdot (B - 0,93) + 33,5B \cdot B / 2}{Pa^h_1ga_1g + Pa^h_2ga_2g - (P^hpu / 2) \cdot (1,5 / 3) - (Pa^v_1g + Pa^v_2g)B + \Sigma(Pa^h_1qa_1q) - (\Sigma P^v_1q)B} =$$

$$= \frac{81,25 B - 0,25) + 105,62 B - 0,93) + 35 \cdot B^2 / 2}{91,40 \cdot 3,67 + 58,23 \cdot 0,72 - (104,00 / 2) \cdot (1,5) / 3 - (19,43 + 11,32)B + 68,75 - 3,76B} =$$

$$= \frac{81,25B - 20,31 + 105,62B - 98,23 + 17,50B^2}{420,11 - 34,51B} = \rightarrow Yav=1,5$$

$$\rightarrow 186,87B - 11,54 + 17,50B^2 = 631,17 - 51,76B = 17,50B^2 + 238,63B - 749,71 = 0 \rightarrow B=2,635 \text{m}$$

$$Yo\lambda = \frac{[W_1 + W_2 + W_3 + \sum Pa^v_1g + \sum_1^3 Pa^v_1g] - \frac{Pp^vu}{2}}{Pa^h_1g + Pa^h_2g - \frac{Pp^vu}{2} + \sum_1^3 Paihq} \tan 33$$

$$= \frac{[211,27 + 35,0B]0,6494}{115,70} = \rightarrow \gamma_0 \lambda = 1,89$$

$$B=3,50 \rightarrow \gamma = 1,89$$

$$= \frac{137,26 + 22,773B}{115,70} = 1,3 \rightarrow 137,22 + 22,73B = 150,46 \rightarrow B = 0,58m$$

Με σεισμό

$$P_{AE}^q_1 = 1,57 \cdot 6,5 = 10,20 \text{KN/m}$$

$$a_{AE}^{1q} = 65/2 + 1,5 = 4,75m$$

$$P_{AE}^q_2 = 1,88 \cdot 1,50 = 2,82 \text{KN/m}$$

$$a_{AE}^{2q} = 0,75 = 1,5/2m$$

$$P_{AE}^{qh}_1 = 10,20 \cdot \cos 12 = 9,98 \text{KN/m}$$

$$P_{AE}^{vq}_1 = 10,20 \sin 12 = 2,12 \text{KN/m}$$

$$P_{AE}^{qh}_2 = 2,82 \cdot \cos 11 = \underline{2,77 \text{KN/m}}$$

$$P_{AE}^{vq}_2 = 2,82 \sin 11 = \underline{0,54 \text{KN/m}}$$

$$12,75$$

$$2,66$$

$$P_{AE}^1_g = (1,5/2) \cdot 6,5 \cdot 40,80 = 132,60 \text{KN/m}$$

$$a_{AE}^1_g = 3,67m$$

$$P_{AE}^2_g = 4,30 \text{KN/m}$$

$$a_{AE}^2_g = 0,72m$$

$$P_{AEg}^{h1} = 132,6 \cdot \cos 12 = 129,70 \text{KN/m}$$

$$P_{AE}^{1v}_g = 132,6 \sin 12 = 27,57 \text{KN/m}$$

$$P_{AEg}^{h2} = 81,88 \cdot \cos 11 = \underline{80,38 \text{KN/m}}$$

$$P_{AE}^{2v}_g = 8,88 \sin 11 = \underline{15,62 \text{KN/m}}$$

$$210,08$$

$$43,19$$

$$hw_1 = 15 + (6,5)/2 = 4,75m$$

$$hw_2 = 1,5 + (6,5/3) = 3,67m$$

$$hw_3 = 0,75m$$

Yav =

$$\frac{\sum_1^5 Wiaw - \frac{0,16}{1,5} \left(\sum Wi hwi \right)}{\sum_1^5 P_{AE}^h i g a_{AE}^g - \frac{Ppu}{2} \cdot \frac{1,5}{3} - \left(\sum_1^5 P_{AE}^v i g \right) B + \sum_1^4 (P_{AE} i^{gh} a_{AE} q i) - \left(\sum_1^4 (P_{AE}^v i q) B \right)} =$$

$$= \frac{[186,87 - 118,54 + 17,5B^2 - \frac{0,16}{1,5} \cdot (773,56 + 358 \cdot 0,75)]}{533,87 - \frac{104,00}{2} \cdot \frac{1,5}{3} - 43,79B + 49,48 - 2,66B}$$

Yav ≥ 1,20 →

$$\frac{17,5B^2 + 184,07B - 201,05}{557,35 - 45,83} = 1,20 \rightarrow$$

$$B=3,50 \rightarrow Y=1,66$$

$$\rightarrow 17,5B^2 + 184,07B - 201,05 = 668,82 - 55,02B \rightarrow 17,5B^2 + 239,09B - 869,87 = 0 \rightarrow B = 2,986\text{m}$$

$$Y_{0\lambda} = \frac{\left[\sum_1^3 W_i + \sum_1^2 PAE^v ig + \sum_1^2 PAE^v iq \right] \cdot \tan 33}{\sum_1^2 P^h AEig - \frac{Ppu}{2} + \sum_1^2 PAE^h iq + \frac{0,16}{1,5} \left(\sum W_i \right)}$$

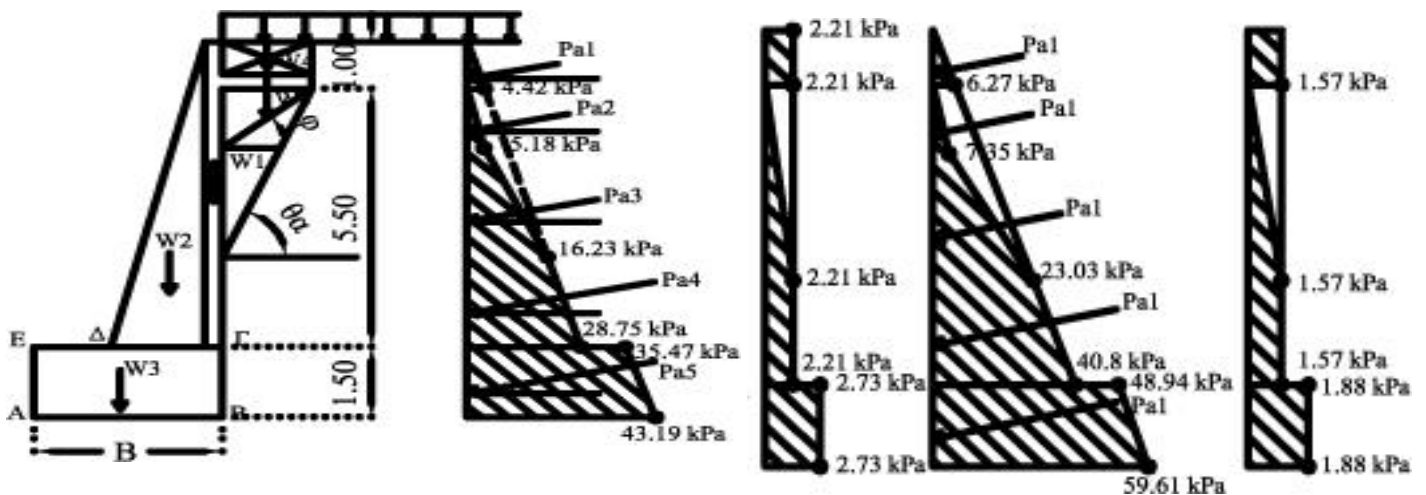
$$\frac{[186,87 + 35,0B + 43,19 - 2,66 - 0,11] \cdot 0,6494}{210,08 - \frac{104,00}{2} + 12,75 + (186,87 + 35B) \cdot 0,107}$$

$$= \frac{144,56 + 22,73B}{190,076 + 3,745B}$$

$$B=3,5 \rightarrow Y=1,10$$

$$\rightarrow Y_{0\lambda} \geq 1,10 \rightarrow \frac{144,56 + 22,73B}{190,076 + 3,745B} = 1,10 \rightarrow$$

$$\rightarrow 65,28 + 18,62B \rightarrow B = 3,50\text{m}$$



$$(I\theta) = 1,5\text{m}$$

$$(AB) = B$$

$$(\Gamma\Delta) = 6,5 / (5 + 0,3) = 1,6\text{m}$$

$$(MI) = 1,0\text{m}$$

$$(\Gamma Z) = 2,83\text{m}$$

$$(AK) = 1,5\text{m}$$

$$(IH) = (I\theta) \cdot \tan \phi = 1,5 \cdot \tan 38 = 1,171928$$

$$(IZ) = (I\theta) \cdot \tan \theta = 1,5 \cdot \tan(60,6576) = 2,668601$$

$$(HZ) = (IZ) - (IH) = 1,496673$$

$$(MZ) = (MI) + (IZ) = 3,67$$

Χωρίς σεισμό

$$P\alpha_1^g = (1/2) \cdot 1 \cdot 4,42 = 2,21\text{KN/m}$$

$$P\alpha_2^g = (1/2) \cdot 1,17 \cdot 5,18 = 3,03\text{KN/m}$$

$$P\alpha_3^g = \frac{16,23 + 28,75}{2} \cdot 1,50 = 16,06\text{KN/m}$$

$$P\alpha_4^g = \frac{16,23 + 28,75}{2} \cdot 2,83 = 63,65\text{KN/m}$$

$$P\alpha_5^g = \frac{1}{2} \cdot 1,5 = 59,00 \text{ KN/m}$$

$$P\alpha_1^g h = 2,21 \cdot \cos 12 = 2,16 \text{ KN/m}$$

$$P\alpha_2^g h = 3,03 \cdot \cos 12 = 2,96 \text{ KN/m}$$

$$P\alpha_3^g h = 16,06 \cdot \cos 12 = 6,11 \text{ KN/m}$$

$$P\alpha_4^g h = 63,65 \cdot \cos 12 = 62,26 \text{ KN/m}$$

$$\underline{P\alpha_5^g h = 59,00 \cdot \cos 11 = 57,92 \text{ KN/m}}$$

$$Ppu = \frac{1}{2} \cdot 141,27 \cdot 1,5 = 105,95 \text{ KN/m}$$

$$P\alpha_1^g v = 2,21 \cdot \sin 12 = 0,46 \text{ KN/m}$$

$$P\alpha_2^g v = 3,03 \cdot \sin 12 = 0,63 \text{ KN/m}$$

$$P\alpha_3^g v = 16,06 \cdot \sin 12 = 3,34 \text{ KN/m}$$

$$P\alpha_4^g v = 63,65 \cdot \sin 12 = 13,23 \text{ KN/m}$$

$$\underline{P\alpha_5^g v = 59,00 \cdot \sin 11 = 11,26 \text{ KN/m}}$$

$$Ppu^h = 104 \text{ KN/m} \quad 28,92$$

$$a_1^{gh} = 8 - (2/3) = 7,33 \text{ m}$$

$$a_2^{gh} = 8 - 1 - (2/3) \cdot 1,17 = 6,22 \text{ m}$$

$$a_3^{gh} = (1,5/3) \cdot (2 \cdot 5,18 + 16,23) / (5,18 + 16,23) + 4,31 = 4,95 \text{ m}$$

$$a_4^{gh} = (2,83/3) \cdot (2 \cdot 16,23 + 28,75) / (16,23 + 28,75) + 1,5 = 2,78 \text{ m}$$

$$a_5^{gh} = (1,5/3) \cdot (2 \cdot 35,47 + 43,19) / (35,47 + 43,19) = 0,72 \text{ m}$$

$$W_1 = (0,3 \cdot 6,5 \cdot 1) \cdot 25 = 48,75 \text{ KN/m}$$

$$W_2 = (1/2) \cdot 6,5 \cdot 1,3 \cdot 1,25 = 105,62 \text{ KN/m}$$

$$W_3 = 1,25B \cdot 25 + 0,25B \cdot 15 = 35B$$

$$W_4 = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 20,00 = 21 \text{ KN/m}$$

$$W_5 = 0,3 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 25 = 11,25 \text{ KN/m}$$

$$a_{w1} = B - 0,15$$

$$a_{w2} = B - 0,3 - (1,3/3) = b - 0,73$$

$$a_{w3} = B/2$$

$$a_{w4} = (1,5/2) + B = 0,75 + B$$

$$a_{w5} = B + 0,75$$

$$Y_{\alpha v} = \frac{w_1 \cdot a_{w1} + w_2 \cdot a_{w2} + w_{\theta \epsilon \mu} \cdot 3/2 + w_4 \cdot a_{w4} + w_5 \cdot a_{w5}}{\sum_1^3 (P a i_{hg} a i_g) - (\sum_1^3 a^v i_g) B - \frac{Ppu}{2} \cdot \frac{1,5}{3} + \sum_1^4 (P a i_q^h a i_q) - (\sum_1^4 P a^v i_g) B} =$$

$$Y_{av} = \frac{48,75 \cdot (B - 0,15) + 105,62(B - 0,73) + [B + 1,25 \cdot 25 + B \cdot 0,25 \cdot 15] \cdot B / 2 + 21,0 \cdot (B + 0,75) + 11,25(0,75 + B)}{320,31 - 28,92 \cdot B - \frac{104,00}{2} \cdot \frac{1,5}{3} + 52,08 - 3,15B} =$$

$$Y_{av} = \frac{48,75B - 7,31 + 105,62B - 74,02 + 17,5B^2 + 21,0B + 15,75 + 11,25B + 8,44}{346,29 - 32,07B} =$$

$$Y_{av} = \frac{185,47B - 58,00 + 17,50B^2}{346,29 - 32,07B} =$$

$$Y_{av} > 1,5 \rightarrow \frac{185,47B - 58,00 + 17,50B^2}{346,29 - 32,07B} = 1,5 \rightarrow 187,47B - 58,00 + 17,50B^2 = 519,44 - 48,10B$$

$$\rightarrow 17,50B^2 + 235,57B - 577,44 = 0$$

$$B = 2,118\text{m}$$

$$Y_{o\lambda} = \frac{\sum_1^5 W_i + \sum_1^5 P_{av_g} + \sum_1^4 P_{a^v iq} - P^v pu + \tan \delta}{\sum_1^5 P_{a_h i} - \frac{Ppu}{2} + \sum_1^4 P_{a^h iq}} =$$

$$= \frac{[185,47 + 35B + 28,92 + 3,15 = 10,11]x \tan 33}{141,01 - 52,00 + 15,18} =$$

$$= \frac{[207,43 + 35B] \cdot \tan 33}{104,19} =$$

$$Y_{o\lambda} > 1,3 \rightarrow \frac{134,71 + 22,73B}{104,19} = 1,3 \rightarrow$$

$$\rightarrow 134,71 + 22,73B - 135,45 = 0 \rightarrow B = 1,82\text{m}$$

Με σεισμό

$$P_{AE}^q_1 = 1,0 \cdot 1,57 = 1,57\text{KN/m}$$

$$P_{AE}^q_2 = (1/2) \cdot 2,67 \cdot 1,57 = 2,10\text{KN/m}$$

$$P_{AE}^q_3 = 2,83 \cdot 1,57 \cdot 1 = 4,44\text{KN/m}$$

$$P_{AE}^q_4 = 1,88 \cdot 1,5 \cdot 1 = 2,82\text{KN/m}$$

$$P_{AE}^{qh}_1 = 1,57 \cdot \cos 12 = 1,54\text{KN/m}$$

$$P_{AE}^{qh}_2 = 2,12 \cdot \cos 12 = 2,05\text{KN/m}$$

$$P_{AE}^{qh}_3 = 4,44 \cdot \cos 12 = 4,34\text{KN/m}$$

$$P_{AE}^{qh}_4 = 2,82 \cdot \cos 11 = \underline{2,77\text{KN/m}}$$

$$10,7$$

$$\begin{aligned}
a_{AE}^{1q} &= 7,5\text{m} \\
a_{AE}^{2q} &= 8 - 1 - (2/3) \cdot 2,67 = 5,22\text{m} \\
a_{AE}^{3q} &= 1,5 + (2,83/2) = 2,92\text{m} \\
a_{AE}^{4q} &= 0,5\text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{AE}^{vq_1} &= 1,57 \sin 12 = 0,33\text{KN/m} \\
P_{AE}^{vq_2} &= 2,10 \sin 12 = 0,44\text{KN/m} \\
P_{AE}^{vq_3} &= 4,44 \sin 12 = 0,92\text{KN/m} \\
P_{AE}^{vq_4} &= 2,52 \sin 11 = \underline{0,54\text{KN/m}} \\
&\quad 2,23
\end{aligned}$$

Yav=

$$\begin{aligned}
&\frac{\sum_1^5 Wiaw - \frac{0,16}{1,5} \left(\sum Wi hwi \right)}{\sum_1^5 P_{AE}^h i g a_{AE}^g - \frac{Ppu}{2} \cdot \frac{1,5}{3} - \left(\sum_1^5 PAE^v ig \right) B + \sum_1^4 (PAE^{gh} a_{AE} qi) - \left(\sum_1^4 (PAE^v iq) B \right)} = \\
&= 234,07 \cdot 19B - 718,52 + 17,5B^2 = 0 \rightarrow B = 2,57\text{m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Yo\lambda &= \frac{\left[\sum_1^5 Wi + \sum_1^5 PAE^v ig + \sum_1^4 PAE^v iq \right] x \tan 33}{\sum_1^5 P^h AE ig - \frac{Ppu}{2} + \sum_1^4 PAE^h iq + \frac{0,16}{1,5} \left(\sum Wi \right)} = \\
&= \frac{[185,47 + 35,0B + 40,61 + 2,23 - 10,11] x 0,6494}{197,85 - \frac{104,00}{2} + 10,7 + \frac{0,16}{1,5} 185,47 + 35B} = \\
&= \frac{[218,20 + 35,0B] 0,6494}{176,33 + 3,73B}
\end{aligned}$$

$$B = 2,45\text{m} \rightarrow Y = 1,55$$

$$Yo\lambda = 1,10 \rightarrow \frac{141,70 + 22,73B}{176,33 + 3,73B} = 1,10$$

$$\rightarrow 1,10 \rightarrow 141,70 + 22,73B = 150,45 + 4,10B \rightarrow 26,83B = 52,26 \rightarrow B = 1,95$$

$$B = 2,45$$

6. ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΤΟΙΧΩΝ

Λογή έκκεντρη φόρτιση τοίχου χωρίς πρόβολο. (Χωρίς πρόβολο)

Στατικά φορτία

Σεισμικά φορτία

$$G\theta=122,50\text{KN/m}$$

$$G\theta=112,50\text{KN/m}$$

$$\Sigma V_a=211,27\text{KN/m}$$

$$\Sigma V_{AE}=222,61\text{KN/m}$$

$$\Sigma H_a=115,70\text{KN/m}$$

$$\Sigma H_{AE}=170,83\text{KN/m}$$

$$\Sigma M_a=131,64\text{KN/m}$$

$$\Sigma M_{AE}=252,37\text{KN/m}$$

Δυσμενέστερα είναι τα σεισμικά φορτία επομένως

$$\text{Εκκεντρότητα: } ek(x) = \frac{M - H \cdot t}{P_{av} + G\theta} = \frac{252,37 - 170,83 \cdot \frac{1,5}{2}}{222,61 + 112,50} = 0,37 < \frac{lx}{6}$$

Χωρίς σεισμό

$$ek(x) = \frac{131,64 - 115,70x - 170,83 \cdot \frac{1,5}{2}}{211,27 + 112,50} = 0,13 < \frac{lx}{6}$$

Χωρίς σεισμό

$$L' = l - 2ek(\cdot) = 3,5 - 2 \cdot 0,13 = 3,24\text{m}$$

$$L_y' = l_y = 1,0\text{m}$$

$$B' = \min\{3,24, 1,0\text{m}\} = 1,0\text{m} \quad L' = 3,24\text{m}$$

$$S_q = 1 + (1,00/3,24) \cdot 5m^{33} = 1,168\text{m}$$

$$S_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (1,00/3,24) = 0,907\text{m}$$

$$\Theta = \tan^{-1} (115,70/333,77) = 19,12^\circ$$

$$m_1 = \frac{2 + \frac{3,24}{1,0}}{1 + \frac{3,24}{1,0}} = 1,235$$

$$B=0 \rightarrow \cos\theta=1, \sin\theta=0$$

$$N=m_1 \cdot \cos\theta + m \cdot \sin^2\theta$$

$$\Gamma\alpha B=3,45m$$

$$a_1=1,08m$$

$$a_2=0,44m$$

$$a_5=a_4=1,98m$$

$$a_1=(\beta/2)-0,15$$

$$a_2=(\beta/2)-0,3-(1,3/3)$$

$$a_5=a_4=(\beta/2)+(1,5/2)$$

$$Kd=(1-0,7 \cdot \varepsilon\phi\delta s)^3=0,266$$

$$Kb=(1-\varepsilon\phi\delta s)^3=0,1176$$

$$Pu=[0+18,9 \cdot 1,25+(1,89-10) \cdot 0,25 \cdot 26,092 \cdot 1 \cdot 1,197 \cdot 0,266+$$

$$+0,5(18,9-10) \cdot 1,00 \cdot 38,638 \cdot 1,0 \cdot 0,891 \cdot 0,1176 \rightarrow$$

$$Pu=367,95^{KPa}$$

$$F.S. = \frac{Pu(B' \cdot L')}{\Sigma \nu} = \frac{367,95(2,76 \cdot 1,00)}{335,11} = 3,03 > 1,10$$

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας κατά DIN 4017 (Με πρόβολο)

Χωρίς Σεισμό

Με σεισμό

$$G\theta a=85,75KN/m$$

$$G\theta=\dots KN/m$$

$$\Sigma Va=207,43KN/m$$

$$\Sigma V_{AE}=\dots KN/m$$

$$\Sigma H_a = 104,19 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma H_{AE} = \dots \text{ KN/m}$$

$$\Sigma M_a = 159,91 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma M_{AE} = \dots \text{ KN/m}$$

$$e_k(x) = \frac{M + Hd}{\sum v} = \frac{159,91 - 52,19 \cdot \frac{1,5}{2}}{85,75 + 207,43} = 0,41$$

$$\Xi = \frac{185,47B - 58 + 17,5B^2 - 472,43 + 40,60B}{40,61 + 2,23 + 48,75 + 105,62 + 35B + 19,85 + 11,25 - 10,11} = \frac{226,07B - 530,43 + 17,5B^2}{228,20 + 35B}$$

$$\frac{B}{3} = \frac{B}{2} - \frac{226,07B - 530,43 + 17,5B^2}{228,20 + 35B}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{226,07B - 530,43 + 17,5B^2}{228,20 + 35B}$$

$$B(228,2 + 35B) = 1356,42B - 3182,58 + 105B^2 = \\ = 228,2B + 35B^2 = 1356,42B - 3182,58 + 105B^2 = \\ 70B^2 + 1128,22B - 3182,58 = 0 \rightarrow B = 2,449 \text{ m}$$

Τοίχος με πρόβολο για $B = 2,45 \text{ m}$

Χωρίς σεισμό

$$l = l_0 - 2e_k(\cdot) = 2,25 - 2 \cdot 0,41 = 1,63$$

$$l_y = \quad l_x = \quad 1,00$$

$$B' = \min\{1,63 - 1,00\} = 1,00 \text{ m}, \quad L' = 1,53 \text{ m}$$

$$S_q = 1 + (1,00/1,63) \cdot \sin 33 = 1,1334$$

$$S_g = 1 - 0,3 \cdot (1,00/1,63) = 0,516$$

$$\Theta = \tan^{-1} (104,19/293,18) = 19,56^\circ$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{1,63}{1,0}}{1 + \frac{1,3}{1,0}} = 1,380$$

$$\beta = 0 \rightarrow \cos \beta = 1, \sin \beta = 0$$

$$m = m_L \cdot \cos^2 \beta + m_B \cdot \sin^2 \beta = m_L = 1,350$$

$$K_d = (1 - 0,7 \cdot \varepsilon \phi \delta s)^3 = 0,424$$

$$K_b = (1 - \varepsilon \phi \delta s)^3 = 0,268$$

$$P_u = [0 + 18,9 \cdot 1,25 + (1,89 - 10) \cdot 0,25] \cdot 26,092 \cdot 1 \cdot 1,334 \cdot 0,424 +$$

$$+ 0,5(18,9 - 10) \cdot 1,00 \cdot 38,638 \cdot 1,0 \cdot 0,816 \cdot 0,268 \rightarrow$$

$$P_u = 419,10 \text{ KPa}$$

$$F.S. = \frac{419,10(1,63 \cdot 1,00)}{293,18} = 2,33 > 2$$

Με σεισμό

$$l' = l - 2ek(\cdot) = 2,45 - 2 \cdot 0,28 = 1,89$$

$$l'_y = l_y = 1,00$$

$$B' = \min\{1,89 - 1,00\} = 1,00 \text{ m}, \quad L' = 1,89$$

$$S_q = 1 + (1,00/1,89) \cdot \sin 33 = 1,288$$

$$S_g = 1 - 0,3 \cdot (1,00/1,89) = 0,841$$

$$\Theta = \tan^{-1}(255,17/305,10) = 39,91^\circ$$

$$\tan \theta = \tan \delta s = 0,8363$$

$$m_s = \frac{2 + \frac{1,00}{1,89}}{1 + \frac{1,00}{1,89}} = 1,6540$$

$$\beta = 90 \rightarrow \cos \beta = 0, \sin \beta = 1$$

$$m = m_L \cdot \cos^2 \beta + m_B \cdot \sin^2 \beta = m_B = 1,6540$$

$$K_d = (1 - 0,7 \cdot 0,6102)^3 = 0,188$$

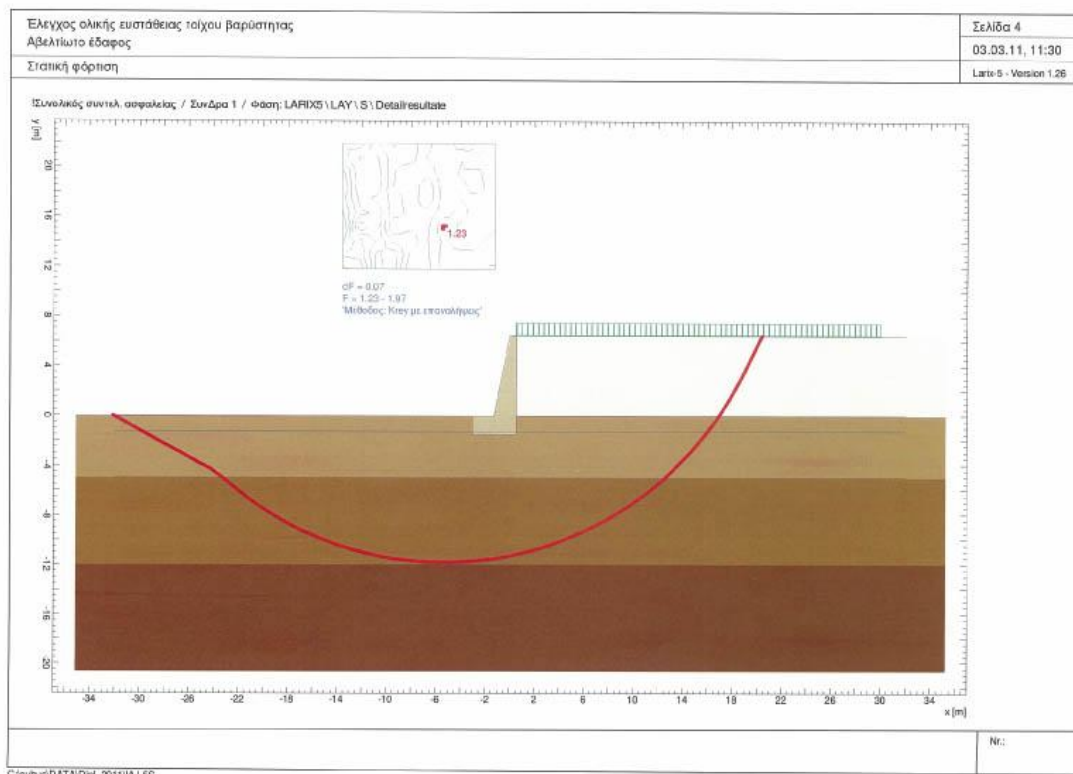
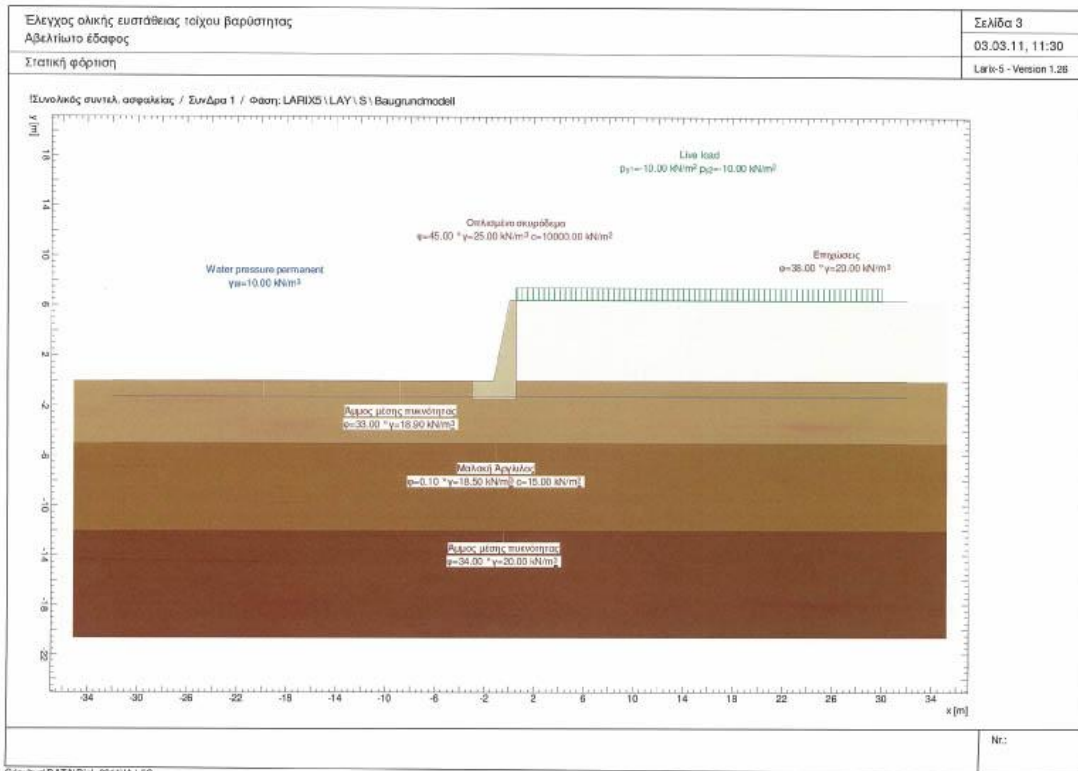
$$K_b = (1 - 0,6102)^3 = 0,059$$

$$P_u = [0 + 18,9 \cdot 1,25 + 0,89 \cdot 0,25] \cdot 26,092 \cdot 1 \cdot 1,288 \cdot 0,188 +$$

+0,5(18,9-10)·1,00·38,638·1,0·0,8406·0,059→

$P_u=171,84^{\text{KPa}}$

$$F.S. = \frac{171,84(1,89 \cdot 1,00)}{305,10} = 1,06 < 1,10$$

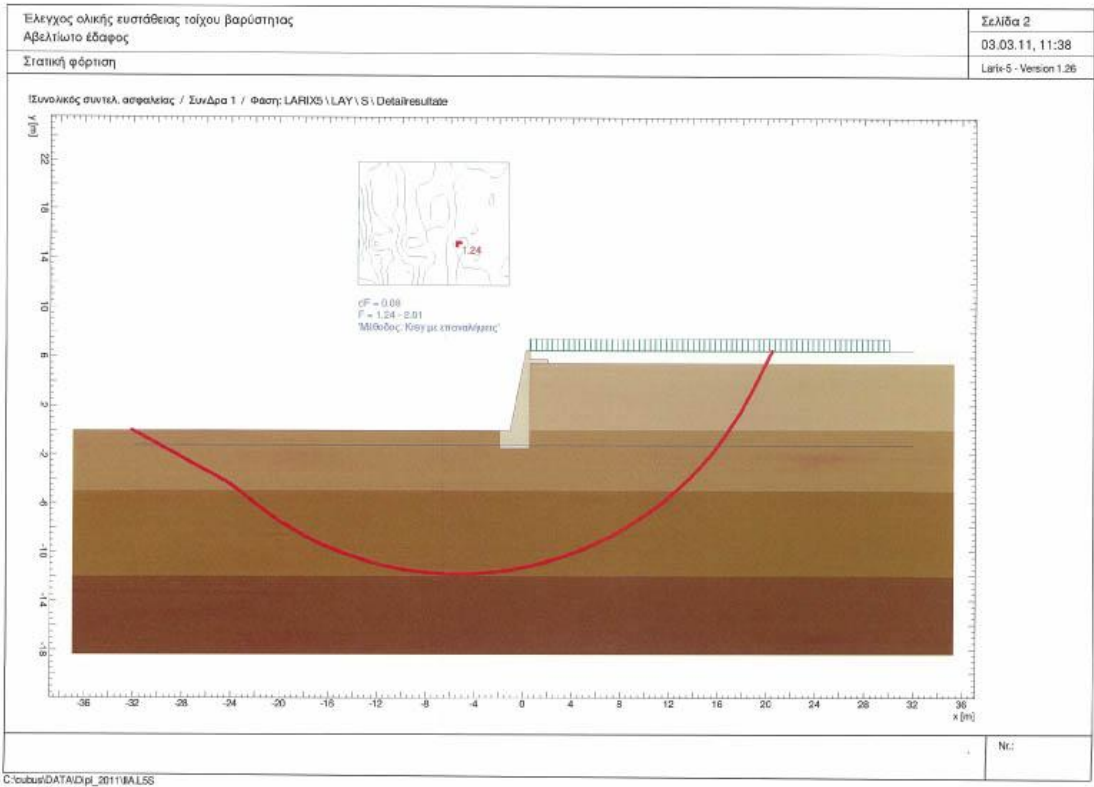
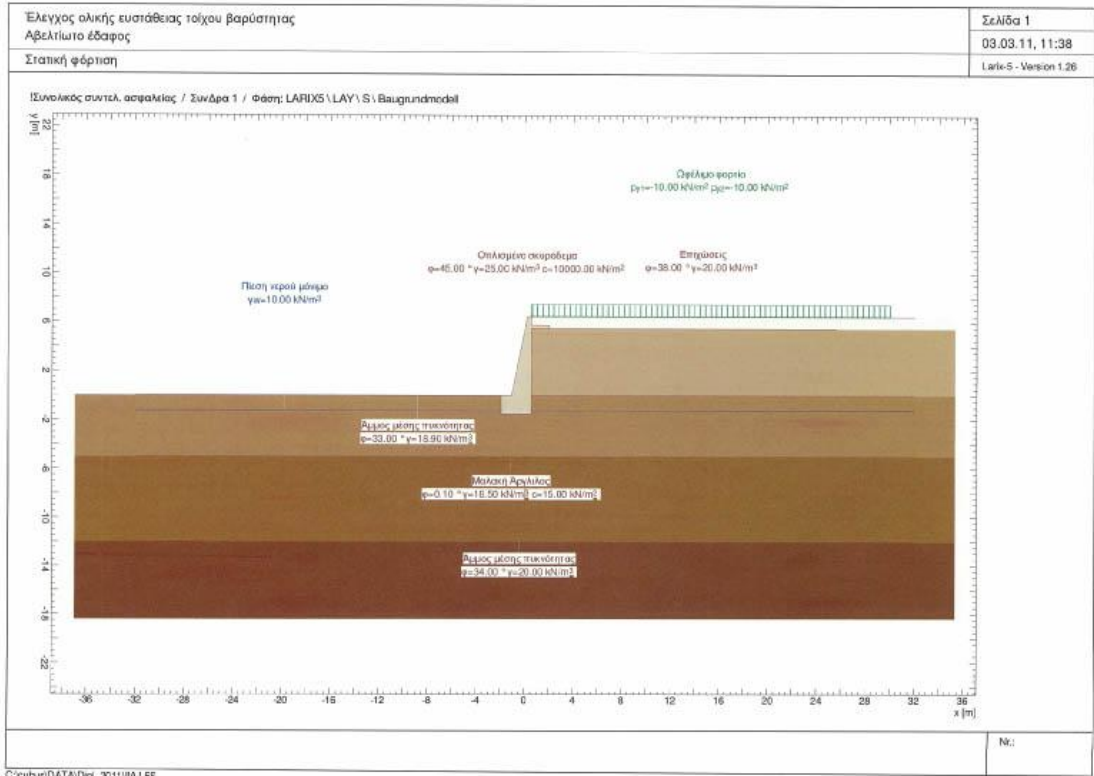


| | | | | | | | | | |
|---|-----------------------------|--|-----------|-------------------------|-----------|----------------------------|----------------------------|-----------|--------|
| Έλεγχος ολικής ευστάθειας τοίχου βαρύτητας Αβελιώτο έδαφος | Σελίδα 5 03.03.11, 11:30 | | | | | | | | |
| Στατική φόρτιση | Larik-5 - Version 1.26 | | | | | | | | |
| ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ | | | | | | | | | |
| Διεπιφανείς εδαφικών στρώσεων | | | | | | | | | |
| Περιγραφή | Παράμετρος | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] | | |
| Επιχώσεις | ϕ [°] 26.00 | γ [kN/m ³] 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -3.00 | -0.00 |
| Οπλισμένο σκυρόδεμα | 45.00 | 25.00 | 1.00Σ+4 | 3 | -1.30 | -0.00 | 4 | 0.00 | 6.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 30.00 | 6.50 |
| | | | | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -3.00 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.30 | -0.00 | 4 | 0.00 | 6.50 |
| Άμμος μέσης αγκυρότητας | 33.00 | 18.90 | 0 | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 0.50 | -0.00 |
| | | | | 7 | 21.60 | -0.00 | | | |
| | | | | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -16.62 | 0 |
| Μολακή Πηργαλίλος | 0.10 | 18.50 | 15.00 | 3 | -3.00 | -0.00 | 4 | -3.00 | -1.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | -1.50 | 6 | 0.50 | -0.00 |
| | | | | 7 | 17.75 | -0.00 | 8 | 30.00 | -0.00 |
| | | | | 1 | -30.00 | -5.00 | 2 | -16.62 | -5.00 |
| Άμμος μέσης αγκυρότητας | 34.00 | 20.00 | 0 | 3 | 17.75 | -5.00 | 4 | 30.00 | -5.00 |
| | | | | 1 | -30.00 | -12.00 | 2 | -16.62 | -12.00 |
| | | | | 3 | 17.75 | -12.00 | 4 | 30.00 | -12.00 |
| Στάθμη υπογείων υδάτων | | Πεση νερού μόνιμο | | Σημεία πολυγώνου | | | | | |
| γ_w [kN/m ³] 10.00 | Κατάσταση Ενεργή | u Δυναμ. | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] | |
| | | | 1 | -30.00 | -1.25 | 2 | 30.00 | -1.25 | |
| Κατάσταση : | | Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανεργή | | | | | | | |
| u | | Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά | | | | | | | |
| ΦΟΡΤΙΑ | | | | | | | | | |
| Επιφανειακά φορτία | | | | | | | | | |
| Περιγραφή | Δράση | x_1 [m] | y_1 [m] | x_2 [m] | y_2 [m] | p_1 [kN/m ²] | p_2 [kN/m ²] | Διεύθυνση | |
| | οριζόντιο φορτίο | 0.50 | 6.50 | 30.00 | 6.50 | -10.00 | -10.00 | y | |
| | | | | | | | | Nr.: | |

C:\cubus\DATA\Dpr_2011\WAL55

| | | | | | | | | | |
|---|--|----------|---------------------|--------------------|--------|-----------|----------------|---------------|------------------------------|
| Έλεγχος ολικής ευστάθειας τοίχου βαρύτητας Αβελιώτο έδαφος | Σελίδα 6 03.03.11, 11:30 | | | | | | | | |
| Στατική φόρτιση | Larik-5 - Version 1.26 | | | | | | | | |
| Επιλογές υπολογισμών | | | | | | | | | |
| Επιλογές | | | | | | | | | |
| Μέθοδος | δ_r | ρ_L | επιγραμμισμένα άκρα | | | | | | |
| Κλίση | 0.0200 | 50.000 | με | | | | | | |
| δ_r : Αλλαγή σφάλματος στασιμότητας | | | | | | | | | |
| ρ_L : Αριθμός λωρίδων | | | | | | | | | |
| ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ | | | | | | | | | |
| ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ | | | | | | | | | |
| Αριθμ. κύκλου | x [m] | y [m] | R [m] | Ζώνη αγκυροποίησης | Αγκύρα | F' αγκύρα | $L_{σταθ}$ [m] | $L_{ελε}$ [m] | Παρατήρηση βέλτε υποσημείωση |
| 368 | -5.36 | 15.17 | 26.96 | 8 | | 1.23 | | | |
| $F'_{αγκ}$ | : Δοθέντα ασφαλεία απαιτούμενη ασφαλεία $F_{απαι} = 1.00$ | | | | | | | | |
| $L_{σταθ}$ | : υπολογιστικό απαιτούμενο ελάχιστο μήκος αγκυρώσεως στην περιοχή $L_{σταθ} = L_{ελε}$ | | | | | | | | |
| $L_{ελε}$ | : δοθέντο, ελάχιστο ελάχιστο μήκος αγκυρώσεως | | | | | | | | |
| | | | | | | | | Nr.: | |

C:\cubus\DATA\Dpr_2011\WAL55



| | | | | | | | | | |
|--|-----------------------------|----------------------------------|-----------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Ελεγχος ολικής ευστάθειας τοίχου βαρύτητας Αβελιώτο έδαφος | Σελίδα 3 03.03.11, 11:38 | | | | | | | | |
| Στατική φόρτιση | Larik-5 - Version 1.26 | | | | | | | | |
| ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ | | | | | | | | | |
| Διεπιφανείς εδαφικών στρώσεων | | | | | | | | | |
| Περιγραφή | Παράμετρος | Σημ. | | Σημ. | | Σημ. | | Σημ. | |
| | ϕ [°] | γ [kN/m ³] | c [kN/m ²] | x [m] | y [m] | x [m] | y [m] | x [m] | y [m] |
| Επιχώσις | 38,00 | 20,00 | 0 | 1 -30,00 | 0 | 2 -1,95 | -0,00 | | |
| | | | | 3 -1,10 | -0,00 | 4 0,20 | 6,50 | | |
| | | | | 5 0,50 | 6,50 | 6 30,00 | 6,50 | | |
| Οπλισμένο σκυρόδεμα | 45,00 | 25,00 | 1,00E+4 | 1 -30,00 | 0 | 2 -3,00 | -0,00 | | |
| | | | | 3 -1,10 | -0,00 | 4 0,20 | 6,50 | | |
| | | | | 5 0,50 | 6,50 | 6 0,30 | 5,80 | | |
| | | | | 7 2,00 | 5,80 | 8 2,00 | 5,50 | | |
| | | | | 9 21,60 | 5,50 | | | | |
| Επιχώσις | 38,00 | 20,00 | 0 | 1 -30,00 | 0 | 2 -1,95 | -0,00 | | |
| | | | | 3 -1,95 | -1,50 | 4 0,30 | -1,50 | | |
| | | | | 5 0,50 | 6,50 | 6 2,00 | 5,50 | | |
| | | | | 7 23,60 | 5,50 | | | | |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 33,00 | 18,90 | 0 | 1 -30,00 | 0 | 2 -16,62 | 0 | | |
| | | | | 3 -1,95 | -0,00 | 4 -1,95 | -1,50 | | |
| | | | | 5 6,50 | -1,50 | 6 0,50 | -0,00 | | |
| | | | | 7 17,75 | -0,00 | 8 30,00 | -0,00 | | |
| Μαλακή βελγίλος | 0,10 | 18,50 | 15,00 | 1 -30,00 | -5,00 | 2 -16,62 | -5,00 | | |
| | | | | 3 17,75 | -5,00 | 4 30,00 | -5,00 | | |
| | | | | 5 -30,00 | -12,00 | 6 -16,62 | -12,00 | | |
| | | | | 7 17,75 | -12,00 | 8 30,00 | -12,00 | | |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 34,00 | 20,00 | 0 | 1 -30,00 | 0 | 2 -16,62 | 0 | | |
| | | | | 3 17,75 | -12,00 | 4 30,00 | -12,00 | | |
| | | | | 5 -30,00 | -12,00 | 6 -16,62 | -12,00 | | |
| | | | | 7 17,75 | -12,00 | 8 30,00 | -12,00 | | |
| Στάθμη υπογειών υδάτων | | | | | | | | | |
| Πίση νερού μέγιστη | | | | | | | | | |
| γ_w [kN/m ³] | Παράμετρος Κατάσταση | u | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] | |
| 10,00 | Ευαέρια | 3,00 | 1 | -30,00 | -1,25 | 2 | 30,00 | -1,25 | |
| Κατάσταση : Στάθμη υπογειών υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή | | | | | | | | | |
| u : Υπολογισμός πίεσης νερού υδροδυναμικά ή υδροστατικά | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | Nr: |

C:\cubae\DATA\DH_2011\IAL55

| | | | | | | | | | |
|---|---|--------------|----------------------|---|--------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| Ελεγχος ολικής ευστάθειας τοίχου βαρύτητας Αβελιώτο έδαφος | Σελίδα 4 03.03.11, 11:38 | | | | | | | | |
| Στατική φόρτιση | Larik-5 - Version 1.26 | | | | | | | | |
| ΦΟΡΤΙΑ | | | | | | | | | |
| Επιφανειακά φορτία | | | | | | | | | |
| Περιγραφή | Δράση | x_1 [m] | y_1 [m] | x_2 [m] | y_2 [m] | D_1 [kN/m ²] | D_2 [kN/m ²] | Διεύθυνση | |
| | Οριζ. με φορτίο | 0,50 | 6,50 | 30,00 | 6,30 | -10,00 | -10,00 | y | |
| Επιλογές υπολογισμών | | | | | | | | | |
| Επιλογές | | | | | | | | | |
| Μέθοδος | δ_T [°] | n_L | ευθυγραμμισμένα ακρα | | | | | | |
| Krey | 0,0200 | 50,000 | με | Ο συντελεστής ασφαλείας σε κατάσταση υπολογίζεται με ϕ | | | | | |
| δ_T | Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων | | | | | | | | |
| n_L | Αριθμός λαβών | | | | | | | | |
| ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ | | | | | | | | | |
| ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΘΘΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ | | | | | | | | | |
| Αριθμ. κύκλου | x [m] | y [m] | R [m] | Συντελε- στης Ρυθμικ | Αγκύριο | F δακτύ | L _{σπειρ} [m] | L _{επιπ} [m] | Παρατήρηση βάσει υποσημείωσης |
| 368 | -5,36 | 15,17 | 26,96 | 8 | | 1,24 | | | |
| F δακτύ | Θετική ασφαλεία, απαιτούμενη ασφαλεία F _{απαιτ} =1,00 | | | | | | | | |
| L _{σπειρ} | υπολογιστικό απαιτούμενο κλάστρο μήκος αγκυρώσεως στην περιοχή L _{σπειρ} - L _{επιπ} | | | | | | | | |
| L _{επιπ} | δεδομένο, κλάστρο κλάστρο μήκος αγκυρώσεως | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | Nr: |

C:\cubae\DATA\DH_2011\IAL55

Τοίχος χωρίς πρόβολο

$$P_{u1} = (q + \gamma + D)N_q i_q + 0,5\gamma + B' N_{\gamma} i_{\gamma} \quad P_{u2} = C_u N_c S_{cd} c_{ic} + (q + \gamma + D)N_q d_{i_q}$$

$$P_u = \min\{P_{u1}, P_{u2} + \gamma_1 H (1 + (2D/H)\cos\theta)(H/B)K_{sist}\}$$

Υπολογισμός συντελεστών

A) $q = 10 \text{ kPa}$

B) $\phi = 33^\circ$ γωνία τριβής, $\tan\phi = 0,649$

Γ) Συντελεστής φέρουσας ικανότητας-συντελεστής αντίστασης

$N_c = 5,10$ για $\phi = 0$

$N_q = 1$

$N_q = 26,31$ για $\phi = 33^\circ$ Από Meyerhof (1963)

$N_{\gamma} = 26,58$ για $\phi = 33^\circ$

Δ) Συντελεστές λοξότητας της φόρτισης – κλίση φορτίου

Υπό σεισμική φόρτιση

$\tan\theta = 170,83/355,11 = 0,5098 \rightarrow \theta = 27,011^\circ$ και $\cos\theta = 0,891$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{27,011}{90}\right)^2 = 0,490$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{27,011}{33}\right)^2 = 0,033$$

Για $\phi > 10^\circ$

Υπό στατική φόρτιση

$\tan\theta = 115,70/333,77 = 0,347 \rightarrow \theta = 19,12^\circ$ και $\cos\theta = 0,945$

$$ic = iq = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{19,12}{90}\right)^2 = 0,620$$

$$i\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{19,12}{33}\right)^2 = 0,177$$

Ε) Υπολογισμός της Β' (ενεργά μήκη)

Υπό στατική φόρτιση

$$B' = B - 2ek(\cdot) = 3,5 - 2(\Sigma Mk / \Sigma V k) = 3,24 \text{ m}$$

Υπό σεισμική φόρτιση

$$B^* = B - 2ek(\cdot) = 3,5 - 2(\Sigma M^* k / \Sigma V^* k) = 2,76 \text{ m}$$

Στ) Συντελεστές σχήματος πεδίου

Υπό στατική φόρτιση

$$Sc = 1 + 0,2Kp (B'/L), \quad Kp = \tan^2(45 + (\phi/2)) = 1, \quad (\phi = 0)$$

$$Sc = 1 + 0,2 (3,24/\infty) = 1,00$$

$$Sq = S\gamma = 1, \quad (\phi = 0)$$

Υπό σεισμική φόρτιση

$$Sc = 1 + 0,2Kp (B'/L) = 1,00$$

$$Sq = S\gamma = 1, \quad (\phi = 0)$$

Ζ) Συντελεστές βάθους D

Υπό στατική φόρτιση

$$D_c = 1 + 0,2(D/B') \quad (K_p = 1) \rightarrow d_c = 1 + 0,2(1,50/3,24) = 1,09$$

$$D_\gamma = d_\gamma = 1 \text{ για } \phi = 0$$

Υπό σεισμική φόρτιση

$$D_c = 1 + 0,2(D/B^{*'}) = 1 + 0,2(1,50/2,76) = 1,11$$

$$D_\gamma = d_\gamma = 1 \text{ για } \phi = 0$$

Η) Συντελεστές του φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ)

Στατική φόρτιση

$$\theta = 19,12^\circ$$

$$i_s = 0,63$$

Σεισμική φόρτιση

$$\theta = 27,011$$

$$i_s = 0,53$$

Θ) Συντελεστές διατρήσεως ανώτερης εδαφικής στρώσης προκύπτει ως ανάρτηση

του συντελεστή δ/ϕ

$$\frac{Pu_2}{Pu_1} = \frac{(n+2)Cu}{0,5\gamma_1 BN\gamma} = \frac{5,14 \times 15}{0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot 3,5 \cdot 26,58} = 0,186 \rightarrow \frac{\delta}{\phi} = 0,41 \rightarrow K_s = 4$$

Φέρουσα ικανότητα πεδίου υπό στατική φόρτιση

$$Pu_1 = (0 + 18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) 26,31 \cdot 0,62 + 0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,24 \cdot 26,58 \cdot 0,177 = 489,50 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu_2 = Cu \cdot N_c \cdot Sc \cdot dc \cdot ic + (q + \gamma_1 D) N_q S_q d_i q_i =$$

$$= 15 \cdot 5,1 \cdot 1,0 \cdot 10,9 \cdot 0,62 (0 + 18,9 + 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,62 = 84,29 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu = \min\{Pu_1, Pu_2 + \gamma_1 H (1 + (2D/H) \cos\theta (H/B) K_s i_s \tan\phi - 1)\} =$$

$$= \min\{489,50,84,29 + 8,9 \cdot 3,5(1 + 2 \cdot (1,5/3,5) \cos 19,12^\circ)(3,5/3,24) \cdot 0,63 \cdot$$

$$\cdot \tan 33-1\} = 489,50,182,96\} = 182,96 \text{KN/m}^2$$

Οριακό κατακόρυφο φορτίο

$$V_u = P_u \cdot B' \cdot L' = 592,79 \text{KN}$$

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

$$V_u / \Sigma V_a = 592,79 / 333,77 = 1,77 < 2 \quad \text{Ανεπαρκείς}$$

Φέρουσα ικανότητα πεδίου υπό σεισμική φόρτιση

$$P_{u1} = (\alpha + \gamma 1D) N_q \alpha + 0,5 \gamma 1B' N_{\gamma} \alpha = (0 + 18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) 26,31 \cdot 0,49 + 0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot 2,76 \cdot 0,033 = 333,66 \text{KN/m}^2$$

$$P_{u2} = 15 \cdot 5,1 \cdot 1,0 \cdot 11,11 \cdot 0,49 + (0 + 18,9 + 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,49 = 54,27 \text{KN/m}^2$$

$$P_u = \min\{P_{u1}, P_{u2} + \gamma 1H(1 + (2D/H) \cos \theta(H/B) K_s \tan \phi - 1)\} =$$

$$= \min\{333,66, 54,27 + 8,9 \cdot 3,5(1 + 2 \cdot (1,5/3,5) \cos 27,11^\circ)(3,5/2,76) \cdot 4 \cdot$$

$$0,53 \cdot \tan 33-1\} = \min\{333,66, 139,185\} = 139,18 \text{KN/m}^2$$

Οριακό κατακόρυφο φορτίο

$$V_u = P_u \cdot B' \cdot L' = 384,15 \text{KN}$$

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

$$V_u / \Sigma V_k = 373,24 / 303,95 = 1,23 > 1,10 \quad \text{Επαρκής}$$

7. ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΑΘΕΙΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

Φέρουσα ικανότητα εμπηγνυομένου πασσάλου Φ50 για ταχεία επιβολή φορτίου

A) Αντοχή αιχμής

Κατά Terzaghi

$$\phi_{IV} = \phi_{uIII} = 34 \rightarrow N_s = 42,164, N_q = 29,440, N_\gamma = 38,366$$

$$A_b = \frac{\pi B^2}{4} = \frac{\pi 0,5^2}{4} = 0,196 m^2$$

$$\sigma_{(-14,5)} = 18,9 \cdot (5-1,5) + 18,5 \cdot (12-5) + 20(14,5-12) = 246,65 \text{ kPa}$$

$$Q_{bu} = P_{ru} = 0,196 \cdot (246,63 \cdot 29,440) = 1423,23 \text{ KN}$$

B) Αντοχή πλευρικής τριβής

$$P_{suI} = A_{sI} \cdot f_{suI} = 5,498 \cdot 13,84 = 76,10 \text{ KN}$$

$$f_{suI} = K \sigma_{v'} \tan \delta = 1,5 \cdot 31,15 \cdot \tan\left(\frac{33}{2}\right) = 13,84$$

$$\sigma'_{(-3,25)} = (18,9-10) \cdot (5-1,5) = 31,15 \text{ kPa}$$

$$A_{sI} = \pi \cdot B \cdot L_1 = \pi \cdot 0,5 \cdot 3,5 = 5,498 m^2$$

$$P_{suII} = A_{sII} \cdot f_{suII} = 10,996 \cdot 14,48 = 159,26 \text{ KN}$$

$$f_{suII} = a_{II} \cdot C_{uII} = 0,70 \cdot (11 + 1,14(5+12)/2) = 14,48$$

$$C_{uII} = 11 + 1,14(12+5)/2 = 20,69 \rightarrow a_{II} = 0,70$$

$$A_{sII} = \pi B L_{II} = \pi \cdot 0,50 \cdot (12-5) = 10,996 m^2$$

$$P_{suIII} = A_{sIII} \cdot f_{suIII} = 3,927 \cdot 22,93 = 90,04 \text{ KN}$$

$$f_{suiI} = K \sigma v' \tan \delta = 1,5 \times 50 \times \tan 17 = 22,93$$

$$K=1,5$$

$$\sigma v = (20-10) \cdot (14,5-12) = 3,927 \text{m}^2$$

$$A_{sIII} = \pi \cdot B \cdot (14,5-12) = 3,927 \text{m}^2$$

$$\Sigma W_{sui} = P_{su} = P_{suI} + P_{suII} + P_{suIII} = 325,4 \text{m}^2$$

$$Q_{pu} = P_u = P_{pu} + P_{su} = 1423,23 + 325,4 = 1748,63 \text{KN}$$

$$Q_{bu} = \left(\begin{array}{l} \frac{Q_{buxo}, 8 \cdot \sum Q_{sui}}{2} = 841,78 \\ \frac{Q_{bui}}{2,5} = \frac{0,8 \sum Q_{ui}}{1,5} = 742,84 \\ 6000 \frac{\pi \cdot 0,5}{4} = 1178,10 \end{array} \right)$$

$$Q_{\sigma \epsilon \phi} = Q_{\epsilon \phi} - W p' = 742,84 - 0,196(13,25 \cdot 1,5) = 703,86$$

Άρα n=2

Πάσσαλος Φ80 «Στάθμη δράσεως 16m»

$$Q_u - Q_{pu} + Q_{su} = A_p + q_{pu} + \sum (n D f_{sui} \Delta z_i)$$

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot A_p$$

$$A_p = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 0,8^2}{4} = 0,503 \text{m}^2$$

$$0,8^2 < D_b < 2,20 \text{m} \rightarrow D_b = 0,8^2$$

$$q_c \geq 10^{\text{Mpa}} \rightarrow q_c = 14,5^{\text{Mpa}}$$

$$t_{\min}=2,5\text{min}\rightarrow t=4,5\text{m}$$

$$h_{\min}\geq 3D \quad \eta \geq 1,50 \rightarrow h=22-16=6$$

$$\text{και } 3D=3\cdot 0,8=2,4 \rightarrow h>3\cdot D$$

$$\text{Από Πιν 7,5 και 7,3} \rightarrow q_{pu}=2,9 \text{ MPa}$$

$$f_{suI} = 116 \text{ KPa} = 0,116 \text{ MPa}$$

$$Q_{pu} = A_p \cdot q_{pu} = 0,503 \cdot 2900 = 1458,70 \text{ KN}$$

$$Q_{suIII} = \pi \cdot \Delta z_i D f_{su} = \pi \cdot 4 \cdot 0,8 \cdot 116 = 1166,16 \text{ KN}$$

$$P_{uII} = 15 \text{ KPa} \text{ από Πιν 7,4} \rightarrow f_{su} = 15 \text{ KPa}$$

$$Q_{suII} = \pi \cdot \Delta \Xi_i D f_{su} = \pi \cdot 7 \cdot 0,8 \cdot 15 = 263,89 \text{ KN}$$

$$q_c(I) = 6 \text{ MPa} \text{ από πιν 7,3} \rightarrow f_{su} = 0,048 \text{ MPa}$$

$$Q_{suI} = \pi \cdot \Delta \Xi_i D f_{su} = \pi \cdot 3,75 \cdot 0,8 \cdot 148 = 452,39 \text{ KN}$$

$$\Sigma Q_{si} = 1882,44$$

$$Q_u = 1458,70 + 1166,16 + 263,89 + 452,39 = 3341,14$$

$$R_{\epsilon\pi}^{\text{κεφ}} = 1670,57$$

$$n = \frac{1,2 \cdot \sum \nu_{\text{τοιχ}}}{R_{\text{κεφ}}^{\epsilon\pi}}$$

Τοίχος χωρίς πρόβολο

$$n = \frac{1,2 \cdot (222,61 + 112,5)}{1670,57} = 0,24$$

$$n=2$$

Τοίχος χωρίς πρόβολο

$$B=3,50\text{m, για } \phi 50$$

- Για σεισμική φόρτιση $\Sigma V=335,11\text{KN}$, $M_x=252,37\text{KN}$

$$P_{\max} = \frac{\sum v}{n} + \frac{M \cdot S}{2 \cdot S^2} = \frac{335,11}{2} + \frac{252,37 \left(\frac{5}{2}\right)}{2 \cdot \left(\frac{5}{2}\right)^2} = 167,56 + \frac{252,37}{5} \leq P_{\kappa\epsilon\varphi}^{\varepsilon\pi} = 703,88 \rightarrow s \geq 0,48\text{m}$$

$$P_{\min} = \frac{\sum v}{n} - \frac{M \cdot S}{2 \cdot S^2} = \frac{335,11}{2} - \frac{252,37}{5} \geq 0 \rightarrow 167,56 - \frac{252,37}{5} \geq 0 \rightarrow s \geq 1,51\text{m}$$

$$S_{\max} = \min(0,48, 1,51) = 1,55$$

- Για στατική φόρτιση $\Sigma V=333,77\text{KN}$, $M=131,64\text{KNm}$

$$P_{\max} = \frac{\sum v}{n} + \frac{M \cdot S}{2 \cdot S^2} = \frac{333,77}{2} + \frac{131,64}{2 \cdot \left(\frac{5}{2}\right)} = 166,88 + \frac{131,64}{1,55} = 251,81\text{KN} \leq P_{\varepsilon\pi}^{\kappa\epsilon\varphi} = 703,88$$

$$P_{\min} = \frac{\sum v}{n} - \frac{M \cdot S}{2 \cdot S^2} = \frac{333,77}{2} - \frac{131,64}{5} = 166,88 - \frac{131,64}{1,55} = 81,95\text{KN} \geq 0$$

Τοίχος με πρόβολο

$B=2,45\text{m}$, για $\phi 50$

- Για σεισμική φόρτιση $\Sigma V=305,1\text{KN}$, $M_x=278,66\text{KNm}$

$$P_{\max} = \frac{\sum v}{n} + \frac{M \cdot S}{2 \cdot S^2} = \frac{305,1}{2} + \frac{278,66}{2 \cdot \left(\frac{5}{2}\right)^2} \leq P_{\kappa\epsilon\varphi}^{\varepsilon\pi} = 703,88 \rightarrow s \geq 0,50\text{m}$$

$$P_{\min} = \frac{\sum v}{n} - \frac{M_{xx}S}{2 \cdot S^2} = \frac{305,1}{2} - \frac{278,66}{5} \geq 0 \rightarrow s \geq 1,83\text{m}$$

$$S_{\max} = \min(0,5, 1,83) = 1,85$$

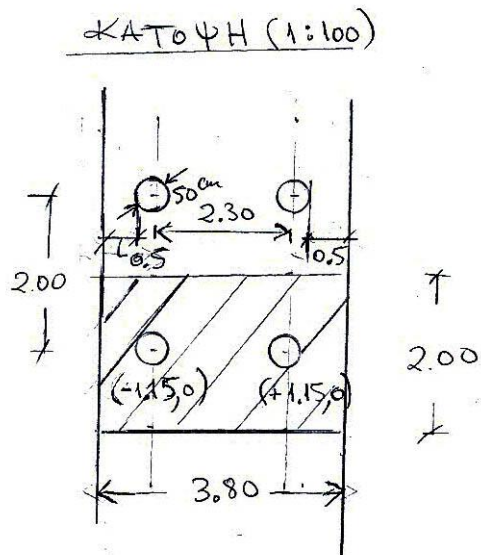
- Για στατική φόρτιση $\Sigma V=293,18\text{KN}$, $M_x=159,91\text{KNm}$

$$P_{\max} = \frac{\sum v}{n} + \frac{M \cdot S}{2 \cdot S^2} = \frac{293,18}{2} + \frac{159,91}{2 \cdot \left(\frac{5}{2}\right)} = 233,03 \text{ KN} \leq 703,88$$

$$P_{\min} = \frac{\sum v}{n} - \frac{M_{xx} S}{2 x S^2} = \frac{293,18}{2} - \frac{159,91}{5} = 60,15 \text{ KN} \geq 0$$

ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΡΕΑΗΛ

1. ΑΠΛΟΣ ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ



Στατικά εντατικά μεγέθη

$$\Sigma M = 263,28 \text{ KNm/m}$$

$$\Sigma V = 422,54 \text{ KNm/m}$$

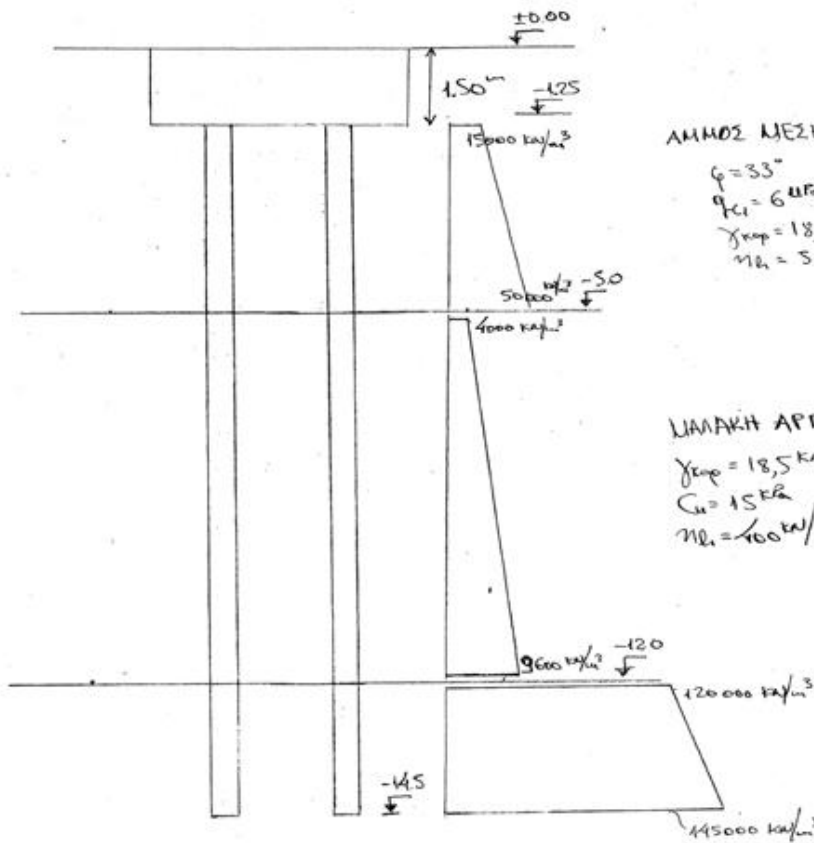
$$\Sigma H = 231,4 \text{ KNm/m}$$

Σεισμικά εντατικά μεγέθη

$$\Sigma M = 504,74 \text{ KNm/m}$$

$$\Sigma V = 445,22 \text{ KNm/m}$$

$$\Sigma H = 341,66 \text{ KNm/m}$$



ΑΙΜΟΣ ΜΕΣΗΣ ΤΥΚΑΝΟΤΗΤ

$$\begin{aligned} \phi &= 33^\circ \\ \rho_{ci} &= 6 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_{\text{top}} &= 18,9 \text{ kN/m}^3 \\ \eta_{ci} &= 5000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ΛΙΑΝΑΚΗ ΑΡΓΙΛΟΣ

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{top}} &= 18,5 \text{ kN/m}^3 \\ C_u &= 15 \text{ kPa} \\ \eta_{ci} &= 100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ΑΙΜΟΣ ΜΕΣΗΣ ΤΥΚΑΝΟΤΗΤ

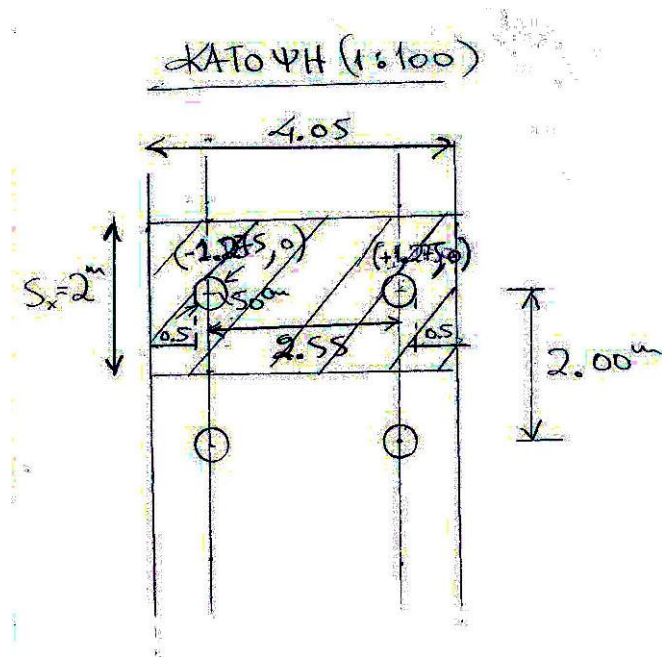
$$\begin{aligned} \gamma_{\text{top}} &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 34^\circ \\ \eta_{ci} &= 5000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

-22.0

ΑΙΜΟΣ
ΛΙΑΝΑΚΗ ΑΡΓΙΛΟΣ

$$K_{ci} = \eta_{ci} \frac{z}{B}$$

2. ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΜΕ ΠΡΟΒΟΛΟ



$$\Sigma M = 319,82 \text{ kNm/m}$$

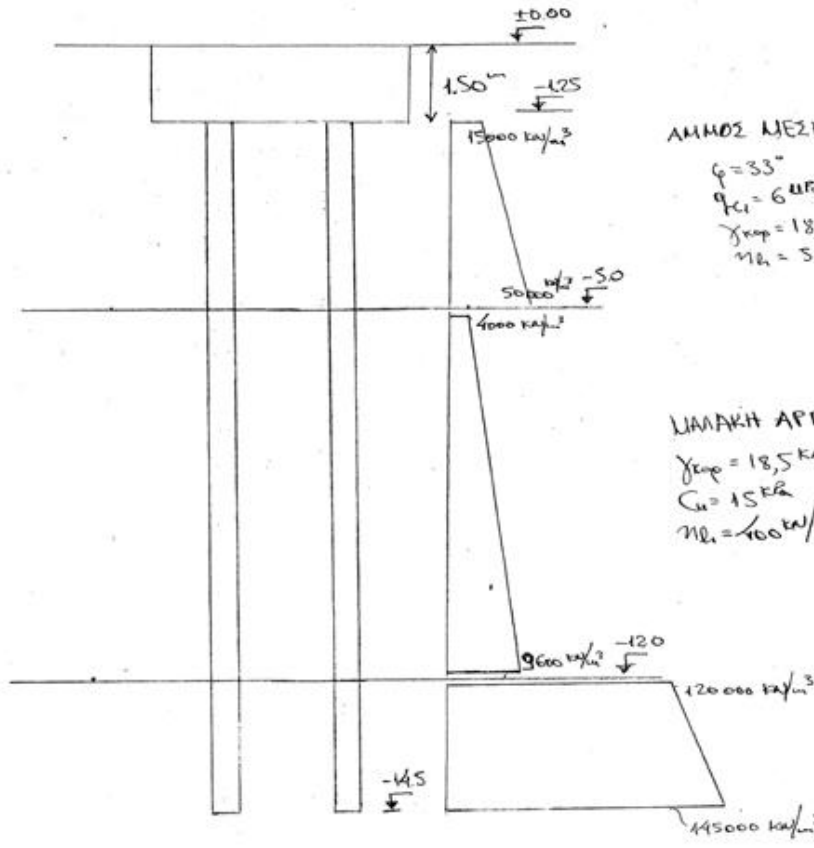
$$\Sigma V = 494,61 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = 208,38 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M = 557,32 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V = 493,95 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = 510,34 \text{ kNm/m}$$



ΑΙΜΜΟΣ ΜΕΣΗΣ ΤΥΚΑΝΟΤΗΤ

$$\phi = 33^\circ$$

$$q_{ci} = 6 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{\text{top}} = 18,9 \text{ kN/m}^3$$

$$n_{ci} = 5000 \text{ kN/m}^3$$

ΛΙΑΝΑΚΗ ΑΡΓΙΛΟΣ

$$\gamma_{\text{top}} = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$c_u = 15 \text{ kPa}$$

$$n_{ci} = 160 \text{ kN/m}^3$$

ΑΙΜΜΟΣ ΜΕΣΗΣ ΤΥΚΑΝΟΤΗΤ

$$\gamma_{\text{top}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$n_{ci} = 5000 \text{ kN/m}^3$$

ΑΙΜΜΟΣ
ΛΙΑΝΑΚΗ ΑΡΓΙΛΟΣ

$$k_{ci} = n_{ci} \frac{z}{B}$$

Εκτίμηση Myield εμπηγνυομένου πασσάλου Φ50

Παραδοχές: Αξονικό φορτίο N=440KN

$$\text{Επικάλυψη } \frac{h'}{r} = 0,10$$

$$\text{Bst } \frac{42}{50}$$

$$\text{Bm250} \rightarrow \frac{\beta_s}{\beta_R} = 24, \beta_R = 175 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 17500^{\text{KN}}$$

$$\sigma_{\text{Fe}} = 0,005nr^2$$

$$n = \frac{N}{r^2 \beta_R} = \frac{440}{0,5^2 \cdot 17500} = 0,10$$

$$0,01 = \mu_o \cdot \frac{1}{24} \rightarrow \mu_o = 0,24$$

$$\text{Για } n=0,005, \mu_o = 0,12 \rightarrow \begin{cases} m = 0,25 \\ v = 1,75 \end{cases}$$

$$\text{Myield} = v(mr^3 \beta_R) = 1,75 \cdot 0,25 \cdot 0,50 \cdot 17500 = 957 \text{KNm}$$

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 1 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS (STATIKH FORTISH)T1.STAT

E C H O D R U C K D E R E I N G A B E Datei:T1stat.pfa
=====

GEOM 1 13.25 0.0 -1.15 0.00 0.00 0.00
2 13.25 0.0 1.15 0.00 0.00 0.00
QUER (1 2 1) 0.0031 0.0031 0.0061 0.20
MATE 30000. 13000.
BETT 1 16.25 3.75
1 3.40 7.00
1 41.13 2.50
RAND (1 2 1) 0 1 1 0 0 0.
LAST 1 422.54 231.40 0.00 0.00 0.00 263.28
AUSG 1 10 0 1
ENDE

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 2 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS (STATIKH FORTISH)T1.STAT

P R O T O K O L L D E R E I N G A B E
=====

1. SYSTEM

BRAUCHBARKEITSUNTERSUCHUNG WURDE DURCHGEFUEHRT

DIMENSIONEN:

LAGERUNGSART:

| | | |
|-------------------------------|-----------|---------------|
| LAENGE, ABSTAND, KOORDINATEN | (M) | ART KOPF FUSS |
| WINKEL | (ALTGRAD) | 0 I-----I |
| TRAEGHEITSMOMENTE | (M**4) | 1 0-----I |
| FLAECHE | (M**2) | 2 0-----0 |
| BETTUNGSGROESSE QUER Z. PFAHL | (MN/M**2) | 3 I-----0 |
| BETTUNGSGROESSE AM FUSS | (MN/M**3) | 4 I----- |
| KRAEFTE | (KN) | 5 0----- |
| MOMENTE | (KN.M) | |
| VERSCHIEBUNGEN | (M) | |
| VERDREHUNGEN | (1) | |
| BODENPRESSUNG | (MN/M) | |

GEOMETRIE DES SYSTEMS

PFAHL L X Y Z ALPHA OMEGA

| | (M) | (M) | (M) | (M) | (GRD) | (GRD) |
|---|--------|------|--------|------|-------|-------|
| 1 | 13.250 | .000 | -1.150 | .000 | .000 | .000 |
| 2 | 13.250 | .000 | 1.150 | .000 | .000 | .000 |

E= 30000. (MN/M2) G= 13000. (MN/M2)

QUERSCHNITTSWERTTE

| PFAHL | I1 (M4) | I2 (M4) | IT (M4) | F (M2) |
|-------|------------|------------|------------|-----------|
| 1- 2 | .00310 | .00310 | .00610 | .20000 |

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 3 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS (STATIKH FORTISH)T1.STAT

SYSTEM BESCHREIBUNG

| PFAHL | LAGERUNG ART | QUERBELASTUNG Y1 Z1 | BETTUNGSVERLAUF Y1 Z1 | FUSS (MN/M3) |
|-------|-----------------|------------------------|--------------------------|--------------|
| 1- 2 | 0 | 0 0 | 1 1 | STARR |

BETTUNGSVERLAUF

| BETTUNGSNR. | ABSCHN. | ORDINATE (MN/M2) | ABSTAND (M) |
|-------------|---------|---------------------|----------------|
| 1 | 1 | 16.2500 | 3.750 |
| | 2 | 3.4000 | 7.000 |
| | 3 | 41.1300 | 2.500 |

LASTFAELLE

| LFNR | RX (KN) | RY (KN) | RZ (KN) | MX (KNM) | MY (KNM) | MZ (KNM) |
|------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|
| 1 | 422.5 | 231.4 | .0 | .0 | .0 | 263.3 |

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 4 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS (STATIKH FORTISH)T1.STAT

E R G E B N I S S E

=====

GESAMTFORMAENDERUNG AM BEZUGSPUNKT

| LFNR | VX (M) | VY (M) | VZ (M) | DX (1) | DY (1) | DZ (1) |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | .00047 | .00327 | .00000 | .00000 | .00000 | .00001 |

LASTFALL: 1

SCHNITTKRAEFTE

| PF | X/L | M1 (KNM) | Q2 (KN) | M2 (KNM) | Q1 (KN) | MRES (KNM) | QRES (KN) | N (KN) | MT (KNM) |
|----|-----|-------------|------------|-------------|------------|---------------|--------------|-----------|-------------|
| 1 | .0 | .0 | .0 | -126.6 | -115.7 | 126.6 | 115.7 | -215.6 | .0 |
| | .1 | .0 | .0 | -17.7 | -51.5 | 17.7 | 51.5 | | |
| | .2 | .0 | .0 | 20.9 | -11.2 | 20.9 | 11.2 | | |
| | .3 | .0 | .0 | 22.4 | 4.7 | 22.4 | 4.7 | | |
| | .4 | .0 | .0 | 15.6 | 5.2 | 15.6 | 5.2 | | |
| | .5 | .0 | .0 | 9.2 | 4.4 | 9.2 | 4.4 | | |
| | .6 | .0 | .0 | 4.2 | 3.2 | 4.2 | 3.2 | | |
| | .7 | .0 | .0 | .6 | 2.2 | .6 | 2.2 | | |
| | .8 | .0 | .0 | -1.8 | 1.6 | 1.8 | 1.6 | | |
| | .9 | .0 | .0 | -2.5 | -.4 | 2.5 | .4 | | |
| | 1.0 | .0 | .0 | -1.6 | -.7 | 1.6 | .7 | | |
| 2 | .0 | .0 | .0 | -126.6 | -115.7 | 126.6 | 115.7 | -206.9 | .0 |
| | .1 | .0 | .0 | -17.7 | -51.5 | 17.7 | 51.5 | | |
| | .2 | .0 | .0 | 20.9 | -11.2 | 20.9 | 11.2 | | |
| | .3 | .0 | .0 | 22.4 | 4.7 | 22.4 | 4.7 | | |
| | .4 | .0 | .0 | 15.6 | 5.2 | 15.6 | 5.2 | | |
| | .5 | .0 | .0 | 9.2 | 4.4 | 9.2 | 4.4 | | |
| | .6 | .0 | .0 | 4.2 | 3.2 | 4.2 | 3.2 | | |
| | .7 | .0 | .0 | .6 | 2.2 | .6 | 2.2 | | |
| | .8 | .0 | .0 | -1.8 | 1.6 | 1.8 | 1.6 | | |
| | .9 | .0 | .0 | -2.5 | -.4 | 2.5 | .4 | | |
| | 1.0 | .0 | .0 | -1.6 | -.7 | 1.6 | .7 | | |

E N D E
=====

1

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 1 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS (SEISMIKH FORTISH)T1.SEIS

E C H O D R U C K D E R E I N G A B E Datei:Tlseism.pfa
=====

GEOM 1 13.25 0.0 -1.15 0.00 0.00 0.00
2 13.25 0.0 1.15 0.00 0.00 0.00
QUER (1 2 1) 0.0031 0.0031 0.0061 0.20
MATE 30000. 13000.
BETT 1 16.25 3.75
1 3.40 7.00
1 41.13 2.50
RAND (1 2 1) 0 1 1 0 0 0.
LAST 1 445.22 341.66 0.00 0.00 0.00 504.74
AUSG 1 10 0 1
ENDE

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 2 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS (SEISMIKH FORTISH)T1.SEIS

P R O T O K O L L D E R E I N G A B E
=====

1. SYSTEM

BRAUCHBARKEITSUNTERSUCHUNG WURDE DURCHGEFUEHRT

DIMENSIONEN:

LAGERUNGSART:

| | | |
|-------------------------------|-----------|---------------|
| LAENGE, ABSTAND, KOORDINATEN | (M) | ART KOPF FUSS |
| WINKEL | (ALTGRAD) | 0 I-----I |
| TRAEGHEITSMOMENTE | (M**4) | 1 0-----I |
| FLAECHE | (M**2) | 2 0-----0 |
| BETTUNGSGROESSE QUER Z. PFAHL | (MN/M**2) | 3 I-----0 |
| BETTUNGSGROESSE AM FUSS | (MN/M**3) | 4 I----- |
| KRAEFTE | (KN) | 5 0----- |
| MOMENTE | (KN.M) | |
| VERSCHIEBUNGEN | (M) | |
| VERDREHUNGEN | (1) | |
| BODENPRESSUNG | (MN/M) | |

GEOMETRIE DES SYSTEMS

| | | | | | | |
|-------|-----|-----|-----|-----|-------|-------|
| PFAHL | L | X | Y | Z | ALPHA | OMEGA |
| | (M) | (M) | (M) | (M) | (GRD) | (GRD) |

| | | | | | | |
|---|--------|------|--------|------|------|------|
| 1 | 13.250 | .000 | -1.150 | .000 | .000 | .000 |
| 2 | 13.250 | .000 | 1.150 | .000 | .000 | .000 |

E= 30000. (MN/M2) G= 13000. (MN/M2)

QUERSCHNITTSWERTTE

| PFAHL | I1 (M4) | I2 (M4) | IT (M4) | F (M2) |
|-------|------------|------------|------------|-----------|
| 1- 2 | .00310 | .00310 | .00610 | .20000 |

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 3 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS (SEISMIKH FORTISH)T1.SEIS

SYSTEM BESCHREIBUNG

| PFAHL | LAGERUNG ART | QUERBELASTUNG Y1 Z1 | BETTUNGSVERLAUF Y1 Z1 | FUSS (MN/M3) |
|-------|-----------------|------------------------|--------------------------|--------------|
| 1- 2 | 0 | 0 0 | 1 1 | STARR |

BETTUNGSVERLAUF

| BETTUNGSNR. | ABSCHN. | ORDINATE (MN/M2) | ABSTAND (M) |
|-------------|---------|---------------------|----------------|
| 1 | 1 | 16.2500 | 3.750 |
| | 2 | 3.4000 | 7.000 |
| | 3 | 41.1300 | 2.500 |

LASTFAELLE

| LFNR | RX (KN) | RY (KN) | RZ (KN) | MX (KNM) | MY (KNM) | MZ (KNM) |
|------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|
| 1 | 445.2 | 341.7 | .0 | .0 | .0 | 504.7 |

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 4 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS (SEISMIKH FORTISH)T1.SEIS

E R G E B N I S S E

=====

GESAMTFORMAENDERUNG AM BEZUGSPUNKT

| LFNR | VX (M) | VY (M) | VZ (M) | DX (1) | DY (1) | DZ (1) |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | .00049 | .00473 | .00000 | .00000 | .00000 | .00010 |

LASTFALL: 1

SCHNITTKRAEFTE

| PF | X/L | M1 (KNM) | Q2 (KN) | M2 (KNM) | Q1 (KN) | MRES (KNM) | QRES (KN) | N (KN) | MT (KNM) |
|----|-----|-------------|------------|-------------|------------|---------------|--------------|-----------|-------------|
| 1 | .0 | .0 | .0 | -190.6 | -170.8 | 190.6 | 170.8 | -276.3 | .0 |
| | .1 | .0 | .0 | -29.0 | -77.1 | 29.0 | 77.1 | | |
| | .2 | .0 | .0 | 29.4 | -17.4 | 29.4 | 17.4 | | |
| | .3 | .0 | .0 | 32.4 | 6.5 | 32.4 | 6.5 | | |
| | .4 | .0 | .0 | 22.8 | 7.5 | 22.8 | 7.5 | | |
| | .5 | .0 | .0 | 13.5 | 6.3 | 13.5 | 6.3 | | |
| | .6 | .0 | .0 | 6.2 | 4.6 | 6.2 | 4.6 | | |
| | .7 | .0 | .0 | 1.1 | 3.2 | 1.1 | 3.2 | | |
| | .8 | .0 | .0 | -2.6 | 2.4 | 2.6 | 2.4 | | |
| | .9 | .0 | .0 | -3.6 | -.6 | 3.6 | .6 | | |
| | 1.0 | .0 | .0 | -2.3 | -1.1 | 2.3 | 1.1 | | |
| 2 | .0 | .0 | .0 | -190.6 | -170.8 | 190.6 | 170.8 | -168.9 | .0 |
| | .1 | .0 | .0 | -29.0 | -77.1 | 29.0 | 77.1 | | |
| | .2 | .0 | .0 | 29.4 | -17.4 | 29.4 | 17.4 | | |
| | .3 | .0 | .0 | 32.4 | 6.5 | 32.4 | 6.5 | | |
| | .4 | .0 | .0 | 22.8 | 7.5 | 22.8 | 7.5 | | |
| | .5 | .0 | .0 | 13.5 | 6.3 | 13.5 | 6.3 | | |
| | .6 | .0 | .0 | 6.2 | 4.6 | 6.2 | 4.6 | | |
| | .7 | .0 | .0 | 1.1 | 3.2 | 1.1 | 3.2 | | |
| | .8 | .0 | .0 | -2.6 | 2.4 | 2.6 | 2.4 | | |
| | .9 | .0 | .0 | -3.6 | -.6 | 3.6 | .6 | | |
| | 1.0 | .0 | .0 | -2.3 | -1.1 | 2.3 | 1.1 | | |

E N D E

=====

1

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 1 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS ME PROBOLO (STATIKH FORTI

E C H O D R U C K D E R E I N G A B E Datei:T2stat.pfa
=====

GEOM 1 13.25 0.0 -1.275 0.00 0.00 0.00
2 13.25 0.0 1.275 0.00 0.00 0.00
QUER (1 2 1) 0.0031 0.0031 0.0061 0.20
MATE 30000. 13000.
BETT 1 16.25 3.75
1 3.40 7.00
1 41.13 2.50
RAND (1 2 1) 0 1 1 0 0 0.
LAST 1 494.61 208.38 0.00 0.00 0.00 319.82
AUSG 1 10 0 1
ENDE

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 2 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS ME PROBOLO (STATIKH FORTI

P R O T O K O L L D E R E I N G A B E
=====

1. SYSTEM

BRAUCHBARKEITSUNTERSUCHUNG WURDE DURCHGEFUEHRT

DIMENSIONEN:

LAENGE, ABSTAND, KOORDINATEN (M)
WINKEL (ALTGRAD)
TRAEGHEITSMOMENTE (M**4)
FLAECHE (M**2)
BETTUNGSGROESSE QUER Z. PFAHL (MN/M**2)
BETTUNGSGROESSE AM FUSS (MN/M**3)
KRAEFTE (KN)
MOMENTE (KN.M)
VERSCHIEBUNGEN (M)
VERDREHUNGEN (1)
BODENPRESSUNG (MN/M)

LAGERUNGSART:

ART KOPF FUSS
0 I-----I
1 0-----I
2 0-----0
3 I-----0
4 I-----
5 0-----

GEOMETRIE DES SYSTEMS

PFAHL L X Y Z ALPHA OMEGA
(M) (M) (M) (M) (GRD) (GRD)

| | | | | | | |
|---|--------|------|--------|------|------|------|
| 1 | 13.250 | .000 | -1.275 | .000 | .000 | .000 |
| 2 | 13.250 | .000 | 1.275 | .000 | .000 | .000 |

E= 30000. (MN/M2) G= 13000. (MN/M2)

QUERSCHNITTSWERTTE

| PFAHL | I1 (M4) | I2 (M4) | IT (M4) | F (M2) |
|-------|------------|------------|------------|-----------|
| 1- 2 | .00310 | .00310 | .00610 | .20000 |

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 3 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS ME PROBOLO (STATIKH FORTI

SYSTEM BESCHREIBUNG

| PFAHL | LAGERUNG ART | QUERBELASTUNG Y1 Z1 | BETTUNGSVERLAUF Y1 Z1 | FUSS (MN/M3) |
|-------|-----------------|------------------------|--------------------------|--------------|
| 1- 2 | 0 | 0 0 | 1 1 | STARR |

BETTUNGSVERLAUF

| BETTUNGSNR. | ABSCHN. | ORDINATE (MN/M2) | ABSTAND (M) |
|-------------|---------|---------------------|----------------|
| 1 | 1 | 16.2500 | 3.750 |
| | 2 | 3.4000 | 7.000 |
| | 3 | 41.1300 | 2.500 |

LASTFAELLE

| LFNR | RX (KN) | RY (KN) | RZ (KN) | MX (KNM) | MY (KNM) | MZ (KNM) |
|------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|
| 1 | 494.6 | 208.4 | .0 | .0 | .0 | 319.8 |

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 4 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS ME PROBOLO (STATIKH FORTI

E R G E B N I S S E

=====

GESAMTFORMAENDERUNG AM BEZUGSPUNKT

| LFNR | VX (M) | VY (M) | VZ (M) | DX (1) | DY (1) | DZ (1) |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | .00055 | .00289 | .00000 | .00000 | .00000 | .00006 |

LASTFALL: 1

SCHNITTKRAEFTE

| PF | X/L | M1 (KNM) | Q2 (KN) | M2 (KNM) | Q1 (KN) | MRES (KNM) | QRES (KN) | N (KN) | MT (KNM) |
|----|-----|-------------|------------|-------------|------------|---------------|--------------|-----------|-------------|
| 1 | .0 | .0 | .0 | -116.1 | -104.2 | 116.1 | 104.2 | -281.6 | .0 |
| | .1 | .0 | .0 | -17.6 | -47.0 | 17.6 | 47.0 | | |
| | .2 | .0 | .0 | 18.0 | -10.6 | 18.0 | 10.6 | | |
| | .3 | .0 | .0 | 19.8 | 4.0 | 19.8 | 4.0 | | |
| | .4 | .0 | .0 | 13.9 | 4.6 | 13.9 | 4.6 | | |
| | .5 | .0 | .0 | 8.3 | 3.9 | 8.3 | 3.9 | | |
| | .6 | .0 | .0 | 3.8 | 2.8 | 3.8 | 2.8 | | |
| | .7 | .0 | .0 | .7 | 2.0 | .7 | 2.0 | | |
| | .8 | .0 | .0 | -1.6 | 1.5 | 1.6 | 1.5 | | |
| | .9 | .0 | .0 | -2.2 | -.4 | 2.2 | .4 | | |
| | 1.0 | .0 | .0 | -1.4 | -.6 | 1.4 | .6 | | |
| 2 | .0 | .0 | .0 | -116.1 | -104.2 | 116.1 | 104.2 | -213.0 | .0 |
| | .1 | .0 | .0 | -17.6 | -47.0 | 17.6 | 47.0 | | |
| | .2 | .0 | .0 | 18.0 | -10.6 | 18.0 | 10.6 | | |
| | .3 | .0 | .0 | 19.8 | 4.0 | 19.8 | 4.0 | | |
| | .4 | .0 | .0 | 13.9 | 4.6 | 13.9 | 4.6 | | |
| | .5 | .0 | .0 | 8.3 | 3.9 | 8.3 | 3.9 | | |
| | .6 | .0 | .0 | 3.8 | 2.8 | 3.8 | 2.8 | | |
| | .7 | .0 | .0 | .7 | 2.0 | .7 | 2.0 | | |
| | .8 | .0 | .0 | -1.6 | 1.5 | 1.6 | 1.5 | | |
| | .9 | .0 | .0 | -2.2 | -.4 | 2.2 | .4 | | |
| | 1.0 | .0 | .0 | -1.4 | -.6 | 1.4 | .6 | | |

E N D E

=====

1

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 1 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS ME PROBOLO (SEISMIKH FORT

E C H O D R U C K D E R E I N G A B E Datei:T2seism.pfa
=====

GEOM 1 13.25 0.0 -1.275 0.00 0.00 0.00
2 13.25 0.0 1.275 0.00 0.00 0.00
QUER (1 2 1) 0.0031 0.0031 0.0061 0.20
MATE 30000. 13000.
BETT 1 16.25 3.75
1 3.40 7.00
1 41.13 2.50
RAND (1 2 1) 0 1 1 0 0 0.
LAST 1 493.95 510.34 0.00 0.00 0.00 557.32
AUSG 1 10 0 1
ENDE

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 2 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS ME PROBOLO (SEISMIKH FORT

P R O T O K O L L D E R E I N G A B E
=====

1. SYSTEM

BRAUCHBARKEITSUNTERSUCHUNG WURDE DURCHGEFUEHRT

DIMENSIONEN:

LAENGE, ABSTAND, KOORDINATEN (M)
WINKEL (ALTGRAD)
TRAEGHEITSMOMENTE (M**4)
FLAECHE (M**2)
BETTUNGSGROESSE QUER Z. PFAHL (MN/M**2)
BETTUNGSGROESSE AM FUSS (MN/M**3)
KRAEFTE (KN)
MOMENTE (KN.M)
VERSCHIEBUNGEN (M)
VERDREHUNGEN (1)
BODENPRESSUNG (MN/M)

LAGERUNGSART:

ART KOPF FUSS
0 I-----I
1 0-----I
2 0-----0
3 I-----0
4 I-----
5 0-----

GEOMETRIE DES SYSTEMS

PFAHL L X Y Z ALPHA OMEGA
(M) (M) (M) (M) (GRD) (GRD)

| | | | | | | |
|---|--------|------|--------|------|------|------|
| 1 | 13.250 | .000 | -1.275 | .000 | .000 | .000 |
| 2 | 13.250 | .000 | 1.275 | .000 | .000 | .000 |

E= 30000. (MN/M2) G= 13000. (MN/M2)

QUERSCHNITTSWERTTE

| PFAHL | I1 (M4) | I2 (M4) | IT (M4) | F (M2) |
|-------|------------|------------|------------|-----------|
| 1- 2 | .00310 | .00310 | .00610 | .20000 |

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 3 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS ME PROBOLO (SEISMIKH FORT

SYSTEM BESCHREIBUNG

| PFAHL | LAGERUNG ART | QUERBELASTUNG Y1 Z1 | BETTUNGSVERLAUF Y1 Z1 | FUSS (MN/M3) |
|-------|-----------------|------------------------|--------------------------|--------------|
| 1- 2 | 0 | 0 0 | 1 1 | STARR |

BETTUNGSVERLAUF

| BETTUNGSNR. | ABSCHN. | ORDINATE (MN/M2) | ABSTAND (M) |
|-------------|---------|---------------------|----------------|
| 1 | 1 | 16.2500 | 3.750 |
| | 2 | 3.4000 | 7.000 |
| | 3 | 41.1300 | 2.500 |

LASTFAELLE

| LFNR | RX (KN) | RY (KN) | RZ (KN) | MX (KNM) | MY (KNM) | MZ (KNM) |
|------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|
| 1 | 494.0 | 510.3 | .0 | .0 | .0 | 557.3 |

1ADK CONSULTING ENGINEERS S.A.
ATHENS-GREECE

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke Bl. 4 S.

PILE GROUP 2PILES TOIXOS BARYHTAS ME PROBOLO (SEISMIKH FORT

E R G E B N I S S E

=====

GESAMTFORMAENDERUNG AM BEZUGSPUNKT

| LFNR | VX (M) | VY (M) | VZ (M) | DX (1) | DY (1) | DZ (1) |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | .00055 | .00723 | .00000 | .00000 | .00000 | .00000 |

LASTFALL: 1

SCHNITTKRAEFTE

| PF | X/L | M1 (KNM) | Q2 (KN) | M2 (KNM) | Q1 (KN) | MRES (KNM) | QRES (KN) | N (KN) | MT (KNM) |
|----|-----|-------------|------------|-------------|------------|---------------|--------------|-----------|-------------|
| 1 | .0 | .0 | .0 | -278.5 | -255.2 | 278.5 | 255.2 | -247.1 | .0 |
| | .1 | .0 | .0 | -38.6 | -113.4 | 38.6 | 113.4 | | |
| | .2 | .0 | .0 | 46.3 | -24.5 | 46.3 | 24.5 | | |
| | .3 | .0 | .0 | 49.5 | 10.3 | 49.5 | 10.3 | | |
| | .4 | .0 | .0 | 34.4 | 11.5 | 34.4 | 11.5 | | |
| | .5 | .0 | .0 | 20.2 | 9.7 | 20.2 | 9.7 | | |
| | .6 | .0 | .0 | 9.2 | 7.0 | 9.2 | 7.0 | | |
| | .7 | .0 | .0 | 1.4 | 4.8 | 1.4 | 4.8 | | |
| | .8 | .0 | .0 | -4.0 | 3.6 | 4.0 | 3.6 | | |
| | .9 | .0 | .0 | -5.5 | -1.0 | 5.5 | 1.0 | | |
| | 1.0 | .0 | .0 | -3.5 | -1.7 | 3.5 | 1.7 | | |
| 2 | .0 | .0 | .0 | -278.5 | -255.2 | 278.5 | 255.2 | -246.8 | .0 |
| | .1 | .0 | .0 | -38.6 | -113.4 | 38.6 | 113.4 | | |
| | .2 | .0 | .0 | 46.3 | -24.5 | 46.3 | 24.5 | | |
| | .3 | .0 | .0 | 49.5 | 10.3 | 49.5 | 10.3 | | |
| | .4 | .0 | .0 | 34.4 | 11.5 | 34.4 | 11.5 | | |
| | .5 | .0 | .0 | 20.2 | 9.7 | 20.2 | 9.7 | | |
| | .6 | .0 | .0 | 9.2 | 7.0 | 9.2 | 7.0 | | |
| | .7 | .0 | .0 | 1.4 | 4.8 | 1.4 | 4.8 | | |
| | .8 | .0 | .0 | -4.0 | 3.6 | 4.0 | 3.6 | | |
| | .9 | .0 | .0 | -5.5 | -1.0 | 5.5 | 1.0 | | |
| | 1.0 | .0 | .0 | -3.5 | -1.7 | 3.5 | 1.7 | | |

E N D E

=====

1

8. ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΒΑΘΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΒΕΛΤΙΩΜΕΝΟ ΕΔΑΦΟΣ

8.1 Σχεδιασμός προφόρτισης

Προφόρτιση

Χωρίς πρόβολο (Στατική φόρτιση)

$$B=3,50\text{m}$$

$$\Sigma V=81,25+105,62+35B+30,75-10,11=330,01\text{KN}$$

$$\Sigma H=91,40+58,23-52=97,63$$

$$\Sigma M=81,25 \cdot 1,5+105,62 \cdot 0,82+35B \cdot 0+52 \cdot (1,5/3)-$$

$$-91,4 \cdot 3,67-58,23 \cdot 0,2=72=-143=143\text{KN/m}$$

$$e_k(x) = \frac{143 - 97,63 \cdot \frac{1,5}{2}}{330,01} = 0,21 < \frac{l_x}{6} = 0,58\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{330,01}{3,5} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,21}{3,5}\right) - 128,23\text{ kpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{330,01}{3,5} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,21}{3,5}\right) - 60,34\text{ kpa}$$

Απαιτούμενη προφόρτιση όπως στο Σχήμα Α

Με πρόβολο (Στατική φόρτιση)

$$B=2,45\text{m}$$

$$\Sigma V = 48,75 + 105,62 + 35B + 21 + 11,25 - 10,11 + 28,92 = 291,18 \text{KN}$$

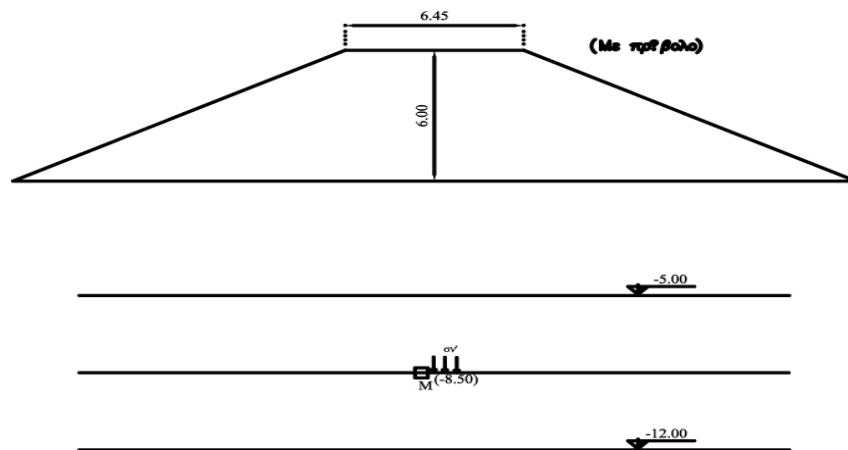
$$\Sigma H = 141,01 - (104/2) = 89,01 \text{KN}$$

$$\Sigma M = 48,75 \cdot 1,08 + 105,62 \cdot 0,49 + 35B \cdot 0 + 21 \cdot 1,98 +$$

$$+ 11,25 \cdot 1,98 - 2,16 \cdot 7,33 - 2,96 \cdot 6,22 - 15,71 \cdot 4,95 -$$

$$- 62,26 \cdot 2,78 - 57,92 \cdot 0,72 + 52 \cdot (1,5/3) = 132,53 \text{KN/m}$$

Απαιτούμενη προφόρτιση όπως στο Σχήμα Β



$$e_k(x) = \frac{132 - 89,01 \cdot \frac{1,5}{2}}{291,18} = 0,21 < \frac{l \cdot x}{6} = 0,41 \text{m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{291,18}{2,45} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,22}{2,45}\right) - 182,88 \text{kPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{291,18}{2,45} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,22}{2,45}\right) = 54,82 \text{ kPa}$$

8.2 Εκτίμηση βελτιωμένων τιμών C_u μετά την προφόρτιση

A) Χωρίς πρόβολο

$$\frac{C_{u\alpha\rho\chi} - 8,5}{\sigma'_{\nu} - 8,5} = \frac{15}{18,9 \cdot 1,23 + 8,9 \cdot 3,75 + 8,5 \cdot 3,5} = 0,17 \text{ N / C}$$

$$q_{\text{επιχ}} = 20 \cdot 6 = 120 \text{ kPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{z} = \frac{3,75}{8,5} = 0,44 \\ \frac{a}{z} = \frac{12}{8,5} = 1,41 \end{array} \right\} \rightarrow I = 0,40$$

$$\Delta\sigma_z^{\text{επιχ}} = 2 \cdot I \cdot 120 = 0,8 \cdot 120 = 96 \text{ kPa}$$

B) Με πρόβολο

$$\frac{C_{u\alpha\rho\chi} - 8,5}{\sigma'_{\nu} - 8,5} = \frac{15}{18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 3,75 + 8,5 \cdot 3,5} = 0,17 \text{ N / C}$$

$$q_{\text{επιχ}} = 20 \cdot 6 = 120 \text{ kPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{z} = \frac{3,22}{8,5} = 0,38 \\ \frac{a}{z} = \frac{12}{8,5} = 1,41 \end{array} \right\} \rightarrow I = 0,38$$

$$\Delta\sigma_z^{\text{επιχ}} = 2 \cdot I \cdot 120 = 0,76 \cdot 120 = 91,2 \text{ kPa}$$

8.3. Έλεγχοι θραύσεως εδάφους φέρουσας ικανότητας σε βελτιωμένο έδαφος

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας με C_u αποφόρτιση

Απευθείας αβαθής

Τοίχος χωρίς πρόβολο

$$P_{u1} = (q + \gamma_1 D) N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B' N_{\gamma i_{\gamma}}$$

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

$$P_u = \min\{P_{u1}, P_{u2} + \gamma_1 H (1 + (2D/H) \cos\theta (H/B) K_s \tan\phi - 1)\}$$

Υπολογισμός συντελεστών

Δ) Συντελεστές λοξότητας της φόρτισης – κλίση φορτίου

- Υπό σεισμική φόρτιση

$$\tan\theta = 170,83/355,11 = 0,5098 \rightarrow \theta = 27,011^\circ \text{ και } \cos\theta = 0,891$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{27,011}{90}\right)^2 = 0,490$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{27,011}{33}\right)^2 = 0,033$$

Για $\phi > 10^\circ$

- Υπό στατική φόρτιση

$$\tan\theta=115,70/333,77=0,347 \rightarrow \theta=19,12^\circ \text{ και } \cos\theta=0,945$$

$$ic = iq = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{19,12}{90}\right)^2 = 0,620$$

$$i\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{19,12}{33}\right)^2 = 0,177$$

Ε) Υπολογισμός της Β' (ενεργά μήκη)

- Υπό στατική φόρτιση

$$B' = B - 2ek(x) = 3,5 - 2(\Sigma\mu a / \Sigma V a) = 3,24\text{m}$$

- Υπό σεισμική φόρτιση

$$B^* = B - 2ek(x) = 3,5 - 2(\Sigma M^* a / \Sigma V^* a) = 2,76\text{m}$$

Στ) Συντελεστές σχήματος πεδίου

- Υπό στατική φόρτιση

$$S_c = 1 + 0,2K_p (B'/L), \quad K_p = \tan^2(45 + (\phi/2)) = 1, \quad (\phi=0)$$

$$S_c = 1 + 0,2 (3,24/\infty) = 1,00$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \quad (\phi=0)$$

- Υπό σεισμική φόρτιση

$$S_c = 1 + 0,2K_p (B'/L) = 1,00$$

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

Z) Συντελεστές βάθους D

- Υπό στατική φόρτιση

$$D_c = 1 + 0,2(D/B') (K_p = 1) \rightarrow d_c = 1 + 0,2(1,50/3,24) = 1,09$$

$$D_\gamma = d_q = 1 \text{ για } \phi = 0$$

- Υπό σεισμική φόρτιση

$$D_c = 1 + 0,2(D/B^{*'}) = 1 + 0,2(1,50/2,76) = 1,11$$

$$D_\gamma = d_q = 1 \text{ για } \phi = 0$$

H) Συντελεστές του φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ)

- Στατική φόρτιση

$$\theta = 19,12^\circ$$

$$i_s = 0,63$$

- Σεισμική φόρτιση

$$\theta = 27,011$$

$$i_s = 0,53$$

Θ) Συντελεστές διατρήσεως ανώτερης εδαφικής στρώσης προκύπτει ως ανάρτηση του συντελεστή δ/ϕ

$$\frac{Pu_2}{Pu_1} = \frac{(n+2)Cu}{0,5\gamma_1 B N \gamma} = \frac{5,14 \cdot 26,80}{0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot 3,5 \cdot 26,58} = 0,333 \rightarrow \frac{\delta}{\phi} = 0,58 \rightarrow K_s = 7$$

Φέρουσα ικανότητα πεδίου υπό στατική φόρτιση

$$Pu_1 = (0 + 18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) 26,31 \cdot 0,62 + 0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,24 \cdot 26,58 \cdot 0,177 = 489,50 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu_2 = Cu \cdot N_c \cdot Sc \cdot dc \cdot ic + (q + \gamma_1 D) N_q S_q d_i q_i =$$

$$= 26,80 \cdot 5,1 \cdot 1,0 \cdot 10,9 \cdot 0,62 (0 + 18,9 + 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,62 = 109,39 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu = \min\{Pu_1, Pu_2 + \gamma_1 H (1 + (2D/H) \cos \theta (H/B) K_s i_s \tan \phi - 1)\} =$$

$$= \min\{489,50, 109,39 + 8,9 \cdot 3,5 (1 + 2 \cdot (1,5/3,5) \cos 19,12^\circ) (3,5/3,24) \cdot 0,63 \cdot 5 \cdot \tan 33 - 1\} = 489,50, 231,97\} = 231,87 \text{ KN/m}^2$$

- Οριακό κατακόρυφο φορτίο

$$Vu = Pu \cdot B' \cdot L' = 231,97 \cdot 3,24 \cdot 1 = 751,58 \text{ KN}$$

- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας

$$(F_s = 2)$$

$$Vu / \Sigma V_k = 751,58 / 333,77 = 2,25 > 2$$

Επάρκεια

Φέρουσα ικανότητα πεδίου υπό σεισμική φόρτιση

$$\begin{aligned} P_{u1} &= (q + \gamma_1 D) N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B' N_{\gamma i_{\gamma}} = \\ &= (0 + 18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) 26,31 \cdot 0,49 + 0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot \\ &\cdot 2,76 \cdot 0,033 = 333,66 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$P_{u2} = 26,80 \cdot 5,1 \cdot 1,0 \cdot 11,11 \cdot 0,49 + (0 + 18,9 + 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,49 = 87,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} P_u &= \min\{P_{u1}, P_{u2} + \gamma_1 H (1 + (2D/H) \cos\theta (H/B) K_s i_{\text{stan}} \phi - 1)\} = \\ &= \min\{333,66, 87,00 + 8,9 \cdot 3,5 (1 + 2 \cdot (1,5/3,5) \cos 27,11^\circ) (3,5/2,76) \cdot 5 \cdot \\ &0,53 \cdot \tan 33 - 1\} = \min\{333,66, 205,89\} = 205,89 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Οριακό κατακόρυφο φορτίο

$$V_u = P_u \cdot B' \cdot L' = 203,89 \cdot 2,76 \cdot 1 = 568,26 \text{ kN}$$

- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας

$$(F_s = 1,10)$$

$$V_u / \Sigma V_k = 586,26 / 335,11 = 1,70 > 1,10 \quad \text{Επάρκεια}$$

Τοίχος με πρόβολο

A) ίδια με πριν

B) ίδια με πριν

Γ) ίδια με πριν

Δ) ίδια με πριν

Ε) ίδια με πριν

Η) ίδια με πριν

Θ) Συντελεστής διατήρησης ανώτερης εδαφικής στρώσης προκύπτει ως συνάρτηση του συντελεστή δ/ϕ

$$\frac{Pu^*2}{Pu^*1} = \frac{(n+2)Cu}{0,5\gamma_1 BN\gamma} = \frac{5,14 \cdot 26,19}{0,5 \cdot 8,9 \cdot 2,45 \cdot 26,58} = 0,464 \rightarrow \frac{\delta}{\phi} = 0,68 \rightarrow K_s = 7$$

Φέρουσα ικανότητα πεδίου υπό στατική φόρτιση

$$Pu1 = (0 + 18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 26,31 \cdot 0,613 + 0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot 2,04 \cdot 26,58 \cdot 0,166 = 456,96 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu2 = Cu \cdot Nc \cdot Sc \cdot dc \cdot ic + (q + \gamma_1 D) Nq S_q d_i q =$$

$$= 26,19 \cdot 5,10 \cdot 1,0 \cdot 1,1470 \cdot 0,613 + (0 + 18,9 + 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,613 = 109,76 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu = \min\{Pu1, Pu2 + \gamma_1 H (1 + (2D/H) \cos\theta (H/B) K_s \tan\phi - 1)\} =$$

$$= \min\{456,96, 109,76 + 8,9 \cdot 3,5 (1 + 2 \cdot (1,5/3,5) \cos 19,56^\circ) (3,5/2,04) \cdot 9,9 \cdot 0,61 \cdot$$

$$\cdot \tan 33^\circ - 1\} = \min\{456,96, 487,64\} = 456,96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Άρα } Pu = 456,96 \text{ KN/m}^2$$

- Οριακό κατακόρυφο φορτίο

$$V_u = P_u \cdot B' \cdot L' = 456,96 \cdot 2,04 \cdot 1 = 932,20 \text{ KN}$$

- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας

$$(F_s = 2)$$

$$V_u / \Sigma V_k = 796,31 / 293,18 = 3,18 \geq 2 \quad \text{Επάρκεια}$$

Φέρουσα ικανότητα πεδίου υπό σεισμική φόρτιση

$$\begin{aligned} P_{u1} &= (q + \gamma_1 D) N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B' N_{\gamma i_{\gamma}} = \\ &= (0 + 18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) 26,31 \cdot 0,424 + 0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot \\ &\cdot 1,633 \cdot 26,58 \cdot 0,0024 = 288,83 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u2} &= C_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + (q + \gamma_1 D) N_q S_q d_q i_q = \\ &= 26,19 \cdot 5,1 \cdot 1,0 \cdot 1,1837 \cdot 0,424 + (18,9 + 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,424 = 78 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= \min\{P_{u1}, P_{u2} + \gamma_1 H (1 + (2D/H) \cos \theta (H/B) K_s i_{\text{stan}} \phi - 1)\} = \\ &= \min\{288,78 + 8,9 \cdot 3,5 (1 + 2 \cdot (1,5/3,5) \cos 31,39^\circ) (3,5/1,68) \cdot 9,9 \cdot \\ &0,48 \cdot \tan 33 - 1\} = \min\{288,83, 433,78\} = 288,83 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Οριακό κατακόρυφο φορτίο

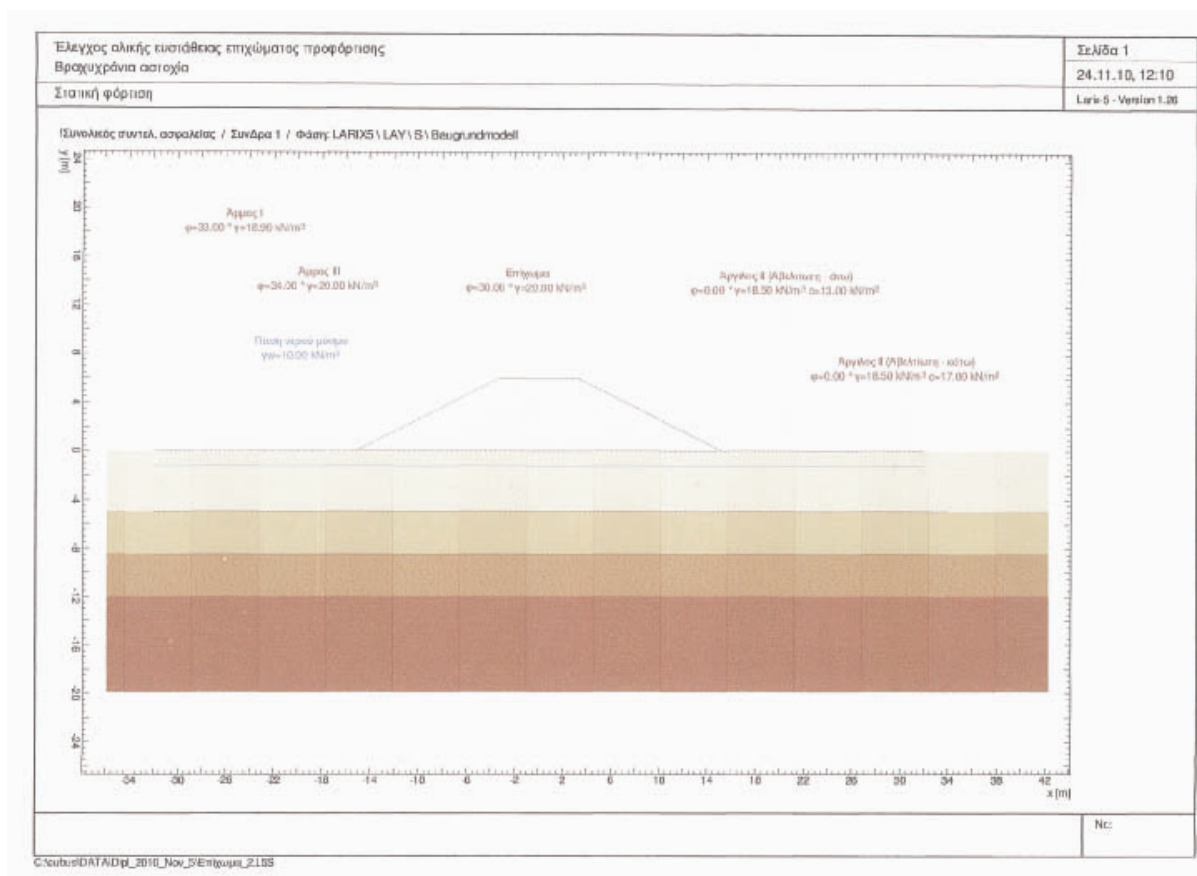
$$V_u = P_u \cdot B' \cdot L' = 288,83 \cdot 1,633 \cdot 1,00 = 471,66 \text{ KN}$$

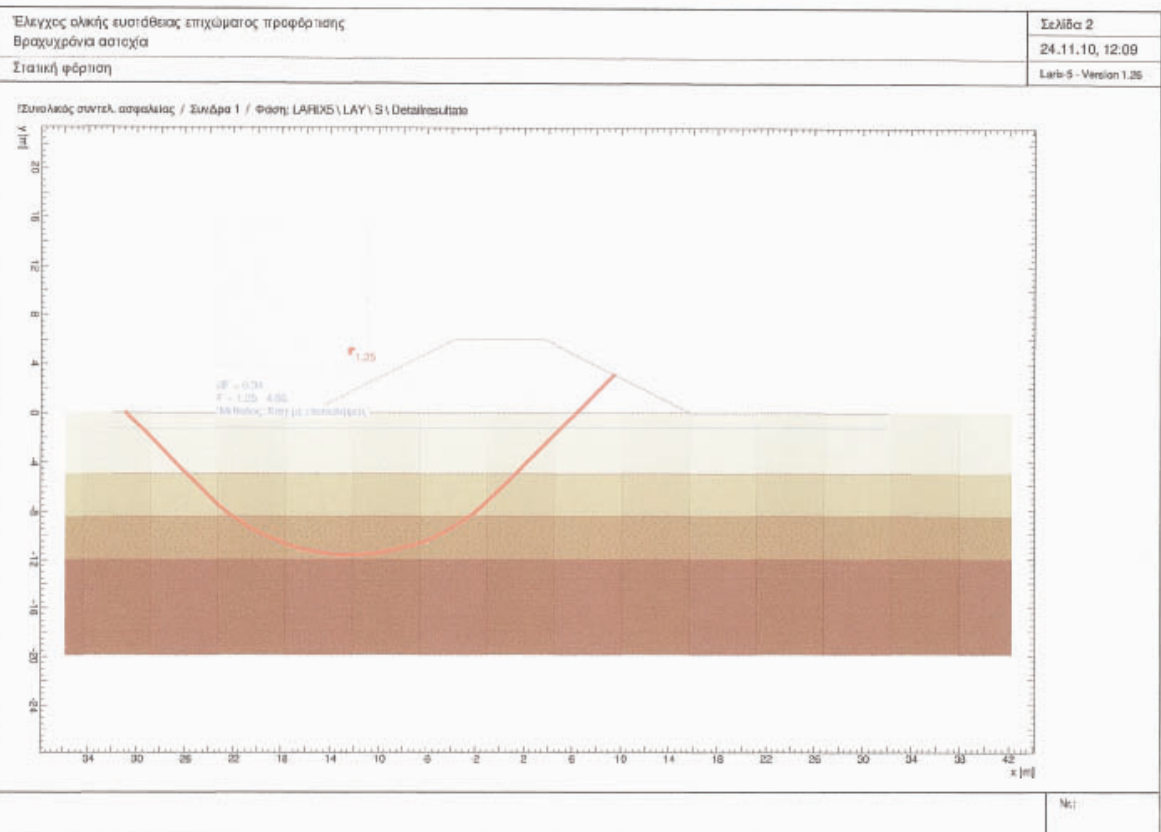
- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας

(Fs=1,10)

$V_u/\Sigma V_k=471,66/303,95=1,55 > 1,10$ Επάρκεια

8.4 Έλεγχος γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης





Έλεγχος ολικής ευστάθειας επιχώματος προφόρτισης
Βραχυχρόνια αστοχία

Στατική φόρτιση

Σελίδα 3
24.11.10, 12:09
Laris 6 - Version 1.26

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Δικτυωμένες εδαφικών στρώσεων

| Περιγραφή | Παράμετρος | | | Σημεία πολυγώνου | | | | | |
|--------------------------|------------|-----------|-----------|------------------|--------|--------|------|--------|--------|
| | φ [°] | γ [kN/m³] | c [kN/m²] | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] |
| Επίχωμα | 30.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -29.00 | 0 |
| | | | | 3 | -15.75 | 0 | 4 | -3.75 | 6.00 |
| | | | | 5 | 3.75 | 6.00 | 6 | 15.75 | 0 |
| Βιαιός I | 33.00 | 18.00 | 0 | 7 | 29.20 | 0 | 8 | 30.00 | -0.00 |
| | | | | 1 | -10.00 | 0 | 2 | -29.00 | 0 |
| | | | | 3 | -15.75 | 0 | 4 | -3.20 | 0 |
| Αργιλλός II (Αβελιτωτή) | 0.00 | 18.50 | 13.00 | 5 | 3.20 | 0 | 6 | 15.75 | 0 |
| | | | | 7 | 29.20 | 0 | 8 | 30.00 | -0.00 |
| | | | | 1 | -30.00 | -3.00 | 2 | -29.20 | -5.00 |
| Αργιλλός III (Αβελιτωτή) | 0.00 | 18.50 | 17.00 | 3 | -19.20 | -5.00 | 4 | -3.20 | -5.00 |
| | | | | 5 | 3.20 | -3.00 | 6 | 19.20 | -5.00 |
| | | | | 7 | 29.20 | -3.00 | 8 | 32.00 | -5.00 |
| Βιαιός III | 34.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | -12.00 | 2 | -29.20 | -12.00 |
| | | | | 3 | -19.20 | -12.00 | 4 | -3.20 | -12.00 |
| | | | | 5 | 3.20 | -12.00 | 6 | 19.20 | -12.00 |
| 7 | 30.00 | -12.00 | | | | | | | |

Στάθμη υπογειών υδάτων

Πίεση νερού μόνιμη

| γ _{sat} [kN/m³] | Παράμετρος Κατάσταση u | Σημ. | Σημεία πολυγώνου | | | | |
|--------------------------|------------------------|------|------------------|-------|------|-------|-------|
| | | | x [m] | y [m] | Σημ. | | |
| 30.00 | Βενερώζ. Συνεχές | 1 | -30.00 | -1.25 | 2 | 30.00 | -1.25 |

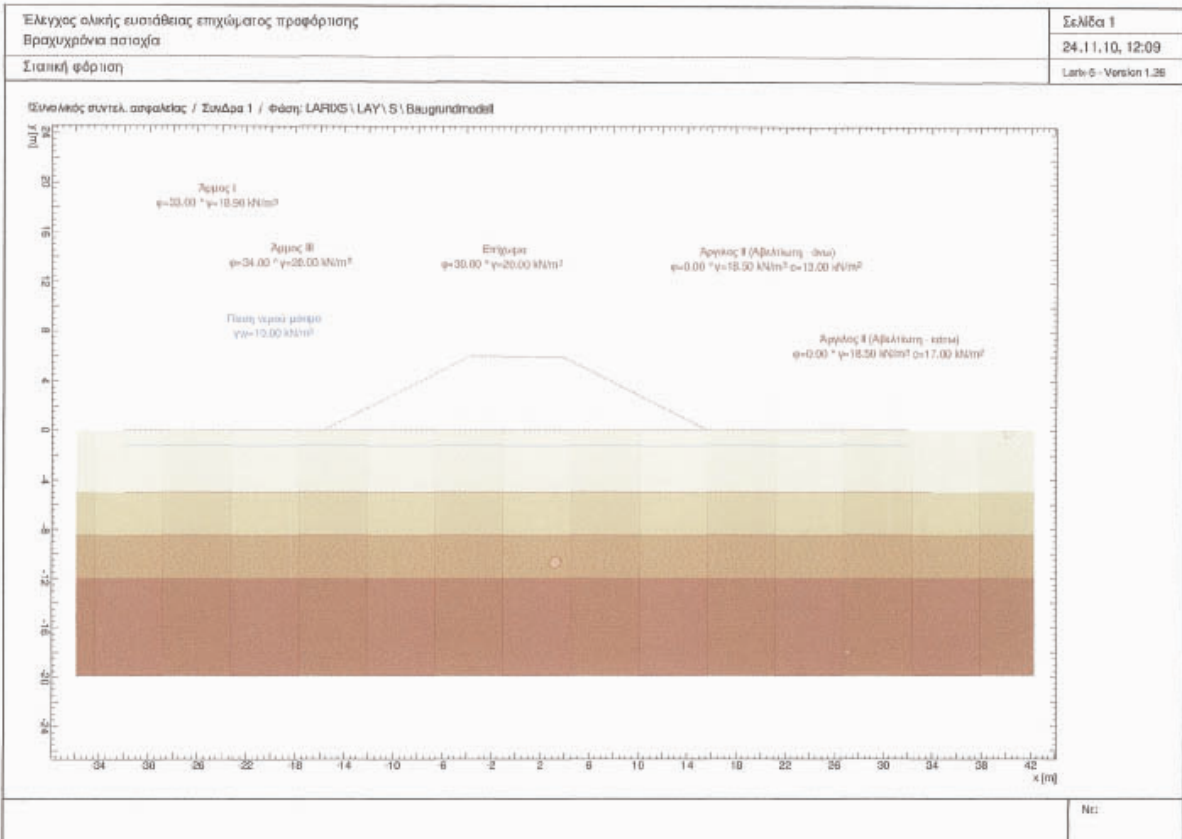
Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους απολογισμούς εκρηκή ή αντερηκή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδραυνοστατική ή υδροστατική

№:

C:\cubase\DATA\p1_2010_Nov_5\Επιχωμα_11.S5

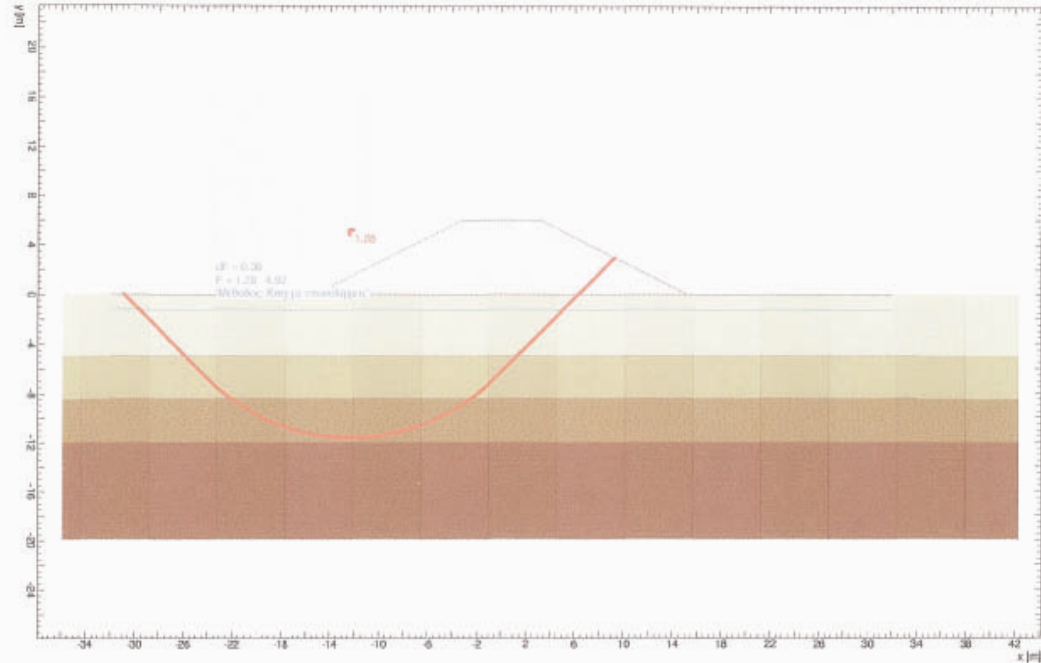
| | |
|---|---|
| Έλεγχος ολικής ευστάθειας επιχώματος προφόρτισης Βραχυχρόνια αστοχία | Σελίδα 4 |
| Στατική φόρτιση | 24.11.10, 12:09 |
| Larv 5 - Version 1.26 | |
| Επιλογές υπολογισμών | |
| Επιλογές | |
| Μέθοδος | δ_H η_L αυθυγραμμισμένα άκρα |
| Κεραυ | 0,0200 50,000 μέ 0 συντελεστής ασφαλείας σε σταθερία υπολογίζεται με μ |
| δ_H | : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων |
| η_L | : Αριθμός ημερών |
| ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ | |
| ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ | |
| Αριθμ. κύκλου | x y R Zwangs-Punkt Αγκύριο F δαδων L _{σταθ} L _{σταθ} Παρατήρηση |
| 126 | -12,27 5,03 14,70 0 1,22 |
| F δαδων | : Δοθένση παράλληλο, απαιτούμενη ασφαλεία $F_{\text{απαιτ}} = 1,0$ |
| L _{σταθ} | : υπολογιστικό, απαιτούμενο ύψος ύδατος στην παροχή $L_{\text{σταθ}} - L_{\text{σταθ}}$ |
| L _{σταθ} | : Δοθένση, ελάχιστο ελεύθερο μέγιστο σφίξιμο |
| N: | |

C:\cubus\DATA\Dir_2010_Nov_5\Eπιχωμα_1.LSB



C:\cubus\DATA\Dir_2010_Nov_5\Eπιχωμα_1.LSB

Γενικός σκελετός ασφαλείας / Σελίδα 1 / Φάση: LARIS \ LAY \ S \ DetailResulte



№:

C:\oube\DATA\Dpl_2010_Νov_5\Επιτηρημα_21.03

ΠΡΟΣΟΜΙΩΜΑ

Διατμητικές εδαφικές στρώσεις

| Περιγραφή | φ [°] | γ [kN/m³] | σ [kN/m²] | Σημ. | Σημεία πολυγώνου | | | | |
|--------------------------|-------|-----------|-----------|------|------------------|--------|-------|--------|--------|
| | | | | | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] |
| Επιχώμα | 30.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -29.00 | 0 |
| | | | | 3 | -15.23 | 0 | 4 | -3.22 | 6.00 |
| | | | | 5 | 3.23 | 5.00 | 6 | 15.23 | 0 |
| Ράμπος I | 33.00 | 18.90 | 0 | 7 | 29.20 | 0 | 8 | 30.00 | -0.00 |
| | | | | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -19.50 | 0 |
| | | | | 3 | -15.23 | 0 | 4 | -3.20 | 0 |
| Ραγίλας II (Αβελι(α)κη) | 0.00 | 18.50 | 13.00 | 5 | 3.20 | 0 | 6 | 15.23 | 0 |
| | | | | 7 | 29.20 | 0 | 8 | 30.00 | -0.00 |
| | | | | 1 | -30.00 | -5.00 | 2 | -19.20 | -5.00 |
| Ραγίλας III (Αβελι(α)κη) | 0.00 | 18.50 | 17.00 | 3 | -19.20 | -5.00 | 4 | -3.20 | -5.00 |
| | | | | 5 | 3.20 | -5.00 | 6 | 15.20 | -5.00 |
| | | | | 7 | 29.20 | -5.50 | 8 | 32.00 | -8.50 |
| Ράμπος III | 34.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | -12.00 | 2 | -29.20 | -12.00 |
| | | | | 3 | -19.20 | -12.00 | 4 | -3.20 | -12.00 |
| | | | | 5 | 3.20 | -12.00 | 6 | 19.20 | -12.00 |

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίση νερού μέγιστη

| γ _w [kN/m³] | Παράμετρος Κατάσταση | u | Σημ. | Σημεία πολυγώνου | | | | |
|------------------------|----------------------|--------|------|------------------|-------|-------|-------|-------|
| | | | | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] |
| 10.00 | Ευεργής | Δυναμ. | 1 | -30.00 | -1.25 | 2 | 30.00 | -1.25 |

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για (ως υπολογισμός σιφών ή αντλία)
u : Υπολογισμός πίσης στην υδροδυναμική ή υδροστατική

№:

C:\oube\DATA\Dpl_2010_Νov_5\Επιτηρημα_21.03

| | | | | | | | | | |
|---|-----------------|----------|---------------------|--|--------|--------|--------|-------|---------------------------------|
| Έλεγχος ολικής ευστάθειας επιχώματος προφάρτησης Βραχυχρόνια αστοχία | Σελίδα 4 | | | | | | | | |
| Στατική φόρτιση | 24.11.10, 12:10 | | | | | | | | |
| Lark-5 - Version 1.20 | | | | | | | | | |
| Επιλογές υπολογισμών | | | | | | | | | |
| Επιλογές | | | | | | | | | |
| Μέθοδος | δ_T | ρ_c | αριθμοποιημένα όρια | | | | | | |
| Βασγ | 0,0200 | 24,000 | με | Ο συντελεστής ασφαλείας σε συνθήκη υπολογίζεται με | | | | | |
| δ_T : Αρχή σύνταξης σπασίμων ρ_c : Αριθμός κυρτών | | | | | | | | | |
| ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ | | | | | | | | | |
| ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ | | | | | | | | | |
| Αριθμ. κύκλου | x | y | R | Zwangs-Punkt | Αγκύρα | F ασφα | L ασφα | L επι | Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση |
| 106 | -12,27 | 1,07 | 16,70 | 6 | | 1,28 | | | |
| F ασφα : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F ασφα, req L ασφα : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L ασφα - L επι L επι : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | №: |

C:\cmta\DATA\Dpl_2010_Nov_9\Επιλογες_21.55

8.5 Σχεδιασμός πλαστικών στραγγιστηρίων

Πλαστικά στραγγ $\lambda=0,05\text{m}$

$$T=3\text{μήνες} \quad \rightarrow T_v = \frac{Cvt}{H^2} = \frac{11 \cdot 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{sec}}}{H^2} = 0,069825 \rightarrow U_v = 0,30$$

$$\frac{h\alpha\rho\gamma}{2}$$

$$\rightarrow T_h = \frac{Cht}{De^2} = \frac{(1,13 \cdot 1)^2}{De^2} = 0,990935 \rightarrow U_h = 1 - \frac{l}{e^{8^{T_h/A}}} = 0,90534$$

1^η δοκιμή S=100m

Δοκιμή S=1,30m

$$A = \ln\left(\frac{1,13 \cdot 1}{0,05}\right) - 0,75 + \left(\frac{2,5k_v}{1,5k_v} - 1\right) \cdot \ln\left(\frac{0,075}{0,025}\right) = 3,362722$$

$$1=U=(1-U_v)(1-U_h) \rightarrow U=0,93$$

Αν 0,85 2^η δοκιμή S=0,80

Αν 0,98 2^η δοκιμή S=1,20

8.6. Έλεγχος τοίχου χωρίς και με πρόβολο επί βελτιωμένου εδάφους

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας με C_u αποφόρτισης

Απευθείας αβαθής

Τοίχος χωρίς πρόβολο

$$P_{u1} = (q + \gamma_1 D) N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B' N_{\gamma i_{\gamma}} =$$

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

$$P_u = \min\{P_{u1}, P_{u2} + \gamma_1 H (1 + (2D/H) \cos \theta (H/B) K_s i_{\text{stan}} \phi - 1)\}$$

Υπολογισμός συντελεστών

.Δ) Συντελεστές λοξότητας της φόρτισης – κλίση φορτίου

- Υπό σεισμική φόρτιση

$$\tan \theta = 170,83 / 355,11 = 0,5098 \rightarrow \theta = 27,011^\circ \text{ και } \cos \theta = 0,891$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{27,011}{90}\right)^2 = 0,490$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{27,011}{33}\right)^2 = 0,033$$

Για $\phi > 10^\circ$

- Υπό στατική φόρτιση

$$\tan\theta = 115,70/333,77 = 0,347 \rightarrow \theta = 19,12^\circ \text{ και } \cos\theta = 0,945$$

$$ic = iq = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{19,12}{90}\right)^2 = 0,620$$

$$i\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{19,12}{33}\right)^2 = 0,177$$

Ε) Υπολογισμός της Β' (ενεργά μήκη)

- Υπό στατική φόρτιση

$$B' = B - 2ek(\cdot) = 3,5 - 2(\Sigma\mu a / \Sigma V a) = 3,24\text{m}$$

- Υπό σεισμική φόρτιση

$$B^* = B - 2ek(\cdot) = 3,5 - 2(\Sigma M^* a / \Sigma V^* a) = 2,76\text{m}$$

Στ) Συντελεστές σχήματος πεδίου

- Υπό στατική φόρτιση

$$S_c = 1 + 0,2K_p (B'/L), \quad K_p = \tan^2(45 + (\phi/2)) = 1, \quad (\phi = 0)$$

$$S_c = 1 + 0,2 (3,24/\infty) = 1,00$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \quad (\phi = 0)$$

- Υπό σεισμική φόρτιση

$$S_c = 1 + 0,2K_p (B'/L) = 1,00$$

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

Z) Συντελεστές βάθους D

- Υπό στατική φόρτιση

$$D_c = 1 + 0,2(D/B') (K_p = 1) \rightarrow d_c = 1 + 0,2(1,50/3,24) = 1,09$$

$$D_\gamma = d_q = 1 \text{ για } \phi = 0$$

- Υπό σεισμική φόρτιση

$$D_c = 1 + 0,2(D/B^{*'}) = 1 + 0,2(1,50/2,76) = 1,11$$

$$D_\gamma = d_q = 1 \text{ για } \phi = 0$$

H) Συντελεστές του φορτίου από την κατακόρυφο (γωνία θ)

- Στατική φόρτιση

$$\theta = 19,12^\circ$$

$$i_s = 0,63$$

- Σεισμική φόρτιση

$$\theta = 27,011$$

$i_s=0,53$

Θ) Συντελεστές διατρήσεως ανώτερης εδαφικής στρώσης προκύπτει ως ανάρτηση του συντελεστή δ/ϕ

$$\frac{Pu_2}{Pu_1} = \frac{(n+2)Cu}{0,5\gamma_1 BN\gamma} = \frac{5,14 \cdot 26,80}{0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot 3,5 \cdot 26,58} = 0,333 \rightarrow \frac{\delta}{\phi} = 0,58 \rightarrow K_s = 7$$

Φέρουσα ικανότητα πεδίου υπό στατική φόρτιση

$$Pu_1 = (0 + 18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 26,31 \cdot 0,62 + 0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,24 \cdot 26,58 \cdot 0,177 = 489,50 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu_2 = Cu \cdot Nc \cdot Sc \cdot dc \cdot ic + (\gamma + \gamma_1 D) Nq S_q d_i q =$$

$$= 26,80 \cdot 5,1 \cdot 1,0 \cdot 10,9 \cdot 0,62 + (0 + 18,9 + 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,62 = 109,39 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu = \min\{Pu_1, Pu_2 + \gamma_1 H(1 + (2D/H)\cos\theta(H/B)K_s \tan\phi - 1)\} =$$

$$= \min\{489,50, 109,39 + 8,9 \cdot 3,5(1 + 2 \cdot (1,5/3,5)\cos 19,12^\circ)(3,5/3,24) \cdot 0,63 \cdot 5 \cdot \tan 33 - 1\} = 489,50, 231,97\} = 231,87 \text{ KN/m}^2$$

- Οριακό κατακόρυφο φορτίο

$$Vu = Pu \cdot B' \cdot L' = 231,97 \cdot 3,24 \cdot 1 = 751,58 \text{ KN}$$

- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας

$$(F_s = 2)$$

$$Vu/\Sigma V_k = 751,58/333,77 = 2,25 > 2$$

Επάρκεια

Φέρουσα ικανότητα πεδίου υπό σεισμική φόρτιση

$$\begin{aligned} P_{u1} &= (q + \gamma_1 D) N q_i q + 0,5 \gamma_1 B' N \gamma_i \gamma = \\ &= (0 + 18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) 26,31 \cdot 0,49 + 0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot \\ &\cdot 2,76 \cdot 0,033 = 333,66 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$P_{u2} = 26,80 \cdot 5,1 \cdot 1,0 \cdot 11,11 \cdot 0,49 + (0 + 18,9 + 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,49 = 87,00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = \min\{P_{u1}, P_{u2} + \gamma_1 H (1 + (2D/H) \cos \theta (H/B) K_{sist} \tan \phi - 1)\} =$$

$$= \min\{333,66, 87,00 + 8,9 \cdot 3,5 (1 + 2 \cdot (1,5/3,5) \cos 27,11^\circ) (3,5/2,76) \cdot 5 \cdot$$

$$0,53 \cdot \tan 33 - 1\} = \min\{333,66, 205,89\} = 205,89 \text{ KN/m}^2$$

- Οριακό κατακόρυφο φορτίο

$$V_u = P_u \cdot B' \cdot L' = 203,89 \cdot 2,76 \cdot 1 = 568,26 \text{ KN}$$

- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας

$$(F_s = 1,10)$$

$$V_u / \Sigma V_k = 586,26 / 335,11 = 1,70 > 1,10 \quad \text{Επάρκεια}$$

Τοίχος με πρόβολο

A) ίδια με πριν, B) ίδια με πριν, Γ) ίδια με πριν, Δ) ίδια με πριν

E) ίδια με πριν, H) ίδια με πριν

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

$$\frac{Pu^*2}{Pu^*1} = \frac{(n+2)Cu}{0,5\gamma_1BN\gamma} = \frac{5,14 \cdot 26,19}{0,5 \cdot 8,9 \cdot 2,45 \cdot 26,58} = 0,464 \rightarrow \frac{\delta}{\phi} = 0,68 \rightarrow Ks = 7$$

Φέρουσα ικανότητα πεδίου υπό στατική φόρτιση

$$Pu1 = (0 + 18,9 \cdot 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) 26,31 \cdot 0,613 + 0,5 \cdot (18,9 - 10) \cdot 2,04 \cdot 26,58 \cdot 0,166 = 456,96 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu2 = Cu \cdot Nc \cdot Sc \cdot dc \cdot ic + (q + \gamma 1D) Nq Sq dq iq =$$

$$= 26,19 \cdot 5,10 \cdot 1,0 \cdot 1,1470 \cdot 0,613 + (0 + 18,9 + 1,25 + 8,9 \cdot 0,25) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,613 = 109,76 \text{ KN/m}^2$$

$$Pu = \min\{Pu1, Pu2 + \gamma 1H(1 + (2D/H)\cos\theta(H/B)Ks \tan\phi - 1)\} =$$

$$= \min\{456,96, 109,76 + 8,9 \cdot 3,5(1 + 2 \cdot (1,5/3,5)\cos 19,56^\circ)(3,5/2,04) \cdot 9,9 \cdot 0,61 \cdot$$

$$\cdot \tan 33 - 1\} = \min\{456,96, 487,64\} = 456,96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Άρα } Pu = 456,96 \text{ KN/m}^2$$

- Οριακό κατακόρυφο φορτίο

$$Vu = Pu \cdot B' \cdot L' = 456,96 \cdot 2,04 \cdot 1 = 932,20 \text{ KN}$$

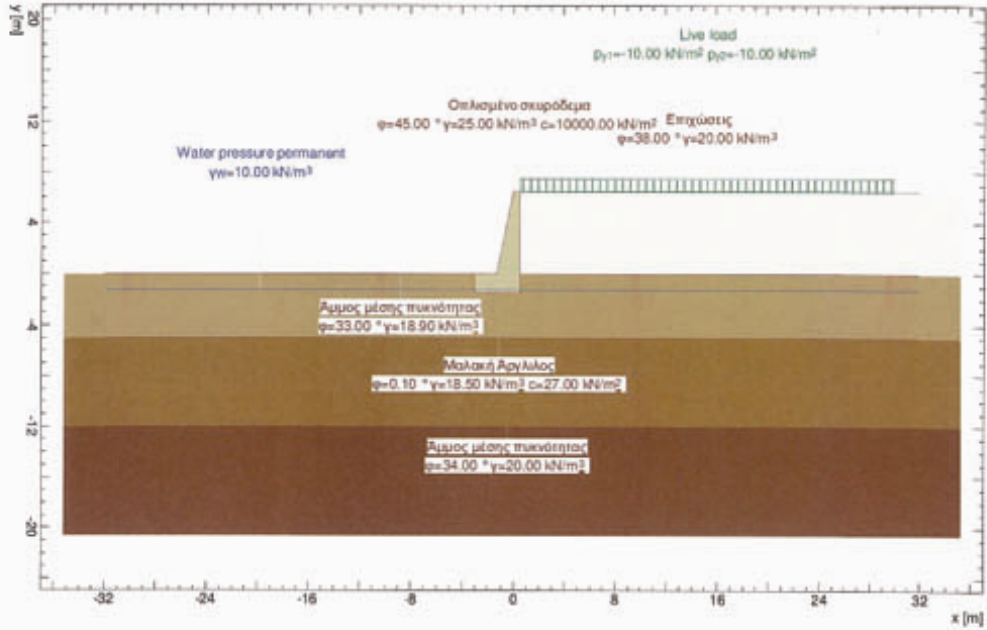
- Έλεγχος επάρκειας με την μέθοδο του συνολικού συντελεστή ασφαλείας

$$(Fs = 2)$$

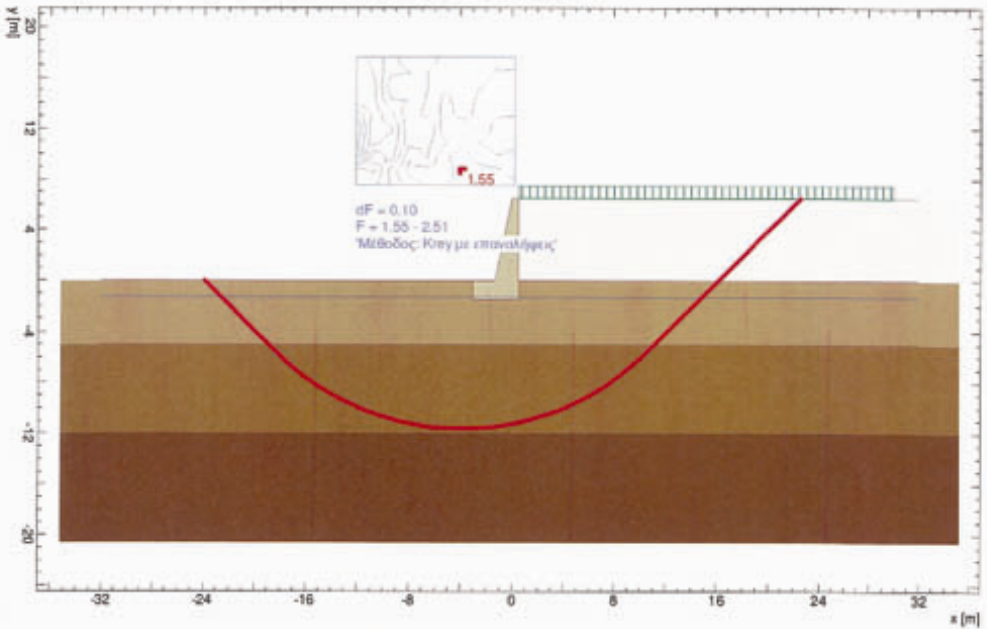
$V_u/\Sigma V_k = 796,31/293,18 = 3,18 \geq 2$

Επάρκεια

Γενολικός συντελ. ασφαλείας / Συνδρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\5\ Baugrundmodell



Γενολικός συντελ. ασφαλείας / Συνδρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\5\ Detailresultate



Nr:

| | |
|---|------------------------|
| Ελεγχος ολικής ευστάθειας τοίχου βαρύτητας Βελτιωμένο έδαφος | Σελίδα 4 |
| Στατική φόρτιση | 03.03.11, 11:32 |
| | Latex-5 - Version 1.26 |

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

| Περιγραφή | Παράμετρος | | | Σημεία πολυγώνου | | | | | |
|------------------------|---------------|----------------------------------|-----------------------------|------------------|----------|----------|------|----------|----------|
| | ϕ [°] | γ [kN/m ³] | c [kN/m ²] | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] |
| Επιχώσεις | 38.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -3.00 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.30 | -0.00 | 4 | 0.00 | 6.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 30.00 | 6.50 |
| Οπλισμένο σκυρόδεμα | 45.00 | 25.00 | 1.00E+4 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -3.00 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.30 | -0.00 | 4 | 0.00 | 6.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 0.50 | -0.00 |
| | | | | 7 | 21.60 | -0.00 | | | |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 33.00 | 18.90 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -16.62 | 0 |
| | | | | 3 | -3.00 | -0.00 | 4 | -3.00 | -1.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | -1.50 | 6 | 0.50 | -0.00 |
| | | | | 7 | 17.75 | -0.00 | 8 | 30.00 | -0.00 |
| Μαλακή Άργιλος | 0.10 | 18.50 | 27.00 | 1 | -30.00 | -5.00 | 2 | -16.62 | -5.00 |
| | | | | 3 | 17.75 | -5.00 | 4 | 30.00 | -5.00 |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 34.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | -12.00 | 2 | -16.62 | -12.00 |
| | | | | 3 | 17.75 | -12.00 | 4 | 30.00 | -12.00 |

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μέγιστη

| γ_w [kN/m ³] | Παράμετρος | | Σημεία πολυγώνου | | | | | |
|------------------------------------|------------|--------|------------------|----------|----------|------|----------|----------|
| | Κατάσταση | u | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] |
| 10.00 | Ενεργή | Δυναμ. | 1 | -30.00 | -1.25 | 2 | 30.00 | -1.25 |

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
 u : Υπολογισμός πίεσης πάνω υδροδυναμικά ή υδροστατικά

ΦΟΡΤΙΑ

Επιφανειακό φορτίο

| Περιγραφή | Δράση | x_1 [m] | y_1 [m] | x_2 [m] | y_2 [m] | p_1 [kN/m ²] | p_2 [kN/m ²] | Διεύθυνση |
|-----------|------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------------|-----------|
| | Οριζόντιο φορτίο | 0.50 | 6.50 | 30.00 | 6.50 | -10.00 | -10.00 | γ |

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

| Μέθοδος | δ_T [-] | n_L | ευθυγραμμισμένα άκρα | |
|---------|-------------------|--------|----------------------|---|
| Key | 0.0200 | 50.000 | με | Ο συντελεστής ασφαλείας σε ευστάθεια υπολογίζεται με ϕ |

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων
 n_L : Αριθμός λυρίδων

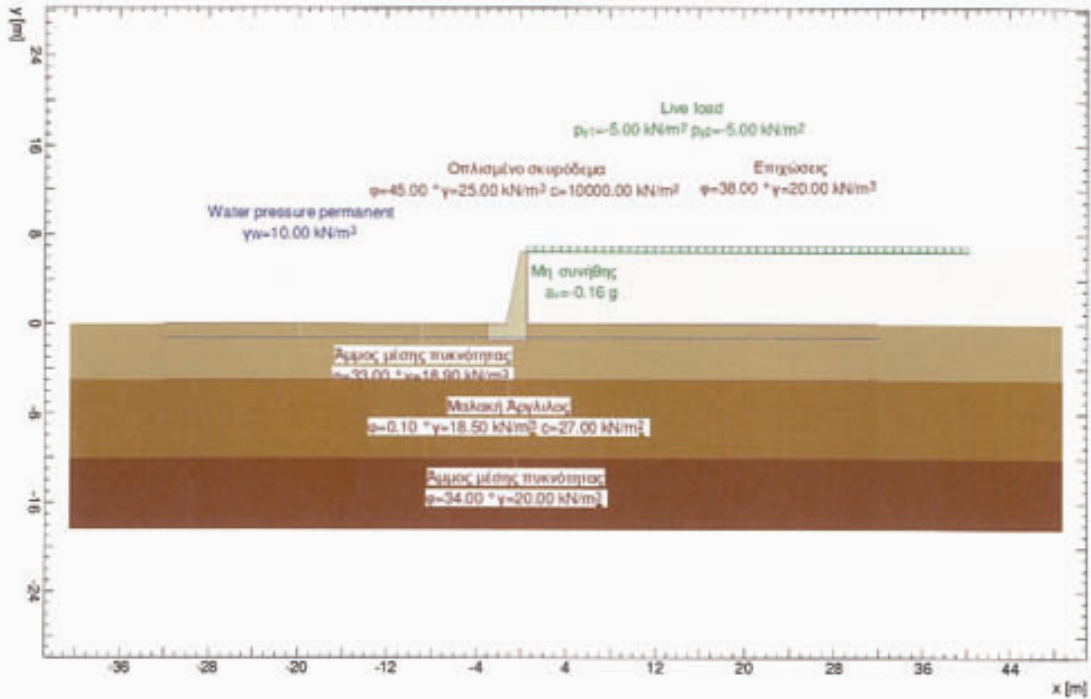
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

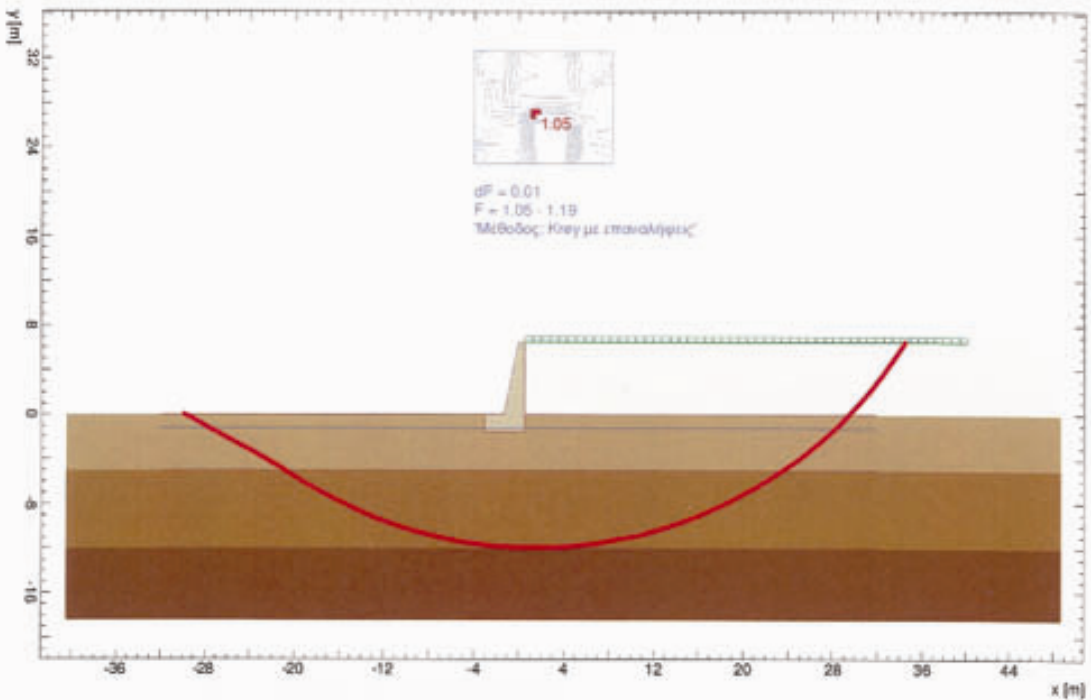
| Αριθμ. κύκλου | x [m] | y [m] | R [m] | Zwangs-Punkt | Αγκύριο | $F_{\text{δωδο}}$ | $L_{\text{σταθ}}$ [m] | $L_{\text{μην}}$ [m] | Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση |
|---------------|----------|----------|----------|--------------|---------|-------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| 168 | -3.87 | 8.64 | 20.27 | 8 | | 1.55 | | | |

$F_{\text{δωδο}}$: Διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια $F_{\text{απαιτ}} = 1.00$
 $L_{\text{σταθ}}$: υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος συγκόλλησης στην περιοχή $L_{\text{μην}} - L_{\text{εωδ}}$
 $L_{\text{μην}}$: δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος συγκόλλησης

Γεωλογικός συντελ. ασφαλείας / Συνδρα 1 / Φάση: LARIX5 \LAY \S \Baugrundmodell



Γεωλογικός συντελ. ασφαλείας / Συνδρα 1 / Φάση: LARIX5 \LAY \S \Detailresultate



Nr:

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Δικιφάνειες εδαφικών στρώσεων

| Περιγραφή | Παράμετρος | | | Σημεία πολυγώνου | | | | | |
|------------------------|---------------|----------------------------------|---------------------------|------------------|----------|----------|------|----------|----------|
| | ϕ [°] | γ [kN/m ³] | c [kN/m ²] | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] |
| Επιχώσεις | 38.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -3.00 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.30 | -0.00 | 4 | 0.00 | 6.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 30.00 | 6.50 |
| Οαλιωμένο ακυρόδεμα | 45.00 | 25.00 | 1.00E+4 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -3.00 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.30 | -0.00 | 4 | 0.00 | 6.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 0.50 | -0.00 |
| | | | | 7 | 21.60 | -0.00 | | | |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 33.00 | 18.90 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -16.62 | 0 |
| | | | | 3 | -3.00 | -0.00 | 4 | -3.00 | -1.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | -1.50 | 6 | 0.50 | -0.00 |
| | | | | 7 | 17.75 | -0.00 | 8 | 30.00 | -0.00 |
| Μαλακή άργιλλος | 0.10 | 18.50 | 27.00 | 1 | -30.00 | -5.00 | 2 | -16.62 | -5.00 |
| | | | | 3 | 17.75 | -5.00 | 4 | 30.00 | -5.00 |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 34.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | -12.00 | 2 | -16.62 | -12.00 |
| | | | | 3 | 17.75 | -12.00 | 4 | 30.00 | -12.00 |

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

| γ_w [kN/m ³] | Παράμετρος | | Σημεία πολυγώνου | | | | | | | | |
|------------------------------------|------------|--------|------------------|----------|----------|------|----------|----------|------|----------|----------|
| | Κατάσταση | μ | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] |
| 10.00 | Ενεργή | Δυναμ. | 1 | -30.00 | -1.25 | 2 | 30.00 | -1.25 | | | |

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
 μ : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

ΦΟΡΤΙΑ

Επιφανειακό φορτίο

| Περιγραφή | Δράση | x_1 [m] | y_1 [m] | x_2 [m] | y_2 [m] | P_1 [kN/m ²] | P_2 [kN/m ²] | Διεύθυνση |
|-----------|------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------------------------|-------------------------------|-----------|
| | Οριζόντιο φορτίο | 0.50 | 6.50 | 40.21 | 6.50 | -5.00 | -5.00 | y |

Σεισμική φόρτιση

| Περιγραφή | Δράση | a_x [g] | a_y [g] |
|-----------|-------------|--------------|--------------|
| | Μη συνθήκης | -0.16 | 0 |

a_x : Οριζόντια επιτάχυνση
 a_y : Κατακόρυφη επιτάχυνση

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

| Μέθοδος | δ_T [s] | n_L | ευθυγραμμισμένα άκρα |
|---------|-------------------|--------|----------------------|
| Κρευ | 0.0200 | 50.000 | με |

Ο συντελεστής ασφαλείας σε συνθήκες υπολογίζεται με δ

δ_T : Ανοχή σύγκλισης επαυλώσεων
 n_L : Αριθμός λυρίδων

| | |
|---|------------------------|
| Έλεγχος ολικής ευστάθειας τοίχου βαρύτητας Βελτιωμένο έδαφος | Σελίδα 5 |
| Σεισμική φόρτιση | 03.03.11, 11:36 |
| | Laris-5 - Version 1.26 |

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

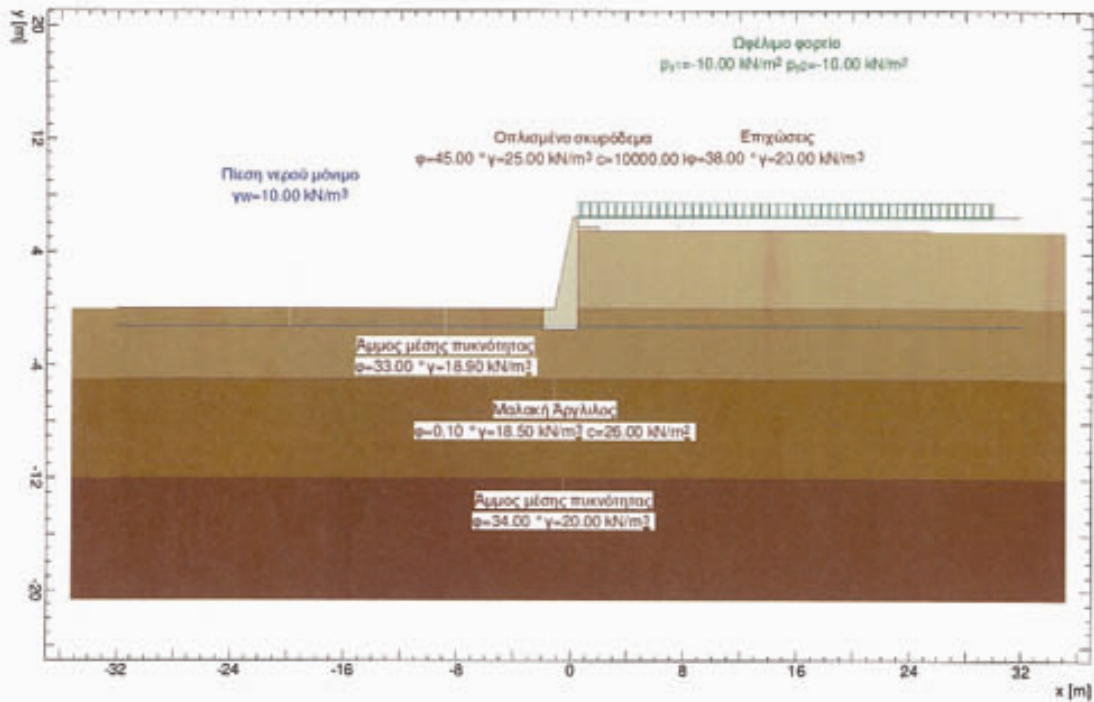
ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

| Αριθμ. κύκλου | x [m] | y [m] | R [m] | Σωστής- Punkt | Αγκύριο | F ασφα | L _{απει} [m] | L _{επι} [m] | Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση |
|------------------|----------|----------|----------|------------------|---------|--------|--------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| 449 | 1.44 | 26.99 | 38.93 | 9 | | 1.05 | | | |

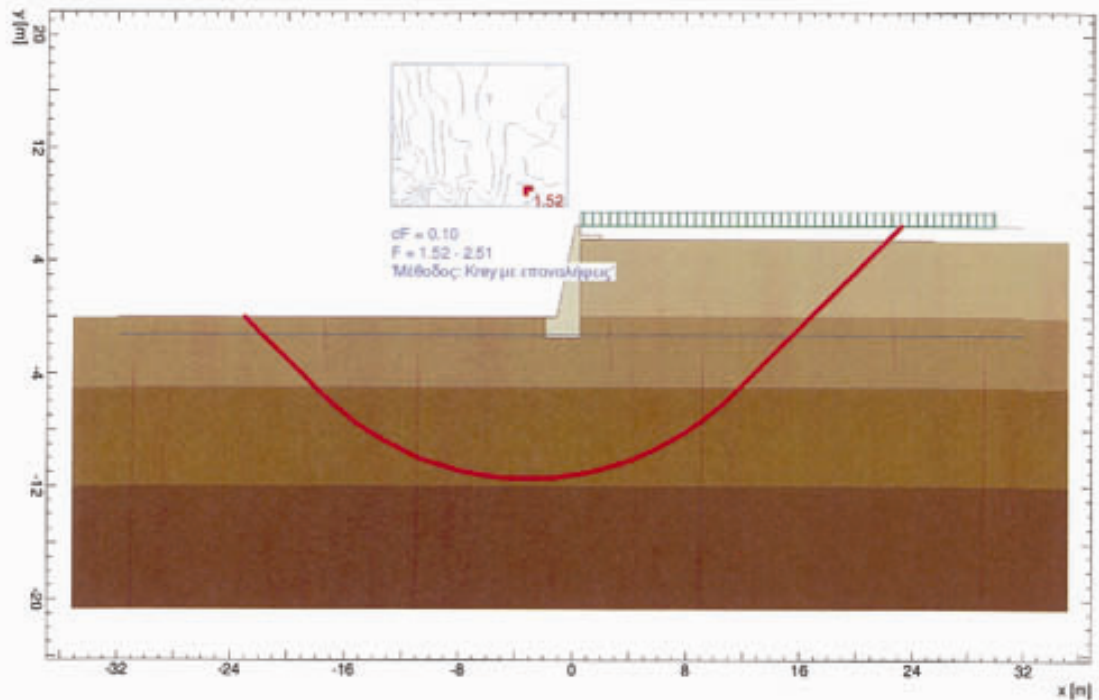
F ασφα : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F ασφα = 1.00
 L_{απει} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{επι} - L_{επι}
 L_{επι} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Nr:

Γενολικός συντελ. ασφαλείας / Συνδρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Baugrundmodell



Γενολικός συντελ. ασφαλείας / Συνδρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\S\Detailresultate



Nr.:

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων

| Περιγραφή | Παράμετρος | | | Σημεία πολυγώνου | | | | | |
|------------------------|---------------|----------------------------------|-----------------------------|------------------|----------|----------|------|----------|----------|
| | ϕ [°] | γ [kN/m ³] | c [kN/m ²] | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] |
| Επιχώσεις | 38.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -1.95 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.10 | -0.00 | 4 | 0.20 | 6.50 |
| Οπλισμένο σκυρόδεμα | 45.00 | 25.00 | 1.00E+4 | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 30.00 | 6.50 |
| | | | | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -3.00 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.10 | -0.00 | 4 | 0.20 | 6.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 0.50 | 5.80 |
| | | | | 7 | 2.00 | 5.80 | 8 | 2.00 | 5.50 |
| | | | | 9 | 21.60 | 5.50 | | | |
| Επιχώσεις | 38.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -1.95 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.95 | -1.50 | 4 | 0.50 | -1.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 5.50 | 6 | 2.00 | 5.50 |
| | | | | 7 | 23.60 | 5.50 | | | |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 33.00 | 18.90 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -16.62 | 0 |
| | | | | 3 | -1.95 | -0.00 | 4 | -1.95 | -1.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | -1.50 | 6 | 0.50 | -0.00 |
| | | | | 7 | 17.75 | -0.00 | 8 | 30.00 | -0.00 |
| Μαλακή άργιλλος | 0.10 | 18.50 | 26.00 | 1 | -30.00 | -5.00 | 2 | -16.62 | -5.00 |
| | | | | 3 | 17.75 | -5.00 | 4 | 30.00 | -5.00 |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 34.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | -12.00 | 2 | -16.62 | -12.00 |
| | | | | 3 | 17.75 | -12.00 | 4 | 30.00 | -12.00 |

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μόνιμο

| γ_w [kN/m ³] | Παράμετρος | | Σημεία πολυγώνου | | | | | | | | |
|------------------------------------|------------|--------|------------------|----------|----------|------|----------|----------|------|----------|----------|
| | Κατάσταση | u | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] |
| 10.00 | Ενεργή | δυναμ. | 1 | -30.00 | -1.25 | 2 | 30.00 | -1.25 | | | |

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

ΦΟΡΤΙΑ

Επιφανειακό φορτίο

| Περιγραφή | Δράση | x ₁ [m] | y ₁ [m] | x ₂ [m] | y ₂ [m] | p ₁ [kN/m ²] | p ₂ [kN/m ²] | Διεύθυνση |
|-----------|------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--|--|-----------|
| | Οριζόντιο φορτίο | 0.50 | 6.50 | 30.00 | 6.50 | -10.00 | -10.00 | y |

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

| Μέθοδος | δ_T [°] | n_L | ευθυγραμμισμένα άκρα | |
|---------|-------------------|--------|----------------------|---|
| Key | 0.0200 | 50.000 | μκ | Ο συντελεστής ασφαλείας σε ανστάθεια υπολογίζεται με τ |

δ_T : Άνοξη σύγκλισης επαναλήψεων
 n_L : Αριθμός λερίδων

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

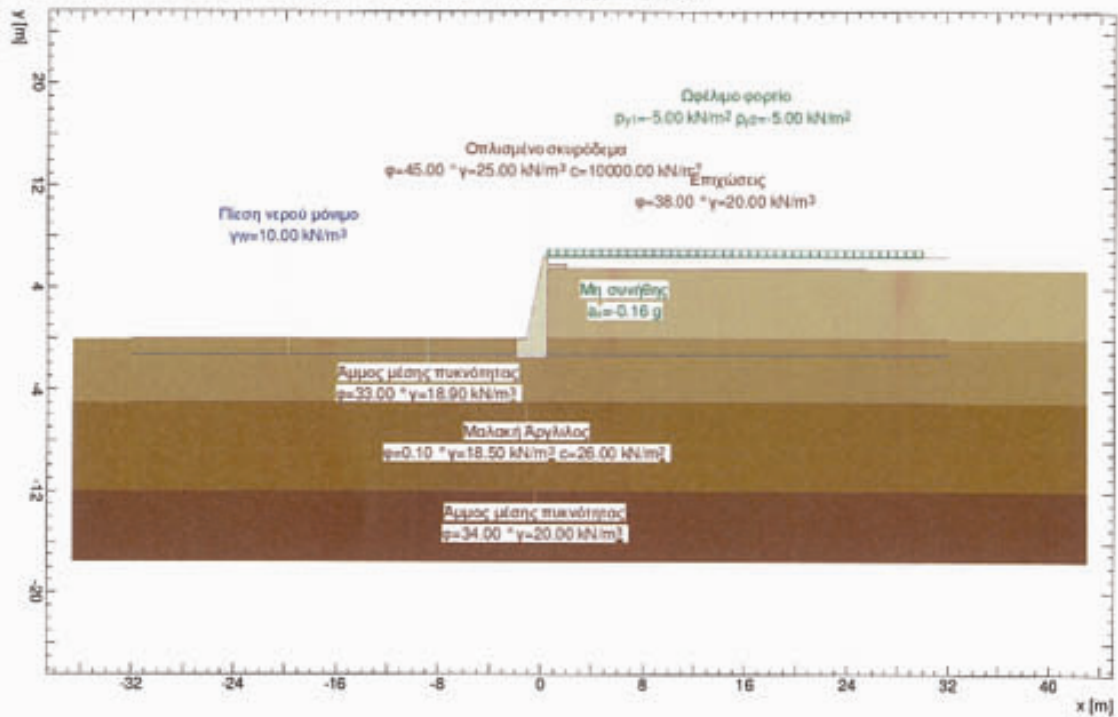
ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

| Αριθμ. κύκλου | x [m] | y [m] | R [m] | Zwangs-Punkt | Αγκύριο | F _{δακτ} | L _{σταθ} [m] | L _{επι} [m] | Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση |
|---------------|----------|----------|----------|--------------|---------|-------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| 178 | -3.15 | 8.99 | 20.42 | 8 | | 1.52 | | | |

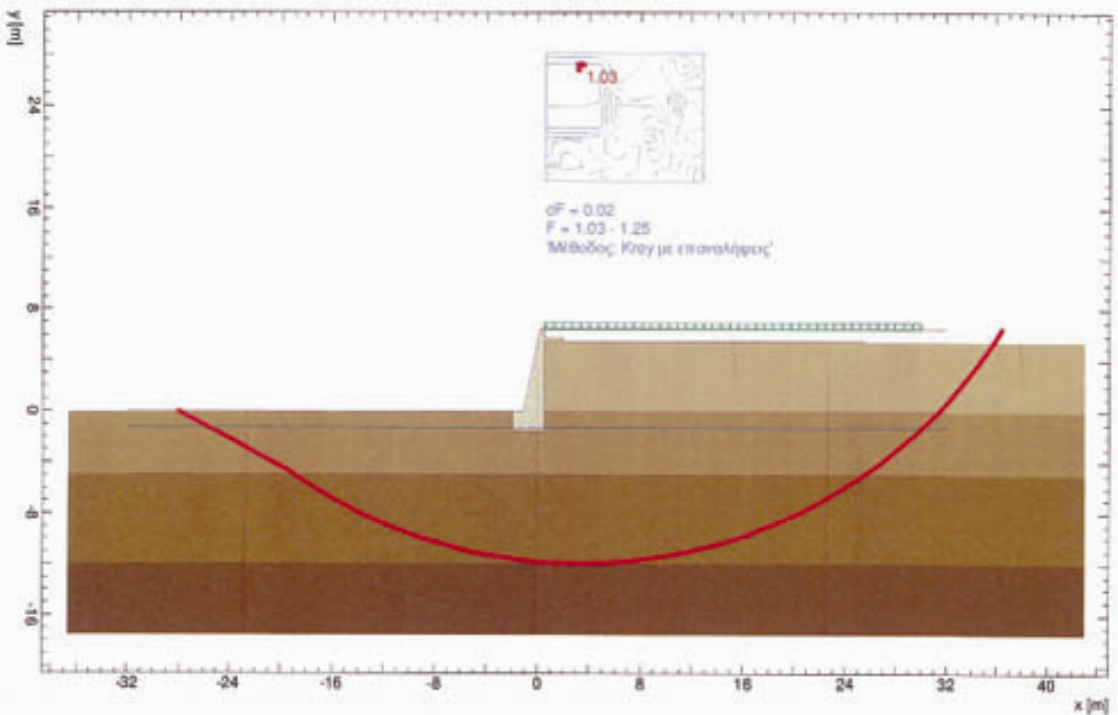
F_{δακτ} : διαθόνη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{απαιτ} = 1.00
L_{σταθ} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{σταθ} - L_{επι}
L_{επι} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Nr:

Γενολικός συντελ. ασφαλείας / Συνδρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\5\ Baugrundmodell



Γενολικός συντελ. ασφαλείας / Συνδρα 1 / Φάση: LARIX5\LAY\5\ Detailresultate



Nr:

Σεισμική φόρτιση

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Δικτιφάνειες εδαφικών στρώσεων

| Περιγραφή | Παράμετρος | | | Σημεία πολυγώνου | | | | | |
|------------------------|---------------|----------------------------------|-----------------------------|------------------|----------|----------|------|----------|----------|
| | ϕ [°] | γ [kN/m ³] | c [kN/m ²] | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] |
| Επιχώσεις | 38.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -1.95 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.10 | -0.00 | 4 | 0.20 | 6.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 30.00 | 6.50 |
| Οπλισμένο σκυρόδεμα | 45.00 | 25.00 | 1.00E+4 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -3.00 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.10 | -0.00 | 4 | 0.20 | 6.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 6.50 | 6 | 0.50 | 5.80 |
| | | | | 7 | 2.00 | 5.80 | 8 | 2.00 | 5.50 |
| | | | | 9 | 21.60 | 5.50 | | | |
| Επιχώσεις | 38.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -1.95 | -0.00 |
| | | | | 3 | -1.95 | -1.50 | 4 | 0.50 | -1.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | 5.50 | 6 | 2.00 | 5.50 |
| | | | | 7 | 23.60 | 5.50 | | | |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 33.00 | 18.90 | 0 | 1 | -30.00 | 0 | 2 | -16.62 | 0 |
| | | | | 3 | -1.95 | -0.00 | 4 | -1.95 | -1.50 |
| | | | | 5 | 0.50 | -1.50 | 6 | 0.50 | -0.00 |
| | | | | 7 | 17.75 | -0.00 | 8 | 30.00 | -0.00 |
| Μαλακή Άργιλος | 0.10 | 18.50 | 26.00 | 1 | -30.00 | -5.00 | 2 | -16.62 | -5.00 |
| | | | | 3 | 17.75 | -5.00 | 4 | 30.00 | -5.00 |
| Άμμος μέσης πυκνότητας | 34.00 | 20.00 | 0 | 1 | -30.00 | -12.00 | 2 | -16.62 | -12.00 |
| | | | | 3 | 17.75 | -12.00 | 4 | 30.00 | -12.00 |

Στάθμη υπογείων υδάτων

Πίεση νερού μέγιστη

| γ_w [kN/m ³] | Παράμετρος Κατάσταση | u | Σημεία πολυγώνου | | | | | | | |
|------------------------------------|-------------------------|--------|------------------|----------|----------|------|----------|----------|--|--|
| | | | Σημ. | x [m] | y [m] | Σημ. | x [m] | y [m] | | |
| 10.00 | Ενεργή | δυναμ. | 1 | -30.00 | -1.25 | 2 | 30.00 | -1.25 | | |

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή
u : Υπολογισμός πίεσης πάνω υδροδυναμικά ή υδροστατικά

ΦΟΡΤΙΑ

Επιφανειακό φορτίο

| Περιγραφή | Δράση | x ₁ [m] | y ₁ [m] | x ₂ [m] | y ₂ [m] | p ₁ [kN/m ²] | p ₂ [kN/m ²] | Διεύθυνση |
|-----------|----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--|--|-----------|
| | Ορέλιμο φορτίο | 0.50 | 6.50 | 30.00 | 6.50 | -5.00 | -5.00 | γ |

Σεισμική φόρτιση

| Περιγραφή | Δράση | a _x [g] | a _y [g] |
|-----------|-------------|-----------------------|-----------------------|
| | Μη συνθήκης | -0.16 | 0 |

a_x : Οριζόντια επιτάχυνση
a_y : Κατακόρυφη επιτάχυνση

Επιλογές υπολογισμών

Επιλογές

| Μέθοδος | δ_T [-] | n _L | ευθυγραμμισμένα άκρα |
|---------|-------------------|----------------|----------------------|
| Κρωγ | 0.0200 | 50.000 | μτ |

Ο συντελεστής ασφαλείας σε ανστάθεια υπολογίζεται με ε

δ_T : Άνοχη σύγκλιση επαυλήφων
n_L : Αριθμός λωρίδων

Έλεγχος ολικής ευστάθειας τοίχου βαρύτητας
Βελτιωμένο έδαφος

Σελίδα 5

03.03.11, 11:45

Σεισμική φόρτιση

Larix-5 - Version 1.26

ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ

ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

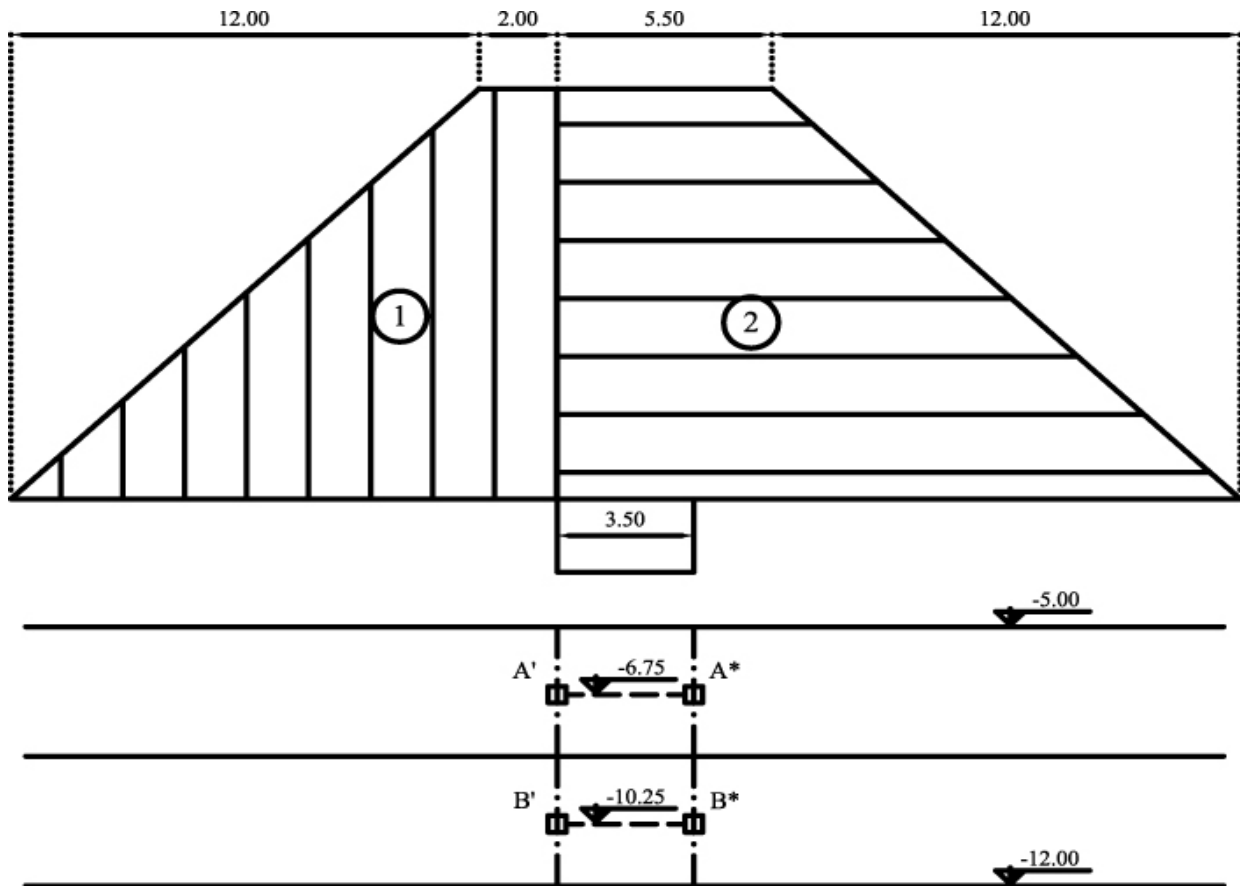
| Αριθμ. κύκλου | x [m] | y [m] | R [m] | Zwangs- Punkt | Αγκύριο | F _{δοθεσ} | L _{επισημ} [m] | L _{min} [m] | Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση |
|------------------|----------|----------|----------|------------------|---------|--------------------|----------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| 829 | 3.30 | 27.13 | 39.07 | 9 | | 1.03 | | | |

F_{δοθεσ} : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F_{επισημ} = 1.00
L_{επισημ} : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L_{min} - L_{max}
L_{min} : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης

Nr.:

8.7 Καθιζήσεις τοίχους χωρίς και με πρόβολο

Σχήμα Α



$$\Delta\sigma_{z_{\text{EΠ}}}^{A'A^*} = (I_{\varepsilon\pi}^{\text{II}\alpha} + I_{\varepsilon\pi}^{\text{II}\beta}) \gamma_{\varepsilon\pi} h_{\varepsilon\pi} = (0,402 + 0,448) \cdot 20 \cdot 6 = 102 \text{ kpa}$$

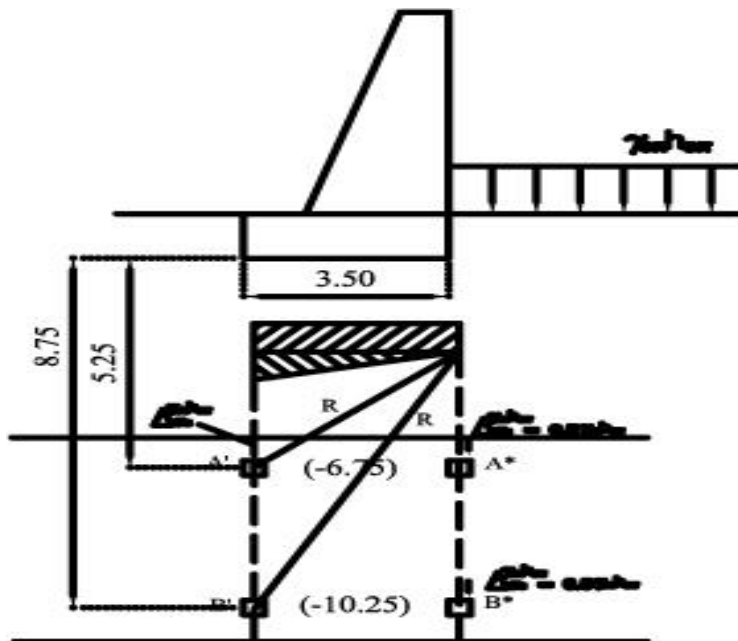
$$\left. \begin{array}{l} \frac{b_1}{z_{\text{II}\alpha}} = \frac{2}{6,75} = 0,296 \\ \frac{a_1}{z_{\text{II}\alpha}} = \frac{12}{6,75} = 1,778 \end{array} \right\} \rightarrow I_{\varepsilon\pi}^{\text{II}\alpha} = 0,402$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b_2}{z_{\text{II}\alpha}} = \frac{5,5}{6,75} = 0,815 \\ \frac{a_2}{z_{\text{II}\alpha}} = \frac{12}{6,75} = 1,778 \end{array} \right\} \rightarrow I_{\varepsilon\pi}^{\text{II}\beta} = 0,448$$

$$\Delta\sigma_{z_{\text{EΠ}}}^{\text{B'B}^*} = (\text{I}_{\varepsilon\pi}^{\text{II}\beta} + \text{I}_{2\varepsilon\pi}^{\text{II}\beta}) \gamma_{\varepsilon\pi} h_{\varepsilon\pi} = (0,333 + 0,415) \cdot 20 \cdot 6 = 89,76^{\text{kpa}}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_1}{z_{\text{II}\beta}} &= \frac{2}{10,25} = 0,195 \\ \frac{a_1}{z_{\text{II}\beta}} &= \frac{12}{10,25} = 1,171 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{I}_{\varepsilon\pi}^{\text{II}\beta} = 0,333$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_2}{z_{\text{II}\beta}} &= \frac{5,5}{10,25} = 0,536 \\ \frac{a_2}{z_{\text{II}\beta}} &= \frac{12}{10,25} = 1,171 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{I}_{\varepsilon\pi}^{\text{II}\beta} = 0,415$$



Δωριδωτό

$$A' : n = \frac{B}{z} = \frac{3,5}{5,25} = 0,67 \quad \rightarrow \text{I}'_2 = 0,170 = \text{I}^*_{2:A^*}$$

$$m = \frac{L}{2} = \frac{\infty}{5,23} = \infty$$

$$A^* : \Delta\sigma_{z'}^{\gamma\varepsilon\pi h\varepsilon\pi} = 0,5 \gamma \varepsilon \pi h \varepsilon \pi = 60^{\text{kpa}}$$

Τριγωνικό

$$A': \left. \begin{array}{l} n = \frac{B}{z} = 0,67 \\ m = \frac{L}{z} = \infty \end{array} \right\} \rightarrow I_z^{A''} := 0,185$$

$$\Delta\sigma z_{A'}^{\sigma^{\max-\min}} = 0,185 \cdot (128,23 - 60,34) = 12,56^{kpa}$$

$$B': \left. \begin{array}{l} n = \frac{B}{z} = 0,40 \\ m = \frac{L}{z} = \infty \end{array} \right\} \rightarrow I_z^{B''} = 0,125$$

$$\Delta\sigma z^{B'} = 0,125 \cdot 67,89 = 8,49^{kpa}$$

$$A': \left. \begin{array}{l} n = \frac{B}{z} = \frac{3,5}{5,25} = 0,67 \\ m = \frac{L}{z} = \infty \end{array} \right\} \rightarrow I_z^{A''} = 0,072$$

$$\Delta\sigma z^{A^*} = 0,072 \cdot 67,89 = 4,89^{kpa}$$

$$B^*: \left. \begin{array}{l} n = \frac{B}{z} = \frac{3,5}{8,75} = 0,40 \\ m = \frac{L}{z} = \infty \end{array} \right\} \rightarrow I_z^{B^*} = 0,052$$

$$\Delta\sigma z^* = 0,052 \cdot 67,89 = 3,39^{kpa}$$

Από ομοιόμορφη εδαφική φόρτιση

$$\left. \begin{array}{l} x_{A'} = 3,5 \\ A': z_{A'} = 6,75 \\ R_{A'} = 7,60 \end{array} \right\} \rightarrow \Delta\sigma_{z_{A'}}^{\gamma\epsilon\pi\eta\epsilon\pi} = \frac{\gamma\epsilon\pi\eta\epsilon\pi}{\pi} \left(1,092 - \frac{3,5 \cdot 6,75}{7,6^2} \right) = 26,09^{kra}$$

$$\tan \beta_{A'} = \frac{6,75}{3,5} = 1,93 \rightarrow \beta_{A'} = 1,092\text{rad}$$

$$\left. \begin{array}{l} x_{B'} = 3,5 \\ B': z_{B'} = 10,25 \\ R_{B'} = 10,83 \end{array} \right\} \rightarrow \Delta\sigma_{z_{B'}}^{\gamma\epsilon\pi\eta\epsilon\pi} = \frac{\gamma\epsilon\pi\eta\epsilon\pi}{\pi} \left(1,242 - \frac{3,5 \cdot 10,25}{10,83^2} \right) = 35,76^{kra}$$

$$\tan \beta_{B'} = \frac{10,25}{3,5} = 2,93 \rightarrow \beta_{B'} = 1,242\text{rad}$$

$$A^*: \Delta\sigma_{z'}^{\gamma\epsilon\pi\eta\epsilon\pi} = 0,5\gamma\epsilon\pi\eta\epsilon\pi = 60^{kra}$$

$$B^*: \Delta\sigma_{z'}^{\gamma\epsilon\pi\eta\epsilon\pi} = 0,5\gamma\epsilon\pi\eta\epsilon\pi = 60^{kra}$$

Συνολικές τάσεις από φορτίσεις

$$\Delta\sigma_{zi} = \Delta\sigma_{\sigma_z}^{\min} + \Delta\sigma_{\sigma_z}^{\delta \max - \delta \min} + \Delta\sigma_{\sigma_z}^{\gamma\epsilon\pi\eta\epsilon\pi} < \Delta\sigma_{\sigma_z}^{\pi\rho\rho\phi} = I_1^{\pi\rho\rho\phi} + I_2^{\pi\rho\rho\phi} \quad x120$$

A':

$$\Delta\sigma_{z_{A'}} = 10,26 + 12,56 + 26,09 = 48,91^{kra} < 102^{kra}$$

B':

$$\Delta\sigma_{z_{B'}} = 7,48 + 8,49 + 35,76 = 51,73^{kpa} < 89,76^{kpa}$$

A*:

$$\Delta\sigma_{z_{A^*}} = 10,26 + 4,89 + 60 = 75,15^{kpa} < 102^{kpa}$$

B*:

$$\Delta\sigma_{z_{B^*}} = 7,48 + 3,39 + 60 = 51,73^{kpa} < 89,76^{kpa}$$

Καθιζήσεις

$$A' = S_{IIa} = \frac{c_1}{1+e_0} h_{IIa} \cdot \log \frac{\delta_{vo} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma_{vo}} = \frac{0,04}{1,90} \cdot 350 \log \frac{74,1 + 48,91}{74,1} = 1,62cm$$

$$e_0=1,09, \quad h_{IIa}=350cm, \quad \sigma'_{v0}=18,9 \cdot 1,25 + 0,25 \cdot 8,9 + 8,9 \cdot 3,75 + 8,5 \cdot 1,75 = 74,1^{kpa}$$

$$B' = S_{II\beta} = \frac{c_1}{1+e_0} h_{II\beta} \cdot \log \frac{\delta_{vo} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma_{vo}^{B^*B'}} = \frac{0,04}{1,90} \cdot 350 \log \frac{103,85 + 51,73}{103,85} = 1,28cm$$

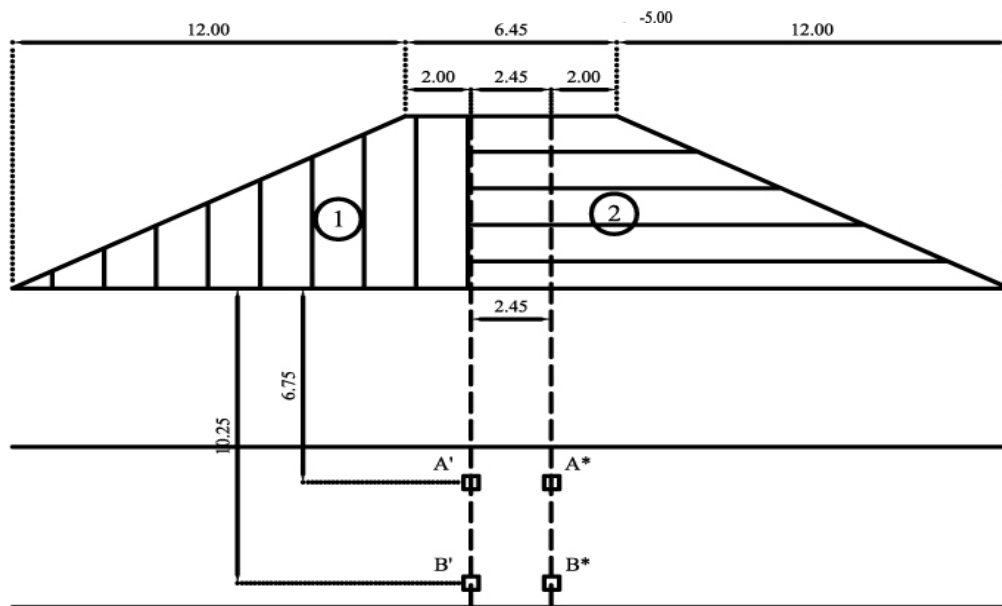
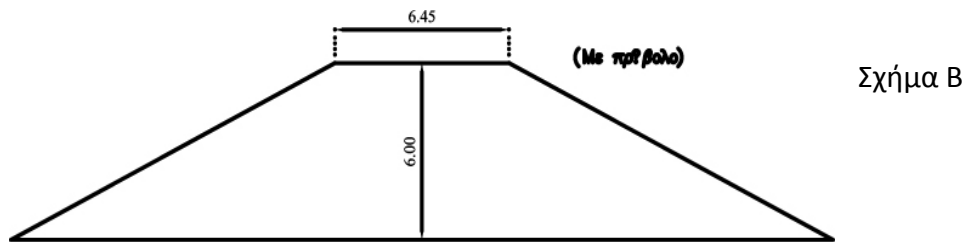
$$e_0=1,09, \quad h_{II\beta}=350cm, \quad \sigma_{v0}=74,1 + 3,5 \cdot 8,5 = 103,85^{kpa}$$

$$A^* = S_{IIa} = \frac{0,04}{1,90} \cdot 350 \log \frac{74,1 + 75,15}{74,1} = 2,24cm$$

$$B^* = S_{II\beta^*} = \frac{0,04}{1,90} \cdot 350 \log \frac{103,85 + 70,87}{103,85} = 1,66cm$$

8.72 Με πρόβολο

Με πρόβολο



$$\Delta\sigma_{z_{E\Pi}^{A'A^*}} = (I_{\varepsilon\pi}^{II\alpha} + I_{\varepsilon\pi}^{I2}) \gamma_{\varepsilon\pi} h_{\varepsilon\pi} = (0,402 + 0,440) \cdot 120 = 101,04^{kpa}$$

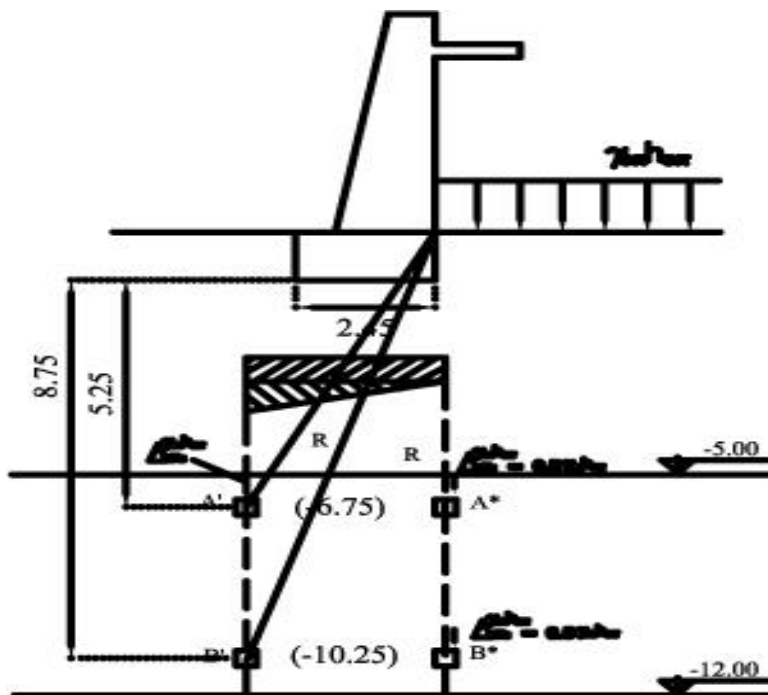
$$\left. \begin{aligned} \frac{b_1}{z_{IIa}} &= \frac{2}{6,75} = 0,296 \\ \frac{a_1}{z_{IIa}} &= \frac{12}{6,75} = 1,778 \end{aligned} \right\} \rightarrow I_{\varepsilon\pi}^{IIa} = 0,402$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_2}{z_{IIa}} &= \frac{4,4,5}{6,75} = 0,659 \\ \frac{a_2}{z_{IIa}} &= \frac{12}{6,75} = 1,778 \end{aligned} \right\} \rightarrow I_{\varepsilon\pi}^{IIa} = 0,440$$

$$\Delta\sigma_{z_{E\Pi}^{B'B^*}} = (I_{\varepsilon\pi}^{II\beta} + I_{2\varepsilon\pi}^{II\beta}) \gamma_{\varepsilon\pi} h_{\varepsilon\pi} = (0,333 + 0,388) \cdot 20 \cdot 6 = 86,52 \text{ kpa}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_1}{z_{II\beta}} &= \frac{2}{10,25} = 0,195 \\ \frac{a_1}{z_{II\beta}} &= \frac{12}{10,25} = 1,171 \end{aligned} \right\} \rightarrow I_{\varepsilon\pi}^{II\beta} = 0,333$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{b_2}{z_{II\beta}} &= \frac{4,45}{10,25} = 0,434 \\ \frac{a_2}{z_{II\beta}} &= \frac{12}{10,25} = 1,171 \end{aligned} \right\} \rightarrow I_{\varepsilon\pi}^{II\beta} = 0,388$$



Δωριδωτό

$$A': n = \frac{B}{z} = \frac{32,45}{5,25} = 0,467$$

$$m = \frac{L}{2} = \frac{\infty}{5,23} = \infty$$

$$\rightarrow I_z^{A'} = 0,140$$

$$\Delta\sigma z_{A',A^*}^{\sigma \min} = 0,140 \cdot 54,82 = 7,67^{kpa} s$$

$$B': \left. \begin{array}{l} n = \frac{B}{z} = \frac{2,45}{8,75} = 0,28 \\ m = \frac{L}{z} = \infty \end{array} \right\} \rightarrow I_z^{B''} = 0,095$$

$$\Delta\sigma z_{B',B^*}^{\min} = 0,095 \cdot 54,82 = 5,21^{kpa}$$

Τριγωνικό

$$A': \left. \begin{array}{l} n = \frac{B}{z} = 0,467 \\ m = \frac{L}{z} = \infty \end{array} \right\} \rightarrow I_z^{A''} = 0,135$$

$$\Delta\sigma z_{A'}^{\sigma \max - \min} = 0,135 \cdot (182,88 - 54,82) = 17,29^{kpa}$$

$$B': \left. \begin{array}{l} n = \frac{B}{z} = 0,28 \\ m = \frac{L}{z} = \infty \end{array} \right\} \rightarrow I_z^{B''} = 0,09$$

$$\Delta\sigma z_{B'}^{(\sigma \max - s \min) B'} = 0,09 \cdot 128,06 = 11,52^{kpa}$$

$$A^*: \left. \begin{array}{l} n = \frac{B}{z} = \frac{2,45}{5,25} = 0,467 \\ m = \frac{L}{z} = \infty \end{array} \right\} \rightarrow I_z^{A^*} = 0,058$$

$$\Delta\sigma z^{(\sigma \max - s \min)A^*} = 0,058 \cdot 128,06 = 7,43^{kra}$$

$$B^*: \left. \begin{array}{l} n = \frac{B}{z} = \frac{2,45}{8,75} = 0,28 \\ m = \frac{L}{z} = \infty \end{array} \right\} \rightarrow I_z^{B^*} = 0,040$$

$$\Delta\sigma z^{(\sigma \max - s \min)B^*} = 0,04 \cdot 128,06 = 5,12^{kra}$$

Από ομοιόμορφη εδαφική φόρτιση

$$A': \left. \begin{array}{l} x_{A'} = 2,45 \\ z_{A'} = 6,75 \\ R_{A'} = 7,18 \end{array} \right\} \rightarrow \Delta\sigma z_{A'}^{\gamma\epsilon\pi h\epsilon\pi} = \frac{\gamma\epsilon\pi h\epsilon\pi}{\pi} \left(1,223 - \frac{2,45 \cdot 6,75}{7,18^2} \right) = 34,46^{kra}$$

$$\tan \beta_{A'} = \frac{6,75}{2,45} = 2,76 \rightarrow \beta_{A'} = 1,223 \text{rad}$$

$$B': \left. \begin{array}{l} x_{B'} = 2,45 \\ z_{B'} = 10,25 \\ R_{B'} = 10,54 \end{array} \right\} \rightarrow \Delta\sigma z_{B'}^{\gamma\epsilon\pi h\epsilon\pi} = \frac{\gamma\epsilon\pi h\epsilon\pi}{\pi} \left(1,336 - \frac{2,45 \cdot 10,25}{10,54^2} \right) = 42,40^{kra}$$

$$\tan \beta = \frac{10,25}{2,45} = 4,18 \rightarrow \beta_B = 1,336 \text{rad}$$

$$A^*: \Delta\sigma z^{\gamma\epsilon\pi h\epsilon\pi} = 0,5\gamma\epsilon\pi h\epsilon\pi = 60^{kra}$$

$$B^*: \Delta\sigma z^{\gamma\epsilon\pi h\epsilon\pi} = 0,5\gamma\epsilon\pi h\epsilon\pi = 60^{kra}$$

Συνολικές τάσεις από φορτίσεις

$$\Delta\sigma_{zi} = \Delta\sigma_{\sigma z}^{\min} + \Delta\sigma_{\sigma z}^{\delta \max - \delta \min} + \Delta\sigma_{\sigma z}^{\gamma \epsilon \pi \eta \epsilon \pi} < \Delta\sigma_{\sigma z}^{\text{προφ}} = I_1^{\text{προφ}} + I_2^{\text{προφ}} \quad x120$$

A':

$$\Delta\sigma_{z_{A'}} = 7,67 + 17,29 + 34,46 = 59,42^{kpa} < 101,04^{kpa} = \Delta\sigma_{\sigma z}^{A*\text{προφ}}$$

B':

$$\Delta\sigma_{z_{B'}} = 5,21 + 11,52 + 42,40 = 59,13^{kpa} < 86,52^{kpa} = \Delta\sigma_{\sigma z}^{B'\text{προφ}}$$

A*:

$$\Delta\sigma_{z_{A^*}} = 7,67 + 7,43 + 60 = 75,1^{kpa} < 101,04^{kpa} = \Delta\sigma_{\sigma z}^{A*\text{προφ}}$$

B*:

$$\Delta\sigma_{z_{B^*}} = 5,21 + 5,12 + 60 = 70,33^{kpa} < 86,52^{kpa} = \Delta\sigma_{\sigma z}^{B*\text{προφ}}$$

Καθιζήσεις

$$A' = S_{IIa} = \frac{0,04}{1,90} 350 \log \frac{74,1 + 59,42}{74,1} = 1,88 \text{cm}$$

$$B' = S_{II\beta} = \frac{0,04}{1,90} 350 \log \frac{103,85 + 59,13}{103,85} = 1,44 \text{ cm}$$

$$A^* = S_{II\alpha} = \frac{0,04}{1,90} 350 \log \frac{74,1 + 75,1}{74,1} = 2,24 \text{ cm}$$

$$B^* = S_{II\beta} = \frac{0,04}{1,90} 350 \log \frac{103,85 + 70,33}{103,85} = 1,66 \text{ cm}$$