

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΕΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

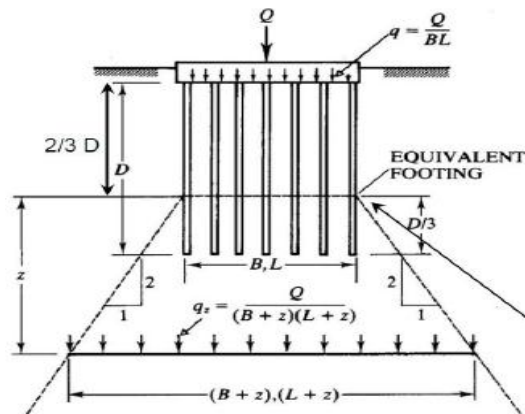
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ: Ι. Μ. ΚΑΒΒΑΔΑΣ, ΑΝΑΠΛ. ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

Β. ΤΣΑΜΗΣ, ΕΠΙΣΤ. ΣΥΝΕΡΓΑΤΗΣ

## ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕ ΕΔΑΦΟΣ ΜΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ ΜΑΛΑΚΗ ΑΡΓΙΛΟ



**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΗΣ ΜΙΧΑΗΛ**

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2012



Ευχαριστώ θερμά τον Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Μ. Καββαδά και ιδιαίτερος τον επιστημονικό συνεργάτη κ. Τσάμη για την αμέριστη συμπαράστασή τους στην ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής.

---



## Περιεχόμενα

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	9
1.1	Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας. ....	11
1.2	Περιγραφή έργου – Δεδομένα. ....	12
2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΕΠΙΛΟΓΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ .....	21
2.1	Γενική περιγραφή στρώσεων. ....	23
2.2	Στρώση I (Καστανή Μαλακή Άργιλος).....	24
2.3	Στρώση II (Τεφρή ιλυώδης χονδρόκοκη έως μεσολεπτόκοκη άμμος μέσης πυκνότητας). ..	34
2.4	Στρώση III (Τεφρή λεπτόκοκη άμμος πυκνή με λίγη ιλύ). ....	43
2.5	Υπολογιστική Στρωματογραφία. ....	48
3	ΛΥΣΕΙΣ ΑΒΑΘΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ.....	51
3.1	Έλεγχος θραύσεως (φέρουσας ικανότητας) εδαφών. ....	53
3.1.1	Η έννοια του Οριακού Φορτίου Αβαθών Θεμελίων. ....	53
3.1.2	Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας υπό κεντρική και κατακόρυφη φόρτιση κατά DIN 4 017. ....	56
3.1.3	Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για έκκεντρη ή/και λοξή φόρτιση DIN 4017. ....	59
3.1.4	Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας υπό έκκεντρη και λοξή φόρτιση κατά Meyerhof. ..	64
3.1.5	Συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσεως.....	69
3.2	Έλεγχος καθιζήσεων (άκαμπτων πέδινων, πεδילוδοκών και κοιτοστρώσεων). ....	70
3.2.1	Η έννοια της καθίζησης. ....	70
3.2.2	Εκτίμηση καθιζήσεων σε συνεκτικά υλικά. Μέθοδος του συμπιεσομέτρου κατά Terzaghi. ....	70
3.2.3	Εκτίμηση καθιζήσεων σε μη συνεκτικά υλικά κατά DIN 4019(KANY).....	74
3.2.4	Επιτρεπόμενες καθιζήσεις. Κριτήρια Skempton – McDonald.....	77
3.3	Υπολογισμός πεδילוδοκών.....	78
3.3.1	Η έννοια της πεδילוδοκού.....	78
3.3.2	Μέθοδοι υπολογισμού πεδילוδοκών. ....	79
3.3.3	Υπολογισμός πεδילוδοκού βάσει εδαφικού προσομοιώματος κατά Winkler .....	81
3.3.4	Κριτήριο ακαμψίας Hetengi. ....	84
3.3.5	Επίλυση άκαμπτης πεδילוδοκού.....	85
3.3.6	Επίλυση τελείων ευκαμψίας (απειρομήκους) πεδίου. ....	86
4	ΛΥΣΕΙΣ ΒΑΘΕΙΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ.....	91
4.1	Αξονική φόρτιση πασσάλου. Λειτουργία – τύποι – κριτήρια σχεδιασμού πασσάλων.....	93
4.1.1	Τύποι πασσάλων.....	94
4.1.2	Γενικά κριτήρια σχεδιασμού πασσάλων. ....	94
4.2	Φέρουσα ικανότητα πασσάλου σε αξονική κατακόρυφη φόρτιση.....	95

4.3	Υπολογισμός Φέρουσας ικανότητας πασσάλου με Στατικούς Τύπους.....	97
4.4	Υπολογισμός επιτρεπόμενου φορτίου πασσάλου.....	106
4.5	Υπολογισμός οριακού και επιτρεπόμενου φορτίου πασσάλων εκσκαφής και αφαίρεσης κατά DIN 4014.....	108
4.6	Υπολογισμός φορτίου λειτουργίας πασσάλου.....	113
4.7	Έλεγχος έκκεντρης φόρτισης ομάδας πασσάλων.....	115
4.8	Οριζόντια φόρτιση μεμονωμένων πασσάλων.....	118
4.8.1	Υπολογισμός οριακού οριζοντίου φορτίου Pult κατά Broms.....	119
4.8.2	Υπολογισμός της ροπής θραύσεως $M_{yield}$ του πασσάλου.....	122
5	ΛΥΣΕΙΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ Η/ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΑΛΑΚΩΝ ΑΡΓΙΛΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ.....	125
5.1	Γενικά για την αναβάθμιση των συνθηκών αβαθούς θεμελίωσης.....	127
5.2	Μέθοδοι αναβάθμισης των συνθηκών αβαθούς θεμελίωσης.....	128
5.3	Μέθοδοι μείωσης του πρόσθετου φορτίου που επιβάλλεται στο έδαφος.....	129
5.4	Μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους.....	130
5.5	Μέθοδοι ενίσχυσης του εδάφους.....	131
5.6	Προφόρτιση εδάφους.....	132
5.6.1	Αποτελέσματα προφόρτισης.....	133
5.6.2	Σχεδιασμός προφόρτισης.....	135
5.6.3	Εκτίμηση βελτιωμένης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής αργίλου μετά τη στερεοποίηση λόγω προφορτίσεως.....	136
5.6.4	Στερεοποίηση εδάφους.....	139
5.7	Έλεγχοι γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης.....	142
5.7.1	Γενικό.....	142
5.7.2	Μέθοδοι άρσης στατικής αοριστίας.....	144
5.8	Στραγγιστήρια.....	150
5.9	Βελτίωση - Ενίσχυση αργλικού εδάφους με συνδυασμό προφόρτισης – χαλικοπασσάλων.....	154
5.9.1	Λειτουργία των χαλικοπασσάλων.....	154
5.9.2	Κατασκευή και γεωμετρικά/μηχανικά χαρακτηριστικά δικτύου χαλικοπασσάλων.....	156
5.9.3	Εκτίμηση του συντελεστή ενίσχυσης – βελτίωσης εδάφους $\beta = 1/\gamma$ (όπου $\gamma$ ο συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων ενισχυμένου εδάφους) κατά Priebe.....	161
5.9.4	Εκτίμηση παραμέτρων αντοχής $C_{ισοδ}$ , $\phi_{ισοδ}$ ενισχυμένου σύνθετου μικτού εδάφους.....	163
5.9.5	Έλεγχος έναντι αστοχίας του χαλικοπασσάλου-εκτίμηση καθιζήσεων μεμονωμένου χαλικοπασσάλου.....	167
6	ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ ΕΞΥΓΙΑΝΤΙΚΗ ΣΤΡΩΣΗ ΛΙΘΟΡΡΙΠΗΣ – ΕΚΣΚΑΦΗ ΠΡΑΝΩΝ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ.....	171
6.1	Λειτουργία λιθορριπής.....	173
6.2	Εκσκαφή πρανών αργίλου για την τοποθέτηση εξυγαντικής στρώσεως λιθορριπής.....	174

7	ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΠΟΥ ΕΞΕΤΑΣΤΗΚΑΝ.....	177
7.1	Κατηγορίες λύσεων θεμελίωσης (περιληπτικά).....	179
7.2	Κατηγορίες λύσεων θεμελίωσης(αναλυτικότερα).....	180
7.2.1	Λύσεις αβαθούς θεμελίωσης χωρίς προηγούμενη βελτίωση της αργιλικής στρώσης.....	180
7.2.2	Λύσεις βαθιάς θεμελίωσης με πασσάλους.....	182
7.2.3	Βελτίωση της αργιλικής στρώσης εδάφους με προφόρτιση.....	187
7.2.4	Λύσεις αβαθούς θεμελίωσης μετά τη βελτίωση της αργιλικής στρώσης με προφόρτιση... .....	190
7.2.5	Ενίσχυση της αργιλικής στρώσης εδάφους με την κατασκευή χαλικοπασσάλων.....	192
7.2.6	Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης μετά τη ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με την κατασκευή χαλικοπασσάλων.....	194
7.2.7	Βελτίωση-ενίσχυση της αργιλικής στρώσης εδάφους με το συνδυασμό προφόρτισης-κατασκευής δικτύου χαλικοπασσάλων.....	195
7.2.8	Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης μετά τη βελτίωση-ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με το συνδυασμό προφόρτισης-κατασκευής χαλικοπασσάλων.....	197
7.2.9	Λύση εκσκαφής και τοποθέτησης εξυγιαντικής στρώσεως λιθορριπής και κατασκευή κοιτοστρώσεως με ταυτόχρονη εξωτερική επανεπίχωση.....	198
8	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ –ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ.....	201
9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	205

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΒΑΣΕΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΚΑΙ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ .....	1
A-1.	Δειγματοληπτικές γεωτρήσεις .....	3
A-2.	Επιτόπου δοκιμές .....	4
A-3.	Πρότυπη δοκιμή διείδυσης - Standard Penetration Test (SPT).....	5
A-4.	Δοκιμή Στατικής Πενετρομέτρησης (CPT).....	7
A-5.	Επί τόπου δοκιμή Πτερυγίου (FVT).....	10
A-6.	Εργαστηριακές δοκιμές.....	11
A-7.	Βασικές έννοιες – Ορισμοί.....	12
A-8.	Φυσικά χαρακτηριστικά.....	13
i.	Φυσικά χαρακτηριστικά μη συνεκτικών εδαφών.....	13
ii.	Φυσικά χαρακτηριστικά συνεκτικών εδαφών.....	14
A-9.	Ταξινόμηση εδαφών.....	16
A-10.	Χαρακτηρισμός εδαφικής στρώσης βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT.....	17
A-11.	Μηχανικά χαρακτηριστικά.....	19
i.	Γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) $\phi$ .....	19
ii.	Εκτίμηση γωνίας τριβής αμμωδών εδαφών.....	20
iii.	Αστράγγιστη Διατμητική αντοχή $C_u$ .....	25
iv.	Εκτίμηση μέτρου συμπίεσεως.....	27
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ .....	1
B-1.	Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης.....	3
i.	Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης (χωρίς προηγούμενη βελτίωση της αργλικής στρώσης).....	3
ii.	Χρόνος στερεοποίησης λόγω προφόρτισης.....	46
iii.	Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης μετά την βελτίωση της αργλικής στρώσης με προφόρτιση..	50
B-2.	Λύσεις βαθιάς θεμελίωσης με πασσάλους.....	67
i.	Εμπηγνύομενοι πάσσαλοι διαμέτρου 50 cm.....	67
ii.	Πάσσαλοι με εκσκαφή και αφαίρεση διαμέτρου 80 cm.....	71
iii.	Πάσσαλοι με εκσκαφή και αφαίρεση διαμέτρου 120 cm.....	77
iv.	Διάταξη και έλεγχος πασσαλομαδας 21 πασσάλων διαμέτρου 120 cm.....	82
v.	Ανασχεδιασμός με αλλαγή διαστάσεων καφαλόδεσμου.....	84
vi.	Ανασχεδιασμός με αύξηση του βάθους διείδυσης των πασσάλων στο στρώμα III.....	86
vii.	Έλεγχος πασσάλων σε οριζόντια φόρτιση.....	89
viii.	Υπολογισμός της καθίζησης της ομάδας των 21 πασσάλων με διάμετρο $\Phi 120$ κατά Simons και Menzies.....	109
ix.	Κόστος λύσης βαθιάς θεμελίωσης με πασσάλους εκσκαφής διαμέτρου 120cm.....	110
B-3.	Βελτίωση-Ενίσχυση του εδάφους και αβαθής θεμελίωση.....	111



i. Βελτίωση-Ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με συνδυασμό προφόρτισης και κατασκευής δικτύου χαλικοπασσάλων. ....	111
ii. Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος προφόρτισης με το προγράμμα H/Y LARIX 2 – S. ....	113
iii. Αβαθής θεμελίωση (μετά την βελτίωση της αργιλικής στρώσης με το συνδυασμό προφόρτισης – κατασκευής χαλικοπασσάλων). ....	117
B-4. Απλή ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με την κατασκευή χαλικοπασσάλων.....	144
i. Γεωμετρικά στοιχεία – συντελεστές.....	144
ii. Υπολογισμός παραμέτρων μεικτού εδάφους (υπό τη φορτιζόμενη επιφάνεια). ....	146
iii. Υπολογισμός παραμέτρων μεικτού εδάφους (εκτός της φορτικής επιφάνειας) ....	146
iv. Αβαθής θεμελίωση (Μετά την ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με την κατασκευή χαλικοπασσάλων).....	147
B-5. Λύση εκσκαφής και τοποθέτησης εξυγιαντικής στρώσεως λιθορριπής και κατασκευή κοιτοστρώσεως-επανεπίχωσης. ....	157
i. Καθίζηση πλάκας κοιτοστρώσεως – κλίση πρανών εδάφους. ....	157
ii. Κοστολόγηση λύσεως. ....	160
B-6. Στοιχεία για τον στατικό υπολογισμό πεδילוδοκού/κοιτοστρώσεως εδραζόμενης σε ενισχυμένο-βελτιωμένο έδαφος λόγω προφόρτισης- κατασκευής χαλικοπασσάλων. ....	161
i. Εκτίμηση τελικού δείκτη εδάφους K πεδילוδοκού. ....	161
ii. Κριτήριο ακαμψίας πεδילוδοκού.....	163
iii. Εκτίμηση το δείκτη εδάφους K για πλάκα γενικής κοιτόστρωσης.....	164



---

# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

---



## 1.1 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας.

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η εξέταση των εναλλακτικών προτάσεων θεμελίωσης ενός κτιρίου σε περιοχή με στρωματογραφία που προέκυψε ύστερα από εκτέλεση εδαφοτεχνικής έρευνας.

Τα στοιχεία στα οποία βασίστηκε η μελέτη είναι:

- 1) Δεδομένα στατικής μελέτης που αφορούν στα φορτία που μεταβιβάζουν τα υποστυλώματα του κτιρίου στο έδαφος.
- 2) Τα δεδομένα μιας εδαφοτεχνικής έρευνας που έχει εκτελεστεί στην περιοχή και περιλαμβάνει την εκτέλεση δύο γεωτρήσεων, μιας στατικής πενετρομέτρησης (C.P.T), επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών.

Η εκτέλεση της γεωτεχνικής έρευνας κρίθηκε αναγκαία προκειμένου να προσδιοριστούν:

- Η εδαφική τομή στη θέση του έργου (η έκταση και το πάχος κάθε μιας εδαφικής στρώσης μέχρι το βάθος που θα επηρεάσει η θεμελίωση του έργου.
- Τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων.
- Η στάθμη των υπογείων υδάτων

## 1.2 Περιγραφή έργου – Δεδομένα.

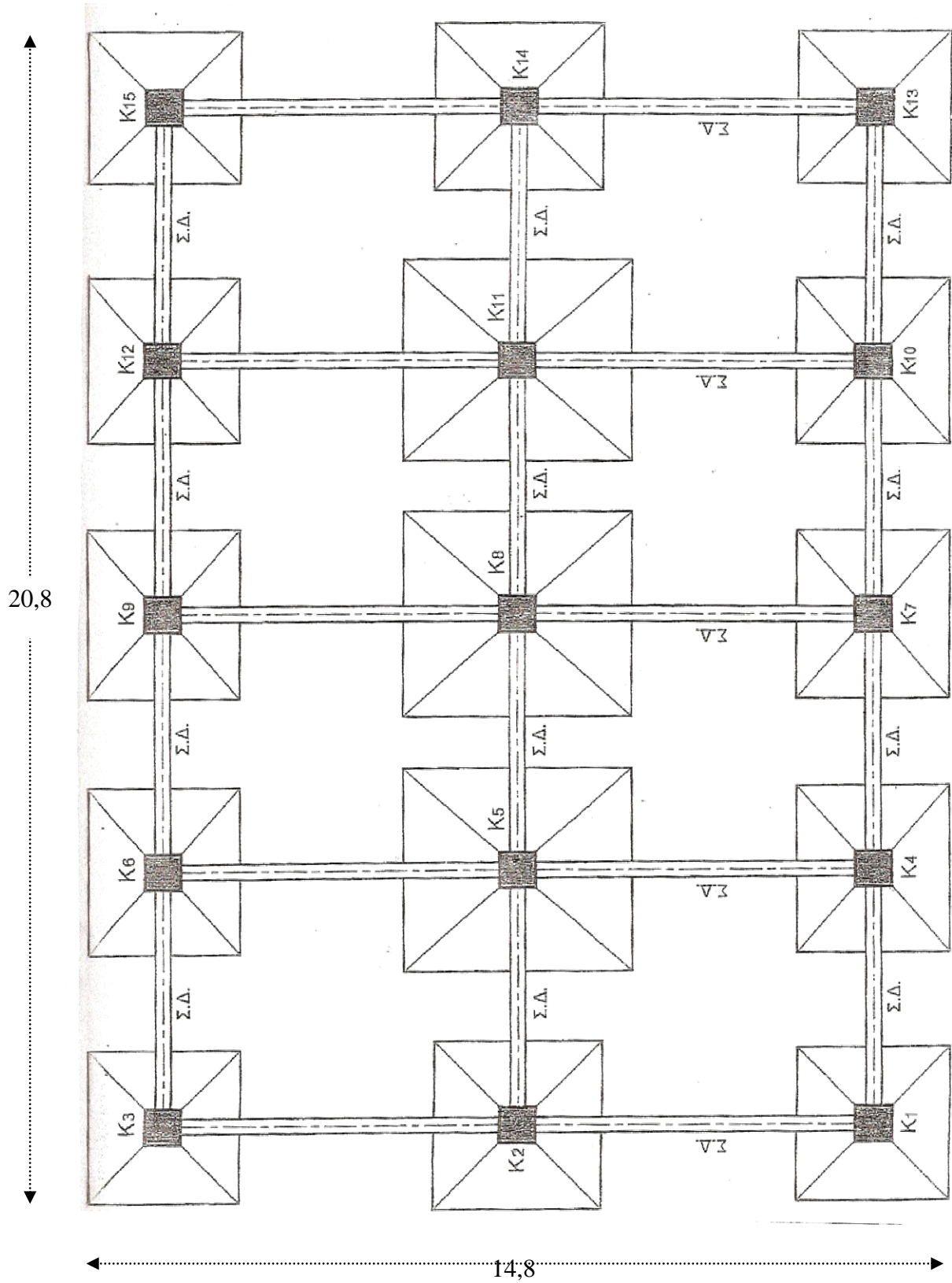
Η μελέτη θεμελίωσης αφορά κτίριο με ορθογώνια κάτοψη με διαστάσεις 14,80 m X 20,80 m (εμβαδόν 308 m<sup>2</sup>) από άξονα σε άξονα γωνιακών υποστυλωμάτων και θα κατασκευαστεί στο κέντρο οικοπέδου διαστάσεων 80 m X 90 m και εμβαδού 4800m<sup>2</sup>.

Δεδομένα της στατικής μελέτης ήταν:

- Η κάτοψη των θεμελίων του Σχήματος (Σχήμα 1-1)
- Ο πίνακας 1-1 των εντατικών μεγεθών: V, H, M υπό στατική και σεισμική φόρτιση για κάθε υποστύλωμα.

Υποστύλωμα	Στατική φόρτιση			Σεισμική φόρτιση		
	V (KN)	H (KN)	M (KN*m)	V (KN)	H (KN)	M (KN*m)
K1	2970.00	148.50	475.20	2376	297	742.50
K2	3600.00	180.00	576.00	2880	360	900.00
K3	2970.00	148.50	475.20	2376	297	742.50
K4	3267.00	163.35	522.72	2614	327	816.75
K5	5940.00	297.00	950.40	4752	594	1485.00
K6	3267.00	163.35	522.72	2614	327	816.75
K7	3267.00	163.35	522.72	2614	327	816.75
K8	5940.00	297.00	950.40	4752	594	1485.00
K9	3267.00	163.35	522.72	2614	327	816.75
K10	3267.00	163.35	522.72	2614	327	816.75
K11	5940.00	297.00	950.40	4752	594	1485.00
K12	3267.00	163.35	522.72	2614	327	816.75
K13	2970.00	148.50	475.20	2376	297	742.50
K14	3600.00	180.00	576.00	2880	360	900.00
K15	2970.00	148.50	475.20	2376	297	742.50

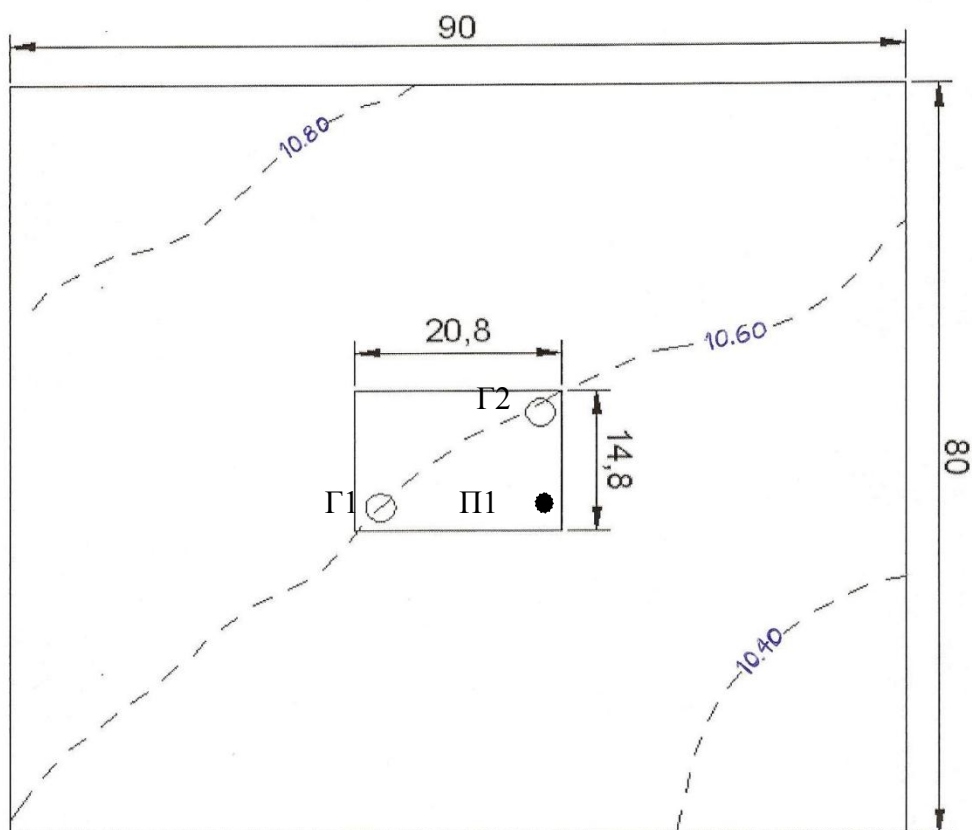
πίνακας 1-1



Σχήμα 1-1Κάτοψη θεμελίων

Δεδομένα της εδαφοτεχνικής έρευνας ήσαν:

- Το τοπογραφικό διάγραμμα (Σχήμα 1-2) στο οποίο εμφανίζονται οι θέσεις των γεωτρήσεων και της στατικής πενετομέτρησης
- Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των επί τόπου δοκιμών στις δύο γεωτρήσεις καθώς και όλων των εργαστηριακών δοκιμών στα δείγματα των δύο γεωτρήσεων (πίνακας 1-2 και πίνακας 1-3)
- Η τομή της στατικής πενετομέτρησης στην οποία εμφανίζονται τόσο η κατανομή της αντιστάσεως αιχμής  $q_c$  όσο και του λόγου τριβών  $R_f^y$  συναρτήσει του βάθους (Σχήμα 1-3)



ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΟ ΣΧΕΔΙΟ

○ ΘΕΣΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ

ΚΛΙΜΑΚΑ:1:500

Σχήμα 1-2

Τοπογραφικό σχέδιο



Γεώτρηση Γ1

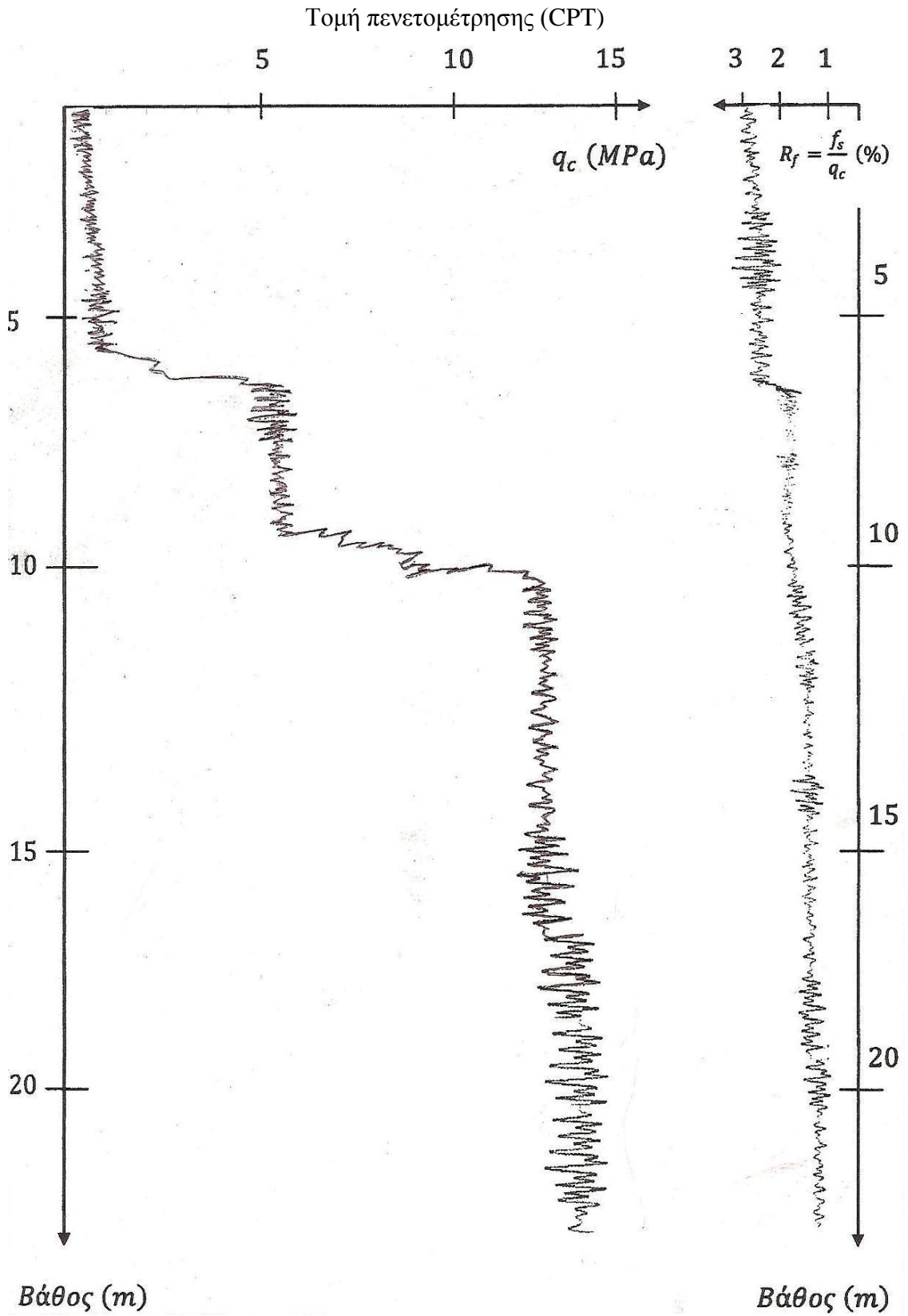
πίνακας 1-2      Γεώτρηση Γ1



Γεώτρηση Γ2

πίνακας 1-3      Γεώτρηση Γ2





Σχήμα 1-3

Τομή Στατικής Πενετομέτρησης



---

## **2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΕΠΙΛΟΓΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ**

---





## 2.1 Γενική περιγραφή στρώσεων.

Οι εδαφικές στρώσεις που προέκυψαν είναι οι εξής τρεις:

Το στρώμα I, αποτελείται από καστανή μαλακή άργιλο, με πάχος στρώσης 7.00m.

Το στρώμα II, αποτελείται από μια στρώση τεφρής ιλυώδους χονδρόκοκκης έως μεσολεπτόκοκκης άμμου μέσης πυκνότητας στρώμα αυτό εκτείνεται από τα 7.00 m μέχρι τα 9.50 m περίπου με πάχος στρώσης περί τα 2.50 m.

Το στρώμα III, αποτελείται από μια στρώση τεφρής λεπτόκοκκης άμμου πυκνής με λίγη ιλύ. Το στρώμα αυτό εκτείνεται από τα 9.50 m μέχρι τα 20.00m περίπου(βάθος στο οποίο κατέληξε η εδαφοτεχνική μελέτη) με πάχος στρώσης μεγαλύτερο των 10.00m.

## 2.2 Στρώση Ι (Καστανή Μαλακή Άργιλος)

Η στρώση αυτή συναντάται από την επιφάνεια του εδάφους με στάθμη  $\pm 0.00\text{m}$  μέχρι τη στάθμη  $-7.00\text{m}$ . Χαρακτηρίζεται κατά το Ενιαίο Σύστημα Ταξινόμησης (USCS) ως CL, δηλαδή ως άργιλος χαμηλής ως και μέσης πλαστιμότητας, πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα που βρίσκεται στα  $-2.00\text{m}$ . Κάτω από τη στάθμη χαρακτηρίζεται ως CH, δηλαδή ως πολύ πλαστική άργιλος. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά αποτυπώνονται στον ακόλουθο Πίνακα (πίνακας 2-1).

Υγρό ειδικό βάρος( $\text{kN/m}^3$ )	25.6	25.9	9	25.75
Ξηρό ειδικό βάρος( $\text{kN/m}^3$ )	13.3	13.6	9	13.47
Δείκτης Πόρων $\epsilon$	0.90	0.92	9	0.91
Όριο Υδαρότητας LL(%)	37	41	10	39.6
Όριο Πλαστιμότητας(%)	21	28	10	24.7
Υγρασία(%)	73	90	10	81
Αριθμός κρούσεων(N)	1	13	6	5.16
Αντοχή Κώνου( $q_c$ ) (Mpa)	0.25		1	0.25
Αντοχή ανεμπόδιστης θλίψης( $q_u$ ) (Mpa)	0.15	0.28	4	0.225
Παράμετροι Διατμητικής Αντοχής				
Από FVT (Kpa)	9	9	2	9
Από Δοκιμή UU(Kpa)	10	11	2	10.5
Από CPT(Kpa)	10.6		1	10.6
$c'/\varphi'$	0/28		1	0/28
Δοκιμή συμπίεσομέτρου				
Δείκτης συμπίεστότητας $C_c$	0.253		1	0.235
Δείκτης συμπίεστότητας $C_r$	0.04		1	0.04

πίνακας 2-1

Χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα των γεωτρήσεων και της δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης για να εκτιμηθεί η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του αργιλικού στρώματος. Από τις διάφορες δοκιμές προκύπτουν τιμές της  $C_u$  και στη συνέχεια εκτιμάται μια εξίσωση η οποία παρέχει την αστράγγιστη διατμητική αντοχή συναρτήσει του βάθους.

Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

- Δοκιμή πτερυγίου FVT

Υπολογισμός μέσου δείκτη πλαστιμότητας PI

Από τα 10 δείγματα που λαμβάνονται από τις δύο γεωτρήσεις, σε διαφορετικές στάθμες της αργλικής στρώσης, προκύπτει η μέση τιμή του δείκτη πλαστιμότητας PI.

Μέσο όριο Υδαρότητας

$$LL = [(41+41+41+40+40) + (40+39+39+38+37)] / 10 \quad \Rightarrow$$

$$LL = 39.6\%$$

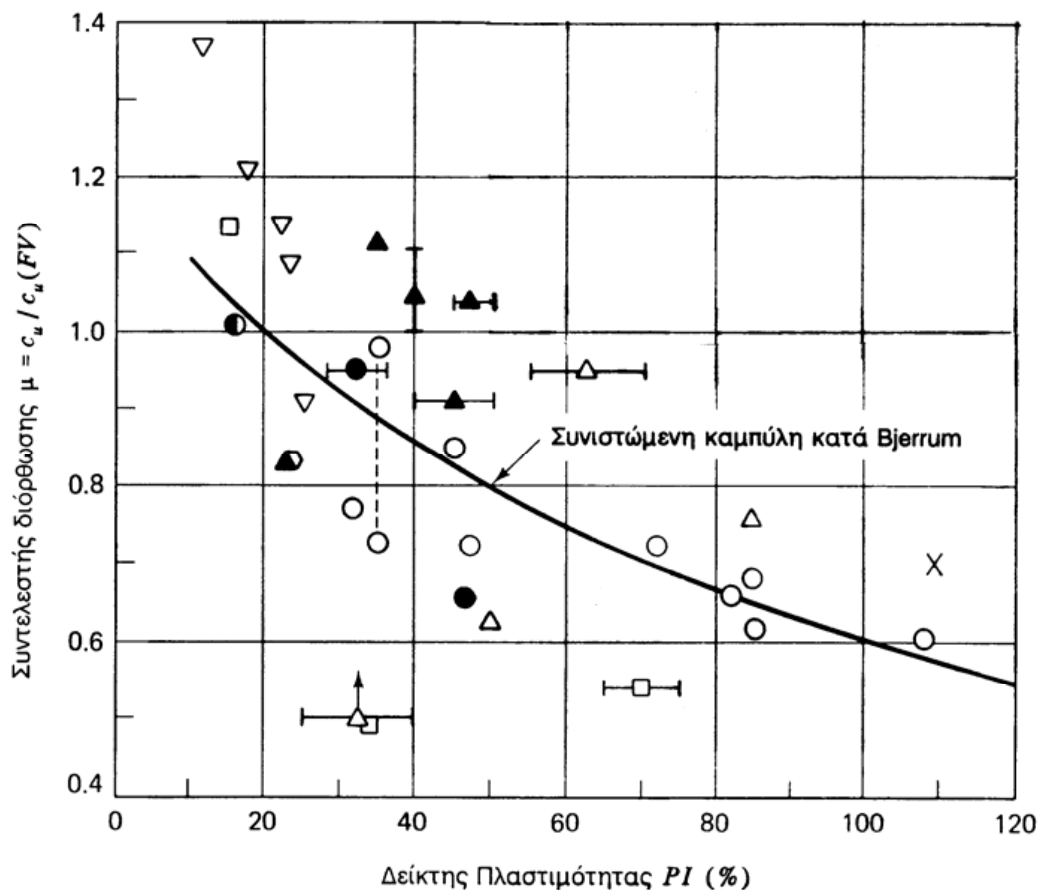
Μέσο όριο πλαστιμότητας

$$PL = [(24+23+21+22+22) + (25+28+27+28+26)] / 10 \quad \Rightarrow$$

$$PL = 24.6\%$$

Μέσος δείκτης πλαστιμότητας

$$PI = 39.6\% - 24.6\% = 15.0\%$$



Σχήμα 2-1 Συντελεστής διόρθωσης Bjerrum

Η τιμή αυτή χρησιμοποιείται για την εκτίμηση του συντελεστή  $\lambda$  από την καμπύλη Bjerrum (Σχήμα 2-1) και τον οποίον εκτιμούμε  $\lambda=1.05$ . Οι μετρημένες τιμές είναι  $C_u^{\text{μετρ}}=9\text{KPa}$  σε βάθος  $z=1.80\text{m}$  και  $z=2.20\text{m}$ , άρα με τη διόρθωση θα γίνουν:

$$C_u^{\text{διορθ}} = \lambda \times C_u^{\text{μετρ}} = 1.05 \times 9 = 9.45\text{KPa}$$

Συγκεντρωτικά:

Βάθος(m)	$C_u^{\text{μετρ}}$ (Kpa)	$C_u^{\text{διορθ}} = \lambda \times C_u^{\text{μετρ}}$ (Kpa)
$z = 1.80\text{ m}$	9	9.45
$z = 1.20\text{ m}$	9	9.45

πίνακας 2-2

Τριαξονικές δοκιμές χωρίς στερεοποίηση, χωρίς στράγγιση (UU) με  $C_u = c$ , και  $\varphi = 0^0$

- Από τριαξονική καταπόνηση χωρίς αποστράγγιση, έχουμε τις εξής τιμές:

Βάθος (m)	$C_u = c$ (Kpa)
$Z = (2.50 + 3.30) / 2 = 2.90\text{ m}$	10
$Z = (4.50 + 5.00) / 2 = 4.75\text{ m}$	11

πίνακας 2-3

Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης με  $C_u = q_u / 2$ , και  $\varphi = 0^0$

- Από τη δοκιμή αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη, προκύπτουν οι παρακάτω τιμές:

Βάθος(m)	$q_u$ (Kpa)	$C_u$ (Kpa)
$z = (1.00 + 2.00) / 2 = 1.50\text{ m}$	22	11
$z = (2.50 + 3.30) / 2 = 2.90\text{ m}$	15	7.5
$z = (4.65 + 5.50) / 2 = 5.10\text{ m}$	25	12.5
$z = (5.00 + 6.00) / 2 = 5.50\text{ m}$	28	14

πίνακας 2-4

- Δοκιμή Στατικής πενετρομέτρησης (CPT).

Η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης σε ότι αφορά την κατάταξη της εδαφικής στρώσης και την εκτίμηση της αστράγγιστης αντοχής  $C_u$ , συνοπτικά εκτιμάται ως εξής:

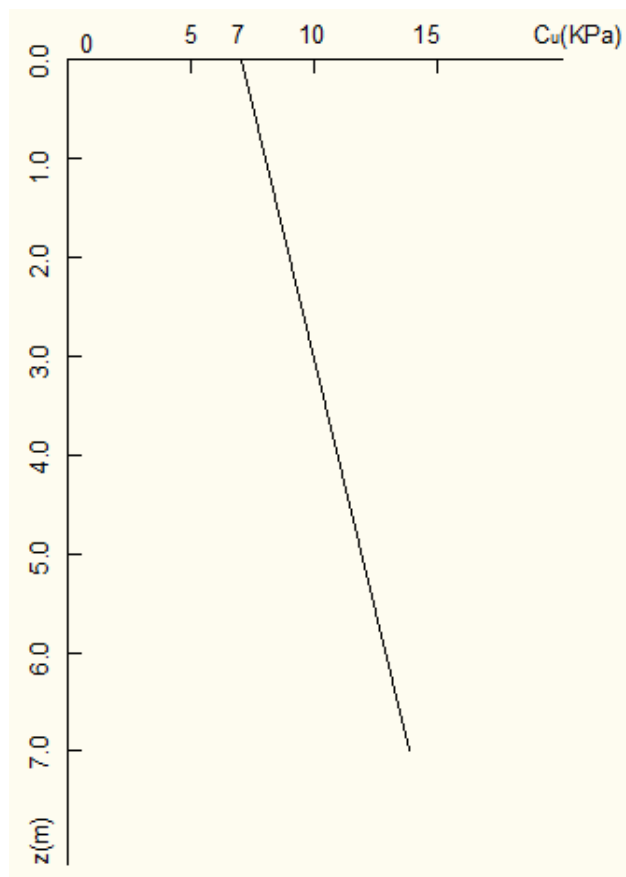
$$0.1(\text{MPa}) \leq q_{cl} \leq 0.4(\text{MPa}) \quad \Rightarrow \quad q_{cl}^{\text{μεσο}} = 0.25 \text{ MPa}, R_{fl} = 3\%$$

$$C_{u1} = (q_{cl}^{\text{μεσο}} - \sigma_{vol}) / N_c^{\text{μεσο}*} = (250 - 18.4 * 3.5) / 17.5 = 10.6 \text{ KPa}$$

\*  $N_c^{\text{μεσο}} = 17.5$  για μηχανικό κώνο

Συγκεντρώνοντας τις παραπάνω τιμές, προκύπτει η εξίσωση που περιγράφει την κατανομή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στην αργιλική στρώση συναρτήσει του βάθους. Η γραμμική αυτή εξίσωση είναι (βλέπε Σχήμα 2-2):

$$C_u(\text{KPa}) = 7.5 + 0.9 \times Z(\text{m})$$



Σχήμα 2-2

Εκτίμηση της φορτικής ιστορίας της αργίλου

Εφαρμόζοντας τις ακόλουθες σχέσεις υπολογισμού του λόγου  $C_u/\sigma'_{v1}$  μιας κανονικά στερεοποιημένης αργίλου (NC), έχουμε:

- Κατά Skempton:

$$C_u/\sigma'_{v1} = 0.11 + 0.0037 \times PI = 0.165$$

- Κατά Bjerrum-Simons:

$$C_u/\sigma'_{v1} = 0.045 \times \sqrt{PI} = 0.174$$

- Κατά Karisson-Vieberg:

$$C_u/\sigma'_{v1} = 0.005 \times LL = 0.198$$

Οπότε προκύπτει η μέση τιμή  $(C_u/\sigma'_{v1})_{\text{μεσο}} = 0.179$

Στο μέσο της συγκεκριμένης αργιλικής στρώσης, ισχύει:

$$C_u/\sigma'_{v1} = 12,7656/78.8 = 0,162$$

Άρα η άργιλος θεωρείται (NC)

Προσδιορισμός ειδικού βάρους  $\gamma_{\text{κορ}}$

- Από τα στοιχεία της γεώτρησης 1:

$S_r=(\gamma_s \times w)/e \times \gamma_w$	$\gamma_d=\gamma_s/(1+e)[\text{KN/m}^3]$	$\gamma_{\text{κορ}}=\gamma_s \times (1+w)/(1+e)$ <sup>[KN/m<sup>3</sup>]</sup>
$(25.8 \times 0.37)/0.92 \times 10=1$	$25.8/(1+0.92)=13.4$	$[25.8 \times (1+0.37)]/(1+0.92)=18.4$
$(25.8 \times 0.37)/0.92 \times 10=1$	$25.9/(1+0.90)=13.6$	$[25.9 \times (1+0.36)]/(1+0.90)=18.4$
$(25.9 \times 0.37)/0.91 \times 10=1$	$25.9/(1+0.91)=13.6$	$[25.9 \times (1+0.37)]/(1+0.91)=18.6$
$(25.6 \times 0.37)/0.91 \times 10=1$	$25.6/(1+0.91)=13.4$	$[25.6 \times (1+0.37)]/(1+0.91)=18.4$

πίνακας 2-5

- Από τα στοιχεία της γεώτρησης 2:

$S_r=(\gamma_s \times w)/e \times \gamma_w$	$\gamma_d=\gamma_s/(1+e) [\text{KN/m}^3]$	$\gamma_{\text{κορ}}=\gamma_s \times (1+w)/(1+e)[\text{KN/m}^3]$
$(25.8 \times 0.36)/0.90 \times 10=1.0$	$25.8/(1+0.90)=13.6$	$[25.8 \times (1+0.36)]/(1+0.90)=18.5$
$(25.6 \times 0.37)/0.92 \times 10=1.0$	$25.6/(1+0.92)=13.3$	$[25.6 \times (1+0.37)]/(1+0.92)=18.3$
$(25.7 \times 0.37)/0.91 \times 10=1.0$	$25.7/(1+0.91)=13.5$	$[25.7 \times (1+0.36)]/(1+0.91)=18.4$
$(25.8 \times 0.36)/0.92 \times 10=1.0$	$25.8/(1+0.92)=13.4$	$[25.6 \times (1+0.37)]/(1+0.91)=18.4$
$(25.7 \times 0.36)/0.90 \times 10=1.0$	$25.7/(1+0.90)=13.5$	$[25.7 \times (1+0.36)]/(1+0.90)=18.4$

πίνακας 2-6

Από το μέσο όρο των παραπάνω τιμών προκύπτει:

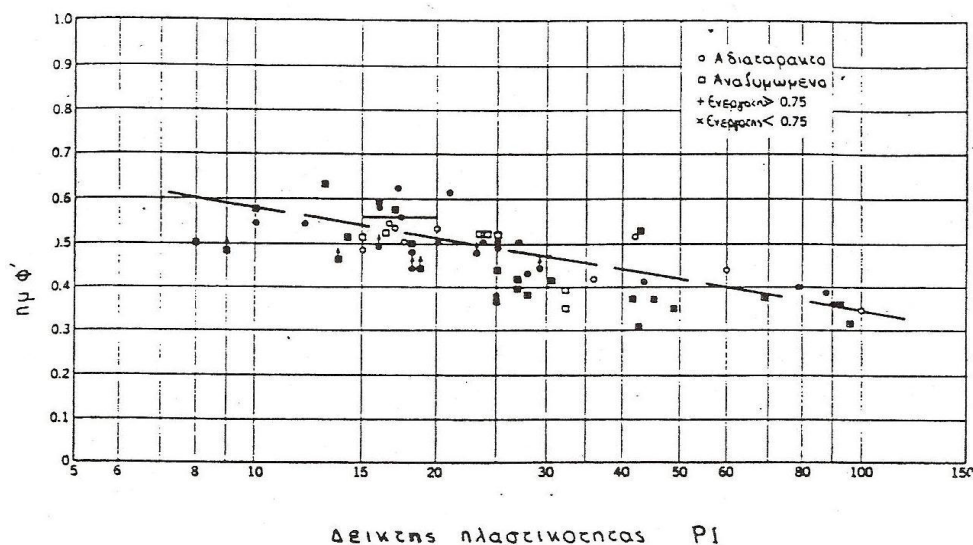
$$\gamma_{\text{κορ}}^1 = 18.4 \text{ KN/m}^2$$

Εκτίμηση γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi'$

- Κατά Kenney

Για  $PI=15\%$ , από το διάγραμμα  $\phi$ - $PI$  κατά Kenney (Σχήμα 2-3), προκύπτει:

$$\sin \phi' = 0.535, \text{ δηλαδή } \phi' = 32.5^\circ$$

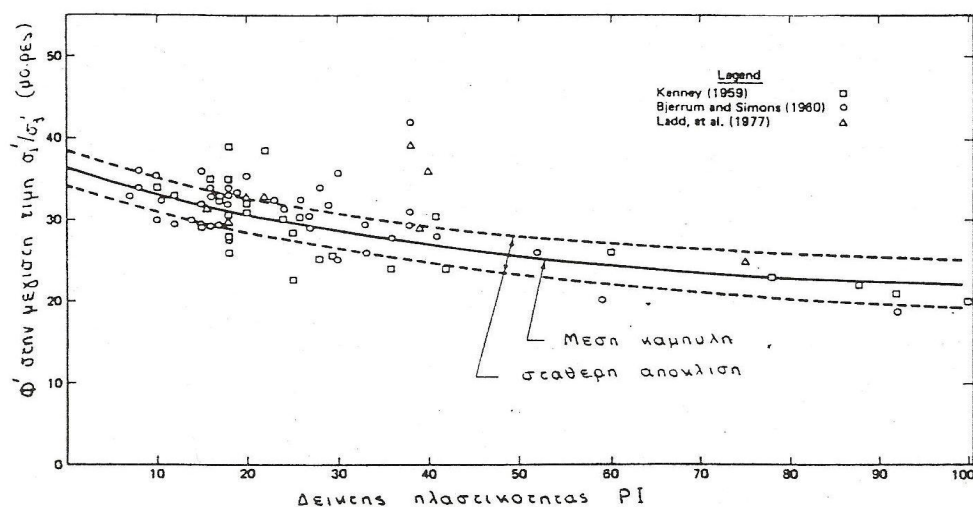


Σχήμα 2-3 Διάγραμμα Kenney. Συσχέτιση δείκτη πλαστικότητας και της γωνίας διατμητικής αντοχής  $\phi$

- Κατά Bjerrum-Simons (Σχήμα 2-4),

Για  $PI=15\%$ , από το διάγραμμα  $\phi$ - $PI$  κατά Bjerrum-Simons, προκύπτει:

$$\phi' = 28.5^\circ$$



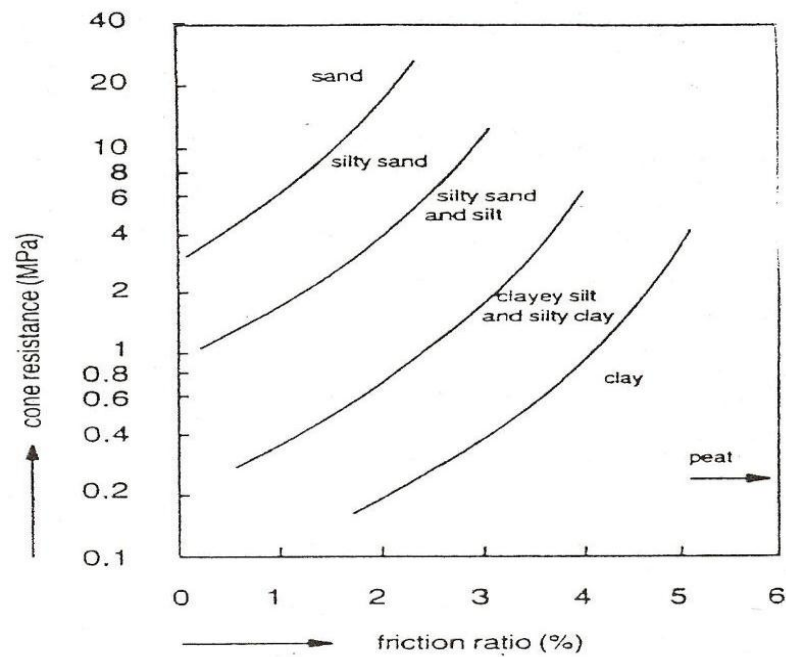
Σχήμα 2-4 Διάγραμμα Bjerrum-Simons. Συσχέτιση δείκτη πλαστικότητας και της γωνίας διατμητικής αντοχής  $\phi$

- Από τριαξονική δοκιμή CUPP έχω  $c' = 0$  και  $\phi' = 28^\circ$

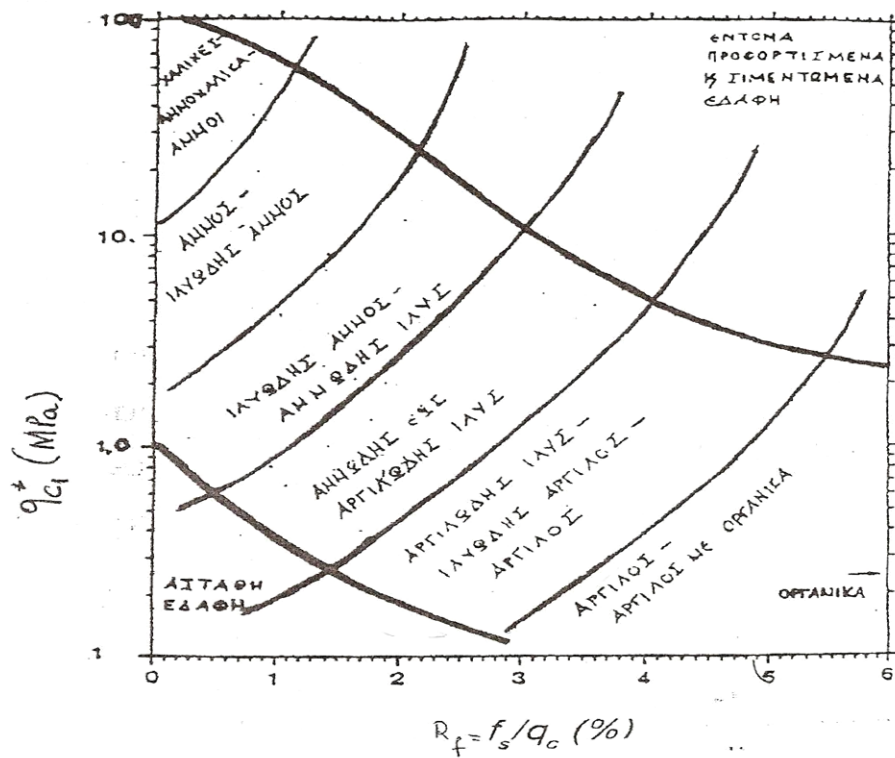
Δηλαδή τελικά για τη στρώση I, εκτιμούμε  $C'=0$  και  $\phi'=30^\circ$



Χαρακτηρισμός εδαφικής στρώσης βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT

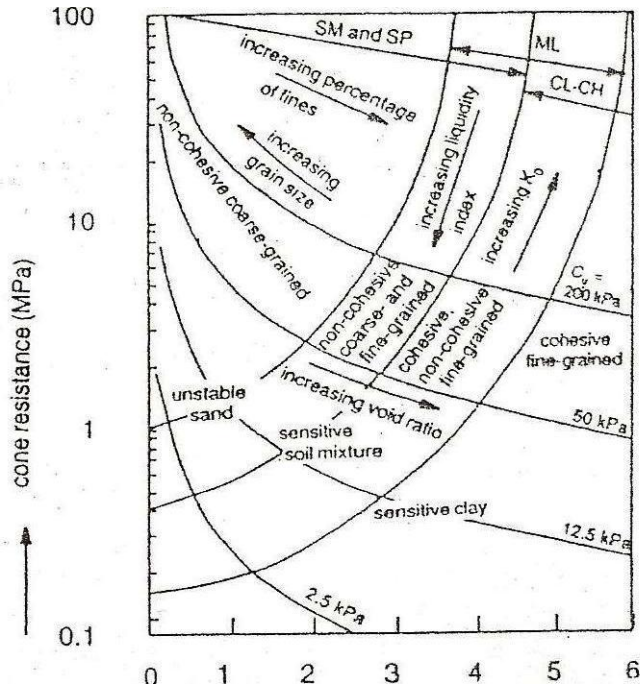


Σχήμα 2-5 Κατάταξη εδαφών κατά Robertson-Campanella βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT

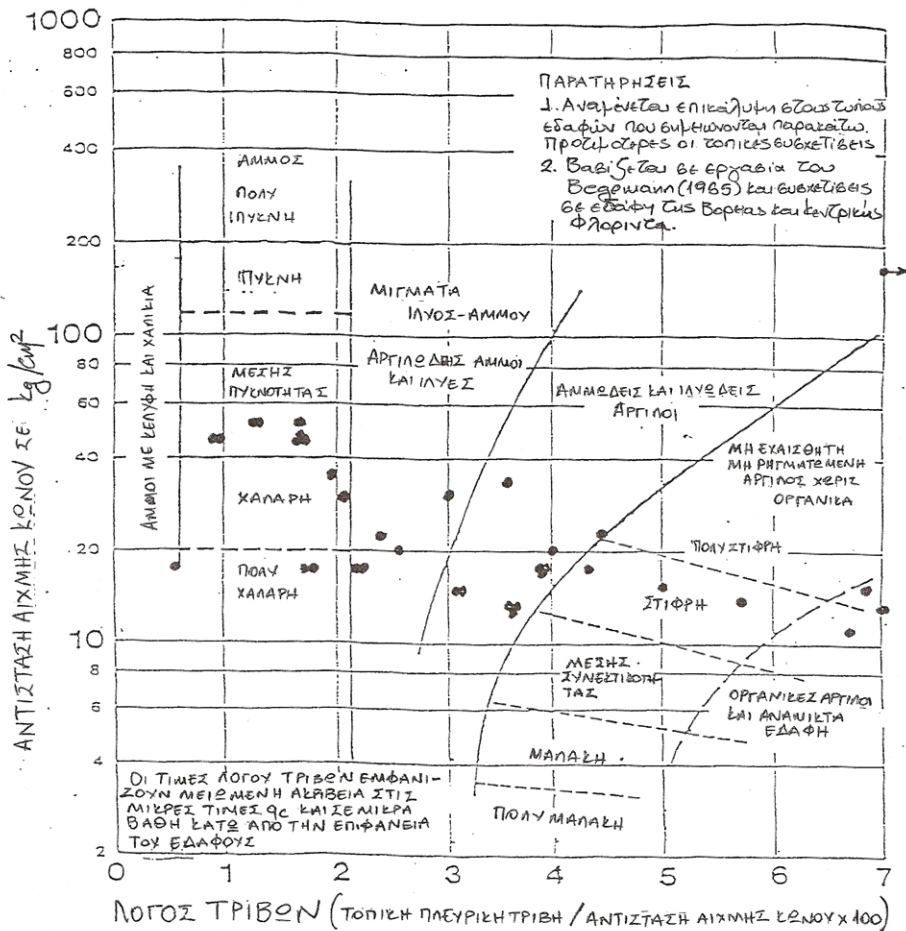


Σχήμα 2-6 Κατάταξη εδαφών κατά Douglas βάσει διορθωμένης τιμής αντίστασης κώνου και λόγου τριβών  $R_f$

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ



Σχήμα 2-7 Κατάταξη εδαφών κατά Douglas and Olson βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT



Σχήμα 2-8 Κατάταξη εδαφών κατά Schmertmann βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT

Εκτίμηση κατάταξης του αργιλικού στρώματος σύμφωνα με τα δεδομένα της δοκιμής (CPT)

- Κατά Robertson-Campanella (Σχήμα 2-5)  $\longrightarrow$  Άργιλος

- Κατά Douglas (Σχήμα 2-6)

$$q_{c1}^* = q_{c1}^{\text{μεσο}} [3.5 - 1.25 \times \log \sigma'_{\text{vo}}{}^{\text{μεσο}}] \quad \Longrightarrow$$

$$q_{c1}^* = 0.25 [3.5 - 1.25 \log(18.4 \times 2 + 8.4 \times 1.5)] \quad \Longrightarrow$$

$$q_{c1}^* = 0.345 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Αργιώδης ιλύς-Ιλυώδης Άργιλος}$$

- Κατά Douglas-Olson (Σχήμα 2-7)  $\longrightarrow$  Ευαίσθητη Άργιλος (Sensitive Clays)

- Κατά Schmertmann (Σχήμα 2-8)  $\longrightarrow$  Ιλυώδης Άργιλος (Silky Clays)-Πολύ Μαλακή Άργιλος (Very Soft Clays)

## 2.3 Στρώση II (Τεφρή ιλυώδης χονδρόκοκκη έως μεσολεπτόκοκκη άμμος μέσης πυκνότητας).

Η στρώση αυτή συναντάται από τη στάθμη -7.00m μέχρι τη στάθμη -9.45m. Χαρακτηρίζεται κατά το Ενιαίο Σύστημα Ταξινόμησης Εδαφών (USCS) ως SM, δηλαδή ως καθαρή άμμος, μετρίως διαβαθμισμένη. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά αποτυπώνονται στον ακόλουθο Πίνακα. (πίνακας 2-7)

Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά	Διακύμανση τιμών		Πλήθος τιμών	Μέσος όρος
	Από	Εως		
Ποσοστό χαλικιών(%)	0		4	0
Ποσοστό άμμου(%)	74	78	4	76
Ποσοστό λεπτόκοκκων(%)	22	26	4	24
Υγρό ειδικό βάρος (κN/m <sup>3</sup> )	26.5		1	26.5
Ξηρό ειδικό βάρος(κN/m <sup>3</sup> )	15.2		1	15.2
Δείκτης Πόρων(e)	0.74		1	0.74
Υγρασία(%)	0.80		1	80
Αριθμός κρούσεων(N)	16	18	4	17.25

πίνακας 2-7

Από την πρότυπη δοκιμή διείδυσης (SPT), προκύπτει ο αριθμός κρούσεων N, ο οποίος διορθώνεται λόγω υπερκείμενων γαιών και στη συνέχεια χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της γωνίας διατμητικής αντοχής και το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης, ενώ γίνεται και υπολογισμός της  $\gamma_{\text{κορ}}$ . Επίσης, η δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης (CPT) , μας δίνει τιμές τόσο για τη γωνία διατμητικής αντοχής όσο και για την κατάταξη της στρώσης.

Ακολουθεί η διαδικασία με όλους τους υπολογισμούς:

- Προσδιορισμός ειδικού βάρους  $\gamma_{\text{κορ}}$

Η γεώτρηση 1 δεν δίνει μετρήσεις.

Από τα στοιχεία της γεώτρησης 2:

$S_r=(\gamma_s \times w)/e \times \gamma_w$	$\gamma_d=\gamma_s/(1+e)$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{κορ}}=\gamma_s \times (1+w)/(1+e)$ [KN/m <sup>3</sup> ]
$(26.5 \times 0.28)/0.74 \times 10=1.0$	$26.5/(1+0.74)=15.2$	$[26.5 \times (1+0.28)]/(1+0.74)=19.5$

πίνακας 2-8

Άρα  $\gamma_{\text{κορ}}^{\text{II}} = 19.5 \text{ KN/m}^2$

- Προσδιορισμός γωνίας εσωτερικής τριβής  $\phi$

Διορθωμένος αριθμός κρούσεων  $N_c$  κατά Peck-Hanson-Thornburn

Στάθμη(m)	$\sigma'_{v0}$	N	N'	$C_n$	$N_c = C_n \times N$
$\Gamma_1 = 8.15$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 1.15 = 89.80$	17	16	1.05	16.80
$\Gamma_1 = 9.45$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 = 102.1$	18	16.5	1.00	16.50
$\Gamma_1 = 8.25$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 1.25 = 90.70$	16	15.5	1.05	16.28
$\Gamma_1 = 9.45$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 = 102.1$	18	16.5	1.00	16.50

πίνακας 2-9

Όπου  $C_n$  διορθωτικός συντελεστής κατά Peck-Hanson-Thornburn (Σχήμα 2-9)/

Από τον πίνακα υπολογίζουμε τη μέση τιμή του διορθωμένου αριθμού κρούσεων, δηλαδή  $N_c=17$

Εκτίμηση γωνίας διατμητικής αντοχής  $\varphi_{II}$  από την πρότυπη δοκιμή διείσδυσης (SPT)

- Κατά Peck-Hanson-Thornburn:

$$\varphi_{II} = 27.3 + 0.3 \times N_c - 0.00054 \times N_c^2 \quad (\text{και από Σχήμα 2-10}) \quad \Rightarrow \varphi_{II} = 32.4^\circ$$

- Κατά Osaki: Αναλυτική σχέση:  $\varphi = \sqrt{20 \times N_c} + 15$

$$\varphi_{II} = \sqrt{20 \times 17} + 15 \quad \Rightarrow \varphi_{II} = 33.4^\circ$$

- Κατά Dunham: Αναλυτική σχέση:  $\varphi = \sqrt{12 \times N_c} + 25$

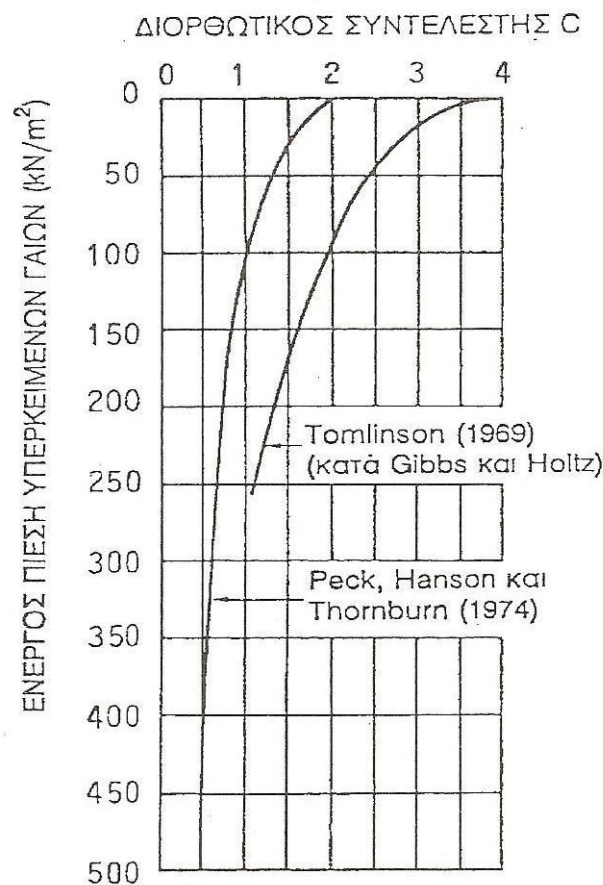
$$\varphi_{II} = \sqrt{12 \times 17} + 25 \quad \Rightarrow \varphi_{II} = 39.2^\circ$$

- Κατά Hatanaka-Uchida: Αναλυτική σχέση:  $\varphi = \sqrt{20 \times N_c} + 20$

$$\varphi_{II} = \sqrt{20 \times 17} + 20 \quad \Rightarrow \varphi_{II} = 38.4^\circ$$

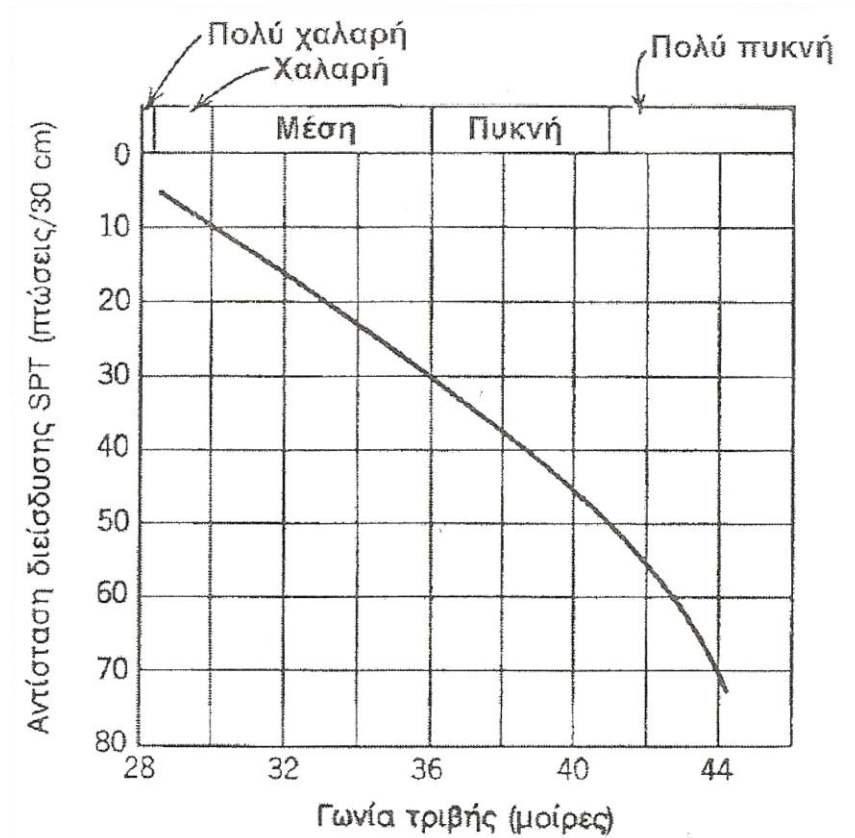
- Κατά De Mello

Από το Νομογράφημα (Σχήμα 2-11) έχω  $\varphi = 39^\circ$

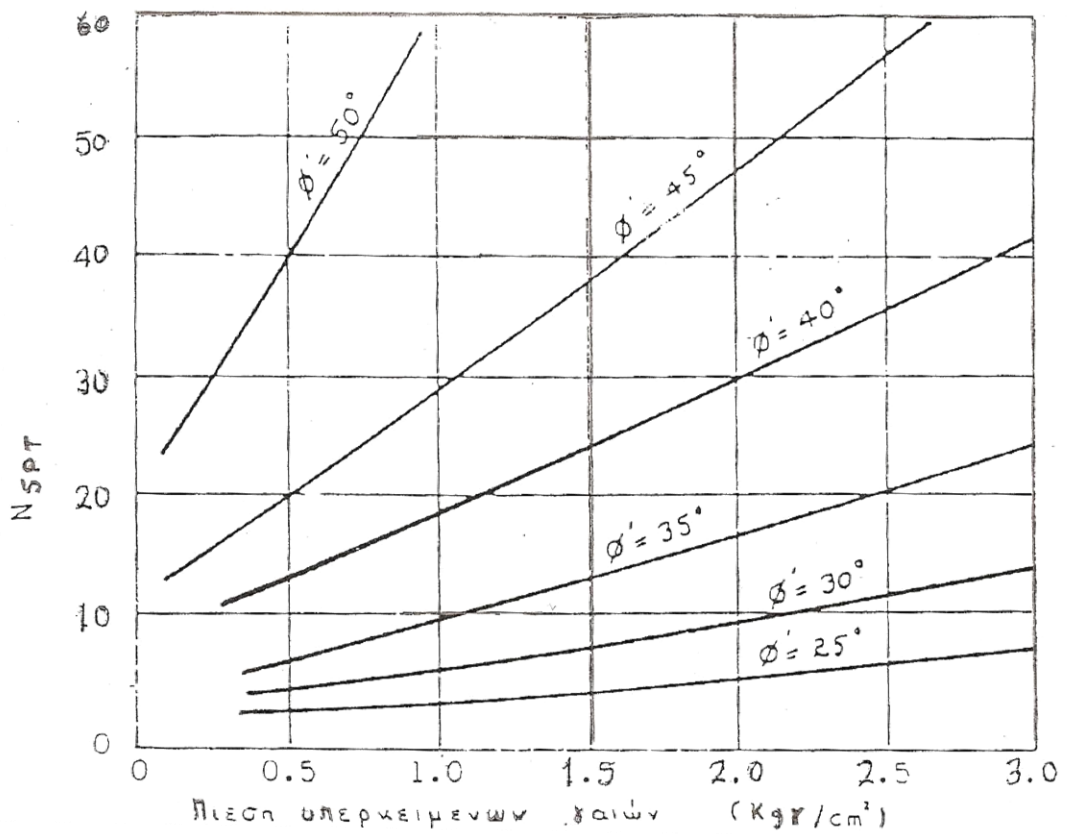


Σχήμα 2-9

Διάγραμμα Peck-Hanson-Thornburn



Σχήμα 2-10 Συσχέτιση 'Nc - φ' κατά Peck-Hanson-Thornburn



Σχήμα 2-11 Νομογράφημα De Mello

Εκτίμηση γωνίας διατμητικής αντοχής  $\varphi_{II}$  από τη δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης (CPT)

- Κατά Robertson-Campanella Σχήμα 2-12 :  $\longrightarrow$

$$\sigma_{voII}' = 90.5 \text{ KPa} = 0.9 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ και } q_{cII}^{\text{μεσο}} = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{II} = 35^0 + 11.5 \times (q_{cII}/30 \times \sigma_{voII}') \iff \varphi_{II} = 36^0$$

- Κατά Jamiolkovski και Schmertmann: Αναλυτική σχέση:  $D_{rII} = -98 + 65 \times \log(q_{cII}/\sigma'_{voI})$

$$D_{rII} = -98 + 65 \times \log(q_{cII}/\sqrt{\sigma_{voII}'}) \iff$$

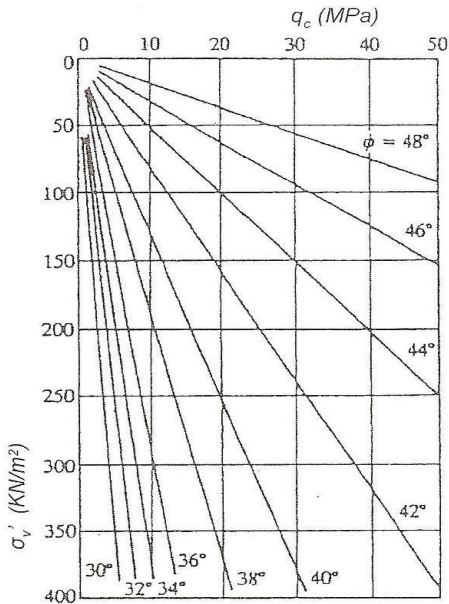
$$D_{rII} = 43.3\% \longrightarrow \text{ομοιόμορφη μέση άμμος (Σχήμα 2-13)} \longrightarrow \varphi_{II} = 36^0$$

- Κατά Kuhlway και Mayne: Αναλυτική σχέση:  $\tan \varphi_I = 0.1 + 0.38 \times \log(q_{cI}/\sigma'_{voI})$

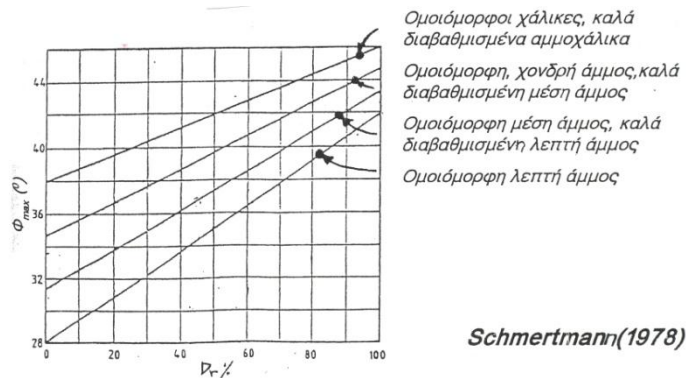
$$\varphi_{II} = \tan^{-1}[0.1 + 0.38 \times \log(q_{cII}/\sigma_{voII}')] \iff \varphi_{II} = 40.7$$

Εκτιμούμε μια αντιπροσωπευτική τιμή για τη γωνία διατμητικής αντοχής:

$$\varphi_{II}^{\text{μεσο}} = 34^0$$



Σχήμα 2-12-Καμπύλες Robertson-Campanella συσχέτισης ‘ $\varphi$ - $q_c$ - $\sigma_{vo}$ ’



Schmertmann(1978)

Σχήμα 2-13 Συσχέτιση ‘ $D_r$  -  $\varphi$ ’ για άμμους διαφόρων κοκκομετρικών διαβαθμίσεων



Εκτίμηση του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{SII}$  συναρτήσει του μέσου αριθμού κρούσεων  $N_{SPT}$  και της αντοχής κώνου  $q_{cII}$ .

Για τη συσχέτιση του αριθμού κρούσεων με το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης, χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

- Κατά Παπαδόπουλο-Αναγνωστόπουλο

$$\text{Αναλυτική σχέση } E_{SII} = C_1 \times N + C'_2$$

Για ιλυώδη άμμο (SM) (πίνακας 2-11)  $C_1=690 \text{ KPa}$  και  $C'_2=2600 \text{ KPa}$

Συνεπώς  $E_{SII} = 14330 \text{ KPa}$

- Κατά Αναγνωστόπουλο-Τάσιο

$$\text{Αναλυτική σχέση } E_{SII} = a + C \times (N \pm 6)$$

Για  $N > 15$ ,  $a=4000 \text{ KPa}$  (πίνακας 2-10) και  $C_1 = (350+450)/2 = 400 \text{ KPa}$  (για λεπτή και μέση άμμο).

Συνεπώς  $E_{SII} = 10800 \text{ KPa}$

Τύπος εδάφους	C (E <sub>s</sub> σε KPa)
Ίλυσ με άμμο	300
Λεπτή άμμος	350
Μέση άμμος	450
Χονδρή άμμος	700
Άμμος με χαλίκια	1000
Χαλίκια με άμμο	1200

πίνακας 2-10

Τύπος εδάφους	C <sub>1</sub> (σε KPa)	C <sub>2</sub> (σε KPa)
Άμμος	7500	800
Ίλυδης άμμος SM	2600	690
Αμμώδης ίλυσ ML	3200	490

πίνακας 2-11 Τιμές C<sub>1</sub> (KPa) και C<sub>2</sub> (KPa) κατά Αναγνωστόπουλο-Τάσιο

- Κατά Webb, αναλυτική σχέση  $E_s = 333.3x(N+5)$

$$E_{sII} = 333.3x(N+5) \Rightarrow$$

$$E_{sII} = 7332.6 \text{ KPa}$$

- Κατά Schultze-Menzelbach

$$E_{sII} = C_1xN+C'_2$$

Είναι (πίνακας 2-12)  $C'_2 = 3900 \text{ KPa}$  και  $C_1 = 450 \text{ KPa}$ (για άμμο)

$$\text{Συνεπώς } E_{sII} = 11550 \text{ KPa}$$

Ακολουθούν οι σχέσεις υπολογισμού του  $E_{sII}$ , συναρτήσει της αντοχής του κώνου  $q_{cII}$ .

**Κατά Schmertmann (**

- πίνακας 2-13)

$$E_{sII} = 2.5x q_{cII}$$

$$\text{Συνεπώς } E_{sII} = 10000 \text{ KPa}$$

- Κατά Webb

$$E_{sII} = 2.5x( q_{cII}+3.2)$$

$$\text{Συνεπώς } E_{sII} = 19250 \text{ KPa}$$

Από όλα τα παραπάνω, εκτιμάται η μέση τιμή για τη στρώση, δηλαδή:

$$E_{sII} = 13000 \text{ KPa}$$

ΤΥΠΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	$C_2$ ( $E_s$ σε <b>KPA</b> )	$C_1$ ( $E_s$ σε <b>KPA</b> )
Λεπτή άμμος πάνω από τη στάθμη των υπογείων υδάτων	5200	330
Λεπτή άμμος κάτω από τη στάθμη των υπογείων υδάτων	7200	490
Άμμος	3900	450
Άμμος με χάλικες	3800	1050
Ήλυδης άμμος	2400	530

πίνακας 2-12 Τιμές  $C_1, C_2'$  (KPA) κατά Schultze-Menzbach

Meyerhoff (1965)	για άμμους	$\alpha = 1,9$
Scmertmann (1970)	για ομοιόμορφη άμμο	$\alpha = 2.5$
Trofimenkof (1974)	για άμμους	$\alpha = 3$
Scmertmann, Hartman & Brown (1978)	για άμμους	$2,5 \leq \alpha \leq 3,5$
Sanglerat (1977)	για άμμο με $q_c < 10\text{MPa}$	$\alpha = 2$
Sanglerat (1977)	για πυκνό αμμοχάλικο με $q_c > 10\text{MPa}$	$2 < \alpha < 3$

πίνακας 2-13 Τιμές συντελεστή  $\alpha$  για αμμόδη εδάφη κατά διάφορους ερευνητές ( $E_s = \alpha \times q_c$ )

Η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης σε ότι αφορά την κατάταξη της εδαφικής στρώσης και την εκτίμηση της γωνίας διατμητικής αντοχής  $\varphi_{II}$ , συνοπτικά έχει ως εξής:

Εκτίμηση κατάταξης του αμμόδους στρώματος σύμφωνα με τα δεδομένα της δοκιμής (CPT)

$$q_{cII}^{\text{μεσο}} = 4.5 \text{ MPa}, R_{fII} = 1\%$$

- Κατά Robertson-Campanella (Σχήμα 2-5)  $\longrightarrow$  Ιλυώδης άμμος

- Κατά Douglas (Σχήμα 2-6)

$$q_{cII}^* = q_{cII}^{\text{μεσο}} [3.5 - 1.25 \log \sigma_{voII}^{\text{μεσο}}] \quad \Longrightarrow$$

$$q_{cII}^* = 4.5 [3.5 - 1.25 \log (18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 1.25)] \quad \Longrightarrow$$

$$q_{cII}^* = 4.74 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Άμμος- Ιλυώδης άμμος}$$

- Κατά Douglas-Olson (Σχήμα 2-7)  $\longrightarrow$  Χονδρόκοκα μη συνεκτικά (Non Cohesive Coarse Grained)

- Κατά Schmertmann (Σχήμα 2-8)  $\longrightarrow$  Άμμος (Sand) ή Αμμοχαλικο (Gravel) Μέσης Πυκνότητας

## 2.4 Στρώση III (Τεφρή λεπτόκκοκη άμμος πυκνή με λίγη ιλύ).

Η στρώση αυτή συναντάται από τη στάθμη -9.45m μέχρι τη στάθμη -20.45m. Χαρακτηρίζεται κατά το Ενιαίο Σύστημα Ταξινόμησης Εδαφών (USCS) ως SM ,δηλαδή ως καθαρή άμμος, μετρίως διαβαθμισμένη. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά αποτυπώνονται στον ακόλουθο Πίνακα (πίνακας 2-7).

Φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά	Διακύμανση τιμών		Πλήθος τιμών	Μέσος όρος
	Από	Εως		
Ποσοστό χαλικιών(%)	0		15	0
Ποσοστό άμμου(%)	90	94	15	92.2
Ποσοστό λεπτόκκοκων(%)	6	10	15	7.73
Υγρό ειδικό βάρος (κΝ/μ <sup>3</sup> )	27.0	27.2	2	27.1
Ξηρό ειδικό βάρος(κΝ/μ <sup>3</sup> )	16.2	16.4	2	16.3
Δείκτης Πόρων(e)	0.65	0.68	2	0.665
Αριθμός κρούσεων(N)	30	45	12	35.6

πίνακας 2-14

Από την πρότυπη δοκιμή διείσδυσης (SPT) , προκύπτει ο αριθμός κρούσεων N , ο οποίος διορθώνεται λόγω υπερκείμενων γαιών και στη συνέχεια χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της γωνίας διατμητικής αντοχής και το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης, ενώ γίνεται και υπολογισμός της  $\gamma_{\text{κορ}}$ . Επίσης, η δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης(CPT) δίνει τιμές τόσο για τη γωνία διατμητικής αντοχής όσο και για την κατάταξη της στρώσης. Ακολουθεί η διαδικασία με όλους τους υπολογισμούς:

- Προσδιορισμός ειδικού βάρους  $\gamma_{\text{κορ}}^{\text{III}}$

Από τα στοιχεία της γεώτρησης 1:

$S_r=(\gamma_s \times w)/e \times \gamma_w$	$\gamma_d=\gamma_s/(1+e)$ [κΝ/μ <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{κορ}}=\gamma_s \times (1+w)/(1+e)$ [κΝ/μ <sup>3</sup> ]
$(27.2 \times 0.26)/0.68 \times 10=1$	$27.2/(1+0.68)=16.2$	$[27.2 \times (1+0.26)]/(1+0.68)=20.4$

πίνακας 2-15

Από τα στοιχεία της γεώτρησης 2:

$S_r=(\gamma_s \times w)/e \times \gamma_w$	$\gamma_d=\gamma_s/(1+e)$ [κΝ/μ <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{κορ}}=\gamma_s \times (1+w)/(1+e)$ [κΝ/μ <sup>3</sup> ]
$(27.0 \times 0.25)/0.65 \times 10=1$	$27.0/(1+0.65)=16.4$	$[27.0 \times (1+0.25)]/(1+0.65)=20.5$

πίνακας 2-16

Από το μέσο όρο των παραπάνω τιμών προκύπτει :

$$\gamma_{\text{κορ}}^{\text{III}} = 20.5 \text{ κΝ/μ}^2$$

Εκτίμηση γωνίας εσωτερικής τριβής  $\varphi$  από αριθμό κρούσιων  $N$  δοκιμής SPT  
Διορθωμένος αριθμός κρούσεων  $N_c$  κατά Peck-Hanson-Thornburn

Στάθμη(m)	$\sigma'_{vo}$	N	N'	$C_n$	$N_c = C_n \times N$
$\Gamma_1 = 10.90$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 1.45 = 104.60$	33	24.0	1.050.95	22.80
$\Gamma_1 = 12.45$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 3 = 102.1$	32	23.5	0.92	21.62
$\Gamma_1 = 13.85$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 4.4 = 106.72$	34	24.5	0.89	21.81
$\Gamma_1 = 15.90$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 6.45 = 108.87$	34	24.5	0.85	20.83
$\Gamma_1 = 18.75$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 9.3 = 111.87$	33	24.0	0.81	19.44
$\Gamma_1 = 20.45$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 11 = 113.65$	35	25.0	0.79	19.75
$\Gamma_2 = 10.45$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 1 = 103.15$	30	22.5	0.96	21.60
$\Gamma_2 = 12.00$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 2.55 = 104.78$	32	23.5	0.93	21.86
$\Gamma_2 = 13.45$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 4.0 = 106.30$	38	26.5	0.90	23.85
$\Gamma_2 = 14.95$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 5.5 = 107.88$	40	27.5	0.88	24.20
$\Gamma_2 = 16.95$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 7.5 = 109.98$	42	28.5	0.85	24.23
$\Gamma_2 = 18.45$	$18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 2.45 + 1.05 \times 9 = 111.55$	45	30.0	0.82	24.60

πίνακας 2-17

Υπολογίζεται (πίνακας 2-17) η μέση τιμή του διορθωμένου αριθμού κρούσεων, δηλαδή  $N_c=22$ , οπότε:

- Κατά Peck-Hanson-Thornburn (Σχήμα 2-10)

$$\varphi_{III} = 27.3 + 0.3 \times N_c - 0.00054 \times N_c^2 \quad \Rightarrow \quad \varphi_{II} = 34^0$$

- Κατά Osaki

$$\varphi_{III} = \sqrt{20 \times N_c} + 15 \quad \Rightarrow \quad \varphi_{II} = 35.9^0$$

- Κατά Dunham

$$\varphi_{III} = \sqrt{12 \times N_c} + 25 \quad \Rightarrow \quad \varphi_{II} = 41.2^0$$

- Κατά Hatanaka-Uchida

$$\varphi_{III} = \sqrt{20xNc} + 20 \quad \Longrightarrow \quad \varphi_{II} 40.9^{\circ}$$

- Κατά De Mello

Από το Νομογράφημα (Σχήμα 2-11) είναι  $\varphi_{III} = 40^{\circ}$

Εκτίμηση γωνίας διατμητικής αντοχής  $\varphi_{II}$  από τη δοκιμή στατικής πενетроμέτρησης (CPT)

- Κατά Robertson-Campanella  $\longrightarrow$

$$\sigma_{voIII}' = 173.43 \text{ KPa} = 1.734 \text{ Kgr/cm}^2 \text{ και } q_{cIII}^{\text{μεσο}} = 13 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{III} = 35^{\circ} + 1.15 \times (q_{cIII} / 30 \times \sigma_{voIII}') \quad \Longrightarrow \quad \varphi_{II} = 39^{\circ}$$

- Κατά Jamiolkovski και Schmertmann

$$D_{rIII} = -98 + 65 \times \log(q_{cIII} / \sqrt{\sigma_{voIII}'}) \quad \Longrightarrow$$

$$D_{rIII} = 64\% \quad \longrightarrow \quad \text{ομοιόμορφη μέση άμμος} \quad \longrightarrow \quad \varphi_{III} = 39^{\circ}$$

- Κατά Kuhlway και Mayne

$$\varphi_{III} = \tan^{-1}[0.1 + 0.38 \times \log(q_{cIII} / \sigma_{voIII}')] \quad \Longrightarrow \quad \varphi_{II} = 43.3^{\circ}$$

Εκτιμάται μια αντιπροσωπευτική τιμή για τη γωνία διατμητικής αντοχής:

$$\varphi_{II}^{\text{μεσο}} = 36^{\circ}$$

Εκτίμηση του μέτρου μονοδιάστατης συμπίεσης  $E_{sIII}$  συναρτήσει του μέσου αριθμού κρούσεων  $N_{SPT}$  και της αντοχής κώνου  $q_{cIII}$ .

Για τη συσχέτιση του αριθμού κρούσεων με το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης, χρησιμοποιείται οι παρακάτω σχέσεις:

- Κατά Παπαδόπουλο-Αναγνωστόπουλο

$$E_{sIII} = C_1 \times N + C'_2$$

Για ιλυώδη άμμο SM  $C_1=690$  KPa και  $C'_2=2600$  KPa

Συνεπώς  $E_{sIII} = 14330$  KPa

- Κατά Αναγνωστόπουλο-Τάσιο

$$E_{sIII} = C_1 \times N + C'_2$$

Για  $N > 15$ , είναι  $C'_2=4000$  KPa και  $C_1=350$  KPa (για λεπτή άμμο).

Συνεπώς  $E_{sIII} = 16600$  KPa

- Κατά Webb

$$E_{sIII} = 333.3 \times (N+5) \quad \Rightarrow$$

$$E_{sIII} = 13665 \text{ KPa}$$

- Κατά Schultze-Menzelbach

$$E_{sIII} = C_1 \times N + C'_2$$

Είναι  $C'_2 = 3900$  KPa και  $C_1 = 450$  KPa (για άμμο)

Συνεπώς  $E_{sIII} = 20100$  KPa



Ακολουθούν οι σχέσεις υπολογισμού του  $E_{SIII}$ , συναρτήσει της αντοχής του κώνου  $q_{cIII}$ .

- Κατά Schmertmann

$$E_{SIII} = 2.5 \times q_{cIII}$$

Συνεπώς  $E_{SIII} = 32500 \text{KPa}$

- Κατά Webb

$$E_{SIII} = 2.5 \times (q_{cIII} + 3.2)$$

Συνεπώς  $E_{SIII} = 40500 \text{KPa}$

Από όλα τα παραπάνω, εκτιμάται η μέση τιμή για τη στρώση, δηλαδή:

$$E_{SIII} = 25000 \text{KPa}$$

Η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης σε ότι αφορά την κατάταξη της εδαφικής στρώσης και την εκτίμηση της γωνίας διατμητικής αντοχής  $\phi_{II}$ , συνοπτικά έχει ως εξής:

Εκτίμηση κατάταξης του αμμώδους στρώματος σύμφωνα με τα δεδομένα της δοκιμής (CPT)

$$q_{cII}^{\text{μεσο}} = 4.5 \text{ MPa}, R_{fII} = 1\%$$

- Κατά Robertson-Campanella  $\longrightarrow$  Ιλυώδης άμμος

- Κατά Douglas

$$q_{cII}^* = q_{cII}^{\text{μεσο}} [3.5 - 1.25 \times \log \sigma_{voII}^{\text{μεσο}}] \quad \rightleftarrows$$

$$q_{cII}^* = 4.5 \times [3.5 - 1.25 \times \log(18.4 \times 2 + 8.4 \times 5 + 9.5 \times 1.25)] \quad \rightleftarrows$$

$$q_{cII}^* = 4.74 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Άμμος- Ιλυώδης άμμος}$$

- Κατά Douglas-Olson  $\longrightarrow$  Χονδρόκκοκα μη συνεκτικά (Non Cohesive Coarse Grained)

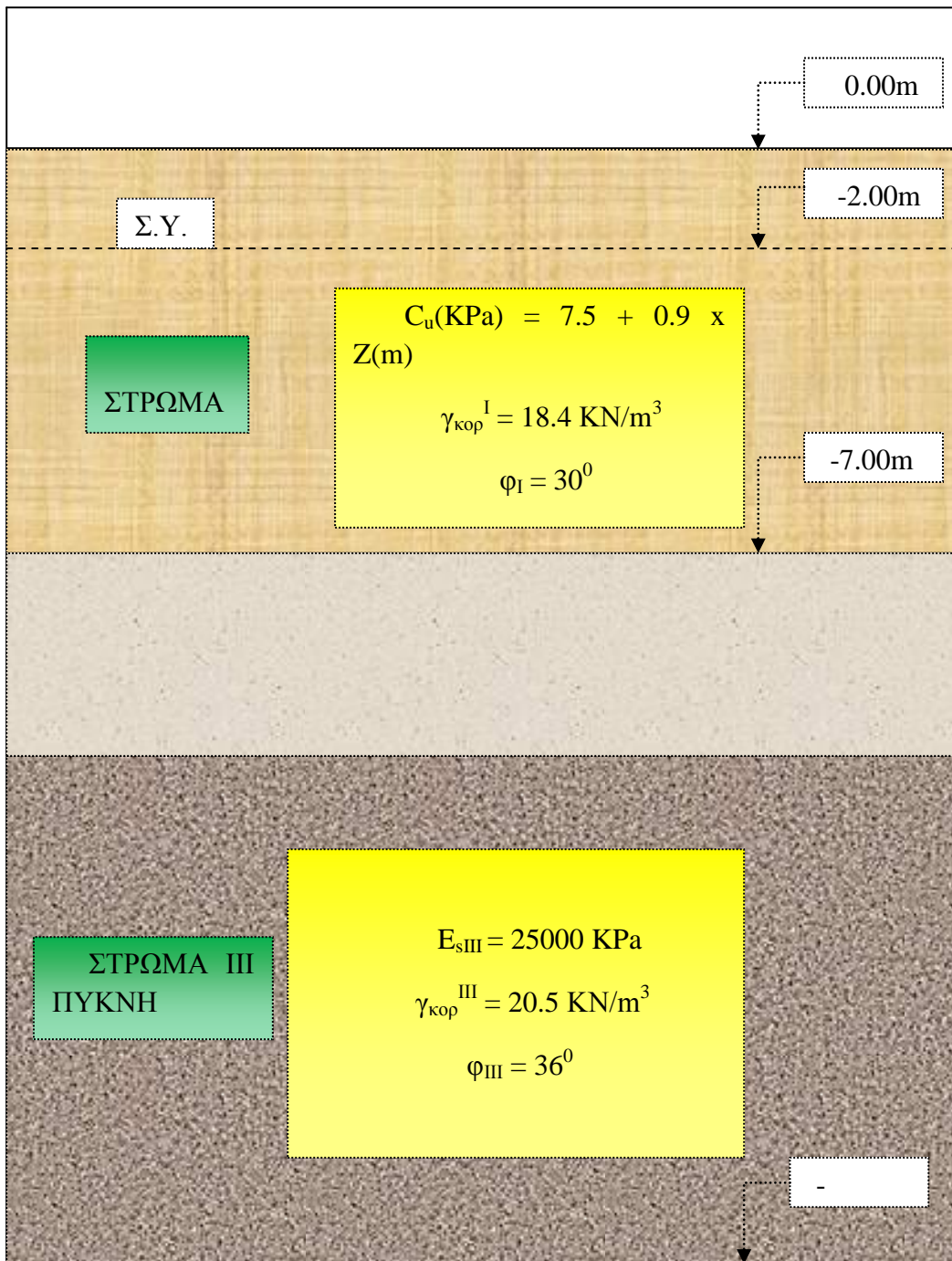
- Κατά Schmertmann  $\longrightarrow$  Άμμος (Sand) ή Αμμοχαλικο (Gravel) Μέσης Πυκνότητας

## 2.5 Υπολογιστική Στρωματογραφία.

Από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων:

- των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών στα δείγματα των δύο γεωτρήσεων
- των αποτελεσμάτων της δοκιμής στατικής πενετομετρικής (CTP)

προέκυψε η υπολογιστική στρωματολογία του παρακάτω Σχληματος (Σχήμα 2-14):



Σχήμα 2-14 Υπολογιστική Στρωματογραφία





---

### 3 ΛΥΣΕΙΣ ΑΒΑΘΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ

---



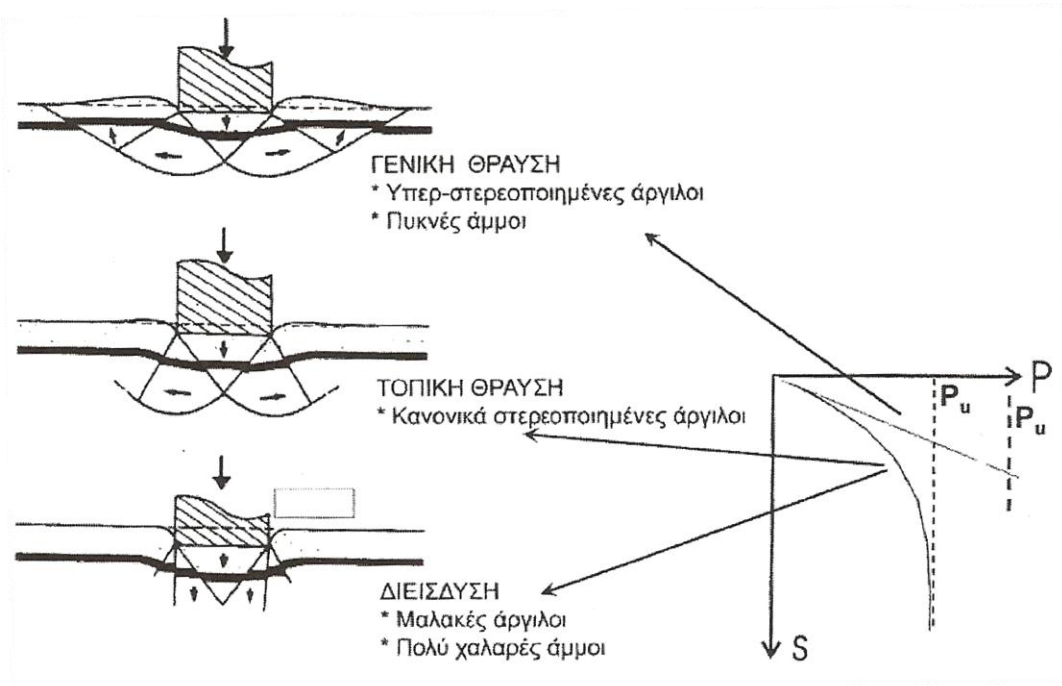
### 3.1 Έλεγχος θραύσεως (φέρουσας ικανότητας) εδαφών.

#### 3.1.1 Η έννοια του Οριακού Φορτίου Αβαθών Θεμελίων.

Όταν η ένταση της φόρτισης που επιβάλλεται στο έδαφος μέσω ενός θεμελίου είναι σημαντική, κάτω από το φορτίο αναπτύσσεται μια ζώνη τοπικής αστοχίας, η οποία βαθμιαία επεκτείνεται και τελικά, όταν διευρυνθεί πολύ, το έδαφος οδηγείται σε γενικευμένη αστοχία με μεγάλες παραμορφώσεις.

Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνεται παραστατικά η παραμόρφωση του εδάφους για μια σταδιακά αυξανόμενη κεντρική φόρτιση πάνω σε μεμονωμένο πέδιλο έως την «θραύση» του εδάφους. Η παραμόρφωση κατά την θραύση είναι αθροιστικό αποτέλεσμα δύο αιτίων: α) της καθίζησης λόγω της συμπίεστικότητας του εδάφους και β) της μετατόπισης του εδάφους (πλευρικά κυρίως) κάτω από το πέδιλο.

Είναι γνωστό από τη συμπεριφορά των πέδινων στην πράξη ότι η «θραύση» λαμβάνει χώρα ως «διατμητική θραύση». Οι βασικές μορφές της διατμητικής θραύσεως, κατά Vesic, είναι τρεις και ορίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 3-1 που ακολουθεί ως εξής:

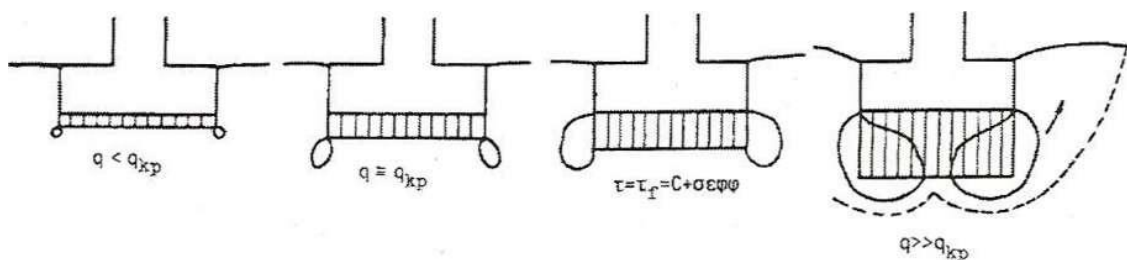


Σχήμα 3-1 Μορφές Θραύσεως κατά Vesic (1963)

- Γενική θραύση: χαρακτηρίζεται από εκτεταμένη διόγκωση του εδάφους γύρω από το πέδιλο (π.χ. φόρτιση σε πυκνή άμμο ή στιφρή άργιλο).
- Τοπική θραύση: χαρακτηρίζεται από μικρή διόγκωση του εδάφους μόνο δίπλα από το πέδιλο (π.χ. φόρτιση σε κανονικά φορτισμένη άργιλο NC).
- Διείσδυση: χαρακτηρίζεται από διατμητική θραύση μόνο στην περίμετρο του πέδιλου και καθόλου διόγκωση του περιβάλλοντος εδάφους (π.χ. φόρτιση σε πολύ μαλακή άργιλο ή χαλαρή άμμο).

Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει ένα θεμέλιο πριν αστοχήσει ονομάζεται φορτίο αστοχίας ή οριακό φορτίο  $Q_u$  και η αντίστοιχη πίεση στη βάση του θεμελίου ονομάζεται πίεση αστοχίας ή οριακή πίεση  $q_u$ .

Ως κρίσιμο ή οριακό φορτίο  $Q_u$  -όχι φορτίο θραύσεως- ορίζεται το φορτίο για το οποίο το έδαφος κάτω από το άκρο του πέδιλου αρχίζει να πλαστικοποιείται, δηλαδή αρχίζει η εμφάνιση των πλαστικών ζωνών. Σ' αυτή την κατάσταση το έδαφος μέσα στις πλαστικές ζώνες βρίσκεται σε κατάσταση οριακής πλαστικής ισορροπίας και δεν είναι ικανό να προσφέρει καμία αντίσταση στην αύξηση των διατμητικών τάσεων, δηλαδή το έδαφος συμπεριφέρεται ως ένα ιζώδες υλικό.



Έναρξη πλαστικών ζωνών στα άκρα πεδίου (Τοπικές)

Πλαστικές ζώνες καταλαμβάνουν χώρο κάτω του θεμελίου -μετακινήσεις εδάφους.

Σχήμα 3-2 Πλαστικές ζώνες κάτω από φορτιζόμενο πέδιλο.



Οι βασικές θεωρήσεις του προβλήματος υπολογισμού του οριακού φορτίου (φέρουσας ικανότητας) αβαθούς θεμελίου είναι:

- Θεωρείται ένα ορθογωνικό πέδιλο διαστάσεων  $B \times L$  (όπου  $L \geq B$ ), το οποίο εδράζεται σε βάθος  $D_f$  μέσα στο έδαφος. Το θεμέλιο θεωρείται αβαθές για  $D_f \leq B$ .
- Το έδαφος θεωρείται ως ομοιογενής ημίχωρος απείρου βάθους με φαινόμενο βάρος  $\gamma$  και χαρακτηριστικά διατμητικής αντοχής  $c$  και  $\phi$  που προσδιορίστηκαν από μια ευθύγραμμη περιβάλλουσα Mohr-Coulomb.
- Το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων του υλικού θεωρείται ότι είναι αυτό των καθαρά πλαστικών υλικών.

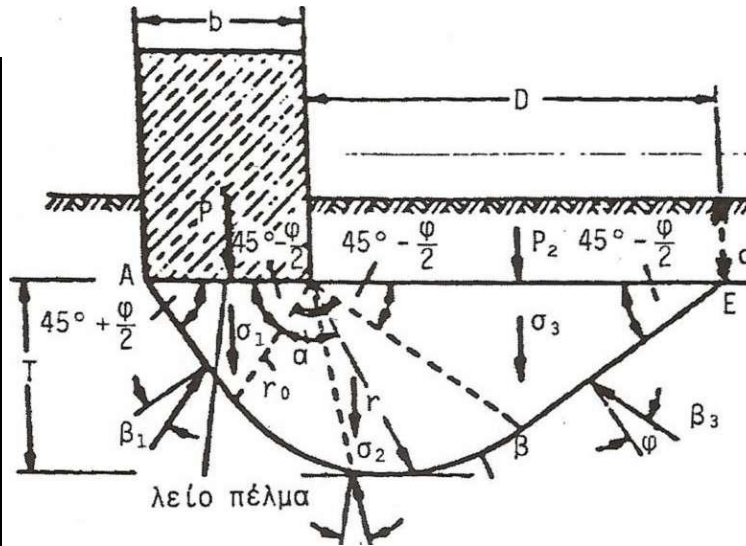
Για την λύση του προβλήματος γίνονται οι ακόλουθες απλοποιητικές παραδοχές:

- Η διατμητική αντοχή του υπερκειμένου της βάσης του πέδιλου εδάφους θεωρείται αμελητέα.
- Τριβές μεταξύ υπερκειμένου εδάφους και πέδιλου θεωρούνται αμελητέες.
- Το θεμέλιο θεωρείται απείρου μήκους (πρακτικά  $B \ll L$ ).

3.1.2 Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας υπό κεντρική και κατακόρυφη φόρτιση κατά DIN 4 017.

πίνακας 3-1

$\varphi$	$T$	$D$
$0^0$	$0.7*b$	$1.0*b$
$15^0$	$1.0*b$	$2.0*b$
$30^0$	$1.6*b$	$4.3*b$
$35^0$	$1.9*b$	$5.8*b$
$40^0$	$2.3*b$	$8.0*b$



Σχήμα 3-3

Η μέθοδος υπολογισμού της τάσης θραύσεως υπό κεντρική και κατακόρυφη φόρτιση των θεμελίων κατά τους Γερμανικούς Κανονισμούς DIN 4017, φύλλο 1 (1979) είναι από τις πλέον διαδεδομένες στην πράξη (βλέπε πίνακας 3-1

Σχήμα 3-3)

Κατά τον κανονισμό DIN 4017, φύλλο 1, στην ειδική περίπτωση κεντρικής και κατακόρυφης φόρτισης ορθογωνικού θεμελίου διαστάσεων  $axb$  όπου  $b \leq a$ , η επιφάνεια ολισθήσεως με τις κατά την θραύση εφαρμοζόμενες δυνάμεις φαίνεται στο Σχ. 2.16 ενώ η μέση τάση κατά τη θραύση  $\sigma_{of} = q_u$  δίνεται από την σχέση:

$$\sigma_{of} = q_u = c * N_c * v_c + \gamma_1 * d * N_d * v_d + \gamma_2 * b * N_b * v_b$$

όπου:

$c$  : η συνοχή της εδαφικής στρώσης κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης

$N_c N_d N_b$ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$  του εδάφους κάτω από το επίπεδο εδράσεως του θεμελίου (στάθμη θεμελίωσης), (πίνακας 3-2)

$v_c v_d v_b$ : συντελεστές μορφής εξαρτώμενοι κυρίως από τη μορφή του θεμελίου, (πίνακας 3-3)

$\gamma_1$ : το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,

$\gamma_2$ : το ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,

$d$ : το βάθος θεμελίωσης

$\varphi$	$N_c$	$N_d$	$N_b$
$0^0$	5,0	1,0	0
$5^0$	6,5	1,5	0
$10^\circ$	8,5	2,5	0,5
$15^\circ$	11,0	4,0	1,0
$20^\circ$	15,0	6,5	2,0
$22,5^\circ$	17,5	8,0	3,0
$25^0$	20,5	10,5	4,5
$27,5^\circ$	25	14	7
$30^\circ$	30	18	10
$32,5^\circ$	37	25	15
$35^\circ$	46	33	23
$37,5^\circ$	58	46	34
$40^0$	75	64	53

πίνακας 3-2 Συντελεστές Φέρουσας Ικανότητας κατά DIN 4017

Μορφή θεμελίου	$V_c (\varphi \neq 0)$	$V_c (\varphi = 0)$	$V_d$	$V_b$
Λωρίδα	1,0	1,0	1,0	1,0
Ορθογώνιο	$(V_d * N_d - 1) / (N_d - 1)$	$1 + 0.2 * b/a$	$1 + b/a * (\sin \varphi)$	$1 - (0.3) * b/a$
Τετράγωνο ή κύκλος	$(V_d * N_d - 1) / (N_d - 1)$	1.2	$1 + \sin \varphi$	0.7

πίνακας 3-3 Συντελεστές μορφής κατά DIN 4017

**3.1.3 Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας για έκκεντρη ή/και λοξή φόρτιση DIN 4017.**

Ανάλογα με το είδος των φορτίων που μεταφέρονται από την ανωδομή στη βάση ενός θεμελίου, η φόρτιση του θεμελίου χαρακτηρίζεται (πίνακας 3-4):

Φόρτιση	V	H	M
Ορθή	$V \neq 0$	$H = 0$	$M = 0$
Λοξή	$V \neq 0$	$H \neq 0$	$M = 0$
Έκκεντρη	$V \neq 0$	$H = 0$	$M \neq 0$
Έκκεντρη και λοξή	$V \neq 0$	$H \neq 0$	$M \neq 0$

πίνακας 3-4 Είδη φόρτισης θεμελίου

Στην περίπτωση έκκεντρης φόρτισης, η εκκεντρότητα  $e$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$e = M / V$$

όπου:

$M$  : Η συνισταμένη ροπή που δρα στη βάση του θεμελίου

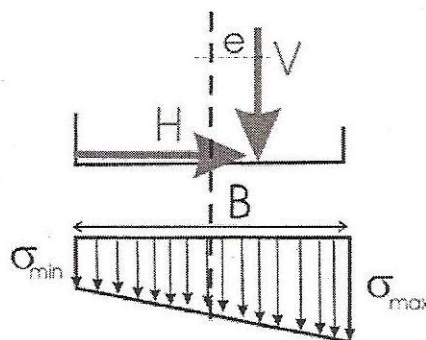
$V$  : Η συνισταμένη των κατακόρυφων φορτίων που δρουν στη βάση του θεμελίου

Για την κατανομή των τάσεων στη βάση ενός ορθογώνιου πεδίου διαστάσεων  $B \times L$  υπό έκκεντρη φόρτιση, ισχύουν τα ακόλουθα:

- Η μέση τάση στη βάση του πεδίου είναι:  $\sigma = V / B \cdot L$
- Με την παραδοχή γραμμικής κατανομής των τάσεων και για μικρή εκκεντρότητα, δηλαδή  $0 \leq e \leq B/6$ , οι τάσεις στη βάση του πεδίου έχουν τραπεζοειδή μορφή (Σχήμα 3-4) με:

$$\sigma_{\max} = \sigma \cdot (1 + 6 \cdot e / B) \text{ και}$$

$$\sigma_{\min} = \sigma \cdot (1 - 6 \cdot e / B) \geq 0$$



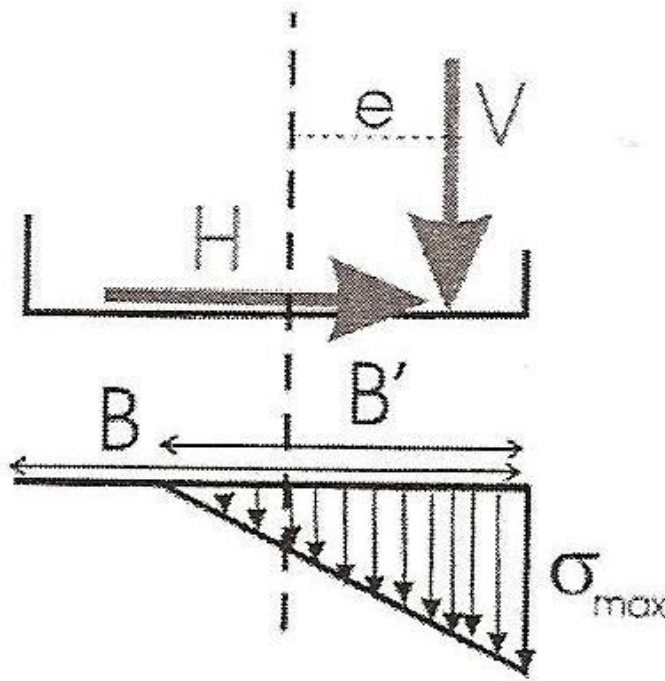
Σχήμα 3-4 Κατανομή πιέσεων επαφής για μικρή εκκεντρότητα  $e < B/6$

- Με την παραδοχή γραμμικής κατανομής των τάσεων και για μεγάλη εκκεντρότητα, δηλαδή  $B/6 \leq e \leq B/2$ , οι τάσεις στη βάση του πέδιλου έχουν τριγωνική μορφή (Σχήμα 3-5) με:

$$\sigma_{\max} = 2 * \sigma * B / B'$$

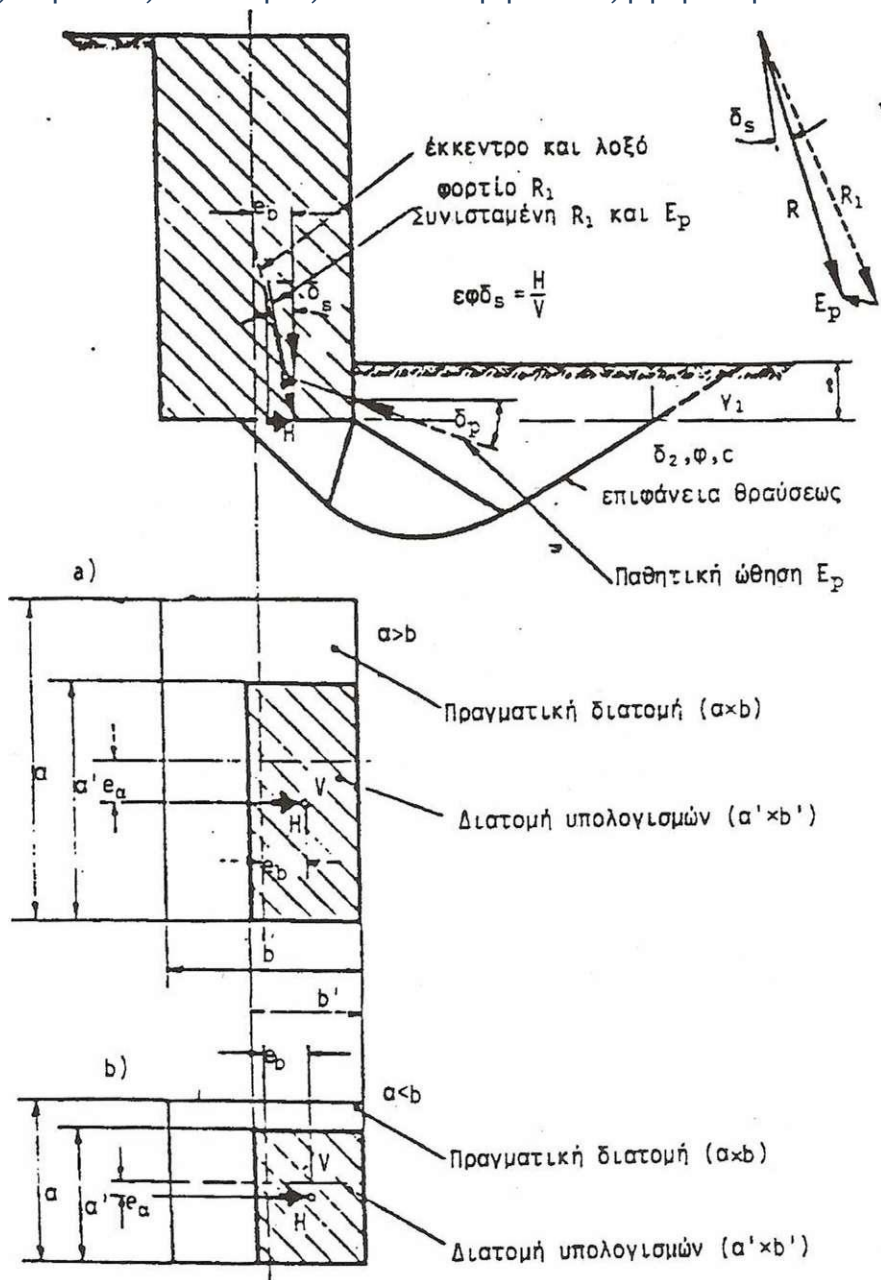
όπου  $B' < B$  το μήκος στο οποίο εκτείνεται το τριγωνικό διάγραμμα και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$B' = 3 * ( B / 2 - e )$$



Σχήμα 3-5 Γραμμική κατανομή τάσεων για μεγάλη εκκεντρότητα ( $B/6 < e, B/3$ )

Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας υπό έκκεντρο και λοξό φόρτιση κατά DIN 4017



Σχήμα 3-6 Μηχανισμός θραύσεως και βασικές παραδοχές κατά DIN 4017, για έκκεντρο και λοξό φορτίο προς τη μικρότερη πλευρά  $b$

Παραδοχή: το έδαφος θεμελίωσης είναι ομοιογενές

Κατά DIN 4017(1979), η κατακόρυφη συνιστώσα  $V_b$  του έκκεντρου και υπό κλίση φορτίου θραύσεως του εδάφους θεμελίωσης ορθογωνικού θεμελίου διαστάσεων  $a \times b$ , δίνεται από την σχέση:

$$V_b = \sigma_{of} \cdot (a' \cdot b')$$

με

$$\sigma_{of} = c \cdot N_c \cdot k_c \cdot v'_c + Y_1 \cdot d \cdot N_d \cdot K_d \cdot v'_d + Y_2 \cdot b \cdot N_b \cdot K_b \cdot v'_b$$

όπου

$\sigma_{of}$ : μέση οριακή κατακόρυφη τάση θραύσης επί της ενεργής επιφάνειας  $A'=a'x'b'$  του θεμελίου

$a', b'$ : μειωμένες λόγω εκκεντρότητας διαστάσεις της διατομής υπολογισμών του θεμελίου, που υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$a'=a-2*e_a, b'=b-2*e_b$$

$e_a, e_b$ : εκκεντρότητα της συνισταμένης φόρτισης κατά τη

διεύθυνση των πλευρών  $a$  και  $b$  αντίστοιχα

$c$ : η συνοχή της εδαφικής στρώσης κάτω από τη στάθμη

θεμελίωσης

$N_c, N_d, N_b$ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$  του εδάφους κάτω από το επίπεδο εδράσεως του θεμελίου (στάθμη θεμελίωσης).

$v'_c, v'_d, v'_b$ : συντελεστές μορφής εξαρτώμενοι από τη μορφή της ενεργής επιφάνειας του θεμελίου

$\gamma_1$ : το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω από τη στάθμη

θεμελίωσης,

$\gamma_2$ : το ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,

$d$ : το βάθος θεμελίωσης

$K_c, K_d, K_b$ : συντελεστές εξαρτώμενοι από τη γωνία κλίσεως  $\delta_s$  της τελικής συνισταμένης φόρτισης  $R$  ως προς την κατακόρυφο, καθώς και από τη φύση του υπεδάφους.

Επίσης ορίζονται:

$H, V$ : οι συνιστώσες του πραγματικού φορτίου  $R$  που ασκείται έκκεντρα και υπό κλίση επί του θεμελίου

$n$ : συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως (καταρχήν άγνωστος αλλά προσδιορισμός)

$H_b, V_b$ : οι συνιστώσες της δύναμης θραύσεως, για τις οποίες ισχύουν οι σχέσεις:

$$H_b = \eta * H, \quad V_b = n * v$$

Οι συντελεστές  $K_c, K_d, K_b$  υπολογίζονται ανάλογα με τη διεύθυνση του οριζόντιου φορτίου ως εξής:

- Οριζόντιο φορτίο παράλληλο προς τη μικρότερη πλευρά  $b'$

Καθαρώς μη συνεκτικά εδάφη ( $\phi \neq 0, c=0$ )



$$K_d = (1 - 0,7 \cdot \tan \delta_s)^3, \quad K_b = (1 - \tan \delta_s)^3$$

Καθαρώς συνεκτικά εδάφη ( $\varphi_u=0, c_u \neq 0$ )

$$K_C = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{H_b}{A'} \cdot C_u\right)}, \quad K_d = K_b = 1$$

Η επιφάνεια  $A'$  θα πρέπει να επιλεγεί έτσι ώστε :  $H_b/(A' \cdot C_u) \leq 1$

Εδάφη με  $\varphi \neq 0, c \neq 0$

$$K_c = K_d - (1 - K_d) / (N_d - 1), \quad K_d = (1 - 0,7 \cdot (H_b / (V_b + A' \cdot c / \tan \varphi)))^3,$$

### 3.1.4 Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας υπό έκκεντρη και λοξή φόρτιση κατά Meyerhof.

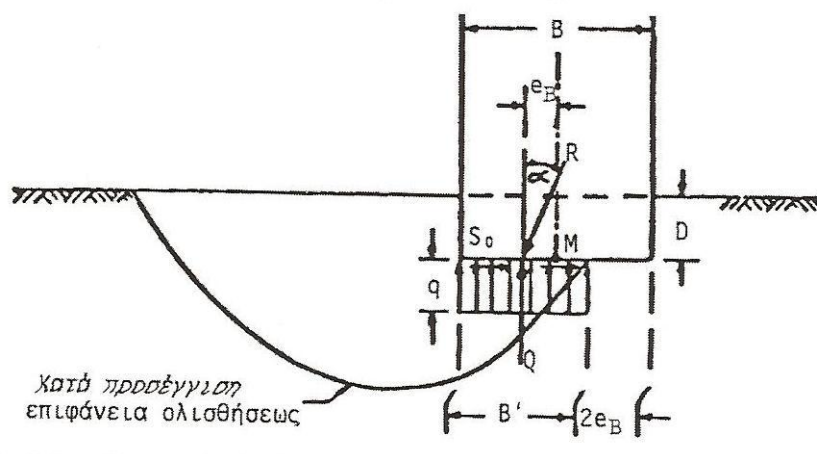
α) Οριζόντιο φορτίο παράλληλο προς τη μικρότερη πλευρά  $b'$ .

$$K_b = (1 - (H_b / (V_b + A' * (c / \tan \phi)))^3$$

β) Οριζόντιο φορτίο παράλληλο προς τη μεγαλύτερη πλευρά  $a'$

Γενικά οι συντελεστές  $K_c$ ,  $K_d$ ,  $K_b$  είναι ίδιοι με αυτούς της περιπτώσεως (α) εκτός από την περίπτωση όπου  $\phi \neq 0$ , οπότε (Σχήμα 3-7):

$$K_d = K_b = 1 - (H_b / (V_b + A' * (c / \tan \phi)))$$



Σχήμα 3-7 Μηχανισμός θραύσης για έκκεντρο κεκλιμένο φορτίο κατά Meyerhof

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

$$q_u = S_c * d_c * i_c * c * N_c + S_q * d_q * i_q * \gamma_1 * D * N_q + 0,5 * S_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * \gamma_2 * B' * N_\gamma$$

Βασικές παραδοχές και επεξηγήσεις συμβόλων:

Φόρτιση: Κεντρική ή έκκεντρη 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  $B'$  όσο και την  $L'$

Θεμέλιο: Ορθογωνικό  $B \times L$ , όπου  $B \leq L$ .

Έδαφος: Ομοιογενές.

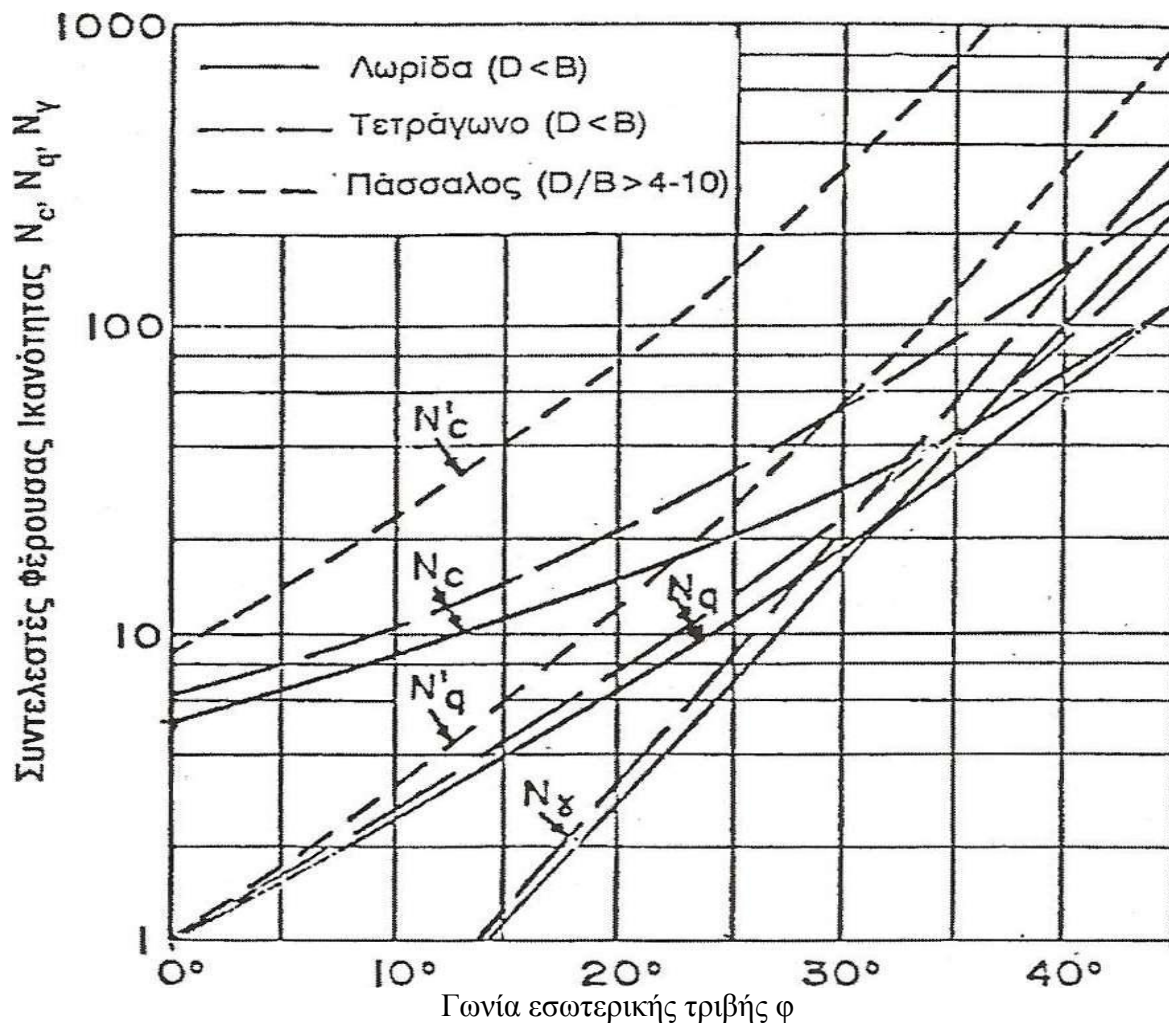
$\gamma_1$  : το ειδικό βάρος του εδάφους πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης,

$\gamma_2$  : το ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης,

$D$  : το βάθος θεμελίωσης

$c$  : η συνοχή της εδαφικής στρώσης κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης

$N_c, N_q, N_\gamma$ : Συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$  του εδάφους κάτω από το επίπεδο εδράσεως του θεμελίου (στάθμη θεμελίωσης). Οι τιμές των συντελεστών δίνονται από τον Πίνακα (πίνακας 3-5) ή το Σχήμα 3-8 που ακολουθούν.



Σχήμα 3-8 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof

ΛΥΣΕΙΣ ΑΒΑΘΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

$\varphi^\circ$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\varphi^\circ$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,10	1,00	0,00	26	22,25	11,85	8,00
2	5,63	1,20	0,01	28	25,80	14,72	11,19
4	6,19	1,43	0,04	30	30,14	18,40	15,67
6	6,81	1,72	0,11	32	35,49	23,18	22,02
8	7,53	2,06	0,21	34	42,16	29,44	31,15
10	8,34	2,47	0,37	36	50,59	37,75	44,43
12	9,28	2,97	0,60	38	61,35	48,93	64,08
14	10,37	3,59	0,92	40	75,32	64,20	93,69
16	11,63	4,34	1,37	42	93,71	85,38	139,32
18	13,10	5,26	2,00	44	118,37	115,31	211,41
20	14,83	6,40	2,87	46	152,10	158,51	329,74
22	16,88	7,82	4,07	48	199,27	222,31	526,47
24	19,32	9,60	5,72	50	266,89	319,07	873,89

πίνακας 3-5 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof για λωριδωτό πέδιλο

$B'$  : Μειωμένο πλάτος θεμελίωσης κατά τη διεύθυνση της εκκεντρότητας  $B$  κατά τη σχέση:  
 $B' = B - 2 \cdot e_B$ , όπου  $e_B = \Sigma MMB / \Sigma v$  (2.39)

Για εκκεντρότητα κατά τη διεύθυνση  $L$  ισχύει αντίστοιχα:

$$L' = L - 2 \cdot e_L, \text{ όπου } e_L = \Sigma MML / \Sigma v$$

$S_c, S_q, S_\gamma$  : Συντελεστές μορφής που δίνονται από τις σχέσεις:

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot N_\varphi \cdot B/L$$

$$S_q = S_\gamma = 1, \text{ για } \varphi = 0^\circ$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \cdot N_\varphi \cdot B/L, \text{ για } \varphi > 10^\circ$$

Όπου  $N\varphi = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$   $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$ : Συντελεστές βάθους που δίνονται από τις σχέσεις:

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{N\varphi} \cdot D/B$$

$$d_q = d_\gamma = 1, \text{ για } \varphi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{N\varphi} \cdot D/B \text{ για } \varphi > 0$$

Όπου  $N\varphi = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$

$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$ : Συντελεστές λοξότητας φορτίου που δίνονται από τις σχέσεις:

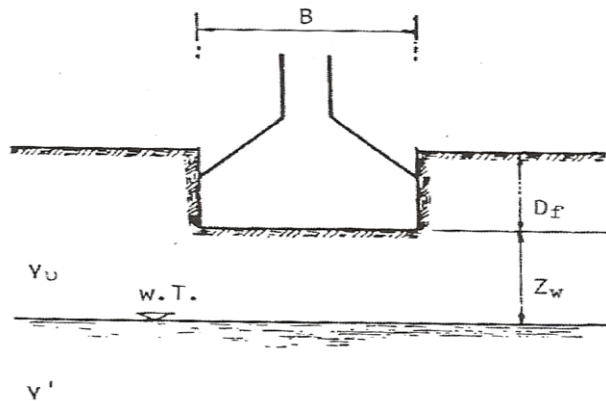
$$i_c = i_q = (1 - a/900)^2,$$

$$i_\gamma = (1 - a/\varphi)^2$$

Επιρροή της στάθμης των υπογείων υδάτων.

Η στάθμη των υπογείων υδάτων επηρεάζει αφενός μεν άμεσα την ενεργό πίεση από γαίες, αφετέρου δε μπορεί να επηρεάσει και τις παραμέτρους αντοχής του υπεδάφους. Για αυτό στα προβλήματα φέρουσας ικανότητας θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πιθανή ανώτατη στάθμη των υπογείων υδάτων.

Το ενεργό φαινόμενο βάρος των γαιών κάτω από τη στάθμη της θεμελίωσης είναι άμεσα συνδεδεμένο με την τιμή του τρίτου όρου του τριώνυμου τύπου που εκφράζει τη φέρουσα ικανότητα των πέδιλων.



Σχήμα 3-9

Για διάφορες περιπτώσεις στάθμης υπογείων υδάτων σε σχέση με τη στάθμη θεμελίωσης η τιμή του  $\gamma_2$  θα πρέπει να λαμβάνεται κατά τον Meyerhof (1963):

- Για Σ.Υ.Ο μεταξύ στάθμης φυσικού εδάφους και στάθμης θεμελιώσεως, δηλαδή

Για  $Z_w \leq 0$  είναι  $\gamma_2 = \gamma'$

- Για Σ.Υ.Ο μεταξύ στάθμης θεμελιώσεως και βάθους  $D_f + B$ , δηλαδή για

$0 < z_w < B$  είναι  $\gamma_2 = \gamma_u + (z_w/B) * (\gamma_u - \gamma')$

- Για Σ.Υ.Ο σε βάθος μεγαλύτερο του βάθους  $D_f + B$ , δηλαδή

για  $Z_w \geq B$  είναι  $\gamma_2 = \gamma_u$

όπου:

$\gamma_2$ : το ειδικό βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης

$D_f$ : το βάθος θεμελίωσης

$B$ : το πλάτος του πέδιλου

$\gamma'$ : το φαινόμενο βάρος υπό άνωση (ενεργό) του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης

$\gamma_u$ : το φαινόμενο βάρος υγρό του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης για την πιθανή ελάχιστη τιμή φυσικής υγρασίας

### 3.1.5 Συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσεως

Για λόγους ασφαλείας ενδείκνυται πάντοτε να υπάρχει κάποιο περιθώριο μεταξύ των τάσεων, που επιβάλλονται κατά την φόρτιση του εδάφους μέσω μιας θεμελίωσης, και της οριακής αντοχής του εδάφους.

Έτσι, η έννοια του συντελεστή ασφαλείας ορίζεται ως εξής: Οι τάσεις που προκαλούνται στο έδαφος από συγκεκριμένη φόρτιση δεν πρέπει να υπερβαίνουν την επιτρεπόμενη φόρτιση  $q_{επ}$  του εδαφικού υλικού, η οποία υπολογίζεται διαιρώντας την οριακή φόρτιση που προκύπτει για το συγκεκριμένο πέδιλο και σύστημα φορτίσεως, με κάποιο συντελεστή ασφαλείας  $F_s$ . Δηλαδή:

$$q \leq q_{επ} = q_u / F_s$$

ή αντίστοιχα:

$$V \leq V_{επ} = V_u / F_s$$

όπου:

$V$  : κατακόρυφο φορτίο λειτουργίας εκ της ανωδομής

$V_u$  : κατακόρυφη συνιστώσα της οριακής φέρουσας ικανότητα

Κατά την επιλογή του συντελεστή ασφαλείας έναντι θραύσεως συνεκτιμάται, εκτός του εδαφικού υλικού, η ευαισθησία και σημασία της ανωδομής καθώς επίσης και οι συνέπειες τυχόν αστοχίας του συστήματος έδαφος-ανωδομή.

Συνήθεις τιμές του συντελεστή ασφαλείας επιφανειακών θεμελιώσεων κατά Vesic (1975) δίνονται (πίνακας 3-6) :

Είδος έργου	Γνώση των γεωτεχνικών συνθηκών	
	Καλή	Περιορισμένη
Δομικά έργα*	2	3
Οδικές γέφυρες*	2,5	3,5
Σιδηροδρομικές γέφυρες*	3	4
Τοίχοι αντιστήριξης	1.3	1,5
Επιχώματα	1,5	2

\*Για προσωρινά έργα οι τιμές μπορούν να απομειωθούν κατά 25% με ελάχιστο όμως συντελεστή ασφαλείας 2.

πίνακας 3-6

Συντελεστές ασφαλείας έναντι θραύσης κατά Vesic

### 3.2 Έλεγχος καθιζήσεων (άκαμπτων πέδινων, πεδילוδοκών και κοιτοστρώσεων).

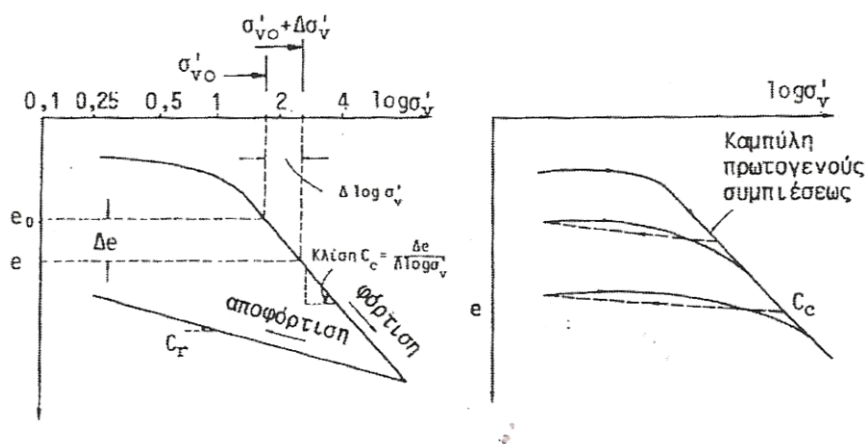
#### 3.2.1 Η έννοια της καθίζησης.

Με τον όρο καθίζηση εννοούμε την κατακόρυφη παραμόρφωση που πραγματοποιείται σε ένα εδαφικό στρώμα λόγω της επιβολής μιας φορτίσεως.

Έτσι, το πρόβλημα των καθιζήσεων αφορά στην πρόβλεψη (εκτίμηση) των κατακόρυφων παραμορφώσεων από τις προβλεπόμενες φορτίσεις και σχετίζεται άμεσα με τη συμπεστικότητα του υπεδάφους.

#### 3.2.2 Εκτίμηση καθιζήσεων σε συνεκτικά υλικά. Μέθοδος του συμπιεσομέτρου κατά Terzaghi.

Η μέθοδος αρχικά προτάθηκε για την εκτίμηση της καθιζήσεως ενός λεπτού στρώματος κορεσμένης αργίλου. Χρησιμοποιείται όμως και για περιπτώσεις αργιλικών στρωμάτων μεγάλου πάχους, τα οποία όμως χωρίζουμε σε περισσότερα λεπτά στρώματα μικρού πάχους. Κατά τον Terzaghi, η καθίζηση με παραμέτρους που λήφθηκαν υπό συνθήκες συμπιεσομέτρου  $p_{0d}$  θεωρείται ίση με την ολική καθίζηση  $\rho_{\tau}$ .



Σχήμα 3-10 Δείκτες συμπεστικότητας  $C_c$  και  $C_r$

Για τις κανονικά φορτισμένες αργίλους NC, η καθίζηση  $S_{0di}$  λόγω στερεοποίησης, που οφείλεται στην επιβολή του μόνιμου εξωτερικού φορτίου, δίνεται από τη σχέση (Σχήμα 3-10):

$$S_{0di} = C_c \cdot h_i / (1 + e_0) \cdot \log [ (\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{zi}) / \sigma'_{v0i} ]$$



Όπου

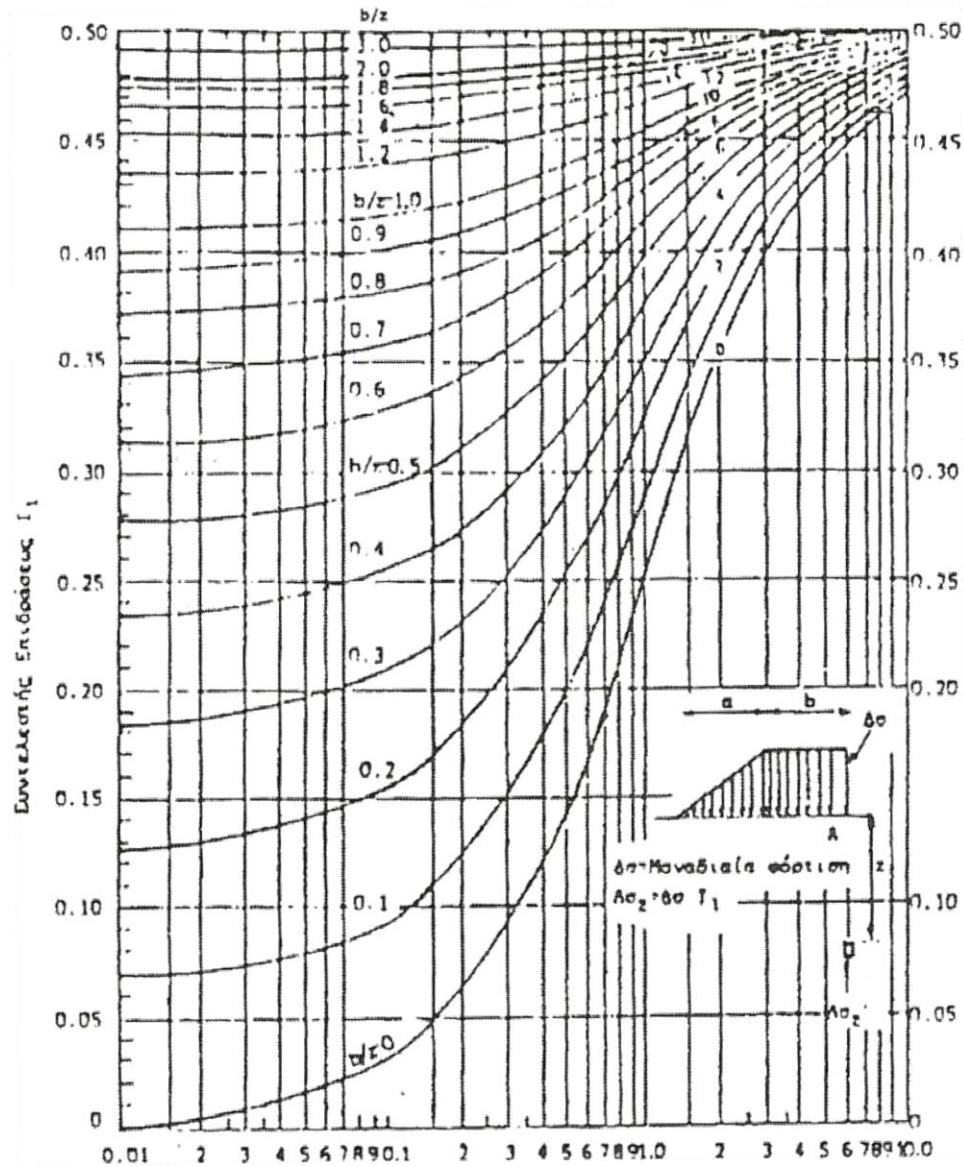
$C_c$  : δείκτης συμπιεστότητας της αργίλου, που προκύπτει από δοκιμές στερεοποίησης,

$h_i$  : το πάχος της στρώσεως  $i$ .

$e_0$  : αρχικός δείκτης πόρων της στρώσεως.

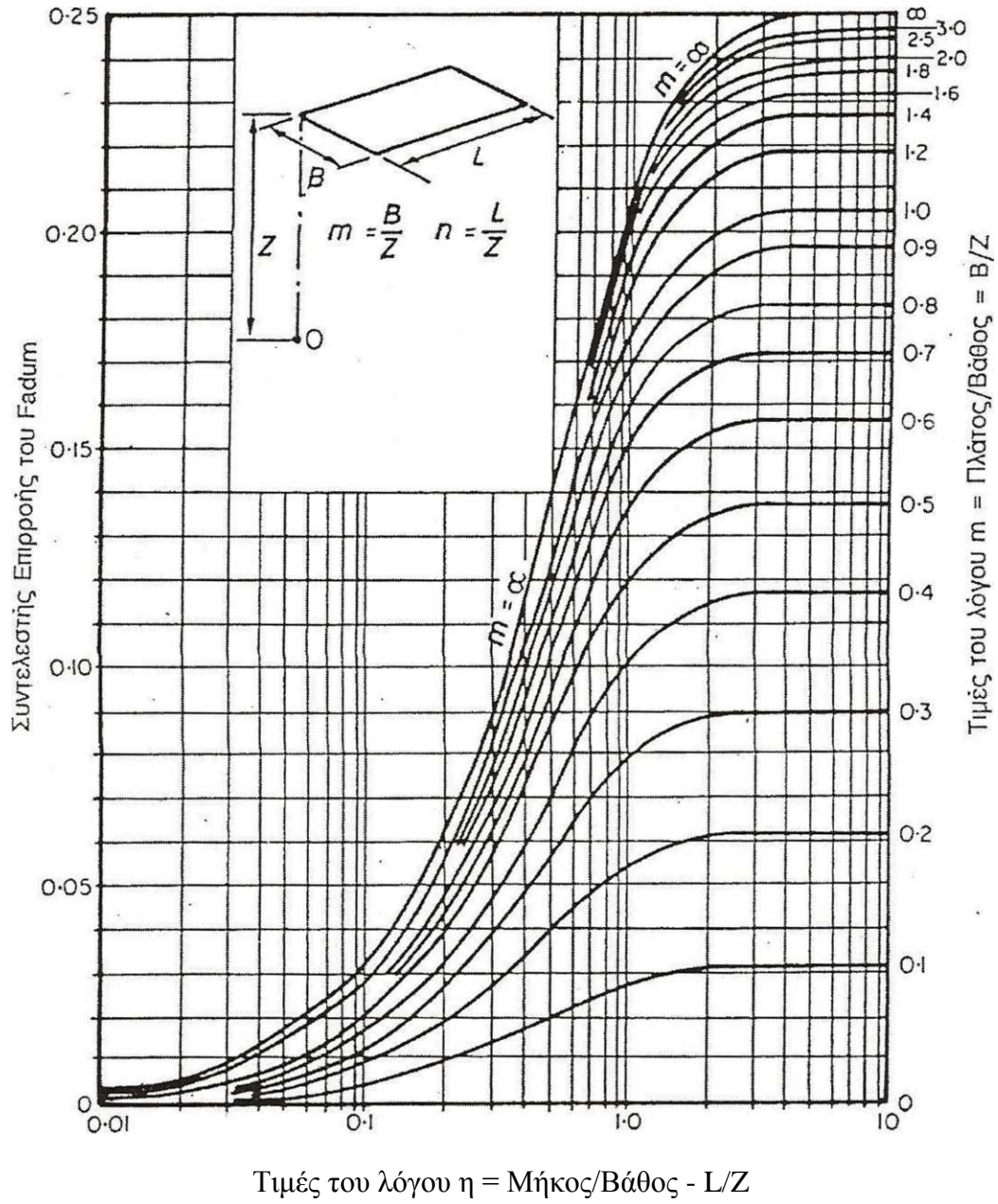
$\sigma_{\text{voil}}$  : η ενεργός γεωστατική πίεση στο μέσον της στρώσεως.

$\Delta\sigma_{zi}$  : πρόσθετη κατανεμημένη τάση λόγω του εξωτερικού φορτίου στο μέσον της στρώσεως  $i$ , η οποία υπολογίζεται από το νομογράφημα του Fadum (Σχήμα 3-11) για ομοιόμορφα φορτισμένη ορθογωνική επιφάνεια και από το νομογράφημα του Osterberg (Σχήμα 3-12) για τραπεζοειδή απειρομήκη λωριδωτή φόρτιση



Σχήμα 3-11

Νομογράφημα του Osterberg (1957) για τον προσδιορισμό των πρόσθετων τάσεων κάτω από τα σημεία επιχώματος τραπεζοειδούς διατομής



Σχήμα 3-12

Νομογράφημα του Fadum για τον προσδιορισμό των πρόσθετων τάσεων κάτω από γωνιακό σημείο ορθογωνικής επιφάνειας με ομοιόμορφο φορτίο

Για τις προ-φορτισμένες αργίλους, η καθίζηση  $S_{odi}$  λόγω στερεοποίησης, που οφείλεται στην επιβολή του μόνιμου εξωτερικού φορτίου, υπολογίζεται ως εξής:

- Αν είναι:  $\Delta\sigma_{zi} < \Delta\sigma'_{pi}$ , ισχύει:

$$S_{odi} = C_r * h_i / (1+e_0) * \log [(\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{zi}) / \sigma'_{v0i}]$$

- Αν είναι:  $\Delta\sigma_{zi} > \Delta\sigma'_{pi}$ , ισχύει:

$$S_{odi} = C_r * h_i / (1+e_0) * \log [(\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma'_{pi}) / \sigma'_{v0i}] + \\ + C_c * h_i / (1+e_0) * \log [(\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{zi}) / (\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma'_{pi})]$$

Όπου

$C_r$  : δείκτης συμπίεστικότητας της αργίλου σε επαναφόρτιση.

$\Delta\sigma'_{pi}$  : πρόσθετη κατανεμημένη τάση λόγω της προφορτίσεως στο μέσον της στρώσεως  $i$ .

### 3.2.3 Εκτίμηση καθιζήσεων σε μη συνεκτικά υλικά κατά DIN 4019(KANY).

Οι Γερμανικοί κανονισμοί συνιστούν τον υπολογισμό της καθιζήσεως κάτω από «χαρακτηριστικό» σημείο της επιφάνειας φορτίσεως, την οποία τελικά θεωρούν ως μέση καθίζηση του άκαμπτου θεμελίου.

Η καθίζηση  $S$  για ορθογωνικό πέδιλο υπολογίζεται από τη σχέση:

$$S = (q * B / E_s) * f_{(s,0)}$$

Όπου

$q$  : πρόσθετη κατανεμημένη τάση στην στάθμη θεμελίωσης μετά την επιβολή του μόνιμου εξωτερικού φορτίου, για την οποία ισχύει:

$$q = p - \gamma * t$$

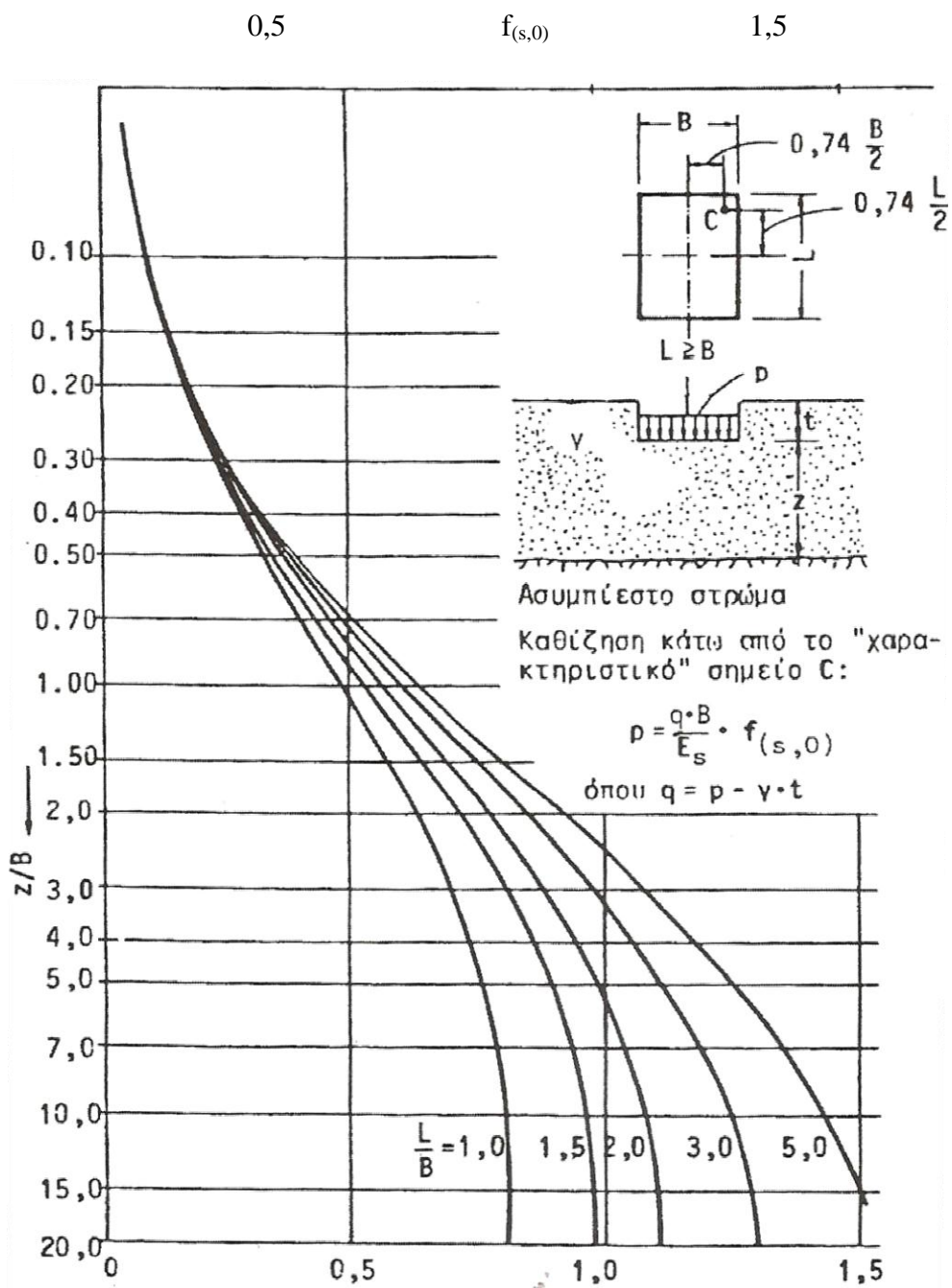
$p$  : κατανεμημένη τάση στην στάθμη θεμελίωσης λόγω του μόνιμου εξωτερικού φορτίου

$\gamma * t$ : ενεργή τάση των υπερκείμενων γαιών στην στάθμη θεμελίωσης

$B$  : πλάτος του θεμελίου (διαστάσεων  $B \times L$ , με  $B \leq L$ )

$E_s$  : Μέτρο συμπίεστότητας της εδαφικής στρώσης. Στην περίπτωση υπολογισμού των καθιζήσεων μετά την βελτιώση του εδάφους με προφόρτιση, η τιμή του  $E_s$  λαμβάνεται προσαυξημένη κατά 20÷40%

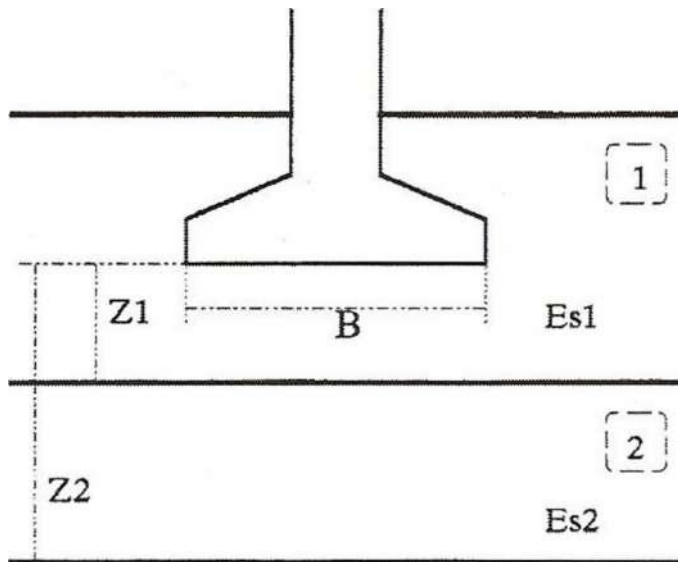
$f_{(s,0)}$ : συντελεστής που εξαρτάται από τις διαστάσεις  $B \times L$  του θεμελίου και το βάθος  $z$  κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης στο οποίο εκτείνεται το αμμώδες στρώμα. Ο συντελεστής προσδιορίζεται από το νομογράφημα που ακολουθεί (Σχήμα 3-13).



Σχήμα 3-13 Καθίζηση υπό το χαρακτηριστικό σημείο εύκαμπτης ορθογωνικής επιφανείας φορτίσεως, κατά DIN 4019 (KANY)

Η προηγούμενη σχέση δίνει την καθίζηση για εδαφική στρώση μέσα στην οποία εδράζεται το θεμέλιο.

Στην περίπτωση υπολογισμού της καθίζησης σε αμμώδη εδαφική στρώση που βρίσκεται κάτω από την στρώση στην οποία εδράζεται το θεμέλιο, όπως για παράδειγμα η στρώση 2 στο ακόλουθο σχήμα, τότε εφαρμόζουμε την αρχή της επαλληλίας (Σχήμα 3-14).



Σχήμα 3-14 Υπολογισμός καθιζήσεων στην υποκείμενη στρώση 2 με την αρχή της επαλληλίας

Έτσι,

$$S_2 = (q \cdot B / E_{s2}) * (f_{s2} - f_{s1})$$

Όπου:

Οί συντελεστές  $f_{s2}$  και  $f_{s1}$  προέκυψαν ως συνάρτηση αντίστοιχα των  $(B, L, Z_1)$  και  $(B, L, Z_2)$ .

### 3.2.4 Επιτρεπόμενες καθιζήσεις. Κριτήρια Skempton – McDonald.

Γενικά με τον όρο επιτρεπόμενη καθίζηση ενός έργου χαρακτηρίζουμε την καθίζηση που μπορεί να πραγματοποιηθεί, χωρίς να επηρεασθεί δυσμενώς η στατική λειτουργία καθώς και η εν γένει λειτουργικότητα του έργου.

Είναι γενική διαπίστωση από παρατηρήσεις καθιζήσεων ότι οι κατασκευές υποφέρουν περισσότερο από τις διαφορικές καθιζήσεις και στροφές, παρά από σχετικά υψηλές ομοιόμορφες καθιζήσεις.

Επίσης έχει παρατηρηθεί ότι όσο πιο αργά εξελίσσεται η καθίζηση τόσο μεγαλύτερο μέγεθος καθιζήσεως μπορεί να αναλάβει μια κατασκευή χωρίς βλάβη, λόγω του φαινομένου του ερπυσμού για την κατασκευή. Γι' αυτό και τα κριτήρια στις άμμους, όπου η καθίζηση επιτελείται πρακτικά άμεσα, είναι πιο αυστηρά από αυτά για αργίλους.

Από παρατηρήσεις καθιζήσεων σε κτίρια, στα οποία δεν παρατηρήθηκε βλάβη της στατικής τους λειτουργίας, οι Skempton - McDonald (1956) συσχέτισαν τη γωνιακή στροφή με τη μέγιστη και τη διαφορική καθίζηση. Έτσι έδωσαν τον ακόλουθο Πίνακα (πίνακας 3-7) ανεκτών καθιζήσεων για κτιριακά έργα.

Γωνιακή στροφή	Μεμονωμένα Πέδιλα	Γενικές καταστρώσεις
Γωνιακή στροφή	1/300	1/300
Μέγιστη καθίζηση:		
Αργίλοι	3 in	3 - 5 in
Άμμοι	2 in	2 - 3 in
Μέγιστη διαφορική καθίζηση:		
Αργίλοι	1,75 in	
Άμμοι	1,25 in	

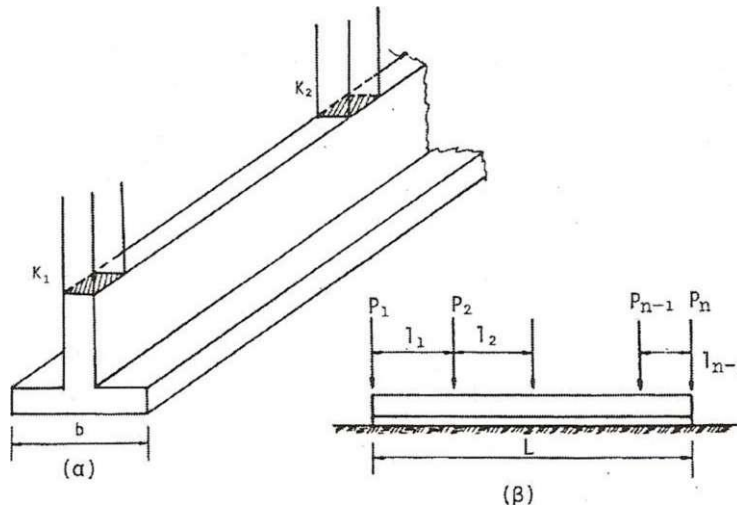
πίνακας 3-7 Ανεκτές καθιζήσεις κατά Skempton - McDonald

Τα παραπάνω όρια εξασφαλίζουν κυρίως την ασφάλεια του φέροντος οργανισμού. Εφόσον όμως είναι επιθυμητή η αποφυγή κάθε μικρορηγματώσεως σε τοίχους πληρώσεως, τότε η γωνιακή στροφή θα πρέπει να είναι μικρότερη από 1/500. Παρατηρείται ότι οι προτάσεις των Skempton - McDonald είναι αξιόπιστες κυρίως για παισιωτές κατασκευές και όχι για κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία.

### 3.3 Υπολογισμός πεδιλοδοκών.

#### 3.3.1 Η έννοια της πεδιλοδοκού.

Η πεδιλοδοκός είναι η απλούστερη μορφή ομαδικής θεμελίωσης υποστυλωμάτων μέσω ενός κοινού θεμελίου. Οι πεδιλοδοκοί έχουν μορφή ανεστραμμένης πλακοδοκού και μεταβιβάζουν το άθροισμα των φορτίων που φέρουν μέσω της επιφάνειας του πέλματος τους στο έδαφος θεμελίωσης. Με τη σύνδεση αυτή των υποστυλωμάτων προκύπτουν διαφορικές καθιζήσεις που είναι συνήθως μικρές, κατά κανόνα δε ανεκτές.



Σχήμα 3-15 (α) Προοπτικό σχήμα (β) κατά μήκος όψη θεμελίωσης με πεδιλοδοκό

Η θεμελίωση μπορεί να γίνει με πεδιλοδοκούς ή κοιτόστρωση (μέθοδοι ομαδικής θεμελίωσης) στην περίπτωση όπου είναι επιθυμητή η συνεργασία μεταξύ των πέδινων ή όταν:

- το ποσοστό κάλυψης των μεμονωμένων πέδινων είναι σημαντικό ποσοστό της επιφάνειας βάσης της κατασκευής (π.χ. >50%),
- η αναμενόμενη συνολική καθίζηση των πέδινων είναι αρκετά μεγάλη, οπότε και η διαφορική καθίζηση μπορεί να είναι υψηλή,
- η κατασκευή είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη σε διαφορικές καθιζήσεις ή μεταφέρει σημαντικές ροπές στη θεμελίωση.

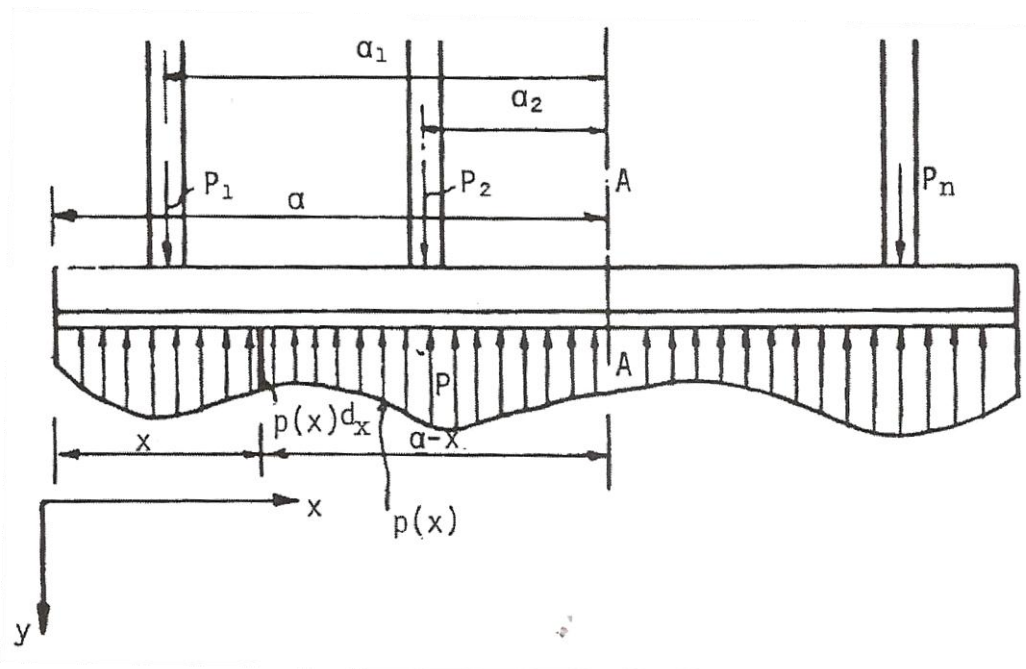


### 3.3.2 Μέθοδοι υπολογισμού πεδילוδοκών.

Η πεδילוδοκός φέρει φορτία από την ανωδομή και δέχεται από το έδαφος αντιδράσεις, οι οποίες γενικά δεν είναι ομοιόμορφα κατανομημένες.

Γνωρίζοντας την συνάρτηση κατανομής  $P=P(x)$  των αντιδράσεων από το έδαφος είναι δυνατός ο έλεγχος ικανοποίησης των κατασκευαστικών απαιτήσεων για την θεμελίωση με πεδילוδοκό:

- Οι απόλυτες και διαφορικές καθιζήσεις που προκύπτουν από τις εδαφικές αντιδράσεις  $P=P(x)$  πρέπει να είναι ανεκτές.
- Να υπάρχει ασφάλεια έναντι θραύσεως του εδάφους.
- Η πεδילוδοκός, ως φορέας, φορτιζόμενη από τα φορτία  $P_1, P_2, \dots, P_n$  της ανωδομής και από τη συνεχή αντίδραση του εδάφους  $P=P(x)$  πρέπει να επαρκεί σε κάμψη και διάτμηση κατά τη διαμήκη έννοια.
- Κατά την εγκάρσια έννοια, η πλάκα της πεδילוδοκού, που φορτίζεται ως πρόβολος από τις αντιδράσεις του εδάφους, πρέπει να επαρκεί σε κάμψη και διάτμηση.



Σχήμα 3-16 Σκαρίφημα κατανομής  $p=p(x)$  αντιδράσεων από το έδαφος με πεδילוδοκό

Η συνάρτηση  $P=P(x)$  εξαρτάται γενικά:

- από τη συμπιεστότητα του εδάφους και την ακαμψία της πεδιλοδοκού και της ανωδομής,
- από τις διαστάσεις κατόψεως της πεδιλοδοκού, και
- από το μέγεθος των φορτίων  $P_1, P_2, \dots, P_n$

Οι θεωρίες που διατυπώθηκαν για τον υπολογισμό πεδιλοδοκών διαχωρίζονται σε:

- Απλές μέθοδοι, όπου η κατανομή των τάσεων εκτιμάται εμπειρικά, αγνοώντας την επιρροή του σύνθετου συστήματος «έδαφος-πεδιλοδοκός-ανωδομή» στην συνάρτηση  $P=P(x)$  ή και λαμβάνεται αυθαίρετα ως γραμμική. Τέτοιες μέθοδοι είναι οι:
- Ακριβέστερες μέθοδοι, όπου λαμβάνεται υπόψη σε μικρότερο ή μεγαλύτερο βαθμό ακριβείας τόσο η ενδοτικότητα του εδάφους όσο και η σχέση της με την ακαμψία της ανωδομής. Σε αυτές τις μεθόδους περιλαμβάνονται οι:
  - Μέθοδοι βάσει εδαφικού προσομοιώματος κατά Winkler
  - Μέθοδοι βάσει εδαφικού προσομοιώματος ελαστικού ισότροπου ημιχώρου

3.3.3 Υπολογισμός πεδילוδοκού βάσει εδαφικού προσομοιώματος κατά Winkler

ι. Προσομοίωμα ιδεώδους εδάφους Winkler.

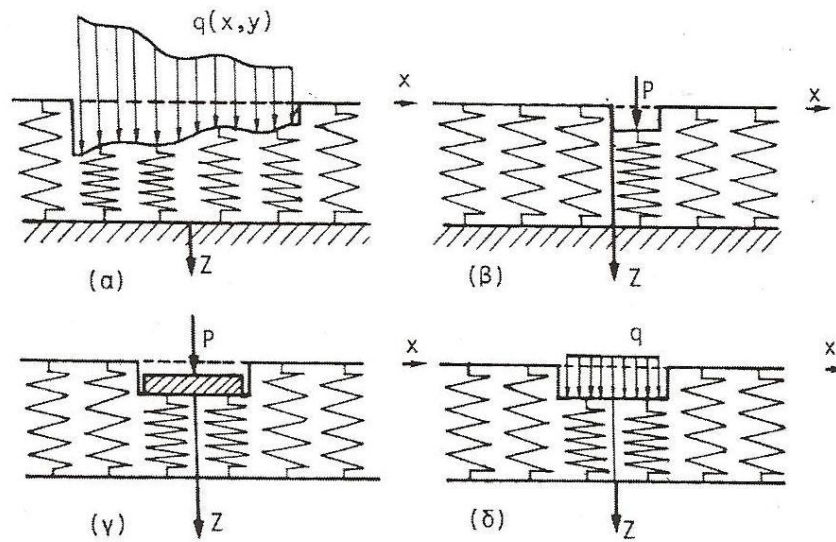
Αποτελεί το απλούστερο θεωρητικό προσομοίωμα κατά το οποίο το έδαφος υποτίθεται ότι αποτελείται από πλήθος ανεξάρτητων ελατηρίων. Η καθίζηση  $s$  της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους, που φορτίζεται σε τμήμα της από ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση  $q$ , δίνεται από τη σχέση:

$$s = q / K$$

όπου  $K$  (ή  $C$ ) ο δείκτης εδάφους.

Το προσομοίωμα Winkler είναι μονοπαραμετρικό (δείκτης εδάφους  $K$ ) και έχει το πλεονέκτημα της ευχερέστερης μαθηματικής επεξεργασίας των προβλημάτων αλληλεπίδρασης. Παρουσιάζει όμως το μειονέκτημα ότι δεν προσεγγίζει με ρεαλιστικό τρόπο τη συσχέτιση πιέσεων-παραμορφώσεων για πολλούς τύπους εδαφών, διότι προϋποθέτει ανεξάρτητη βύθιση των ελατηρίων, που ισοδυναμεί με μη μετάδοση διατμητικών τάσεων κατά την κατακόρυφη επιφάνεια των γειτονικών εδαφικών στοιχείων.

Ενδεικτικά στο σχήμα που ακολουθεί φαίνονται οι βυθίσεις της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους που φορτίζεται υπό διάφορες συνθήκες κατά το προσομοίωμα ιδεώδους εδάφους Winkler



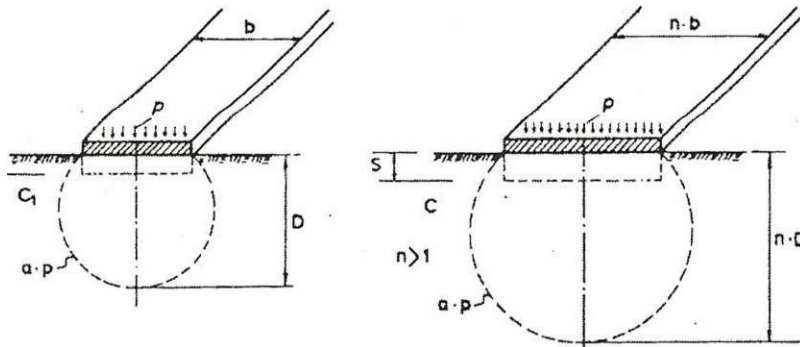
(α) Ανομοιόμορφη φόρτιση εύκαμπτης επιφάνειας (β) Συγκεντρωμένο φορτίο  
(γ) Κεντρική φόρτιση άκαμπτης επιφάνειας (δ) Ομοιόμορφη φόρτιση εύκαμπτης επιφάνειας

Σχήμα 3-17 Προσομοίωμα ιδεώδους εδάφους Winkler

ii. Εκτίμηση του δείκτη εδάφους  $K$  (βάσει αποτελεσμάτων δοκιμαστικής φορτίσεως πλάκας, κατά Terzaghi).

Ο δείκτης εδάφους  $C$  για έδαφος που φορτίζεται από μελετώμενο θεμέλιο μπορεί να προσδιορισθεί έμμεσα με τύπο αναγωγής από τον δείκτη εδάφους  $C_b$ .

Ο δείκτης εδάφους  $C_b$  υπολογίζεται με δοκιμαστική φόρτιση στον τόπο του έργου από τετραγωνική πλάκα πλευράς  $b$  και είναι χαρακτηριστικός για το έδαφος αυτό όταν φορτίζεται από αυτή την πλάκα. Ο Terzaghi (1955) πρότεινε την εφαρμογή της παραπάνω μεθόδου με διαστάσεις δοκιμαστικής πλάκας  $1 \times 1 \text{ ft}^2$ , δηλαδή  $0,305 \times 0,305 \text{ m}^2$ , και έδωσε τύπους αναγωγής διαφορετικούς για τις περιπτώσεις αμμώδους και συνεκτικού εδάφους καθώς και πειραματικά στοιχεία για την αριθμητική τιμή του δείκτη εδάφους για διάφορους τύπους εδαφών.



Σχήμα 3-18 Θεωρητική βάση εκτιμήσεως του δείκτη εδάφους κατά Terzaghi

Ο δείκτης εδάφους  $C$  για ορθογωνική πλάκα θεμελίου  $L \times b$  συναρτήσκει του δείκτη εδάφους  $C_{b30}$ , που προσδιορίζεται πειραματικά με δοκιμαστική πλάκα  $1 \times 1 \text{ ft}^2$  ( $0,305 \times 0,305 \text{ m}^2$ ), ο Terzaghi δίνει τις ακόλουθες σχέσεις:

- Σε συνεκτικά εδάφη

Για την περίπτωση λωρίδας πλάτους  $b$  και μήκους  $L$  είναι:

$$C = C_{b30} * (1 / (3,3 * b)) * ((m + 0,5) / (1,5 * m))$$

Όπου

$m = L/B$  και  $b$  το πλάτος της λωρίδας σε  $m$ .

Για την περίπτωση λωρίδας πλάτους  $b$  και μήκους  $L$  πολύ μεγαλύτερου του πλάτους-περίπτωση πολύ συνηθισμένη για πεδילוδοκούς-είναι:

$$C = C_{b30} * (1 / (5 * b))$$

όπου  $b$  το πλάτος της λωρίδας σε  $m$ .

$C_{b30}$  = ο δείκτης εδάφους για τετραγωνική πλάκα  $b = 0,305 \text{ m}$  όπως δίνεται στον πίνακα 3-8.

Συνεκτικά εδάφη	Ημιστερεά	Σκληρά	Πολύ σκληρά
Αντοχή $q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1 έως 2	2 έως 4	>4
Ακραίες τιμές	1,6 έως 3,2	3,2 έως 6,4	>6,4
Προτινόμενες τιμές	2,4	4,8	9,6*
Μεγαλύτερες τιμές μόνο κατόπιν πειράματος			

πίνακας 3-8 Τιμές  $C_{b30}$  συνεκτικών εδαφών σε kg/cm<sup>3</sup>

Σε αμμώδη (μη συνεκτικά) εδάφη

Για την περίπτωση λωρίδας πλάτους  $b$  είναι :

$$C = C_{b30} * ((b + 0.305)/2*b)$$

Όπου  $b$  το πλάτος της λωρίδας σε m.

$C_{b30}$  = ο δείκτης εδάφους για τετραγωνική πλάκα  $b=0,305m$  όπως δίνεται (πίνακας 3-9)

Αμμώδη εδάφη	Σχετική πυκνότητα άμμου		
	χαλαρή	Μέσης πυκνότητας	Πυκνή
Τιμή $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1,3	1,6	1,9
Ακραίες τιμές ξηρής ή υγρής άμμου	0,64 έως 1,92	1,92 έως 9,6	9,6 έως 32,0
Προτεινόμενες τιμές	1,3	4,2	16
Εντός ύδατος	0,8	2,6	9,6

πίνακας 3-9 Τιμές  $C_{b30}$  αμμοδών εδαφών σε kg/cm<sup>3</sup>

### 3.3.4 Κριτήριο ακαμψίας Hetengi.

Σύμφωνα με το κριτήριο ακαμψίας Hetengi εκτιμάται ο αδιάστατον αριθμός  $\beta \times l$  ( $\beta = \sqrt[4]{\frac{c_b \times b}{4 \times E_b \times J}}$ )

Όπου:

b: το πλάτος έδρασης της πεδιλοδοκού

l: το μήκος της πεδιλοδοκού

$c_b$ : ο δείκτης εδάφους (που αντιστοιχεί στις διαστάσεις  $b \times l$  της πεδιλοδοκού)

$E_b$ : το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της πεδιλοδοκού

L: η ροπή αδράνειας της πεδιλοδοκού

Εφόσον:

i)  $\beta \times l < \pi/4 = 0,785$  η πεδιλοδοκός θεωρείται άκαμπτη (για στατική επίλυση βλέπε 3.3.5)

ii)  $\pi/4 = 0,785 < \beta \times l < \pi=3,14$  η πεδιλοδοκός θεωρείται μετρίων εύκαμπτη (για την επίλυση της απαιτείται πρόγραμμα H/Y ή χρήση πινάκων E. Παναγιωτουνάκου)

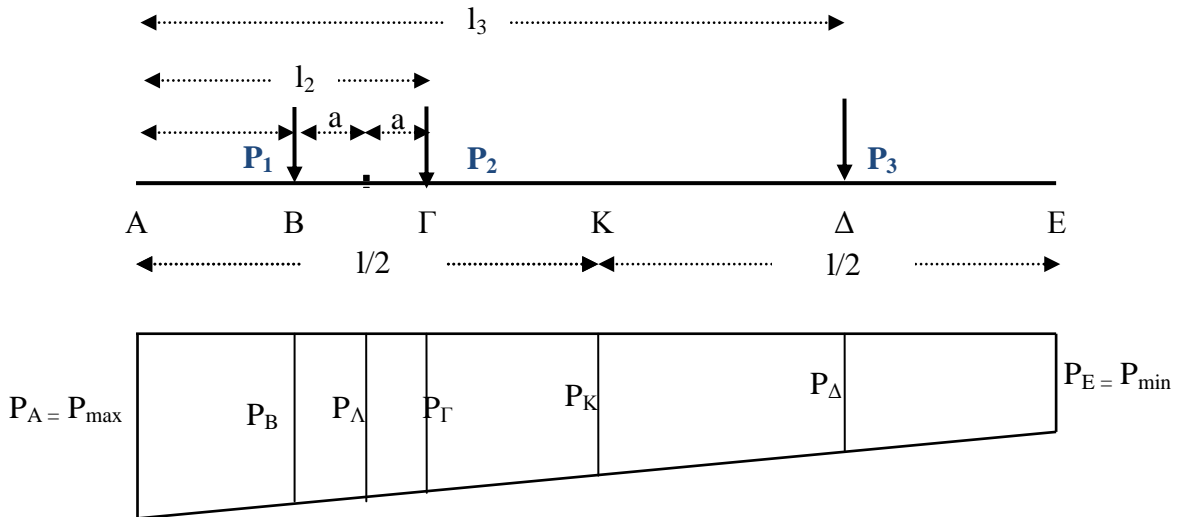
iii)  $\beta \times l > \pi=3,14$  ( ή ακόμα καλύτερα  $>5$ ) η πεδιλοδοκός θεωρείται τελείως εύκαμπτη (απειρομήκης για την στατική επίλυση βλέπε 3.3.6)

3.3.5 Επίλυση άκαμπτης πεδילוδοκού.

Στην άκαμπτη πεδילוδοκό το διάγραμμα των εδαφικών αντιδράσεων είναι γραμμικό.

Έτσι για την άκαμπτη πεδילוδοκό (Σχήμα 3-19) εκτιμάται κατ' αρχήν η εκκεντρότητα  $e_k$  ως εξής:

$$|e_k| = \left| \frac{l}{2} - \frac{\Sigma M_A}{\Sigma V} \right| = \left| \frac{l}{2} - \frac{P_1 l_1 + P_2 l_2 + P_3 l_3}{P_1 + P_2 + P_3} \right|$$



Σχήμα 3-19 Επίλυση άκαμπτης πεδילוδοκού

Στην παραπάνω περίπτωση (Σχήμα 3-19):  $l/2 > \Sigma M_A/V$  οπότε:

$$P_{\max} = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{l} \times \left(1 + \frac{\sigma_{ek}}{l}\right) = P_A$$

$$P_{\min} = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{l} \times \left(1 - \frac{\sigma_{ek}}{l}\right) = P_E$$

και με γραμμική παρεμβολή εκτιμώνται και οι ενδιάμεσες τιμές  $P_B$ ,  $P_\Lambda$ ,  $P_\Gamma$ ,  $P_K$  και  $P_\Delta$ , οπότε τα εντατικά μεγέθη  $M$ ,  $Q$  προσδιορίζονται ως εξής:

- Σημείο B

$$Q_B = \frac{P_A + P_B}{2} \times (AB)$$

$$M_B = Q_B \times \frac{(A\Lambda)}{3} \times 2 \frac{P_A + P_B}{P_A + P_B}$$

- Σημείο Λ (μέσο της απόστασης (BΓ))

$$Q_\Lambda = \frac{P_A + P_B}{2} \times (A\Lambda) - P_1$$

$$M_\Lambda = Q_\Lambda \times \frac{(A\Lambda)}{3} \times 2 \frac{P_A + P_B}{P_A + P_B} - P_1 a = Q_\Lambda \times \frac{(A\Lambda)}{3} \times 2 \frac{P_A + P_B}{P_A + P_B} - P_1 \frac{(B\Gamma)}{2}$$

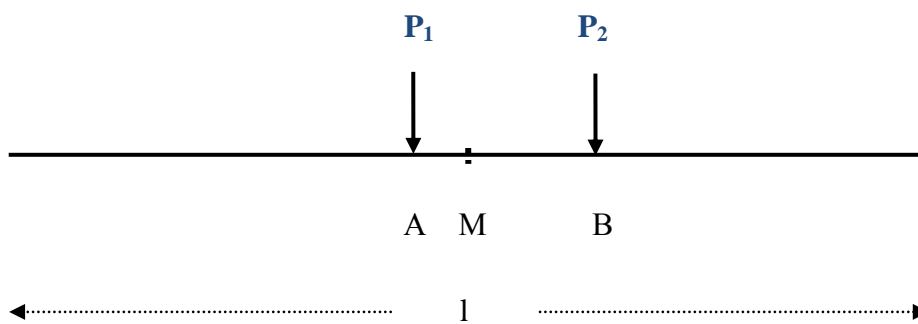
3.3.6 Επίλυση τελείων ευκαμψίας (απειρομήκους) πεδίου.

Στην περίπτωση πρακτικώς απειρομήκους πεδילוδοκού η επίλυση Hetenyi παρέχει, για κάθε σημείο  $i$ , την βύθιση  $y_i$  (βέλος της ακαμψίας) την ροπή κάμψης  $M_i$ , και την τέμνουσα  $Q_i$ , ως επάλληλα των επι μέρους φορτίων, από τις παρακάτω σχέσεις (βλέπε και Σχήμα 3-20)

$$Y_i = \sum P_j \zeta_{1j} \frac{\beta}{2 x c_b x b}$$

$$M_i = \sum P_j \zeta_{2j} \frac{1}{4b}$$

$$Q_i = \sum P_j \zeta_{3j} \frac{1}{2}$$



Σχήμα 3-20 Επίλυση απειρομήκους πεδילוδοκού,

Όπου:

$C_b$ : ο δείκτης εδάφους που αντιστοιχεί στο πλάτος  $b$  τις πεδילוδοκού  $\beta = \sqrt[4]{\frac{c_b X b}{4 x E_b x J}}$

$\zeta_{1j}$ : συντελεστής βύθισης διατομής  $i$  συναρτήσει του γινομένου  $\beta x_{ij}$ , όπου  $x_{ij}$  η απόσταση της διατομής  $i$  από τη θέση του φορτίου  $j$ .

$\zeta_{2j}, \zeta_{3j}$ : συντελεστές ροπών κάμψεως και τέμνουσών αντιστοίχως της διατομής  $i$  συναρτήσει του γινομένου  $\beta x_{ij}$ , όπου  $x_{ij}$  η απόσταση της διατομής  $i$  από τη θέση του φορτίου  $j$ .



Οι συντελεστές  $\zeta_{1j}, \zeta_{2j}, \zeta_{3j}$  παρέχονται συναρτήσει του γινομένου  $\beta x_j$ , από τον Πίνακα

(πίνακας 3-10)

$\beta x$	$\zeta_1$	$\zeta_2$	$\zeta_3$	$\zeta_4$	$\beta x$	$\zeta_1$	$\zeta_2$	$\zeta_3$	$\zeta_4$
0.0	1.9000	1.0000	1.0000	0.00000	3.6	-0.03659	-0.01241	-0.0245	-0.01209
0.1	0.9907	0.8100	0.9004	0.0903	3.7	-0.03407	-0.00787	-0.0210	-0.01310
0.2	0.9651	0.6398	0.8024	0.1627	3.8	-0.03138	-0.00401	-0.0177	-0.01369
0.3	0.9267	0.4888	0.7078	0.2189	3.9	-0.02862	-0.00077	-0.0147	-0.01392
0.4	0.8784	0.3564	0.6174	0.2610	4.0	-0.02583	-0.00189	-0.1197	-0.01386
0.5	0.8251	0.2415	0.5323	0.2908	4.1	-0.02309	-0.00403	-0.00955	-0.01356
0.6	0.7628	0.1431	0.4530	0.3099	4.2	-0.02042	-0.00572	-0.00735	-0.01307
0.7	0.6997	-0.0599	0.3798	0.3199	4.3	-0.01787	-0.00699	-0.00545	-0.01243
0.8	0.6354	-0.0093	0.3130	0.3223	4.4	-0.01546	-0.00791	-0.00380	-0.01168
0.9	0.5712	-0.0657	0.2528	0.3185	4.5	-0.01320	-0.00852	-0.00235	-0.01086
1.0	0.5083	-0.1108	0.1988	0.3096	4.6	-0.01112	-0.00886	-0.00110	-0.00999
1.1	0.4476	-0.1457	0.1510	0.2967	4.7	-0.00921	-0.00898	-0.0002	-0.00909
1.2	0.3899	-0.1716	0.1092	0.2807	4.8	-0.00748	-0.00892	-0.0007	-0.00820
1.3	0.3355	-0.1897	0.0729	0.2626	4.9	-0.00593	-0.00870	-0.0009	-0.00732
1.4	0.2849	-0.2011	0.0419	0.2430	5.0	-0.00455	-0.00837	-0.0020	-0.00646
1.5	0.2384	-0.2068	0.0158	0.2226	5.1	-0.00334	-0.00795	-0.00235	-0.00564
1.6	0.1959	-0.2077	-0.0059	0.2018	5.2	-0.00229	-0.00746	-0.00260	-0.00487
1.7	0.1575	-0.2047	-0.0236	0.1812	5.3	-0.00139	-0.00692	-0.00275	-0.00415
1.8	0.1234	-0.1985	-0.0376	0.1010	5.4	-0.00063	-0.00636	-0.0029	-0.00349
1.9	0.0932	-0.1899	-0.0484	0.1415	5.5	-0.00001	-0.00578	-0.0029	-0.00288
2.0	0.0667	-0.1794	-0.0564	0.1231	5.6	-0.00053	0.00520	-0.0029	-0.00233
2.1	0.0439	-0.1675	-0.0618	0.1057	5.7	-0.00095	0.00464	-0.0028	-0.00184
2.2	0.0244	-0.1548	-0.0652	0.0896	5.8	-0.00127	0.00409	0.0027	-0.00141
2.3	0.0080	-0.1416	-0.0668	0.0748	5.9	0.00152	0.00356	0.00255	-0.00102
2.4	-0.0056	-0.1282	-0.0669	0.0613	6.0	0.00169	0.00307	0.0024	-0.00069
2.5	-0.0166	-0.1149	-0.0658	0.0491	6.1	0.00180	0.00261	0.0022	-0.00041
2.6	-0.0254	-0.1019	-0.0636	0.0382	6.2	0.00185	0.00219	0.0020	-0.00017
2.7	-0.0320	-0.0895	-0.0608	0.0287	6.3	0.00187	0.00181	0.00185	0.00003
2.8	-0.0369	-0.0777	-0.0573	0.0204	6.4	0.00184	0.00146	0.00165	0.00019
2.9	-0.0403	-0.06666	-0.0535	0.01330	6.5	0.00179	0.00115	0.00150	0.00032
3.0	-0.04226	-0.0563	-0.0493	0.00703	6.6	0.00172	0.00087	0.0013	0.00042
3.1	-0.04314	-0.0468	-0.0450	0.00787	6.7	0.00162	0.00063	0.0012	0.00050
3.2	-0.04307	-0.03831	-0.0407	0.00238	6.8	0.00152	0.00042	0.00095	0.00055
3.3	-0.04224	-0.03060	-0.0364	0.00582	6.9	0.00141	0.00024	0.0008	0.00058
3.4	-0.04079	-0.02374	-0.0322	0.00853	7.0	0.00129	0.0009	0.0007	0.00060
3.5	-0.03887	-0.01769	-0.0283	0.01059					

πίνακας 3-10 Συντελεστές  $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3, \zeta_4$  απειρομήκουσ πεδילוδοκού

Έτσι για την διατομή A θα είναι:

$$x_{A-1}=0 \quad \longrightarrow \quad \beta x_{A-1}=0 \quad \longrightarrow \quad \zeta_{1A}^1 = \zeta_{2A}^1 = \zeta_{3A}^1 = 1$$

$$x_{A-2}=(AB) \quad \longrightarrow \quad \beta x_{A-2} = \beta x (AB) \quad \longrightarrow \quad \zeta_{1A}^2, \zeta_{2A}^2, \zeta_{3A}^2$$

$$y_A = (P_1 \times \zeta_{1A}^1 + P_2 \times \zeta_{1A}^2) \times \frac{\beta}{2 x c_b x b} = (P_1 \times 1 + P_2 \times \zeta_{1A}^2) \times \frac{\beta}{2 x c_b x b}$$

$$M_A = (P_1 \times \zeta_{2A}^1 + P_2 \times \zeta_{2A}^2) \times \frac{1}{4b} = (P_1 \times 1 + P_2 \times \zeta_{2A}^2) \times \frac{1}{4b}$$

$$Q_A = (P_1 \times \zeta_{3A}^1 + P_2 \times \zeta_{3A}^2) \times \frac{1}{2} = (P_1 \times \zeta_{3A}^1 + P_2 \times \zeta_{3A}^2) \times \frac{1}{2}$$

Ενώ για την διατομή Μ θα είναι:

$$x_{M-1}=(AM) \longrightarrow \beta x_{M-1}=\beta x (AM) \longrightarrow \zeta_{1M}^1, \zeta_{2M}^1, \zeta_{3M}^1$$

$$x_{M-2}=(MB) \longrightarrow \beta x_{M-2}=\beta x (MB) \longrightarrow \zeta_{1A}^2, \zeta_{2A}^2, \zeta_{3A}^2$$

και

$$y_M = (P_1 x \zeta_{1M}^1 + P_2 x \zeta_{1M}^2) x \frac{\beta}{2 x c_b x b}$$

$$M_M = (P_1 x \zeta_{2M}^1 + P_2 x \zeta_{2M}^2) x \frac{1}{4b}$$

$$Q_M = (P_1 x \zeta_{3M}^1 + P_2 x \zeta_{3M}^2) x \frac{1}{2}$$

Προφανώς σε κάθε σημείο ι η πίεση επαφής  $\sigma_i$  προκύπτει ως γινόμενο

$$y_i x c_b \text{ δηλαδή } = \sigma_i = c_b x y_i = \sum P_j \zeta_{1j} \frac{\beta}{2 x b}$$





---

## 4 ΛΥΣΕΙΣ ΒΑΘΕΙΑΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

---



#### 4.1 Αξονική φόρτιση πασσάλου.

##### Λειτουργία – τύποι – κριτήρια σχεδιασμού πασσάλων.

Πάσσαλος είναι ένα μεμονωμένο στοιχείο βαθιάς θεμελίωσης με σχετικά μικρή διάμετρο (ή πλευρά διατομής)  $B$  -συνήθως από 0,3m έως 1,50m και κατ' εξαίρεση μέχρι και 3,0m- και αρκετά υψηλό λόγο  $L/B$  όπου  $L$  το μήκος του, που μεταφέρει τα φορτία της ανωδομής στο έδαφος, με ασφάλεια τόσο έναντι «θραύσεως» όσο και έναντι υπερβολικών παραμορφώσεων (καθιζήσεων είτε και πλευρικών μετατοπίσεων).

Οι πάσσαλοι ως στοιχεία θεμελιώσεων χρησιμοποιούνται συνήθως στις εξής περιπτώσεις: όταν μαλακά εδάφη υπέρκεινται στιφρών, σε αποθέσεις μαλακών ή χαλαρών εδαφών μεγάλου πάχους, για μεταβίβαση στο έδαφος υψηλών φορτίων με ταυτόχρονο περιορισμό των καθιζήσεων, για την ανάληψη οριζοντίων φορτίων, κ.λ.π.

Ανάλογα με τον τρόπο μεταβίβασης των φορτίων στο έδαφος και τον τρόπο ανάπτυξης της αντοχής -οριακού φορτίου- του πασσάλου, τα συνήθη συστήματα λειτουργίας πασσάλων εδάφους χαρακτηρίζονται ως :

- α) πάσσαλοι αιχμής,
- β) πάσσαλοι τριβής και
- γ) πάσσαλοι αιχμής- τριβής.

#### 4.1.1 Τύποι πασσάλων.

Ανάλογα με τη μεθοδολογία κατασκευής τους, οι πάσσαλοι διακρίνονται σε δύο βασικές κατηγορίες:

α) Πάσσαλοι εκτοπίσεως

- Προκατασκευασμένοι-εμπηγνύομενοι: ξύλινοι, μεταλλικοί, οπλισμένου σκυροδέματος
- Επί τόπου κατασκευαζόμενοι (με έγχυση σκυροδέματος) με εκτόπιση εδαφικού υλικού π.χ. τύπου Franki, Vibro κ.λ.π.

β) Πάσσαλοι χωρίς εκτόπιση: με εκσκαφή και αφαίρεση του εδαφικού υλικού και επί τόπου κατασκευής τους με έγχυση σκυροδέματος π.χ. τύπου Benoto, Flight auger piles, κλ.

#### 4.1.2 Γενικά κριτήρια σχεδιασμού πασσάλων.

Κατά τον σχεδιασμό μιας βαθειάς θεμελίωσης πρέπει να εξασφαλίζονται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

α) να μην γίνεται υπέρβαση αυτής καθ' εαυτής της αντοχής του πασσάλου ως φέροντος στοιχείου.

β) να μην γίνεται υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του συστήματος πάσσαλος-έδαφος

γ) οι παραμορφώσεις (π.χ. καθιζήσεις) να είναι εντός των επιτρεπόμενων ορίων για την ασφάλεια της ανωδομής.



## 4.2 Φέρουσα ικανότητα πασσάλου σε αξονική κατακόρυφη φόρτιση.

Οριακό φορτίο (φορτίο θραύσεως) ενός μεμονωμένου κατακόρυφου πασσάλου υπό κατακόρυφη αξονική φόρτιση ορίζεται το θεωρητικό φορτίο που οδηγεί σε διατρητική αστοχία (θραύση) το έδαφος θεμελίωσης.

Η συμβατικά

Ως οριακό φορτίο ορίζεται το φορτίο για το οποίο:

α) η αναπτυσσόμενη καθίζηση φθάνει το μέγεθος  $0,10 \cdot B$  ( $B$  η διάμετρος ή πλευρά του πασσάλου)

β) Ειδικότερα κατά την επί τόπου δοκιμή στατικής φορτίσεως η ταχύτητα ανάπτυξης της καθίζησης υπερβαίνει κάποια όρια (ενδεικτικά 1 έως 5mm/sec).

Το οριακό φορτίο  $P_u$  (φορτίο θραύσεως) ενός μεμονωμένου κατακόρυφου πασσάλου υπό κατακόρυφη αξονική φόρτιση υπολογίζεται από την γενική σχέση:

$$P_u = Q_b + \sum Q_{si}$$

Το φορτίο που αναλαμβάνεται από την αντοχή της αιχμής του πασσάλου είναι:

$$Q_b = f_b \cdot A_b$$

ενώ το φορτίο που αναλαμβάνεται από την παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου λόγω τριβής με το έδαφος είναι:

$$Q_{si} = f_{si} \cdot A_{si}$$

όπου  $f_b$  : αντοχή σε θραύση της αιχμής του πασσάλου

$A_b$  : επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου

$f_{si}$  : οριακή τιμή πλευρικής τριβής

$A_{si}$ : παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου

Το φορτίο  $Q_{si}$  υπολογίζεται χωριστά για κάθε διακριτή εδαφική στρώση  $i$  από την οποία διέρχεται ή μέσα στην οποία ευρίσκεται ο πάσσαλος.

Γενικά οι πλέον διαδεδομένες μέθοδοι υπολογισμού του οριακού φορτίου πασσάλου είναι οι ακόλουθες:

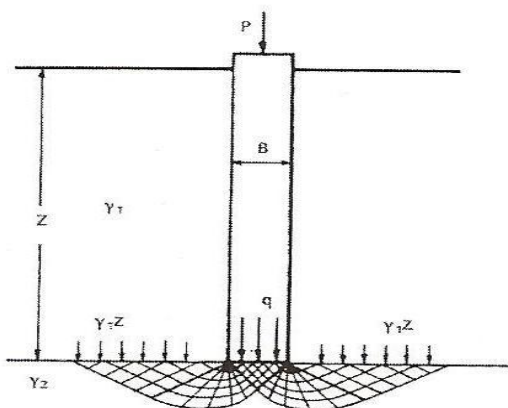
- Μέθοδοι που βασίζονται σε μετρηθείσες γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους με χρήση «Στατικών Τύπων» υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας.
- Εμπειρικές μέθοδοι που βασίζονται σε αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών (SPT, CPT, Πρεσσιομετρήσεις).
- Μέθοδοι που βασίζονται σε παρατηρήσεις κατά τη διείδυση με κρούση των πασσάλων (δυναμικοί τύποι).
- Μέθοδοι που βασίζονται στην εξίσωση της μετάδοσης κύματος κατά την κρούση για την έμπηξη πασσάλου.
- Μέθοδοι με τις οποίες αξιολογούνται δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων.

### 4.3 Υπολογισμός Φέρουσας Ικανότητας πασσάλου με Στατικούς Τύπους.

#### i. Υπολογισμός οριακού φορτίου αιχμής του πασσάλου κατά Terzaghi.

Πρόκειται για θεωρία σταθερών συντελεστών Φέρουσας Ικανότητας. Χρησιμοποιεί για τους πασσάλους την ίδια μορφή μηχανισμού θραύσεως (μορφή γενικής θραύσης) όπως και στην περίπτωση των αβαθών θεμελιώσεων. Έτσι κατά Terzaghi (Σχήμα 4-1):

- Η επιφάνεια ολισθήσεως είναι σύνθετη και αποτελείται από ευθύγραμμα και ακτινικά τμήματα
- Το έδαφος θεωρείται ως ιδεατώς πλαστικό υλικό και ακολουθεί τον νόμο Mohr-Coulomb.
- Η βάση του πασσάλου θεωρείται «τραχεία» με αποτέλεσμα η «σφήνα» κατά το μηχανισμό θραύσεως, να θεωρείται μέρος του πασσάλου.
- Το τμήμα του εδάφους πάνω από τη βάση του πασσάλου λαμβάνεται υπόψη μόνο ως επιφόρτιση. Δηλαδή αγνοείται η συνεισφορά του εδάφους πάνω από τη βάση στη διαμόρφωση των γραμμών ολισθήσεως.



Σχήμα 4-1 Μηχανισμός θραύσεως κατά Terzaghi

Σύμφωνα με προηγούμενα, η Φέρουσα Ικανότητα της αιχμής ενός πασσάλου ανά μονάδα επιφανείας δίνεται κατά Terzaghi:

Για κυκλικής διατομής πασσάλους με διάμετρο B:

$$q_u = 1,3 * c * N_c + \gamma_1 * z * N_q + 0,3 * \gamma_2 * B * N_\gamma$$

Για τετραγωνικής διατομής πασσάλους με πλευρά B:

$$q_u = 1,3 * c * N_c + \gamma_1 * z * N_q + 0,4 * \gamma_2 * B * N_\gamma$$

όπου

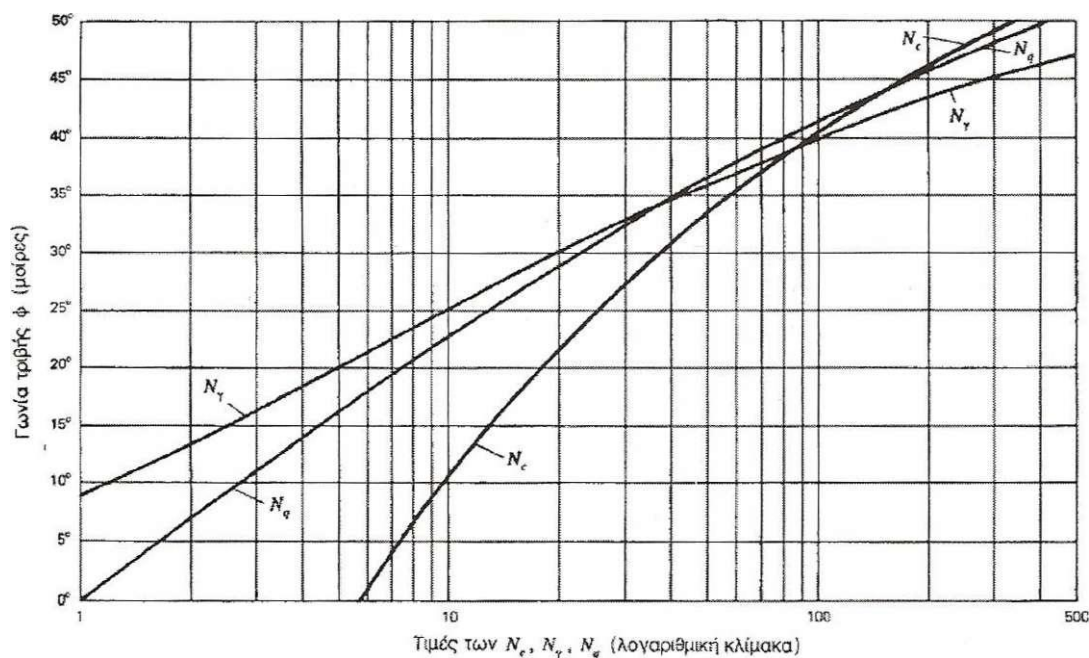
$\gamma_1 * z = \sigma_v'$  : η κατακόρυφος ενεργός τάση στην αιχμή του πασσάλου,

$c$  : η συνοχή της εδαφικής στρώσης στην αιχμή του πασσάλου. Σημειώνεται ότι ο τρίτος όρος του τριωνύμου της Φ.Ι., δηλαδή αυτός που αναφέρεται στο πλάτος του πασσάλου  $B$ , είναι πρακτικά αμελητέος και κατά τους υπολογισμούς της Φ.Ι. αγνοείται.

Οι συντελεστές Φ.Ι.  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  εξαρτώνται από την γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$  της εδαφικής στρώσης στην οποία βρίσκεται η αιχμή του πασσάλου. Οι τιμές τους λαμβάνονται από τον Πίνακα (πίνακας 4-1)98 ή το διάγραμμα (Σχήμα 4-2) που ακολουθούν

$\phi^{\circ}$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi^{\circ}$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,7	1	0	26	27,09	14,21	11,35
2	6,3	1,22	0,18	28	31,61	17,81	15,15
4	6,97	1,49	0,38	30	37,16	22,46	19,73
6	7,7	1,8	0,62	32	44,04	28,52	27,49
8	8,6	2,21	0,91	34	52,64	36,51	36,96
10	9,61	2,69	1,25	36	63,53	47,16	51,7
12	10,76	3,29	1,7	38	77,5	61,55	73,47
14	12,11	4,02	2,23	40	95,67	81,27	100,39
16	13,68	4,92	2,94	42	119,67	108,75	165,69
18	15,52	6,04	3,87	44	151,95	147,74	248,29
20	17,69	7,44	4,97	46	196,22	204,2	426,96
22	20,27	9,19	6,61	48	258,29	287,86	742,61
24	23,36	11,4	8,58	50	347,52	415,16	1153,15

πίνακας 4-1 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Terzaghi



Σχήμα 4-2 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Terzaghi

Ειδικά για την περίπτωση ταχείας (αστράγγιστης) φόρτισης πασσάλου εδραζόμενου σε άργιλο (οπότε  $\varphi=0^\circ$ ,  $C=C_u$ ), ο Terzaghi δίνει συντελεστές Φ.Ι.:  $N_c=5,7$ ,  $N_q=1$ ,  $N_\gamma=0$ . Οπότε η σχέση (2.71) γίνεται:

$$q_u = 6,68 \cdot C_u + \sigma_v$$

όπου

$C_u$  : αστράγγιστη διατμητική αντοχή αργίλου

$\sigma_v$  : ολική κατακόρυφη τάση στην αιχμή του πασσάλου

Επίσης στην περίπτωση φόρτισης πασσάλου που εδράζεται σε άμμο (μη συνεκτικό έδαφος, οπότε  $C=0$ ) και αγνοώντας τον τρίτο όρο που αφορά στο πλάτος του πασσάλου, η σχέση (2.71) γίνεται:

$$q_u = \sigma'_v \cdot N_q$$

όπου  $\sigma'_v$ : η κατακόρυφος ενεργός τάση στην αιχμή του πασσάλου.

Σε κάθε περίπτωση, για να αναπτυχθεί πλήρως η αντοχή  $Q_b$  της αιχμής του πασσάλου, θα πρέπει το μήκος διείσδυσης στο φέρων στρώμα του πασσάλου πλάτους ή διαμέτρου  $B$  να είναι:  
 $L_b \geq 3,5 \cdot B$

ii. Υπολογισμός αντοχής λόγω πλευρικών τριβών.

- Εδάφη συνεκτικά: Ταχεία βραχυχρόνια φόρτιση πασσάλου μέσα σε κορεσμένο αργιλικό έδαφος.

Στην περίπτωση αυτή, για την εκτίμηση της αντοχής του πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών χρησιμοποιείται η ανάλυση με αναφορά σε ολικές τάσεις η οποία συσχετίζει την οριακή τριβή  $f_s$  ανά μονάδα πλευρικής επιφάνειας του πασσάλου με την μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή  $C_u$  του περιβάλλοντος εδάφους ως εξής:

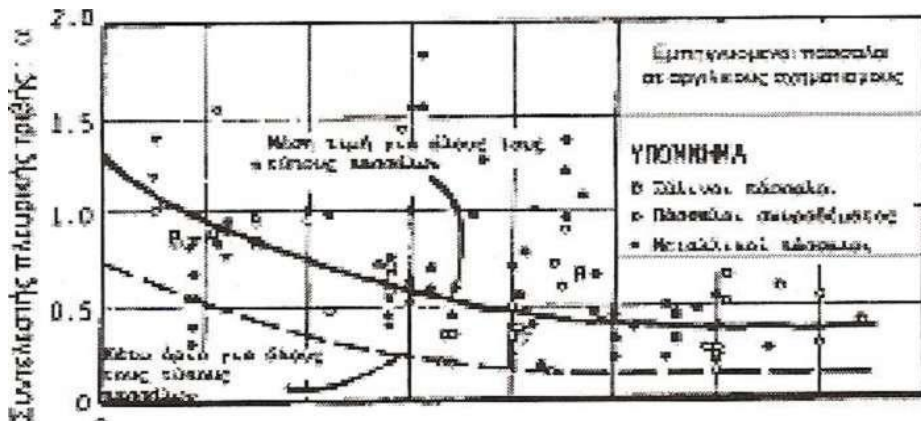
$$f_s = a * C_u$$

όπου  $a$  : συντελεστής συνάφειας μεταξύ πασσάλου και εδάφους.

Ο συντελεστής  $a$  εξαρτάται:

- από τον τύπο του περιβάλλοντος αργιλικού εδάφους (NC ή OC),
- το υλικό και τον τρόπο κατασκευής του πασσάλου και,
- τη γεωμετρία του πασσάλου.

Στην περίπτωση που το φέρων στρώμα είναι μαλακή, απροφόρτιστη (NC) άργιλος ( $C_u < 80 \text{ kN/m}^2$ ) οι τιμές του συντελεστή  $a$  κατά τον Tomlinson με βάση τα αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων σε εμπηγνόμενους πασσάλους δίνονται από το διάγραμμα (Σχήμα 4-3):

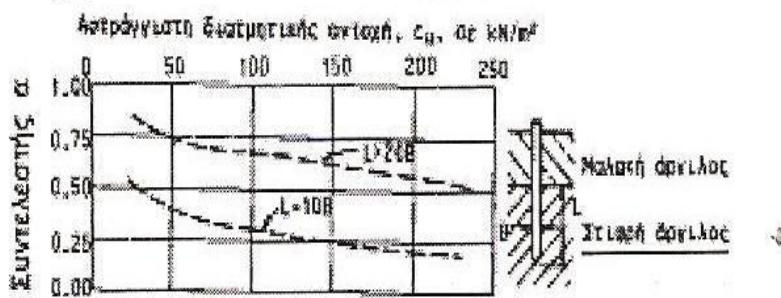


Αστράγγιστη διατμητική αντοχή :  $C_u$  (KPa)

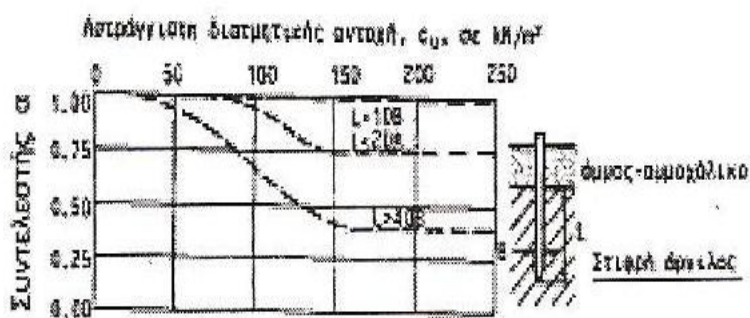
Σχήμα 4-3

Συντελεστής συνάφειας για εμπηγνόμενους πασσάλους σε μαλακή άργιλο

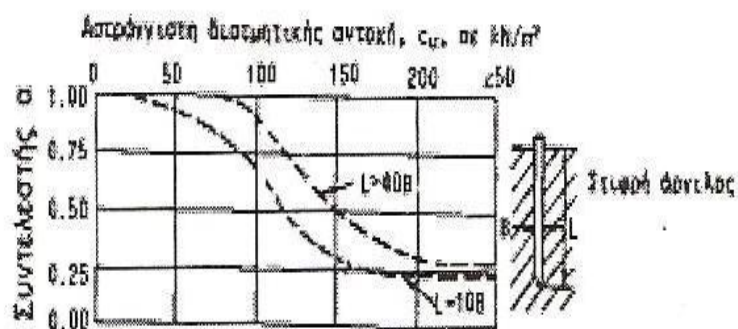
Στην περίπτωση που το φέρον στρώμα είναι σφιρή έως σκληρή, προστερεοποιημένη (OC) άργιλος ( $C_v=50-250 \text{ KN/m}^2$ ) οι τιμές του συντελεστή  $\alpha$  κατά τον Tomlinson για εμπηγνόμενους πασσάλους δίνονται από τα διαγράμματα (Σχήμα 4-4, [α] [β] [γ])



[α]



[β]



[γ]

Σχήμα 4-4

Συντελεστής συνάφειας για εμπηγνόμενους πασσάλους σε σφιρή άργιλο

Για την εκτίμηση της πλευρικής τριβής πασσάλων εκσκαφής δεν διατίθεται ικανοποιητικός αριθμός πληροφοριών, όπως στην περίπτωση των εμπηγνόμενων πασσάλων. Οι Weltman και Healy συγκρίνοντας τις προκύπτουσες τιμές του συντελεστή συνάφειας από πασσάλους εκσκαφής  $a_b$  με τις αντίστοιχες για εμπηγνόμενους πασσάλους  $a_d$  προτείνουν την ακόλουθη εμπειρική σχέση:

$$a_b = 0,80 * a_d$$

Εδάφη συνεκτικά: Ταχεία βραχυχρόνια φόρτιση πασσάλου μέσα σε κορεσμένο αργιλικό έδαφος.

Στην περίπτωση αυτή, για την εκτίμηση της αντοχής του πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών χρησιμοποιείται η ανάλυση με αναφορά σε ενεργές τάσεις η οποία συσχετίζει την οριακή τριβή  $f_s$  ανά μονάδα πλευρικής επιφάνειας του πασσάλου με την κάθετη στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου ενεργή πίεση. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με την μεθοδολογία που ανέπτυξε ο Burland(1973) ισχύουν τα ακόλουθα:

$$f_s = \sigma_h' * \tan\delta + c_s'$$

Με την παραδοχή ότι η ενεργός συνοχή στη διεπιφάνεια πασσάλου εδάφους είναι  $c_s' = 0$ , η προηγούμενη σχέση μετασχηματίζεται ως εξής:

$$f_s = \sigma_h' * \tan\delta \Rightarrow f_s = (K * \sigma_v') * \tan\delta \Rightarrow f_s = (K * \tan\delta) * \sigma_v' \Rightarrow$$

$$f_s = \beta * \sigma_v'$$

όπου:

$\sigma_h'$ : ενεργός οριζόντια τάση

$\delta$ : ενεργός γωνία τριβής

$\sigma_v'$ : κατακόρυφη ενεργός τάση στο βάθος υπολογισμού του  $f_s$

$K$ : συντελεστής ωθήσεως γαιών

$\beta$ : συντελεστής ενεργού πλευρικής τριβής



Η τιμή του συντελεστή  $\beta$  έχει προσδιοριστεί στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- Για εμπηγνόμενους πασσάλους σε κανονικά στερεοποιημένη (NC) άργιλο κατά Burland:  $\beta=0,30$
- Για πασσάλους με εκσκαφή σε κανονικά στερεοποιημένη (NC) άργιλο κατά Burland:  $\beta=0,25$  (μειωμένο λόγω αποτόνωσης των τάσεων στο έδαφος κατά την εκσκαφή)
- Για εμπηγνόμενους πασσάλους σε στιφρή έως σκληρή, προστερεοποιημένη (OC) άργιλο κατά Flaate και Selnes:  $\beta=0,30*\sqrt{R}$  , όπου R ο λόγος προφορτίσεως (τάση προφορτίσεως / πίεση υπερκείμενων γαιών)
- Για πασσάλους με εκσκαφή σε στιφρή έως σκληρή, προστερεοποιημένη (OC) άργιλο κατά Burland:  $\beta=0,8$

• Εδάφη μη-συνεκτικά

Η αντοχή λόγω πλευρικών τριβών των πασσάλων εξαρτάται κυρίως από την διατμητική αντοχή του περιβάλλοντος εδάφους καθώς και από την τεχνολογία κατασκευής του πασσάλου. Με την επιβολή μιας φορτίσεως  $\sigma'$  έναν πάσσαλο, η κινητοποίηση της αντοχής λόγω τριβών γίνεται αρχικά στο ανώτερο τμήμα του πασσάλου και στη συνέχεια με την αύξηση της φορτίσεως η εν λόγω αντοχή κινητοποιείται σε όλο το ύψος του πασσάλου. Η πλήρης ανάπτυξη της αντοχής λόγω τριβών πασσάλου σε μη συνεκτικό έδαφος απαιτεί μια μετακίνηση (καθίζηση) του πασσάλου της τάξης του 1-1,5 cm.

Η ανά μονάδα επιφάνειας αντοχή λόγω πλευρικών τριβών του πασσάλου δίνεται από την σχέση:

$$f_s = K * \sigma_v' * \tan\delta$$

όπου

$\sigma_v'$ : η κατακόρυφη ενεργός τάση στο βάθος υπολογισμού της  $f_s$

K : συντελεστής οριζόντιας πίεσης γαιών

$\delta$  : η γωνία τριβής κατά τη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους

Ο συντελεστής ωθήσεως K εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως το υλικό και ο τρόπος κατασκευής του πασσάλου, η μορφή του πασσάλου, η σχετική πυκνότητα του περιβάλλοντος μη συνεκτικού εδάφους κ.λ.π.

Για εμπηγνόμενους πασσάλους σε μη συνεκτικά εδάφη και οριακές περιπτώσεις σχετικής πυκνότητας  $I_D$  ο Brohms (1975) συνιστά τις ακόλουθες τιμές του K (πίνακας 1-1).

	Μικρή $I_D$	Μεγάλη $I_D$
Μικρής εκτοπίσεως πάσσαλοι	0,5	1,0
Πάσσαλοι με εκτόπιση	1,0	2,0
Κωνικοί πάσσαλοι	1,5	4,0

πίνακας 4-2 Τιμές Συντελεστή ώθησης K για εμπηγνόμενους πασσάλους

Επίσης για την περίπτωση εμπηγνόμενων πασσάλων και ανάλογα με το υλικό κατασκευής τους ο Brohms συνιστά τις ακόλουθες τιμές της γωνίας τριβής  $\delta$  (πίνακας 4-3):

Μεταλλικοί πάσσαλοι	$\delta = 20^\circ$
Πάσσαλοι από σκυρόδεμα	$\delta = 0,5*\varphi$
Ξύλινοι πάσσαλοι	$\delta = 0,7*\varphi$

πίνακας 4-3 Τιμές γωνίας τριβής  $\delta$  για εμπηγνόμενους πασσάλους

Στην περίπτωση των πασσάλων με εκσκαφή και αφαίρεση, το πρόβλημα της πλευρικής τριβής είναι περισσότερο πολύπλοκο λόγω της χαλάρωσης που προκαλείται στο έδαφος κατά τη διεργασία κατασκευής του πασσάλου. Οι Touma και Reese συνιστούν για πασσάλους με εκσκαφή διαμέτρου  $B > 0,60\text{m}$  τιμές  $K=0,7$  και  $\delta=\varphi$ .

#### 4.4 Υπολογισμός επιτρεπόμενου φορτίου πασσάλου.

Για να υπολογισθεί το ανά πάσσαλο επιτρεπόμενο φορτίο έναντι «θραύσεως» του εδάφους  $P_{ua}$  εφαρμόζεται είτε ενιαίος συντελεστής ασφαλείας  $F$  επί του μεγέθους  $P_u$  (οριακό φορτίο «θραύσεως») είτε διαφοροποιημένοι συντελεστές ασφαλείας (μερικοί συντελεστές ασφαλείας Μ.Σ.Α.) επί των οριακών φορτίων αιχμής (συντελεστής  $F_1$ ) και τριβής (συντελεστής  $F_2$ ) λόγω της διαφοράς αβεβαιότητας κατά την εκτίμηση των παραπάνω οριακών τιμών.

Για την περίπτωση υπολογισμού των οριακών φορτίων με μεθόδους βασιζόμενες σε στατικούς τύπους, το επιτρεπόμενο φορτίο ενός μεμονωμένου πασσάλου υπολογίζεται ως εξής:

$$P_{ua} = \min \begin{cases} (Q_b + \Sigma Q_{Si}) / F \\ Q_b / F_1 + \Sigma Q_{Si} / F_2 \\ \sigma_{\varepsilon\pi} * A_b \end{cases}$$

όπου:

$\sigma_{\varepsilon\pi} = 6000 \text{ kN/m}^2$  : αντοχή σε κεντρική θλίψη σκυροδέματος, ενώ οι προτεινόμενοι συντελεστές ασφαλείας είναι:

Για εμπηγνυόμενους πασσάλους σε άργιλο (κατά Tomlinson):

$$F = 2,5 \quad F_1 = 3 \quad F_2 = 1,5$$

Για πασσάλους μεγάλης διαμέτρου με εκσκαφή σε άργιλο (κατά Tomlinson):

$$F = 2 \quad F_1 = 3 \quad F_2 = 1$$

Για πασσάλους εδραζόμενους σε άμμο (σύμφωνα με τους Πολωνικούς Κανονισμούς):

$$F = 2 \quad F_1 = 2,5 \quad F_2 = 1$$

Στις περισσότερες περιπτώσεις βαθειών θεμελιώσεων γίνεται χρήση περισσότερων του ενός πασσάλων, δηλαδή μιας ομάδας πασσάλων.

Έτσι, στον υπολογισμό του επιτρεπόμενου φορτίου του μεμονωμένου πασσάλου μέσα σε μια ομάδα υπεισέρχεται και η επίδραση της αποδοτικότητας  $E_f$  της ομάδας. Η αποδοτικότητα  $E_f$  της ομάδας ορίζεται ως ο λόγος του μέσου οριακού φορτίου ανά πάσσαλο στην ομάδα κατά την «θραύση» της ομάδας προς το οριακό φορτίο εδάφους ενός αντίστοιχου μεμονωμένου πασσάλου.

Η αποδοτικότητα εντούτοις αφορά κυρίως το οριακό φορτίο του πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών  $Q_s$ , διότι όπως έχει παρατηρηθεί η αντοχή αιχμής  $Q_b$  των πασσάλων δεν υπόκειται σε μείωση λόγω αλληλεπίδρασης μεταξύ τους. Έτσι κατά τον υπολογισμό του επιτρεπόμενου

φορτίου ανά πάσσαλο της ομάδας ο συντελεστής αποδοτικότητας εφαρμόζεται μόνο στην αντοχή λόγω πλευρικών τριβών.

Συνεπώς, το επιτρεπόμενο φορτίο ομάδας ανά πάσσαλο υπολογίζεται ως εξής:

$$P_{ua} = \min \begin{cases} (Q_b + E_f * \Sigma Q_{Si}) / F \\ Q_b / F_1 + E_f * \Sigma Q_{Si} / F_2 \\ \sigma_{επ} * A_b \end{cases}$$

όπου

$E_f = 0,7 - 0,8$  : για την ελάχιστη αξονική απόσταση  $s = 2,5 * B$  μεταξύ πασσάλων τριβής πλάτους  $B$ ,

$E_f = 1$  : για αξονική απόσταση  $s \geq 8 * B$  μεταξύ πασσάλων τριβής πλάτους  $B$ .

## 4.5 Υπολογισμός οριακού και επιτρεπόμενου φορτίου πασσάλων εκσκαφής και αφαίρεσης κατά DIN 4014.

Το DIN 4014 αναφέρεται στη διαστασιολόγηση των φρεατοπασσάλων με τα ακόλουθα γεωμετρικά δεδομένα:

Διάμετρο 0,30 έως 3,00 m

Ελάχιστο μήκος πασσάλου διαμέτρου B μέσα στο έδαφος θεμελίωσης την μεγαλύτερη τιμή μεταξύ των 5,00 m και 5\*B.

Φρεατοπάσσαλοι είναι οι πάσσαλοι με εκσκαφή και αφαίρεση εδαφικού υλικού, με σχετικά μεγάλη διάμετρο, που κατασκευάζονται με την σκυροδέτηση οπής που δημιουργείται με γεωτρήπανο.

Για την εκτίμηση του κατακόρυφου επιτρεπόμενου φορτίου φρεατοπασσάλου το DIN 4014 επιβάλλει τη χρησιμοποίηση της καμπύλης φορτίου -καθίζησης. Η καμπύλη θα πρέπει κανονικά να προσδιορίζεται με δοκιμαστική φόρτιση. Αν αυτό δεν είναι δυνατό, το κατακόρυφο οριακό φορτίο επιτρέπεται να προσδιορίζεται με χρήση τεκμαρτής καμπύλης φορτίου καθιζήσεων κατά τη σχέση:

$$Q(s) = Q_s(s) + Q_r(s)$$

η οποία κατά την έκδοση του DIN 4014 -Μάρτιος 1990 γράφεται:

$$Q(s) = Q_s(s) + Q_r(s) = A_p \cdot \sigma_{g(s)} + \sum A_{mi} \cdot T_{mfi(s)}$$

όπου

$Q(s)$  : το συνολικό φορτίο επί του πασσάλου σε συνάρτηση με την

καθίζηση  $s$  του πασσάλου

$Q_s(s)$  : το φορτίο αιχμής σε συνάρτηση με την καθίζηση  $s$

$Q_r(s)$  : το φορτίο πλευρικών τριβών συναρτήσει της καθίζησης  $s$

$A_p$  : η επιφάνεια αιχμής του πασσάλου

$\sigma_{g(s)}$ : η κινητοποιούμενη εδαφική αντίσταση αιχμής συναρτήσει της καθίζησης  $s$

$A_{mi}$ : η παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου που αντιστοιχεί στην εδαφική στρώση καθ' ύψος του πασσάλου  $i$

$T_{mfi(s)}$  : Η αντίστοιχη πλευρική εδαφική αντίσταση λόγω τριβών - συναρτήσει της καθίζησης  $S$ , η οποία για  $S > S_{\Gamma 9}$  λαμβάνει την οριακή τιμή της  $T_{mfi}$

Το οριακό φορτίο αιχμής  $Q_{sg}$  αντιστοιχεί σε καθίζηση:

$$S_g = 0,1 \cdot B \text{ ή } S_g = 0,1 \cdot B_f$$

όπου  $B, B_f$  : η διάμετρος αιχμής του πασσάλου χωρίς ή με

διαπλάτυνση της βάσης αντίστοιχα, ενώ το οριακό φορτίο από πλευρικές τριβές  $Q_{RG}$  αντιστοιχεί σε καθίζηση:

$$S_{rg} = 0,5 * Q_{Γ9} + 0,5 \leq 3 \text{ cm, με } Q_{Γ9} \text{ σε MN}$$

Για την εκτίμηση του επιτρεπόμενου φορτίου φρεατοπασσάλου βάσει τεκμαρτής καμπύλης φορτίου-καθίζησης θα πρέπει να ισχύουν οι ακόλουθες ειδικές προϋποθέσεις:

Διάμετρος βάσεως 0,80 έως 2,20 m

Ελάχιστο βάθος διείσδυσης μέσα στο φέρον στρώμα του εδάφους 2,50m(ειδικά για μη συνεκτικά εδάφη, απαιτείται στο βάθος αυτό αντοχή κώνου  $q_c \geq 10 \text{ MPa}$ )

Ελάχιστο πάχος της φέρουσας στρώσης κάτω από τον πόδα- αιχμή του πασσάλου  $3*B$  ( $B$  η διάμετρος του φρεατοπασσάλου) και τουλάχιστον 1,50 m

Για την χάραξη της καμπύλης  $Q_{s(s)}$  χρησιμοποιούνται οι δύο επόμενοι Πίνακες (πίνακας 4-4 και πίνακας 4-5) για την εκτίμηση του μεγέθους  $\sigma_{g(s)}$  σε εδάφη μη συνεκτικά και συνεκτικά αντίστοιχα:

Αντίσταση αιχμής $\sigma_g$ σε μη συνεκτικά εδάφη	Αντίσταση αιχμής κώνου $q_c$ (MPa)			
	$q_c = 10\text{MPa}$	$q_c = 15\text{MPa}$	$q_c = 20\text{MPa}$	$q_c = 25\text{MPa}$
Καθίζηση				
$S = 0,02*B$	0,70	1,05	1,40	1,75
$S = 0,03*B$	0,90	1,35	1,80	2,25
$S = 0,10*B$	2,00	3,00	3,50	4,00

πίνακας 4-4 Τιμές αντίστασης αιχμής  $\sigma_g$  (MPa) μη συνεκτικών εδαφών

Αντίσταση αιχμής $\sigma_g$ σε συνεκτικά εδάφη (με $W_L < 80$ )	Αστράγγιστη διαμητική αντοχή $C_u$ (MPa)	
	$C_u = 0,10 \text{ MPa}$	$C_u = 0,20 \text{ MPa}$
Καθίζηση		
$S = 0,02*B$	0,35	0,90
$S = 0,03*B$	0,45	1,10
$S = 0,10*B$	0,80	1,50

πίνακας 4-5 Τιμές αντίστασης αιχμής  $\sigma_g$  (MPa) συνεκτικών εδαφών

Επίσης, για τη χάραξη της καμπύλης  $Q_{r(s)}$  χρησιμοποιούνται οι δυο επόμενοι Πίνακες (Πίνακας 4-6 και πίνακας 4-7) για την εκτίμηση της οριακής τιμής του μεγέθους  $T_{mf(s)}$ , η οποία αντιστοιχεί σε καθίζηση  $S > S_{rg}$ , σε εδάφη μη συνεκτικά και συνεκτικά αντίστοιχα:

Μη συνεκτικά εδάφη Αντίσταση αιχμής κώνου $q_c$ (MPa)	Οριακή πλευρική τριβή $T_{mf}$ (MPa)
0	0
5	0,04
10	0,08
$\geq 15$	0,12

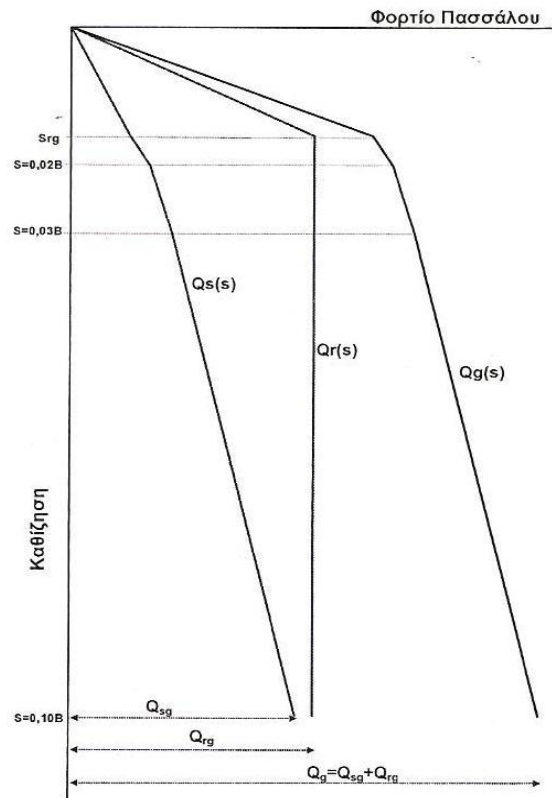
Πίνακας 4-6 μέγ οριακής πλευρικής τριβής  $T_{mf}$  (MPa) μη συνεκτικών εδαφών

Συνεκτικά εδάφη Αστράγγιστη διατμητική αντοχή $C_u$ (MPa)	Οριακή πλευρική τριβή $T_{mf}$ (MPa)
0,025	0,025
0,10	0,040
$\geq 20$	0,060

πίνακας 4-7 Τιμές οριακής πλευρικής τριβής  $T_{mf}$  (MPa) συνεκτικών εδαφών

Στους προηγούμενους πίνακες επιτρέπεται η γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές από τις αναγραφόμενες των μεγεθών  $q_c$  ή  $C_u$ . Με την χρήση των προηγούμενων πινάκων και σχέσεων σχεδιάζεται η καμπύλη φορτίου πασσάλου - καθίζησης, που έχει την μορφή:





Σχήμα 4-5 Διάγραμμα φορτίου Πασσάλου-καθίζησης

Πρακτικά, για τη χάραξη της καμπύλης  $Q_s(s)$  χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές:

$S=0$	$Q_s(0)=0$
$S=0,02*B$	$Q_s(0,02*B)$
$S=0,03*B$	$Q_s(0,03*B)$
$S=0,10*B$	$Q_s(0,10*B)=Q_{sg}$

Ενώ για τη χάραξη της καμπύλης  $Q_r(s)$  χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές:

$S=0$	$Q_r(0)=0$
$S=S_{rg}$	$Q_r(S_{rg})=Q_{rg}$
$S=0,10*B$	$Q_r(0,10*B)=Q_{rg}$

Τέλος, η καμπύλη  $Q_g(s)$  προκύπτει ως άθροισμα των δύο προηγούμενων.

Σύμφωνα με τον κανονισμό DIN 4014 το **οριακό φορτίο**  $Q_u = Q_g$  του πασσάλου προσδιορίζεται από το διάγραμμα  $Q_g(s)$ -s και αντιστοιχεί σε καθίζηση του πασσάλου ίση με  $0,10 \cdot B$ , όπου B η διάμετρος του φρεατοπασσάλου.

Επίσης γραφοαναλυτικά εκτιμάται και το **επιτρεπόμενο φορτίο**  $Q_{ua}$  πασσάλου κατά DIN 4014 για το οποίο ισχύει:

$$Q_{ua} = \min\{ Q_g / n , Q_g (s_{max}) \}$$

όπου

$Q_g (s_{max})$ : Το φορτίο που αντιστοιχεί στην μέγιστη επιτρεπόμενη

καθίζηση του εδάφους  $s_{max}$

n: Συντελεστής ασφαλείας με τιμές:

Κατάσταση φορτίσεως 1:  $n = 2$  (θλιβόμενοι πάσσαλοι)

Μόνιμα φορτία και κανονικά κινητά φορτία συμπεριλαμβανόμενου 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 3:  $n = 1,5$

Πλέον των φορτίων 2 απρόβλεπτες και εξαιρετικές φορτίσεις

## 4.6 Υπολογισμός φορτίου λειτουργίας πασσάλου.

Το οριακό (μέγιστο) φορτίο λειτουργίας  $P_{W(max)}$  ενός μεμονωμένου κατακόρυφου πασσάλου υπό κατακόρυφη αξονική φόρτιση είναι το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο που μπορεί να παραλάβει ο πάσσαλος από την ανωδομή και την πασσαλοεσχάρα.

Το οριακό φορτίο λειτουργίας  $P_{W(max)}$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

- Στην περίπτωση ταχείας βραχυχρόνιας φόρτισης πασσάλου μέσα σε κορεσμένο αργιλικό έδαφος ( $\varphi=0^\circ$ ):

$$P_{W(max)} = P_{ua} - W_p$$

- Στην περίπτωση βραδείας φόρτισης πασσάλου μέσα σε κορεσμένο αργιλικό έδαφος ( $\varphi' \neq 0^\circ$ ) ή άμμο:

$$P_{W(max)} = P_{ua} - W_p'$$

Όπου:

$P_{ua}$  : επιτρεπόμενο φορτίο ενός μεμονωμένου κατακόρυφου πασσάλου έναντι «θραύσεως» του εδάφους

$W_p$  : ολικό ίδιο βάρος του πασσάλου

$W_p'$  : ενεργό ίδιο βάρος του πασσάλου

Οι προηγούμενες σχέσεις ισχύουν στην περίπτωση που το οριακό φορτίο θραύσεως και το αντίστοιχο επιτρεπόμενο φορτίο έχουν υπολογιστεί με μέθοδο που βασίζεται σε στατικούς τύπους (π.χ. μέθοδος Terzaghi).

Στην διαδικασία όμως της εκτίμησης του επιτρεπόμενου φορτίου  $Q_{ua}$  πασσάλου κατά DIN 4014 επιτρέπεται να αγνοείται το ίδιο βάρος του πασσάλου. Προφανώς στην περίπτωση ισχύει:

$$P_{w(max)} = Q_{ua}$$

Για την εκτίμηση του αριθμού των πασσάλων μιας ομάδας που αναλαμβάνει από την ανωδομή κατακόρυφο φορτίο  $V$ , χρησιμοποιείται η σχέση

$$N = (1,10 \div 1,30) * V / P_{w(max)}$$

όπου

$n$  : ο αριθμός των πασσάλων που απαιτούνται

(στρογγυλεύεται στον αμέσως μεγαλύτερο ακέραιο της τιμής που δίνει η σχέση 2.90)

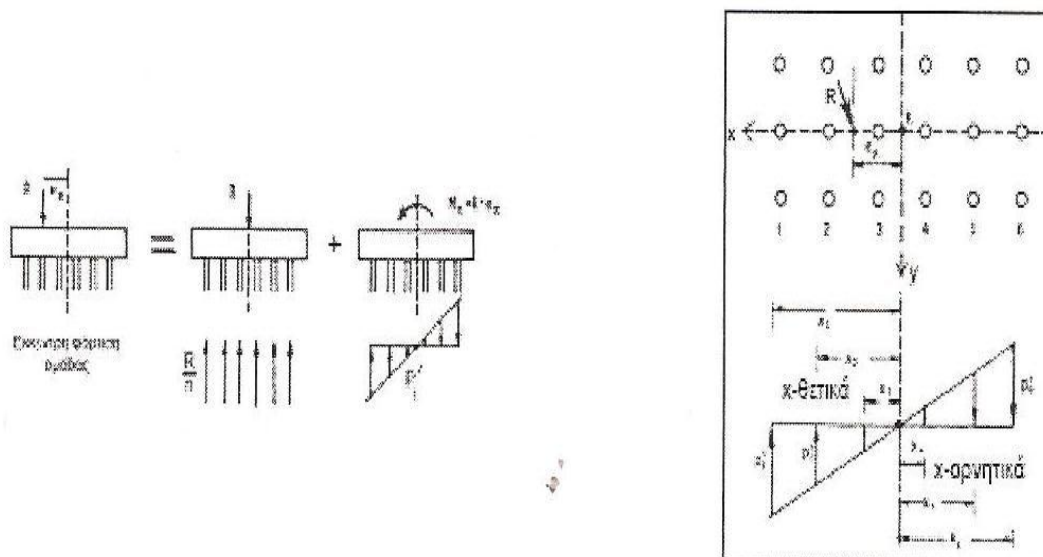
1,10-1,30 : συντελεστής προσαύξησης του φορτίου  $V$  της

ανωδομής ώστε να ληφθεί υπόψη και το βάρος της κατ' αρχήν αγνώστων διαστάσεων πασσαλοεσχάρας

$P_{w(max)}$ : το μέγιστο φορτίο λειτουργίας ενός πασσάλου της ομάδας

(υπολογισμένο στην περίπτωση της μεθόδου με στατικούς τύπους έχοντας λάβει υπόψη την αποδοτικότητα  $E_f$  της ομάδας των πασσάλων)

### 4.7 Έλεγχος έκκεντρης φόρτισης ομάδας πασσάλων.



Έκκεντρη φόρτιση ομάδας πασσάλων

Σχήμα 4-6

Η περίπτωση έκκεντρης φόρτισης ομάδας πασσάλων με κατακόρυφο φορτίο  $R$  και εκκεντρότητα  $e_x$  ισοδυναμεί με συνδυασμένη φόρτιση

i) κατακόρυφου φορτίου  $V=R$  με άξονα επενέργειας  $x-x'$  διερχόμενο από το κέντρο βάρους της διάταξης της ομάδας των πασσάλων και

ii) ροπής  $M_x = R * e_x$ .

Στην περίπτωση αυτή η εκτίμηση της κατανομής του φορτίου σε κάθε πάσσαλο ομάδας με  $n$  όμοιους πασσάλους γίνεται με βάση τις ακόλουθες απλοποιητικές παραδοχές:

- Ο κεφαλόδεσμος θεωρείται απολύτως άκαμπτος.
- Θεωρείται εξασφαλισμένη η επιπεδότητα του κεφαλόδεσμου κατά την περιστροφή του.
- Το πρόσθετο φορτίο λόγω της εκκεντρότητας σε κάθε πάσσαλο είναι ανάλογο της απόστασης του πασσάλου από τον κεντροβαρικό άξονα της ομάδας, που είναι κάθετος στο επίπεδο της ροπής

Σύμφωνα με τα προηγούμενα το συνολικό κατακόρυφο φορτίο ανά πάσσαλο είναι:

$$P_i = V / n \pm (M_x * X_i) / \sum_1^n X_i^2$$

όπου

$P_i$  : το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του πασσάλου  $i$

$X_i$ : η απόσταση του πασσάλου  $i$  από το κέντρο βάρους

$V$  : το συνολικό κατακόρυφο φορτίο που παραλαμβάνει η ομάδα των πασσάλων από την ανωδομή και την πασσαλοεσχάρα

$n$  : ο αριθμός των πασσάλων στην ομάδα

$M_x$ : η συνολική ροπή στην στάθμη κεφαλής των πασσάλων

Έτσι, για τους πλέον απομακρυσμένους πασσάλους από το κέντρο βάρους της ομάδας λαμβάνονται οι ακραίες τιμές του φορτίου  $P_i$

$$P_{\max} = V / n + (M_x * X_{\max}) / \sum_1^n X_i^2, \quad P_{\min} = V / n - (M_x * X_{\max}) / \sum_1^n X_i^2$$

$x_{\max}$  : Η απόσταση του πλέον απομακρυσμένου πασσάλου από το κέντρο βάρους της ομάδας των πασσάλων

Για τις τιμές αυτές κάνουμε τους επόμενους ελέγχους:

Για υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας πασσάλων με μέθοδο βασιζόμενη σε στατικούς τύπους (π.χ. μέθοδος Terzaghi):

$$P_{\max} < P_{w(\max)} \quad \Longleftrightarrow \quad P_{\max} + W_p' < P_{ua}$$

$$P_{\min} + W_p' > - \Sigma Qs_i / 2$$

Για υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων με την μέθοδο DIN 4014:

$$P_{\max} < P_{w(\max)} \quad \Longleftrightarrow \quad P_{\max} < Q_{ua}$$

$$P_{\min} > - \Sigma Qs_i / 2$$

$P_{\max}$  : Το μέγιστο, ελάχιστο κατακόρυφο φορτίο του πλέον απομακρυσμένου πασσάλου από το κ.β. της ομάδας

$P_{w(\max)}$ : Το μέγιστο φορτίο λειτουργίας μεμονωμένου πασσάλου

$P_{ua}$ : Το οριακό επιτρεπόμενο φορτίο μεμονωμένου πασσάλου (υπολογισμένο με μέθοδο βασιζόμενη σε στατικούς τύπους)

$W_p'$ : Το ενεργό ίδιο βάρος του πασσάλου (ειδικά στην περίπτωση ταχείας βραχυχρόνιας φόρτισης πασσάλου μέσα σε κορεσμένο αργιλικό έδαφος χρησιμοποιείται το ολικό ίδιο βάρος  $W_p$  του πασσάλου)

$\Sigma Q_{si}/2$  : Το οριακό επιτρεπόμενο εφελκυστικό φορτίο μεμονωμένου πασσάλου

$\Sigma Q_{si}$  : Το οριακό φορτίο λόγω πλευρικών τριβών

$Q_{ua}$  : Το οριακό επιτρεπόμενο φορτίο μεμονωμένου πασσάλου (υπολογισμένο κατά DIN 4014)

## 4.8 Οριζόντια φόρτιση μεμονωμένων πασσάλων.

Οι κατακόρυφοι πάσσαλοι αναλαμβάνουν τις οριζόντιες δυνάμεις με σύγχρονη κάμψη και πλευρική μετατόπιση, ενεργοποιώντας έτσι τόσο την αντοχή τους όσο και την αντοχή του εδάφους που τους περιβάλλει.

Ο έλεγχος λοιπόν της φέρουσας ικανότητας πασσάλων σε οριζόντια φόρτιση θα πρέπει να περιλαμβάνει:

- Τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους που περιβάλλει τον πάσσαλο,
- Τον έλεγχο της αντοχής του πασσάλου ως φέροντος στοιχείου σε κάμψη λόγω των πλευρικών επιπονήσεων καθώς και,
- Τον έλεγχο της μετατόπισης της κεφαλής του πασσάλου, εάν δηλαδή είναι ανεκτή από την ανωδομή.

Οι πάσσαλοι, ανάλογα από τα χαρακτηριστικά των διαγραμμάτων οριζοντίων φορτίων - μετατοπίσεων ολόκληρου του πασσάλου, μπορούν να χαρακτηριστούν:

- ως άκαμπτοι (κοντοί) στην περίπτωση που περιστρέφονται γύρω από ένα σημείο περιστροφής σε κάποιο βάθος κατά το μήκος του πασσάλου, χωρίς ουσιαστική παραμόρφωσή τους περί τον άξονα συμμετρίας τους, και
- ως εύκαμπτοι (μακροί) εφόσον η συμπεριφορά τους κατά την οριζόντια φόρτιση μπορεί να παρομοιασθεί με αυτή μιας ελαστικής δοκού εντός ελαστικού εδάφους.



#### 4.8.1 Υπολογισμός οριακού οριζοντίου φορτίου $P_{ult}$ κατά Broms.

Ο Broms επέλυσε το πρόβλημα των οριζοντίων φορτίσεων με τη βοήθεια απλοποιητικών παραδοχών για την κατανομή των εδαφικών αντιδράσεων κατά μήκος του πασσάλου.

Ο Broms διακρίνει τους πασσάλους σε «κοντούς», πρακτικά άκαμπτους, και σε «μακρούς», πρακτικά εύκαμπτους, με βάση τον τρόπο αστοχίας του συστήματος πάσσαλος-έδαφος για οριζόντιο φορτίο μεγαλύτερο του ανεκτού. Συγκεκριμένα:

Για κοντούς πασσάλους : η αστοχία του συστήματος πάσσαλος- έδαφος πραγματοποιείται λόγω θραύσεως του εδάφους (δηλαδή αστοχεί πρώτα το έδαφος).

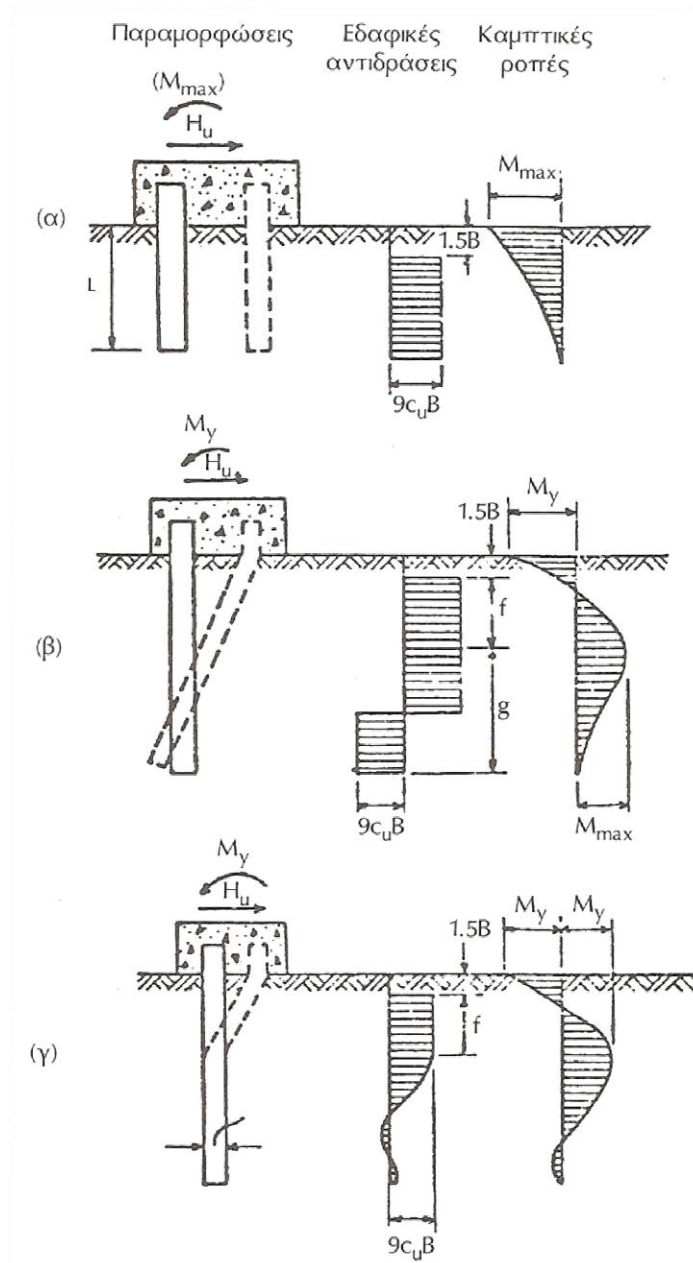
Ισχύουν οι σχέσεις  $H_u=9C_uB(L-1.5B)$ , άρα

$$M_{max} = H_u * (0.5 * L + 0.75 B)$$

Ο πάσσαλος θεωρείται κοντός εφόσον ισχύει η σχέση  $M_{max} < M_{yield}$

-Για ενδιάμεσους πασσάλους:

Είναι πιθανή η υπέρβαση της ροπής  $M_Y$ , από την αρνητική ροπή πακτώσεως και όχι μόνο από τη ροπή ανοίγματος, οπότε πλαστική άρθρωση θα δημιουργηθεί στην πάκτωση μόνο. Ο σχετικός μηχανισμός αστοχίας δίνεται στο ακόλουθο σχήμα



Σχήμα 4-7

Σ'αυτή την περίπτωση ισχύει για τη ροπή πακτώσεως  $M_{\pi}$  η σχέση:

$$M_{\pi} = M_{\text{yield}} = 2.25 * C_u * B * g^2 - 9 * C_u * B * f * (1.5B + 0.5f)$$

Στη συνέχεια με τις σχέσεις  $f = H_u / 9 * C_u$  και  $L = 1.5 * B + f + g$  του οριακού φορτίου  $H_u$ .

υπολογίζουμε την τιμή

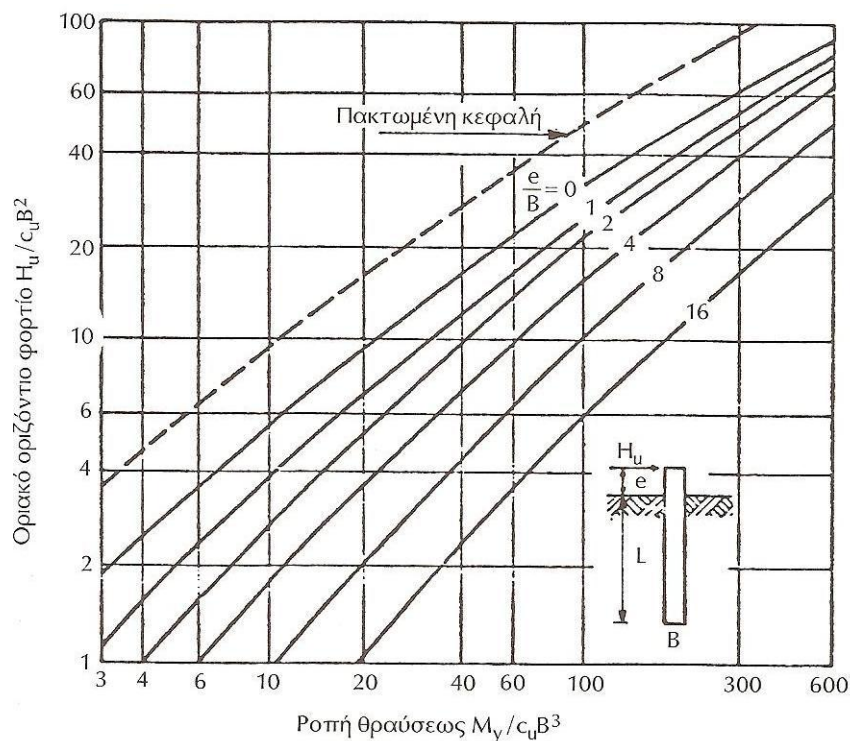
Ελέγχουμε τελικά αν η ροπή στο βάθος  $f + 1.5B$  είναι μικρότερη από την  $M_{\pi}$ . Σε αντίθετη περίπτωση ο πάσσαλος θεωρείται μακρός.

- Για μακρούς πασσάλους : η αστοχία του συστήματος πάσσαλος- έδαφος πραγματοποιείται λόγω υπέρβασης της αντοχής του πασσάλου έναντι καμπτικών ροπών (δηλαδή αστοχεί πρώτα ο πάσσαλος) και έτσι δημιουργούνται δύο πλαστικές αρθρώσεις.

Εδώ κριτήριο αστοχίας είναι η υπέρβαση της ροπής θραύσεως  $M_y$ , από τη θετική ροπή ανοίγματος και ισχύει:

$$H_u = 2M_y / (1.5B + 0.5f)$$

Διάγραμμα της επιλύσεως ακολουθεί



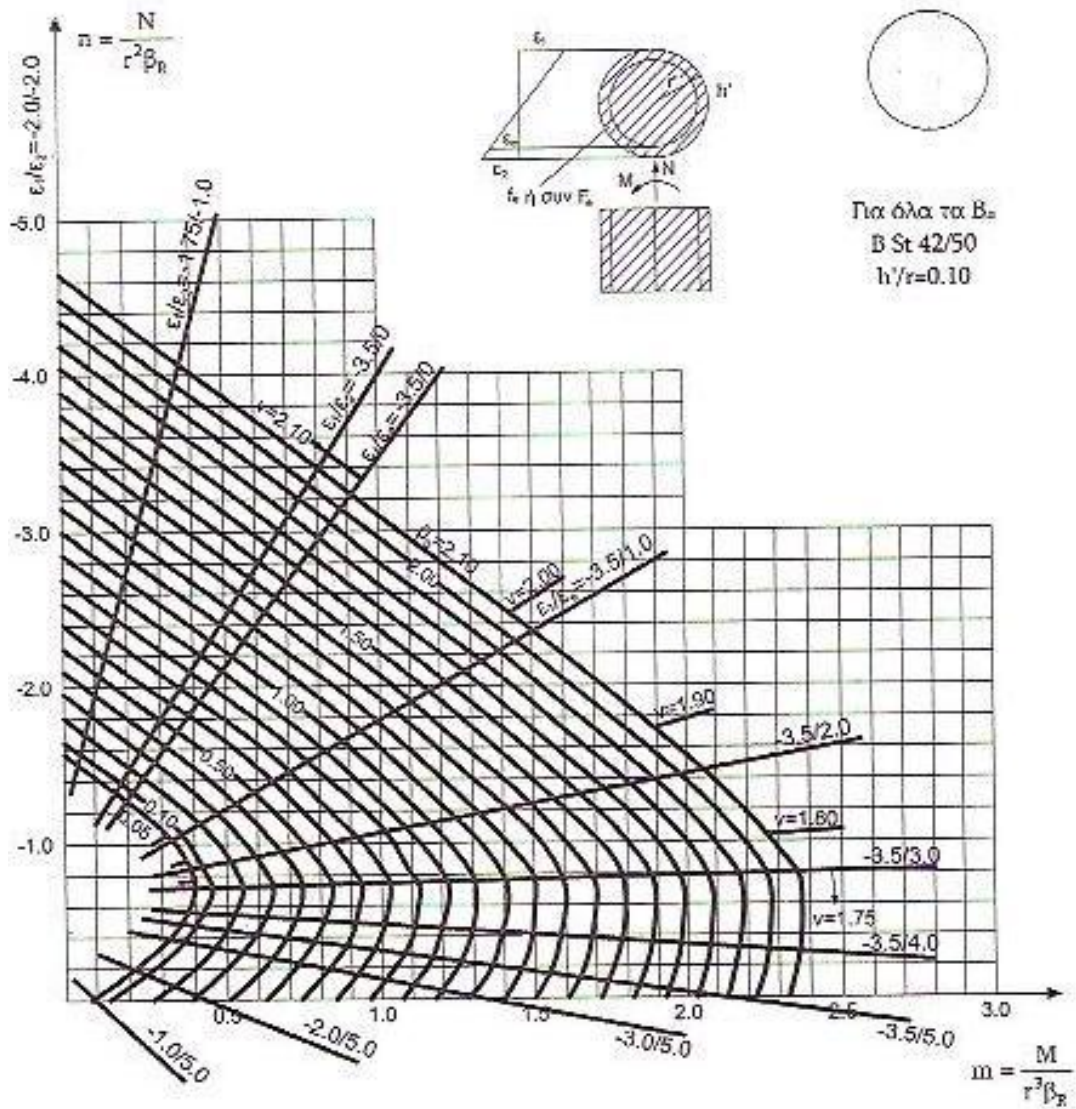
Σχήμα 4-8

Κατά την ανάλυση με τη μέθοδο Broms θεωρείται ότι ο πάσσαλος αιωρείται εντός ομοιογενούς εδάφους.

Για τον προσδιορισμό των παραμορφώσεων δέχεται ότι το έδαφος συμπεριφέρεται ελαστικά κατά το πρότυπο Winkler και ο συντελεστής ασφαλείας σε θραύση για το έδαφος είναι τουλάχιστον 2 έως 2,5.

4.8.2 Υπολογισμός της ροπής θραύσεως  $M_{yield}$  του πασσάλου.

Για τον υπολογισμό της ροπής θραύσεως χρησιμοποιούμε το παρακάτω διάγραμμα:



$$\text{συν} \bar{f}_c = \bar{\mu}_0 \frac{1}{\beta_s / \beta_R} r^2 \pi$$

$$f_c = \frac{F_c}{2(r-h')\pi} = \bar{\mu}_0 \frac{1}{\beta_s / \beta_R} \frac{r^2}{2(r-h')} = \bar{\mu}_0 \frac{1}{\beta_s / \beta_R} \frac{r}{1.8}$$

Κατηγορία αντοχής σκυροδέματος	Bn150	Bn250	Bn350	Bn450	Bn550
$\beta_R$ (kP/cm <sup>2</sup> )	105	175	230	270	300
$\beta_s / \beta_R$	40.0	24.0	18.3	15.6	14.0

Σχήμα 4-9





---

## **5 ΛΥΣΕΙΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ Η/ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΑΛΑΚΩΝ ΑΡΓΙΛΙΚΩΝ ΣΤΡΩΣΕΩΝ**

---





## 5.1 Γενικά για την αναβάθμιση των συνθηκών αβαθούς θεμελίωσης.

Η λήψη ειδικών μέτρων για την αναβάθμιση των συνθηκών θεμελίωσης είναι αναγκαία όταν συντρέχουν οι παρακάτω λόγοι:

- επιφανειακές θεμελιώσεις και επιχώματα αντιμετωπίζουν προβλήματα φέρουσας ικανότητας και καθιζήσεων, και
- η χρήση πασσάλων, αντί για την επιφανειακή θεμελίωση, δεν είναι δυνατή ή είναι αντιοικονομική.

Οι λόγοι αυτοί συντρέχουν συνήθως όταν στο έδαφος θεμελίωσης συναντώνται στρώσεις ικανού πάχους:

- χαλαρών άμμων και αμμο-ιλύων με:  $D_R < 40\%$  και  $N_{SPT} < 10$
- απροφόρτιστων ή ακόμη και υπο-στερεοποιημένων αργίλων και ιλύων με:

$$w \approx w_L, C_v < 40 \text{KPa} \text{ και } N_{SPT} < 10$$

Τα εδάφη αυτά αποκαλούνται συνήθως «μαλακά» ή «χαλαρά» αν και οι όροι αυτοί δεν αποδίδουν με ακρίβεια ούτε τον τύπο του εδάφους (συνεκτικό ή μη συνεκτικό) αλλά ούτε και την μηχανική του συμπεριφορά (ενδοσιμότητα ή διατμητική αντοχή).

## 5.2 Μέθοδοι αναβάθμισης των συνθηκών αβαθούς θεμελίωσης.

Οι μέθοδοι αναβάθμισης των συνθηκών θεμελίωσης που εφαρμόζονται σήμερα είναι πολλές και διαχωρίζονται με αναφορά στον βασικό μηχανισμό της προκαλούμενης αναβάθμισης σε:

- μέθοδοι μείωσης του πρόσθετου φορτίου που επιβάλλεται στο έδαφος,
- μέθοδοι βελτίωσης (της αντοχής και της ενδοσιμότητας) του ίδιου του εδάφους, χωρίς την εισαγωγή «ξένων» προς το φυσικό έδαφος υλικών, και
- μέθοδοι ενίσχυσης του εδάφους με χρήση «ξένων» υλικών. Ο παραπάνω διαχωρισμός δεν είναι απόλυτος μια και υπάρχουν μέθοδοι με σύνθετη δράση. Για παράδειγμα αναφέρονται οι χαλικοπάσσαλοι οι οποίοι συνδυάζουν την ενίσχυση του εδάφους, την βελτίωσή του καθώς και την μείωση του πρόσθετου επιβεβλημένου φορτίου.

### 5.3 Μέθοδοι μείωσης του πρόσθετου φορτίου που επιβάλλεται στο έδαφος

Οι κυριότερες μέθοδοι αυτής της κατηγορίας είναι:

- Μείωση ύψους επιχώματος και αύξηση κλίσης πρανών.
- Χρήση «ελαφρών» υλικών επιχώσεως.
- Τοποθέτηση «σωλήνων» εντός του επιχώματος.
- Αύξηση του βάθους θεμελίωσης («επιπλέονσα» θεμελίωση).

## 5.4 Μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους.

Οι κυριότερες μέθοδοι αυτής της κατηγορίας είναι:

- Προφόρτιση
- Επιφανειακή συμπίκνωση

Εφαρμόζεται για την συμπίκνωση μη συνεκτικών κυρίως εδαφικών στρώσεων, σε σχετικά μικρά βάθη από την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους (3 έως 12m)

- Βαθεία δονητική συμπίκνωση

Εφαρμόζεται σε μη συνεκτικά εδάφη, ανεξαρτήτως βάθους. Οι συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες τεχνικές είναι δύο: Vibro-flotation (επιβολή οριζόντιας ταλάντωσης στο έδαφος λόγω έκκεντρης περιστροφής ειδικής τορπίλης) και Vibro-compaction (επιβολή κατακόρυφης ταλάντωσης στο έδαφος λόγω δόνησης κυλινδρικού στελέχους με πτερύγια). Και οι δύο τεχνικές βαθιάς δονητικής συμπίκνωσης είναι αποτελεσματικές για άμμους με ποσοστό ίλύος μικρότερο από 10 ÷ 15%.

## 5.5 Μέθοδοι ενίσχυσης του εδάφους.

Οι κυριότερες μέθοδοι αυτής της κατηγορίας είναι:

Αντικατάσταση «μαλακού» εδάφους. Είναι δυνατόν να επιτευχθεί με πολλούς τρόπους (συμβατικούς και μη) όπως, για παράδειγμα με:

- εκσκαφή και επίχωση,
- εκτόπιση του «μαλακού» εδάφους υπό το ίδιο βάρος της εξυγίανσης, ή και με
- εκτόπιση του «μαλακού» εδάφους με τη βοήθεια εκρηκτικών
- θεμελίωση με γαλικο-πασσάλους

Οι χαλικοπάσσαλοι κατασκευάζονται από υλικό αδρομερές, ανομοιόμορφο και μη συνεκτικό (π.χ. χάλικες, κροκκάλες, θραυστό λατομείου) έτσι ώστε να επιτυγχάνεται μικρή γενικά ενδοσιμότητα και μεγάλη διατμητική αντοχή ακόμη και με λίγη συμπίκνωση.

Η δράση των χαλικοπασσάλων είναι σύνθετη:

- ενισχύει το έδαφος θεμελιώσεως μια και αυξάνεται η μέση διατμητική αντοχή του «μικτού» εδάφους θεμελίωσης (φυσικό έδαφος - χαλικοπάσσαλοι),
- βελτιώνει το έδαφος θεμελιώσεως για δύο λόγους : (α) λόγω τοπικής συμπίκνωσης του εδάφους κατά την εγκατάσταση των χαλικοπασσάλων, και (β) λόγω επιτάχυνσης της στράγγισης τυχόν υδατικών υπερπίεσεων λόγω εξωτερικής φόρτισης ή σεισμού,
- μειώνει το πρόσθετο φορτίο που αναλαμβάνει το φυσικό έδαφος
- Ενίσχυση εδάφους με «οπλισμό» (ή οπλισμένη γη)

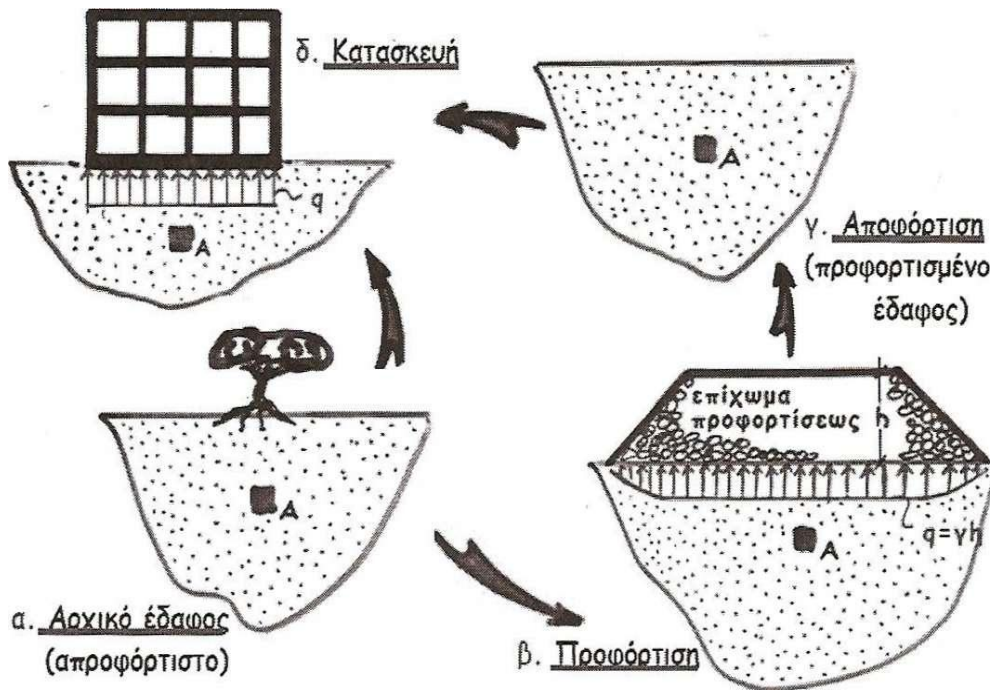
Η αρχή λειτουργίας της μεθόδου στηρίζεται στο γεγονός ότι η συνοχή της «οπλισμένης γης» είναι μεγαλύτερη από τη συνοχή του φυσικού εδάφους, λόγω κυρίως της ικανότητας του οπλισμού να αναλαμβάνει εφελκυστικά φορτία.

- Στραγγιστήρια

Σε αρκετές περιπτώσεις οι διάφορες μέθοδοι εφαρμόζονται σε συνδυασμό η μία με την άλλη. Για παράδειγμα, συχνά συνδυάζεται η προφόρτιση αργιλικών εδαφών με τοποθέτηση στραγγιστηρίων προκειμένου να μειωθεί ο χρόνος που απαιτείται για την ολοκλήρωση των καθιζήσεων λόγω προφορτίσεως.

## 5.6 Προφόρτιση εδάφους

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5-1 που ακολουθεί, όταν η απευθείας επιβολή του φορτίου (πορεία  $\alpha \rightarrow \delta$ ) προκαλεί μεγάλες καθιζήσεις ή και θραύση του εδάφους η μηχανική συμπεριφορά του εδάφους μπορεί να βελτιωθεί με προφόρτιση (πορεία  $\alpha \rightarrow \beta \rightarrow \gamma \rightarrow \delta$ ).



Σχήμα 5-1

Κύκλος κατασκευής έργου με προφόρτιση ή χωρίς

5.6.1 Αποτελέσματα προφόρτισης.

Με βάση το διάγραμμα φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης εδαφικού στοιχείου αποδεικνύεται ότι (Σχήμα 5-2):

- Κατά την απευθείας επιβολή του φορτίου  $q$  ( $\alpha \rightarrow \beta$ )

$$\Delta e^I = e_\alpha - e_\beta$$

$$OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_{v0} = 1,00$$

$$C_u^I \approx (0,15 \div 0,30) * \sigma'_{v0}$$

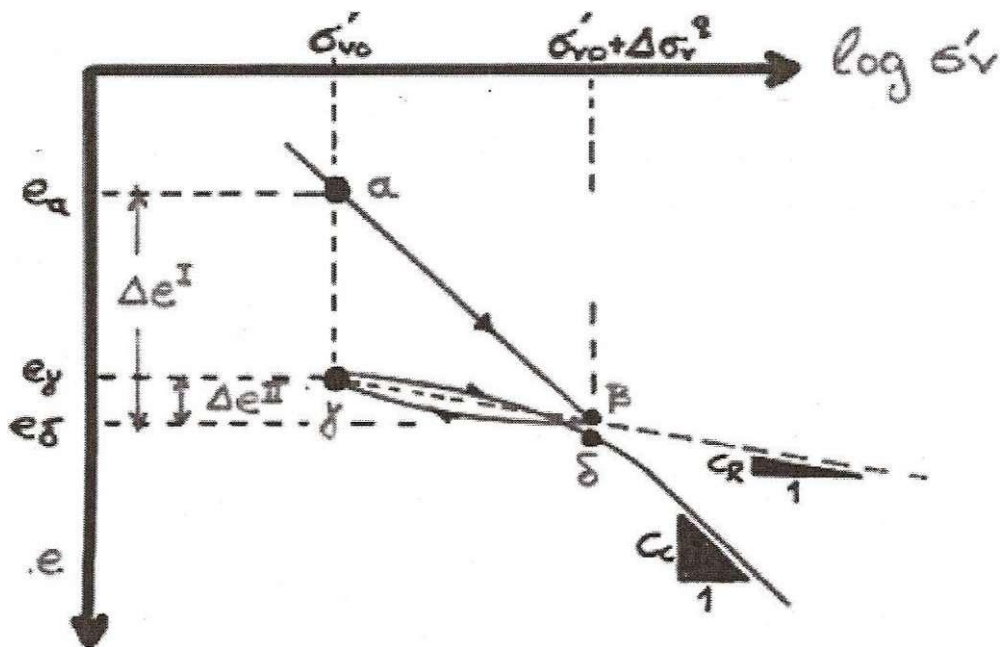
- Κατά την επιβολή του φορτίου  $q$  μετά την προφόρτιση ( $\gamma \rightarrow \delta$ )

$$\Delta e^{II} = e_\gamma - e_\delta \approx e_\gamma - e_\beta \quad (\lll \Delta e^I)$$

$$OCR = (\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v) / \sigma'_{v0} \quad (\gg \gg 1,00)$$

$$C_u^{II} \approx (0,15 \div 0,30) * (\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v)$$

$$\approx C_u^I + (0,15 \div 0,30) * \Delta \sigma'_v \quad (\gg C_u^I)$$



Σχήμα 5-2

Διάγραμμα φόρτισης-παραμόρφωσης εδαφικού στοιχείου

Δηλαδή, η προφόρτιση έχει διπλή επίδραση στην μηχανική συμπεριφορά του εδάφους:

μειώνει την ενδοσιμότητα του εδάφους ( $\Delta e^u \ll \Delta e^I$ ) και παράλληλα αυξάνει την διατμητική αντοχή του ( $C_u^u \gg C_u^I$ )

Έτσι, τα κύρια αποτελέσματα της προφόρτισης στην κατασκευή ενός έργου είναι:

- η μείωση των καθιζήσεων που θα προκληθούν από την κατασκευή του έργου (λόγω μείωσης συμπιεστότητας του εδάφους)
- η αύξηση της Φέρουσας Ικανότητας της θεμελίωσης (λόγω αύξησης της διατμητικής αντοχής του εδάφους θεμελίωσης)

Δευτερευόντως, για κορεσμένους αργίλους, μειώνεται δραστικά και ο χρόνος που απαιτείται για την ολοκλήρωση των καθιζήσεων που οφείλονται στο έργο (όχι στην προφόρτιση), μια και ο συντελεστής στερεοποίησης για αποφόρτιση-επαναφόρτιση του εδάφους  $C_{v,U-R}$  είναι σημαντικά μεγαλύτερος από τον συντελεστή στερεοποίησης για αρχική φόρτιση  $C_{v,L}$ .



### 5.6.2 Σχεδιασμός προφόρτισης.

Κατά τον σχεδιασμό μιας προφορτίσεως, η τάση προφορτίσεως  $p$  επιλέγεται έτσι ώστε να ικανοποιούνται δύο προϋποθέσεις:

- οι συνολικές καθιζήσεις του έργου -μετά την αφαίρεση της προφόρτισης- να μην υπερβαίνουν τις μέγιστες επιτρεπόμενες καθιζήσεις, και
- η διατμητική αντοχή σε διάφορες στάθμες εντός του εδάφους να είναι μεγαλύτερη ή ίση προς την ελάχιστη επιθυμητή διατμητική αντοχή προκειμένου να αποφευχθούν φαινόμενα αστοχίας (θραύσης) του εδάφους. Τα δύο ανωτέρω κριτήρια σχεδιασμού οδηγούν σε ανεξάρτητες εκτιμήσεις της επιθυμητής τάσης προφορτίσεως  $p$ , από τις οποίες διαλέγουμε φυσικά την μεγαλύτερη. Επιπλέον, στην περίπτωση πολύ μαλακών κορεσμένων αργίλων, είναι πιθανόν η απευθείας επιβολή της συνολικής προφορτίσεως να προκαλέσει θραύση του εδάφους το οποίο επιθυμούμε να βελτιώσουμε. Τότε, επιβάλλουμε σταδιακή προφόρτιση, αφήνοντας ικανό χρονικό διάστημα μεταξύ των διαδοχικών σταδίων για μηδενισμό των πιέσεων πόρων και αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους.

### 5.6.3 Εκτίμηση βελτιωμένης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής αργίλου μετά τη στερεοποίηση λόγω προφορτίσεως.

Ο υπολογισμός της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στρώματος αργίλου μετά από προφόρτιση με την επιβολή επιχώματος τραπεζοειδούς διατομής γίνεται ως εξής:

Χωρίζεται η στρώση της αργίλου σε υποστρώσεις μικρότερου πάχους και υπολογίζεται για κάθε μία χωριστά η βελτιωμένη τιμή της αστράγγιστης αντοχής στη μέση στάθμη της κάθε στρώσης

- Για κάθε υποστρώση υπολογίζεται η μέση τιμή της βελτιωμένης αστράγγιστης αντοχής σε κάθε μια από τις διακριτές ζώνες:

-κάτω από το κεντρικό τμήμα του τραπεζοειδούς επιχώματος,

-κάτω από την κεκλιμένη περιοχή του επιχώματος,

Έξω από τα όρια του επιχώματος θεωρείται ότι δεν μεταβάλλεται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή.

- Ο υπολογισμός της μέσης βελτιωμένης αστράγγιστης αντοχής σε μια ζώνη γίνεται ως η μέση τιμή των υπολογισμένων τιμών για τα σημεία που βρίσκονται στα άκρα της ζώνης.

Για κάθε σημείο  $A_i$  της αργιλικής στρώσης, η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του τραπεζοειδούς επιχώματος δίνεται από την σχέση:

$$\Delta\sigma_z = (I_{αρ.στερά} + I_{δεξιά}) * \gamma_{επ} * h_{επ}$$

Ενώ η νέα αυξημένη τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στο σημείο αυτό δίνεται από την σχέση:

$$C_{u(τελ)}^{A1} = C_u + (C_u / \sigma_v') * \Delta\sigma_z$$

Προφανώς, η νέα αυξημένη τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στη ζώνη  $i$  μεταξύ των σημείων  $A_1$  και  $A_2$  είναι:

$$C_{u(\text{τελ})}^i = [C_{u(\text{τελ})}^{A_1} + C_{u(\text{τελ})}^{A_2}] / 2$$

Όπου:

$\gamma_{\text{επ}}$  : το ειδικό βάρος του επιχώματος

$h_{\text{επ}}$  : το ύψος του επιχώματος

$z$  : το βάθος της στάθμης του σημείου  $A_i$ ,

$I$  : συντελεστής που δίνεται από το Νομογράφημα του Osterberg (Σχήμα 5-3) και εξαρτάται από το βάθος  $z$  της στάθμης του σημείου  $A_i$

$C_u$  : η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της απροφόρτιστης αργίλου

στη στάθμη του σημείου  $A_i$ , δηλαδή σε βάθος  $z$

$\sigma_v'$  : η κατακόρυφος ενεργή τάση σε βάθος  $z$

Μετά το τέλος της προφόρτισης και την απομάκρυνση του επιχώματος, η παραμένουσα βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο σημείο  $A_i$  είναι:

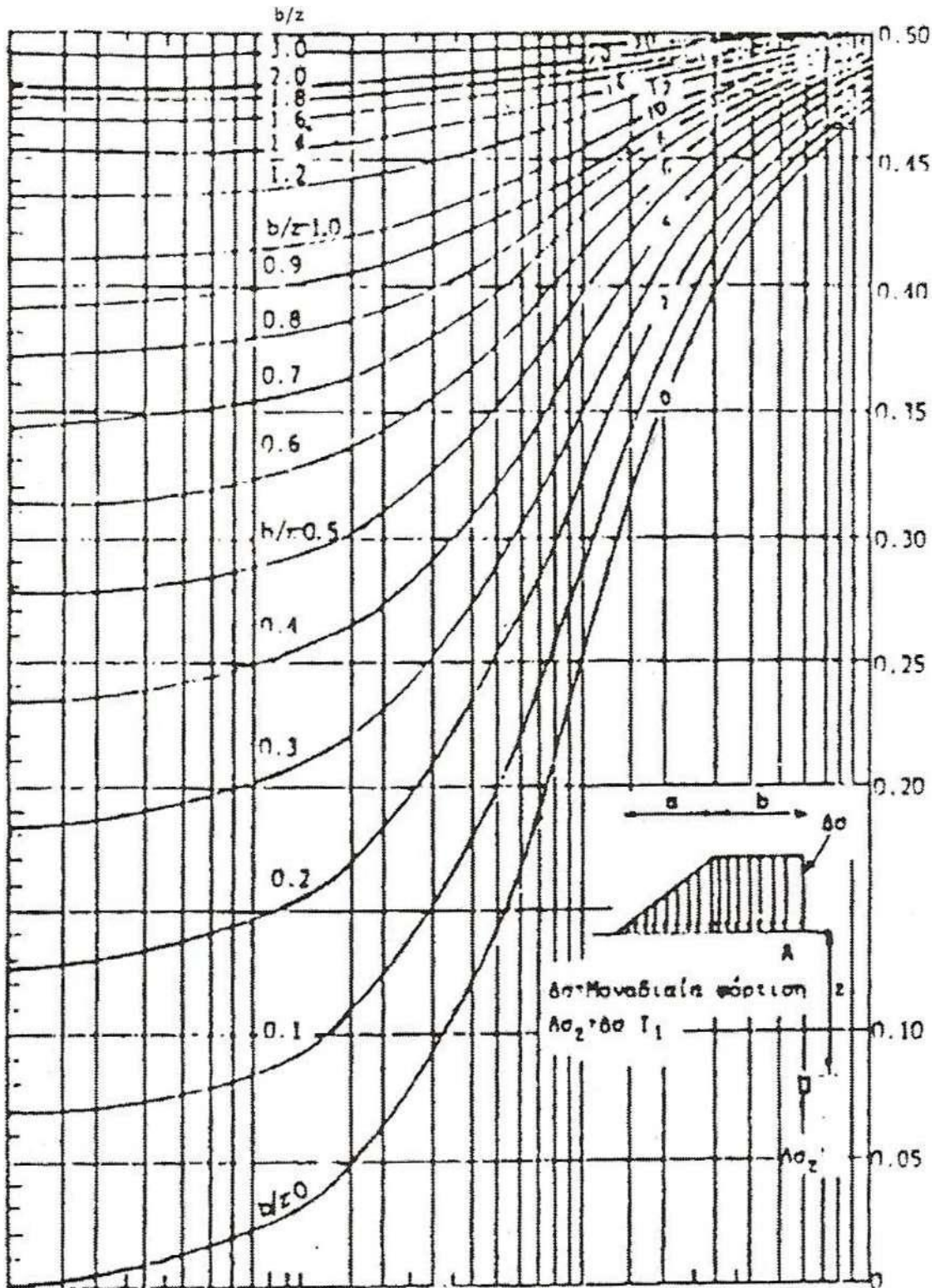
$$C_{u(\text{τελ})}^{A_i} = (C_u / \sigma_v') * \sigma_v' * \text{OCR}^{0,80} = C_u * \text{OCR}^{0,80}$$

$$\text{όπου } \text{OCR} = (\sigma_v' + \Delta\sigma_z) / \sigma_v'$$

Αντίστοιχα, μετά το τέλος της προφόρτισης και την απομάκρυνση του επιχώματος, η μέση παραμένουσα βελτιωμένη αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη ζώνη  $i$  μεταξύ των σημείων  $A_1$  και  $A_2$  είναι:

$$C_{u(\text{τελ})}^i = (C_u / \sigma_v') * \sigma_v' * \text{OCR}^{0,80} = C_u * \text{OCR}^{0,80}$$

$$\text{όπου } \text{OCR}_i = [\sigma_v' + (\Delta\sigma_z^{A_1} + \Delta\sigma_z^{A_2}) / 2] / \sigma_v'$$



Σχήμα 5-3 Νανογράφημα του Osterberg (1957) για τον προσδιορισμό των πρόσθετων τάσεων κάτω από τα σημεία επιχώματος τραπεζοειδούς διατομής.

#### 5.6.4 Στερεοποίηση εδάφους.

Κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση των εδαφικών υλικών, με το πέρασμα του χρόνου λαμβάνει χώρα το σύνθετο φαινόμενο της δημιουργίας υδατικής ροής διαμέσου των πόρων, η οποία προκαλεί μεταβολή του όγκου των πόρων, δηλαδή ογκομετρικές παραμορφώσεις του εδάφους και συνεπώς μεταβολές των ενεργών τάσεων. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται στερεοποίηση.

Ως βαθμό στερεοποίησης  $U$  ορίζουμε τον λόγο:

$$U = \delta(t) / \delta(\infty)$$

Όπου

$\delta(t)$  : υποχώρηση της επιφάνειας του εδαφικού υλικού σε

χρόνο  $t$

$\delta(\infty)$ : Τελική τιμή της υποχώρησης της επιφάνειας του εδαφικού υλικού στο τέλος της στερεοποίησης.

Ο συντελεστής  $T_v$ , που εκφράζει το χρόνο με αδιάστατη μορφή, ονομάζεται χρονικός παράγοντας και καθορίζει τη χρονική κλίμακα εξέλιξης του φαινομένου της μονοδιάστατης (κατακόρυφης) στερεοποίησης. Δίνεται δε από τη σχέση:

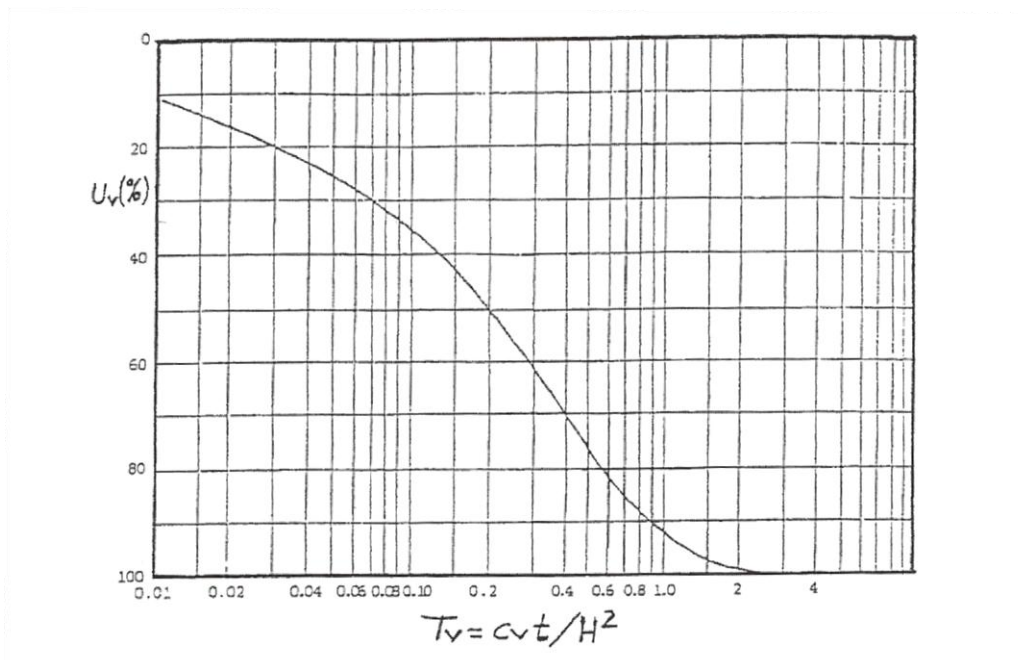
$$T_v = C_v * t / H^2$$

Όπου

$C_v$  : συντελεστής κατακόρυφης στερεοποίησης

$t$  : χρονική διάρκεια του φαινομένου

$H$  : το μήκος στράγγισης. Στην περίπτωση που και τα δύο όρια της συμπιεστής στρώσης επιτρέπουν ελεύθερη στράγγιση (διπλή στράγγιση) λαμβάνεται ίσο με το μισό του πάχους της στρώσης. Στην περίπτωση που το ένα όριο επιτρέπει ελεύθερη στράγγιση αλλά το άλλο όριο είναι αδιαπέρατο (απλή στράγγιση) λαμβάνεται ίσο με ολόκληρο το πάχος της συμπιεστής στρώσης. Ο χρονικός παράγοντας  $T_v$  της κατακόρυφης στερεοποίησης συσχετίζεται με το βαθμό κατακόρυφης στερεοποίησης  $U_v$  σύμφωνα με το διάγραμμα του Σχήμα 5-4 που ακολουθεί.



Σχήμα 5-4 Λιάγραμμα βαθμού κατακόρυφης στερεοποίησης σε σχέση με τον χρονικό παράγοντα

Επίσης, ο ακόλουθος πίνακας 5-1 Χαρακτηριστικές τιμές κατακόρυφης στερεοποίησης σε σχέση με τον χρονικό παράγοντα παρουσιάζει μερικές χαρακτηριστικές τιμές της σχέσης  $U_v = f(T_v)$

$U_v$	$T_v$
0	0
0,1	0,01
0,2	0,031
0,3	0,071
0,4	0,126
0,5	0,197

$U_v$	$T_v$
0,6	0,287
0,7	0,403
0,8	0,567
0,9	0,848
0,93	1
1	$\infty$

πίνακας 5-1 Χαρακτηριστικές τιμές κατακόρυφης στερεοποίησης σε σχέση με τον χρονικό παράγοντα

Η στερεοποίηση θεωρείται ότι έχει ολοκληρωθεί όταν είναι  $U_v=93\%$ , οπότε είναι  $T_v \approx 1$ . Έτσι, ο απαιτούμενος για την ολοκλήρωση της στερεοποίησης χρόνος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$t = H^2 / C_v$$

Γενικά, για εδάφη με μεγάλη διαπερατότητα (π.χ. αμμώδη) και με μεγάλο μέτρο συμπίεσης (π.χ. με πυκνή δομή) το φαινόμενο της στερεοποίησης εξελίσσεται ραγδαία και η εκτόνωση των υπερπίεσεων πόρων συντελείται σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα. Αντίθετα, σε εδάφη με μικρή διαπερατότητα και μικρό μέτρο συμπίεσης (π.χ. μαλακές αργίλους) η στερεοποίηση διαρκεί επί μεγάλο χρονικό διάστημα.

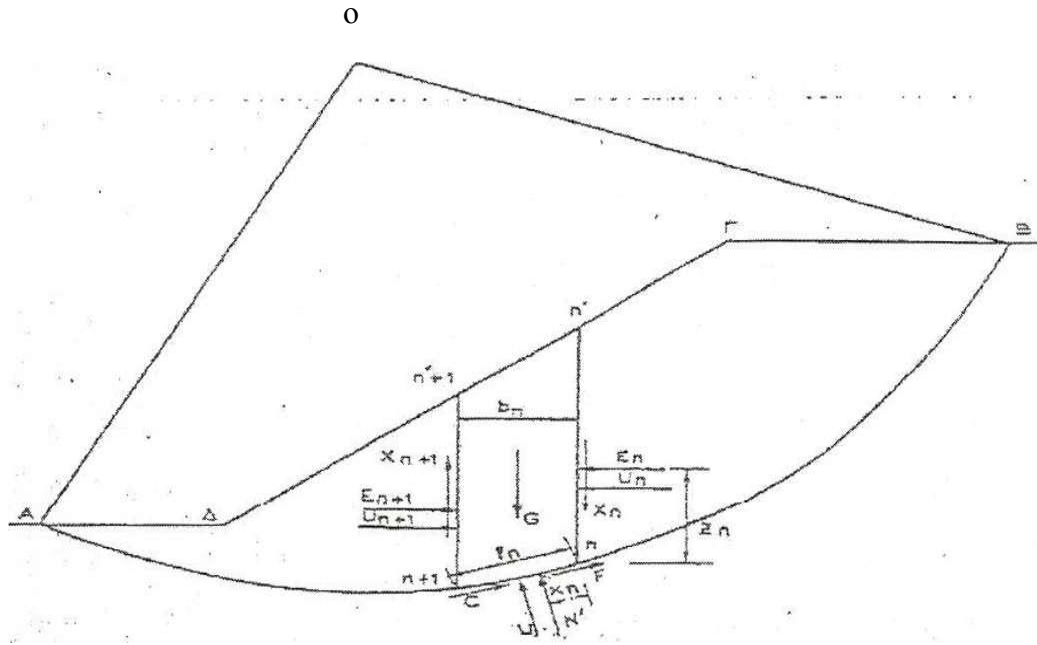
## 5.7 Έλεγχοι γενικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης.

### 5.7.1 Γενικό.

Στην περίπτωση  $C' \neq 0$ ,  $\phi' \neq 0$ , όπου η αντοχή του εδάφους μεταβάλλεται με το βάθος ή σε περίπτωση μη ομογενούς εδαφικού υλικού (που αποτελείται από διαφορές στρώσεις) ή στην περίπτωση κατά την οποία εντός της μάζας του πρανούς επικρατούν μεταβλητές υδραυλικές συνθήκες (μεταβλητή πίεση πόρων  $u$ ) ή τέλος και στη περίπτωση μη ομαλής γεωμετρικής διαμορφώσεως της επιφάνειας του πρανούς, εφαρμόζεται αποκλειστικά η μέθοδος της διαίρεσης της ολισθαίνουσας μάζας σε λωρίδες όπως αναπτύχθηκε πρώτα από τον Petterson, αλλά με παραδοχή κυκλικής επιφάνειας ολίσθησης. Σύμφωνα με αυτήν, η εδαφική μάζα χωρίζεται σε κατακόρυφες γραμμές σε λωρίδες πλάτους  $\phi = 0.1 \cdot R$  ή και μικρότερου αν απαιτείται μεγαλύτερη ακρίβεια. Έτσι η ευστάθεια του όλου πρανούς προκύπτει ως άθροισμα των ευσταθειών των επιμέρους λωρίδων. Συγκεκριμένα στην γενική περίπτωση πρανούς με υδατική ροή, η τυχούσα λωρίδα ισορροπεί υπό την επίδραση των ακόλουθων δυνάμεων:

- του βάρους της  $G$
- της ορθής δύναμης  $N'$  που ασκείται από την εδαφική μάζα κατά μήκος του τόξου  $(n, n+1)$
- των δυνάμεων συνοχής  $C$  και τριβής  $F$  που ασκούνται κατά μήκος του τόξου  $(n, n+1)$
- των οριζοντίων και κατακόρυφων δυνάμεων  $E_n, E_{n+1}, X_n, X_{n+1}$  που ασκούνται από τις παρακείμενες λωρίδες
- των δυνάμεων  $U, U_n, U_{n+1}$  που οφείλονται στις πιέσεις πόρων κατά μήκος του τόξου  $(n, n+1)$ , και των επιφανειών  $n-n', n+1-n'+1$  αντιστοίχως





Σχήμα 5-5 Σχηματική Απεικόνιση ευστάθειας πρανούς

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

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

- η ορθή δύναμη  $N'$  (ή δυνάμεις συνολικά)
- ο συντελεστής ασφαλείας  $v$  (ένας αριθμός) του πρανού έναντι ολισθήσεως ο οποίος εκφράζει το συσχετισμό μεταξύ των ανθιστάμενων και των ωθουσών δυνάμεων  $F, C$  και  $G \sin \alpha$  στα τόξα
- οι ορθές δυνάμεις  $E_i$  στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων
- οι σχέσεις μεταξύ των ορθών και των διατμητικών δυνάμεων  $E_i$ , και  $X_i$  στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων, ή αλλιώς οι διατμητικές δυνάμεις  $X_i$  στις διαχωριστικές επιφάνειες ( $n-1$  σχέσεις)
- η απόσταση  $X_i$  του σημείου εφαρμογής του  $N'$  (ή συνολικά αποστάσεις)
- οι αποστάσεις  $z$  των σημείων εφαρμογής των δυνάμεων  $E_i$  και  $X_i$  (ή αποστάσεις)

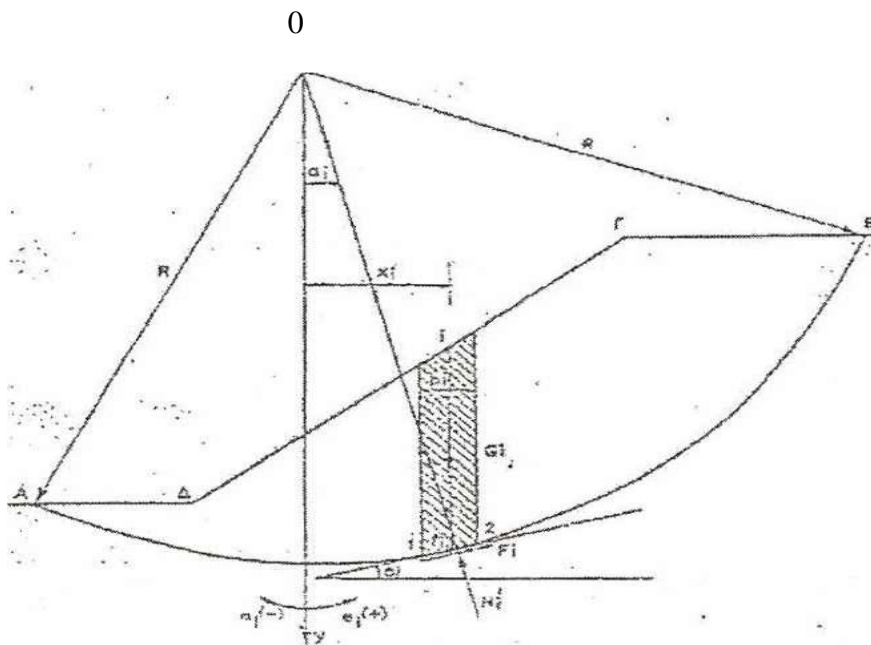
Συνολικός αριθμός αγνώστων :  $A = 5 \cdot n - 3 + 1 = 5 \cdot n - 2$ . Έναντι του αριθμού αυτού των αγνώστων διατίθενται συνολικά  $E = 3n$  εξισώσεις (είναι στερεοστατικές συνθήκες ισορροπίας  $\Sigma X=0, \Sigma Y=0, \Sigma M=0$  για κάθε λωρίδα) οπότε το γενικό πρόβλημα είναι:

$A - E = 5 \cdot n - 2 - 3 \cdot n = 2 \cdot n - 2$  φορές στατικός αόριστος.

5.7.2 Μέθοδοι άρσης στατικής αοριστίας.

i. Συμβατική μέθοδος λωρίδων (μέθοδος Fellenius).

Κατά την μέθοδο αυτή αμελείται η επίδραση των δυνάμεων  $E_i$ ,  $X_i$ , στις διαχωριστικές επιφάνειες των λωρίδων, οι οποίες θεωρείται ότι κατά προσέγγιση δίνουν μηδενική συνισταμένη δύναμη και μηδενικές ροπές. Έχει αποδειχθεί, για αβαθείς κύκλους ολίσθησης, ότι το σφάλμα της παραπάνω παραδοχής δεν είναι σημαντικό και είναι προς την πλευρά της ασφάλειας, προκύπτει δηλαδή συντελεστής ασφαλείας  $\nu$  μικρότερος του πραγματικού. Γενικότερα, η παράλειψη των δυνάμεων στις διαχωριστικές επιφάνειες παράγει σφάλμα πολύ μικρότερο από αυτά που προκύπτουν από τον ατελή προσδιορισμό των παραμέτρων  $C'$  και  $\varphi'$  του υλικού του πρανούς στο εργαστήριο. Η ευστάθεια της λωρίδας από την σύγκριση των ροπών ευστάθειας ως προς τις ροπές ανατροπής, λαμβάνοντάς τις όλες ως προς το κέντρο  $O$  του κύκλου ολίσθησης, προκύπτει όπως παρακάτω (Σχήμα 5-6):



Σχήμα 5-6 Σχηματική απεικόνιση της ευστάθειας λωρίδων κατά τη μέθοδο Fellenius

ροπή ανατροπής :  $M_T^O = G_i * X_i = M_{ανατρ} = G_i * R * \sin\alpha_i$

ροπή ευστάθειας :  $M^0_{δυναμ.διατμ.αντοχ.εδαφ.} = R * C' * li + R * N * \tan\varphi' = M_{ευστ}$

Οπού :

$G_i$ : το βάρος της λωρίδας (για σταθερό πλάτος)

$X_i$  : προσημασμένη απόσταση κέντρου βάρους λωρίδας από τον άξονα  $Y$

$R_i$  : ακτίνα κύκλου ολίσθησης

$C$  : συνοχή του υλικού

$l_i$  : μήκος του τόξου 1-2

$N$  : ενεργή ορθή δύναμη του τόξο 1-2

$\varphi$  : γωνία εσωτερικής τριβής

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

$$N' = G_i * \cos\alpha_i - u_i * I_i$$

όπου:

$\alpha_i$  : προσημασμένη γωνία όπως στο Σχήμα 5-6

$u_i$  : η πίεση πόρων στην περιοχή 1-2

προκύπτει:

$$M_{\text{ευσταθ}} = R * [ C' * l_i + ( G_i * \cos\alpha_i - u_i * I_i ) * \tan\varphi' ]$$

Από τις παραπάνω σχέσεις και με άθροιση για όλες τις λωρίδες προκύπτει συντελεστής ασφαλείας έναντι κατολίσθησης

$$v = M_{\text{ευστ}}/M_{\text{ανατρ}} = ( \sum_1^n ( C' * I_i ) + \sum_1^n ( G_i * \cos\alpha_i - u_i * I_i ) * \tan\varphi' ) / \sum_1^n ( G_i * \sin\alpha_i )$$

Συνήθως τίθεται απλοποιητικά :  $l_i = b/\cos\alpha_i$

Εφ' όσον η πίεση πόρων εντός πρανούς είναι μηδενική, η έκφραση του συντελεστή ασφαλείας μπορεί να απλοποιηθεί όπως παρακάτω:

$$v = ( \sum_1^n ( C_i' * I_i ) + \sum_1^n ( G_i * \cos\alpha_i * \tan\varphi' ) ) / \sum_1^n ( G_i * \sin\alpha_i )$$

Ο συντελεστής ασφαλείας  $v$  παρουσιάζει σημαντικές λογιστικές δυσκολίες λόγω του μεγάλου αριθμού πράξεων που απαιτούνται για τον υπολογισμό του.

**ii. Η μέθοδος Bishop.**

Η μέθοδος Bishop διαφοροποιείται από τη 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 την ισορροπία της λωρίδας κατά την κατακόρυφη οπότε εξαλείφονται οι δυνάμεις  $E_i$  και προκύπτει (Σχήμα 5-7).

$$G_i + (X_i - X_{i+1}) - N_i \cdot \cos \alpha_i - S_i \cdot \sin \alpha_i = 0$$

Είναι όμως :

$$S_i = (T_i / V) \cdot I_i$$

Όπου  $S$  η κατά Coulomb ανά μονάδα επιφάνειας διατμητική αντοχή και  $T_i$  σε αναφορά ενεργών τάσεων είναι:

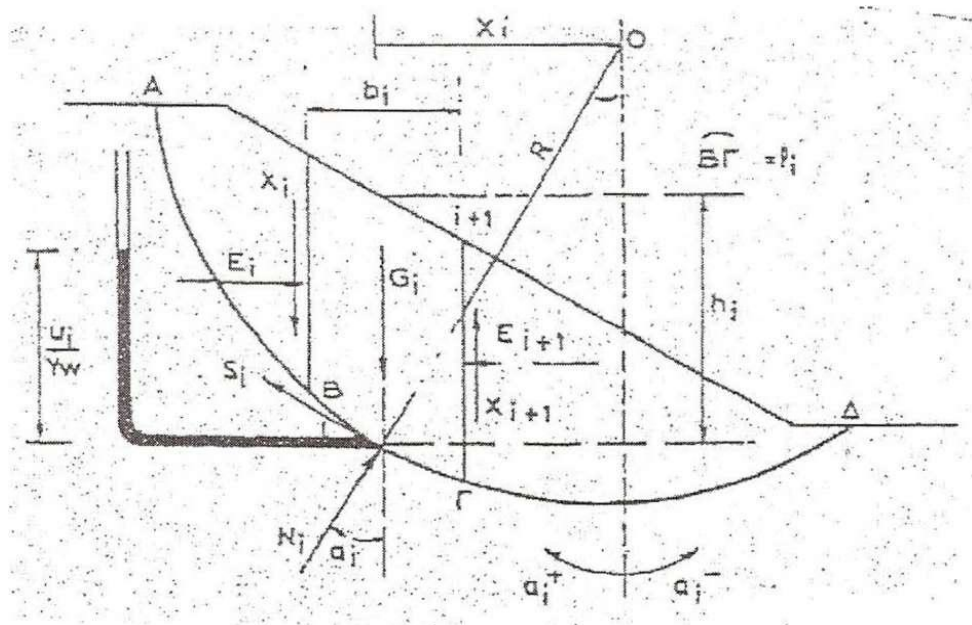
$$T_i = C_i + (\sigma_i - u_i) \cdot \tan \varphi_i$$

Από τις παραπάνω σχέσεις προκύπτει:

$$N_i \cdot \cos \alpha_i + (1/v) \cdot [C_i \cdot I_i + (N_i - u_i \cdot I_i) \cdot \tan \varphi_i] \cdot \sin \alpha_i = G_i + (X_i - X_{i+1})$$

$$N_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{C_i \cdot I_i \cdot \sin \alpha_i}{v} + \frac{N_i}{v} \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \alpha_i - \frac{U_i \cdot I_i}{v} \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \alpha_i = G_i + (X_i - X_{i+1})$$

$$N_i = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \frac{(C_i \cdot \sin \alpha_i - U_i \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \alpha_i)}{v}}{\sin \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \cdot \sin \alpha_i}{v}}$$



Σχήμα 5-7 Σχηματική απεικόνιση της ευστάθειας λωρίδων κατά μέθοδο Bishop

Επομένως θα είναι

$$N_i = N_i - u_i \cdot I_i = \frac{G_i + (X_i - X_{i+1}) - I_i \cdot \left( \frac{C_i' \cdot \sin \alpha_i}{v} + u_i \cdot \cos \alpha_i \right)}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i' \cdot \sin \alpha_i}{v}}$$

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

$$\Sigma G_i \cdot X_i = \Sigma S_i \cdot R = \Sigma (T_i \cdot I_i / v)$$

Από συνδυασμό των σχέσεων

$$V = \frac{\Sigma [C_i' \cdot I_i + (P_i - U_i \cdot I_i) \cdot \tan \varphi_i']}{\Sigma (G_i \cdot \sin \alpha_i)} = \frac{\Sigma [C_i' \cdot I_i + P_i \cdot \tan \varphi_i']}{\Sigma (G_i \cdot \sin \alpha_i)}$$

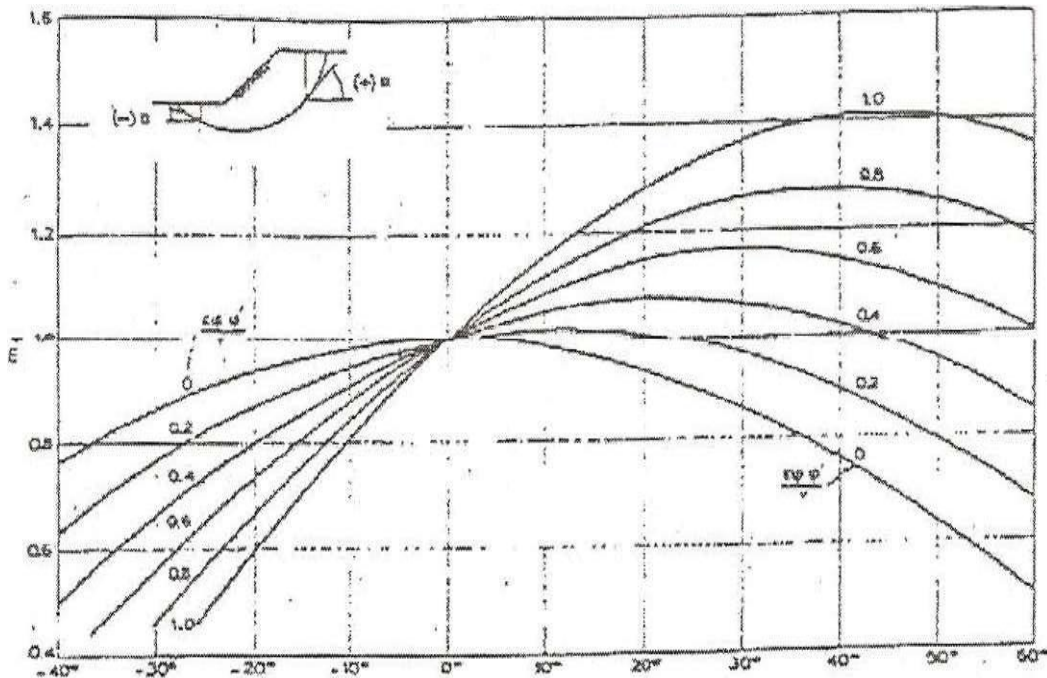
Με αντικατάσταση της τιμής της  $P_i$  και με αντικατάσταση  $I_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$  προκύπτει τελικά:

$$V = \frac{1}{\Sigma G_i \cdot \sin \alpha_i} * \Sigma [ C_i' \cdot b_i + ( G_i - u_i \cdot b_i + X_i - X_{i+1} ) * \tan \varphi_i' ] * \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \varphi_i' \cdot \tan \alpha_i}{v}}$$

Η ανωτέρω σχέση αποτελεί την εξίσωση της ακριβούς (Rigorous) μεθόδου Bishop, επιλύεται δε με διαδοχικές προσεγγίσεις, είναι χρονοβόρα 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 σύνεστησε να θεωρηθεί γενικώς η διαφορά  $X_i - X_{i+1}$  μηδενική οπότε προκύπτει η εξίσωση της απλοποιημένης (simplified ή Routine) μεθόδου Bishop:

$$V = \frac{1}{\sum G_i \sin \alpha_i} * \sum [ C_i' * b_i + ( G_i - u_i * b_i ) * \tan \phi_i' ] * \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi_i' * \tan \alpha_i'}{v}}$$

Επειδή ο συντελεστής ασφαλείας  $v$  εμφανίζεται και στο δεύτερο σκέλος της τελευταίας εξίσωσης, υποτίθεται αρχικά μια τιμή  $v_1$  και με επίλυση της προκύπτει μια 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 μία νέα τιμή  $v_3$ . Συνήθως αρκούν δύο δοκιμές καθώς τα αποτελέσματα συγκλίνουν γρήγορα.



Σχήμα 5-8 Νομογράφημα υπολογισμού συντελεστή ασφαλείας της απλοποιημένης (simplified ή Routine) μεθόδου Bishop

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

$$V = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} * \sum [ C_i' * b_i + ( W_i - u_i * b_i ) * \tan \varphi_i' ] * \frac{\sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \varphi_i' * \tan \alpha_i}{v}}$$

είναι:

- $W_i (= G_i)$  : τα συνολικά βάρη των λωρίδων
- $b_i$  : τα πλάτη των λωρίδων
- $C_i, \varphi_i$  : η συνοχή και η γωνία διατμητικής αντοχής στο στρώμα εδράσεως της συγκεκριμένης λωρίδας
- $u_i$  : η πίεση πόρων στο μέσο του τόξου έδρασης της λωρίδας
- $\alpha_i$  : η γωνία που σχηματίζει η χορδή του τόξου έδρασης της λωρίδας με την οριζόντια με σήμανση
- $v_i$  : ο συντελεστής ασφαλείας (απαιτείται η προεκτίμηση του στο β' μέλος και στη συνέχεια επανεισαγωγή του συντελεστή  $F_i$  που προέκυψε στο β' μέλος. Η σύγκλιση είναι ταχύτατη).

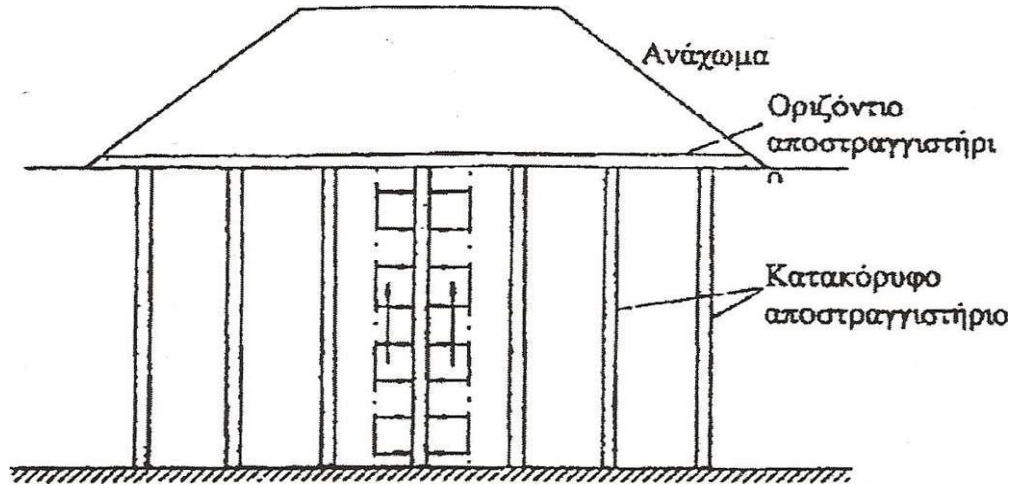
Η παράσταση  $m_i = 1 + \frac{\tan \varphi_i' * \tan \alpha_i}{F}$  παρέχεται ευχερέστερα από το Νομογράφημα του παραπάνω Σχήματος (Σχήμα 5-8) παρέχει την τιμή  $m_i$  συναρτήσει της (προσημασμένης) γωνίας  $\alpha$  και του λόγου  $\frac{\tan \varphi_i'}{v}$ .

Στη συγκεκριμένη περίπτωση των υδροστατικών πιέσεων στα βυθισμένα τμήματα των λωρίδων, τίθεται το υπό άνωση βάρος  $W_i$  σε αριθμητή και παρονομαστή (οπότε και  $U_i$ ). Στη περίπτωση εδράσεως λωρίδας σε μαλακό έως μέσης συνεκτικότητας αργιλικό έδαφος δυσμενέστερη είναι η ανάλυση βραχυπρόθεσμης αστοχίας οπότε ως παράμετροι αντοχής στην ανάλυση ευστάθειας υπεισέρχονται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή ( $C_u \neq 0$ ) και ως φαινόμενη γωνία διατμητικής αντοχής  $\varphi_u = 0^0$ .

Στη περίπτωση σεισμικής φορτίσεως στις ροπές ανατροπής (παρονομαστής) προστίθενται οι ροπές των οριζόντιων (αδρανειακών) σεισμικών δυνάμεων των λωρίδων που προκύπτουν από το πολλαπλασιασμό επί  $K_h$  του συνολικού βάρους  $W_i$  των λωρίδων (προκύπτει με  $\gamma_{\text{κορ}}$  κάτω από τη στάθμη  $\pm 0.00$ ). Εφαρμόζεται στο μέσος του ύψους της λωρίδας σύμφωνα με τη ψευδοστατική ανάλυση ( $E_i = K_h * W_i$ ).

## 5.8 Στραγγιστήρια.

Για την επιτάχυνση της στερεοποίησης, πριν την επιβολή της προφόρτισης, εμπηγνύονται πλαστικά στραγγιστήρια στην άργιλο, σε καννάβους διαφόρων σχημάτων (Σχήμα 5-9). Έτσι δημιουργούνται κατακόρυφες επιφάνειες στραγγίσεως με αποτέλεσμα, πέραν της κατακόρυφης απλής ή διπλής στράγγισης, να αναπτύσσεται λόγω διαφοράς υδραυλικού φορτίου και οριζόντια (ακτινική) στράγγιση, η οποία εξελίσσεται τόσο ταχύτερα όσο μικρότερη είναι η πλευρά του καννάβου των στραγγιστηρίων (δηλαδή όσο περισσότερο αυξάνει η υδραυλική κλίση που προκαλεί την πλευρική ροή).



Σχήμα 5-9 Διάταξη κατακόρυφων στραγγιστηρίων κάτω από επίχωμα προφόρτισης.

Για συνδυασμένη (ταυτόχρονη) οριζόντια και κατακόρυφη στράγγιση ο βαθμός στερεοποίησης υπολογίζεται από τη σχέση:

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

Όπου

$U_v$ : βαθμός στερεοποίησης για κατακόρυφη στράγγιση

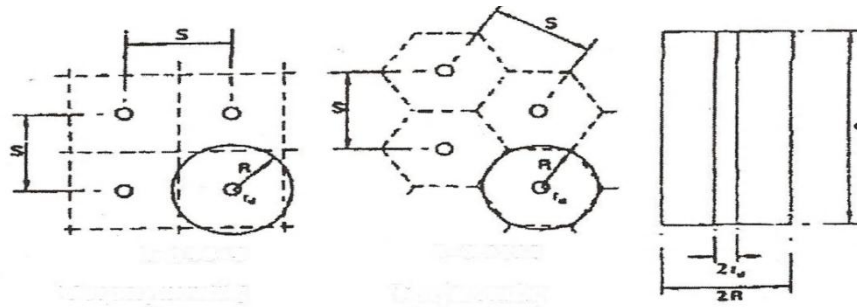
$U_r$ : βαθμός στερεοποίησης για ακτινική οριζόντια στράγγιση

Για τον σχεδιασμό ενός δικτύου στραγγιστηρίων θα πρέπει να προσδιορισθούν δύο παράμετροι:

- Η ακτίνα του στραγγιστηρίου  $R_d$  και
- Η αξονική απόσταση μεταξύ των στραγγιστηρίων  $S$



Ο υπολογισμός των δύο αυτών παραμέτρων γίνεται επαναληπτικά με δοκιμές έχοντας ως δεδομένα τον απαιτούμενο χρόνο  $t$  ολοκλήρωσης της στερεοποίησης, το πάχος του συμπιεστού στρώματος, καθώς και τους συντελεστές στερεοποίησης  $C_v$  και  $C_r$  (Σχήμα 5-10) .



$$R=0.564*S \text{ (Τετραγωνικός κάνναβος)}$$

$$R=0.564*S \text{ (Τριγωνικός κάνναβος)}$$

Σχήμα 5-10 Γεωμετρίες καννάβων στραγγιστηρίων

Σύμφωνα με την θεωρία Barron της ακτινικής στερεοποίησης, κάθε στραγγιστήριο εξυπηρετεί μια κυκλική επιφάνεια διαμέτρου  $D_e$  με εμβαδόν ίσο με το εμβαδόν της επιφάνειας που πραγματικά εξυπηρετεί το στραγγιστήριο. Συνεπώς, η ακτίνα επιρροής του στραγγιστηρίου  $R_e$  εξαρτάται από το είδος του χρησιμοποιούμενου καννάβου.

Συγκεκριμένα:

Για ισόπλευρο τριγωνικό κάνναβο πλευράς  $S$

$$D_e = 2*R_e = 1,05*S$$

Για τετραγωνικό κάνναβο πλευράς  $S$

$$D_e = 2*R_e = 1,13*S$$

Επίσης ισχύει η σχέση:

$$C_r \approx (K_r / K_v) * C_v$$

όπου:

$C_v$  : συντελεστής κατακόρυφης στερεοποίησης

$C_r$  : συντελεστής οριζόντιας ακτινικής στερεοποίησης

$K_v$  : συντελεστής κατακόρυφης διαπερατότητας

$K_r$ : συντελεστής οριζόντιας ακτινικής διαπερατότητας

Ο λόγος ( $K_r/K_v$ ) εξαρτάται από την επιτόπου ανισοτροπία του εδάφους και δίνεται ενδεικτικά στον παρακάτω πίνακα (πίνακας 5-2):

Τύπος αργίλου	$K_r/K_v$
Ομοιογενείς αποθέσεις	1.0 ÷ 1.5
Προσχωσιγενείς αργλικές αποθέσεις με διακοπτόμενες ενστρώσεις και φακούς μεγαλύτερης διαπερατότητας	2.0 ÷ 4.0
Στρωσιγενείς άργιλοι και άλλες αποθέσεις με ενδιάμεσες (πρακτικά συνεχείς) στρώσεις διαπερατού υλικού	3.0 ÷ 15.0

πίνακας 5-2

Κατά την κατασκευή-τοποθέτηση των στραγγιστηρίων προκαλείται αναμόχλευση και επαναστερεοποίηση του εδάφους περιμετρικά από το στραγγιστήριο σε ακτίνα διπλάσια έως τριπλάσια της ακτίνας του στραγγιστηρίου.

Η ζώνη αυτή της αναμόχλευσης (smear zone) είναι πρακτικά ομοιογενής και επομένως σύμφωνα με τον προηγούμενο πίνακα σε αυτήν ισχύουν:

$$k_{r,s} / k_v = 1,0 \div 1,$$

$$C_{r,s} / C_v = 1,0 \div 1,5$$

όπου:

$C_{r,s}$ : συντελεστής ακτινικής στερεοποίησης στην smear zone

$k_{r,s}$ : συντελεστής ακτινικής διαπερατότητας στην smear zone

Φυσικά, η τοπική αυτή μείωση του  $C_r$  σε σχέση με το περιβάλλον φυσικό έδαφος (από  $C_r$  σε  $C_{r,s}$ ) αυξάνει αντίστοιχα τον χρόνο που απαιτείται για την ολοκλήρωση της ακτινικής στερεοποίησης. Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη την ύπαρξη της smear zone, ο μέσος βαθμός οριζόντιας ακτινικής στερεοποίησης  $U_r$  υπολογίζεται από την ακόλουθη αναλυτική σχέση:

$$U_r = 1 - e^{-8 \cdot T_r / A}$$

Όπου:

$T_r$ : χρονικός παράγοντας για ακτινική (αποκλειστικά) στράγγιση, που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_r = c_r * t / D_e^2$$

$c_r$ : συντελεστής οριζόντιας ακτινικής στερεοποίησης

$t$ : χρονική διάρκεια του φαινομένου

$D_e$  : Διάμετρος επιρροής στραγγιστηρίου

$A$  : Παράμετρος που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A = \ln(R_e/R_d) - \frac{3}{4} + (k_r/k_{r,s}-1) * \ln(R_s/R_d)$$

$R_e$  : Ακτίνα επιρροής στραγγιστηρίου

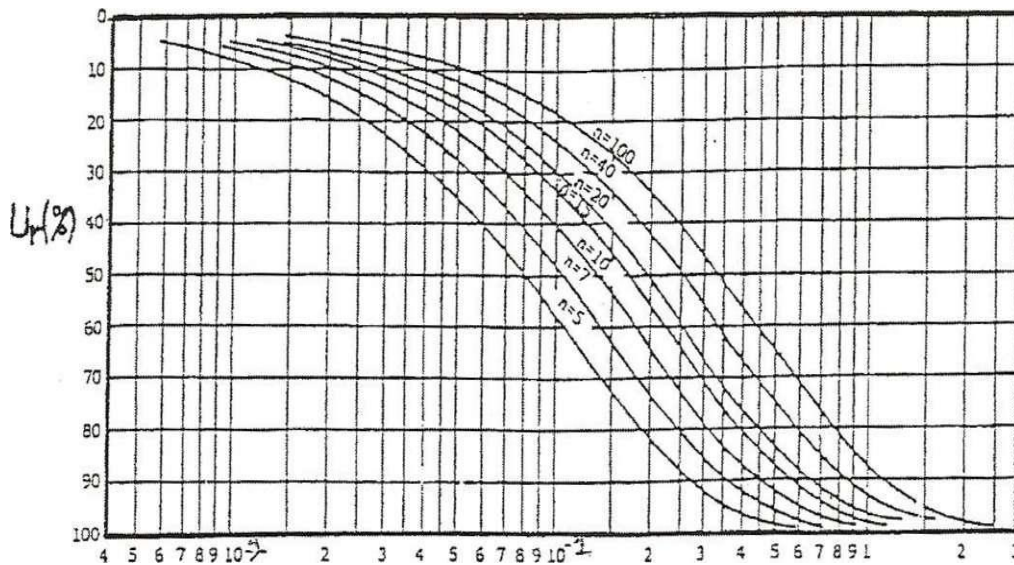
$R_d$  : Ακτίνα του στραγγιστηρίου

$R_s$ : Ακτίνα της smear zone, για την οποία ισχύει

$$R_s/R_d = 2 \div 3$$

$$T_r = c_r t / D_e^2$$

Εάν δεν λάβουμε υπόψη την επίδραση της ύπαρξης ζώνης αναμόχλευσης (smear zone), ο υπολογισμός του μέσου βαθμού οριζόντιας ακτινικής στερεοποίησης  $U_r$  γίνεται από το Διάγραμμα του Σχήματος παρακάτω (Σχήμα 5-11) σε συνάρτηση με τον χρονικό παράγοντα  $T_r = c_r t / D_e^2$  και τον συντελεστή  $n = R_e/R_d$ :



Σχήμα 5-11 Διάγραμμα βαθμού κατακόρυφης στερεοποίησης σε σχέση με το χρονικό παράγοντα

## 5.9 Βελτίωση - Ενίσχυση αργιλικού εδάφους με συνδυασμό προφόρτισης – χαλικοπασσάλων.

### 5.9.1 Λειτουργία των χαλικοπασσάλων.

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

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

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

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

$$\left( \frac{c_u}{p} \right) = 0.11 + 0.0037 * (PI)^{μεσο\%}$$

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

γ) Λόγω ανακατανομής φορτίου και συμβιβαστού παραμορφώσεων, η τελική καθίζηση του ενισχυμένου εδάφους θα είναι μειωμένη (αφού θα οφείλεται σε ομοιόμορφη πίεση  $\sigma_{εδ} < \sigma_0$ ) σε σχέση με εκείνη του μη ενισχυμένου εδάφους (η οποία προφανώς οφείλεται σε ομοιόμορφη πίεση  $\sigma_0$  με συντελεστή

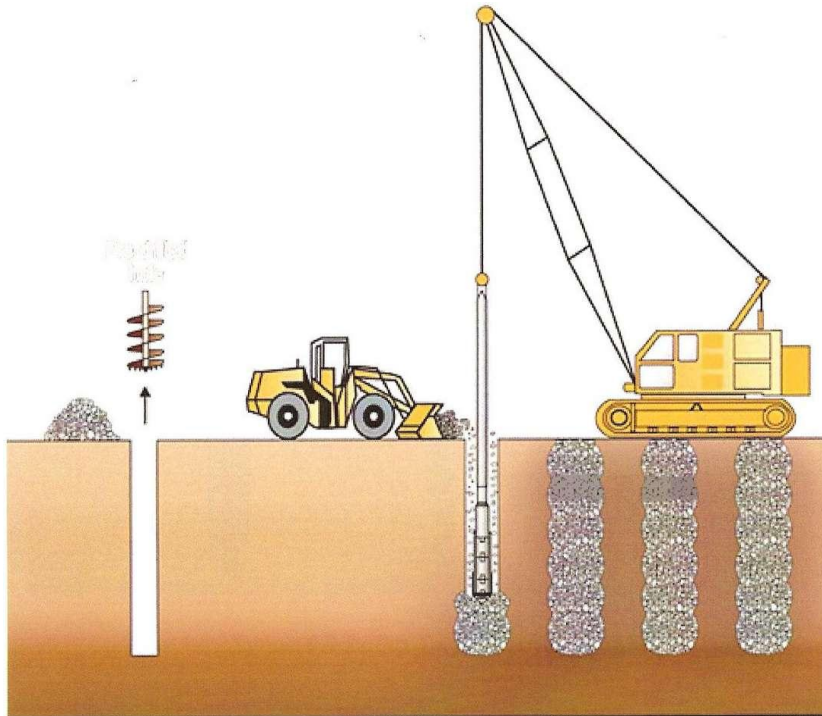
$$Y = \frac{P_{ενισχ}}{P_{μηενισχ}} = \frac{\sigma_{εδ}}{\sigma_0}$$

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

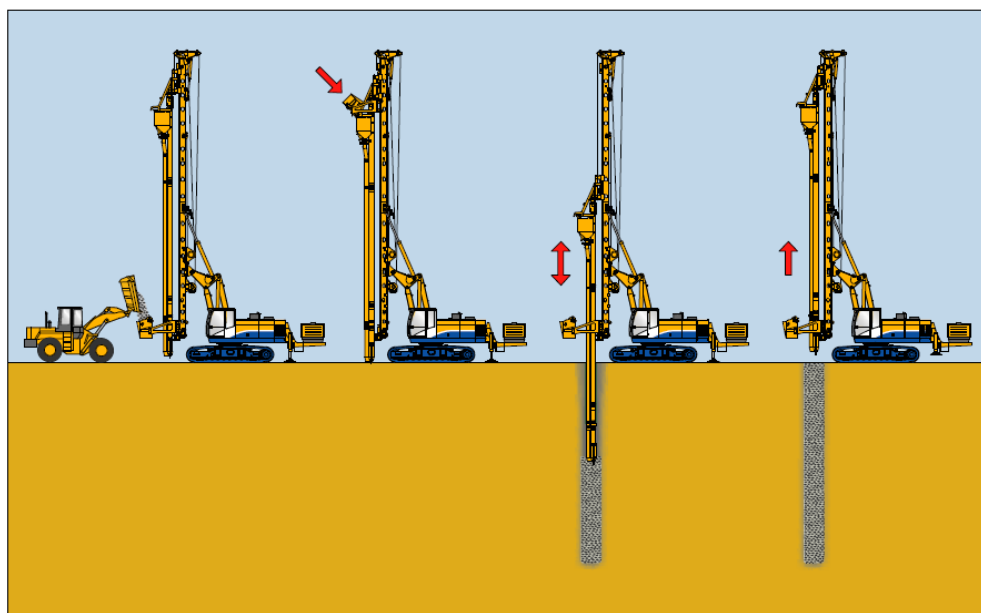
### 5.9.2 Κατασκευή και γεωμετρικά/μηχανικά χαρακτηριστικά δικτύου χαλικοπάσσων

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

1. Με τη μέθοδο βαθιάς δονητικής αντικατάστασης (Σχήμα 5-12, Σχήμα 5-13) σε υλικά κυρίως λεπτόκοκκα όπως ιλύς (σε ποσοστό >20% σε περίπτωση αμμοίλου, αργιλοίλου ή αργίλου).

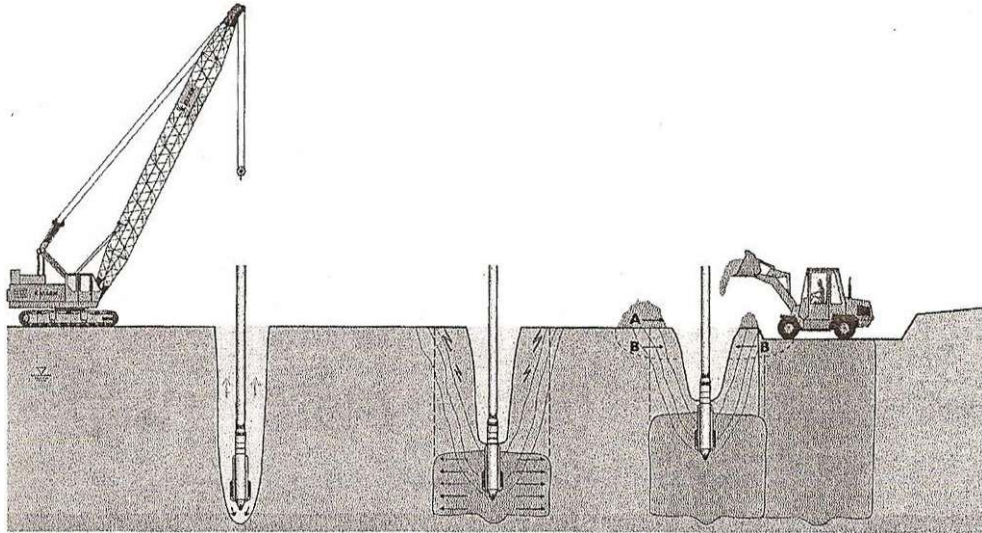


Σχήμα 5-12 Top feed system



Σχήμα 5-13 Bottom feed system

2. Με τη μέθοδο βαθιάς δονητικής συμπύκνωσης (Σχήμα 5-14) με περισσότερο χονδρόκοκκο υλικά όπως άμμος, αμμοιλύες (με ποσοστό ιλύος < 20%) και χάλικες.



Σχήμα 5-14 Βαθιά δονητική συμπύκνωση

Τα δίκτυα χαλικοπασσάλων κατασκευάζονται είτε σε τετραγωνικό κάναβο πλευράς  $S$  είτε σε κάναβο ισόπλευρων τριγώνων πλευράς  $S$ . Στην πρώτη περίπτωση, η εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο τετραγωνική επιφάνεια  $A = S^2$  εξισώνεται με ισοδύναμη κυκλική διαμέτρου  $D_e = 2R_e$  οπότε από τη σχέση  $S^2 = \pi * D_e^2/4$  προκύπτει ότι  $D_e = 2*R_e = 2*S/\sqrt{\pi} = 1.13 * S$ . Στη δεύτερη περίπτωση η εξυπηρετούμενη από κάθε χαλικοπάσσαλο επιφάνεια είναι κανονικό εξάγωνο με ύψος κάθε τριγώνου  $S/2 = 0.5*S$  και βάση  $2*((S/2)\tan 30^\circ) = 0.577*S$ , οπότε  $A_{εξ} = 6*0.5*0.5*0.577*S^2$ . Από την εξίσωση της με ισοδύναμο κύκλο διαμέτρου.

$$D = 2*R_e = \sqrt{\frac{0.8655 * 4}{\pi}} * S = 1.05*S$$

Ακτίνα επιρροής

$$2*R_e = \begin{cases} 1.05*S & \text{για τριγωνικό κάναβο} \\ 1.13*S & \text{για τετραγωνικό κάναβο} \end{cases}$$

Λόγος (συντελεστής) αντικατάστασης:

$$\alpha_s = \frac{A_{\chi\alpha\lambda}}{\frac{\pi * D e^2}{4}}, \quad (2.135) \quad \alpha_s \text{ κυμαίνεται από } 0 \text{ έως } 1.$$

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

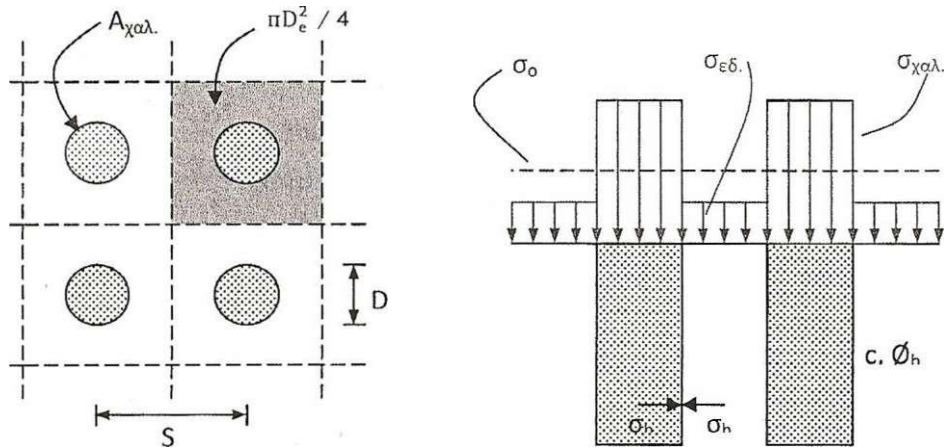
$$\alpha_s = \left( \frac{\frac{\pi * d_{\chi\alpha\lambda}^2}{4}}{\frac{\pi * D e^2}{4}} \right)^2 = \left( \frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{D e} \right)^2 \quad \Longrightarrow$$

$$\left( \frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{1.05 * S} \right)^2 = 0.907 * \left( \frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{S} \right)^2 \approx 0.91 * \left( \frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{S} \right)^2 \quad \text{τριγωνικός κάρναβος}$$

$$\left( \frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{1.13 * S} \right)^2 = 0.783 * \left( \frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{S} \right)^2 \approx 0.78 * \left( \frac{d_{\chi\alpha\lambda}}{S} \right)^2 \quad \text{τετραγωνικός κάρναβος}$$



- Λόγος (συντελεστής) συγκέντρωσης τάσεων  $n = \sigma_{\chi\alpha\lambda.} / \sigma_{\varepsilon\delta}$  (Σχήμα 5-15)



Σχήμα 5-15

Η παράμετρος  $n$  μπορεί να υπολογιστεί λαμβάνοντας υπόψη ότι:

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

$$\rho = (\sigma_{\varepsilon\delta} / E_{\varepsilon\delta}) * H$$

$$\sigma_{\varepsilon\delta} / \sigma_0 = \frac{1}{n * \alpha_s + (1 - \alpha_s)}$$

$$\rho = \frac{\sigma_0}{E_{\varepsilon\delta}} * \frac{1}{n * \alpha_s + (1 - \alpha_s)} * H$$

Η καθίζηση του αρχικού εδάφους, υπό την τάση  $\sigma_0$ , είναι:

$$\rho_0 = (\sigma_0 / E_{\varepsilon\delta}) * H, \quad Y = \rho / \rho_0 = \frac{1}{n * \alpha_s + (1 - \alpha_s)} \Rightarrow$$

$$n = \frac{\frac{1}{Y} - (1 - \alpha_s)}{\alpha_s}$$

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι μία ανωτέρω οριακή τιμή του συντελεστή  $n$  θα είναι:

$n = E_{\chi\alpha\lambda} / E_{\varepsilon\delta}$  και θα προκύπτει από τη θεώρηση μηδενικής πλευρικής παραμόρφωσης τόσο για τον χαλικοπάσσαλο όσο και για το περιβάλλον έδαφος. Στην περίπτωση αυτή, οι τιμές των καθιζήσεων χαλικοπασσάλου και εδάφους καθώς και του συμβιβαστού των παραμορφώσεων θα οδηγούσαν στη σχέση:

$$(\sigma_0 / E_{\varepsilon\delta}) * H = \rho_{\varepsilon\delta} = \rho_{\chi\alpha\lambda} = (\sigma_{\chi\alpha\lambda} / E_{\varepsilon\delta}) * H$$

$$\text{Οπότε: } n = \sigma_{\chi\alpha\lambda} / \sigma_{\varepsilon\delta} = E_{\chi\alpha\lambda} / E_{\varepsilon\delta} = 1.35 * E_{\chi\alpha\lambda} / 1.35 * E_{\varepsilon\delta} = E_{\chi\alpha\lambda} / E_{\varepsilon\delta}$$

(Άνω όριο τιμής συντελεστή συγκέντρωσης τάσεων)

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

Όσον αφορά τις τιμές των τελικών τάσεων  $\sigma_{\chi\alpha\lambda}$  και  $\sigma_{\varepsilon\delta}$  (μετά τη στερεοποίηση και την ανακατανομή των τάσεων), αυτές προκύπτουν συναρτήσει της αρχικής ομοιόμορφης τάσεως  $\sigma_0$  του λόγου αντικατάστασης  $\alpha_s$  και του λόγου συγκέντρωσης τάσεων  $n$  ως εξής:

$$\sigma_0 * \frac{\pi * D_e^2}{4} = \sigma_{\chi\alpha\lambda} * \frac{\pi * D^2}{4} + \sigma_{\varepsilon\delta} * \frac{\pi * (D_e^2 - D^2)}{4} \implies$$

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

$$\sigma_0 = \sigma_{\chi\alpha\lambda} * \alpha_s + \sigma_{\varepsilon\delta} * (1 - \alpha_s)$$

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

$$\sigma_{\varepsilon\delta} = (1 / (n * \alpha_s + (1 - \alpha_s))) * \sigma_0$$

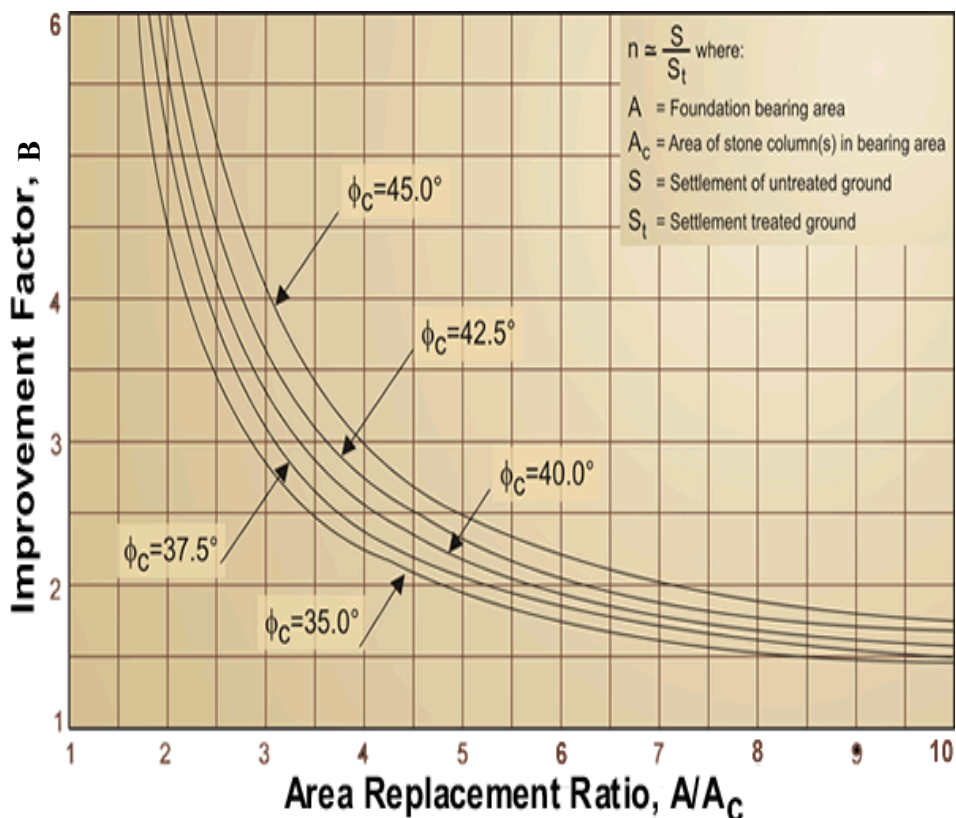
$$\sigma_{\chi\alpha\lambda} = (n / (n * \alpha_s + (1 - \alpha_s))) * \sigma_0$$

**5.9.3 Εκτίμηση του συντελεστή ενίσχυσης – βελτίωσης εδάφους  $\beta = 1/Y$  (όπου  $Y$  ο συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων ενισχυμένου εδάφους) κατά Priebe.**

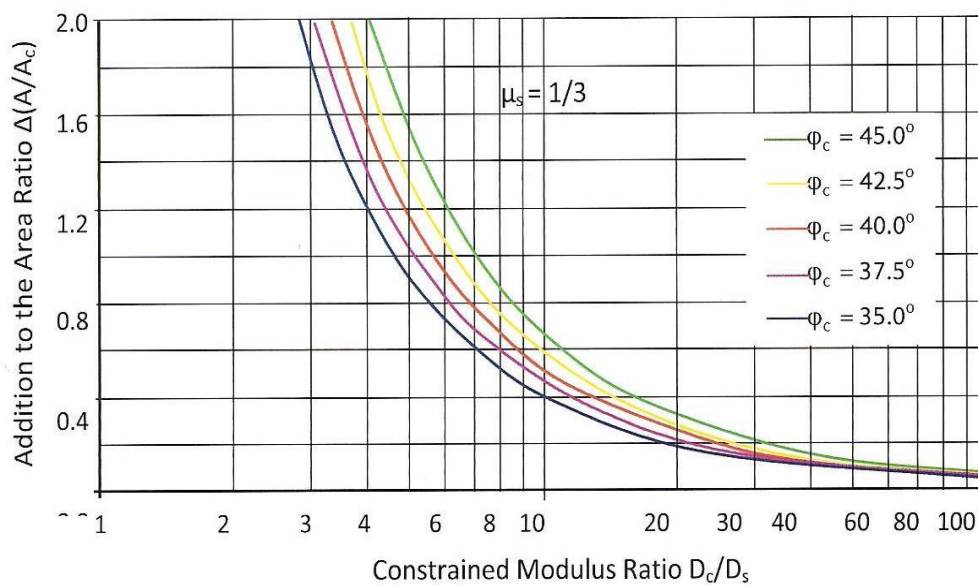
Ο Priebe υποθέτοντας αρχικά ότι το υλικό του χαλικοπασσάλου διατέμνεται, ενώ το περιβάλλον έδαφος παραμορφώνεται ελαστικά καθώς και ότι η διαδικασία κατασκευής των χαλικοπασσάλων παραμόρφωσε το έδαφος σε τέτοιο βαθμό, ώστε η αντίσταση του να προσομοιάζει προς εκείνη του ρευστού (συντελεστής πλευρικών πιέσεων  $K=1$ ) και υιοθετώντας τη συνήθη τιμή (για αργίλους μετά τη στερεοποίηση και για άμμους εξαρχής) του λόγου Poisson

$\mu_s = \nu = 1/3$  έδωσε το Νομογράφημα (Σχήμα 5-16) βάσει του οποίου προκύπτει ο συντελεστής βελτίωσης  $\beta = 1/Y$  συναρτήσει του αντιστρόφου του λόγου αντικατάστασης ( $A / A_c \cdot (A_{χαλ.}) = 1 / \alpha_s$  και της γωνίας του υλικού του χαλικοπασσάλου  $\phi_c = \phi_{χαλ.}$ . Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο σχήμα αυτό δε λαμβάνεται υπόψιν η συμπίεστικότητα του ίδιου του υλικού του χαλικοπασσάλου, δηλαδή θα έπρεπε σε περίπτωση ολοκληρωτικής αντικατάστασης του εδάφους από υλικό του χαλικοπασσάλου ( $\alpha_s = A/A_c = 1$ ) ο συντελεστής  $\beta$  να απειριζόταν ανεξαρτήτως  $\phi_c$ . Για να ληφθεί υπόψιν και η συμπίεστικότητα του ίδιου του υλικού του χαλικοπασσάλου επαυξάνεται ο λόγος  $A/A_c$  κατά μια τιμή  $\Delta(A/A_c)$  και μετά εφαρμόζεται το νομογράφημα του παρακάτω Διαγράμματος, για την τελική τιμή

$$(A/A_c)_{\text{τελ}} = (A/A_c)_0 + \Delta(A/A_c) .$$



Σχήμα 5-16 Προσδιορισμός παράγοντα  $\beta = \frac{1}{Y}$



Σχήμα 5-17 Εκτίμηση προσάυξης  $\Delta(A/A_c)$  συναρτήσει του λόγου  $E_{χαλ}/E_{εδ}$

Η πρόσθετη τιμή  $\Delta(A/A_c)$  παρέχεται κατά Priebe από το Νομογράφημα του παραπάνω Σχήματος (Σχήμα 5-17) συναρτήσει:

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

**5.9.4 Εκτίμηση παραμέτρων αντοχής  $C_{ισοδ}$ ,  $\phi_{ισοδ}$  ενισχυμένου σύνθετου μικτού εδάφους.**

Αμέσως μετά την κατασκευή των χαλικοπασσάλων ( $C_{ισοδ} = C^*$  και  $\phi_{ισοδ} = \phi^*$  )

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

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

$$c^* = (1 - \alpha_s) \cdot c_u$$

$$\tan \phi^* = \alpha_s \cdot \tan \phi_{χαλ}$$

$$\gamma^* = \alpha_s \cdot \gamma_{χαλ} + (1 - \alpha_s) \cdot \gamma_{εδ}$$

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

ορίζονται τα εξής μεγέθη:

$\sigma_0$ : Η μέση πίεση, πρόσθετη στη στάθμη κατασκευής των χαλικοπασσάλων

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

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

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

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

- Στάθμη Z (πριν την πρόσθετη πίεση):

Αρχική μέση ενεργός τάση στο χαλικοπάσσαλο:  $\gamma'_{\text{χαλ.}} \cdot Z$

Αρχική μέση ενεργός τάση στο έδαφος:  $\gamma_{\text{εδ}} \cdot Z$

- Στάθμη Z (πρόσθετη πίεση):

Πρόσθετη μέση πίεση:  $\sigma_0$

Πρόσθετη πίεση στο χαλικοπάσσαλο:  $\sigma_{\text{χαλ. z}}$

Πρόσθετη πίεση στο έδαφος:  $\sigma_{\text{εδ z}}$

- Στάθμη Z (τελική πίεση):

Τελική μέση πίεση:  $\gamma'_m \cdot Z + \sigma_0$

Τελική πίεση στο χαλικοπάσσαλο:  $\gamma_{\text{χαλ.}} \cdot Z + \sigma_{\text{χαλ. z}}$

Τελική πίεση στο έδαφος:  $\gamma'_{\text{εδ}} \cdot Z + \sigma_{\text{εδ z}}$

Από συνδυασμό της εξίσωσης ισορροπίας, έχουμε:

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_{\text{χαλ}} \cdot A_{\text{χαλ}} + \sigma_{\text{εδ}} \cdot (A - A_{\text{χαλ}})$$

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

$$\sigma_{\text{χαλ}} / E_{\text{χαλ}} = \sigma_{\text{εδ}} / E_{\text{εδ}} \quad \Longleftrightarrow \quad n = \sigma_{\text{χαλ}} / \sigma_{\text{εδ}} = E_{\text{χαλ}} / E_{\text{εδ}}.$$

Οπότε προκύπτει τελικά:

$$\sigma_0 = (A_{\text{χαλ}} / A) \cdot (n \cdot \sigma_{\text{εδ}}) + (1 - (A_{\text{χαλ}} / A)) \cdot \sigma_{\text{εδ}} \quad \Longleftrightarrow$$

$$\sigma_0 = \alpha_s \cdot n \cdot \sigma_{\text{εδ}} + (1 - \alpha_s) \cdot \sigma_{\text{εδ}}$$

Και έτσι τελικά:

$$\sigma_{\text{εδ}} = (1 / (\alpha_s \cdot n + (1 - \alpha_s))) \cdot \sigma_0$$

$$= (4 \cdot \alpha \cdot b \cdot \sigma_0) (2.152) / (n \cdot \pi \cdot d_{\text{χαλ}}^2 + 4 \cdot \alpha \cdot b - \pi \cdot d_{\text{χαλ}}^2)$$

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

- Πριν:  $T = C_{uz} * A$
- Μετά:  $T = T_c + T_\varphi = C_{uz} * (1 - \alpha_s) * A + (\gamma'_{\chi\alpha\lambda} * Z + \sigma_{\chi\alpha\lambda z}) * (\alpha_s - A) * \tan \varphi_{\chi\alpha\lambda}$

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

$$T = C_{ισοδ} * A + [(\gamma'_m * Z + \sigma_0) * A] * \tan \varphi_{ισοδ}$$

προκύπτει:

$$C_{ισοδ} = C_{uz} * (1 - \alpha_s)$$

και

$$\varphi_{ισοδ} = \tan^{-1} [ \alpha_s * (\gamma'_{\chi\alpha\lambda} * Z + \sigma_{\chi\alpha\lambda z}) / (\gamma'_m * Z + \sigma_0) * \tan \varphi_{\chi\alpha\lambda} ]$$

Έτσι η ισοδύναμη αντοχή  $C_{ισοδ}$  εξαρτάται μόνο από το λόγο αντικατάστασης  $\alpha_s$ , ενώ η ισοδύναμη γωνία διατμητικής αντοχής  $\varphi_{ισοδ}$  εξαρτάται, πλην του λόγου αντικατάστασης  $\alpha_s$ , και από τη μέση ομοιόμορφη πίεση  $\sigma_0$  και τη γωνία διατμητικής αντοχής του υλικού του χαλικοπασσάλου.

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

- Κανονικά στερεοποιημένες (NC) άργιλοι με γνωστό λόγο  $(C_u/p')$  \*  $\sigma_{εδ}$

$$\Delta C_{uz} = (C_u/p') * \sigma_{εδ}$$

Οπότε:

$$C_{uz}^{τελ} = C_{uz}^{αρχ} + \Delta C_{uz} = C_{uz}^{αρχ} + (C_u/p') * \sigma_{εδ}, \quad \text{και}$$

$$C_{τελ}^{ισοδ} = (1 - \alpha_s) * C_{uz}^{τελ} = (1 - \alpha_s) * C_{uz}^{αρχ} + (1 - \alpha_s) * (C_u/p') * \sigma_{εδ}$$

- Προστερεοποιημένες άργιλοι (OC) με γνωστό  $(OCR)_{αρχ}$  και

$$(\gamma'_m * Z) + \sigma_{εδ} < \sigma'_{vmax} = (OCR)_{αρχ} * (\gamma'_m * Z)$$

Τότε, μετά τη στερεοποίηση θα ισχύει:

$$(OCR)_{τελ} = ((OCR)_{αρχ} * (\gamma'_m * Z)) / ((\gamma'_m * Z) + \sigma_{εδ})$$

και

$$\begin{aligned} C_{uZ}^{τελ} &= [(\gamma'_m * Z) + \sigma_{εδ}] * (OCR)_{τελ}^{0.8} * (C_u/p') = \\ &= [(\gamma'_m * Z) + \sigma_{εδ}] * (C_u/p')_{NC} * ((OCR)_{αρχ} * (\gamma'_m * Z)) / ((\gamma'_m * Z) + \sigma_{εδ})^{0.8} > \\ &> (\gamma'_m * Z) * (OCR)_{τελ}^{0.8} * (C_u/p') = C_{uZ}^{αρχ} \end{aligned}$$

Τελικά:

$$C_{ισοδ}^{τελ} = (1 - \alpha_s) * C_{uZ}^{τελ} \quad \Longrightarrow$$

$$C_{ισοδ}^{τελ} = (1 - \alpha_s) * [(\gamma'_m * Z) + \sigma_{εδ}] * (C_u/p')_{NC} * [(OCR)_{αρχ} * (\gamma'_m * Z) / ((\gamma'_m * Z) + \sigma_{εδ})]^{0.8}$$

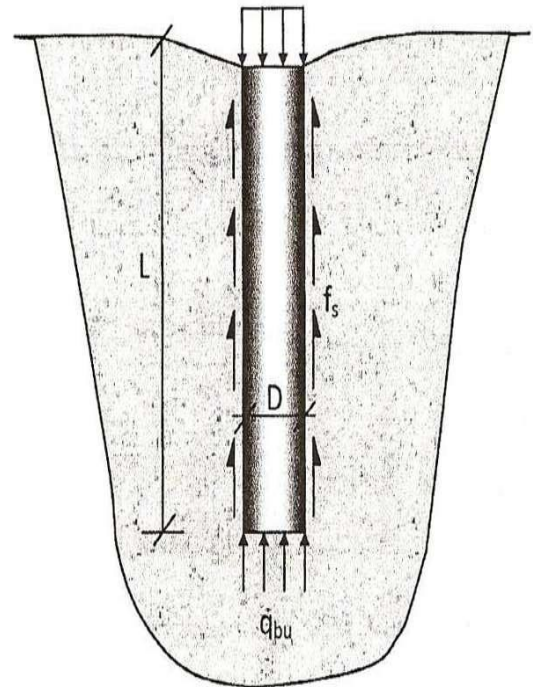


**5.9.5 Έλεγχος έναντι αστοχίας του χαλικοπασσάλου-εκτίμηση καθιζήσεων μεμονωμένου χαλικοπασσάλου.**

Θα πρέπει να ελεγχθεί κατά πόσον η τελική τάση στην κεφαλή του χαλικοπασσάλου  $\sigma_{\text{χαλ}}$  υπερβαίνει ή όχι την μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή.

$\sigma_{\text{επ}} = \sigma_{\text{v op}}^{\text{χαλ}}/F_s$ , όπου  $\sigma_{\text{v op}}^{\text{χαλ}}$  η οριακή πίεση κεφαλής χαλικοπασσάλου για την οποία επέρχεται αστοχία του χαλικοπασσάλου και  $F_s$  ο επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας (συνήθως  $F_s = 1.30$  έως  $2.50$ ). Για την εκτίμηση της  $\sigma_{\text{v op}}^{\text{χαλ}}$  επιλέγεται το κατάλληλο προσομοίωμα του πασσάλου με κριτήριο τον τρόπο αστοχίας του.

- Προσομοίωμα πασσάλου
- Σύμφωνα με το προσομοίωμα αυτό, ο χαλικοπασσάλος αστοχεί άρα το οριακό φορτίο κεφαλής του προκύπτει με υπέρβαση της αντοχής αιχμής και της συνολικής αντοχής πλευρικής τριβής του (Σχήμα 5-18)



Σχήμα 5-18 Προσομοίωμα πασσάλου

$$Q_u = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot q_u = (\pi \cdot D \cdot L \cdot f_s) + (\pi \cdot D^2 \cdot q_{bu} / 4)$$

Άρα

$$\sigma_{\text{v op}} = Q_u / (\pi \cdot D^2 \cdot q_{bu} / 4) = (\pi \cdot d_{\text{χαλ}} \cdot L / (\pi \cdot D^2 \cdot q_{bu} / 4)) \cdot f_s + q_{bu} = (4 \cdot L / d_{\text{χαλ}}) \cdot (\alpha \cdot C_{uL/2}) + 9 \cdot C_{uL}$$

$\alpha$ : Ο συντελεστής συνάφειας

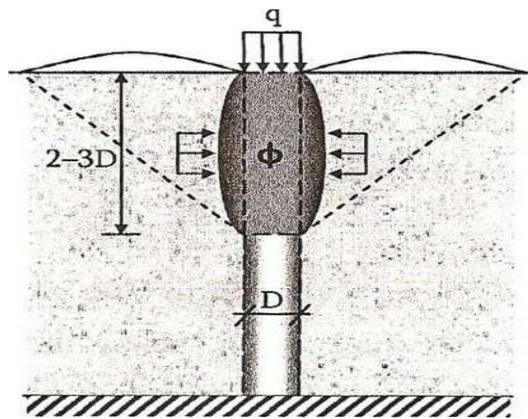
$C_{uL/2}$ : Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο μέσον του ύψους L

$C_{uL}$ : Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη στάθμη αιχμής των αιωρούμενων χαλικοπασσάλων.

- Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου.

Κατά το προσομοίωμα αυτό, λόγω πλευρικής εξάπλωσης πέραν του ελαστικού οριακού φορτίου  $\sigma_{ελ}$  σε βάθος 2 έως 3 D κάτω από την κεφαλή του, ο χαλικοπάσσας αστοχεί με τρόπο ανάλογο του τριαξονικού δοκιμίου, αλλά με αυξανόμενη (και όχι σταθερή όπως στο τριαξονικό δοκίμιο) μέση πλευρική πίεση  $\sigma'_{h(1.5d_{χαλ})}$  από μια αρχική τιμή ίση με την ουδέτερη ενεργό πίεση  $\sigma'_{v0(1.5d_{χαλ})} = K_0 * \sigma'_{v0(1.5d_{χαλ})}$  έως μια τελική τιμή ίση με την παθητική ώθηση του εδάφους σε στάθμη  $1.5 * d_{χαλ}$  κάτω από την κεφαλή του. Έτσι η μέγιστη τιμή  $\sigma'_{vop}$  κατά την αστοχία του χαλικοπασσάλου σύμφωνα με το προσομοίωμα του τριαξονικού δοκιμίου (Σχήμα 5-19), υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma'_{vop,0} = K_{p\ χαλ} * \sigma'_{hmax(1.5d_{χαλ})} = \tan^2(45^\circ + (\phi_{χαλ}/2)) * \sigma'_{hp(1.5d_{χαλ})}$$



Σχήμα 5-19 Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου

Όσον αφορά την τιμή της παθητικής ώθησεως στη στάθμη  $1.5 * d_{χαλ}$  κάτω από την κεφαλή του χαλικοπασσάλου, υπάρχουν δύο θεωρήσεις:

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

$$\sigma'_{hp(1.5d_{χαλ})} = \sigma'_{v0(1.5d_{χαλ})} + 2 * C_{u(1.5d_{χαλ})}$$

Η παραπάνω τιμή και θεώρηση, θεωρούνται μάλλον συντηρητικές.

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

$$\sigma'_{hp(1.5d_{\text{χαλ}})} = \sigma'_{h0(1.5d_{\text{χαλ}})} + 4 \cdot C_{u(1.5d_{\text{χαλ}})} = K_0 \cdot \sigma'_{v0(1.5d_{\text{χαλ}})} + 4 \cdot C_{u(1.5d_{\text{χαλ}})}$$

Στις παραπάνω σχέσεις θα είναι :

$$4 \cdot C_{u \text{ τελ}(1.5d_{\text{χαλ}})} = 4 \cdot C_{u \text{ αρχ}(1.5d_{\text{χαλ}})} + \Delta C_{u(1.5d_{\text{χαλ}})} = (C_u/P') \cdot (\sigma'_{h0(1.5d_{\text{χαλ}})} + \sigma_{\text{εδ}})$$

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

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

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

- Προσομοίωμα πασσάλου

Από σχέσεις της θεωρίας ελαστικότητας προκύπτει:

$$P = Q_{\text{κεφ}} \cdot I_p / E_{\text{εδ}} \cdot L, \quad \text{όπου: } Q_{\text{κεφ}} \leq Q_{\text{επ}} = P_{\text{ult}} / F \cdot S$$

$I_p$  : συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από το λόγο  $L/D_{\text{χαλ}}$  και από την ακαμψία  $K = E_{\text{χαλ}} / E_{\text{εδ}}$  του συστήματος.

- Προσομοίωμα τριαξονικού δοκιμίου

Στην περίπτωση αυτή, η καθίζηση  $\rho$  παρέχεται για πίεση κεφαλής ίση με:

$$Q_{\text{κεφ}} \leq Q_{\text{επ}} = \sigma'_{v \text{ op}} / F \cdot S$$

Από τη γνωστή ελαστική σχέση:  $\rho = (Q_{\text{κεφ}} - 2 \cdot V_{\text{χαλ}} \cdot \Delta \sigma'_h) \cdot (2 \div 3) D / E_{\text{χαλ}}$

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

$$\Delta \sigma'_h = \sigma'_{h0} - \sigma'_{h0} \approx 0 \text{ και } \rho = (Q_{\text{κεφ}} / E_{\text{χαλ}}) \cdot (2 \div 3) D$$



---

**6 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ ΜΕ  
ΕΞΥΓΙΑΝΤΙΚΗ ΣΤΡΩΣΗ ΛΙΘΟΡΡΙΠΗΣ – ΕΚΣΚΑΦΗ  
ΠΡΑΝΩΝ ΜΑΛΑΚΗΣ ΑΡΓΙΛΟΥ.**

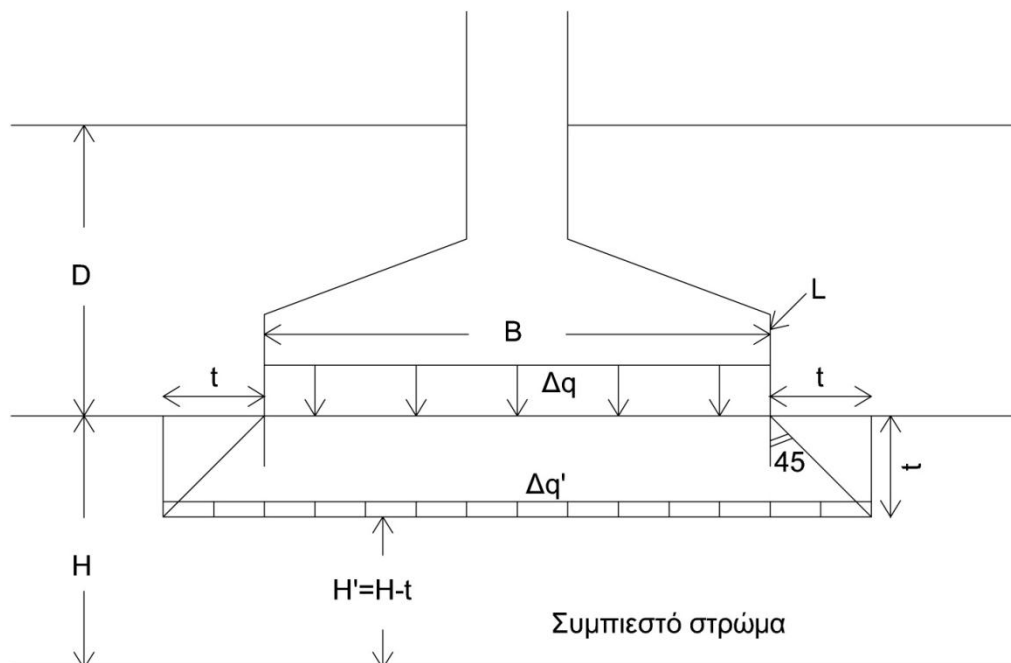
---



## 6.1 Λειτουργία λιθορριπής.

Η αντικατάσταση της μαλακής αργίλου με εξυγαντική στρώση λιθορριπής ( ) έχει τις παρακάτω συνέπειες:

- i) Μείωση του πάχους ενός ιδιαίτερα συμπιεστού στρώματος όπως η μαλακή άργιλος και αντικατάσταση του από την σχετικώς ασυμπίεστη στρώση λιθορριπής.
- ii) Διανομή των πιέσεων επαφής μέσα στην εξυγαντική στρώση λιθορριπής υπό γωνία  $45^\circ$  ως προς την κατακόρυφο (κλίση  $1_{ορ}:1_{καί}$ ) και εξασθένιση των πρόσθετων τάσεων  $\Delta q'$  στον πυθμένα της λιθορριπής, κατά την σχέση  $\Delta q' = \Delta q \times \frac{B \times L}{(B+t)(L+t)}$ , με την προϋπόθεση ότι η λιθορριπή εξέχει του περιγράμματος  $B \times L$  του θεμελίου κατά απόσταση ίση με το πάχος της λιθορριπής.



Σχήμα 6-1

## 6.2 Εκσκαφή πρανών αργίλου για την τοποθέτηση εξυγιαντικής στρώσεως λιθορριπής.

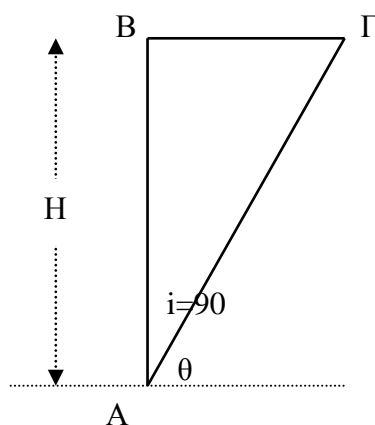
Η εκσκαφή πρανών στην άργιλο για την τοποθέτηση λιθορριπής είναι προσωρινή άρα υπεισέρχεται η αστραγγιστή αντοχή  $C_u$  αντί των παραμέτρων αντοχής  $C, \Phi$ . Στην περίπτωση προστεροποιημένης (O.C) αργίλου, στην οποία η αστραγγιστή αντοχή  $C_u$  μπορεί να θεωρείται σταθερή με το βάθος, το πρανές μπορεί να εκσκαφτεί κατακόρυφο με την προϋπόθεση ότι το ύψος του  $t$  δεν θα υπερβαίνει το κρίσιμο ύψος  $H_{κρ}$ .

- Με παραδοχή επίπεδης επιφανείας ολίσθησης (η δυσμενέστερη υπό γωνία  $45^\circ + \varphi/2$  ως προς την οριζόντιο) θα πρέπει (Σχήμα 6-2)

$$T < H_{κρ} < 4C_u / \gamma_{κορ}$$

$$F_{A-\Gamma} = \frac{\frac{C_u H}{\sin \theta}}{\frac{\frac{1}{2} \gamma_{κορ} H^2 \sin \theta}{\tan \theta}} = \frac{4C_u}{\gamma_{κορ} \times H \times 2 \sin \theta \cos \theta} = \frac{4C_u}{\gamma_{κορ} \times H \times \sin 2\theta}$$

$$F_{A-\Gamma}^{min} \dots \rightarrow \sin 2\theta = +1, \theta = 45^\circ + \varphi/2, F_{min} = 4C_u / H \gamma$$



Σχήμα 6-2

- Με παραδοχή κυκλικής επιφανείας ολίσθησης από το Νανογράφιμα Taylor (**Error! Reference source not found.**) προκύπτει για κλιση πρανούς  $\beta=90$  κρίσιμος αριθμός  $N_s=0.261$ .

Επειδή  $N_s = C_u / \gamma_{κορ} \times F_{min} \times H$  και για  $F_{min}=1$

$$H_{κρ} = C_u / 0,261 \gamma_{κορ} \times H = 3,83 C_u / \gamma_{κορ} \times H < 4 C_u / \gamma_{κορ}$$



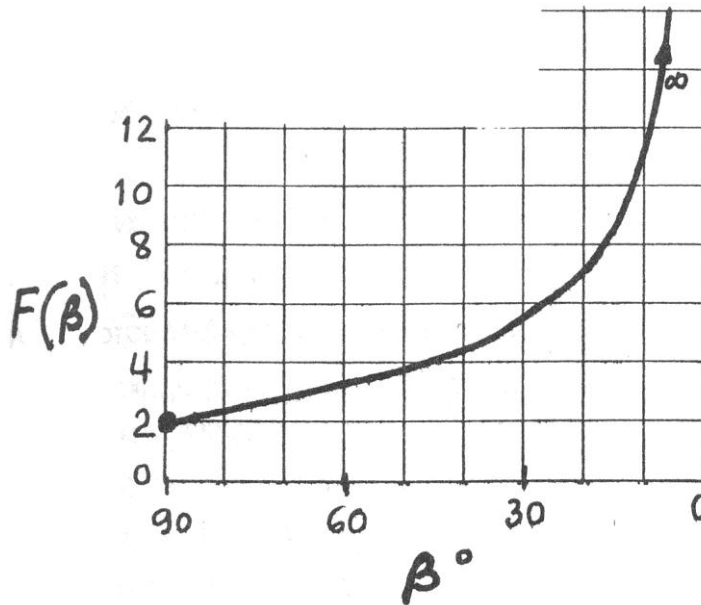
Αντίθετα στην περίπτωση κανονικά στερεοποιημένης (N.C) αργίλου η αστράγγιστη αντοχή  $C_u$  αυξάνει γραμμικά με το βάθος κατά τη σχέση  $C_u = \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v'}},$

όπου  $\left(\frac{C_u}{\sigma'_{v'}}\right) = 0,11 + 0,0037 \times (PI)^{\%}$  και  $\sigma'_{v'} = \gamma \times z$ , άρα  $C_u = m \times z$  [ $m = \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v'}}\right)_{N/c} \times \gamma$ ]

Τότε ο συντελεστής ασφαλείας  $F_{min}$  του πρανούς είναι ανεξαρτήτου του ύψους  $t$  (ή  $H$ ) του πρανού και κατά Gibson έχει μια σταθερή τιμή η οποία είναι συνάρτηση αποκλειστικά της γωνίας κλίσεως  $\beta$  του πρανού ως προς την οριζόντιο.

Έτσι η σχέση για τον συντελεστή  $F$  είναι

$F = F(\beta) \times 2m/\gamma_{κορ}$  όπου η συνάρτηση  $F(\beta)$  της γωνίας κλίσεως  $\beta$  δίδεται από την καμπύλη του Σχήματος (Σχήμα 6-3).



Σχήμα 6-3 Συνάρτηση  $F(\beta)$  της γωνίας κλίσεως  $\beta$  του πρανού κατά Gibson που υπεισέρχεται στη σχέση του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας  $F_{min}$



---

## 7 ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΩΝ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΠΟΥ ΕΞΕΤΑΣΤΗΚΑΝ

---



## 7.1 Κατηγορίες λύσεων θεμελίωσης (περιληπτικά).

Οι εναλλακτικές μέθοδοι θεμελίωσης του κτιρίου, που εξετάστηκαν, διακρίνονται σε 6 κατηγορίες:

- Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης (χωρίς προηγούμενη βελτίωση της αργιλικής στρώσης του εδάφους)

Θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα

Θεμελίωση με πεδιλοδοκούς

Θεμελίωση με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης

- Λύσεις βαθειάς θεμελίωσης με πασσάλους

Θεμελίωση με εμπηγνυόμενους πασσάλους διαμέτρου 50 cm με στάθμη έδρασης (-12.00m) υπό πλάκα γενικής κοιτόστρωσης

Θεμελίωση με πασσάλους εκσκαφής και αφαίρεσης διαμέτρου 80 cm με στάθμη έδρασης (-16.65m) υπό πλάκα γενικής κοιτόστρωσης

Θεμελίωση με πασσάλους εκσκαφής και αφαίρεσης διαμέτρου 120 cm με στάθμη έδρασης (-17.85m) υπό πλάκα γενικής κοιτόστρωσης

- Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης (ύστερα από βελτίωση της αργιλικής στρώσης του εδάφους με προφόρτιση)

Θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα

Θεμελίωση με πεδιλοδοκούς

Θεμελίωση με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης

- Ενίσχυση της αργιλικής στρώσης του εδάφους με χαλικοπασσάλους

Θεμελίωση με πεδιλοδοκούς

Θεμελίωση με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης

- Βελτίωση και ενίσχυση της αργιλικής στρώσης του εδάφους με συνδυασμό προφόρτισης-χαλικοπασσάλων

Θεμελίωση με πεδιλοδοκούς

Θεμελίωση με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης

- Λύση εκσκαφής, τοποθέτησης εξυγιαντικής στρώσης λιθορριπής και επανεπίχωση

Θεμελίωση με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης

## 7.2 Κατηγορίες λύσεων θεμελίωσης(αναλυτικότερα).

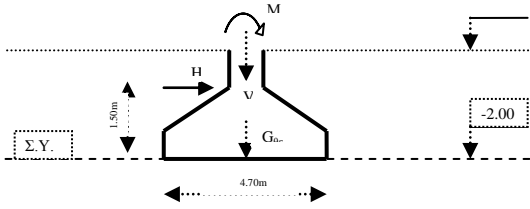
### 7.2.1 Λύσεις αβαθούς θεμελίωσης χωρίς προηγούμενη βελτίωση της αργιλικής στρώσης.

Στον ακόλουθο πίνακα (πίνακας 7-1) έχουμε τα αποτελέσματα των ελέγχων έναντι θραύσεως και καθιζήσεων του εδάφους, για κάθε μια από τις λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης που εξετάστηκαν.

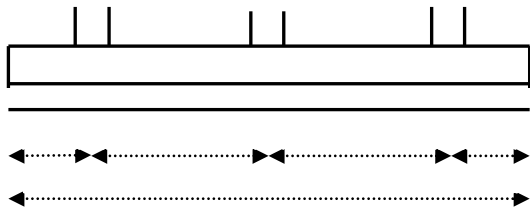
Τελικά προκύπτει πως καμία από τις λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης δεν είναι εφαρμόσιμη, λόγω της μικρής αστράγγιστης διατμητικής αντοχής και της μεγάλης συμπίεστότητας της αργιλικής στρώσης.

Επιχειρείται στη συνέχεια εφαρμογή των λύσεων αυτών μετά από βελτίωση ή/και ενίσχυση της αργιλικής στρώσης του εδάφους.

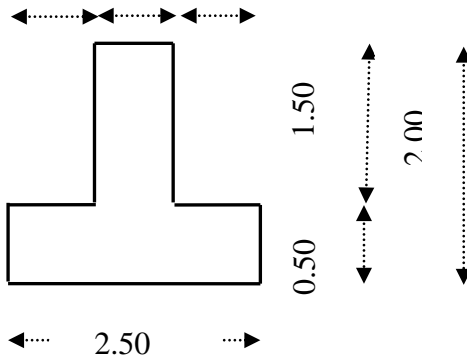
## ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ



Στρώμα I  
 $C_u=27.46$  KPa  
 $\gamma_{\text{κορ}}=18.4$  κN/m



0.90 0.70 0.90



Τύπος θεμελίου	Μεμονωμένο πέδulo	Πεδιλοδοκός	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης
Θεμέλιο υποστυλώματος	K5-K8-K11	K7-K8-K9	K1-K15
Διαστάσεις κάτοψης θεμελίου	BxL=4.70mx4.70m	BxL=2.50mx17.80m	BxL=17.00mx23.00m
Φόρτιση	Λοξή έκκεντρη(κατά τη διεύθυνση του L)	Λοξή έκκεντρη(κατά τη διεύθυνση του L)	
Μέθοδος υπολογισμού Φ.Ι.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ Φ.Ι. κατά Meyerhof		
Συνολικό κατακόρυφο φορτίο(με σεισμό)	$V_{\text{ολ}}=5458.88$ KN	$V_{\text{ολ}}=11403$ KN	
Συνολικό κατακόρυφο φορτίο(χωρίςσεισμό)	$V_{\text{ολ}}=6823.6$ KN	$V_{\text{ολ}}=14254$ KN	$V_{\text{ολ}}=66277$ KN
Οριακό φορτίο θραύσεως(με σεισμό)	$V_u=1804.09$	$V_u=4215.18$	
Οριακό φορτίο θραύσεως(χωρίςσεισμό)	$V_u=2167.66$ KN	$V_u=4210.8$ KN	
Συντελεστής ασφαλείας(με σεισμό)	$FS=0.330 < 1.0$	$FS=0.37 < 1.0$	
Συντελεστής ασφαλείας(χωρίςσεισμό)	$FS=0.318 < 1.0$	$FS=0.295 < 1.0$	
Επάρκεια έναντι θραύσης εδάφους	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΑΣΤΟΧΙΑ	
Καθίζηση θεμελίου			$S_{\text{ολ}}=29.7$ cm
Επιτρεπόμενη καθίζηση			$S_{\text{επ}}=12.00$ cm
Χαρακτηρισμός μεγέθους καθίζησης			ΜΗ ΑΠΟΔΕΚΤΟ (διότι $S_{\text{ολ}} > S_{\text{επ}}$ )
Αξιολόγηση ως λύση θεμελίωσης	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ

πίνακας 7-1

### 7.2.2 Λύσεις βαθιάς θεμελίωσης με πασσάλους.

- Με εμπηγνόμενους πασσάλους διαμέτρου 50 cm που εδράζονται στην αμμώδη στρώση III σε στάθμη -12.00 m.
- Με πασσάλους εκσκαφής και αφαίρεσης διαμέτρου 80 cm που εδράζονται στην αμμώδη στρώση III σε στάθμη-16.65 m.
- Με πασσάλους εκσκαφής και αφαίρεσης διαμέτρου 120 cm που εδράζονται στην αμμώδη στρώση III σε στάθμη -16.85 m.

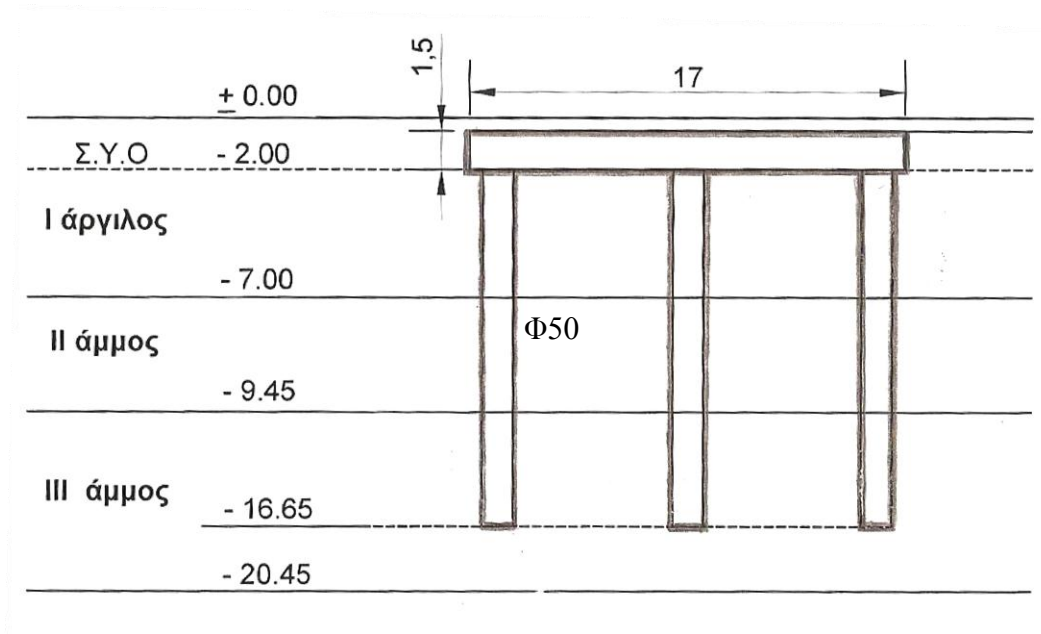
Για τον υπολογισμό της Φέρουσας Ικανότητας των πασσάλων χρησιμοποιήθηκαν στατικοί τύποι κατά Terzaghi για τους εμπηγνόμενους πασσάλους και αποτελέσματα CPT και τιμές  $C_u$  για τους πασσάλους εκσκαφής και αφαίρεσης.

Τα αποτελέσματα του υπολογισμού της Φέρουσας Ικανότητας φαίνονται στον ακόλουθο Πίνακα (πίνακας 7-2):

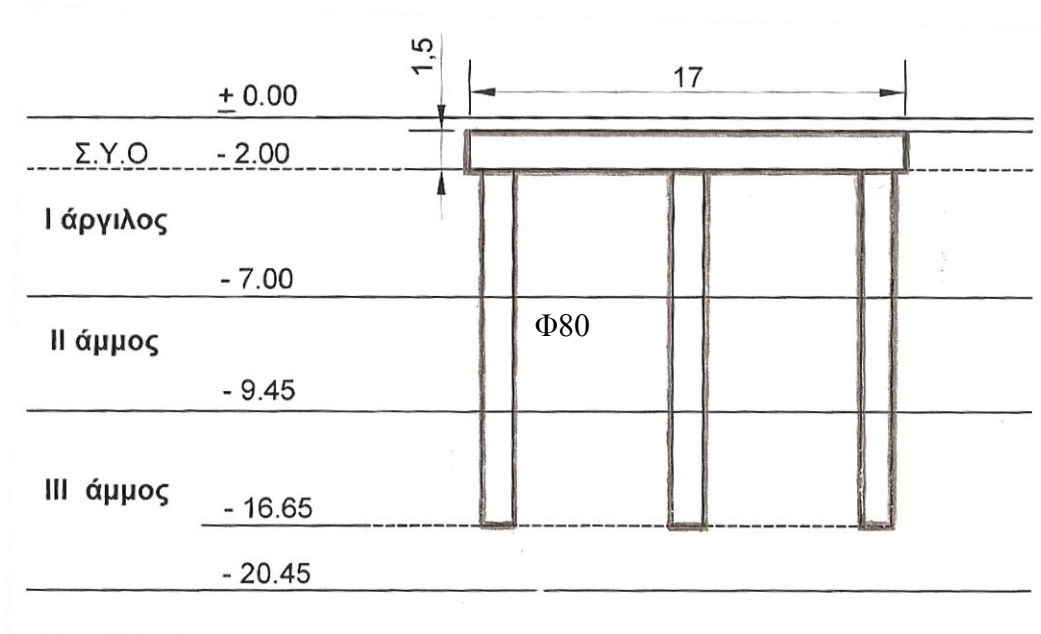
Τύπος πασσάλου	Εμπηγνόμενοι	Εκσκαφής και αφαίρεσης	Εκσκαφής και αφαίρεσης
Διάμετρος πασσάλου	50 cm (Σχήμα 7-1)	80 cm (Σχήμα 7-2)	120 cm (Σχήμα 7-3)
Μέθοδος υπολογισμού Φ.Ι.	Με στατικούς τύπους κατά Terzaghi	Κατά DIN 4014	Κατά DIN 4014
Μήκος πασσάλου	L=10.00m	L=14.65m	L=14.85m
Βάρος πασσάλου	$W_p = 29.45 \text{ KN}$	$W_p = 110.40 \text{ KN}$	$W_p = 251.80 \text{ KN}$
Αντοχή αιχμής πασσάλου	$Q_b = 1193.18 \text{ KN}$	$Q_b = 1407.43 \text{ KN}$	$Q_b = 3166.73 \text{ KN}$
Αντοχή λόγω πλευρικών τριβών	$Q_{Si} = 495.24 \text{ KN}$	$Q_{rg} = 2805.05 \text{ KN}$	$Q_{rg} = 3786 \text{ KN}$
Συνολικό κατακόρυφο οριακό φορτίο	$Q_g = 1688.42 \text{ KN}$	$Q_g = 4212.48 \text{ KN}$	$Q_g = 6953 \text{ KN}$
Επιτρεπόμενο φορτίο	$P_{\text{επιτρ}} = 741.40 \text{ KN}$	$Q_{\text{επ}} = 2106 \text{ KN}$	$Q_{\text{επ}} = 3477 \text{ KN}$
Οριακό φορτίο λειτουργίας(= $P_{\text{επ}} - W_p$ )	$P_{\text{wmax}} = 711.95 \text{ KN}$	$P_{\text{wmax}} = 1995.6 \text{ KN}$	$P_{\text{wmax}} = 3225.2 \text{ KN}$

πίνακας 7-2





Σχήμα 7-1



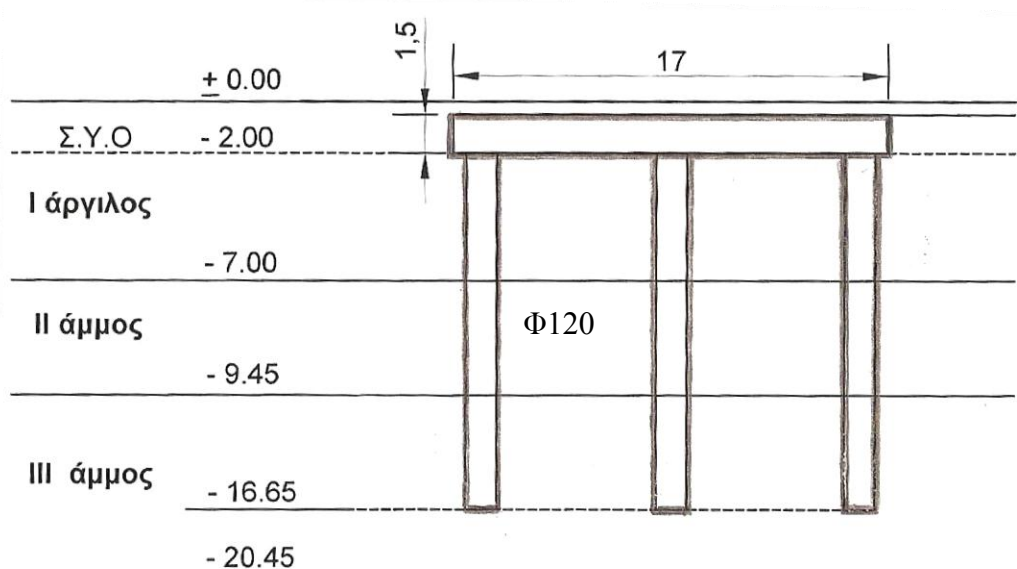
Σχήμα 7-2

## ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στον επόμενο Πίνακα (πίνακας 7-3) έχουμε τις λύσεις βαθιάς θεμελίωσης με ομάδες πασσάλων, με βάση τα προηγούμενα αποτελέσματα.

Τύπος πασσάλου	Εμπηγνόμενοι	Εκσκαφής και αφαίρεσης	Εκσκαφής και αφαίρεσης
Διάμετρος πασσάλου	50 cm	80 cm	120 cm
Διάταξη πασσάλων	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης (Pile Raft)	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης (Pile Raft)	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης (Pile Raft)
Συνολικός αριθμός πασσάλων	n=96	n =34	n=21
Φόρτιση	Έκκεντρη λοξή	Έκκεντρη λοξή	Έκκεντρη λοξή
Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο πασσάλου			$P_{max} = 3465\text{KN} < 3477\text{KN}$
Ελάχιστο κατακόρυφο			$P_{min} = 3252.65 \text{ KN}$
Επάρκεια έναντι έκκεντρης φόρτισης			ΕΠΑΡΚΗΣ

πίνακας 7-3



Σχήμα 7-3

**ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

Επίσης στον παρακάτω Πίνακα (πίνακας 7-4) κοστολογούνται οι τρεις λύσεις βαθιάς θεμελίωσης.

Τύπος πασσάλου	Εμπηγνύομενοι	Εκσκαφής και αφαίρεσης	Εκσκαφής και αφαίρεσης
Διάμετρος πασσάλου	50 cm	80 cm	120 cm
Διάταξη πασσάλων	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης (Pile Raft)	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης (Pile Raft)	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης (Pile Raft)
Συνολικός αριθμός πασσάλων	n=96	n =34	n=21
Όγκος κεφαλόδεσμου	$V_{ολ}=587 \text{ m}^3$	$V_{ολ}=587 \text{ m}^3$	$V_{ολ}=528 \text{ m}^3$
Μοναδιαίο Κόστος Πλάκας	180€/ m <sup>3</sup>	180€/ m <sup>3</sup>	180€/ m <sup>3</sup>
Συνολικό κόστος κεφαλόδεσμου	180*587 =105570€	180*587 =105570€	180*528 =95040€
Κόστος πασσάλου	150€/m	200€/m	300€/m
Συνολικό κόστος πασσάλων	150*10,00*96 =144000€	200*14,65*34 =99620€	300*14,85*21 =93555€
Συνολικό κόστος	249570€	205190 €	193345€

πίνακας 7-4

## ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Από τις ανωτέρω λύσεις προκρίνεται αυτή των 21 πασσάλων διαμέτρου 120 cm ως εφικτή κατασκευαστικά και περισσότερο οικονομική, εφόσον γίνει πρώτα έλεγχος επάρκειας των πασσάλων σε καθίζηση και οριζόντια φόρτιση (εφαρμογή του προγράμματος Pfahl). Τα τελικά συμπεράσματα φαίνονται στον ακόλουθο Πίνακα (πίνακας 7-5):

Τύπος πασσάλου	Εμπηγνύμενοι	Εκσκαφής και αφαίρεσης	Εκσκαφής και αφαίρεσης
Διάμετρος πασσάλου	50 cm	80 cm	120 cm
Διάταξη πασσάλων	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης (Pile Raft)	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης (Pile Raft)	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης (Pile Raft)
Έλεγχος καθίζησης			$\rho = 4.3 \text{ cm}$ <b>ΑΠΟΔΕΚΤΗ</b>
Ροπή θραύσεως πασσάλου			$M_{\text{yield}} = 3638.25$ KN*m
Μέγιστη ροπή κάμψεως πασσάλου(στατική φόρτιση)			$M_{\text{max}} = 542.6$ KN*m < $M_{\text{yield}}$
Μέγιστη ροπή κάμψεως πασσάλου(σεισμική φόρτιση)			$M_{\text{max}} = 544.1$ KN*m < $M_{\text{yield}}$
Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση(στατική φόρτιση)			$P_x = 1.37\text{mm}$ $P_y = 2.31\text{mm}$ ΑΝΕΚΤΗ
Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση(σεισμική φόρτιση)			$P_x = 1.14\text{mm}$ $P_y = 2.29\text{mm}$ ΑΝΕΚΤΗ
Επάρκεια έναντι οριζόντιας φόρτισης			ΕΠΑΡΚΗΣ
Αξιολόγηση λύσης θεμελίωσης	ΑΠΟΡΡΙΠΤΟΝΤΑΙ ΛΟΓΩ ΜΕΓΑΛΟΥ n		ΑΠΟΔΕΚΤΗ

πίνακας 7-5

### 7.2.3 Βελτίωση της αργιλικής στρώσης εδάφους με προφόρτιση

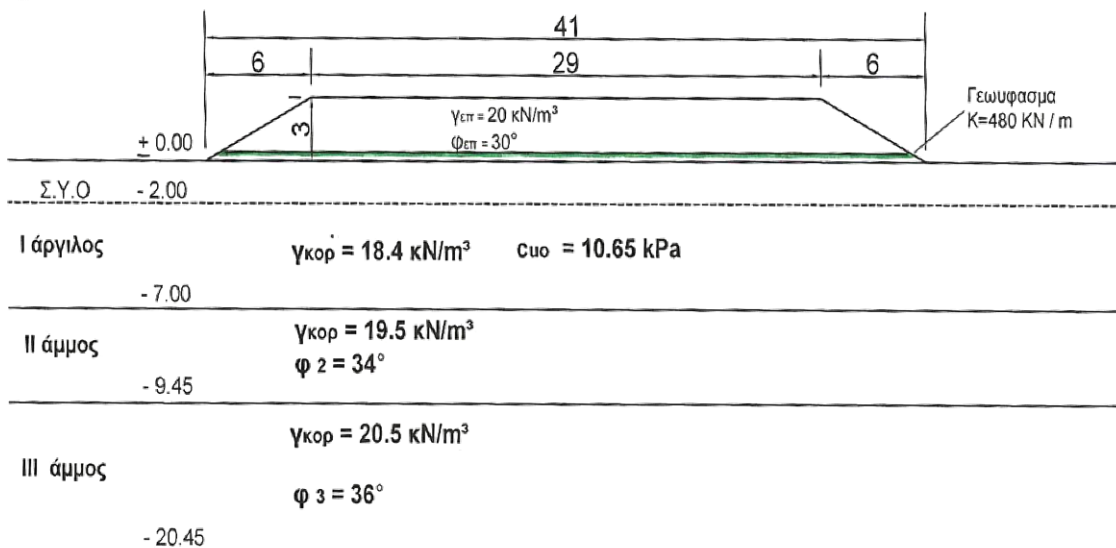
Η βελτίωση της αργιλικής στρώσης εδάφους κρίθηκε ως αναγκαία προϋπόθεση για την εφαρμογή κάποιας λύσης επιφανειακής θεμελίωσης.

Η βελτίωση έγινε με την προφόρτιση του εδάφους με επίχωμα ύψους 6.00 m, πλάτους βάσης 41.00m και στέψης 17.00m και κλίσης πρανών 1:2.

Για να αποφευχθεί το ενδεχόμενο θραύσης του εδάφους από την απευθείας επιβολή της συνολικής προφόρτισης, επιλέγεται η σταδιακή προφορτιση σε δυο φάσεις ως εξής (πίνακας 7-6):

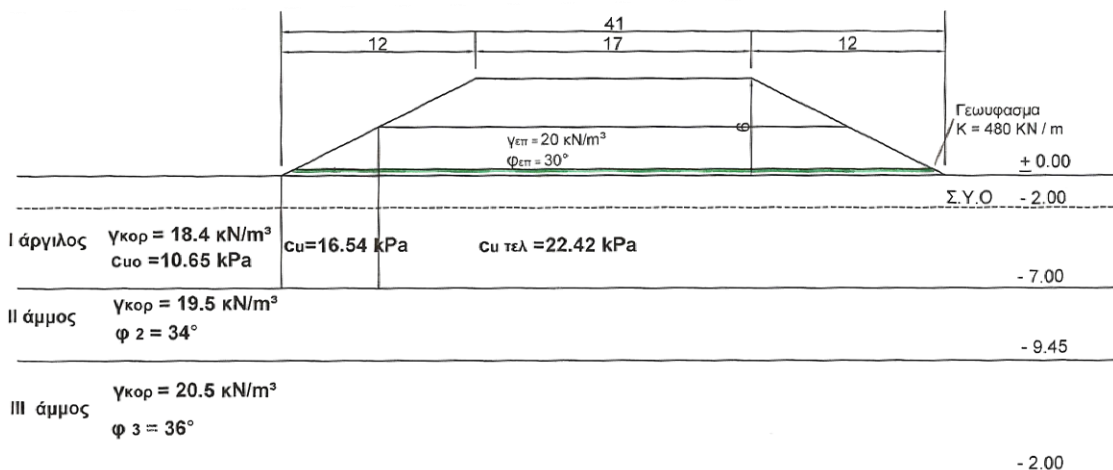
- 1<sup>η</sup> φάση: επιβολή επιχώματος ύψους 3 m (Σχήμα 7-4).
- 2<sup>η</sup> φάση: επιβολή πρόσθετου επιχώματος ύψους 3 m στο ήδη υπάρχον επίχωμα (Σχήμα 7-5).

#### 1<sup>η</sup> φάση προφόρτισης



Σχήμα 7-4

2<sup>η</sup> φάση προφόρτισης



Σχήμα 7-5

Κατάσταση	1η φάση προφόρτισης	2η φάση προφόρτισης	Μετά την προφόρτιση
Υλικό επιχώματος	$\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ KN/m}^3$ $\varphi_{\text{επιχ}} = 30^0$	$\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ KN/m}^3$ $\varphi_{\text{επιχ}} = 30^0$	
Ύψος Επιχώματος	$h = 3.00 \text{ m}$	$h = 6.00 \text{ m}$	
Φορτίο πίεση Επιχώματος	$P = 60 \text{ KPa}$	$P = 120 \text{ KPa}$	
Αρχική $c_u$	$C_{u(-3.25)} = 10.425 \text{ KPa}$ $C_{u(-5.75)} = 12.68 \text{ KPa}$	$C_{u(-3.25)} = 10.425 \text{ KPa}$ $C_{u(-5.75)} = 12.68 \text{ KPa}$	
Ενεργή κατακόρυφη τάση γαιών	$\sigma_v'(-3.25) = 47.3 \text{ KPa}$ $\sigma_v'(-5.75) = 68.3 \text{ KPa}$	$\sigma_v'(-3.25) = 47.3 \text{ KPa}$ $\sigma_v'(-5.75) = 68.3 \text{ KPa}$	
Πρόσθετη τάση	$\Delta\sigma_z(-3.25) = 60 \text{ KPa}$ $\Delta\sigma_z(-5.75) = 58.20 \text{ KPa}$	$\Delta\sigma_z(-3.25) = 117.6 \text{ KPa}$ $\Delta\sigma_z(-5.75) = 116.4 \text{ KPa}$	
OCR			$\text{OCR}_{(-3.25)} = 3.4$ $\text{OCR}_{(-5.75)} = 2.16$
Τελική $c_u$	$C_{u(-3.25)} = 22.59 \text{ KPa}$ $C_{u(-5.75)} = 22.26 \text{ KPa}$	$C_{u(-3.25)} = 35.49 \text{ KPa}$ $C_{u(-5.75)} = 32.83 \text{ KPa}$	$C_{u(-3.25)} = 27.77 \text{ KPa}$ $C_{u(-5.75)} = 27.14 \text{ KPa}$
Τελική μέση διατμητική αντοχή $c_u$			$C_{u(\text{τελ})} = 27.46 \text{ KPa}$

πίνακας 7-6

Για τον έλεγχο της ευστάθειας του επιχώματος της προφόρτισης, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα LARIX και για τις δύο φάσεις της προφόρτισης, από το οποίο υπολογίστηκαν οι συντελεστές ασφαλείας που αφορούν σε ανάλυση ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης κατά τη μέθοδο Bishop. Επίσης επιλέχθηκε η χρήση πλαστικών στραγγιστηρίων διαμέτρου 5 cm τοποθετημένα σε τετραγωνικό κάνναβο πλευράς  $S = 1.15 \text{ m}$ , ώστε η στερεοποίηση της αργλικής στρώσης να ολοκληρώνεται σε διάστημα 3 μηνών για κάθε μία από τις δύο φάσεις της προφόρτισης. Τέλος, για την ευστάθεια του επιχώματος της προφόρτισης κρίθηκε αναγκαία και η χρήση γεωφασμάτων και στις δύο φάσεις της προφόρτισης. Τα αποτελέσματα σε συνδιασμό με την κοστολόγηση της λύσης αποτυπώνονται στον παρακάτω Πίνακα (πίνακας 7-7):

Κατάσταση	1η φάση προφόρτισης	2η φάση προφόρτισης
Υλικό επιχώματος	$\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ KN/m}^3$ $\varphi_{\text{επιχ}} = 30^0$	$\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ KN/m}^3$ $\varphi_{\text{επιχ}} = 30^0$
Ύψος Επιχώματος	$h = 3.00 \text{ m}$	$h = 6.00 \text{ m}$
Συντελεστής ασφαλείας σε έλεγχο ευστάθειας κατά Bishop	$F_{\text{min}} = 6.32$ ΕΠΑΡΚΗΣ	$F_{\text{min}} = 1.37$ ΕΠΑΡΚΗΣ
Χρήση γεωφάσματος	$K_{\text{max}} = 480 \text{ KN/m}$ $S = 37.13 \text{ KN/m}^2$	$K_{\text{max}} = 480 \text{ KN/m}$ $S = 74.27 \text{ KN/m}^2$
Χρόνος στερεοποίησης χωρίς στραγγιστήρια	5 χρόνια και 9 μήνες	5 χρόνια και 9 μήνες
Χρόνος στερεοποίησης με στραγγιστήρια	3 μήνες	3 μήνες
Διάμετρος στραγγιστηρίων	$D_d = 0.05 \text{ m}$	$D_d = 0.05 \text{ m}$
Κάνναβος τοποθέτησης στραγγιστηρίων	τετραγωνικός	τετραγωνικός
Πλευρά καννάβου	$S = 1.15 \text{ m}$	$S = 1.15 \text{ m}$
Παραδοχές	Δημιουργία smear zone $R_s/R_d = 2, K_r/K_{r,s} = 2$	Δημιουργία smearzone $R_s/R_d = 2, K_r/K_{r,s} = 2$
Μοναδιαίο Κόστος επιχώματος	3€/m	3€/m
Κόστος επιχώματος		18090€

πίνακας 7-7

Εκτός από την αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της αργίλου, λόγω της προφόρτισης, εκτιμάται και μια αύξηση του μέτρου συμπίεστότητας των αμμωδών στρώσεων II και III κατά 30%. Έτσι,  $E_{sII} = 13000 \cdot 1.3 = 16900 \text{ KPa}$  και  $E_{sIII} = 25000 \cdot 1.3 = 32500 \text{ KPa}$

#### **7.2.4 Λύσεις αβαθούς θεμελίωσης μετά τη βελτίωση της αργιλικής στρώσης με προφόρτιση**

Με βάση τη νέα αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργιλικής στρώσης και τα καινούρια μέτρα συμπίεσεως των αμμωδών στρώσεων, ελέγχεται το έδαφος σε θραύση και καθίζηση για κάθε μία από τις λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης που παρουσιάζονται παρακάτω (πίνακας 7-8).

Άρα η αποδεκτή λύση θεμελίωσης, ύστερα από τη βελτίωση της αργιλικής στρώσης με προφόρτιση, είναι η θεμελίωση με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης.



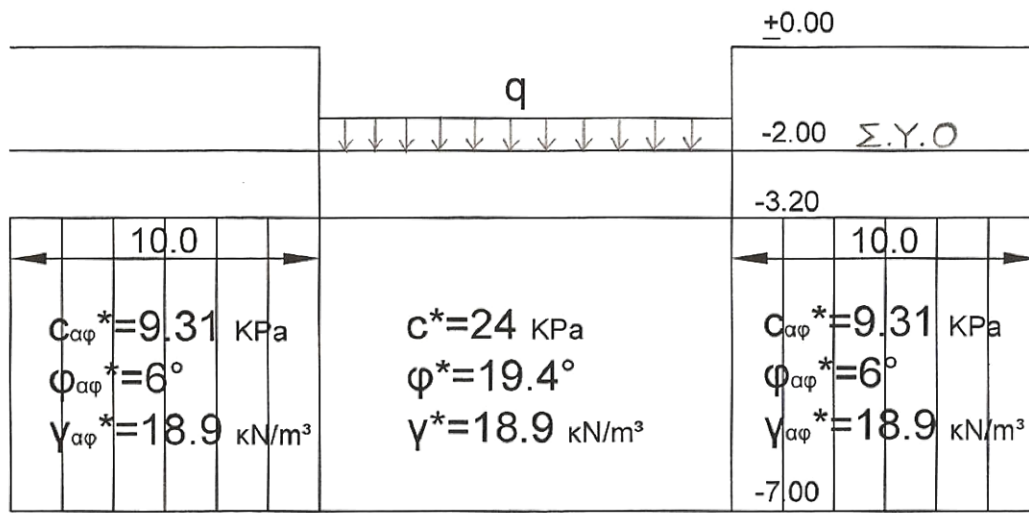
**ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

Τύπος θεμελίου	Μεμονωμένο πέδιλο	Πεδιλοδοκός	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης
Θεμέλιο υποστυλώματος	K8	K7-K8-K9	K1-K15
Διαστάσεις κάτοψης θεμελίου	BxL=4.70mx4.70m	BxL=2.50mx17.80m	BxL=17.00mx23.00 m
Φόρτιση	Λοξή έκκεντρη(κατά τη διεύθυνση του L)	Λοξή έκκεντρη(κατά τη διεύθυνση του L)	
Μέθοδος υπολογισμού Φ.Ι.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ Φ.Ι. κατά Meyerhoff		
Συνολικό κατακόρυφο φορτίο(με σεισμό)	Vολ= 5458.88 KN	Vολ=11403 KN	Vολ=66277 KN
Συνολικό κατακόρυφο φορτίο(χωρίς σεισμό)	Vολ=6823.6 KN	Vολ=14254 KN	
Οριακό φορτίο θραύσεως(με σεισμό)	Vu=3475	Vu=8267.6	
Οριακό φορτίο θραύσεως(χωρίς σεισμό)	Vu=4308 KN	Vu=8516 KN	
Συντελεστής ασφαλείας(με σεισμό)	FS=0.637<1.0	FS=0.725 <1.0	
Συντελεστής ασφαλείας(χωρίς σεισμό)	FS=0.631<1.0	FS=0.597 <1.0	
Τύπος θεμελίου	Μεμονωμένο πέδιλο	Πεδιλοδοκός	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης
Επάρκεια έναντι θραύσης εδάφους	ΑΣΤΟΧΙΑ	ΑΣΤΟΧΙΑ	
Καθίζηση θεμελίου			Sολ=4.5 cm
Επιτρεπόμενη καθίζηση			Sεπ=12.00 cm
Χαρακτηρισμός μεγέθους καθίζησης			ΑΠΟΔΕΚΤΟ (διότι Sολ<Sεπ)
Αξιολόγηση ως λύση θεμελίωσης	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ	ΑΠΟΔΕΚΤΗ
Κόστος εκσκαφής			4750 €
Κόστος πλάκας γενικής κοιτόστρωσης			70038 €
Συνολικό κόστος			93220 €

πίνακας 7-8

7.2.5 Ενίσχυση της αργιλικής στρώσης εδάφους με την κατασκευή χαλικοπασσάλων

Μια δεύτερη λύση για τη βελτίωση της αργιλικής στρώσης, είναι η κατασκευή χαλικοπασσάλων με χαρακτηριστικά:  $\gamma_{χαλ} = 22\text{KN/m}^3$ ,  $\phi_{χαλ} = 40^\circ$ , που εκτείνονται σε βάθος, από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα μέχρι τον πυθμένα της αργιλικής στρώσης, στα -7.00 m, σε μία έκταση 37m x 43m. Στην περίπτωση αυτή δημιουργείται ένα μεικτό έδαφος με βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά  $C_u$ ,  $\phi$ ,  $\gamma$ , όπως φαίνονται και στον ακόλουθο Πίνακα (πίνακας 7-9) [σε συνδυασμό με Σχήμα 7-6]:



Σχήμα 7-6

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Κατάσταση	Κατασκευή χαλικοπασσάλων
Υλικό χαλικοπασσάλων	$\gamma_{\text{επιχ}} = 22 \text{ KN/m}^3$ $\varphi_{\text{επιχ}} = 40^0$
Απόσταση μεταξύ χαλικοπασσάλων	$S=2.15\text{m}$
Διάμετρος χαλικοπασσάλων	0.80m
Είδος καννάβου	τριγωνικός
Συντελεστής αντικατάστασης	$a_s = 0.126$
Συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων	$Y=0.57$
Συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων n	$n=6.95$
Τάσεις	$\sigma_0=137.91\text{KPa}$ $\sigma_{\text{χαλ}} = 547.79\text{KPa}$ $\sigma_{\text{εδ}} = 78.82\text{KPa}$
Παράμετροι υπό τη φορτική επιφάνεια	$C_u^* = 24.16\text{KPa}$ $\gamma^* = 18.9\text{KN/m}^3$ $\varphi^* = 19.4^0$
Παράμετροι εκτός της φορτικής επιφάνειας	$C = 9.31\text{KPa}$ $\gamma = 18.9 \text{ KN/m}^3$ $\varphi = 6^0$
Μεικτές παράμετροι $C=0.35*C_{\text{φορτ}}+0.65*C_{\text{αφ}}$ $\tan\varphi=0.35*\tan\varphi_{\text{φορτ}}+0.65*\tan\varphi_{\text{αφ}}$	$C = 14.51\text{KPa}$ $\gamma = 18.9 \text{ KN/m}^3$ $\varphi = 10.84^0$

πίνακας 7-9

Με βάση τις καινούριες παραμέτρους, όπως προκύπτουν από τον παραπάνω πίνακα, ελέγχεται το μεικτό έδαφος σε θραύση και καθίζηση, για τις λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης που παρουσιάζονται παρακάτω

**7.2.6 Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης μετά τη ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με την κατασκευή χαλικοπασσάλων**

Στον Πίνακα (πίνακας 7-10) συνοψίζονται τα αποτελέσματα λύσεων αβαθών θεμελίων με πεδילוδοκό ή κοιτόστρωση μετά την ενίσχυση της αργιλικής στρώσεως με δίκτυο χαλικοπασσάλων.

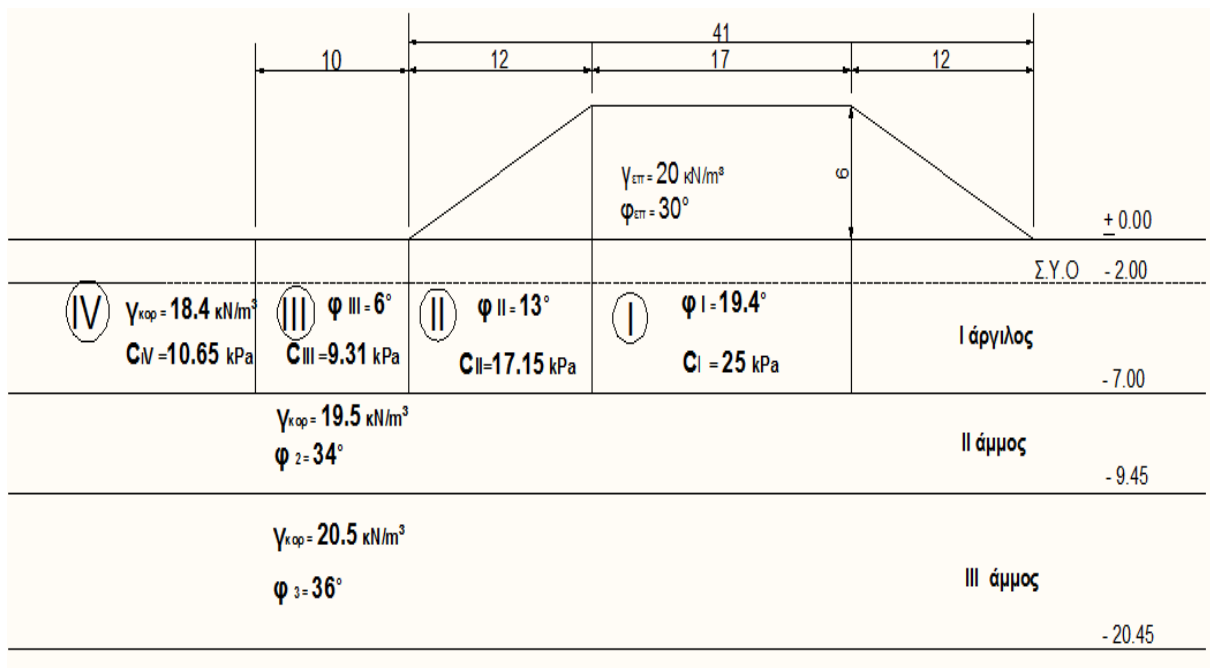
Τύπος θεμελίου	Πεδילוδοκός	Πλάκα Γενικής Κοιτόστρωσης
Θεμέλιο υποστυλώματος	K1-K2-K3	K1-K15
Διαστάσεις κάτοψης θεμελίου	BxL=2.50mx17.80m	BxL=17.00mx23.00m
Φόρτιση	Λοξή έκκεντρη(κατά τη διεύθυνση του L)	
Μέθοδος υπολογισμού Φ.Ι.	Meyerhof	
Συνολικό κατακόρυφο φορτίο(με σεισμό)	Vολ=7632 KN	Vολ=66277 KN
Συνολικό κατακόρυφο φορτίο(χωρίς σεισμό)	Vολ=9540 KN	
Οριακό φορτίο θραύσεως(με σεισμό)	Vu=10898KN	
Οριακό φορτίο θραύσεως(χωρίς σεισμό)	Vu=11221 KN	
Συντελεστής ασφαλείας(με σεισμό)	FS=1.20 =1.2	
Συντελεστής ασφαλείας(χωρίς σεισμό)	FS=0.99 <2	
Επάρκεια έναντι θραύσης εδάφους	ΑΣΤΟΧΙΑ	
Καθίζηση θεμελίου		Sολ=19.13 cm
Επιτρεπόμενη καθίζηση		Sεπ=12 cm
Χαρακτηρισμός μεγέθους καθίζησης		ΜΗ ΑΠΟΔΕΚΤΟ (διότι Sολ>Sεπ)
Αξιολόγηση ως λύση θεμελίωσης	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ	ΑΠΟΡΡΙΠΤΕΤΑΙ

πίνακας 7-10

Επομένως η λύση της επιφανειακής θεμελίωσης, ύστερα από την ενίσχυση της αργιλικής στρώσης χαλικοπασσάλους απορρίπτεται.

**7.2.7 Βελτίωση-ενίσχυση της αργιλικής στρώσης εδάφους με το συνδυασμό προφόρτισης-κατασκευής δικτύου χαλικοπασσάλων**

Μια εναλλακτική λύση για τη βελτίωση της αργιλικής στρώσης, είναι η αρχική ενίσχυση με τοποθέτηση χαλικοπασσάλων στην αργιλική στρώση και επιβολή επιχώματος προφόρτισης 6 m με παραμονή του επί χρόνο  $t=2$  μήνες, το οποίο αυτή τη φορά κατασκευάζεται εξολοκλήρου σε μία φάση. Οι νέες παράμετροι που προκύπτουν από αυτή τη λύση είναι σημαντικά βελτιωμένες από την περίπτωση τοποθέτηση χαλικοπασσάλων χωρίς προηγούμενη προφόρτιση της αργιλικής στρώσης(Σχήμα 7-7 και πίνακας 7-11).



Σχήμα 7-7

Με βάση τις καινούριες παραμέτρους, όπως προκύπτουν από τον παραπάνω πίνακα, ελέγχουμε το μεικτό έδαφος σε θραύση και καθίζηση, για τις λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης που παρουσιάζονται παρακάτω.

ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Λύση	Προφόρτιση-Κατασκευή χαλικοπασσάλων
Υλικό επιχώματος	$\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ KN/m}^3$ $\varphi_{\text{επιχ}} = 30^0$
Ύψος Επιχώματος	$h = 6.00 \text{ m}$
Συντελεστής ασφαλείας σε έλεγχο ευστάθειας κατά Bishop	$F_{\text{min}} = 1.51$ ΕΠΑΡΚΗΣ
F έναντι θραύσεως κεφαλής χαλικοπασσάλων	$F_{\text{στραγγ}} = 1.61 > 1.30$ ΑΠΟΔΕΚΤΟ $F_{\text{αστραγγ}} = 2.38 > 1.30$ ΑΠΟΔΕΚΤΟ
Χρήση γεωφάσματος	ΔΕΝ ΑΠΑΙΤΗΘΗΚΕ
Χρόνος στερεοποίησης	2 μήνες
Υλικό χαλικοπασσάλων	$\gamma_{\text{επιχ}} = 22 \text{ KN/m}^3$ $\varphi_{\text{επιχ}} = 40^0$
Απόσταση μεταξύ χαλικοπασσάλων	$S = 2.15 \text{ m}$
Διάμετρος χαλικοπασσάλων	0.80m
Είδος καννάβου	τριγωνικός
Συντελεστής αντικατάστασης	$a_s = 0.126$
Συντελεστής μείωσης των καθιζήσεων	$Y = 0.57$
Συντελεστής συγκέντρωσης τάσεων n	$n = 6.95$
Τάσεις	$\sigma_0 = 137.91 \text{ KPa}$ $\sigma_{\text{χαλ}} = 547.79 \text{ KPa}$ $\sigma_{\text{εδ}} = 78.82 \text{ KPa}$
Παράμετροι στην περιοχή I	$C_I = 25 \text{ KPa}$ $\gamma_I = 18.4 \text{ KN/m}^3$ $\varphi_I = 19.4^0$
Παράμετροι στην περιοχή II	$C_{II} = 17.15 \text{ KPa}$ $\varphi_{II} = 13^0$ $\gamma_{II} = 18.4 \text{ KN/m}^3$
Παράμετροι στην περιοχή III	$C_{III} = 9.31 \text{ KPa}$ $\varphi_{III} = 6^0$ $\gamma_{III} = 18.4 \text{ KN/m}^3$
Παράμετροι στην περιοχή IV	$C_{IV} = 10.65 \text{ KPa}$ $\varphi_{IV} = 0^0$ $\gamma_{IV} = 18.4 \text{ KN/m}^3$

πίνακας 7-11

### 7.2.8 Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης μετά τη βελτίωση-ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με το συνδυασμό προφόρτισης-κατασκευής χαλικοπασσάλων

Στον παρακάτω Πίνακα (πίνακας 7-12) παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα ελέγχου αβαθούς θεμελίωσης με πεδιλοδοκούς ή πλάκα κοιτόστρωσης μετά την αφαίρεση της προφόρτισης στην ενισχυμένη με χαλικοπασσάλους – αργιλική στρώση.

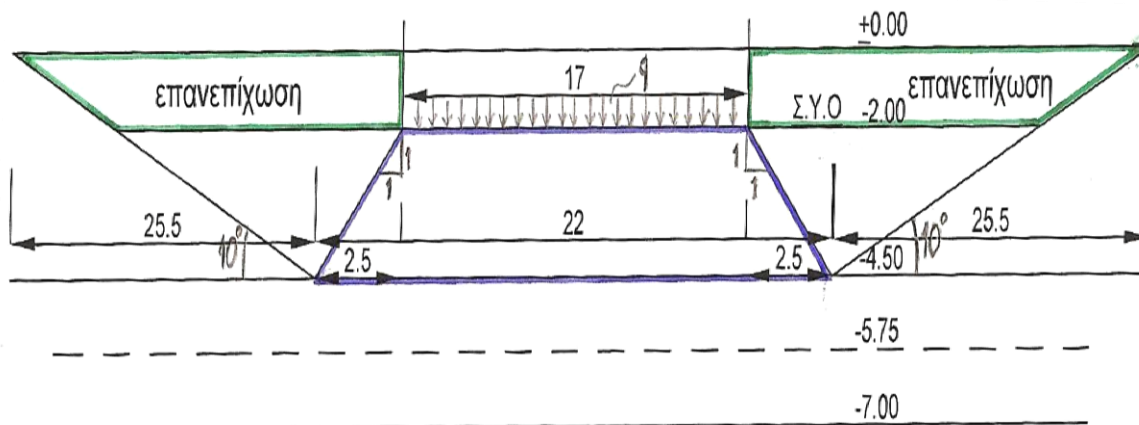
Τύπος θεμελίου	Πεδιλοδοκός	Πλάκα Κοιτόστρωσης	Γενικής
Θεμέλιο υποστυλώματος	K7-K8-K9	K1-K15	
Διαστάσεις κάτοψης θεμελίου	BxL=2.50mx17.80m	BxL=17.00mx23.00m	
Φόρτιση	Λοξή έκκεντρη(κατά τη διεύθυνση του L)		
Μέθοδος υπολογισμού Φ.Ι.	Meyerhof		
Συνολικό κατακόρυφο φορτίο(με σεισμό)	Vολ=11403 KN	Vολ=66277 KN	
Συνολικό κατακόρυφο φορτίο(χωρίς σεισμό)	Vολ=14254KN		
Οριακό φορτίο θραύσεως(με σεισμό)	Vu=30221KN		
Οριακό φορτίο θραύσεως(χωρίς σεισμό)	Vu=31199 KN		
Συντελεστής ασφαλείας(με σεισμό)	FS=2.65 > 2.0		
Συντελεστής ασφαλείας(χωρίς σεισμό)	FS=2.18 > 1.20		
Επάρκεια έναντι θραύσης εδάφους	ΕΠΑΡΚΗΣ		
Καθίζηση θεμελίου	Soλ=2.80 cm	Soλ=4.63 cm	
Επιτρεπόμενη καθίζηση	Seπ=7.60 cm	Seπ=12.00 cm	
Χαρακτηρισμός μεγέθους καθίζησης	ΑΠΟΔΕΚΤΗ (διότι Soλ<Seπ)	ΑΠΟΔΕΚΤΗ (διότι Soλ<Seπ)	
Αξιολόγηση ως λύση θεμελίωσης	ΔΕΚΤΗ	ΔΕΚΤΗ	
Κόστος επιχώματος	18090 €	18090 €	
Κόστος εκσκαφής	4750 €	4750 €	
Κόστος χαλικοπασσάλων	211000 €	211000 €	
Συνολικό κόστος	278840 €	304220 €	

πίνακας 7-12

Άρα η λύση της θεμελίωσης με πεδιλοδοκούς ή πλάκα γενικής κοιτόστρωσης ύστερα από βελτίωσης της αργιλικής στρώσης με το συνδυασμό προφόρτισης – κατασκευής χαλικοπασσάλων κρίνεται αποδεκτή

### 7.2.9 Λύση εκσκαφής και τοποθέτησης εξυγιαντικής στρώσεως λιθορριπής και κατασκευή κοιτοστρώσεως με ταυτόχρονη εξωτερική επανεπίχωση

Στο παρακάτω Σχήμα 7-8 εμφανίζεται η λύση απευθείας θεμελίωσης με πλάκα κοιτοστρώσεως στην (προηγουμένως αναφερθείσα) εξυγιαντική στρώση λιθορριπής πάχους 2,5m.



Σχήμα 7-8

Το επίχωμα της λιθορριπής κατασκευάζεται έτσι ώστε η τάση που μεταφέρεται στο έδαφος, λόγω των φορτίων της ανωδομής διαμέσου της γενικής πλάκας κοιτοστρώσεως, και κατά συνέπεια και η αναπτυσσόμενη καθίζηση, να είναι εμφανώς μειωμένες. Παράλληλα μειώνεται και το πάχος του συμπιεστού αργιλικού στρώματος.

Αφού γίνει η εκσκαφή σε βάθος 4.50 m, κατασκευάζεται εξυγιαντική στρώση λιθορριπής με πάχος 2.50m. Τέλος, γίνεται επανεπίχωση μέχρι τη στάθμη 0.00m. Οι τάσεις της πλάκας γενικής κοιτοστρώσεως διανέμονται, κατά αυτόν τον τρόπο στην αργιλική στρώση υπό γωνία  $45^{\circ}$

$$B_{\text{βασης}} = 22\text{m}$$

$$L_{\text{βασης}} = 28\text{m}$$



Τέλος παρουσιάζονται (πίνακας 7-13):

- i) Η απαιτούμενη κατά Gibson κλίση πρανούς εκσκαφής της μαλακούς αργίλου για την κατασκευή της εξυγιαντικής στρώσης.
- ii) Τα αποτελέσματα θεμελίωσης με πλάκα κοιτόστρώσεως στην εξυγιαντική στρώση
- iii) Το συνολικό κόστος

Λύση εξυγιαντικής στρώσης	Εξυγιαντική Λιθορριπής στρώση
Υλικό επιχώματος	$\gamma_{εξ} = 20 \text{ KN/m}^3$ $\varphi_{εξ} = 45^0$
Πάχος Επιχώματος	$h = 2.50 \text{ m}$
Γωνία πρανούς εκσκαφής	$\beta = 10^0$
Πρόσθετη μειωμένη τάση που μεταβιβάζεται στην αργλική στρώση	$\Delta\sigma_z = 64.18 \text{ KPa}$
Καθίζηση πλάκας γενικής κοιτόστρωσης	$S_{ολ} = 11.55 < 12$ ΑΠΟΔΕΚΤΗ
Αξιολόγηση ως λύση θεμελίωσης	ΑΠΟΔΕΚΤΗ
Κόστος εκσκαφής-τοποθέτησης λιθορριπής-επανεπίχωσης	233542 €
Κόστος πλάκας γενικής κοιτόστρωσης	70380 €
Συνολικό κόστος	303923 €

πίνακας 7-13

Άρα η λύση της θεμελίωσης με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης, ύστερα από εκσκαφή και τοποθέτηση εξυγιαντικής στρώσης λιθορριπής κρίνεται αποδεκτή



---

## 8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

---



## ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Οι λύσεις θεμελίωσης, οι οποίες τελικά κρίθηκαν αποδεκτές όσον αφορά στα τεχνικά κριτήρια, καθώς και οι αντίστοιχες κοστολογήσεις τους παρουσιάζονται παρακάτω (πίνακας 8-1):

ΛΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	ΚΟΣΤΟΣ
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ ΚΑΙ ΑΦΑΙΡΕΣΗΣ ΔΙΑΜΕΤΡΟΥ Φ120	193.345 €
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΛΑΚΑ ΓΕΝΙΚΗΣ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ ΥΣΤΕΡΑ ΑΠΟ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΡΓΙΛΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ	93.220 €
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΥΣ ΥΣΤΕΡΑ ΑΠΟ ΒΕΛΤΙΩΣΗ-ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ-ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ	278.840 €
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΛΑΚΑ ΓΕΝΙΚΗΣ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ ΥΣΤΕΡΑ ΑΠΟ ΒΕΛΤΙΩΣΗ-ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΜΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ-ΧΑΛΙΚΟΠΑΣΣΑΛΩΝ	304.220 €
ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΛΑΚΑ ΓΕΝΙΚΗΣ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ ΥΣΤΕΡΑ ΑΠΟ ΕΚΣΚΑΦΗ ΚΑΙ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΕΞΥΓΙΑΝΤΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΛΙΘΟΡΡΡΙΠΗΣ	303.923 €

πίνακας 8-1

Εφ' όσον οι παραπάνω λύσεις είναι τεχνικά αποδεκτές, επιλέγεται ως βέλτιστη εκείνη που είναι προτιμότερη με βάση τα οικονομικά κριτήρια, δηλαδή η

**ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΠΛΑΚΑ ΓΕΝΙΚΗΣ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ ΥΣΤΕΡΑ ΑΠΟ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΡΓΙΛΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΜΕ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ**



---

## 9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

---





1. Α.Γ.Αναγνωστοπουλος – Β.Π.Παπαδοπουλος (1989),  
Επιφανειακές Θεμελιώσεις, Εκδόσεις Συμείων
  
2. Α.Γ.Αναγνωστόπουλος-Β.Π.Παπαδόπουλος (2004),  
Θεμελιώσεις με Πασσάλους, Εκδόσεις Συμείων
  
3. Γ.Γκαζέτας (1988),  
Σημειώσεις Εδαφομηχανικής, ΕΜΠ
  
4. Μ.Καβαδάς (2005),  
Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων, ΕΜΠ
  
5. Μ.Καβαδάς (2004),  
Στοιχεία Εδαφομηχανικής, ΕΜΠ
  
6. Γ.Μπουκοβάλας (2006),  
Σημειώσεις σε Ειδικά θέματα Θεμελιώσεων, ΕΜΠ



---

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**  
**ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ**  
**ΒΑΣΕΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΚΑΙ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ**

---



**A-1. Δειγματοληπτικές γεωτρήσεις.**

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

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

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

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

**A-2. Επιτόπου δοκιμές.**

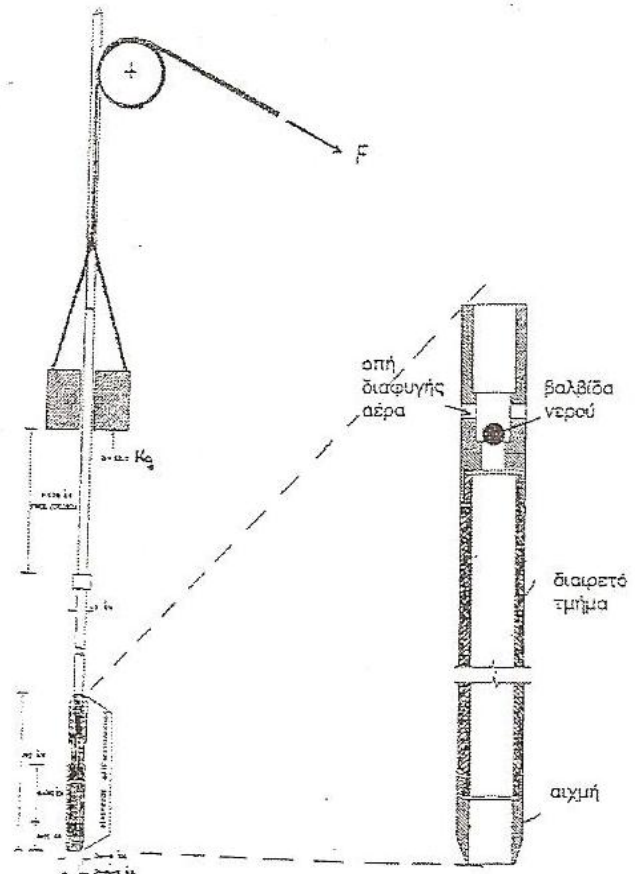
Η έρευνα του υπεδάφους συχνά συνδυάζεται και με την εκτέλεση επιτόπου δοκιμών.

Οι δοκιμές αυτές πλεονεκτούν (έναντι των εργαστηριακών) επειδή:

- ελέγχουν τις ιδιότητες του εδάφους στη φυσική του κατάσταση, χωρίς να παρεμβληθεί η δειγματοληψία και οι λοιπές διαδικασίες που το διαταράσσουν και μεταβάλλουν τη δομή του,  
  
έχουν μικρότερο συνολικό κόστος , και  
είναι ταχύτερη η εκτέλεσή τους.
- Επιπλέον, πολλές από τις επιτόπου δοκιμές εκτελούνται συνεχώς με το βάθος (π.χ. δοκιμή Διείσδυσης Κώνου), οπότε λαμβάνεται μια συνεχής καταγραφή των εδαφικών χαρακτηριστικών με το βάθος. Το κύριο μειονέκτημα των επιτόπου δοκιμών είναι ότι οι εντατικές καταστάσεις που επιβάλλου στο έδαφος είναι ανομοιογενείς και τις περισσότερες φορές άγνωστες. Έτσι η ερμηνεία των αποτελεσμάτων τους είναι δυσχερής και συνήθως βασίζεται σε εμπειρικές συσχετίσεις με περιορισμένο πεδίο εφαρμογής.

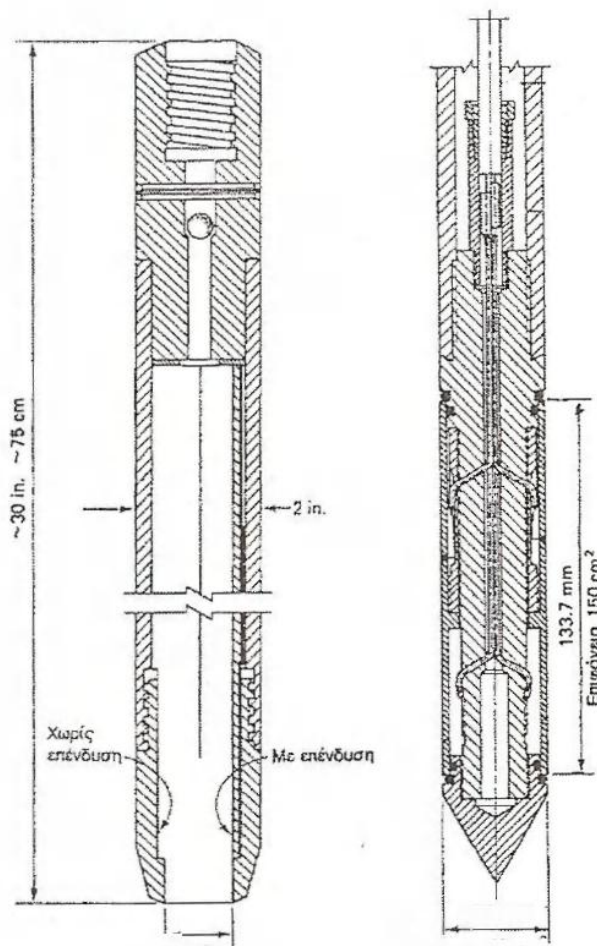
**A-3. Πρότυπη δοκιμή διείσδυσης - Standard Penetration Test (SPT).**

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



Σχήμα Α - 1

Η δοκιμή βασίζεται στην προώθηση του ειδικού διαμετρώ δειγματολήπτη Terzaghi με πτώση βάρους 63,5 kg από ύψος 76 cm. Κατά τη δοκιμή μετρείται ο αριθμός των πτώσεων ( $N =$  αντίσταση διείσδυσης) που απαιτείται για την προώθηση του δειγματολήπτη κατά 30 cm (μετά από μια αρχική προώθηση 15cm, κατά την οποία δεν συνυπολογίζεται ο αριθμός των πτώσεων). Μετά το τέλος της δοκιμής ανακτάται από το εσωτερικό του δειγματολήπτη και (διαταραγμένο) εδαφικό δείγμα.



(α) Διαιρετός δειγματολήπτης Terzaghi για τη δοκιμή SPT

(β) Ολλανδικός κώνος για τη δοκιμή CPT

Σχήμα Α - 2

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

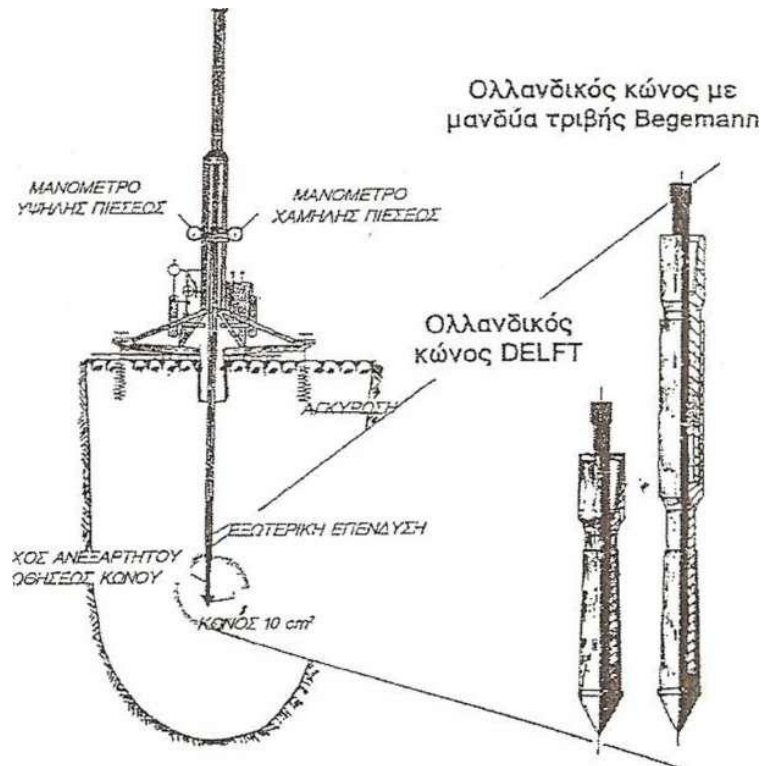
Αν και η δοκιμή SPT είναι η πλέον διαδεδομένη και εκτελείται πρακτικά σε κάθε γεωτεχνική έρευνα, είναι παράλληλα και η πλέον προσεγγιστική από τις επιτόπου δοκιμές και επομένως τα αποτελέσματά της θα πρέπει να ερμηνεύονται συντηρητικά.



**A-4. Δοκιμή Στατικής Πενетроμέτρησης (CPT).**

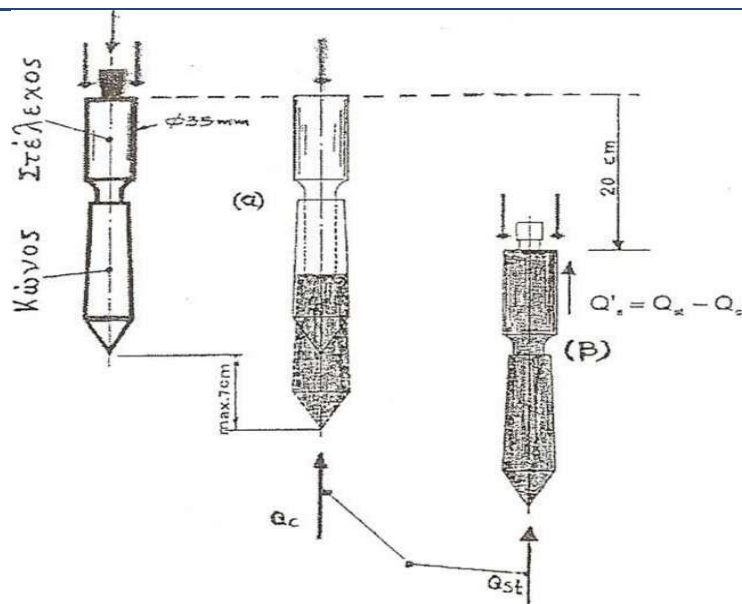
Η δοκιμή αυτή, που ονομάζεται και δοκιμή Διείσδυσης Κώνου, χρησιμοποιείται για τη μέτρηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής μαλακών έως σφιγρών αργίλων και της σχετικής πυκνότητας άμμων.

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



Σχήμα Α - 3 Μηχανισμός δοκιμής CPT

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



Σχήμα Α - 4

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

- την αναγνώριση και τον χαρακτηρισμό της σύστασης των διαφόρων εδαφικών στρώσεων (άμμοι, άργιλοι, ιλύες κ.λ.π.),
- την εκτίμηση της μέγιστης γωνίας τριβής  $\phi_{\text{max}}$ , του μέτρου ελαστικότητας  $E$  (του Young), και του μέτρου συμπίεσεως  $E_s$  μη συνεκτικών εδαφών (άμμοι, ιλύες κ.λ.π.) / καθώς και
- την εκτίμηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $C_u$ , και του μέτρου συμπίεσεως  $D$  συνεκτικών εδαφών (άργιλοι και πλαστικές ιλύες).

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

---

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

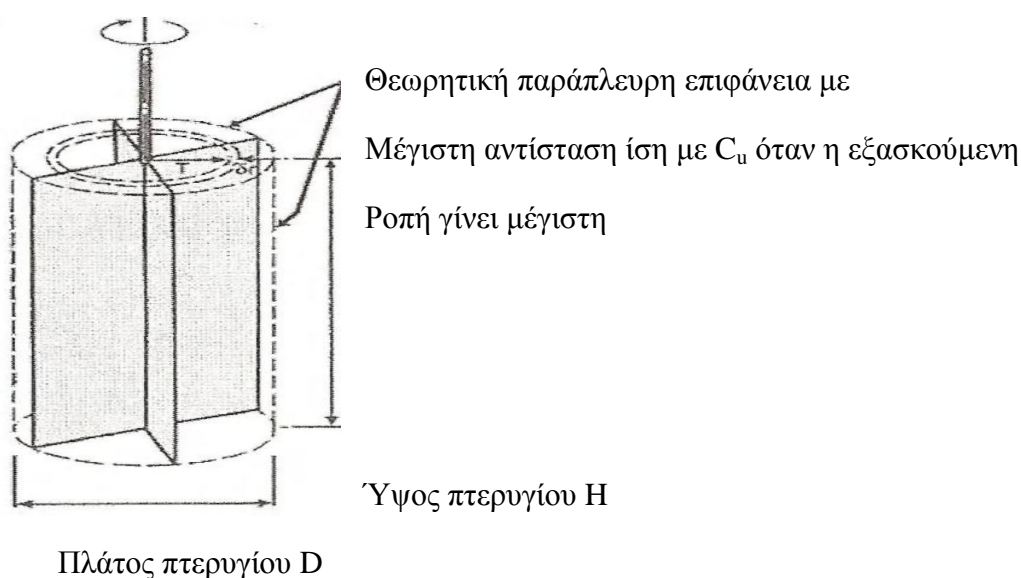
- η ταχύτητα εκτέλεσής της,
- η ευκολία ερμηνείας των αποτελεσμάτων της,
- το μικρό σχετικά κόστος (δεν απαιτείται εκτέλεση γεώτρησης),
- η συνεχής καταγραφή των εδαφικών χαρακτηριστικών με το βάθος, και
- η μεγάλη σχετικά εμπειρία που έχει συσσωρευθεί σχετικά με την εκτίμηση φυσικών και μηχανικών παραμέτρων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

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

### A-5. Επί τόπου δοκιμή Πτερυγίου (FVT).

Η δοκιμή αυτή αναπτύχθηκε στις Σκανδιναβικές χώρες για την μέτρηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των μαλακών αργίλων. Κατά τη δοκιμή, που εκτελείται σε συνδυασμό με δειγματοληπτική γεώτρηση, εισάγεται στο έδαφος κάτω από τον πυθμένα της γεώτρησης ένα σύστημα δύο κατακόρυφων μεταλλικών πλακών (πτερύγιο) σε σχήμα σταυρού. Κατά την περιστροφή του συστήματος μετρείται η απαιτούμενη ροπή στρέψης σαν συνάρτηση της γωνίας στροφής καθώς και η μέγιστη ροπή στρέψης, που συσχετίζεται (ημιεμπειρικά) με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή.

Εφαρμοζόμενη ροπή  $T$



Σχήμα Α - 5

Άλλες επιτόπου δοκιμές

- Η δοκιμή πρεσσιομέτρου
- Το επίπεδο ντιλατόμετρο Marchetti(DLT)
- Οι δοκιμές εισπίεσεων
- Τα πιεζόμετρα
- Τα κύτταρα πίεσης γαιών
- Τα κλισιόμετρα
- Τα καθιζησίμετρα

**A-6. Εργαστηριακές δοκιμές.**

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

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

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

*Δοκιμές συμπίεσότητας (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα)*

- Δοκιμή συμπίεσομέτρου
- Δοκιμή διόγκωσης
- Δοκιμή ερπυσμού

*Δοκιμές αντοχής (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα)*

- Κυλινδρική τριαξονική δοκιμή
- Δοκιμή απευθείας διάτμησης
- Δοκιμή απλής διάτμησης

*Δοκιμές διαπερατότητας (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα)*

- Διαπερατόμετρο σταθερού φορτίου
- Διαπερατόμετρο μεταβλητού φορτίου

**A-7. Βασικές έννοιες – Ορισμοί.**

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

- V : ο συνολικός όγκος του εδάφους
- V<sub>s</sub> : ο όγκος που καταλαμβάνουν οι στερεοί κόκκοι
- V<sub>v</sub> : ο όγκος των πόρων
- V<sub>w</sub> : ο όγκος του νερού που βρίσκεται μέσα στους πόρους
- V<sub>g</sub> : ο όγκος του αέρα που βρίσκεται μέσα στους πόρους
- M : η ολική μάζα του εδάφους
- M<sub>s</sub> : η μάζα των στερεών κόκκων
- M<sub>w</sub> : η μάζα του νερού που βρίσκεται μέσα στους πόρους
- M<sub>g</sub> : η μάζα του αέρα που βρίσκεται μέσα στους πόρους (M<sub>g</sub> =0)

Με βάση τα παραπάνω ορίζονται τα ακόλουθα χρήσιμα μεγέθη:

Ο δείκτης πόρων:  $e = V_v / V_s$

-Το ποσοστό υγρασίας:  $w = M_w / M_s$

-Η πυκνότητα του εδαφικού υλικού:  $\rho = M / V$

-Η πυκνότητα των στερεών κόκκων:  $\rho_s = M_s / V_s$

-Η ξηρή πυκνότητα του εδαφικού υλικού:  $\rho_d = M_s / V$

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

-Σχέση ειδικού βάρους - πυκνότητας:

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

**A-8. Φυσικά χαρακτηριστικά.****i. Φυσικά χαρακτηριστικά μη συνεκτικών εδαφών.**

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

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

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

όπου

$e$  : ο πραγματικός δείκτης πόρων

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

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

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

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

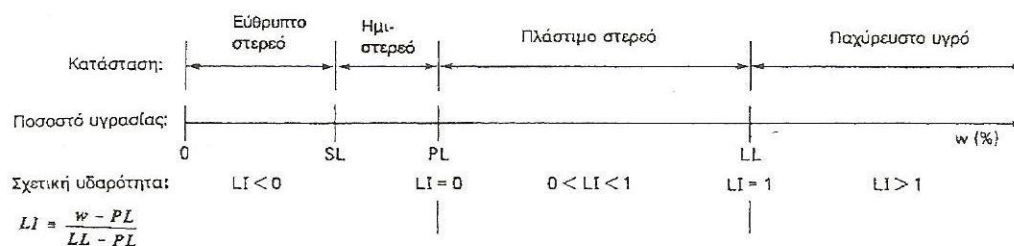
Πίνακας Α - 1

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

ii. Φυσικά χαρακτηριστικά συνεκτικών εδαφών.

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

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



Σχήμα Α - 6

Τα ποσοστά υγρασίας που αντιστοιχούν στα όρια μεταξύ των

παραπάνω τεσσάρων καταστάσεων ονομάζονται:

- όριο συρρίκνωσης  $W_s$  ή SL είναι το όριο μεταξύ στερεάς και ημιστερεάς κατάστασης
- όριο πλαστιμότητας  $W_p$  ή PL είναι το όριο μεταξύ ημιστερεάς και πλάστιμης κατάστασης
- όριο υδαρότητας  $W_L$  ή LL είναι το όριο μεταξύ πλάστιμης και υδαρούς κατάστασης



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

---

Τα όρια αυτά λέγονται συνοπτικά όρια Atterberg και με βάση αυτά

ορίζονται οι λεγόμενοι δείκτες συνεκτικότητας, οι οποίοι

συγκεκριμένα ορίζονται ως εξής:

- Ο δείκτης πλαστιμότητας:

$$PI = I_p = W_L - W_p$$

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

Ο δείκτης σχετικής υδαρότητας:

$$LI = I_L = (W - W_p) / (W_L - W_p)$$

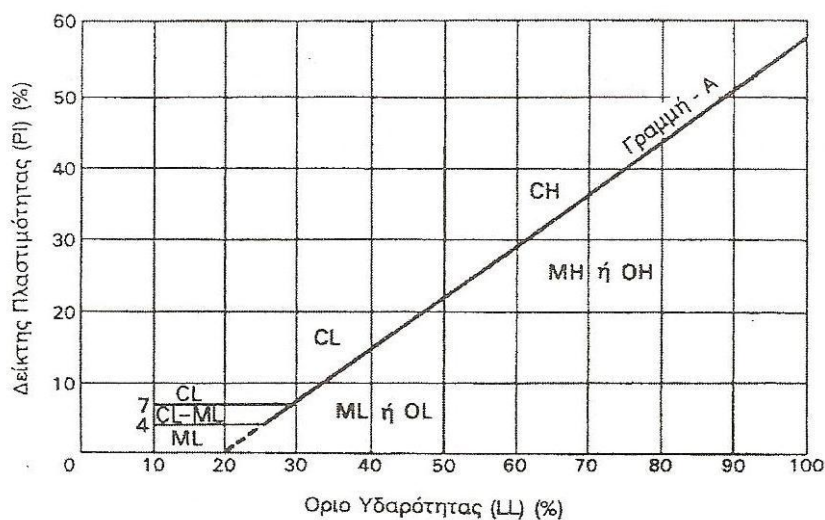
που εκφράζει τη σχέση του πραγματικού ποσοστού υγρασίας ως προς το όριο υδαρότητας.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

### A-9. Ταξινόμηση εδαφών.

Στην Ελλάδα, επικρατέστερη μέθοδος κατάταξης εδαφών είναι η λεγόμενη «Ενοποιημένο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών» (Unified Soil Classification System).

Το σύστημα αυτό χρησιμοποιεί τα ποσοστά του εδάφους που διέρχονται από το κόσκινο Νο. 200 (το λεγόμενο λεπτόκοκκο κλάσμα) και το Νο. 4 (αμμώδες κλάσμα) και τα όρια Atterberg με τη μορφή του «Χάρτη Πλαστιμότητας του Casagrande»:

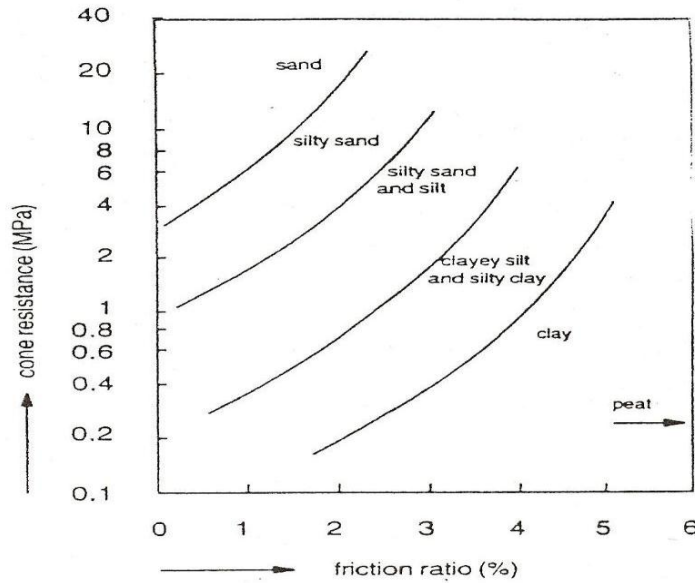


Σχήμα Α - 7Χάρτης πλαστιμότητας του Casagrande

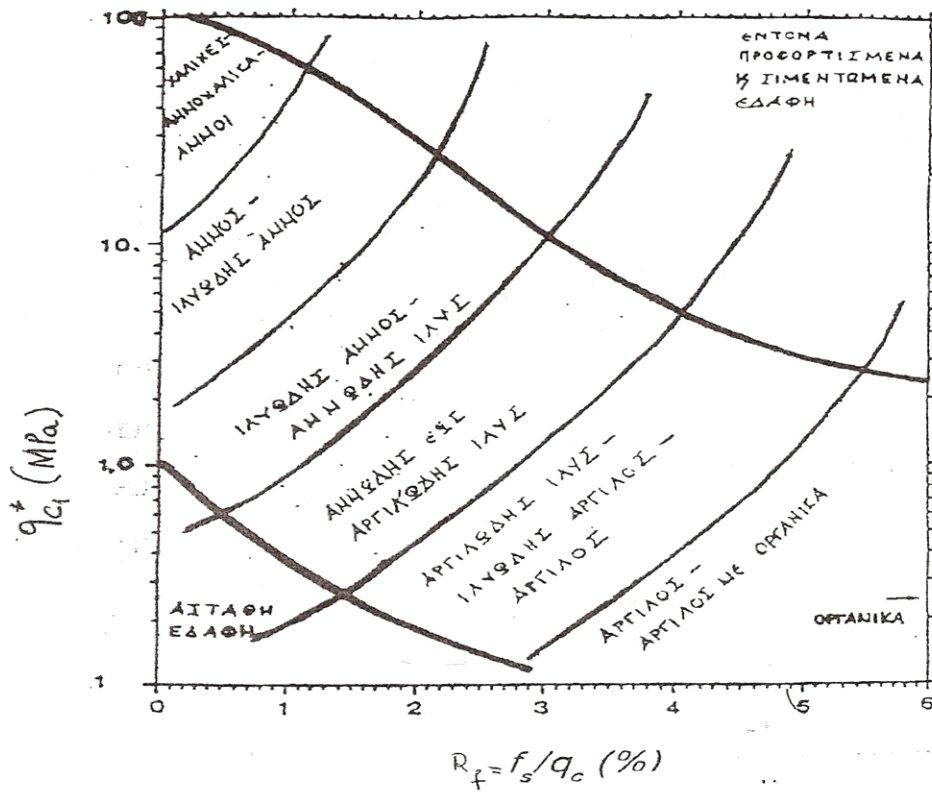
ΧΟΝΔΡΟΚΚΟΚΑ εδάφη: <50% διέρχεται από το Νο.200	ΧΑΛΙΚΕΣ: <50% του χονδρόκοκκου κλάσματος διέρχεται από το Νο.4	ΧΑΛΙΚΕΣ: <5% διέρχεται από το Νο.200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u > 4$	GW
		ΧΑΛΙΚΕΣ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΚΟΚΟ υλικό: >2% διέρχεται από το Νο.200	ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u < 4$	GP
		ΙΛΥΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: κάτω από τη γραμμή Α ή $I_p < 4$	GM	
	ΑΜΜΟΙ: >50% του χονδρόκοκκου κλάσματος διέρχεται από το Νο.4	ΑΡΓΙΛΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: κάτω από τη γραμμή Α ή $I_p > 7$	GC	
		ΚΑΘΑΡΕΣ ΑΜΜΟΙ: <5% διέρχεται από το Νο.200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u > 6$	SW
		ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u < 6$	SP	
ΛΕΠΤΟΚΚΟΚΑ εδάφη: >50% διέρχεται από το Νο.200	εδάφη ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $W_L < 50\%$	ΑΜΜΟΙ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΚΟΚΟ υλικό: >12% διέρχεται από το Νο.200	ΙΛΥΩΔΕΙΣ ΑΜΜΟΙ: κάτω από τη γραμμή Α ή $I_p < 5$	SM
		ΑΡΓΙΛΩΔΕΙΣ ΑΜΜΟΙ: πάνω από τη γραμμή Α ή $I_p > 7$	SC	
		ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή Α	CL	
	εδάφη ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $W_L > 50\%$	ΙΛΕΙΣ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή Α	ML	
		ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ Η ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OL	
		ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή Α	CH	
κυρίως οργανικά υλικά	ΙΛΕΙΣ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή Α	MH		
	ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ Η ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	OH		
				Pt

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

A-10. Χαρακτηρισμός εδαφικής στρώσης βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT.

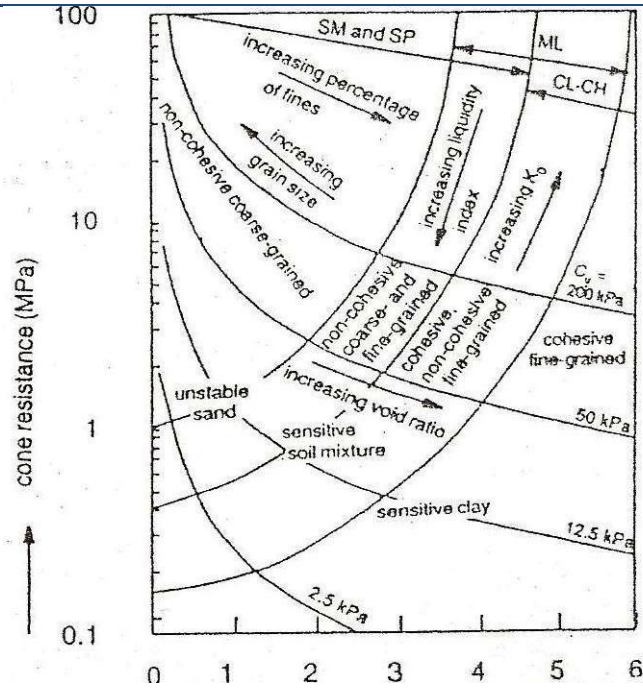


Σχήμα Α - 8 Κατάταξη εδαφών κατά Robertson-Campanella βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT

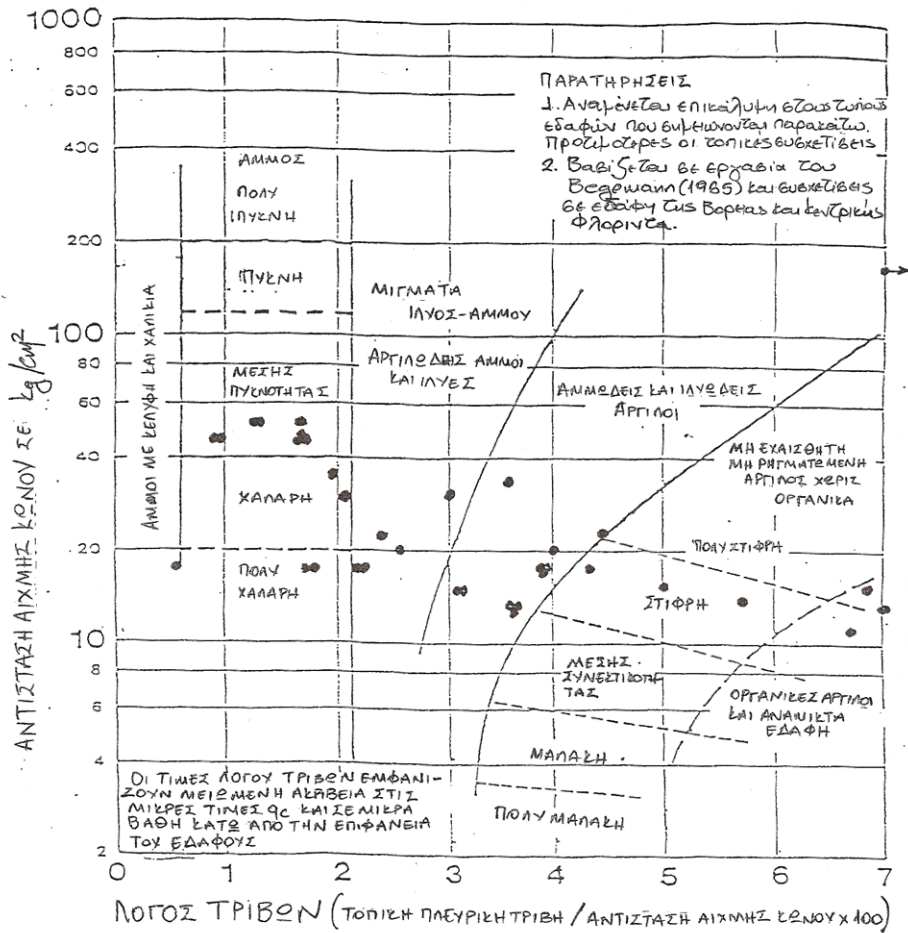


Σχήμα Α - 9 Κατάταξη εδαφών κατά Douglas βάσει διορθωμένης τιμής αντίστασης κώνου και λόγου τριβών  $R_f$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α



Σχήμα Α - 10 Κατάταξη εδαφών κατά Douglas and Olson βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT



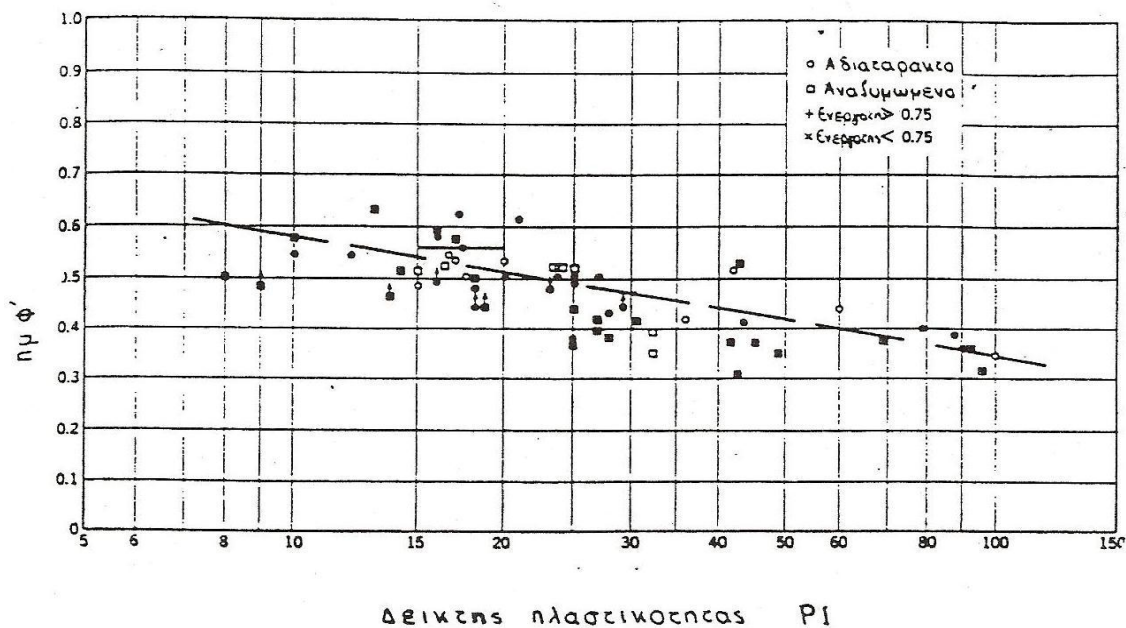
Σχήμα Α - 11 Κατάταξη εδαφών κατά Schmertmann βάσει αποτελεσμάτων δοκιμής CPT

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

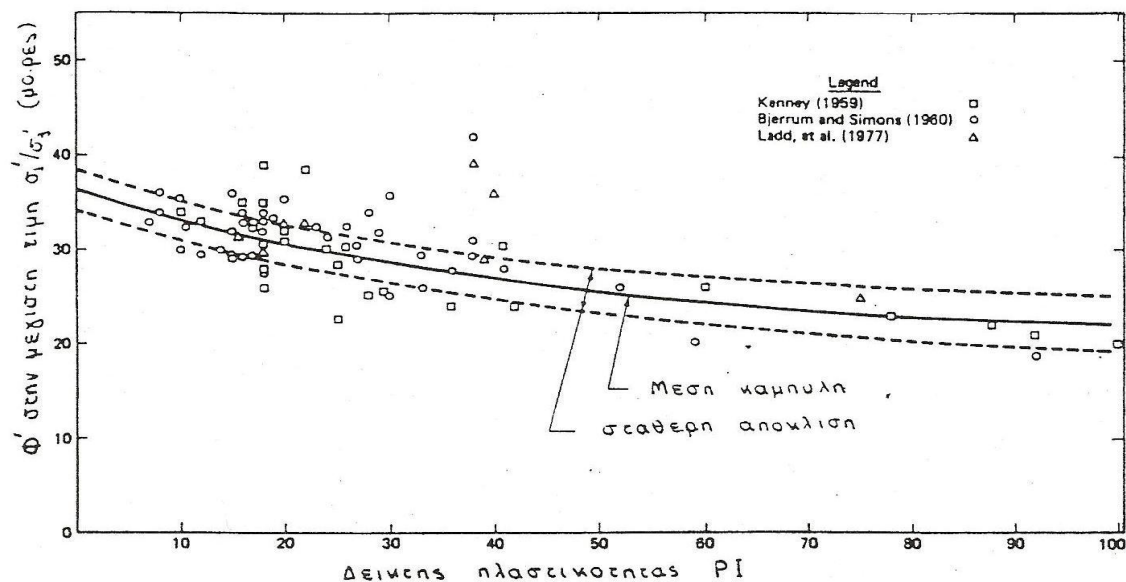
A-11. Μηχανικά χαρακτηριστικά.

i. Γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής)  $\phi$ .

- Εκτίμηση γωνίας τριβής  $\phi$  αργιλικών εδαφών



Σχήμα Α - 12 Διάγραμμα Kenney. Συσχέτιση δείκτη πλαστιμότητας και της γωνίας διατμητικής αντοχής  $\phi$



Σχήμα Α - 13-Διάγραμμα Bjerrum - Simons. Συσχέτιση δείκτη πλαστιμότητας και της γωνίας διατμητικής αντοχής  $\phi$

## ii. Εκτίμηση γωνίας τριβής αμμωδών εδαφών.

Για την εκτίμηση διαφόρων μηχανικών ιδιοτήτων δείγματος εδαφικού υλικού χρησιμοποιείται η μετρούμενη αντίσταση διείσδυσης κατά την εκτέλεση της δοκιμής SPT, δηλαδή ο μετρούμενος αριθμός  $N$  των πτώσεων για διείσδυση στο έδαφος κατά 30 cm. Η τιμή του  $N$  που υπεισέρχεται στους υπολογισμούς προκύπτει από την μετρούμενη τιμή μετά από διόρθωση λόγω:

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

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

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

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

- όταν η δοκιμή SPT γίνεται κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα,
- αφορά λεπτόκοκκη ή ιλύωδη άμμο (δηλαδή ποσοστό εδαφικού υλικού διερχόμενου από το κόσκινο No 40 μεγαλύτερο του 50%), και
- η μετρούμενη κατά τη δοκιμή τιμή είναι  $N > 15$ .

Επίσης, η διόρθωση λόγω βάθους εκτέλεσης της δοκιμής, δηλαδή η αναγωγή σε τάση υπερκειμένων γαιών  $\sigma'_v = 100$  KPa μέσω του συντελεστή  $C_N$  (κατά Peck-Hanson-Thornburn, 1974) γίνεται με την σχέση:

$$N_c = C_N * N'$$

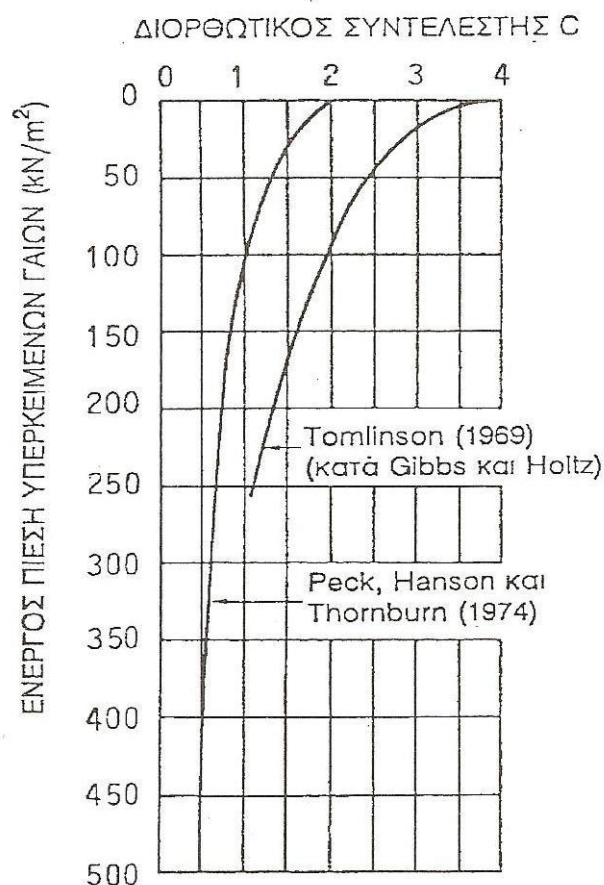
Ο συντελεστής  $C_N$  υπολογίζεται γραφικά από το διάγραμμα των Peck-Hanson-Thornburn ή προσεγγιστικά από την σχέση:

$$C_N \approx \sqrt{100 / \sigma'_v}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Η διόρθωση αυτή γίνεται γιατί εάν η δοκιμή SPT εκτελεστεί σε μικρό βάθος, όπου η γεωστατική τάση είναι μικρή, η τιμή του  $N$  θα είναι μικρότερη από το  $N$  της δοκιμής στο ίδιο έδαφος αλλά σε μεγαλύτερο βάθος. Άρα απαιτείται αναγωγή της δοκιμής σε ενιαία ενεργό γεωστατική πίεση.

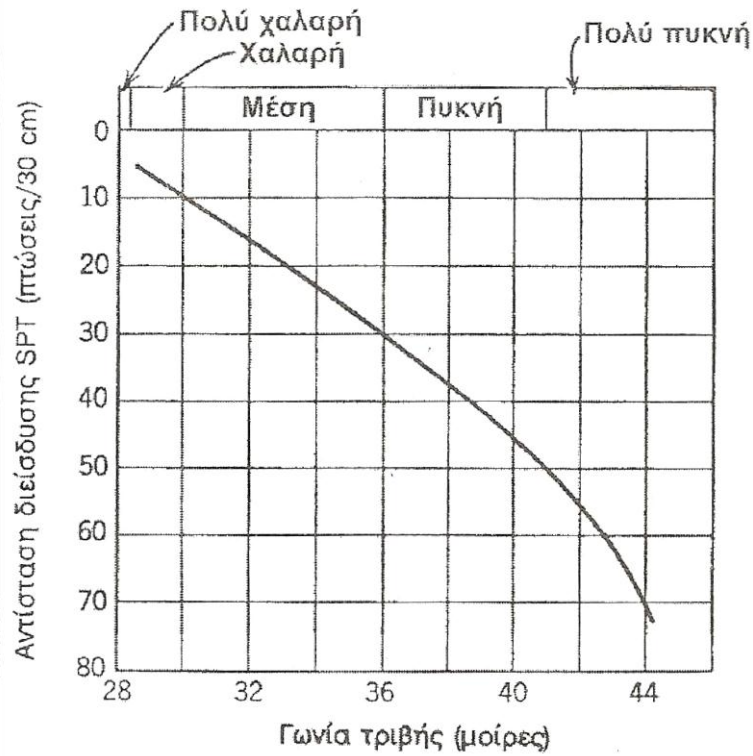
Κατά Peck-Hanson-Thornburn η πίεση αναγωγής είναι  $\sigma'_v = 100\text{KPa}$ .



Σχήμα Α - 14 Διάγραμμα Peck-Hanson-Thornburn

Η διορθωμένη τιμή  $N_c$  της μετρούμενης αντίστασης διείδυσης κατά την εκτέλεση της δοκιμής SPT συσχετίζεται με τη γωνία τριβής  $\phi$  της αμμώδους εδαφικής στρώσεως καθώς και την πυκνότητά της μέσω του νομογραφήματος του σχήματος

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α



Σχήμα Α - 15

Επίσης, η γωνία τριβής  $\varphi$  υπολογίζεται κατά τον Osaki από τη σχέση:

$$\varphi = \sqrt{20 * Nc} + 15^{\circ}$$

Αντίστοιχα, υπολογίζεται κατά τον Dunham από τη σχέση:

$$\varphi = \sqrt{12 * Nc} + 25^{\circ}$$

Η τελευταία σχέση δίνει ένα άνω όριο εκτίμησης της γωνίας  $\varphi$

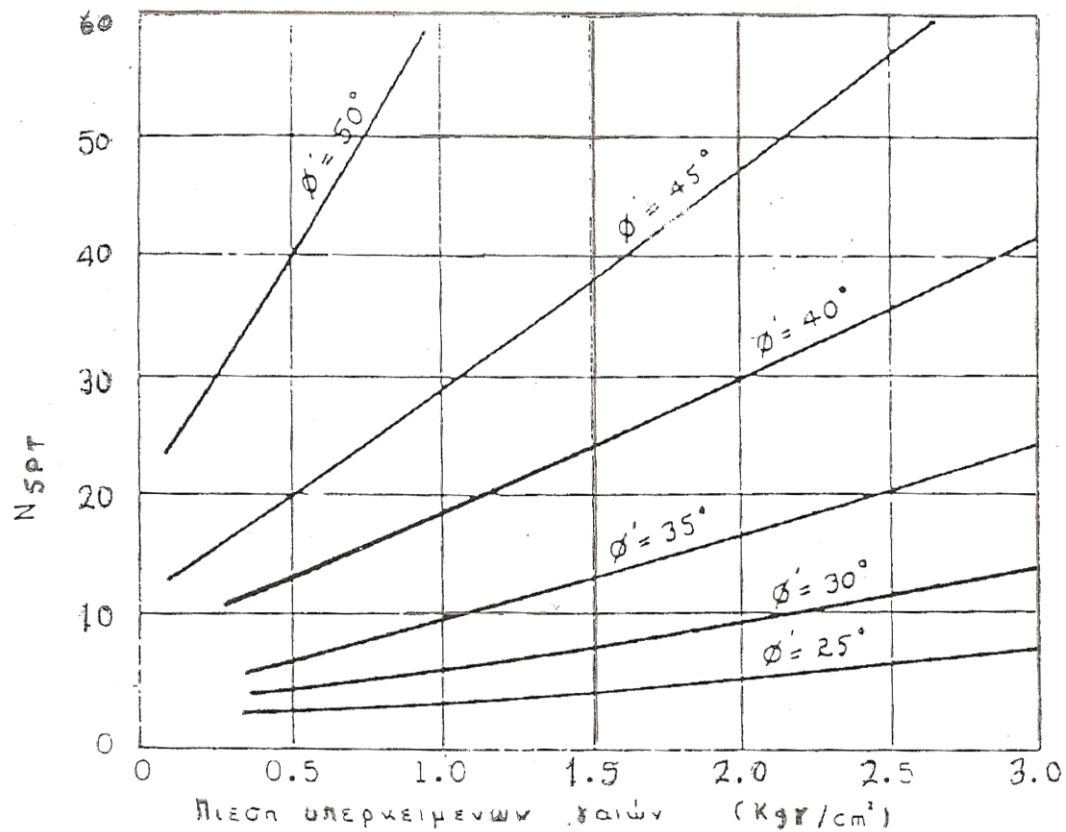
Κατά Hatanaka-Uchida από τη σχέση:

$$\varphi = \sqrt{20 * Nc} + 20^{\circ}$$



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Κατά De Mello από το νομογράφημα:



Σχήμα Α - 16 Νομογράφημα De Mello

Κατά Jamiolkovski και Schmertmann:

$$D_r = A + B * \log((q_c / \sqrt{\sigma_{v0}'}))$$

Όπου  $A = -98$

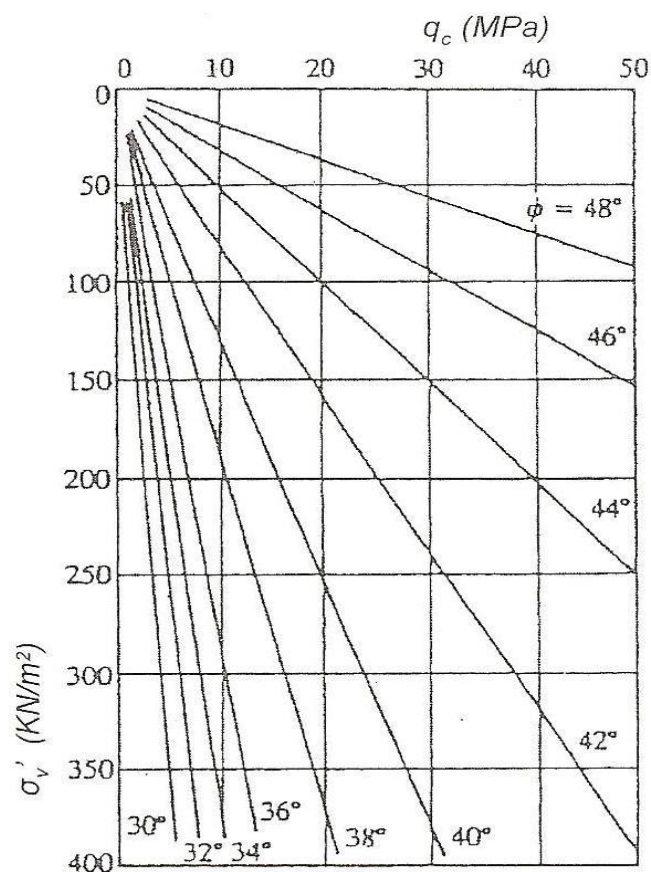
$B = 65$

Κατά Kulhawy-Maine:

$$\Phi = \tan^{-1} [ 0.1 + 0.38 * \log(q_c / \sigma_{v}') ]$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Η γωνία εσωτερικής τριβής  $\phi$  για χαλαζιακές άμμους μικρής-μέσης συμπιεστότητας υπολογίζεται γραφικά και από τις καμπύλες του σχ. Των Robertson και Campanella(1983) που συσχετίζουν τη γωνία  $\phi$  με τη μέση τιμή της αντίστασης αιχμής του κώνου  $q_c$  του στατικού πενετρομέτρου κατά την εκτέλεση της δοκιμής CPT και την ενεργό πίεση  $\sigma'_v$  των υπερκείμενων γαιών στο μέσο του στρώματος της άμμου.



Σχήμα Α - 17 Καμπύλες Robertson και Campanella συσχέτισης γωνίας τριβής  $\phi$  με αντίσταση κώνου και ενεργό πίεση υπερκείμενων γαιών

iii. **Αστράγγιστη Διατμητική αντοχή  $C_u$ .**

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

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

$$C_u = q_u / 2$$

όπου

$C_u$ : αστράγγιστη διατμητική αντοχή

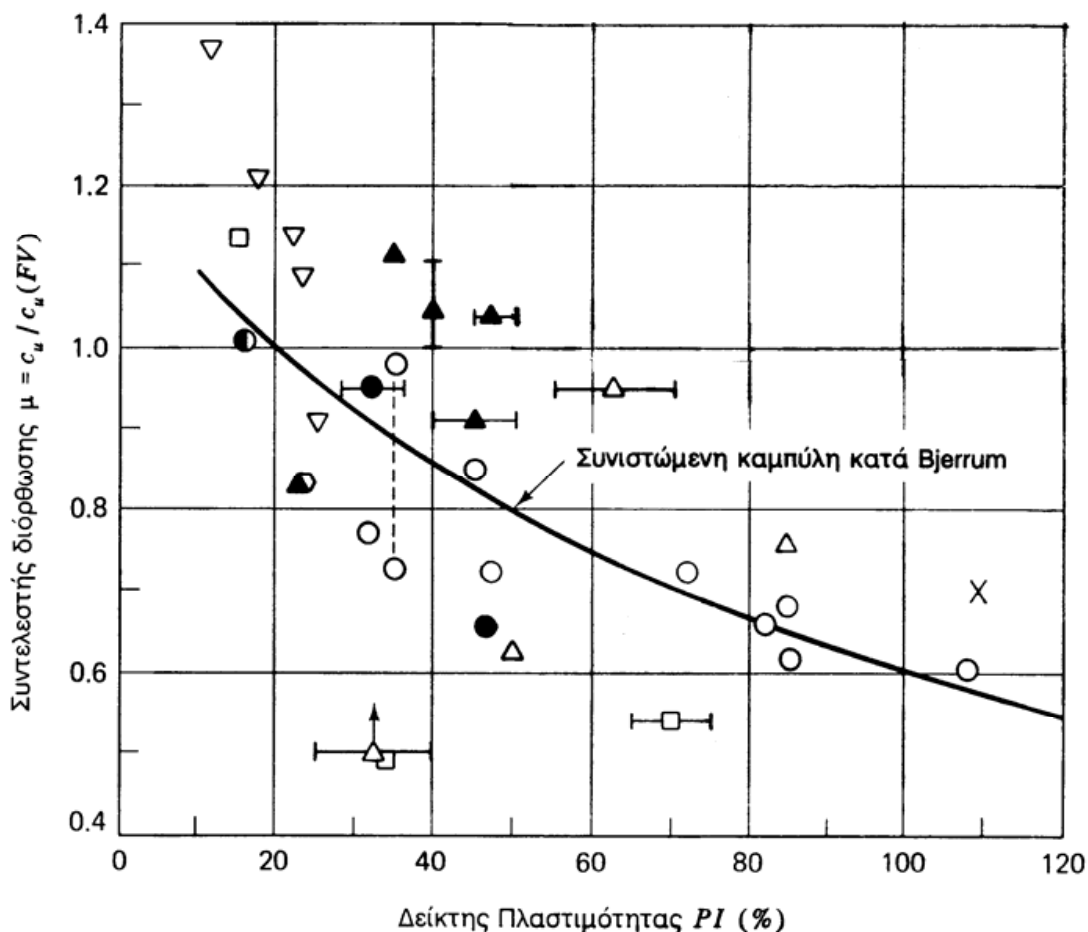
$q_u$ : αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη

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

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

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

$$C_u = \mu * C_u(FVT)$$



Σχήμα Α - 18 Συντελεστής διόρθωσης Bjerrum

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

$$c_u = (q_c - P_0) / N_k$$

όπου:

$q_c$  : αντοχή αιχμής κώνου κατά την εκτέλεση της δοκιμής CPT

$P_0$  : ολική κατακόρυφη τάση στη μέση στάθμη της αργλικής στρώσης

$N_k$  : συντελεστής με τιμές 10-20

Ως μέση τιμή του συντελεστή  $N_k$  προτείνεται:  $N_k = 15$  Robertson και Campanella(1983)  $N_k = 18$  Ζερβογιάννης κ.α. (Από μικροζωνική Καλαμάτας, 1987)

**iv. Εκτίμηση μέτρου συμπίεσεως.**

Η εκτίμηση του μέτρου συμπίεσεως  $E_s$  μη συνεκτικών εδαφών μπορεί να γίνει είτε απευθείας από εργαστηριακές δοκιμές είτε από ημιεμπειρικές συσχετίσεις που το συνδέουν με τον αριθμό  $N$  από δοκιμές SPT καθώς και με την αντοχή  $q_c$  από δοκιμές CPT.

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

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

$$E_s = C_2' + C_1 * N \pm S_E$$

Όπου

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

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

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Τύπος εδάφους	$C_2'$ ( $E_s$ σε <b>KPa</b> )	$C_1$ ( $E_s$ σε <b>KPa</b> )
Λεπτή άμμος πάνω από τη στάθμη των υπογείων υδάτων	5200	330
Λεπτή άμμος κάτω από τη στάθμη των υπογείων υδάτων	7200	490
Άμμος	3900	450
Άμμος με χάλικες	3800	1050
Πλώδης άμμος	2400	530

Πίνακας Α - 2

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

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

$$E_s = a + C * (N \pm 6)$$

Όπου :  $a = 4000$  για  $N > 15$

$a = 0$  για  $N < 15$

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

Τύπος εδάφους	C( $E_s$ σε KPa)
Ψύς με άμμο	300
Λεπτή άμμος	350
Μέση άμμος	450
Χονδρή άμμος	700
Άμμος με χαλίκια	1000
Χαλίκια με άμμο	1200

Πίνακας Α - 3

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

$$E_s = C_1 + C_2 * N$$

Όπου

$C_1$  ,  $C_2$  : συντελεστές εξαρτώμενοι από τον τύπο του εδάφους, με τιμές που δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Τύπος εδάφους	$C_1$ (σε KPa)	$C_2$ (σε KPa)
Άμμος	7500	800
Ψυώδης άμμος SM	2600	690
Αμμώδης ψύς ML	3200	490

Πίνακας Α - 4

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

- Κατά Webb δίνεται από τη σχέση:

$$E_s = 333.3 * (N + 5)$$

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

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

Στην περίπτωση αυτή οι συσχετίσεις είναι γενικά της μορφής:

$$E_s = \alpha * q_c$$

Όπου ο συντελεστής  $\alpha$  λαμβάνει συνήθως για κοκκώδη υλικά τιμές από 1,5 έως 4.

Κατά Webb:

$$E_s = 2.5 * (q_c + 3.2)$$

Στον πίνακα που ακολουθεί αναφέρονται τιμές του συντελεστή  $\alpha$  που προτείνονται από διάφορους μελετητές:

Meyerhoff (1965)	για άμμους	$\alpha = 1,9$
Scmertmann (1970)	για ομοιόμορφη άμμο	$\alpha = 2.5$
Trofimenkof (1974)	για άμμους	$\alpha = 3$
Scmertmann, Hartman and Brown (1978)	για άμμους	$2,5 \leq \alpha \leq 3,5$
Sanglerat (1977)	για άμμο με $q_c < 10\text{MPa}$	$\alpha = 2$
Sanglerat (1977)	για πυκνό αμμοχάλικο με $q_c > 10\text{MPa}$	$2 < \alpha < 3$

Πίνακας Α - 5

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





---

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΕΔΑΦΟΤΕΧΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

---



**B-1. Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης.**

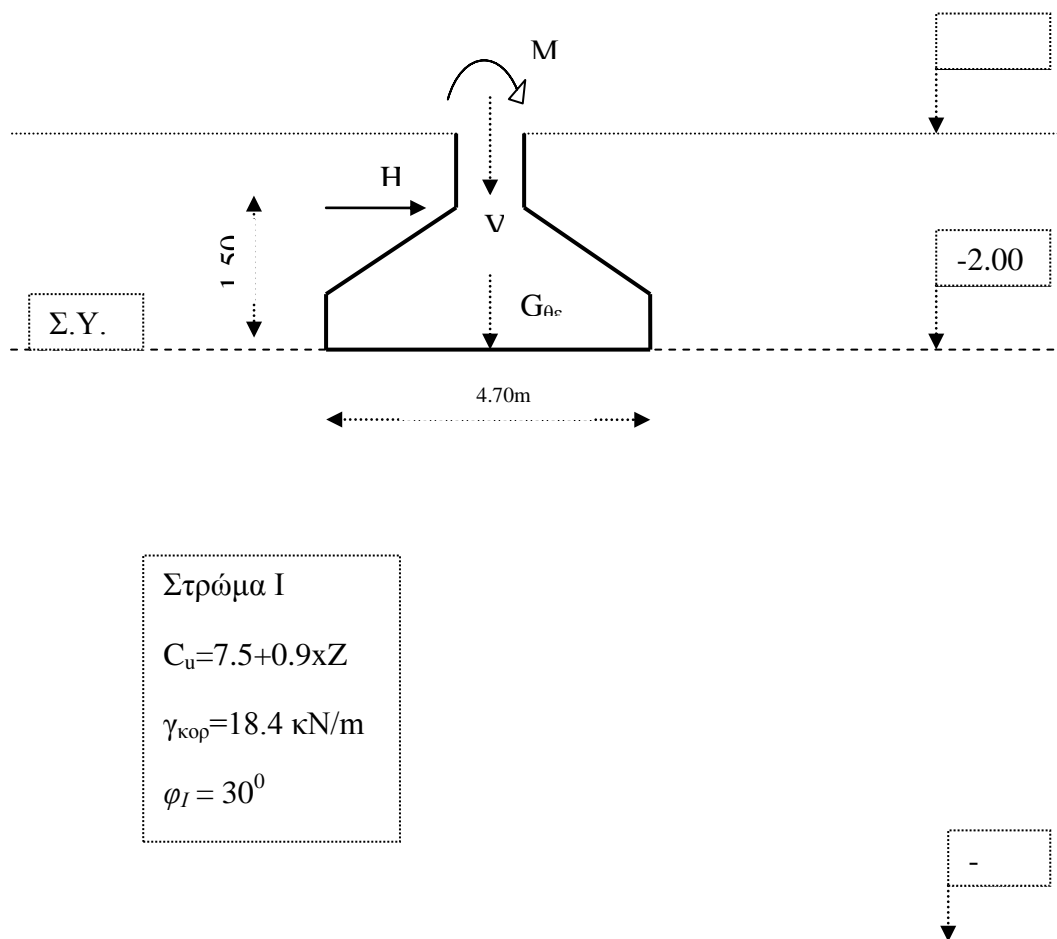
**i. Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης (χωρίς προηγούμενη βελτίωση της αργιλικής στρώσης).**

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας μεμονωμένου τετραγωνικού πεδίου υπό έκκεντρη και λοξή φόρτιση κατά Meyerhof

Ο έλεγχος θα γίνει για ένα από τα πέδιλα, στα οποία εδράζονται τα υποστρώματα  $K_5$ ,  $K_8$ ,  $K_{11}$  τα οποία με τη σειρά τους υφίστανται τη μεγαλύτερη καταπόνηση.

Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $D = 2.00 \text{ m}$

Πλάτος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $B = 4.70 \text{ m}$



Σχήμα Β - 1

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Το βάθος επιρροής του πεδύλου κατά DIN4017 κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = 0.7 \times B = 0.7 \times 4.70\text{m} = 3.29\text{m}$$

Επομένως η επίδραση του θεμελίου εκτείνεται στην αργιλική στρώση(στρώμα 1)

Έτσι, για το θεμέλιο του υποστυλώματος  $K_8$  ισχύουν:

Φορτία από την ανωδομή:

$$V_8 = 5940 \text{ KN}$$

$$H_8 = 297 \text{ KN}$$

$$M_8 = 950.00 \text{ KNm(στατική)}$$

$$M_8 = 1485.00 \text{ KNm(από σεισμικά φορτία)}$$

$$\text{Μήκος θεμελίου: } L = 4.70\text{m}$$

$$\text{Πλάτος θεμελίου: } B = 4.70\text{m}$$

$$\text{Μέσο ειδικό βάρος θεμελίου-εδάφους: } \gamma_\mu = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου: } D_f = 2,00 \text{ m}$$

Ίδιο βάρος θεμελίου:

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_\mu \times l_x \times l_y \times D_f \quad \Rightarrow$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = 20 \text{ KN/m}^3 \times 4.70\text{m} \times 4.70\text{m} \times 2.00\text{m} \text{ KN} = 883.6 \text{ KN}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### • ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = 0.8 ( V_8 + G_{\theta_{\epsilon\mu}} ) = 0.8 \times ( 5940\text{KN} + 883.6\text{KN} ) = 5458.88 \text{ KN}$$

Συνολική ροπή στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου:

$$\Sigma M = 1485\text{KNm} + 297\text{KN} \times 1.50\text{m} = 1930.50 \text{ KNm}$$

$$e_k = \Sigma M / \Sigma V = = 1930.50 \text{ KNm} / 5458.88 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

$$e_k = 0.3536\text{m}$$

ενεργό πλάτος:

$$L' = L - 2 \times e_k = 4.70\text{m} - 2 \times 0.3536\text{m} = 3.99\text{m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 7.5 + 0.9 \times Z$$

$$Z = 2.00 + 0.35 \times b = 3.645 \text{ m}$$

Άρα:

$$C_u = 7.5 + 0.9 \times Z = 7.5 + 0.9 \times 3.645 \text{ KPa} = 10.78 \text{ KPa}$$

$$\text{Γωνία τριβής: } \varphi_u = 0^0$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 5.1 \quad N_q = 1.0 \quad N_\gamma = 0.0$$

$$\tan \alpha = H_8 / \Sigma V = 297 \text{ KN} / 5458.88 \text{ KN} = 0.0544 \quad \Rightarrow$$

$$\alpha = 3.11^0$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$I_c = i_q = (1 - \alpha / 90^0)^2 = (1 - 3.11^0 / 90^0)^2 = 0.9654$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$S_c = 1 + 0.2 (L' / B) \times \tan 45^0 = 1 + 0.2 \times (3.99\text{m} / 4.70\text{m}) = 0.849$$

$$S_q = S_\gamma = 1.00$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

$$d_c = 1 + 0.2 \times d_f / B = 1 + 0.2 \times 2.00\text{m} / 4.70\text{m} = 1.085$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

$$d_q = d_\gamma = 1.00$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times N_\gamma \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.00 \times 0.9654 \times 1.085 \times 10.78 \times 5.1 + 1.00 \times 0.9654 \times 1.00 \times 20 \times 2.00 \times 1.00 \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 57.587 + 38.616 \text{ KPa} = 96.203 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\psi - 2e_k)L_x / \Sigma V \quad \Rightarrow$$

$$FS = 96.203 \times 3.99 \times 4.70 / 5458.88 \quad \Rightarrow$$

$$FS = 0.330 < F_{min} = 1.20$$

Άρα η αργιλική στρώση κρίνεται ανεπαρκής και επομένως δεν χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = (V_8 + G_{\theta\epsilon\mu}) = (5940\text{KN} + 883.6\text{KN}) = 6823,6 \text{ KN}$$

Συνολική ροπή στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου:

$$\Sigma M = 950\text{KNm} + 297\text{KN} \times 1.50\text{m} = 1395.50 \text{ KNm}$$

$$e_k = \Sigma M / \Sigma V = 1395.50 \text{ KNm} / 6823.6 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

$$e_k = 0.2045\text{m}$$

ενεργό πλάτος:

$$L' = L - 2 \times e_k = 4.70\text{m} - 2 \times 0.2045\text{m} = 4.291\text{m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 7.5 + 0.9 \times Z$$

$$Z = 2.00 + 0.35 \times b = 3.645 \text{ m}$$

Άρα:

$$C_u = 7.5 + 0.9 \times Z = 7.5 + 0.9 \times 3.645 \text{ KPa} = 10.78 \text{ KPa}$$

$$\text{Γωνία τριβής: } \varphi_u = 0^0$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 5.1 \quad N_q = 1.0 \quad N_\gamma = 0.0$$

$$\tan \alpha = H_8 / \Sigma V = 297 \text{ KN} / 6823.6 \text{ KN} = 0.0435 \quad \Rightarrow$$

$$\alpha = 2.49^0$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$I_c = i_q = (1 - \alpha / 90^0)^2 = (1 - 2.49^0 / 90^0)^2 = 0.9723$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$S_c = 1 + 0.2 (L' / B) \times \tan 45^0 = 1 + 0.2 \times (4.291 / 4.70\text{m}) = 1.1826$$

$$S_q = S_\gamma = 1.00$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

$$d_c = 1 + 0.2 \times d_f / B = 1 + 0.2 \times 2.00\text{m} / 4.70\text{m} = 1.085$$

$$d_q = d_\gamma = 1.00$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times \gamma \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1.1826 \times 0.9723 \times 1.085 \times 10.78 \times 5.1 + 1.00 \times 0.9723 \times 1.00 \times 20 \times 2.00 \times 1.00$$

$$q_{ult} = 68.59 + 38.892 \text{ KPa} = 107.482 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\Psi - 2e_k)L_x / \Sigma V \quad \Rightarrow$$

$$FS = 107.482 \times 4.291 \times 4.70 / 6823.6 \quad \Rightarrow$$

$$FS = 0.318 < F_{min} = 2.00$$

Άρα η αργλική στρώση κρίνεται ανεπαρκής και επομένως δεν χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας πεδילוδοκού πλάτους 2.5m υπό λοξή φόρτιση κατά MEYERHOF

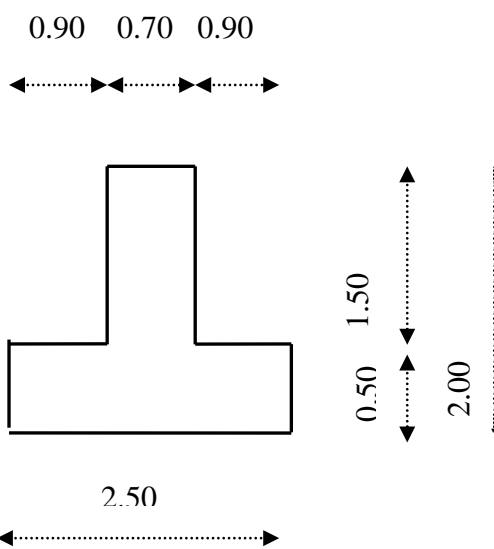
Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $D_f = 2,00$  m

Πλάτος θεμελίου:  $B = 2.50$  m

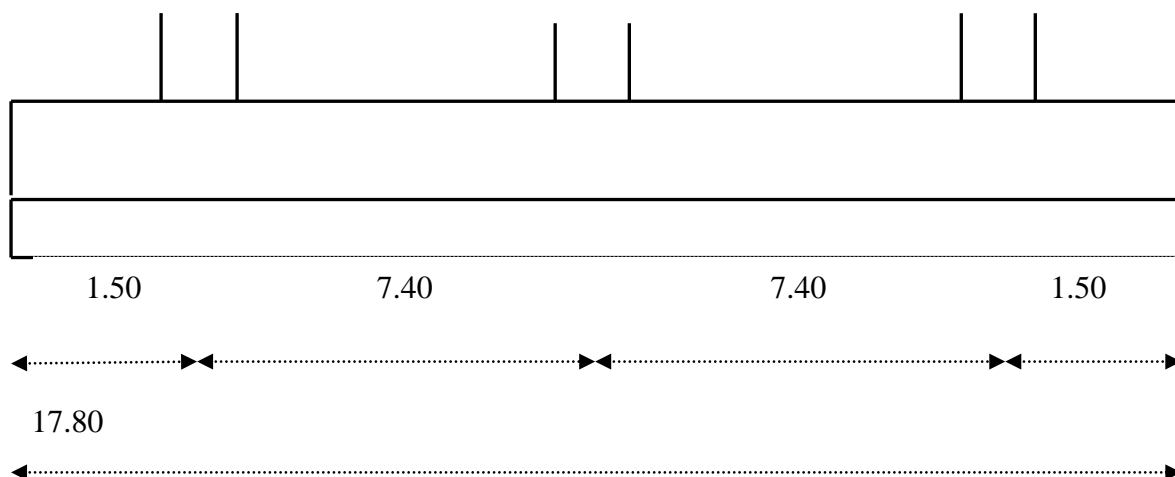
Το βάθος επιρροής της πεδילוδοκού κατά DIN4017 κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = 0.7 \times B = 0.7 \times 2.50 \text{m} = 1.75 \text{m}$$

Επομένως η επίδραση του θεμελίου εκτείνεται στην αργλική στρώση(στρώμα 1)



Σχήμα Β - 2



Σχήμα Β - 3

Οι δυσμενέστερα καταπονούμενες πεδילוδοκοί είναι αυτές που συνδέουν τα υποστυλώματα  $K_4, K_5, K_6$ , ή  $K_7, K_8, K_9$ , ή  $K_{10}, K_{11}, K_{12}$

Εδώ εξετάζουμε την πεδילוδοκό που συνδέει τα υποστυλώματα  $K_7, K_8, K_9$

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = 0.8 \times (V_7 + V_8 + V_9) = 0.8 \times (3267 + 5940 + 3267) \text{ KN} = 9979 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = H_7 + H_8 + H_9 = 163.35 + 297 + 163.35 = 623.7 \text{ KN}$$

$$\Sigma M = M_7 + M_8 + M_9 = 816.75 + 1485 + 816.75 \text{ KNm} = 3118.5 \text{ KNm}$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_{\mu} \times l_x \times l_y \times D_f = 20.00 \times 2.00 \times 2.50 \times 17.80 \text{ KN} = 1780.00 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ολ}} = 623.7 \times 1.50 + 3118.5 = 4054 \text{ KNm}$$

$$V_{\text{ολ}} = \Sigma V + 0.8 \times G_{\theta\epsilon\mu} = 9979 + 0.8 \times 1780 \text{ KN} = 11403 \text{ KN}$$

$$e_L = M_{\text{ολ}} / V_{\text{ολ}} = 4054 / 11403 = 0.356$$

$$L' = L - 2 \times e_L = 17.088 \text{ m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 7.5 + 0.9 \times Z$$

$$Z = 2.00 + 0.35 \times b = 3.645 \text{ m}$$

Άρα:

$$C_u = 7.5 + 0.9 \times Z = 7.5 + 0.9 \times 3.645 \text{ KPa} = 10.78 \text{ KPa}$$

$$\text{Γωνία τριβής: } \varphi_u = 0^{\circ}$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 5.1 \quad N_q = 1.0 \quad N_{\gamma} = 0.0$$

$$\tan \alpha = \Sigma H / V_{\text{ολ}} = 623.9 \text{ KN} / 11403 \text{ KN} = 0.0547 \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\alpha = 3.00^{\circ}$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$I_c = i_q = (1 - 3^{\circ} / 90^{\circ})^2 = 0.934$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$S_c = 1 + 0.2 (L' / B) \times \tan 45^{\circ} = 1 + 0.2 \times (2.50 / 17.088) = 1.02926$$

$$S_q = S_{\gamma} = 1.00$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

$$d_c = 1 + 0.2 \times d_f / B = 1 + 0.2 \times 2.00 \text{ m} / 2.50 \text{ m} = 1.16$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

$$d_q = d_\gamma = 1.00$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times N_\gamma \Rightarrow$$
$$q_{ult} = 1.02926 \times 0.934 \times 1.16 \times 10.78 \times 5.1 + 1.00 \times 0.934 \times 1.00 \times 20 \times 2.00 \times 1.00 \Rightarrow$$
$$q_{ult} = 61.31 + 37.36 \text{ KPa} = 98.67 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\psi - 2e_k)L_x / V_{ολ} \Rightarrow$$

$$FS = 98.67 \times 17.088 \times 2.5 / 11403 \Rightarrow$$

$$FS = 0.37 < F_{min} = 2.00$$

Άρα η αργλική στρώση κρίνεται ανεπαρκής και επομένως δεν χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = (V_7 + V_8 + V_9) = (3267 + 5940 + 3267) \text{ KN} = 12474 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = H_7 + H_8 + H_9 = 163.35 + 297 + 163.35 = 623.7 \text{ KN}$$

$$\Sigma M = M_7 + M_8 + M_9 = 522.72 + 950.40 + 522.72 \text{ KNm} = 1995.84 \text{ KNm}$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_{\mu} \times I_x \times I_{\psi} \times D_f = 20.00 \times 2.00 \times 2.50 \times 17.80 \text{ KN} = 1780.00 \text{ KN}$$

$$M_{\sigma\lambda} = 623.7 \times 1.50 + 1995.84 = 2931.40 \text{ KNm}$$

$$V_{\sigma\lambda} = \Sigma V + G_{\theta\epsilon\mu} = 12474 + 1780 \text{ KN} = 14254 \text{ KNm}$$

$$e_L = M_{\sigma\lambda} / V_{\sigma\lambda} = 2931.4 / 14254 = 0.206$$

$$L' = L - 2 \times e_L = 17.40 \text{ m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 7.5 + 0.9 \times Z$$

$$Z = 2.00 + 0.35 \times b = 3.645 \text{ m}$$

Άρα:

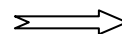
$$C_u = 7.5 + 0.9 \times Z = 7.5 + 0.9 \times 3.645 \text{ KPa} = 10.78 \text{ KPa}$$

$$\Gamma\omega\nu\acute{\iota}\alpha \text{ τριβής: } \varphi_u = 0^{\circ}$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 5.1 \quad N_q = 1.0 \quad N_{\gamma} = 0.0$$

$$\tan\alpha = \Sigma H / V_{\sigma\lambda} = 623.9 \text{ KN} / 14254 \text{ KN}$$



$$\alpha = 2.50^{\circ}$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$I_c = i_q = (1 - 2.50^{\circ} / 90^{\circ})^2 = 0.945$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$S_c = 1 + 0.2 (L' / B) \times \tan 45^{\circ} = 1 + 0.2 \times (2.50 / 17.40) = 1.029$$

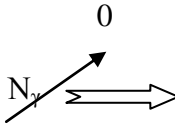
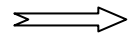
$$S_q = S_{\gamma} = 1.00$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

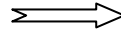
$$d_c = 1 + 0.2 \times d_f / B = 1 + 0.2 \times 2.00 \text{m} / 2.50 \text{m} = 1.16$$

$$d_q = d_\gamma = 1.00$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1.029 \times 0.945 \times 1.16 \times 10.78 \times 5.1 + 1.00 \times 0.945 \times 1.00 \times 20 \times 2.00 \times 1.00$$

$$q_{ult} = 61.01 + 34.78 \text{ KPa} = 96.8 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\psi - 2e_k)L_x / V_{ολ}$$


$$FS = 96.8 \times 17.40 \times 2.5 / 14254$$


$$FS = 0.295 < F_{min} = 2.00$$

Άρα η αργλική στρώση κρίνεται ανεπαρκής και επομένως δεν χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

**Έλεγχος καθιζήσεων πλάκας γενικής κοιτόστρωσης.**

Εξετάζουμε τη λύση θεμελίωσης με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης διαστάσεων:

Πλάτος πλάκας:  $B = 17.00\text{m}$

Μήκος πλάκας:  $L = 23.00\text{m}$

Πάχος πλάκας:  $H = 1.00\text{m}$

Ειδικό βάρος σκυροδέματος:  $\gamma_b = 25.00 \text{ KN/m}^3$

Ίδιο βάρος πλάκας κοιτόστρωσης:  $G_{\text{πλάκας}} = (17.00 \times 23.00 \times 1.00) \times 25.00 \text{ KN} = 9775 \text{ KN}$

Κατακόρυφα φορτία που μεταφέρονται από την ανωδομή:

$$\Sigma V = 2970 \times 4 + 3267 \times 6 + 5940 \times 3 + 3600 \times 2 = 56502 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ολ}} = \Sigma V + G_{\text{πλάκας}} = 56502 + 9775 = 66277 \text{ KN}$$

Πρόσθετη τάση στη στάθμη θεμελίωσης:  $q = (V_{\text{ολ}}/B \times L) - \sigma_{\text{vo}} (-2.00)$  ⇒

$$q = 66277/17 \times 23 - 18.4 \times 2 = 101.11 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΑΡΓΙΛΟΥ (ΣΤΡΩΜΑ-I)

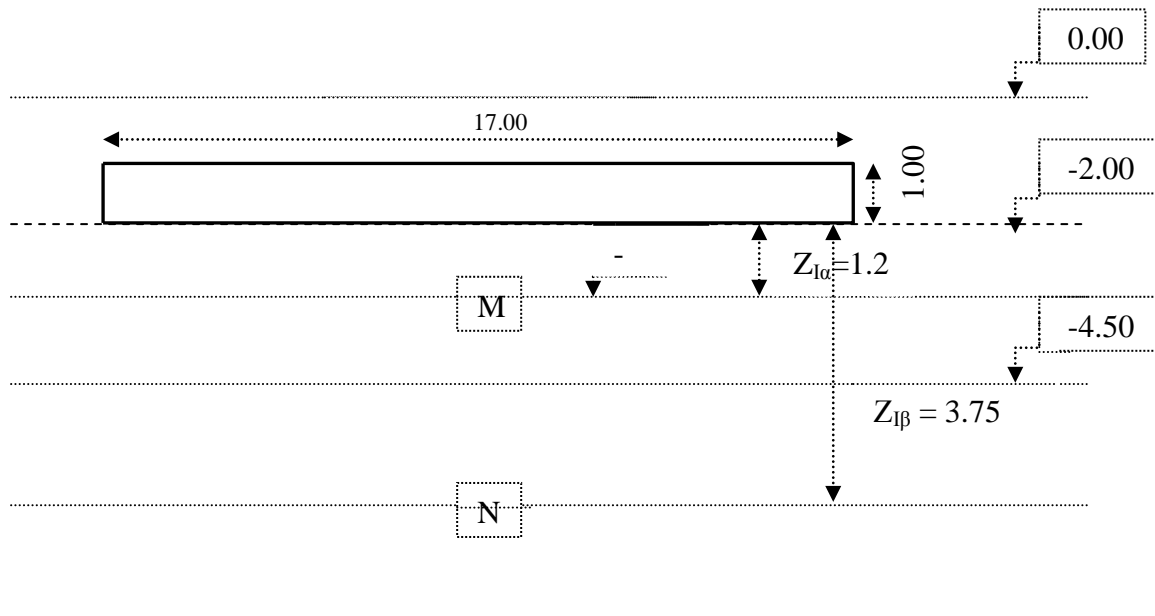
Δείκτης συμπίεστότητας της αργίλου:  $C_c = 0.235$

Δείκτης πόρων της στρώσης:  $e_0 = 0.91$

Για τους υπολογισμούς χωρίζουμε την αργλική στρώση σε δύο υποστρώσεις:

Την υποστρώση  $I_\alpha$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης  $-2.00\text{m}$  και  $-4.50\text{m}$ , με μέση στάθμη  $-3.25\text{m}$ .

Την υποστρώση  $I_\beta$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης  $-4.50\text{m}$  και  $-7.00\text{m}$ , με μέση στάθμη  $-5.75\text{m}$ .



Σχήμα Β - 4

$$m_{I_\alpha} = (B/2) / Z_{I_\alpha} =$$

$$= (17/2) / 1.25 = 6.80$$

$$I_{I_\alpha} = 0.25 \text{ (Από νομογράφημα Fadum)}$$

$$n_{I_\alpha} = (L/2) / Z_{I_\alpha} =$$

$$= (23/2) / 1.25 = 9.20$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

$$\begin{aligned} m_{I\beta} &= (B/2) / Z_{I\alpha} = \\ &= (17/2) / 3.75 = 2.267 \\ I_{I\beta} &= 0.24 \text{ (Από το νομογράφημα Fadum)} \\ n_{I\beta} &= (L/2) / Z_{I\alpha} = \\ &= (23/2) / 3.75 = 3.0667 \end{aligned}$$

Άρα

$$\Delta\sigma_{zM} = 4 \times I_{I\alpha} \times q = 4 \times 0.25 \times 101.11 \text{ KPa} = 101.11 \text{ KPa}$$

$$\Delta\sigma_{zN} = 4 \times I_{I\beta} \times q = 4 \times 0.24 \times 101.11 \text{ KPa} = 97.07 \text{ KPa}$$

Επομένως:

$$P_{I\alpha} = (C_c / (1 + e_0)) \times h_{I\alpha} \times \log \left[ \frac{(\sigma_{vo}'(-3.25) + \Delta\sigma_{zM})}{\sigma_{vo}'(-3.25)} \right] \Rightarrow$$

$$P_{I\alpha} = 0.235 / (1 + 0.91) \times 2.5 \times \log \left[ \frac{(2 \times 18.4 + 1.25 \times 8.4) + 101.11}{2 \times 18.4 + 1.25 \times 8.4} \right] \Rightarrow$$

$$P_{I\alpha} = 0.153 \text{ m}$$

$$P_{I\beta} = (C_c / (1 + e_0)) \times h_{I\beta} \times \log \left[ \frac{(\sigma_{vo}'(-5.75) + \Delta\sigma_{zN})}{\sigma_{vo}'(-5.75)} \right] \Rightarrow$$

$$P_{I\beta} = 0.235 / (1 + 0.91) \times 2.5 \times \log \left[ \frac{(2 \times 18.4 + 3.75 \times 8.4) + 101.11}{2 \times 18.4 + 3.75 \times 8.4} \right] \Rightarrow$$

$$P_{I\beta} = 0.121 \text{ m}$$

$$P_{I\alpha} + P_{I\beta} = 0.153 + 0.121 = 0.274 \text{ m}$$



• ΚΑΘΙΣΤΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

$$P_{II} = (q \times B) / (E_{sII} \times (f_{I+II} - f_I))$$

$$Z/B = 7.45/17 = 0.438$$

$$f_{I+II} = 0.28 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$Z/B = 5/17 = 0.29$$

$$f_I = 0.24 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$\text{Άρα } P_{II} = (101.11 \times 17.00) / (13000 \times (0.28 - 0.24)) \implies$$

$$P_{II} = 0.53 \text{ cm}$$

• ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

$$P_{III} = (q \times B) / (E_{sIII} \times (f_{I+II+III} - f_{I+II}))$$

$$Z/B = 18.45/17 = 1.1$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$f_{I+II+III} = 0.53 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$Z/B = 7.45/17 = 0.438$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$f_{I+II} = 0.28 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$\text{Άρα } P_{III} = (101.11 \times 17.00) / (25000 \times (0.53 - 0.28)) \implies$$

$$P_{III} = 1.72 \text{ cm}$$

$$\text{Άρα } P_{\text{ολικό}} = P_{I\alpha} + P_{I\beta} + P_{II} + P_{III} = 27.4 + 0.53 + 1.72 \text{ cm} = 29.7 \text{ cm} \gg S_{\varepsilon\pi} = 12.00 \text{ cm}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### Βελτίωση της αργιλικής στρώσης με προφόρτιση.

Η προφόρτιση της αργιλικής στρώσης θα επιτευχθεί με την κατασκευή επιχώματος, το οποίο θα αποτελείται από εδαφικό υλικό με:

$$\gamma_{\text{επιχ}} = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi_{\text{επιχ}} = 30^{\circ}$$

Το ύψος του επιχώματος επιλέγεται έτσι ώστε η πρόσθετη τάση λόγω προφόρτισης να είναι ίση περίπου με την πρόσθετη τάση από τα φορτία ανωδομής του κτιρίου.

Άρα

$$q_{\text{επιχ}} = 20 \cdot h$$

$$q_{\text{πρόσθετη}} = 101.11 \text{ KPa}$$

$$q_{\text{επιχ}} \geq q_{\text{πρόσθετη}}$$

$$20 \cdot h \geq 101.11 \text{ KPa}$$

$$h \geq 5.06 \text{ m}$$

Επιλέγω  $h = 6.00 \text{ m}$

$$q_{\text{επιχ}} = 120 \text{ KPa}$$

Η κλίση των πρανών του επιχώματος επιλέχθηκε έτσι ώστε να ισχύει :

$$F = \tan\varphi/\tan\beta > 1$$

Άρα επιλέγουμε

$$\tan\beta = 1/2$$

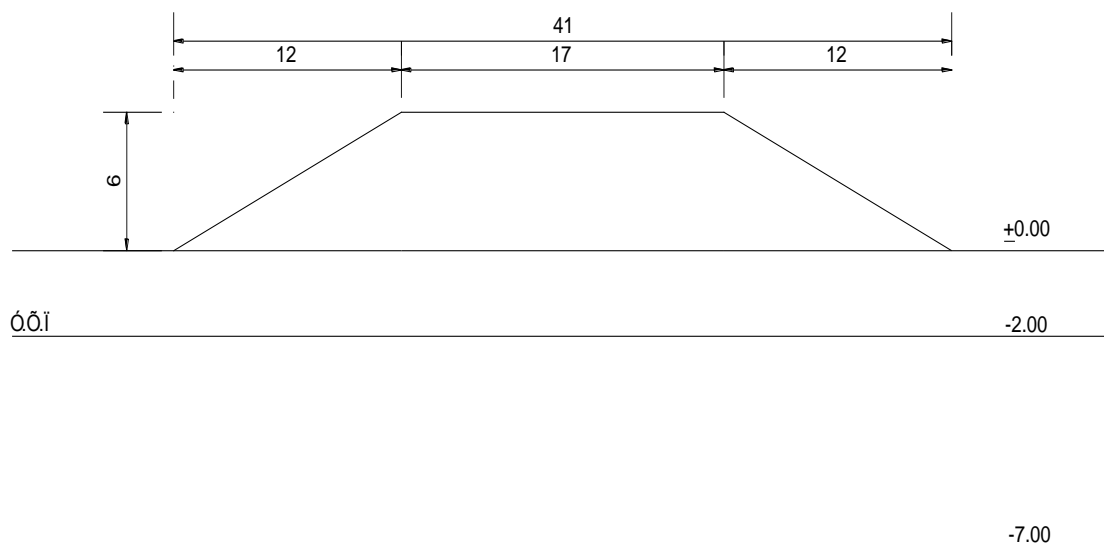
$$\text{οπότε } F = \tan\varphi/\tan\beta = \tan 30^{\circ}/\tan(1/2) = 1.15 > 1$$

Πλάτος στέψης επιχώματος:  $14.80 \text{ m} + 1.0 \text{ m} + 1.0 \text{ m} = 16.80 \text{ m}$

Επιλέγουμε πλάτος στέψης:  $17.00 \text{ m}$

Άρα, το πλάτος της βάσης του επιχώματος είναι:  $17.00 \text{ m} + 12.00 \text{ m} + 12.00 \text{ m} = 41.00 \text{ m}$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β



Σχήμα Β - 5

Για να αποφύγουμε το ενδεχόμενο θραύσης του εδάφους από την απευθείας επιβολή της συνολικής προφόρτισης, επιλέγουμε να πραγματοποιήσουμε την προφόρτιση σε δύο φάσεις:

1<sup>η</sup> φάση: επιβολή επιχώματος ύψους 3 m

2<sup>η</sup> φάση: επιβολή πρόσθετου επιχώματος ύψους 3 m στο είδη υπάρχον επίχωμα

Χωρίζουμε την αργιλική στρώση I σε δύο υποστρώσεις:

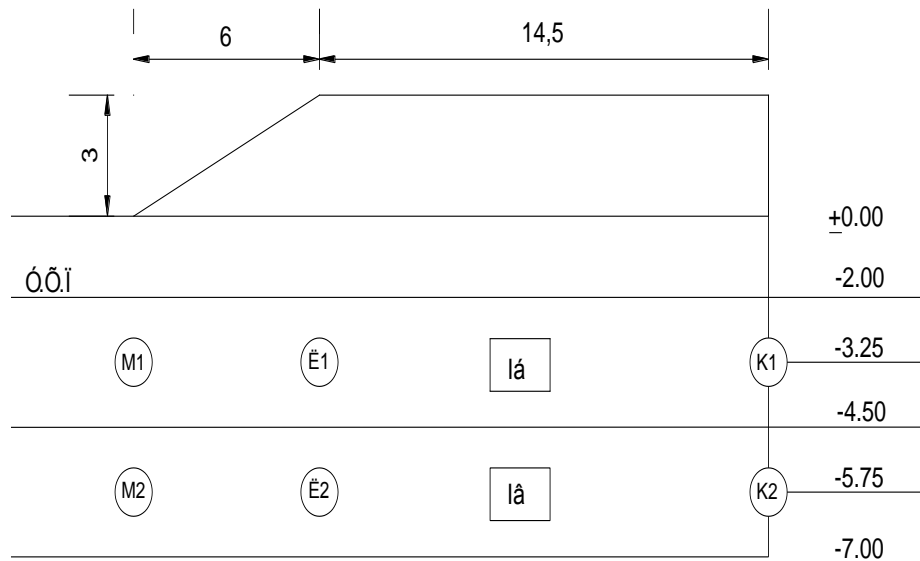
Iα , μεταξύ της στάθμης -2.00(υδροφόρος ορίζοντας) και της στάθμης -4.50 με μέση στάθμη -3.25.

Iβ , μεταξύ της στάθμης -4.50 και -7.00 με μέση στάθμη -5.75.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

α) 1<sup>η</sup> φάση

- ΕΠΙΒΟΛΗ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΥΨΟΥΣ 3.00m

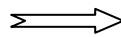


Σχήμα Β - 6

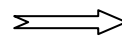
Στη μέση στάθμη της υποστρώσης Ia είναι:

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή:

$$C_u (-3.25) = 7.5 + 0.9 \cdot z$$



$$C_u (-3.25) = 7.5 + 0.9 \cdot 3.25 \text{ KPa}$$



$$C_u (-3.25) = 10.425 \text{ KPa}$$

Η ενεργός γεωστατική τάση είναι:

$$\sigma'_v (-3.25) = 2 \cdot 18.4 + 1.25 \cdot 8.4 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_v (-3.25) = 47.3 \text{ KPa}$$

Για το σημείο K1 ισχύουν:

Αριστερά:  $z = 3.25\text{m}$   $a = 6.00\text{m}$   $b = 14.50\text{m}$

$$a/z = 1.846$$

$$b/z = 4.460$$

$$I_{ap} = 0.5 \text{ (από το νομογράφημα Osterberg)}$$

Δεξιά:  $z = 3.25\text{m}$   $a = 6.00\text{m}$   $b = 14.50\text{m}$

$$a/z = 1.846$$

$$b/z = 4.460$$

$$I_{δεξ} = 0.5$$

Η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του επιχώματος είναι:

$$\Delta\sigma_Z^{K1} = (I_{ap} + I_{δεξ}) * \gamma_{επ} * h_{επ} = 1.0 * 20.0 * 3.0 \text{ KPa} = 60 \text{ KPa}$$

Η νέα τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι:

$$C_u^{K1}(\text{τελ}) = C_u + (C_u / \sigma'_v) * \Delta\sigma_Z^{K1} \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{K1}(\text{τελ}) = 10.425 + (10.425/47.3) * 60 \text{ KPa} \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{K1}(\text{τελ}) = 23.65 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Για το σημείο Λ1 ισχύουν:

Αριστερά:  $z = 3.25\text{m}$   $a = 6.00\text{m}$   $b = 0.00\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 1.85 \\ b/z = 0.00 \end{array} \right\} I_{\alpha\beta} = 0.34$$

Δεξιά:  $z = 3.25\text{m}$   $a = 6.00\text{m}$   $b = 29.00\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 1.85 \\ b/z = 8.923 \end{array} \right\} I_{\delta\epsilon\xi} = 0.5$$

Η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του επιχώματος είναι:

$$\Delta\sigma_Z^{\Lambda 1} = (I_{\alpha\beta} + I_{\delta\epsilon\xi}) * \gamma_{\epsilon\pi} * h_{\epsilon\pi} = (0.34 + 0.50) * 20.0 * 3.0 \text{ KPa} = 50.4 \text{ KPa}$$

Η νέα τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι:

$$C_u^{\Lambda 1}(\text{τελ}) = C_u + (C_u / \sigma'_v) * \Delta\sigma_Z^{\Lambda 1} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{\Lambda 1}(\text{τελ}) = 10.425 + (10.425 / 47.3) * 50.4 \text{ KPa} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{\Lambda 1}(\text{τελ}) = 21.53 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Για το σημείο M1 ισχύουν προφανώς:

$$C_u^{M1}(\text{τελ}) = 10.425 \text{ KPa}$$

Στη μέση στάθμη της υποστρώσης Ιβ είναι:

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή:

$$C_u(-5.75) = 7.5 + 0.9 * z \quad \Longrightarrow$$

$$C_u(-5.75) = 7.5 + 0.9 * 5.75 \text{ KPa} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u(-5.75) = 12.675 \text{ KPa}$$

Η ενεργός γεωστατική τάση είναι:

$$\sigma'_v(-5.75) = 2 * 18.4 + 3.75 * 8.4 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_v(-5.75) = 68.3 \text{ KPa}$$

Για το σημείο K2 ισχύουν:

$$\text{Αριστερά: } z = 5.75 \text{m} \quad a = 6.00 \text{m} \quad b = 14.50 \text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 1.04 \\ b/z = 2.52 \end{array} \right\} I_{ap} = 0.485$$

$$\text{Δεξιά: } z = 5.75 \text{m} \quad a = 6.00 \text{m} \quad b = 14.50 \text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 1.04 \\ b/z = 2.52 \end{array} \right\} I_{deξ} = 0.485$$

Η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του επιχώματος είναι:

$$\Delta \sigma_z^{K2} = (I_{ap} + I_{deξ}) * \gamma_{ep} * h_{ep} = 0.485 * 2.0 * 20.0 * 3.0 \text{ KPa} = 58.20 \text{ KPa}$$

Η νέα τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι:

$$C_u^{K2}(\text{τελ}) = C_u + (C_u / \sigma'_v) * \Delta \sigma_z^{K2} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{K2}(\text{τελ}) = 12.675 + (12.675 / 68.3) * 58.2 \text{ KPa} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{K2}(\text{τελ}) = 23.48 \text{ KPa}$$



- Για το σημείο Λ2 ισχύουν:

Αριστερά:  $z = 5.75\text{m}$   $a = 6.00\text{m}$   $b = 0.00\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 1.043 \\ b/z = 0.00 \end{array} \right\} I_{\alpha\rho} = 0.25$$

Δεξιά:  $z = 5.75\text{m}$   $a = 6.00\text{m}$   $b = 29.00\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 1.043 \\ b/z = 5.04 \end{array} \right\} I_{\delta\varepsilon\xi} = 0.5$$

Η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του επιχώματος είναι:

$$\Delta\sigma_Z^{\Lambda 2} = (I_{\alpha\rho} + I_{\delta\varepsilon\xi}) * \gamma_{\varepsilon\pi} * h_{\varepsilon\pi} = (0.50 + 0.25) * 20.0 * 3.0 \text{ KPa} = 45.00 \text{ KPa}$$

Η νέα τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι:

$$C_u^{\Lambda 2}(\tau\varepsilon\lambda) = C_u + (C_u / \sigma'_v) * \Delta\sigma_Z^{\Lambda 2} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{\Lambda 2}(\tau\varepsilon\lambda) = 12.675 + (12.675 / 68.3) * 45 \text{ KPa} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{\Lambda 2}(\tau\varepsilon\lambda) = 21.03 \text{ KPa}$$

- Για το σημείο M1 ισχύουν προφανώς:

$$C_u^{M2}(\text{τελ}) = 12.675 \text{ KPa}$$

Στην υποστρώση Ια , μεταξύ των σημείων Κ1-Λ1 έχουμε:

$$C_u^{K1-\Lambda1}(\text{τελ})_{I\alpha} = (23.65 + 21.53)/2 \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{K1-\Lambda1}(\text{τελ})_{I\alpha} = 22.59 \text{ KPa}$$

Στην υποστρώση Ια , μεταξύ των σημείων Λ1-M1 έχουμε:

$$C_u^{\Lambda1-M1}(\text{τελ})_{I\alpha} = (21.53 + 10.425)/2 \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{\Lambda1-M1}(\text{τελ})_{I\alpha} = 15.98 \text{ KPa}$$

Στην υποστρώση Ιβ , μεταξύ των σημείων Κ2-Λ2 έχουμε:

$$C_u^{K2-\Lambda2}(\text{τελ})_{I\beta} = (23.48 + 21.03)/2 \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{K2-\Lambda2}(\text{τελ})_{I\beta} = 22.255 \text{ KPa}$$

Στην υποστρώση Ιβ , μεταξύ των σημείων Λ2-M2 έχουμε:

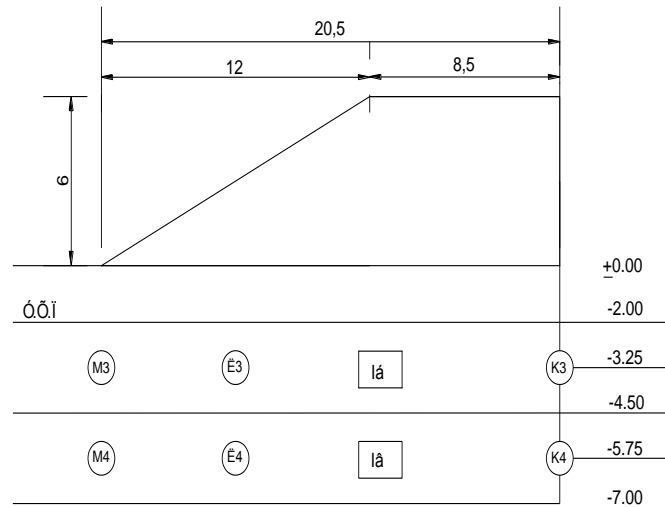
$$C_u^{\Lambda2-M2}(\text{τελ})_{I\beta} = (21.03 + 12.675)/2 \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{\Lambda2-M2}(\text{τελ})_{I\beta} = 16.85 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

β) 2<sup>η</sup> φάση

ΕΠΙΒΟΛΗ ΠΡΟΣΘΕΤΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΥΨΟΥΣ 3.00m ΣΤΟ ΗΔΗ ΥΠΑΡΧΟΝ ΕΠΙΧΩΜΑ



Σχήμα Β - 7

Στη μέση στάθμη της υποστρώσης Ια είναι:

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή:

$$C_u (-3.25) = 7.5 + 0.9 \cdot z \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$C_u (-3.25) = 7.5 + 0.9 \cdot 3.25 \text{ KPa} \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$C_u (-3.25) = 10.425 \text{ KPa}$$

Η ενεργός γεωστατική τάση είναι:

$$\sigma'_v (-3.25) = 2 \cdot 18.4 + 1.25 \cdot 8.4 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_v (-3.25) = 47.3 \text{ KPa}$$

- Για το σημείο K3 ισχύουν:

Αριστερά:  $z = 3.25\text{m}$   $a = 12.00\text{m}$   $b = 8.50\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 3.69 \\ \\ b/z = 2.62 \end{array} \right\} I_{\alpha\rho} = 0.49$$

Δεξιά:  $z = 3.25\text{m}$   $a = 12.00\text{m}$   $b = 8.50\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 3.69 \\ \\ b/z = 2.62 \end{array} \right\} I_{\delta\epsilon\xi} = 0.49$$

Η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του επιχώματος είναι:

$$\Delta\sigma_Z^{K3} = (I_{\alpha\rho} + I_{\delta\epsilon\xi}) * \gamma_{\epsilon\pi} * h_{\epsilon\pi} = 0.49 * 2.0 * 20.0 * 6.0 \text{ KPa} = 117.6 \text{ KPa}$$

Η νέα τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι:

$$C_u^{K3}(\text{τελ}) = C_u + (C_u / \sigma'_v) * \Delta\sigma_Z^{K3} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{K3}(\text{τελ}) = 10.425 + (10.425 / 47.3) * 117.6 \text{ KPa} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{K3}(\text{τελ}) = 36.34 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- Για το σημείο Λ3 ισχύουν:

Αριστερά:  $z = 3.25\text{m}$   $a = 12.00\text{m}$   $b = 0.00\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 3.69 \\ b/z = 0.00 \end{array} \right\} I_{ap} = 0.415$$

Δεξιά:  $z = 3.25\text{m}$   $a = 12.00\text{m}$   $b = 17.00\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 3.69 \\ b/z = 5.23 \end{array} \right\} I_{deξ} = 0.5$$

Η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του επιχώματος είναι:

$$\Delta\sigma_Z^{\Lambda 3} = (I_{ap} + I_{deξ}) * \gamma_{ep} * h_{ep} = (0.50 + 0.415) * 20.0 * 6.0 \text{ KPa} = 109.8 \text{ KPa}$$

Η νέα τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι:

$$C_u^{\Lambda 3}(\text{τελ}) = C_u + (C_u / \sigma'_v) * \Delta\sigma_Z^{\Lambda 1} \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{\Lambda 3}(\text{τελ}) = 10.425 + (10.425 / 47.3) * 109.8 \text{ KPa} \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{\Lambda 3}(\text{τελ}) = 34.63 \text{ KPa}$$

- Για το σημείο M3 ισχύουν προφανώς:

$$C_u^{M3}(\text{τελ}) = 10.425 \text{ KPa}$$

Στη μέση στάθμη της υποστρώσης Ιβ είναι:

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή:

$$C_u (-5.75) = 7.5 + 0.9 \cdot z \quad \Rightarrow$$

$$C_u (-5.75) = 7.5 + 0.9 \cdot 5.75 \text{ KPa} \quad \Rightarrow$$

$$C_u (-5.75) = 12.675 \text{ KPa}$$

Η ενεργός γεωστατική τάση είναι:

$$\sigma'_v (-5.75) = 2 \cdot 18.4 + 3.75 \cdot 8.4 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_v (-5.75) = 68.3 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- Για το σημείο Κ4 ισχύουν:

Αριστερά:  $z = 5.75\text{m}$   $a = 12.00\text{m}$   $b = 8.50\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 2.1 \\ b/z = 1.48 \end{array} \right\} I_{\alpha\rho} = 0.485$$

Δεξιά:  $z = 5.75\text{m}$   $a = 12.00\text{m}$   $b = 8.50\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 2.1 \\ b/z = 1.48 \end{array} \right\} I_{\delta\varepsilon\xi} = 0.485$$

Η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του επιχώματος είναι:

$$\Delta\sigma_Z^{K4} = (I_{\alpha\rho} + I_{\delta\varepsilon\xi}) * \gamma_{\varepsilon\pi} * h_{\varepsilon\pi} = 0.485 * 2.0 * 20.0 * 6.0 \text{ KPa} = 116.4 \text{ KPa}$$

Η νέα τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι:

$$C_u^{K4}(\text{τελ}) = C_u + (C_u / \sigma'_v) * \Delta\sigma_Z^{K2} \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{K4}(\text{τελ}) = 12.675 + (12.675/68.3) * 116.4 \text{ KPa} \quad \Rightarrow$$

$$C_u^{K4}(\text{τελ}) = 34.28 \text{ KPa}$$

- Για το σημείο Λ4 ισχύουν:

Αριστερά:  $z = 5.75\text{m}$   $a = 12.00\text{m}$   $b = 0.00\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 2.1 \\ \\ b/z = 0.00 \end{array} \right\} I_{\alpha\beta} = 0.35$$

Δεξιά:  $z = 5.75\text{m}$   $a = 12.00\text{m}$   $b = 17.00\text{m}$

$$\left. \begin{array}{l} a/z = 2.1 \\ \\ b/z = 2.96 \end{array} \right\} I_{\delta\epsilon\xi} = 0.49$$

Η πρόσθετη τάση λόγω της επιβολής του επιχώματος είναι:

$$\Delta\sigma_z^{\Lambda^4} = (I_{\alpha\beta} + I_{\delta\epsilon\xi}) * \gamma_{\epsilon\pi} * h_{\epsilon\pi} = (0.49 + 0.35) * 20.0 * 6.0 \text{ KPa} = 100.80 \text{ KPa}$$

Η νέα τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής είναι:

$$C_u^{\Lambda^4}(\text{τελ}) = C_u + (C_u / \sigma'_v) * \Delta\sigma_z^{\Lambda^2} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{\Lambda^4}(\text{τελ}) = 12.675 + (12.675 / 68.3) * 100.80 \text{ KPa} \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{\Lambda^4}(\text{τελ}) = 31.38 \text{ KPa}$$



- Για το σημείο M4 ισχύουν προφανώς:

$$C_u^{M4}(\text{τελ}) = 12.675 \text{ KPa}$$

Στην υποστρώση Ια , μεταξύ των σημείων Κ3-Λ3 έχουμε:

$$C_u^{K3-\Lambda3}(\text{τελ})_{I\alpha} = (36.34 + 34.63)/2 \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{K1-\Lambda1}(\text{τελ})_{I\alpha} = 35.485 \text{ KPa}$$

Στην υποστρώση Ια , μεταξύ των σημείων Λ3-M3 έχουμε:

$$C_u^{\Lambda3-M3}(\text{τελ})_{I\alpha} = (10.425 + 34.63)/2 \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{\Lambda3-M3}(\text{τελ})_{I\alpha} = 22.53 \text{ KPa}$$

Στην υποστρώση Ιβ , μεταξύ των σημείων Κ4-Λ4 έχουμε:

$$C_u^{K4-\Lambda4}(\text{τελ})_{I\beta} = (34.28 + 31.38)/2 \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{K4-\Lambda4}(\text{τελ})_{I\beta} = 32.83 \text{ KPa}$$

Στην υποστρώση Ιβ , μεταξύ των σημείων Λ4-M4 έχουμε:

$$C_u^{\Lambda4-M4}(\text{τελ})_{I\beta} = (31.38 + 12.675)/2 \quad \Longrightarrow$$

$$C_u^{\Lambda4-M4}(\text{τελ})_{I\beta} = 22.03 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΜΕΤΑ ΤΟ ΤΕΛΟΣ ΤΗΣ ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΑΙ ΤΗΝ ΑΠΟΜΑΚΡΥΝΣΗ ΤΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ΥΨΟΥΣ 6.00m

Μετά το τέλος της προφόρτισης και την απομάκρυνση του επιχώματος ύψους 6.00m, έχουμε:

- Ζώνη Ια , μεταξύ των σημείων Κ3-Λ3

$$(OCR)_{\text{K3-}\Lambda 3} = (\sigma_v' + (\Delta\sigma_z^{\text{K3}} + \Delta\sigma_z^{\Lambda 3})/2) / \sigma_v' \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$(OCR)_{\text{K3-}\Lambda 3} = (47.3 + (117.6 + 109.8)/2) / 47.3 \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$(OCR)_{\text{K3-}\Lambda 3} = 3.4$$

$$C_u^{\text{K3-}\Lambda 3}(\text{τελ})' = 10.425 * 3.4^{0.8} = 27.77 \text{ KPa}$$

- Ζώνη Ια , μεταξύ των σημείων Λ3-Μ3

$$(OCR)_{\Lambda 3\text{-M3}} = (\sigma_v' + (\Delta\sigma_z^{\Lambda 3} + \Delta\sigma_z^{\text{M3}})/2) / \sigma_v' \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$(OCR)_{\Lambda 3\text{-M3}} = (47.3 + (109.8 + 0)/2) / 47.3 \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$(OCR)_{\Lambda 3\text{-M3}} = 2.16$$

$$C_u^{\Lambda 3\text{-M3}}(\text{τελ})' = 10.425 * 2.16^{0.8} = 19.31 \text{ KPa}$$

- Ζώνη Ιβ , μεταξύ των σημείων Κ4-Λ4

$$(OCR)_{\text{K4-}\Lambda 4} = (\sigma_v' + (\Delta\sigma_z^{\text{K4}} + \Delta\sigma_z^{\Lambda 4})/2) / \sigma_v' \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$(OCR)_{\text{K4-}\Lambda 4} = (68.3 + (116.4 + 100.8)/2) / 68.3 \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$(OCR)_{\text{K4-}\Lambda 4} = 2.59$$

$$C_u^{\text{K4-}\Lambda 4}(\text{τελ})' = 12.675 * 2.59^{0.8} = 27.14 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- Ζώνη Ιβ, μεταξύ των σημείων Λ4-M4

$$(\text{OCR})_{\Lambda 4-M 4} = (\sigma_v' + (\Delta\sigma_z^{\Lambda 4} + \Delta\sigma_z^{M 4})/2) / \sigma_v' \quad \Rightarrow$$

$$(\text{OCR})_{\Lambda 4-M 4} = (68.3 + (100.8 + 0)/2) / 68.3 \quad \Rightarrow$$

$$(\text{OCR})_{\Lambda 4-M 4} = 1.738$$

$$C_u^{\Lambda 4-M 4}(\tau_{\epsilon\lambda})' = 12.675 * 1.738^{0.8} = 19.72 \text{ KPa}$$

$$C_u(\tau_{\epsilon\lambda}) = (27.77 + 27.14) / 2 = 27.46 \text{ KPa}$$

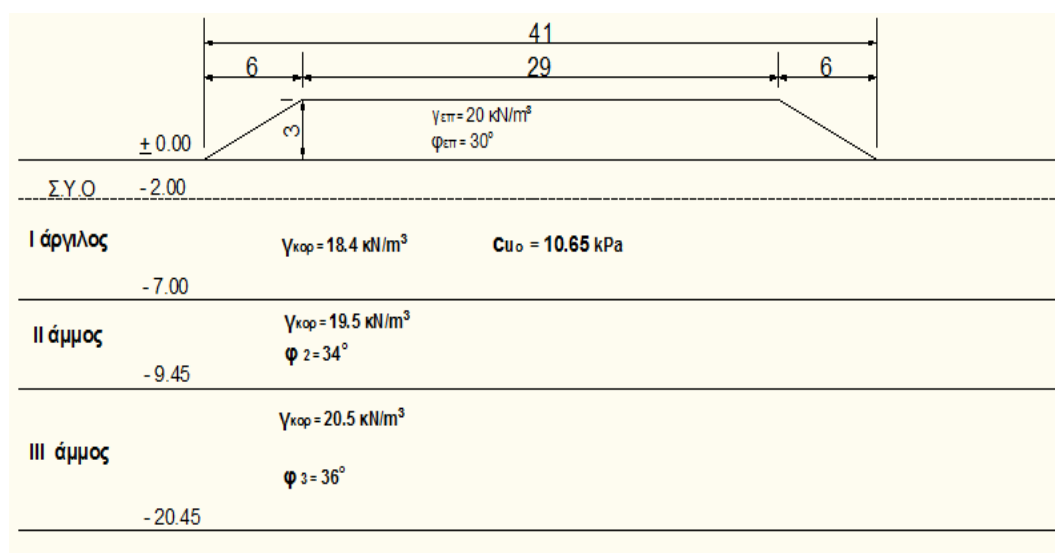
## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

γ) Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος προφόρτισης.

Ο έλεγχος της ευστάθειας του επιχώματος της προφόρτισης και στις δύο φάσεις κατασκευής του, έγινε με τη χρήση του προγράμματος H/Y LARIX 2 – S, από όπου υπολογίστηκαν οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας που αφορούν σε ανάλυση ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης κατά τη μέθοδο Bishop.

Στο πρόγραμμα εισάγονται ως δεδομένα: Τα στοιχεία γεωμετρίας των επί μέρους στρώσεων, του επιχώματος, της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, καθώς και οι εδαφικές παράμετροι  $\gamma$ ,  $c_u$ ,  $\phi$  κάθε στρώσης. Τα στοιχεία αυτά φαίνονται και στα σχήματα που ακολουθούν και περιγράφουν την αρχή κάθε μίας από τις δυο φάσεις της προφόρτισης:

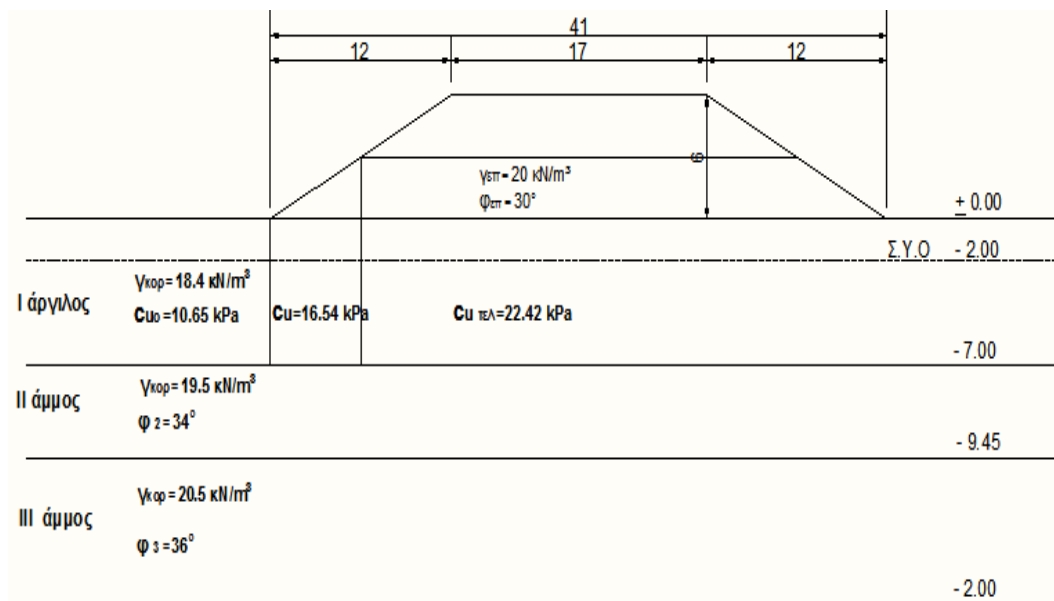
### 1<sup>η</sup> φάση προφόρτισης



Σχήμα Β - 8

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### 2<sup>η</sup> φάση προφόρτισης



Σχήμα Β - 9

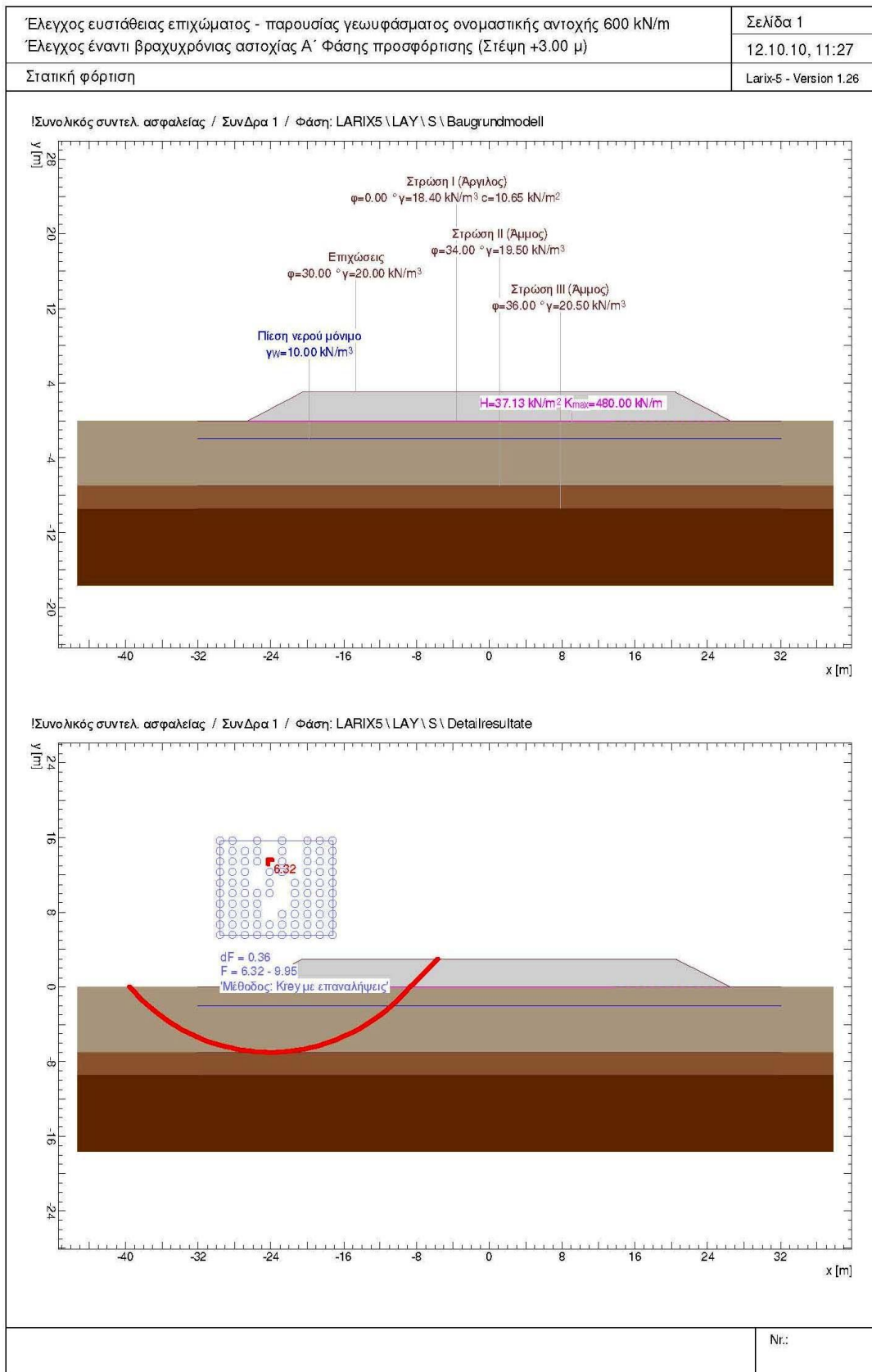
Το πρόγραμμα υπολογίζει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας από όλους τους εξεταζόμενους κύκλους ολίσθησης. Συνοπτικά προέκυψαν τα εξής:

Κατά την πρώτη φάση της προφόρτισης (επίχωμα 3 m) ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας, με ταυτόχρονη χρήση γεωφάσματος, είναι  $f_{\min} = 6.32 > 1.30$ .

Κατά τη δεύτερη φάση της προφόρτισης (επίχωμα 6 m) ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας, με ταυτόχρονη χρήση γεωφάσματος, είναι  $f_{\min} = 1.37 > 1.30$ .

Τα αναλυτικά αποτελέσματα των υπολογισμών παρατίθενται παρακάτω:

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β



C:\cubus\DATA\Dipl\_2010\_Oct\A\_Φάση\_ST\_Γεωφάσμα.LES

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος - παρουσίας γεωφάσματος ονομαστικής αντοχής 600 kN/m		Σελίδα 2
Έλεγχος έναντι βραχυχρόνιας αστοχίας Α΄ Φάσης προσφόρτισης (Στέψη +3.00 μ)		12.10.10, 11:27
Στατική φόρτιση		Larix-5 - Version 1.26

**ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ**

**Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων**

Περιγραφή	φ [°]	Παράμετρος		Σημεία πολυγώνου					
		γ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
Επιχώσεις	30.00	20.00	0	1	-30.00	0	2	-26.50	0
				3	-20.50	3.00	4	20.50	3.00
				5	26.50	0	6	32.00	-0.00
Στρώση I (Άργιλος)	0.00	18.40	10.65	1	-30.00	0	2	-16.62	0
				3	17.75	-0.00	4	30.00	-0.00
Στρώση II (Άμμος)	34.00	19.50	0	1	-30.00	-7.00	2	-16.62	-7.00
				3	17.75	-7.00	4	30.00	-7.00
Στρώση III (Άμμος)	36.00	20.50	0	1	-30.00	-9.45	2	-16.62	-9.45
				3	17.75	-9.45	4	30.00	-9.45

**Στάθμη υπογείων υδάτων**

Πίεση νερού μόνιμο

γ <sub>W</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	Παράμετρος Κατάσταση	u	Σημ.	Σημεία πολυγώνου							
				x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-30.00	-2.00	2	30.00	-2.00			

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή  
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

**Στοιχεία συνάφειας**

Παράμετρος	Γεωμετρία				
	H [kN/m <sup>2</sup> ]	K <sub>max</sub> [kN/m]	X <sub>1</sub> [m]	Y <sub>1</sub> [m]	X <sub>2</sub> [m]
37.13	480.00	-26.50	0	26.50	0

H : Δύναμη συνάφειας  
K<sub>max</sub> : Δύναμη για την εξόλκευση ή τη διάρρηξη του στοιχείου συνάφειας

**Επιλογές υπολογισμών**

**Επιλογές**

Μέθοδος	δ <sub>T</sub> [-]	η <sub>L</sub>	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε

δ<sub>T</sub> : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων  
η<sub>L</sub> : Αριθμός λωρίδων

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος - παρουσίας γεωυφάσματος ονομαστικής αντοχής 600 kN/m	Σελίδα 16								
Έλεγχος έναντι βραχυχρόνιας αστοχίας Α΄ Φάσης προσφόρτισης (Στέψη +3.00 μ)	12.10.10, 11:27								
Στατική φόρτιση	Larix-5 - Version 1.26								
<b>Υπόμνημα υποσημειώσεων</b>									
Υποσημείωση	Παρατήρηση								
5)	5) : Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.								
<b>ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ</b>									
<b>ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ</b>									
Αριθμ. κύκλου	x	y	R	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F διαθέσ	L <sub>απαιτ</sub>	L <sub>min</sub>	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση
744	-24.11	13.41	20.40	4		6.32			
<p>F<sub>διαθέσ</sub> : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F<sub>απαιτ</sub> = 1.00  L<sub>απαιτ</sub> : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L<sub>min</sub> - L<sub>max</sub>  L<sub>min</sub> : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης</p>									
<b>Υπόμνημα υποσημειώσεων</b>									
Υποσημείωση	Παρατήρηση								
5)	5) : Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.								
									Nr.:

C:\cubus\DATA\Dipl\_2010\_Oct\A\_Φάση\_ST\_Γεωύφασμα.LES



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΓΕΩΦΑΣΜΑΤΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

Στάθμη τοποθέτησης γεωφάσματος 0.00 μ (Επιφάνεια εδάφους)  
Στέψη επιχώματος +3.00 μ από την επιφάνεια του εδάφους

Η εισαγωγή των γεωφασμάτων γίνεται μέσω δύο συντελεστών  $K_{max}$  και  $S$  όπου:  
 $K_{max}$  = Η μέγιστη αντοχή που απαιτείται για την διαρροή του γεωφάσματος σε kN/m .  
 $S$  = Η απαιτούμενη τάση για την ενεργοποίηση του γεωφάσματος σε kN/m<sup>2</sup> .

#### ΓΕΩΦΑΣΜΑ ΣΤΑ 0.00

Ισχύει  $K_{max} = T_{ult} / FS$

Είναι :  $T_{ult}$  (kN/m) = Η ονομαστική αντοχή του γεωφάσματος = 600

και :  $FS$  = Συντελεστής Ασφαλείας (βλ. Πίνακα Koerner 1990) = 1.25

**Άρα  $K_{max} = 480$**

Ισχύει  $S = K_{max} / L_e$

όπου  $L_e = (K_{max} * F) / 2 * \tau_{min}$  (1)

Είναι :  $F$  = συντελεστής ασφάλειας αγκύρωσης = 1.5

και :  $\tau_{min} = \sigma_v' * \tan \delta$  όπου :  $\delta = 0.83 - 0.90 \varphi$

$\varphi^0$  = η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους = 30

Θεωρώ συντηρητικά ότι  $\delta = 0.83 \varphi = 24.9$

$\sigma_v'$  = η ενεργός γεωστατική τάση στην στάθμη τοποθέτησης του γεωφάσματος

Στάθμη τοποθέτησης γεωφάσματος  $h$  (m) = 0  $\gamma_w = 10$

Στάθμη φυσικού πυθμένα  $Z$  (m) = 0

Ελάχιστο ύψος επιχώματος πάνω από το ενεργό τμήμα του γεωφάσματος  $Z_{επ}$  (m) = 3

Ειδικό βάρος επιχώσεων (kN/m<sup>3</sup>) = 20

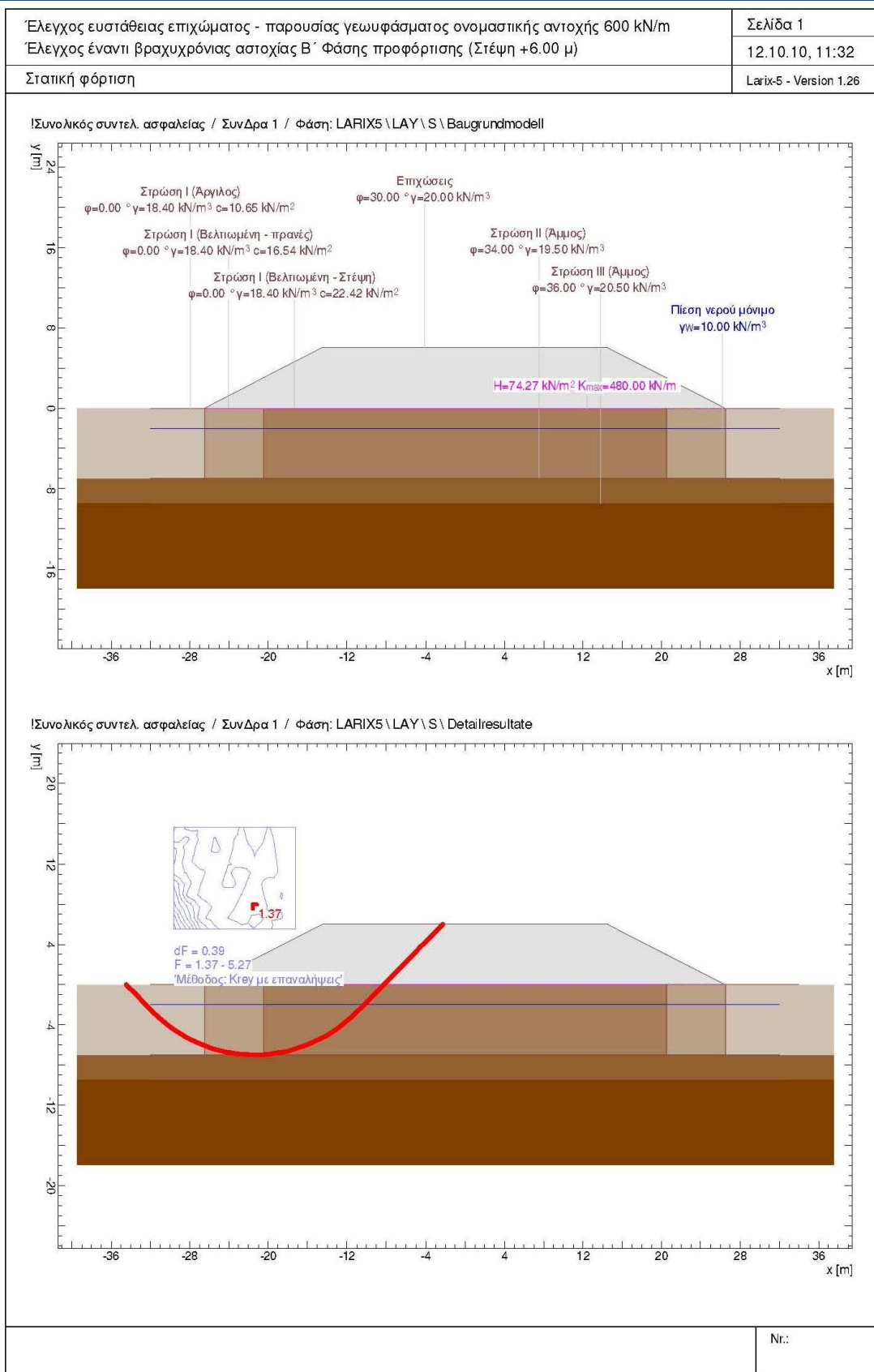
Άρα τελικά  $\sigma_v'$  (kN/m<sup>2</sup>) = 60

Επομένως είναι  $\tau_{min}$  (kN/m<sup>2</sup>) = 27.85

Από σχέση (1) έχω  $L_e$  (m) = 12.9

**Τελικά είναι  $S = 37.13$**

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β



Nr.:

C:\cubus\DATA\Dipl\_2010\_Oct\B\_Φάση\_ST\_Γεωφάσμα.L5S

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος - παρουσίας γεφυφάσματος ονομαστικής αντοχής 600 kN/m							Σελίδα 2					
Έλεγχος έναντι βραχυχρόνιας αστοχίας Β΄ Φάσης προφόρτισης (Στέψη +6.00 μ)							12.10.10, 11:32					
Στατική φόρτιση							Larix-5 - Version 1.26					
<b>ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ</b>												
<b>Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων</b>												
Περιγραφή	φ [°]	Παράμετρος		Σημ.	Σημεία πολυγώνου							
		γ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]		
Επιχώσεις	30.00	20.00	0	1	-30.00	0	2	-26.50	0			
				3	-20.50	3.00	4	-14.50	6.00			
				5	14.50	6.00	6	20.50	3.00			
				7	26.50	0	8	32.00	-0.00			
Στρώση I (Αργίλος)	0.00	18.40	10.65	1	-30.00	0	2	-26.50	0			
				3	-20.50	0	4	20.50	0			
				5	30.00	-0.00						
Στρώση I (Βελτιωμένη -	0.00	18.40	16.54	1	-30.00	-7.00	2	-26.50	-7.00			
				3	-26.50	0	4	-20.50	0			
				5	20.50	0	6	26.50	0			
				7	26.50	-7.00	8	30.00	-7.00			
Στρώση I (Βελτιωμένη -	0.00	18.40	22.42	1	-30.00	-7.00	2	-26.50	-7.00			
				3	-20.50	-7.00	4	-20.50	0			
				5	20.50	0	6	20.50	-7.00			
				7	26.50	-7.00	8	30.00	-7.00			
Στρώση II (Άμμος)	34.00	19.50	0	1	-30.00	-7.00	2	-26.50	-7.00			
				3	-20.50	-7.00	4	20.50	-7.00			
				5	26.50	-7.00	6	30.00	-7.00			
Στρώση III (Άμμος)	36.00	20.50	0	1	-30.00	-9.45	2	-16.62	-9.45			
				3	17.75	-9.45	4	30.00	-9.45			
<b>Στάθμη υπογείων υδάτων</b>												
Πίεση νερού μόνιμο												
γ <sub>w</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	Παράμετρος		Σημ.	Σημεία πολυγώνου								
	Κατάσταση	u		Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]			
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-30.00	-2.00	2	30.00	-2.00				
Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή												
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά												
<b>Στοιχεία συνάφειας</b>												
Παράμετρος	Γεωμετρία											
	H [kN/m <sup>2</sup> ]	K <sub>max</sub> [kN/m]	X <sub>1</sub> [m]	Y <sub>1</sub> [m]	X <sub>2</sub> [m]	Y <sub>2</sub> [m]						
74.27	480.00	-26.50	0	26.50	0							
H : Δύναμη συνάφειας												
K <sub>max</sub> : Δύναμη για την εξόλκευση ή τη διάρρηξη του στοιχείου συνάφειας												
<b>Επιλογές υπολογισμών</b>												
<b>Επιλογές</b>												
Μέθοδος	δ <sub>T</sub> [-]	η <sub>L</sub>	ευθυγραμμισμένα άκρα									
Κrey	0.0200	50.000	με			Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε						
δ <sub>T</sub> : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων												
η <sub>L</sub> : Αριθμός λωρίδων												

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος - παρουσίας γεωφάσματος ονομαστικής αντοχής 600 kN/m										Σελίδα 16						
Έλεγχος έναντι βραχυχρόνιας αστοχίας Β΄ Φάσης προφύρτισης (Στίψη +6.00 μ)										12.10.10, 11:32						
Στατική φόρτιση										Larix-5 - Version 1.26						
<b>ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ</b>																
Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs- Punkt	Αγκύριο	F διαθεσ	L <sub>απαιτ</sub> [m]	L <sub>min</sub> [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση							
265	-21.36	7.80	14.77	5		1.37										
F <sub>διαθεσ</sub> : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F <sub>απαιτ</sub> = 1.00 L <sub>απαιτ</sub> : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L <sub>min</sub> - L <sub>max</sub> L <sub>min</sub> : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης																
<b>Υπόμνημα υποσημειώσεων</b>																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%; padding: 5px;">Υποσημείωση</td> <td style="width: 10%; padding: 5px;"></td> <td style="width: 80%; padding: 5px;">Παρατήρηση</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">5)</td> <td style="padding: 5px;">5)</td> <td style="padding: 5px;">: Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.</td> </tr> </table>											Υποσημείωση		Παρατήρηση	5)	5)	: Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.
Υποσημείωση		Παρατήρηση														
5)	5)	: Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.														
<b>ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ</b>																
<b>ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ</b>																
Αριθμ. κύκλου	x [m]	y [m]	R [m]	Zwangs- Punkt	Αγκύριο	F διαθεσ	L <sub>απαιτ</sub> [m]	L <sub>min</sub> [m]	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση							
265	-21.36	7.80	14.77	5		1.37										
F <sub>διαθεσ</sub> : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια F <sub>απαιτ</sub> = 1.00 L <sub>απαιτ</sub> : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή L <sub>min</sub> - L <sub>max</sub> L <sub>min</sub> : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης																
<b>Υπόμνημα υποσημειώσεων</b>																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%; padding: 5px;">Υποσημείωση</td> <td style="width: 10%; padding: 5px;"></td> <td style="width: 80%; padding: 5px;">Παρατήρηση</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">5)</td> <td style="padding: 5px;">5)</td> <td style="padding: 5px;">: Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.</td> </tr> </table>											Υποσημείωση		Παρατήρηση	5)	5)	: Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.
Υποσημείωση		Παρατήρηση														
5)	5)	: Τέμνει δύο φορές ένα στοιχείο συνάφειας.														
										Nr.:						

C:\cubus\DATA\Dipl\_2010\_Oct\B\_Φάση\_ST\_Γεωφάσμα.L5S

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΓΕΩΥΦΑΣΜΑΤΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

Στάθμη τοποθέτησης γεωυφάσματος +0.00 μ (Επιφάνεια εδάφους)  
Στέψη επιχώματος +6.00 μ από την επιφάνεια του εδάφους

Η εισαγωγή των γεωυφασμάτων γίνεται μέσω δύο συντελεστών  $K_{max}$  και  $S$  όπου:  
 $K_{max}$  = Η μέγιστη αντοχή που απαιτείται για την διαρροή του γεωυφάσματος σε kN/m .  
 $S$  = Η απαιτούμενη τάση για την ενεργοποίηση του γεωυφάσματος σε kN/m<sup>2</sup> .

#### ΓΕΩΥΦΑΣΜΑ ΣΤΑ +0.00

$$\text{Ισχύει } K_{max} = T_{ult} / FS$$

$$\text{Είναι : } T_{ult} \text{ (kN/m)} = \text{Η ονομαστική αντοχή του γεωυφάσματος} = 600$$

$$\text{και : } FS = \text{Συντελεστής Ασφαλείας (βλ. Πίνακα Koerner 1990)} = 1.25$$

$$\text{Άρα } K_{max} = 480$$

$$\text{Ισχύει } S = K_{max} / L_e$$

$$\text{όπου } L_e = (K_{max} * F) / 2 * \tau_{min} \quad (1)$$

$$\text{Είναι : } F = \text{συντελεστής ασφάλειας αγκύρωσης} = 1.5$$

$$\text{και : } \tau_{min} = \sigma'_v * \tan \delta \quad \text{όπου : } \delta = 0.83 - 0.90 \varphi$$

$$\varphi^0 = \text{η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους} = 30$$

$$\text{Θεωρώ συντηρητικά ότι } \delta = 0.83 \varphi = 24.9$$

$\sigma'_v$  = η ενεργός γεωστατική τάση στην στάθμη τοποθέτησης του γεωυφάσματος

$$\text{Στάθμη τοποθέτησης γεωυφάσματος } h \text{ (m)} = 0 \quad \gamma_w = 10$$

$$\text{Στάθμη φυσικού πυθμένα } Z \text{ (m)} = 0$$

$$\text{Ελάχιστο ύψος επιχώματος πάνω από το ενεργό τμήμα του γεωυφάσματος } Z_{ep} \text{ (m)} = 6$$

$$\text{Ειδικό βάρος επιχώσεων (kN/m}^3) = 20$$

$$\text{Άρα τελικά } \sigma'_v \text{ (kN/m}^2) = 120$$

$$\text{Επομένως είναι } \tau_{min} \text{ (kN/m}^2) = 55.70$$

$$\text{Από σχέση (1) έχω } L_e \text{ (m)} = 6.5$$

$$\text{Τελικά είναι } S = 74.27$$

ii. Χρόνος στερεοποίησης λόγω προφόρτισης.

Στερεοποίηση χωρίς τη χρήση στραγγιστηρίων.

Με την ολοκλήρωση κάθε ενός από τα δύο στάδια της προφόρτισης, για τη στερεοποίηση της αργλικής στρώσης λόγω του επιβαλλόμενου φορτίου, απαιτείται χρόνος  $t$ , ο οποίος υπολογίζεται ως εξής:

Βαθμός κατακόρυφης στράγγισης:  $U_v = 93 \%$

(Για το βαθμό αυτόν η στερεοποίηση θεωρείται ολοκληρωμένη)

Χρονικός παράγοντας:  $T_v = 1$

Για την αργλική στρώση έχουμε διπλή στράγγιση

Άρα  $H = 5.0/2 = 2.50\text{m}$

Ο συντελεστής κατακόρυφης στερεοποίησης είναι:

$$C_v = 7 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec} = 7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$$

Άρα έχουμε:

$$t = T_v \cdot H^2 / C_v \quad \Longrightarrow$$

$$t = (1 \cdot 2.50^2 / 7 \cdot 10^{-8}) / (30 \cdot 24 \cdot 3600) \text{ μήνες} \quad \Longrightarrow$$

$$t = 34.5 \text{ μήνες}$$

Δηλαδή 2 χρόνια και 10.5 μήνες

Άρα συνολικά 5 χρόνια και 9 μήνες

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Σχεδιασμός στραγγιστηρίων

Ο επιδιωκόμενος χρόνος στερεοποίησης της αργλικής στρώσης σε κάθε φάση της προφόρτισης είναι 3 μήνες.

Δηλαδή  $t = 3 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 3600 \text{ sec}$

$$T_v = C_v \cdot t / H^2 \implies$$

$$T_v = 7 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 3600 / 2.5^2 \implies$$

$$T_v = 0.0871$$

Άρα

$$U_v = 34 \% \text{ (από διάγραμμα)}$$

Θεωρούμε  $(K_r/K_v) = 3$

$$C_r = (K_r/K_v) \cdot C_v$$

$$K_{r,s}/K_v = 1.5$$

$$(K_r/K_v) / (K_{r,s}/K_v) = 3 / 1.5 = 2$$

Άρα  $K_r / K_{r,s} = 2$

$$C_r = 3 \cdot 7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$$

Επιλέγουμε να τοποθετήσουμε πλαστικά στραγγιστήρια διαμέτρου:

$$D_d = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Και ακτίνα } R_d = 0.025 \text{ m}$$

Σε τετραγωνικό κάναβο πλευράς  $S$ , η οποία προσδιορίζεται με δοκιμές.

- Δοκιμή 1<sup>η</sup>

$$S = 1.20\text{m}$$

$$D_e = 1.13 \cdot S = 1.13 \cdot 1.20 = 1.356 \text{ m}$$

$$T_r = C_r \cdot t / D_e^2 = (3 \cdot 7 \cdot 10^{-8}) \cdot 3 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 3600 / 1.356^2 \text{ (για ακτινική στράγγιση)} \quad \Rightarrow$$

$$T_r = 0.888$$

$$\text{Θεωρούμε } R_s/R_d = 2$$

Άρα

$$A = \ln(R_e/R_d) - 3/4 + (K_r/K_{r,s} - 1) \cdot \ln(R_s/R_d) \quad \Rightarrow$$

$$A = \ln(0.678/0.025) - 3/4 + (2-1) \cdot \ln 2 \quad \Rightarrow$$

$$A = 3.2434$$

$$\text{Όπου } R_e = 1.356/2 = 0.678, R_d = 0.025$$

Ο βαθμός οριζόντιας ακτινικής στερεοποίησης δίνεται από τη σχέση:

$$U_r = 1 - e^{-8 \cdot T_r / A} = 1 - e^{-8 \cdot 0.888 / 3.2434} = 0.888 = 88 \%$$

Από τη σχέση Carillo προκύπτει ο συνολικός βαθμός στερεοποίησης:

$$1 - U = (1 - U_v) \cdot (1 - U_r) \quad \Rightarrow$$

$$U = 0.926 < 93 \%$$

Άρα η πλευρά του καννάβου δεν επαρκεί



- Δοκιμή 2<sup>η</sup>

$$S = 1.15\text{m}$$

$$D_e = 1.13 * S = 1.13 * 1.15 = 1.3 \text{ m}$$

$$T_r = C_r * t / D_e^2 = (3 * 7 * 10^{-8}) * 3 * 30 * 24 * 3600 / 1.3^2 \text{ (για ακτινική στράγγιση)} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$T_r = 0.966$$

$$\text{Θεωρούμε } R_s / R_d = 2$$

Άρα

$$A = \ln(R_e / R_d) - 3/4 + (K_r / K_{r,s} - 1) * \ln(R_s / R_d) \Rightarrow \Rightarrow$$

$$A = \ln((1.3/2)/0.025) - 3/4 + (2-1) * \ln 2 \Rightarrow \Rightarrow$$

$$A = 3.2012$$

$$\text{Όπου } R_e = 1.3/2 = 0.65, R_d = 0.025$$

Ο βαθμός οριζόντιας ακτινικής στερεοποίησης δίνεται από τη σχέση:

$$U_r = 1 - e^{-8 * T_r / A} = 1 - e^{-8 * 0.966 / 3.2012} = 0.9106 = 91.06 \%$$

Από τη σχέση Carillo προκύπτει ο συνολικός βαθμός στερεοποίησης:

$$1 - U = (1 - U_v) * (1 - U_r) \Rightarrow \Rightarrow$$

$$U = 0.941 > 93 \%$$

Άρα η πλευρά του καννάβου επαρκεί.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

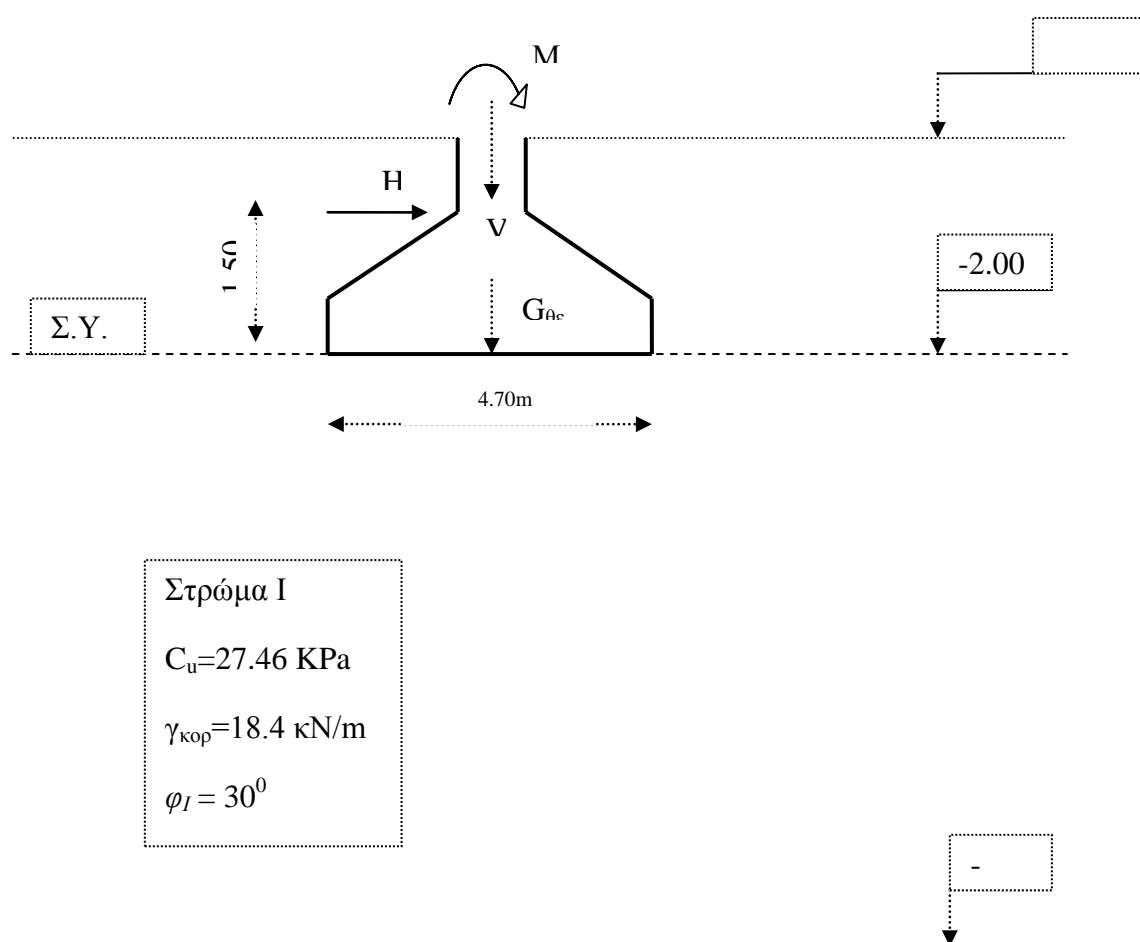
### iii. Λύσεις επιφανειακής θεμελίωσης μετά την βελτίωση της αργιλικής στρώσης με προφόρτιση.

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας μεμονωμένου τετραγωνικού πεδίου υπό έκκεντρη και λοξή φόρτιση κατά Meyerhof

Ο έλεγχος θα γίνει για ένα από τα πέδιλα, στα οποία εδράζονται τα υποστυλώματα  $K_5$ ,  $K_8$ ,  $K_{11}$  τα οποία με τη σειρά τους υφίστανται τη μεγαλύτερη καταπόνηση.

Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $D = 2.00 \text{ m}$

Πλάτος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $B = 4.70 \text{ m}$



Σχήμα Β - 10

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Το βάθος επιρροής του πεδίου κατά DIN4017 κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = 0.7 \times B = 0.7 \times 4.70\text{m} = 3.29\text{m}$$

Επομένως η επίδραση του θεμελίου εκτείνεται στην αργλική στρώση(στρώμα 1)

Έτσι, για το θεμέλιο του υποστυλώματος  $K_8$  ισχύουν:

Φορτία από την ανωδομή:

$$V_8 = 5940 \text{ KN}$$

$$H_8 = 297 \text{ KN}$$

$$M_8 = 950.00 \text{ KNm(στατική)}$$

$$M_8 = 1485.00 \text{ KNm(από σεισμικά φορτία)}$$

$$\text{Μήκος θεμελίου: } L = 4.70\text{m}$$

$$\text{Πλάτος θεμελίου: } B = 4.70\text{m}$$

$$\text{Μέσο ειδικό βάρος θεμελίου-εδάφους: } \gamma_{\mu} = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου: } D_f = 2,00 \text{ m}$$

Ίδιο βάρος θεμελίου:

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_{\mu} \times l_x \times l_y \times D_f \quad \Rightarrow$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = 20 \text{ KN/m}^3 \times 4.70\text{m} \times 4.70\text{m} \times 2.00\text{m} \text{ KN} = 883.6 \text{ KN}$$

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = 0.8 ( V_8 + G_{\theta\epsilon\mu} ) = 0.8 \times ( 5940\text{KN} + 883.6\text{KN} ) = 5458.88 \text{ KN}$$

Συνολική ροπή στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου:

$$\Sigma M = 1485\text{KNm} + 297\text{KN} \times 1.50\text{m} = 1930.50 \text{ KNm}$$

$$e_k = \Sigma M / \Sigma V = 1930.50 \text{ KNm} / 5458.88 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

$$e_k = 0.3536\text{m}$$

ενεργό πλάτος:

$$L' = L - 2 \times e_k = 4.70\text{m} - 2 \times 0.3536\text{m} = 3.99\text{m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 27.46 \text{ KPa}$$

$$\Gamma\omega\nu\acute{\iota}\alpha \text{ τριβής: } \varphi_u = 0^0$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 5.1 \quad N_q = 1.0 \quad N_\gamma = 0.0$$

$$\tan\alpha = H_8 / \Sigma V = 297 \text{ KN} / 5458.88 \text{ KN} = 0.0544 \quad \Rightarrow$$

$$\alpha = 3.11^0$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$I_c = i_q = (1 - \alpha/90^0)^2 = (1 - 3.11^0/90^0)^2 = 0.9654$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$S_c = 1 + 0.2 (L'/B) \times \tan 45^0 = 1 + 0.2 \times (3.99\text{m} / 4.70\text{m}) = 0.849$$

$$S_q = S_\gamma = 1.00$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

$$d_c = 1 + 0.2 \times d_f / B = 1 + 0.2 \times 2.00\text{m} / 4.70\text{m} = 1.085$$

$$d_q = d_\gamma = 1.00$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_{\gamma} \times i_{\gamma} \times d_{\gamma} \times B' \times N_{\gamma} \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.00 \times 0.9654 \times 1.085 \times 27.46 \times 5.1 + 1.00 \times 0.9654 \times 1.00 \times 20 \times 2.00 \times 1.00 \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 146.69 + 38.616 \text{ KPa} = 185.306 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_{\Psi} - 2e_k)L_x / \Sigma V \quad \Rightarrow$$

$$FS = 185.306 \times 3.99 \times 4.70 / 5458.88 \quad \Rightarrow$$

$$FS = 0.637 < F_{min} = 1.20$$

Άρα η αργλική στρώση κρίνεται ανεπαρκής και επομένως δεν χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = (V_8 + G_{\theta_{\epsilon\mu}}) = (5940\text{KN} + 883.6\text{KN}) = 6823,6 \text{ KN}$$

Συνολική ροπή στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου:

$$\Sigma M = 950\text{KNm} + 297\text{KN} \times 1.50\text{m} = 1395.50 \text{ KNm}$$

$$e_k = \Sigma M / \Sigma V = 1395.50 \text{ KNm} / 6823.6 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

$$e_k = 0.2045\text{m}$$

ενεργό πλάτος:

$$L' = L - 2 \times e_k = 4.70\text{m} - 2 \times 0.2045\text{m} = 4.291\text{m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 27.46 \text{ KPa}$$

$$\text{Γωνία τριβής: } \varphi_u = 0^0$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 5.1 \quad N_q = 1.0 \quad N_\gamma = 0.0$$

$$\tan \alpha = H_8 / \Sigma V = 297 \text{ KN} / 6823.6 \text{ KN} = 0.0435 \quad \Rightarrow$$

$$\alpha = 2.49^0$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$I_c = i_q = (1 - \alpha/90^0)^2 = (1 - 2.49^0/90^0)^2 = 0.9723$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$S_c = 1 + 0.2 (L'/B) \times \tan 45^0 = 1 + 0.2 \times (4.291/4.70\text{m}) = 1.1826$$

$$S_q = S_\gamma = 1.00$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

$$d_c = 1 + 0.2 \times d_f / B = 1 + 0.2 \times 2.00\text{m} / 4.70\text{m} = 1.085$$

$$d_q = d_\gamma = 1.00$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times N_\gamma \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.1826 \times 0.9723 \times 1.085 \times 27.46 \times 5.1 + 1.00 \times 0.9723 \times 1.00 \times 20 \times 2.00 \times 1.00 \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 174.72 + 38.892 \text{ KPa} = 213.61 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\psi - 2e_k)L_x / \Sigma V \quad \Rightarrow$$

$$FS = 213.61 \times 4.291 \times 4.70 / 6823.6 \quad \Rightarrow$$

$$FS = 0.631 < F_{min} = 2.00$$

Άρα η αργλική στρώση κρίνεται ανεπαρκής και επομένως δεν χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας πεδילוδοκού πλάτους 2,5 m υπό λοξή φόρτιση κατά Meyerhof

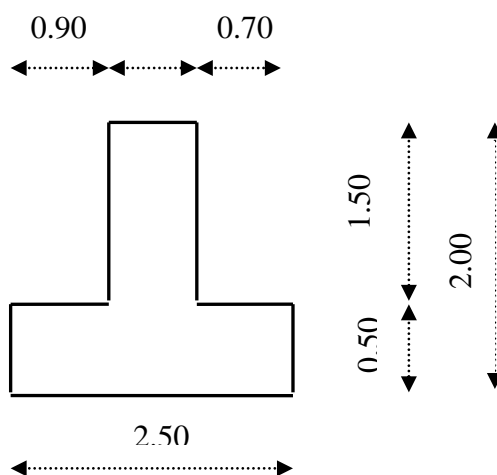
Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $D_f = 2,00$  m

Πλάτος θεμελίου:  $B = 2,50$  m

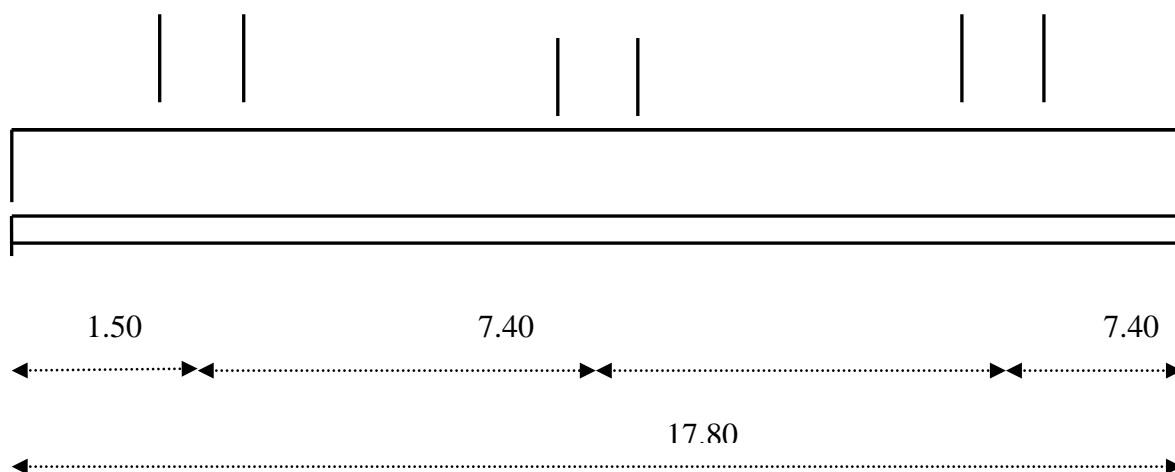
Το βάθος επιρροής της πεδילוδοκού κατά DIN4017 κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = 0,7 \times B = 0,7 \times 2,50 \text{m} = 1,75 \text{m}$$

Επομένως η επίδραση του θεμελίου εκτείνεται στην αργλική στρώση(στρώμα 1)



Σχήμα Β - 11



Σχήμα Β - 12



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Οι δυσμενέστερα καταπονούμενες πεδילוδοκοί είναι αυτές που συνδέουν τα υποστυλώματα  $K_4, K_5, K_6$ , ή  $K_7, K_8, K_9$ , ή  $K_{10}, K_{11}, K_{12}$

Εδώ εξετάζουμε την πεδילוδοκό που συνδέει τα υποστυλώματα  $K_7, K_8, K_9$

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = 0.8 \times (V_7 + V_8 + V_9) = 0.8 \times (3267 + 5940 + 3267) \text{ KN} = 9979 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = H_7 + H_8 + H_9 = 163.35 + 297 + 163.35 = 623.7 \text{ KN}$$

$$\Sigma M = M_7 + M_8 + M_9 = 816.75 + 1485 + 816.75 \text{ KNm} = 3118.5 \text{ KNm}$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_{\mu} \times l_x \times l_y \times D_f = 20.00 \times 2.00 \times 2.50 \times 17.80 \text{ KN} = 1780.00 \text{ KN}$$

$$M_{\sigma\lambda} = 623.7 \times 1.50 + 3118.5 = 4054 \text{ KNm}$$

$$V_{\sigma\lambda} = \Sigma V + 0.8 \times G_{\theta\epsilon\mu} = 9979 + 0.8 \times 1780 \text{ KN} = 11403 \text{ KN}$$

$$e_L = M_{\sigma\lambda} / V_{\sigma\lambda} = 4054 / 11403 = 0.356$$

$$L' = L - 2 \times e_L = 17.088 \text{ m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 27.46 \text{ KPa}$$

$$\Gamma\omega\nu\acute{\iota}\alpha \text{ τριβής: } \varphi_u = 0^{\circ}$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 5.1 \quad N_q = 1.0 \quad N_{\gamma} = 0.0$$

$$\tan\alpha = \Sigma H / V_{\sigma\lambda} = 623.9 \text{ KN} / 11403 \text{ KN} = 0.0547 \quad \Rightarrow$$

$$\alpha = 3.00^{\circ}$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$i_c = i_q = (1 - 3^{\circ}/90^{\circ})^2 = 0.934$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$S_c = 1 + 0.2 (L'/B) \times \tan 45^{\circ} = 1 + 0.2 \times (2.50/17.088) = 1.02926$$

$$S_q = S_{\gamma} = 1.00$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

$$d_c = 1 + 0.2 \times d_f / B = 1 + 0.2 \times 2.00 \text{ m} / 2.50 \text{ m} = 1.16$$

$$d_q = d_\gamma = 1.00$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times \gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times N_\gamma \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.02926 \times 0.934 \times 1.16 \times 27.46 \times 5.1 + 1.00 \times 0.934 \times 1.00 \times 20 \times 2.00 \times 1.00 \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 156.17 + 37.36 \text{ KPa} = 193.53 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\Psi - 2e_k)L_x / V_{ολ} \quad \Rightarrow$$

$$FS = 193.53 \times 17.088 \times 2.5 / 11403 \quad \Rightarrow$$

$$FS = 0.725 < F_{min} = 2.00$$

Άρα η αργλική στρώση κρίνεται ανεπαρκής και επομένως δεν χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = (V_7 + V_8 + V_9) = (3267 + 5940 + 3267) \text{ KN} = 12474 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = H_7 + H_8 + H_9 = 163.35 + 297 + 163.35 = 623.7 \text{ KN}$$

$$\Sigma M = M_7 + M_8 + M_9 = 522.72 + 950.40 + 522.72 \text{ KNm} = 1995.84 \text{ KNm}$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_{\mu} \times l_x \times l_y \times D_f = 20.00 \times 2.00 \times 2.50 \times 17.80 \text{ KN} = 1780.00 \text{ KN}$$

$$M_{\sigma\lambda} = 623.7 \times 1.50 + 1995.84 = 2931.40 \text{ KNm}$$

$$V_{\sigma\lambda} = \Sigma V + G_{\theta\epsilon\mu} = 12474 + 1780 \text{ KN} = 14254 \text{ KNm}$$

$$e_L = M_{\sigma\lambda} / V_{\sigma\lambda} = 2931.4 / 14254 = 0.206$$

$$L' = L - 2 \times e_L = 17.40 \text{ m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 27.46 \text{ KPa}$$

$$\Gamma\omega\nu\acute{\iota}\alpha \text{ τριβής: } \varphi_u = 0^0$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 5.1 \quad N_q = 1.0 \quad N_\gamma = 0.0$$

$$\tan\alpha = \Sigma H / V_{\sigma\lambda} = 623.9 \text{ KN} / 14254 \text{ KN} \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\alpha = 2.50^0$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$I_c = i_q = (1 - 2.50^0 / 90^0)^2 = 0.945$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$S_c = 1 + 0.2 (L'/B) \times \tan 45^0 = 1 + 0.2 \times (2.50 / 17.40) = 1.029$$

$$S_q = S_\gamma = 1.00$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

$$d_c = 1 + 0.2 \times d_f / B = 1 + 0.2 \times 2.00 \text{ m} / 2.50 \text{ m} = 1.16$$

$$d_q = d_\gamma = 1.00$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times \gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times N_\gamma \Rightarrow \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.029 \times 0.945 \times 1.16 \times 27.46 \times 5.1 + 1.00 \times 0.945 \times 1.00 \times 20 \times 2.00 \times 1.00 \Rightarrow \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 157.97 + 34.78 \text{ KPa} = 195.77 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\Psi - 2e_k)L_x / V_{ολ} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$FS = 195.77 \times 17.40 \times 2.5 / 14254 \Rightarrow \Rightarrow$$

$$FS = 0.597 < F_{min} = 2.00$$

Άρα η αργλική στρώση κρίνεται ανεπαρκής και επομένως δεν χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

### Έλεγχος καθιζήσεων πλάκας γενικής κοιτόστρωσης

Εξετάζουμε τη λύση θεμελίωσης με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης διαστάσεων:

Πλάτος πλάκας:  $B = 17.00\text{m}$

Μήκος πλάκας:  $L = 23.00\text{m}$

Πάχος πλάκας:  $H = 1.00\text{m}$

Ειδικό βάρος σκυροδέματος:  $\gamma_b = 25.00 \text{ KN/m}^3$

Ίδιο βάρος πλάκας κοιτόστρωσης:  $G_{\text{πλάκας}} = (17.00 \times 23.00 \times 1.00) \times 25.00 \text{ KN} = 9775 \text{ KN}$

Κατακόρυφα φορτία που μεταφέρονται από την ανωδομή:

$$\Sigma V = 2970 \times 4 + 3267 \times 6 + 5940 \times 3 + 3600 \times 2 = 56502 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ολ}} = \Sigma V + G_{\text{πλάκας}} = 56502 + 9775 = 66277 \text{ KN}$$

Πρόσθετη τάση στη στάθμη θεμελίωσης:  $q = (V_{\text{ολ}}/B \times L) - \sigma_{\text{vo}} (-2.00) \Rightarrow \Rightarrow$

$$q = 66277/17 \times 23 - 18.4 \times 2 = 101.11 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΑΡΓΙΛΟΥ (ΣΤΡΩΜΑΙ)

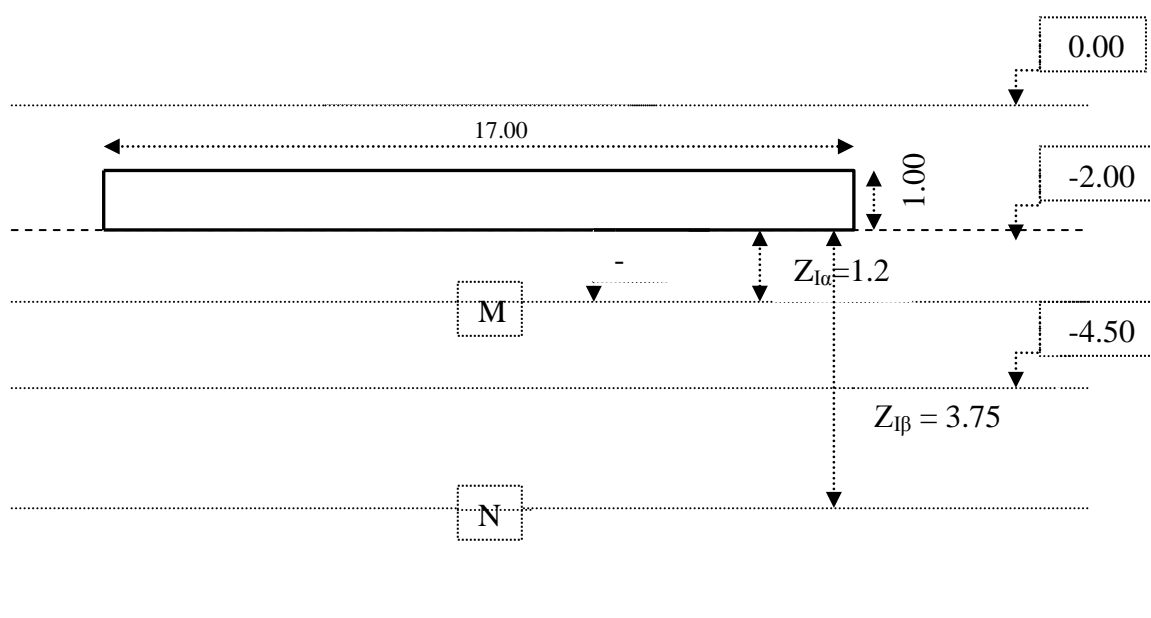
Δείκτης συμπίεστότητας της αργίλου:  $C_r = 0.04$

Δείκτης πόρων της στρώσης:  $e_0 = 0.91$

Για τους υπολογισμούς χωρίζουμε την αργλική στρώση σε δύο υποστρώσεις:

Την υποστρώση  $I_\alpha$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης -2.00m και -4.50m, με μέση στάθμη -3.25m.

Την υποστρώση  $I_\beta$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης -4.50m και -7.00m, με μέση στάθμη -5.75m.



Σχήμα Β - 13

$$m_{I\alpha} = (B/2) / Z_{I\alpha} = (17/2) / 1.25 = 6.80$$

$$n_{I\alpha} = (L/2) / Z_{I\alpha} = (23/2) / 1.25 = 9.20$$

$I_{I\alpha} = 0.25$  (Από το νομογράφημα Fentum)

$$m_{I\alpha} = (B/2) / Z_{I\alpha} = (17/2) / 3.75 = 2.267$$

$$n_{I\alpha} = (L/2) / Z_{I\alpha} = (23/2) / 3.75 = 3.0667$$

$I_{I\alpha} = 0.24$  (Από το νομογράφημα Fentum)

Άρα

$$\Delta\sigma_{ZM} = 4 \times I_{I\alpha} \times q = 4 \times 0.25 \times 101.11 \text{ KPa} = 101.11 \text{ KPa}$$

$$\Delta\sigma_{ZN} = 4 \times I_{I\beta} \times q = 4 \times 0.24 \times 101.11 \text{ KPa} = 97.07 \text{ KPa}$$

Επομένως:

$$P_{I\alpha} = (C_r/1+e_0) \times h_{I\alpha} \times \log[ ((\sigma_{vo}'(-3.25) + \Delta\sigma_{ZM}))/ \sigma_{vo}'(-3.25)] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\alpha} = 0.04/(1+0.91) \times 2.5 \times \log[((2 \times 18.4 + 1.25 \times 8.4) + 101.11)/ 2 \times 18.4 + 1.25 \times 8.4] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\alpha} = 0.0065 \text{ m}$$

$$P_{I\beta} = (C_r/1+e_0) \times h_{I\beta} \times \log[ ((\sigma_{vo}'(-5.75) + \Delta\sigma_{ZM}))/ \sigma_{vo}'(-5.75)] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\beta} = 0.04/(1+0.91) \times 2.5 \times \log[((2 \times 18.4 + 3.75 \times 8.4) + 101.11)/ 2 \times 18.4 + 3.75 \times 8.4] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\beta} = 0.021 \text{ m}$$

$$P_{I\alpha} + P_{I\beta} = 0.0275 \text{ m}$$

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

Το  $E_{sII}$  λαμβάνεται αυξημένο κατά 30%

Δηλαδή  $E_{sII} = 13000 \cdot 1.30 = 16900 \text{ KPa}$

$$P_{II} = (q \times B) / (E_{sII} \times (f_{I+II} - f_I))$$

$$Z/B = 7.45/17 = 0.438$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

}  $f_{I+II} = 0.28$  (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))

$$Z/B = 5/17 = 0.29$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

}  $f_I = 0.24$  (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))

$$\text{Άρα } P_{II} = (101.11 \times 17.00) / (16900 \times (0.28 - 0.24)) \Rightarrow \Rightarrow$$

$$P_{II} = 0.41 \text{ cm}$$



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

Το  $E_{sIII}$  λαμβάνεται αυξημένο κατά 30%

Δηλαδή  $E_{sIII} = 1.30 \cdot 25000 = 32500 \text{ KPa}$

$$P_{III} = (q \times B) / (E_{sIII} \times (f_{I+II+III} - f_{I+II}))$$

$$Z/B = 18.45/17 = 1.1$$

$$f_{I+II+III} = 0.53 \text{ (Από νομογράφημα KANNY (DIN 4019))}$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$Z/B = 7.45/17 = 0.438$$

$$f_{I+II} = 0.28 \text{ (Από νομογράφημα KANNY (DIN 4019))}$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$\text{Άρα } P_{III} = (101.11 \times 17.00) / (32500 \times (0.53 - 0.28)) \Rightarrow \Rightarrow$$

$$P_{III} = 1.32 \text{ cm}$$

$$\text{Άρα } P_{ολικό} = P_{I\alpha} + P_{I\beta} + P_{II} + P_{III} = 1.31 + 0.41 + 2.75 \text{ cm} = 4.5 \text{ cm} < S_{επ} = 12.00 \text{ cm}$$

Άρα η λύση της επιφανειακής θεμελίωσης υπό πλάκα γενικής κοιτόστρωσης με προηγούμενη βελτίωση της αργλικής στρώσης κρίνεται αποδεκτή.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Κόστος λύσης θεμελίωσης με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης ύστερα από βελτίωση της αργιλοκής στρώσης με προφόρτιση.

$$\text{Όγκος επιχώματος προφόρτισης: } V_{\text{επιχ}} = 6030 \text{ m}^3$$

$$\text{Μοναδιαίο κόστος επιχώματος: } K_{\text{μον}} = 3 \text{ €/m}^3$$

$$\text{Κόστος επιχώματος: } K_{\text{επιχ}} = 6030 \text{ m}^3 * 3 \text{ €/m}^3 = 18090 \text{ €}$$

$$\text{Όγκος εκσκαφής: } V_{\text{εκσκ}} = 2\text{m} * 19\text{m} * 25\text{m} = 950\text{m}^3$$

$$\text{Μοναδιαίο κόστος εκσκαφής: } K_{\text{μον,εκσκ}} = 5\text{€/m}^3$$

$$\text{Κόστος εκσκαφής: } K_{\text{εκσκ}} = 950\text{m}^3 * 5\text{€/m}^3 = 4750 \text{ €}$$

$$\text{Όγκος πλάκας γενικής κοιτόστρωσης: } V_{\text{πλ}} = 17\text{m} * 23\text{m} * 1\text{m} = 391\text{m}^3$$

$$\text{Μοναδιαίο κόστος πλάκας γενικής κοιτόστρωσης: } K_{\text{μον,πλ}} = 180 \text{ €/m}^3$$

$$\text{Κόστος πλάκας γενικής κοιτόστρωσης: } K_{\text{πλ}} = 391\text{m}^3 * 180 \text{ €/m}^3 = 70380 \text{ €/m}^3$$

Συνολικό κόστος θεμελίωσης:

$$K_{\text{τελ}} = 18090 \text{ €} + 4750 \text{ €} + 70380 \text{ €} = 93220 \text{ €}$$

**B-2. Λύσεις βαθιάς θεμελίωσης με πασσάλους.**

**i. Εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι διαμέτρου 50 cm.**

Υπολογισμος Φέρουσας ικανότητας πασσάλου διαμέτρου 50 cm με στατικούς τύπους.

Το ελάχιστο μήκος διείσδυσης της αιχμής του πασσάλου στο φέρον στρώμα ΙΙΙ πρέπει να είναι:

$$L_{III} > 3.5 \times D = 3.5 \times 0.50 = 1.75 \text{ m}$$

Επιλέγουμε η έδραση να γίνει στο στρώμα ΙΙΙ σε βάθος 5D

$$\text{Στάθμη έδρασης πασσάλου : } -(9.50 + 5 \times 0.50) = -12.00 \text{ m}$$

Αντοχή αιχμής πασσάλου

$$Q_b = (\pi \times D^2/4) \times \sigma_{vo'(-12.00)} \times N_q$$

$$\text{Για } \varphi = 36^\circ \implies N_q = 47.16 \text{ (Από πίνακα Terzaghi)}$$

$$\sigma_{vo'(-12.00)} = 2 \times 18.4 + 5 \times 8.4 + 2.45 \times 9.5 + 2.55 \times 10.5 \implies$$

$$\sigma_{vo'(-12.00)} = 128.86 \text{ KPa}$$

$$\text{Άρα } Q_b = (\pi \times 0.5^2/4) \times 128.86 \times 47.16 \implies$$

$$Q_b = 1193.18 \text{ KPa}$$

Αντοχή λόγω πλευρικών τριβών

$$\Sigma Q_{Si} = Q_{SI} + Q_{SII} + Q_{SIII}$$

Στο στρώμα Ι (Αργίλος)

$$Q_{SI} = L_1 \times \pi \times D \times a \times C_u$$

$$L_1 = 7.00\text{m} - 2.00\text{m} = 5.00\text{m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

$$C_u = 7.5 + 0.9 \times Z \quad \text{όπου } Z = 4.50\text{m}((2.00+7.00)/2)$$

$$C_u = 11.55 \text{ KPa}$$

$$\text{Για } C_u = 11.55 \text{ KPa} \quad \Rightarrow a = 0.93 \text{ (από διάγραμμα Tomlinson)}$$

$$\text{Άρα } Q_{sI} = \pi \times 0.5 \times 5.00 \times 0.93 \times 11.55 \text{ KN} = 84.36 \text{ KN}$$

Στο στρώμα II (Άμμος):

$$Q_{sII} = L_2 \times \pi \times D \times K \times \sigma_{vo}'_{(-8.2)} \times \tan(\varphi/2)$$

$$L_2 = 9.45 - 7.00 = 2.45$$

$$K = 1.5 \text{ (από τον πίνακα Broms)}$$

$$\varphi/2 = 17^\circ$$

$$\sigma_{vo}'_{(-8.2)} = 2 \times 18.4 + 5 \times 8.4 + 1.2 \times 9.5 = 90.2 \text{ KPa}$$

$$\text{Άρα } Q_{sII} = 2.45 \times \pi \times 0.5 \times 1.5 \times 90.2 \times 0.306 \quad \Rightarrow$$

$$Q_{sII} = 159.33 \text{ KN}$$

Στο στρώμα III (Άμμος):

$$Q_{sIII} = L_3 \times \pi \times D \times K \times \sigma_{vo}'_{(-12.00)} \times \tan(\varphi/2)$$

$$L_3 = 2.55\text{m}$$

$$K = 1.5 \text{ (από τον πίνακα Broms)}$$

$$\varphi/2 = 18^\circ$$

$$\sigma_{vo}'_{(-12.00)} = 2 \times 18.4 + 5 \times 8.4 + 2.45 \times 9.5 + 2.55 \times 10.50 \text{ KPa} = 128.86 \text{ KPa}$$

$$\text{Άρα } Q_{sIII} = 2.55 \times \pi \times 0.5 \times 1.5 \times 128.86 \times 0.325 \quad \Rightarrow$$

$$Q_{sIII} = 251.55 \text{ KN}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Άρα  $\Sigma Q_{Si} = Q_{SI} + Q_{SII} + Q_{SIII} = 84.36 \text{ KN} + 159.33 \text{ KN} + 251.55 \text{ KN}$



$\Sigma Q_{Si} = 495.24 \text{ KN}$

ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ

$P_u = Q_b + \Sigma Q_{Si} = 1193.18 + 495.24 = 1688.42 \text{ KN}$

$$P_{\text{επιτρ}} = \min \left\{ \begin{array}{l} (Q_b + 0.8 \times \Sigma Q_{Si}) \\ Q_b/2.5 + 0.8 \times \Sigma Q_{Si}/1.5 \\ 6000 \times \pi \times 0.5^2/4 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 794.69 \text{ KN} \\ 741.40 \text{ KN} \\ 1178.10 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{\text{επιτρ}} = 741.40 \text{ KN}$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Υπολογισμός απαιτούμενου αριθμού πασσάλων

$$N = (\Sigma V + G_{\pi\lambda}) / Q_{\varepsilon\pi}$$

$$\text{Όπου } G_{\pi\lambda} = 1.5\text{m} \cdot 17\text{m} \cdot 23\text{m} \cdot 25\text{KN/m}^3 = 14663 \text{ KN}$$

Άρα

$$N = (56502\text{KN} + 14663\text{KN}) / 741.40 \text{ KN} \implies$$

$$N = 95.99$$

Άρα  $N = 96$  πάσσαλοι

Το μεγάλο πλήθος των πασσάλων διαμέτρου 50 cm καθιστά τη θεμελίωση με αυτόν τον τρόπο αρκετά δύσκολη, οπότε και απορρίπτεται.

$$\text{Βάρος πασσάλου: } W_p = (\pi \times D^2 / 4) \times (12.00 - 2.00) \times (25.00 - 10.00) \implies$$

$$W_p = 29.45 \text{ KN}$$

$$\text{Μέγιστο φορτίο λειτουργίας: } P_w^{\max} = 741.40 - 29.45 \text{ KN} = 711.95 \text{ KN}$$

ii. Πάσσαλοι με εκσκαφή και αφαίρεση διαμέτρου 80 cm.

Υπολογισμός Φέρουσας ικανότητας κατά DIN 4014.

Το ελάχιστο μήκος διείσδυσης της αιχμής του πασσάλου στο φέρον στρώμα III πρέπει να είναι

$$L_{\text{δισεισδ}} \geq 3.5 * B = 3.5 * 0.80 \text{m} = 2.80 \text{ m}$$

$$\text{Επιλέγουμε } L_{\text{δισεισδ}} = 9 * 0.80 \text{m} = 7.20 \text{ m}$$

Οπότε, στάθμη έδρασης πασσάλου:

$$-(9.45 + 7.20) = -16.65 \text{ m}$$

Στην προκειμένη περίπτωση, η μέθοδος DIN 4014 μπορεί να εφαρμοστεί διότι :

- Η διάμετρος των φρεατοπασσάλων (80 cm) είναι μεταξύ των τιμών 0.30 έως 3.00 m
- Το συνολικό τους μήκος μέσα στο έδαφος θεμελίωσης είναι  $14.65 \text{m} > 5.00 \text{m}$

Η εκτίμηση του επιτρεπόμενου φορτίου φρεατοπασσάλου μπορεί να γίνει βάση τεκμαρτής καμπύλης φορτίου-καθίζησης, γιατί ισχύουν οι ακόλουθες ειδικές προϋποθέσεις

- Διάμετρος βάσης 0.80m
- Βάθος διείσδυσης στο φέρον στρώμα του εδάφους  $7.20 \text{m} > 2.50 \text{m}$  που είναι και το ελάχιστο
- Αντοχή κώνου στην αιχμή του πασσάλου  $q_c = 14 \text{ MPa} > 10 \text{ MPa}$
- Πάχος της φέρουσας στρώσης κάτω από την αιχμή του πασσάλου:  $20.45 - 16.65 = 3.80 \text{m} > 3 * B = 2.40 \text{m}$

Για τον προσδιορισμό της τεκμαρτής καμπύλης του φορτίου αιχμής  $Q_{s(s)}$  συναρτήσει της καθίζησης  $s$ , υπολογίζουμε τις ακόλουθες χαρακτηριστικές τιμές:

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Η μέση αντίσταση αιχμής κώνου που μετρήθηκε κατά τη δοκιμή της στατικής πενετρομέτρησης στο στρώμα ΙΙΙ είναι  $q_c = 14\text{MPa}$ . Για την τιμή αυτή, έχουμε τις ακόλουθες τιμές αντίστασης αιχμής:

- Για  $s=0$  είναι  $Q_s(0)=0$
- Για  $s=0.02*B=0.02*80=1.6\text{cm}$  είναι

$$q_{p\text{III}}=0.98\text{ MPa}$$

$$Q_s(s=1.60\text{cm})=980*(\pi*0.80^2)/4=492.60\text{KN}$$

- Για  $s=0.03*B=0.03*80=2.4\text{cm}$  είναι

$$q_{p\text{III}}=1.26\text{ MPa}$$

$$Q_s(s=1.60\text{cm})=980*(\pi*0.80^2)/4=492.60\text{KN}$$

- Για  $s=0.1*B=0.1*80=8.0\text{cm}$  είναι

$$q_{p\text{III}}=2.80\text{ MPa}$$

$$Q_s(s=1.60\text{cm})=2800*(\pi*0.80^2)/4=1407.43\text{ KN}$$

Αυτή η τιμή είναι και η οριακή. Δηλαδή:

$$Q_{bu}=1407.43\text{KN}$$



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Για τον προσδιορισμό της τεκμαρτής καμπύλης του φορτίου από πλευρικές τριβές  $Q_r(s)$  συναρτήσει της καθίζησης  $s$ , υπολογίζουμε τις ακόλουθες χαρακτηριστικές τιμές:

- Για  $s=0$  είναι  $Q_r(0)=0$

- Στο στρώμα I (άργιλος):

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο μέσο του στρώματος είναι

$$C_{uI} = 7.5 + 0.9 * 4.5 = 11.55 \text{ KPa}$$

Άρα  $T_{mfI} = 0.01155 \text{ MN}$  από πίνακα

$$\text{Επομένως } Q_{rgI} = \pi * B * L_I * T_{mfI} = \pi * 0.80 * (7.0 - 2.0) * 11.55 = 145 \text{ KN}$$

- Στο στρώμα II (άμμος):

$$q_{cII} = 6.0 \text{ MPa}$$

Άρα  $T_{mfII} = 48 \text{ KPa}$

$$\text{Επομένως } Q_{rgII} = \pi * B * L_{II} * T_{mfII} = \pi * 0.80 * (9.45 - 7.00) * 48 = 295.56 \text{ KN}$$

- Στο στρώμα III (άμμος):

$$q_{cIII} = 14.0 \text{ MPa}$$

Άρα  $T_{mfIII} = 112 \text{ KPa}$

$$\text{Επομένως } Q_{rgIII} = \pi * B * L_{III} * T_{mfIII} = \pi * 0.80 * 7.2 * 112 = 2026.70 \text{ KN}$$

Συνολικά λόγω πλευρικών τριβών, έχουμε:

$$Q_{rg} = Q_{rgI} + Q_{rgII} + Q_{rgIII} = 145 \text{ KN} + 295.56 \text{ KN} + 2026.70 \text{ KN} = 2805.05 \text{ KN}$$

Και αντιστοιχεί σε καθίζηση:

$$S_{rg} = 0.5 * Q_{rg} + 0.5 = 0.5 * 2805.05 + 0.5 = 1.9025 \text{ cm} < 3.00 \text{ cm}$$

Το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του πασσάλου είναι:

$$Q_g = Q_{bu} + Q_{rg} = 1407.43 \text{ KN} + 2805.05 \text{ KN} = 4212.48 \text{ KN}$$

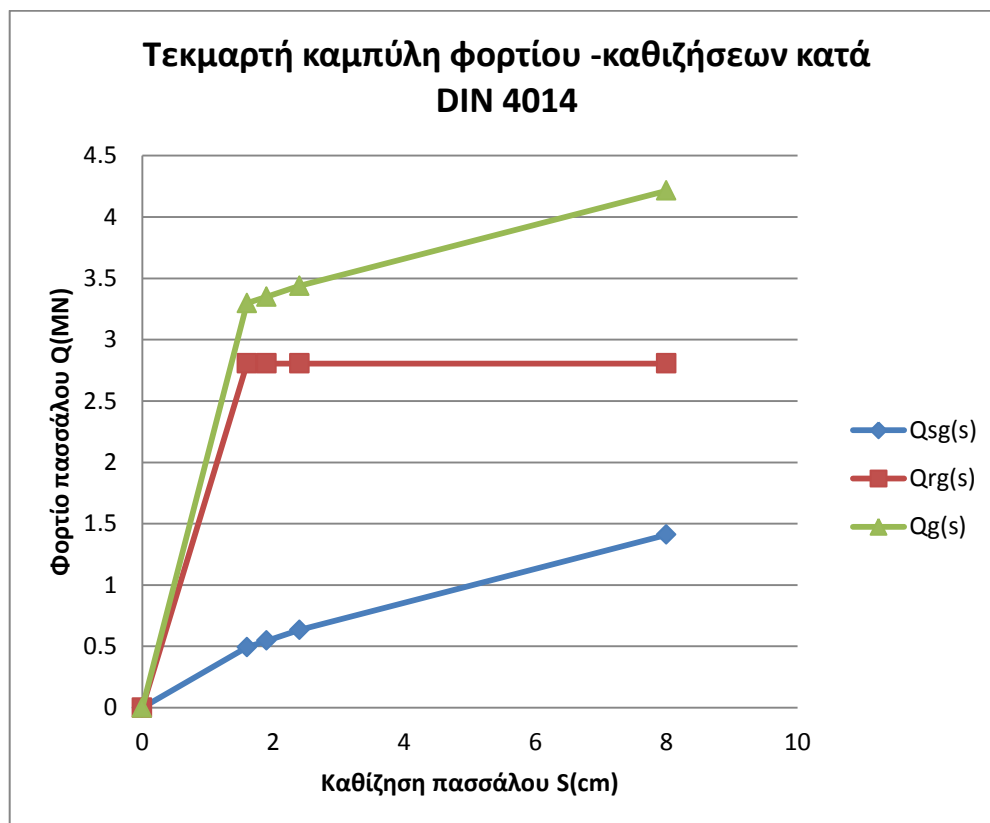
## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Με βάση τις προηγούμενες τιμές, συμπληρώνουμε τον ακόλουθο πίνακα τιμών ο οποίος συσχετίζει καθιζήσεις με φορτία αιχμής, πλευρικών τριβών και συνολικά:

S	S(cm)	$Q_{sg}$ (MN)	$Q_{rg}$ (MN)	$Q_g$ (MN)
S=0	0.00	0.00	0.00	0.00
$S=S_{rg}$	1.90	0.5454	2.805	3.350
$S=0.02*B$	1.60	0.49260	2.805	3.298
$S=0.03*B$	2.40	0.63335	2.805	3.438
$S=0.1*B$	8.00	1.41	2.805	4.215

Πίνακας Β - 1

Με βάση τον παραπάνω πίνακα, σχεδιάζουμε το ακόλουθο διάγραμμα, το οποίο αποτελεί την τεκμαρτή καμπύλη φορτίου-καθιζήσεων κατά DIN 4014



Σχήμα Β - 14

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Το επιτρεπόμενο φορτίο πασσάλου  $Q_{επ}$ , υπολογίζεται κατά DIN 4014 από τη σχέση:

$$Q_{επ} = \min (Q_g/n, Q_g(S_{max}))$$

Όπου  $n=2$

Και  $S_{max} = 2 \text{ cm}$

Άρα

$$Q_{επ} = \min (2.10624 , 3.36798) \text{ MN}$$

$$Q_{επ} = 2106 \text{ KN}$$

$$W_p = (\pi \times D^2/4) \times 14.65 \times (25.00 - 10.00)$$

$$W_p = 110.40 \text{ KN}$$

Μέγιστο φορτίο λειτουργίας:  $P_w^{\max} = 2106 - 110.40 \text{ KN} = 1995.6 \text{ KN}$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Υπολογισμός απαραίτητου αριθμού πασσάλων

$$N = (\Sigma V + G_{\pi\lambda}) / Q_{\varepsilon\pi}$$

$$\text{Όπου } G_{\pi\lambda} = 1.5\text{m} * 17\text{m} * 23\text{m} * 25\text{KN/m}^3 = 14663 \text{ KN}$$

Άρα

$$N = (56502\text{KN} + 14663\text{KN}) / 2106\text{KN} \quad \Rightarrow$$

$$N = 33,79$$

Άρα  $N = 34$  πάσσαλοι

Το μεγάλο πλήθος των πασσάλων διαμέτρου 80 cm καθιστά τη θεμελίωση με αυτόν τον τρόπο αρκετά δύσκολη, οπότε και απορρίπτεται.

iii. Πάσσαλοι με εκσκαφή και αφαίρεση διαμέτρου 120 cm.

Υπολογισμός Φέρουσας ικανότητας κατά DIN 4014

Το ελάχιστο μήκος διείσδυσης της αιχμής του πασσάλου στο φέρον στρώμα ΙΙΙ πρέπει να είναι

$$L_{\text{δισεισδ}} \geq 3.5 * B = 3.5 * 1.20\text{m} = 4.20 \text{ m}$$

$$\text{Επιλέγουμε } L_{\text{δισεισδ}} = 6 * 1.20\text{m} = 7.20 \text{ m}$$

Οπότε, στάθμη έδρασης πασσάλου:

$$-(9.45 + 7.20) = -16.65 \text{ m}$$

Στην προκειμένη περίπτωση, η μέθοδος DIN 4014 μπορεί να εφαρμοστεί διότι :

- Η διάμετρος των φρεατοπασσάλων(120 cm)είναι μεταξύ των τιμών 0.30 έως 3.00 m
- Το συνολικό τους μήκος μέσα στο έδαφος θεμελίωσης είναι  $14.65\text{m} > 5.00\text{m}$
- Η εκτίμηση του επιτρεπόμενου φορτίου φρεατοπασσάλου μπορεί να γίνει βάση τεκμαρτής καμπύλης φορτίου-καθίζησης, γιατί ισχύουν οι ακόλουθες ειδικές προϋποθέσεις
- Διάμετρος βάσης 1.20m
- Βάθος διείσδυσης στο φέρον στρώμα του εδάφους  $7.20\text{m} > 2.50\text{m}$  που είναι και το ελάχιστο
- Αντοχή κώνου στην αιχμή του πασσάλου  $q_c = 14 \text{ MPa} > 10 \text{ MPa}$
- Πάχος της φέρουσας στρώσης κάτω από την αιχμή του πασσάλου:  $20.45 - 16.65 = 3.80\text{m} > 3 * B = 3.60\text{m}$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Για τον προσδιορισμό της τεκμαρτής καμπύλης του φορτίου αιχμής  $Q_{s(s)}$  συναρτήσει της καθίζησης  $s$ , υπολογίζουμε τις ακόλουθες χαρακτηριστικές τιμές:

Η μέση αντίσταση αιχμής κώνου που μετρήθηκε κατά τη δοκιμή της στατικής πενετρομέτρησης στο στρώμα ΙΙΙ είναι  $q_c = 14\text{MPa}$ . Για την τιμή αυτή, έχουμε τις ακόλουθες τιμές αντίστασης αιχμής:

- Για  $s=0$  είναι  $Q_s(0)=0$
- Για  $s=0.02*B=0.02*120=2.40\text{cm}$  είναι

$$q_{p\text{III}}=0.98 \text{ MPa}$$

$$Q_s(s=2.40\text{cm})=980*(\pi*1.20^2)/4=1108.35\text{KN}$$

- Για  $s=0.03*B=0.03*120=3.6\text{cm}$  είναι

$$q_{p\text{III}}=1.26 \text{ MPa}$$

$$Q_s(s=3.6\text{cm})=1260*(\pi*1.2^2)/4=1425.03\text{KN}$$

- Για  $s=0.1*B=0.1*120=12.0\text{cm}$  είναι

$$q_{p\text{III}}=2.80 \text{ MPa}$$

$$Q_s(s=12\text{cm})=2800*(\pi*1.20^2)/4=3166.73 \text{ KN}$$

Αυτή η τιμή είναι και η οριακή. Δηλαδή:

$$Q_{bu}=3166.73\text{KN}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Για τον προσδιορισμό της τεκμαρτής καμπύλης του φορτίου από πλευρικές τριβές  $Q_{r(s)}$  συναρτήσει της καθίζησης  $s$ , υπολογίζουμε τις ακόλουθες χαρακτηριστικές τιμές:

Για  $s=0$  είναι  $Q_{rg}(0)=0$

- Στο στρώμα I (άργιλος):

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο μέσο του στρώματος είναι

$$C_{uI} = 7.5 + 0.9 * 4.5 = 11.55 \text{ KPa}$$

Άρα  $T_{mfI} = 0.01155 \text{ MN}$  από πίνακα

$$\text{Επομένως } Q_{rgI} = \pi * B * L_I * T_{mfI} = \pi * 1.20 * (7.0 - 2.0) * 11.55 = 217.7 \text{ KN}$$

- Στο στρώμα II (άμμος):

$$q_{cII} = 6.0 \text{ MPa}$$

Άρα  $T_{mfII} = 48 \text{ KPa}$

$$\text{Επομένως } Q_{rgII} = \pi * B * L_{II} * T_{mfII} = \pi * 1.20 * (9.45 - 7.00) * 48 = 443.34 \text{ KN}$$

- Στο στρώμα III (άμμος):

$$q_{cIII} = 14.0 \text{ MPa}$$

Άρα  $T_{mfIII} = 112 \text{ KPa}$

$$\text{Επομένως } Q_{rgIII} = \pi * B * L_{III} * T_{mfIII} = \pi * 1.20 * 7.2 * 112 = 3040.06 \text{ KN}$$

Συνολικά λόγω πλευρικών τριβών, έχουμε:

$$Q_{rg} = Q_{rgI} + Q_{rgII} + Q_{rgIII} = 217.7 \text{ KN} + 443.34 \text{ KN} + 3040.05 \text{ KN} = 3701.1 \text{ KN}$$

Και αντιστοιχεί σε καθίζηση:

$$S_{rg} = 0.5 * Q_{rg} + 0.5 = 0.5 * 3701.1 + 0.5 = 2.35055 \text{ cm} < 3.00 \text{ cm}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του πασσάλου είναι:

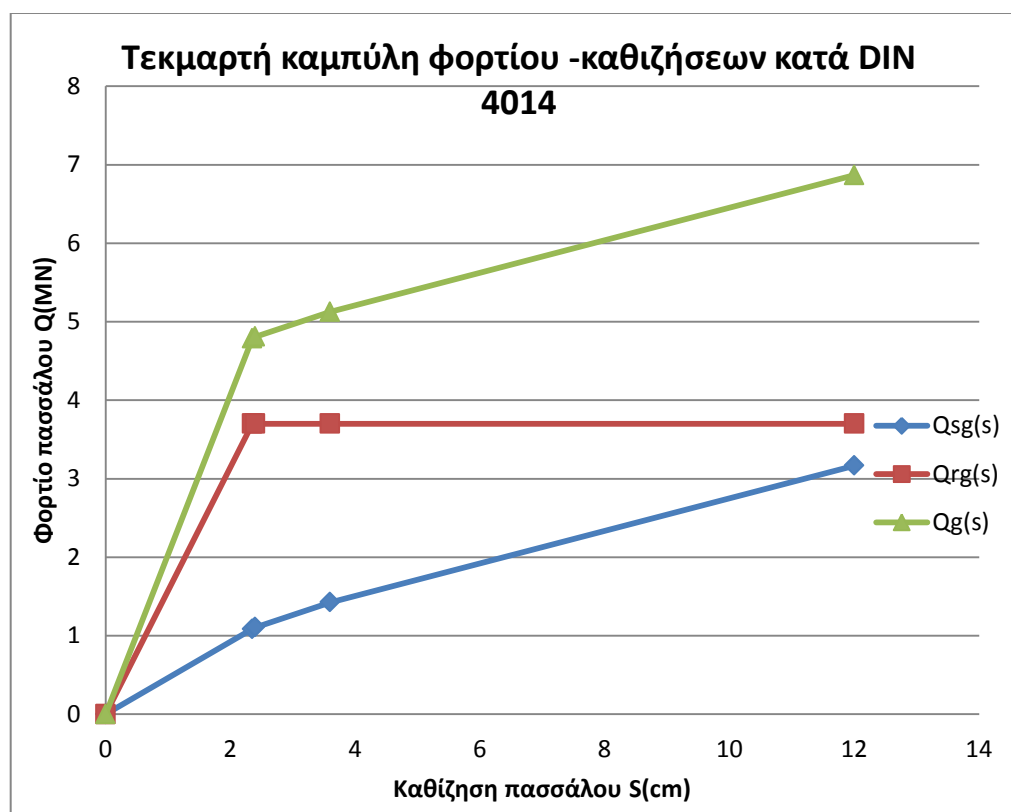
$$Q_g = Q_{bu} + Q_{rg} = 3166.73 \text{ KN} + 3701.1 \text{ KN} = 6867.83 \text{ KN}$$

Με βάση τις προηγούμενες τιμές, συμπληρώνουμε τον ακόλουθο πίνακα τιμών ο οποίος συσχετίζει καθιζήσεις με φορτία αιχμής, πλευρικών τριβών και συνολικά:

S	S(cm)	$Q_{sg}$ (MN)	$Q_{rg}$ (MN)	$Q_g$ (MN)
S=0	0.00	0.00	0.00	0.00
S= $S_{rg}$	2.35	1.085	3.701	4.786
S=0.02*B	2.40	1.108	3.701	4.809
S=0.03*B	3.60	1.425	3.701	5.126
S=0.1*B	12.00	3.167	3.701	6.867

Πίνακας Β - 2

Με βάση τον παραπάνω πίνακα, σχεδιάζουμε το ακόλουθο διάγραμμα, το οποίο αποτελεί την τεκμαρτή καμπύλη φορτίου-καθιζήσεων κατά DIN 4014



Σχήμα Β - 15



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Το επιτρεπόμενο φορτίο πασσάλου  $Q_{επ}$ , υπολογίζεται κατά DIN 4014 από τη σχέση:

$$Q_{επ} = \min (Q_g/n, Q_g(S_{max}))$$

Όπου  $n=2$

Και  $S_{max} = 2 \text{ cm}$

Άρα

$$Q_{επ} = \min (3.4339, 4.01) \text{ MN} \Rightarrow$$

$$Q_{επ} = 3434 \text{ KN}$$

Υπολογισμός απαραίτητου αριθμού πασσάλων

$$N = (\Sigma V + G_{\pi\lambda}) / Q_{επ}$$

$$\text{Όπου } G_{\pi\lambda} = 1.5\text{m} * 17\text{m} * 23\text{m} * 25\text{KN/m}^3 = 14663 \text{ KN}$$

Άρα

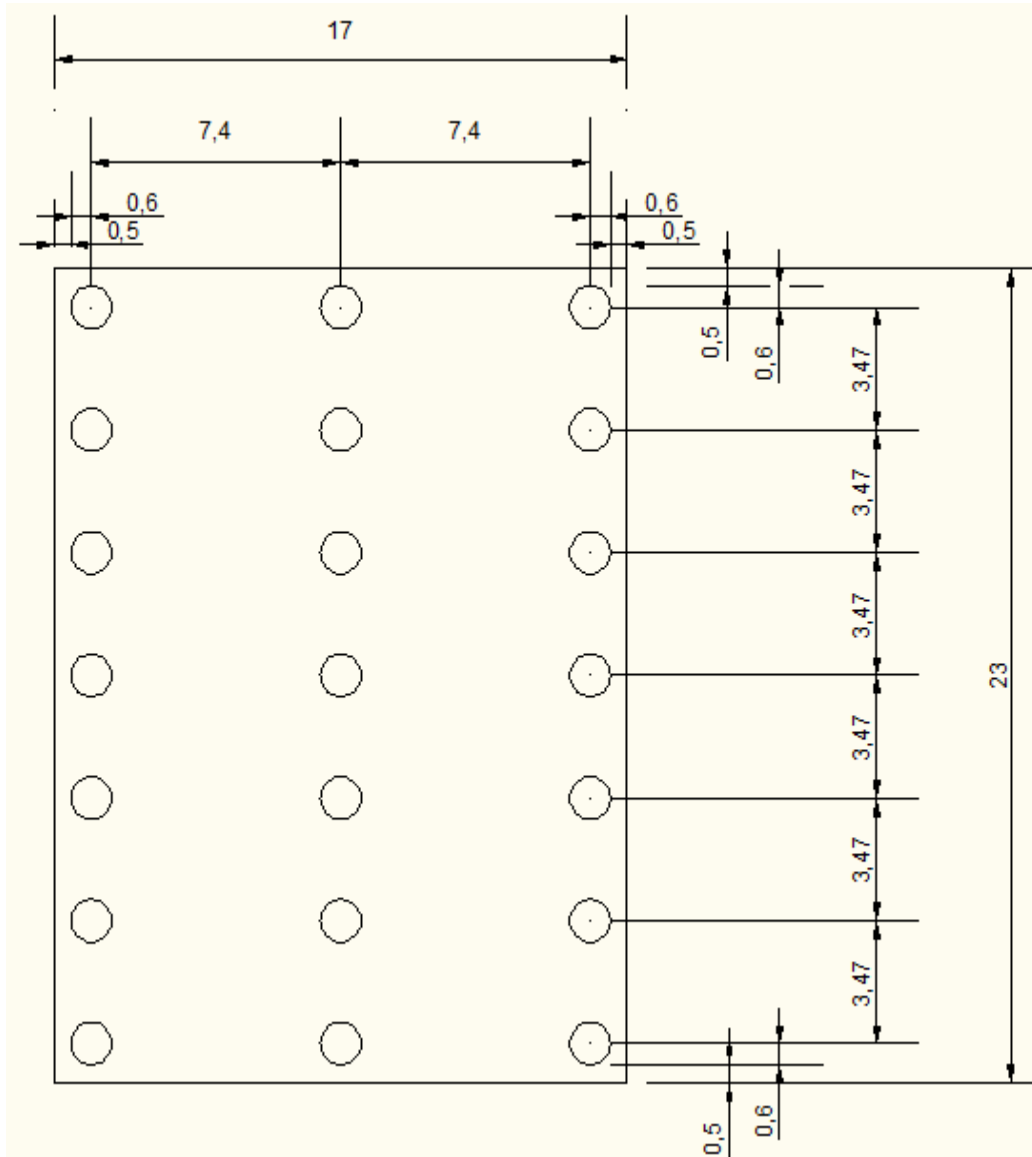
$$N = (56502\text{KN} + 14663\text{KN}) / 3434\text{KN} \Rightarrow$$

$$N = 20.72 = 21 \text{ πάσσαλοι}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

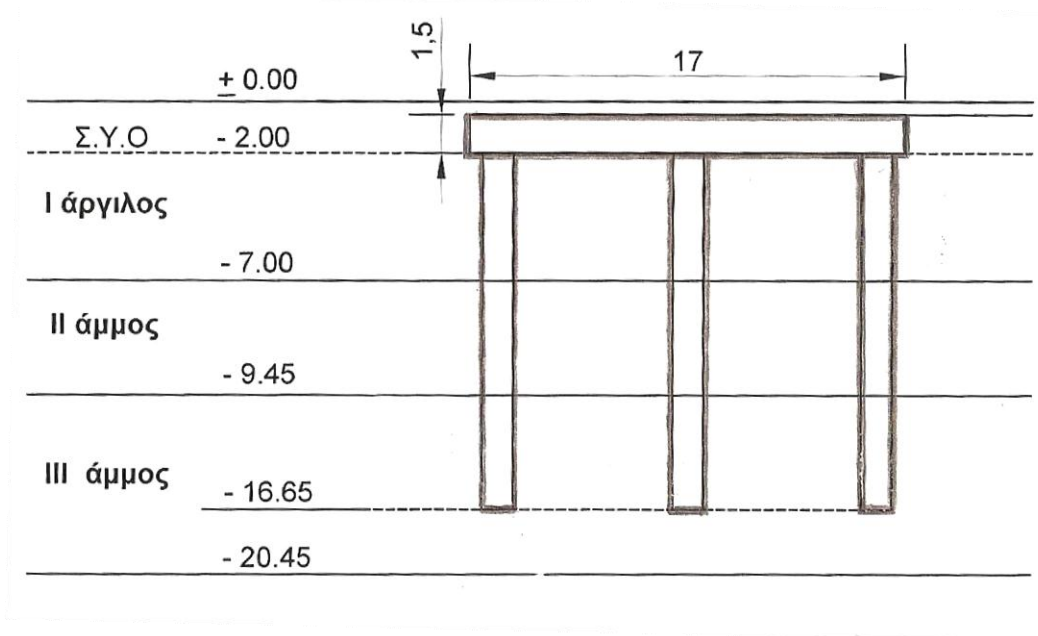
iv. Διάταξη και έλεγχος πασσαλομαδας 21 πασσάλων διαμέτρου 120 cm.

Οι 21 πάσσαλοι διατάσσονται με τον τρόπο που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα Β - 16

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β



Σχήμα Β - 17

Έλεγχος επάρκειας πασσαλοομάδας

$$P_{\max} = (\Sigma V/N) + (M \cdot S_{\max}) / \Sigma s^2$$

$$P_{\min} = (\Sigma V/N) - (M \cdot S_{\max}) / \Sigma s^2$$

Έχουμε:

$$P_{\max} = ((\Sigma V_{\text{υποστ}} + G_{\text{πλ}}) / N) + (M \cdot S_{\max}) / \Sigma s^2 \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$P_{\max} = (56502 + 14662.50/21) + (14125.5 \cdot 7.4) / (14 \cdot (7.4)^2) \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$P_{\max} = 3389 + 136.35 = 3525 \text{ KN} > P_{\text{επ}} = 3434 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = (56502 + 14662.50/21) - (14125.5 \cdot 7.4) / (14 \cdot (7.4)^2) \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$P_{\min} = 3389 - 136.35 = 3252.65 \text{ KN}$$

Εφόσον το  $P_{\max}$  είναι μεγαλύτερο από το  $P_{\text{επ}}$ , χρειάζεται να προβούμε σε επεμβάσεις

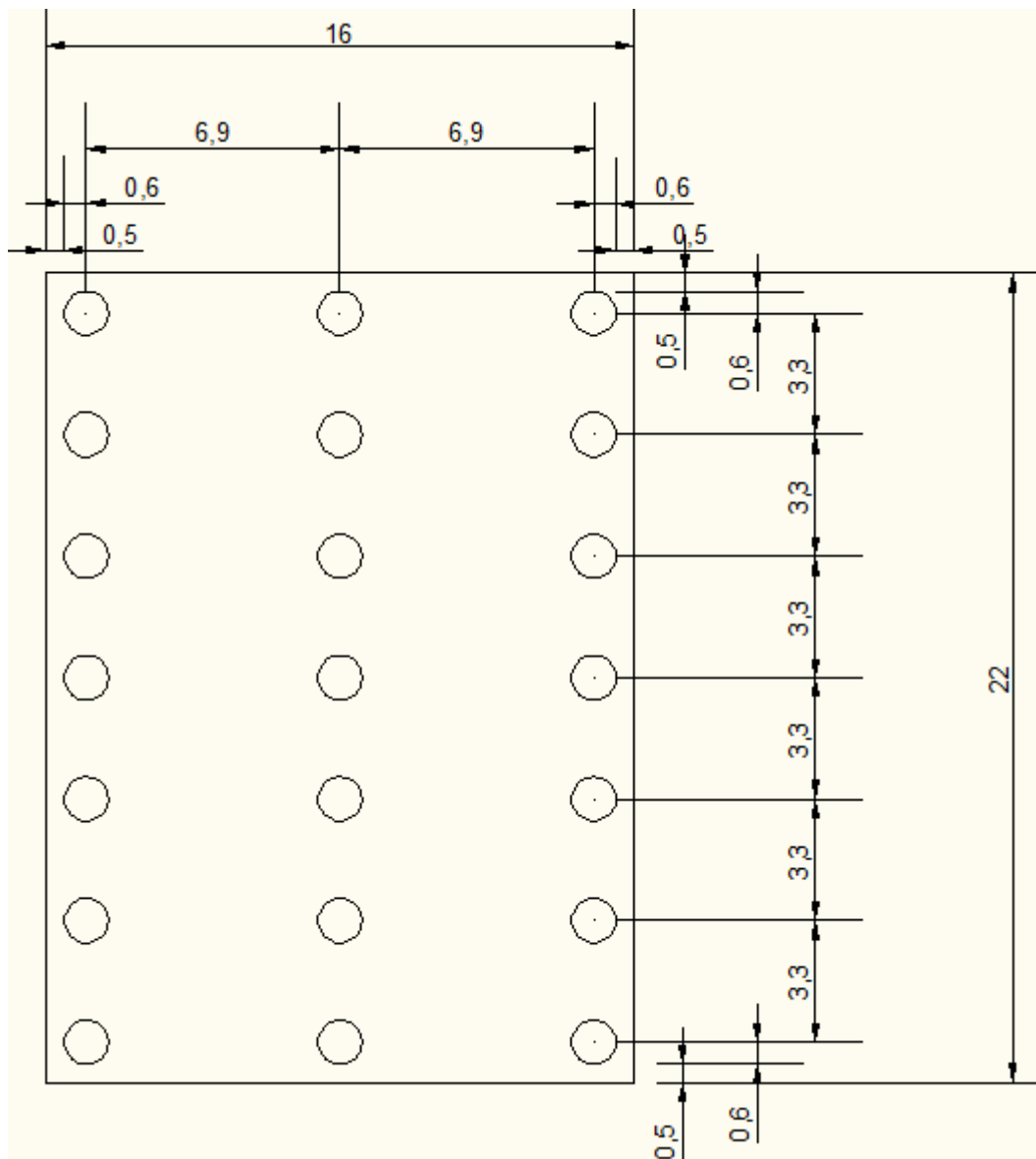
ν. Ανασχεδιασμός με αλλαγή διαστάσεων κεφαλόδεσμου.

- Αλλαγή διαστάσεων κεφαλόδεσμου

Με την αλλαγή στις διαστάσεις του κεφαλόδεσμου, επιδιώκουμε τόσο τη μείωση του συνολικού βάρους, όσο και την αλλαγή των αποστάσεων μεταξύ των πασσάλων κατά τις δυο διευθύνσεις, ώστε τελικά να ικανοποιείται η σχέση:

$$P_{\max} < P_{\text{επ}}$$

Επιλέγουμε διαστάσεις κεφαλόδεσμου: 16.00m x 22.00m



Σχήμα Β - 18

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Με την αλλαγή αυτή, έχουμε:

$$G_{\pi\lambda}^{veo} = 1.5m * 16.0m * 22.0m * 25.0KN/m^3 \quad \Rightarrow$$

$$G_{\pi\lambda}^{veo} = 13200 \text{ KN}$$

$$N^{veo} = (56502 + 13200)/3434 = 20.29 \quad \Rightarrow$$

$$N^{veo} = 21 \text{ πάσσαλοι}$$

Οριζόντια απόσταση μεταξύ των πασσάλων:  $S_{\max}^{veo} = 6.9m$

Κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των πασσάλων:  $3.3m$

Επομένως:

$$P_{\max} = ((\Sigma V_{\text{υποστ}} + G_{\pi\lambda}^{veo})/N) + (M * S_{\max}^{veo}) / \Sigma s^{veo 2} \quad \Rightarrow$$

$$P_{\max} = (56502 + 13200/21) + (14125.5 * 6.9) / (14 * (6.9)^2) \quad \Rightarrow$$

$$P_{\max} = 3319 + 146.23 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

$$P_{\max} = 3465 \text{ KN} > P_{\text{επ}} = 3434 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

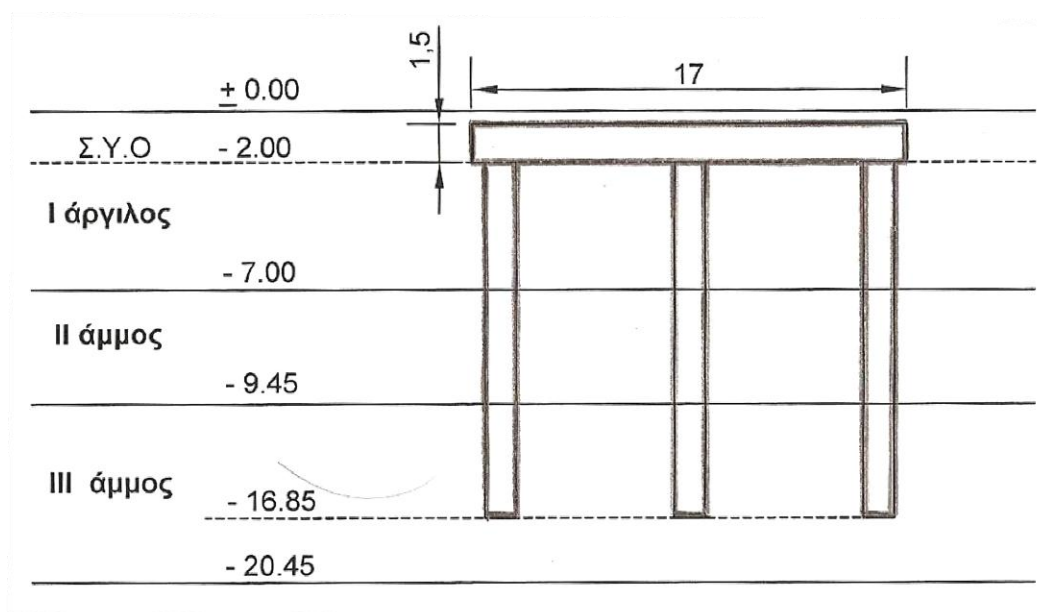
Άρα προχωράμε σε 2<sup>η</sup> επέμβαση

**vi. Ανασχεδιασμός με αύξηση του βάθους διείσδυσης των πασσάλων στο στρώμα III.**

2<sup>η</sup> Επέμβαση

- Αύξηση του βάθους διείσδυσης των πασσάλων στο στρώμα III, ώστε να αυξηθεί το  $P_{επ}$ , καθώς με αυτόν τον τρόπο θα αυξηθεί το  $Q_{rgIII}$ , συνεπώς και το  $Q_{rg}$  ολικό

Επιλέγουμε βάθος διείσδυσης στο στρώμα III έτσι ώστε να καλείπεται οριακά η απαίτηση για ελάχιστη απόσταση αιχμής-άκρης στρώματος ίση με  $3 \cdot B$ , δηλαδή 3.60m. Επομένως επιλέγουμε βάθος διείσδυσης στο στρώμα III :  $L_{III} = 7.4m$



Σχήμα Β - 19

$$Q_{rgIII} = 112 \text{ KPa} \cdot \pi \cdot 1.20\text{m} \cdot 7.4\text{m} = 3124 \text{ KN}$$

$$Q_{rg} = Q_{rgI} + Q_{rgII} + Q_{rgIII} = 217.7\text{KN} + 443.34\text{KN} + 3124\text{KN} = 3786\text{KN}$$

$$Q_g = 3786\text{KN} + 3166.73\text{KN} = 6953\text{KN}$$

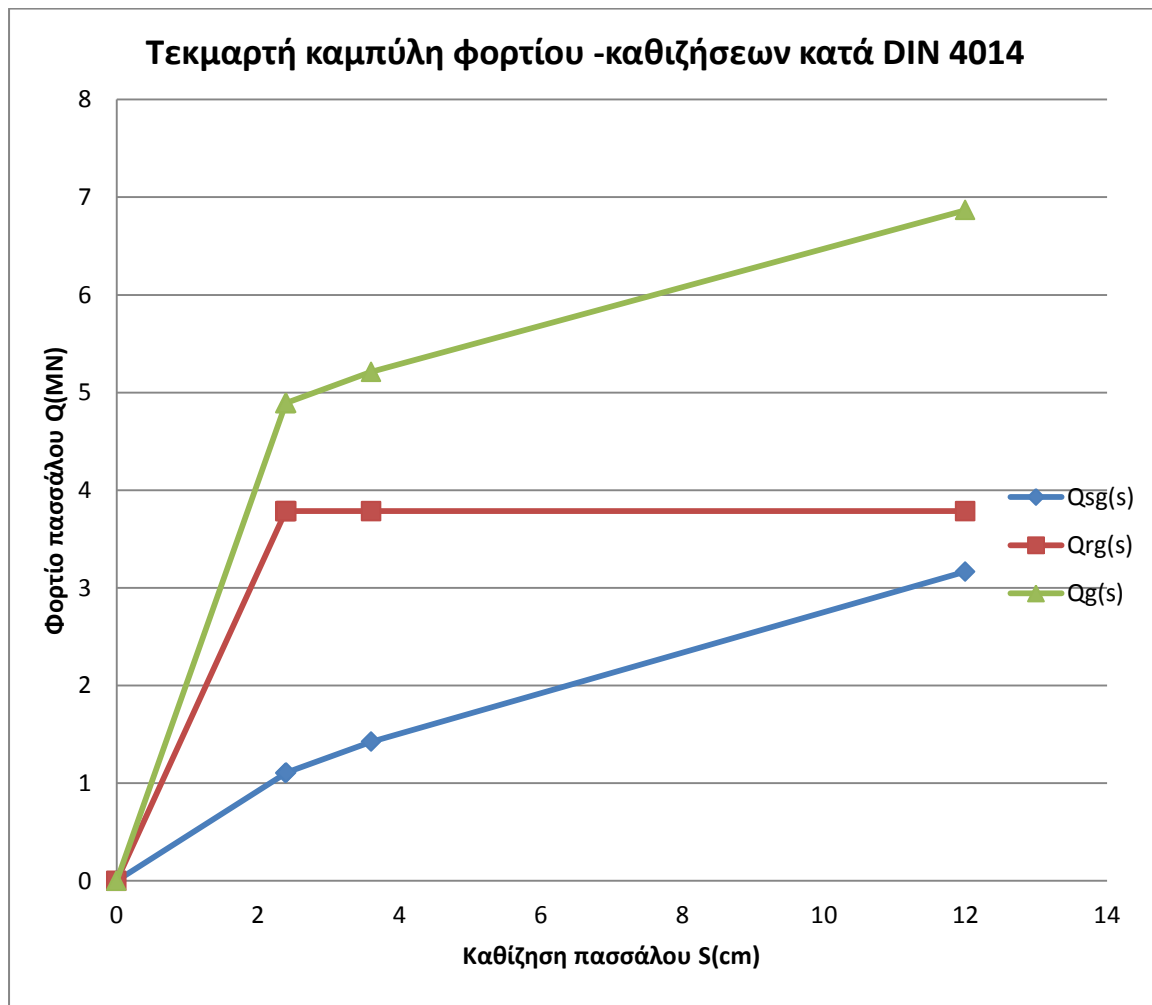
$$S_{rg} = 0.5 \cdot 3.786\text{MN} + 0.5 = 2.393\text{cm} < 3.00\text{cm}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

S	S(cm)	Q <sub>sg</sub> (MN)	Q <sub>rg</sub> (MN)	Q <sub>g</sub> (MN)
S=0	0.00	0.00	0.00	0.00
S=S <sub>rg</sub>	2.39	1.103	3.786	4.889
S=0.02*B	2.40	1.108	3.786	4.894
S=0.03*B	3.60	1.425	3.786	5.211
S=0.1*B	12.00	3.167	3.786	6.953

Πίνακας Β - 3

$$Q_g(S_{\max}) = (2.0/2.39)*4.889 \text{ MN} = 4.091 \text{ MN}$$



Σχήμα Β - 20

$$Q_{\varepsilon\pi} = \min (Q_g/n, Q_g(S_{\max}))$$

Όπου  $n=2$

Και  $S_{\max} = 2 \text{ cm}$

Άρα

$$Q_{\varepsilon\pi} = \min (3.4765 , 4.091) \text{ MN} \quad \Rightarrow$$

$$Q_{\varepsilon\pi} = 3477 \text{ KN}$$

Άρα, συνδυάζοντας τις δύο παραπάνω επεμβάσεις, καταλήγουμε στις εξής τιμές:

$$Q_{\varepsilon\pi} = 3477 \text{ KN}$$

Και  $P_{\max} = 3465 \text{ KN}$

Είναι προφανές ότι ισχύει:

$$P_{\max} = 3465 \text{ KN} < Q_{\varepsilon\pi} = 3477 \text{ KN}$$



vii. Έλεγχος πασσάλων σε οριζόντια φόρτιση.

Υπολογισμός ροπής θραύσης μεμονωμένου πασσάλου με εκσκαφή και αφαίρεση διαμέτρου 120 cm

Οι πάσσαλοι έχουν : διάμετρο:  $d=1.2$

ακτίνα:  $r=0.60\text{m}$

εμβαδόν διατομής:  $A_b=\pi*r^2$

Επιλέγουμε διατομή οπλισμού ίση με το 1% της συνολικής διατομής του πασσάλου και ποιότητα οπλισμού BSt 42/50, οπότε:

$$\text{ΣυνFe}/A_b=0.01 \quad \gg \text{συν } F_e = 0.01 * A_b = 0.01 * \pi * 0.6^2 \rightarrow$$

$$\gg \text{συν } F_e = 0.01 * \pi * 0.60^2 \gg \text{συν } F_e =$$

$$0.0113\text{m}^2$$

Στην περίπτωση μας έχουμε πάσσλους υπό γενική κοιτόστρωση(Pile Raft)

Και το μέγιστο κατακόρυφο φορτίο πασσάλου υπολογίστηκε  $P_{\max} = 3525 \text{ KN}$

Επιλέγουμε κατηγορία αντοχής σκυροδέματος Bv 250(C20/C25).

Οπότε

$$\beta_R=17500 \text{ KPa}$$

$$\beta_s/\beta_r=24$$

Υπολογίζουμε τους συντελεστές  $n$  και  $\mu_0$ :

$$n = P_{\max} / (r^2 * \beta_r) = 0.560$$

$$\mu_0 = (\text{συν } F_e / A_b) * (\beta_s / \beta_r) = 0.01 * 24 = 0.24$$

. προκύπτουν:

$$m=0.55 \quad \text{και} \quad v=1.75$$

Έτσι η ροπή θραύσεως  $M_{\text{yield}}$  υπολογίζεται από την σχέση:

$$M_{\text{yield}} = v * m * r^3 * \beta_r = 1.75 * 0.55 * 0.6^3 * 17500 \quad \Rightarrow$$

$$\gg M_{\text{yield}} = 3638.25 \text{ KN*m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- Έλεγχος οριζόντιου φορτίου πασσάλου κατά Broms

Οι πασσάλοι είναι πακτωμένης κεφαλής και έχουν:

μήκος πασσάλου:  $L=14.85$  m

διάμετρος πασσάλου:  $d=1.20$ m

Υποθέτουμε ότι το σημείο θραύσης του πασσάλου λόγω οριζόντιου φορτίου βρίσκεται μέσα στην αργιλική εδαφική στρώση I).

Ειδικό βάρος εδαφικής στρώσης:  $\gamma= 18.4$  KN/m<sup>3</sup>

-Έστω ότι ο πάσσαλος είναι κοντός σε συνεκτικό έδαφος.

Τότε το οριακό οριζόντιο φορτίο δίνεται από την σχέση:

$$P_{ult}=1.5 * (\gamma-10) * L^2*d*K_P=1.5 * 8.4 * 14.85^2 * 1.2 * 1 = 3334.30 \text{ KN}$$

Η μέγιστη ροπή κάμψεως είναι:

$$M_{max}= 2/3 * P_{ult} * L = 2/3 * 3334.30 * 14.85 = 33009.57 \text{ KN} \gg M_{yield}$$

Για ενδιάμεσο πάσσαλο έχω για τη ροπή πάκτωσης  $M_{\pi}$ :

$$M_{\pi} = M_{yield}= 2.25 * C_u * B * g^2 - 9 * C_u * B * f * (1.5B+0.5f) \quad (1)$$

$$\text{Όμως } f=H_u/9*C_u= H_u/95.85 \quad (2)$$

$$\text{Και } L=1.5*B+f+g \quad \Longrightarrow \quad 14.85=1.5*1.2 + H_u/95.85 + g \quad \Longrightarrow$$

$$g=13.05 - H_u/95.85 \quad (3)$$

από (3) , (2) η (1) γίνεται:

$$28.755 * g^2 - 115.02 * H_u/95.85 * (1.8 + 0.5 * H_u/95.85) = 3638.25 \quad \Longrightarrow$$

$$28.755 * g^2 - 2.16 * H_u - 0.0063 * H_u^2 = 3638.25 \quad \Longrightarrow$$

$$H_u = 121.33 \text{ m}$$

$$F = 1.27+1.8 = 3.07 \text{ m}$$

Η ροπή στο βάθος 3.07 είναι 173 KN\*m (από ανάλυση PFAHL), που είναι μικρότερη από την  $M_{\pi}= 3638.25$  KN\*m

Οπότε καταλήγουμε ότι ο πάσσαλος θα είναι ενδιάμεσος και επαρκεί.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Παράλληλα από τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση φορτίσεων σε συστοιχία 21 πασσάλων, σε στατική και σεισμική φόρτιση με το πρόγραμμα Pfahl καταλήγουμε πως:

- Για στατική φόρτιση:

Η αναπτυχθείσα ροπή πάκτωσης πασσάλων είναι  $542.6 \text{ KN}\cdot\text{m} \ll M_{\text{yield}} = 3638.25 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Και η μετατόπιση κεφαλής είναι  $P_x = 1.37 \text{ mm}$  και  $P_y = 2.31 \text{ mm}$  (αποδεκτές)

- Για σεισμική φόρτιση:

Η αναπτυχθείσα ροπή πάκτωσης πασσάλων είναι  $544.1 \text{ KN}\cdot\text{m} \ll M_{\text{yield}} = 3638.25 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Και η μετατόπιση κεφαλής είναι  $P_x = 1.14 \text{ mm}$  και  $P_y = 2.29 \text{ mm}$  (αποδεκτές)

Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων από το πρόγραμμα Pfahl εισήχθησαν ως δεδομένα: οι συντεταγμένες των κέντρων των 21 πασσάλων διαμέτρου 120 cm, η στατική και σεισμική φόρτιση, καθώς και ο δείκτης εδάφους για τις τρεις εδαφικές στρώσεις.

### Στατικά φορτία

$$V_{\text{στατ}} = 1.20 \cdot \Sigma V_{\text{στατ}} = 67802 \text{ KN}$$

$$H_{\text{στατ}} = \Sigma H_{\text{στατ}} = 2825 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{\text{στατ}} = 9040 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

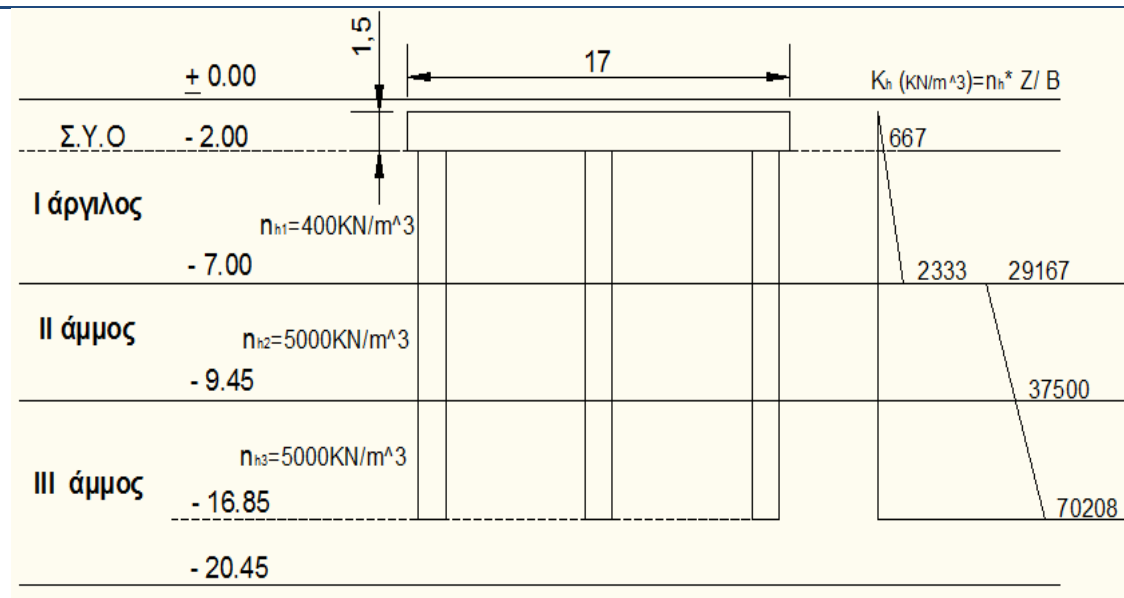
### Σεισμικά φορτία

$$V_{\text{σεισμ}} = 56502 \text{ KN}$$

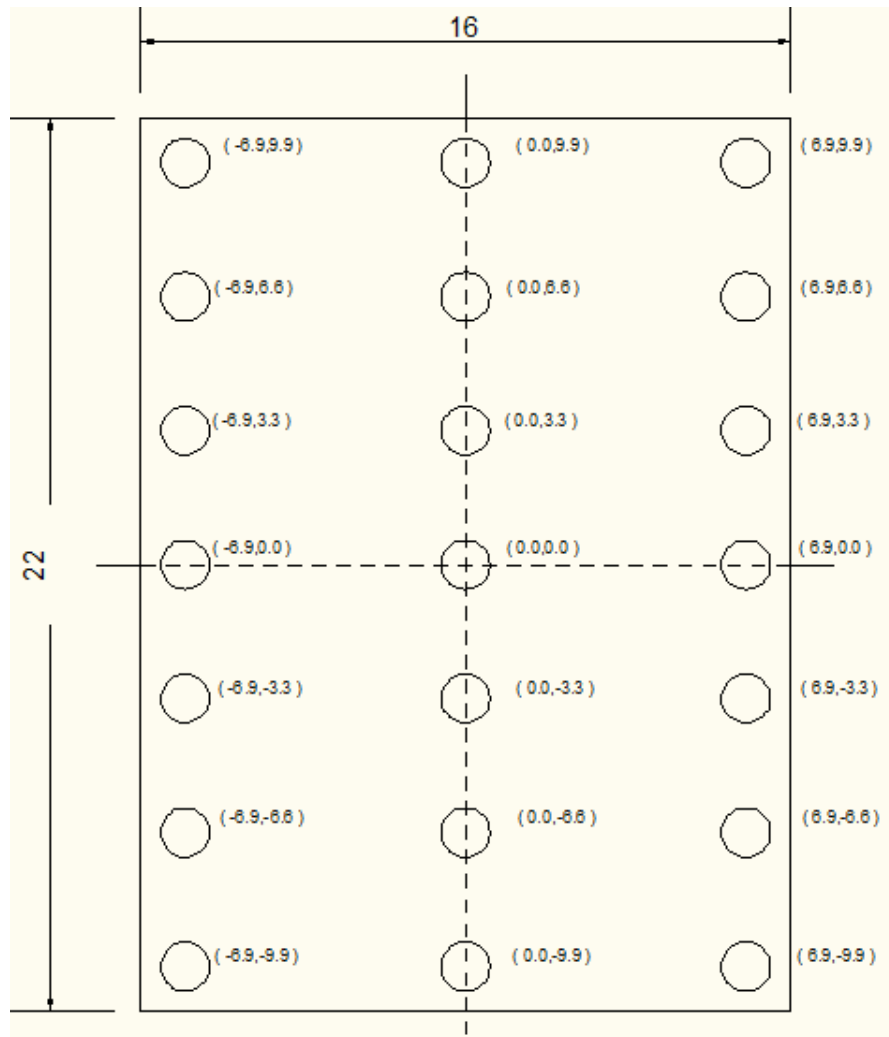
$$H_{\text{σεισμ}} = 2825 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{\text{σεισμ}} = 14125 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β



Σχήμα Β - 21



Σχήμα Β - 22

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 21 ΠΑΣΣΑΛΩΝ  
ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΣΕΛΙΔΑ: 1

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Raeumliche Pfahlwerke

PILE GROUP 21 PILES      D=1.20m      (STATIKH FORTISH)

E C H O D R U C K   D E R   E I N G A B E

```

=====
GEOM  1  14.35  0.0  -6.9  -9.90  0.00  0.00
      2  =  =  =  0.0  -9.90  =  =
      3  =  =  =  6.9  -9.90  =  =
      4  =  =  = -6.9  -6.60  =  =
      5  =  =  =  0.0  -6.60  =  =
      6  =  =  =  6.9  -6.60  =  =
      7  =  =  = -6.9  -3.30  =  =
      8  =  =  =  0.0  -3.30  =  =
      9  =  =  =  6.9  -3.30  =  =
     10  =  =  = -6.9  0.00  =  =
     11  =  =  =  0.0  0.00  =  =
     12  =  =  =  6.9  0.00  =  =
     13  =  =  = -6.9  3.30  =  =
     14  =  =  =  0.0  3.30  =  =
     15  =  =  =  6.9  3.30  =  =
     16  =  =  = -6.9  6.60  =  =
     17  =  =  =  0.0  6.60  =  =
     18  =  =  =  6.9  6.60  =  =
     19  =  =  = -6.9  9.90  =  =
     20  =  =  =  0.0  9.90  =  =
     21  =  =  =  6.9  9.90  =  =
QUER (1 21 1)  0.116  0.116  0.232  1.13
MATE 30000. 13000.
BETT  1  1.79  4.50
      1  40.20  2.00
      1  64.60  7.85
RAND (1 21 1)  0 1 1 0 0 0.
LAST  1  67802.00  2825.00  0.00  0.00  0.00  9040.00
AUSG  1  10 0 1
ENDE
    
```

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

**ΕΡΓΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 21 ΠΑΣΣΑΛΩΝ**  
**ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ**

ΣΕΛΙΔΑ: 2

### 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
FLAECHEEN	(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 (M)	X (M)	Y (M)	Z (M)	ALPHA (GRD)	OMEGA (GRD)
1	14.350	.000	-6.900	-9.900	.000	.000
2	14.350	.000	.000	-9.900	.000	.000
3	14.350	.000	6.900	-9.900	.000	.000
4	14.350	.000	-6.900	-6.600	.000	.000
5	14.350	.000	.000	-6.600	.000	.000
6	14.350	.000	6.900	-6.600	.000	.000
7	14.350	.000	-6.900	-3.300	.000	.000
8	14.350	.000	.000	-3.300	.000	.000
9	14.350	.000	6.900	-3.300	.000	.000
10	14.350	.000	-6.900	.000	.000	.000
11	14.350	.000	.000	.000	.000	.000
12	14.350	.000	6.900	.000	.000	.000
13	14.350	.000	-6.900	3.300	.000	.000
14	14.350	.000	.000	3.300	.000	.000
15	14.350	.000	6.900	3.300	.000	.000
16	14.350	.000	-6.900	6.600	.000	.000
17	14.350	.000	.000	6.600	.000	.000
18	14.350	.000	6.900	6.600	.000	.000
19	14.350	.000	-6.900	9.900	.000	.000
20	14.350	.000	.000	9.900	.000	.000
21	14.350	.000	6.900	9.900	.000	.000

E= 30000. (MN/M2)    C= 13000. (MN/M2)

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 21 ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ: 3

### ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

#### QUERSCHNITTSWERTE

PFAHL	I1 (M4)	I2 (M4)	IT (M4)	F (M2)
1-21	.11600	.11600	.23200	1.13000

#### SYSTEM BESCHREIBUNG

PFAHL	LAGERUNG	QUERBELASTUNG		BETTUNGSVERLAUF		FUSS (MN/M3)
	ART	Y1	Z1	Y1	Z1	
1-21	0	0	0	1	1	STARR

#### BETTUNGSVERLAUF

BETTUNGNR.	ABSCHN.	ORDINATE (MN/M2)	ABSTAND (M)
1	1	1.7900	4.500
	2	40.2000	2.000
	3	64.6000	7.850

#### LASTFAELLE

LFNR	RX (KN)	RY (KN)	RZ (KN)	MX (KNM)	MY (KNM)	MZ (KNM)
1	67802.0	2825.0	.0	.0	.0	9040.0

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 21 ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ: 4

### ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

#### Ε Ρ Γ Ε Β Ν Ι Σ Σ Ε

#### GESAMTFORMÄNDERUNG AM BEZUGSPUNKT

LFNR	VX (M)	VY (M)	VZ (M)	DX(1)	DY (1)	DZ (1)
1	.00137	.00231	.00000	.00000	.00000	.00000

LASTFALL: 1

#### SCHNITTKRAEFFTE

PF X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
1 .0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3204.3	.0
.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
2 .0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3228.7	.0
.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
3 .0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3253.0	.0
.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
4 .0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3204.3	.0
.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 21 ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ: 5

ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRÄEFTE									
PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
5	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3228.7	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0			
6	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3253.0	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0			
7	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3204.3	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0			
8	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3228.7	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0			

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 21 ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	ΣΕΛΙΔΑ: 6
---	-----------

SCHNITTKRÄEFTE									
PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
9	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3253.0	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
10	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3204.3	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
11	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3228.7	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
12	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3253.0	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
13	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3204.3	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 21 ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ: 7

### ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRAEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
14	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3228.7	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
15	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3253.0	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
16	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3204.3	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
17	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3228.7	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 21 ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ: 8

ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRÄEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
18	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3253.0	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
19	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3204.3	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
20	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3228.7	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		
21	.0	.0	.0	-542.6	-134.5	542.6	134.5	-3253.0	.0
	.1	.0	.0	-353.7	-128.7	353.7	128.7		
	.2	.0	.0	-172.8	-123.6	172.8	123.6		
	.3	.0	.0	1.5	-119.5	1.5	119.5		
	.4	.0	.0	136.6	-64.7	136.6	64.7		
	.5	.0	.0	194.4	-14.5	194.4	14.5		
	.6	.0	.0	187.4	20.1	187.4	20.1		
	.7	.0	.0	146.0	35.1	146.0	35.1		
	.8	.0	.0	91.5	39.6	91.5	39.6		
	.9	.0	.0	34.1	40.1	34.1	40.1		
	1.0	.0	.0	-23.3	40.0	23.3	40.0		

E N D E

=====

1

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 10 ΠΑΣΣΑΛΩΝ  
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΣΕΛΙΔΑ: 1

RIB/RZB-Prog. P F A H L I04 Räumliche Pfahlwerke

PILE GROUP 21 PILES D=1.20m (SEISMIKH FORTISH)

ECHODRUCK DER EINGABE

Datei: T1SEISM.PFA

```

=====
GEOM 1 14.35 0.0 -6.9 -9.90 0.00 0.00
      2 = = 0.0 -9.90 = =
      3 = = 6.9 -9.90 = =
      4 = = -6.9 -6.60 = =
      5 = = 0.0 -6.60 = =
      6 = = 6.9 -6.60 = =
      7 = = -6.9 -3.30 = =
      8 = = 0.0 -3.30 = =
      9 = = 6.9 -3.30 = =
     10 = = -6.9 0.00 = =
     11 = = 0.0 0.00 = =
     12 = = 6.9 0.00 = =
     13 = = -6.9 3.30 = =
     14 = = 0.0 3.30 = =
     15 = = 6.9 3.30 = =
     16 = = -6.9 6.60 = =
     17 = = 0.0 6.60 = =
     18 = = 6.9 6.60 = =
     19 = = -6.9 9.90 = =
     20 = = 0.0 9.90 = =
     21 = = 6.9 9.90 = =
QUER (1 21 1) 0.116 0.116 0.232 1.13
MATE 30000, 13000,
BETT 1 1.79 4.50
      1 40.20 2.00
      1 64.60 7.85
RAND (1 21 1) 0 1 1 0 0 0.
LAST 1 56502.0 2825.0 0.00 0.00 0.00 14126.0
AUSG 1 10 0 1
ENDE
    
```

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 10 ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ: 2

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

PROTOKOLL DER EINGABE

1. SYSTEM

BRÄUCHBARKEITSUNTERSUCHUNG WURDE DURCHGEFÜHRT  
\*\*\*\*\*

DIMENSIONEN:

LAGERUNGSART:

LAENGE, ABSTAND, KOORDINATEN	(M)	ART KOPF FUSS
WINKEL	(ALTGRAD)	0 I-----I
TRÄGHEITSMOMENTE	(M**4)	1 0-----I
FLÄCHEN	(M**2)	2 0-----0
BREITUNGSGRÖSSE QUER Z. PFAHL	(MN/M**2)	3 I-----0
BREITUNGSGRÖSSE AM FUSS	(MN/M**3)	4 I-----
KRÄFTE	(KN)	5 0-----
MOMENTE	(KN.M)	
VERSCHLEBUNGEN	(M)	
VERDREHUNGEN	(1)	
BODENPRESSUNG	(MN/M)	

GEOMETRIE DES SYSTEMS

PFAHL	L (M)	X (M)	Y (M)	Z (M)	ALPHA (GRD)	OMEGA (GRD)
1	14.350	.000	-6.900	-9.900	.000	.000
2	14.350	.000	.000	-9.900	.000	.000
3	14.350	.000	6.900	-9.900	.000	.000
4	14.350	.000	-6.900	-6.600	.000	.000
5	14.350	.000	.000	-6.600	.000	.000
6	14.350	.000	6.900	-6.600	.000	.000
7	14.350	.000	-6.900	-3.300	.000	.000
8	14.350	.000	.000	-3.300	.000	.000
9	14.350	.000	6.900	-3.300	.000	.000
10	14.350	.000	-6.900	.000	.000	.000
11	14.350	.000	.000	.000	.000	.000
12	14.350	.000	6.900	.000	.000	.000
13	14.350	.000	-6.900	3.300	.000	.000
14	14.350	.000	.000	3.300	.000	.000
15	14.350	.000	6.900	3.300	.000	.000
16	14.350	.000	-6.900	6.600	.000	.000
17	14.350	.000	.000	6.600	.000	.000
18	14.350	.000	6.900	6.600	.000	.000
19	14.350	.000	-6.900	9.900	.000	.000
20	14.350	.000	.000	9.900	.000	.000
21	14.350	.000	6.900	9.900	.000	.000

E= 30000. (MN/M2) G= 13000. (MN/M2)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 10 ΠΛΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ: 3

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

QUERSCHNITTSWERTE

PFUHL	I1 (M4)	I2 (M4)	IT (M4)	F (M2)
1-21	.11600	.11600	.23200	1.13000

SYSTEM BESCHREIBUNG

PFUHL	LAGERUNG ART	QUERBELASTUNG Y1 Z1	BETTUNGSVERLAUF Y1 Z1	FUSS (MN/M3)
1-21	0	0 0	1 1	STARR

BETTUNGSVERLAUF

BETTUNGNR.	ABSCHN.	ORDINATE (MN/M2)	ABSTAND (M)
1	1	1.7900	4.500
	2	40.2000	2.000
	3	64.6000	7.850

LASTFAELLE

LFNR	RX (KN)	RY (KN)	RZ (KN)	MX (KNM)	MY (KNM)	MZ (KNM)
1	56502.0	2825.0	.0	.0	.0	14126.0

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 10 ΠΑΣΣΑΛΩΝ  
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΣΕΛΙΔΑ: 4

Ε Ρ Γ Ε Ν Ι Σ Σ Ε

GESAMTFORMÄNDERUNG AM BEZUGSPUNKT

LFNR	VX (M)	VY (M)	VZ (M)	DX (1)	DY (1)	DZ (1)
1	.00114	.00229	.00000	.00000	.00000	.00000

LASTFALL: 1

SCHNITTKRÄEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
1	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2718.5	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
	1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9		
2	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2690.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
	1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9		
3	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2662.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
	1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9		
4	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2718.5	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
	1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9		



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 10 ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ: 5

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHEMATIKAEFTE

PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
5	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2690.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
6	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2662.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
7	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2718.5	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
8	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2690.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 10 ΠΑΣΣΑΛΩΝ  
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΣΕΛΙΔΑ: 6

SCHNITTKRÄEFTE		M1	Q2	M2	Q1	MRES	QRES	N	MT
FF	X/L	(KNM)	(KN)	(KNM)	(KN)	(KNM)	(KN)	(KN)	(KNM)
9	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2662.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
10	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2718.5	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
11	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2690.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
12	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2662.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
13	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2718.5	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ : ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 10 ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ- 7

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRAEFTE									
PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
14	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2690.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
15	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2662.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
16	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2718.5	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
17	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2690.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΕΡΓΟ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ ΣΕ ΣΥΣΤΟΙΧΙΑ 10 ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΣΕΛΙΔΑ: 8

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

SCHNITTKRÄFTE									
PF	X/L	M1 (KNM)	Q2 (KN)	M2 (KNM)	Q1 (KN)	MRES (KNM)	QRES (KN)	N (KN)	MT (KNM)
18	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2662.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
19	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2718.5	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
20	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2690.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			
21	.0	.0	.0	-544.1	-134.5	544.1	134.5	-2662.6	.0
	.1	.0	.0	-355.2	-128.8	355.2	128.8		
	.2	.0	.0	-174.2	-123.6	174.2	123.6		
	.3	.0	.0	.1	-119.6	.1	119.6		
	.4	.0	.0	135.4	-64.9	135.4	64.9		
	.5	.0	.0	193.5	-14.7	193.5	14.7		
	.6	.0	.0	186.8	19.9	186.8	19.9		
	.7	.0	.0	145.7	35.0	145.7	35.0		
	.8	.0	.0	91.5	39.5	91.5	39.5		
	.9	.0	.0	34.3	40.0	34.3	40.0		
1.0	.0	.0	-23.0	39.9	23.0	39.9			

**viii. Υπολογισμός της καθίζησης της ομάδας των 21 πασσάλων με διάμετρο Φ120 κατά Simons και Menzies.**

Η καθίζηση της ομάδας των 21 πασσάλων με διάμετρο Φ120 υπολογίζεται με βάση το μηχανισμό «ισοδύναμης πλάκας» κατά Simons και Menzies.

$$(2/3)*L = (2/3)*16.85 = 11.23 \text{ m} > 9.45(\text{πυθμένας } 2^{\text{ης}} \text{ στρώσης})$$

Άρα:

Διαστάσεις ισοδύναμης πλάκας:

$$B_{\text{ισ.πλ}} = 16.00 + 2*(4.23)/4 = 18.12 \text{ m}$$

$$L_{\text{ισ.πλ}} = 22.00 + 2*(4.23)/4 = 24.12 \text{ m}$$

$$q_{\text{προσθ.}} = 56502/(15.89*21.89) + 25*2 - 18.4*2 = 175.64 \text{ KPa}$$

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

$$P_{\text{III}} = (q \times B)/(E_{\text{sIII}}) \times f_{\text{III}}$$

$$Z/B = (20.45-11.23)/16 = 0.58$$

$$f_{\text{III}} = 0.38(\text{Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019)})$$

$$L/B = 22/16 = 1.44$$

$$\text{Άρα } P_{\text{III}} = ((175.64 \times 16)/(25000)) \times 0.38$$

$$P_{\text{III}} = 0.043 \text{ m} = 4.3 \text{ cm}$$

**ix. Κόστος λύσης βαθιάς θεμελίωσης με πασσάλους εκσκαφής διαμέτρου 120cm.**

Όγκος εκσκαφής:  $V_{\text{εκσκ}} = 2\text{m} \cdot 19\text{m} \cdot 25\text{m} = 950\text{m}^3$

Μοναδιαίο κόστος εκσκαφής:  $K_{\text{μον,εκσκ}} = 5\text{€/m}^3$

Κόστος εκσκαφής:  $K_{\text{εκσκ}} = 950\text{m}^3 \cdot 5\text{€/m}^3 = 4750 \text{ €}$

Όγκος κεφαλόδεσμου:  $V_{\text{κεφ}} = 16\text{m} \cdot 22\text{m} \cdot 1.5\text{m} = 528\text{m}^3$

Μοναδιαίο κόστος κεφαλόδεσμου:  $K_{\text{μον,κεφ}} = 180 \text{ €/m}^3$

Κόστος κεφαλόδεσμου:  $K_{\text{κεφ}} = 528\text{m}^3 \cdot 180 \text{ €/m}^3 = 95040 \text{ €/m}^3$

Μοναδιαίο κόστος πασσάλων Φ120:  $K_{\text{μον.πασσ}} = 300\text{€/m}$

Συνολικό κόστος πασσάλων:  $K_{\text{πασσ}} = 21 \cdot 14.85\text{m} \cdot 300\text{€/m} = 93555\text{€}$

Συνολικό κόστος θεμελίωσης:

$K_{\text{τελ}} = 4750 \text{ €} + 95040 \text{ €} + 93555 \text{ €} = 193345 \text{ €}$

**B-3. Βελτίωση-Ενίσχυση του εδάφους και αβαθής θεμελίωση.**

**i. Βελτίωση-Ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με συνδυασμό προφόρτισης και κατασκευής δικτύου χαλικοπασσάλων.**

Επιλέγουμε τριγωνικό κάναβρο με απόσταση μεταξύ των χαλικοπασσάλων  $S=2.15$  m.

Οπότε η ακτίνα επιρροής θα είναι  $D_e = 1.05 \cdot S \implies$

$$D_e = 1.055 \text{ m}$$

Διάμετρος χαλικοπασσάλου:  $D_{\text{χαλ}} = 0.80$  m

$$\varphi_{\text{χαλ}} = 40^\circ$$

$$\gamma_{\text{χαλ}} = 22 \text{ KN/m}^3$$

Άρα ο συντελεστής αντικατάστασης  $\alpha_s$  θα είναι:

$$\alpha_s = (D/D_e)^2 \approx 0.91 \cdot (D_{\text{χαλ}} / S)^2 \implies$$

$$\alpha_s = 0.91 \cdot (0.80 / 2.15)^2 \implies$$

$$\alpha_s = 0.126$$

Το αντίστροφο του λόγου αντικατάστασης είναι  $A/A_{i(\text{χαλ})} = 1/\alpha_s$

$$A/A_{i(\text{χαλ})} = 1/\alpha_s = 7.94$$

$$\left. \begin{array}{l} (E_c / E_s) = 20 \\ \varphi = 40^\circ \end{array} \right\} \implies \Delta(A/A_i) = 0.28 \text{ (από το νομογράφημα Priebe)}$$

$$\text{Άρα } (A/A_i)_{\text{τελικό}} = (A/A_i) + \Delta(A/A_i) = 7.94 + 0.28$$

$$(A/A_i)_{\text{τελικό}} = 8.22$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

$$\left. \begin{array}{l} (A/A_i)_{\text{τελικό}} \\ \varphi = 40^{\circ} \end{array} \right\} \Rightarrow B = 1.75 \Rightarrow Y = 1 / \beta = 0.57$$

$$n = \frac{\frac{1}{Y} - (1 - a_s)}{a_s} = \frac{1.75 - (1 - 0.126)}{0.126} \Rightarrow$$

$$n = 6.95$$

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

$$\frac{\sigma_{\varepsilon\delta}}{\sigma_0} = \frac{1}{n \cdot a_s + (1 - a_s)} \quad (2)$$

$$\sigma_0 = q = 137.91 \text{ KPa}$$

Άρα από την σχέση (1) έχουμε:

$$\sigma_{\chi\alpha\lambda} = 137.91 \cdot 6.95 / (6.95 \cdot 0.126 + (1 - 0.126)) \Rightarrow$$

$$\sigma_{\chi\alpha\lambda} = 547.79 \text{ KPa}$$

Από τη σχέση (2) έχουμε:

$$\sigma_{\varepsilon\delta} = 78.82 \text{ KPa}$$

Υπολογισμός παραμέτρων μεικτού εδάφους

$$C^* = (1 - a_s) \cdot C_{\text{τελ}} \Rightarrow$$

$$C^* = 0.874 \cdot 27.46 \text{ KPa} \Rightarrow$$

$$C^* = 24 \text{ KPa}$$

$$\gamma^* = a_s \cdot \gamma_{\chi\alpha\lambda} + (1 - a_s) \cdot \gamma_{\varepsilon\delta} \Rightarrow$$

$$\gamma^* = 0.126 \cdot 22 + (1 - 0.126) \cdot 18.4 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow$$

$$\gamma^* = 18.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi^* = \tan^{-1} (a_s \cdot (\gamma'_{\chi\alpha\lambda} \cdot Z + \sigma_{\chi\alpha\lambda,Z}) \cdot \tan \varphi_{\chi\alpha\lambda} / (\gamma^* \cdot Z + \sigma_0)) \Rightarrow$$

$$\varphi^* = \tan^{-1} (0.126 \cdot (12 \cdot 5 + 547.79) \cdot 0.839 / (8.9 \cdot 5 + 137.91)) \Rightarrow$$

$$\varphi^* = 19.4^{\circ}$$

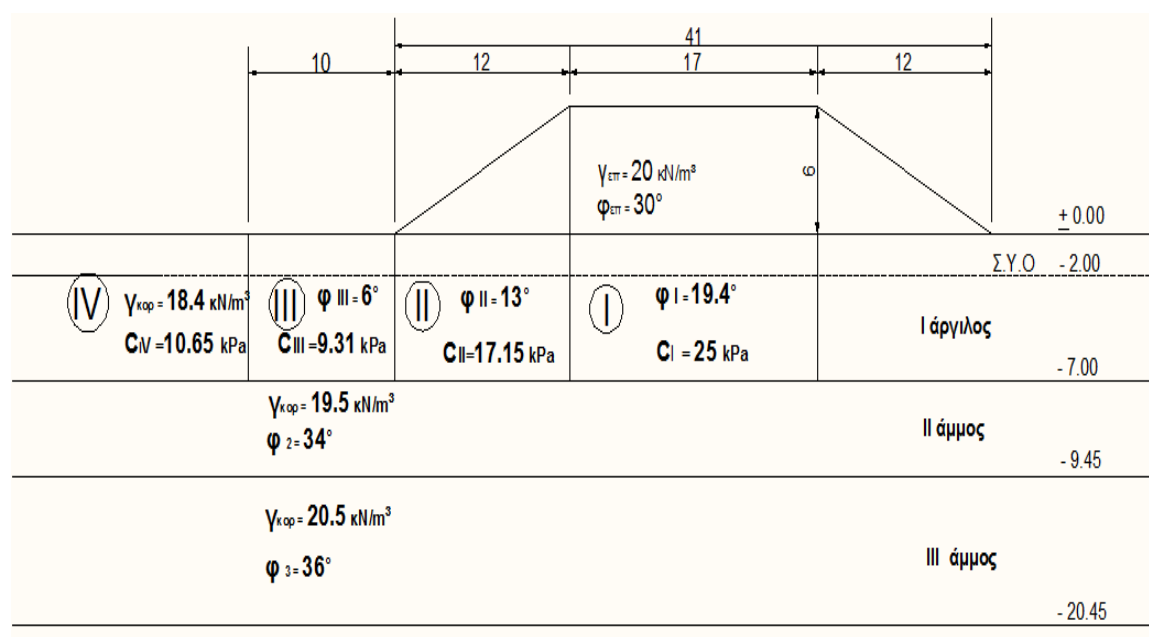


## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### ii. Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος προφόρτισης με το προγράμμα H/Y LARIX 2 – S.

Ο έλεγχος της ευστάθειας του επιχώματος της προφόρτισης, έγινε με τη χρήση του προγράμματος H/Y LARIX 2 – S, από όπου υπολογίστηκαν οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας που αφορούν σε ανάλυση ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης κατά τη μέθοδο Bishop.

Στο πρόγραμμα εισάγονται ως δεδομένα: Τα στοιχεία γεωμετρίας των επί μέρους στρώσεων, του επιχώματος, της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα, καθώς και οι εδαφικές παράμετροι  $\gamma$ ,  $c_u$ ,  $\phi$  κάθε στρώσης. Τα στοιχεία αυτά φαίνονται και στο σχήμα που ακολουθεί :



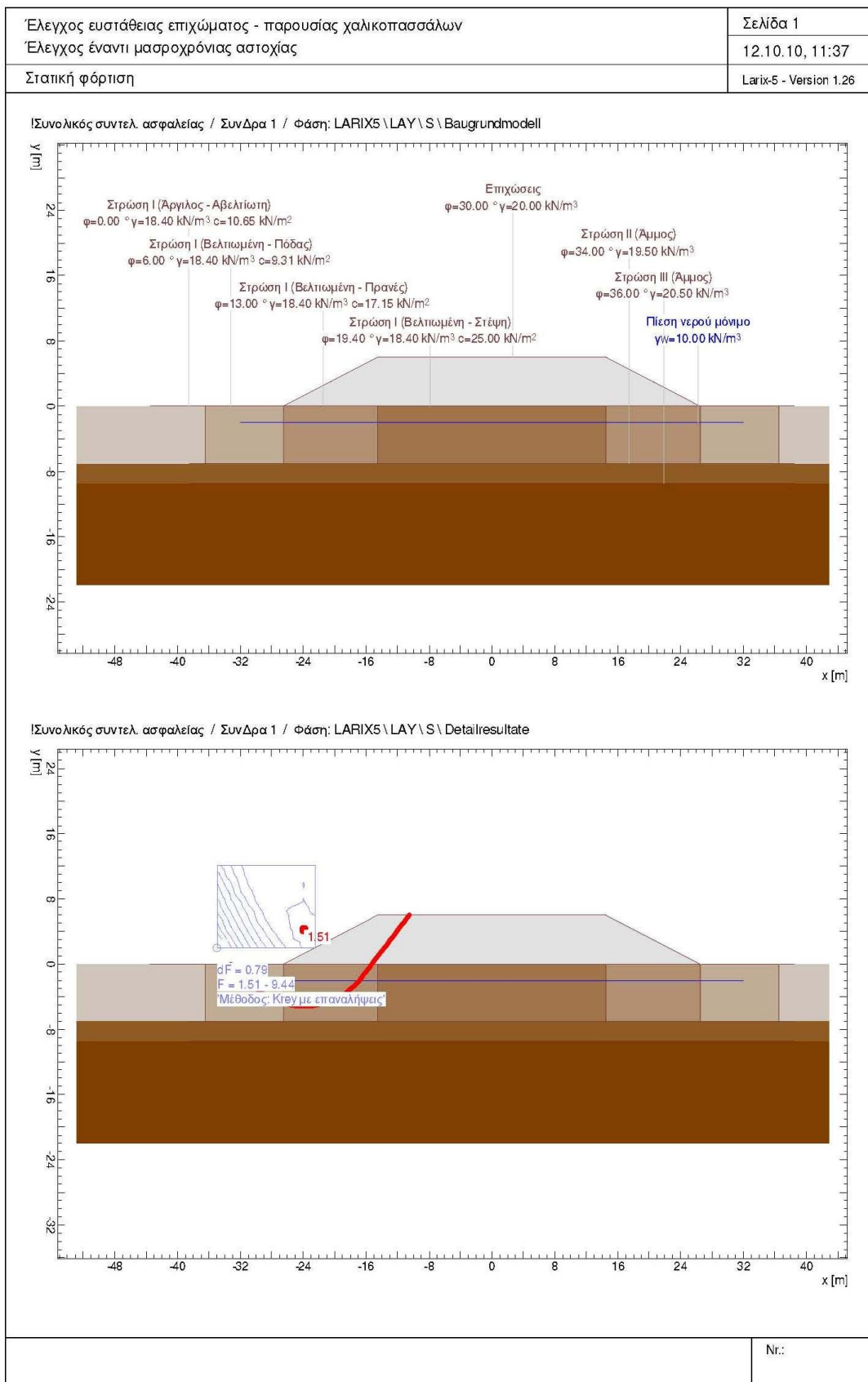
Σχήμα Β - 23

Συνοπτικά προέκυψαν τα εξής:

Από τον έλεγχο μακροχρόνιας αστοχίας προέκυψε ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας  $f_{\text{min}} = 1.51$

Τα αναλυτικά αποτελέσματα των υπολογισμών παρατίθενται παρακάτω:

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β



C:\cubus\DATA\Dipl\_2010\_Oct\Μακροχρόνια\_ST\_Χαλικοπασσαλοι.LES

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος - παρουσίας χαλικοπασσάλων	Σελίδα 2
Έλεγχος έναντι μασοροχρόνιας αστοχίας	12.10.10, 11:37
Στατική φόρτιση	Larix-5 - Version 1.26

**ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ**

**Διεπιφάνειες εδαφικών στρώσεων**

Περιγραφή	Παράμετρος			Σημεία πολυγώνου					
	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
Επιχώσεις	30.00	20.00	0	1	-41.50	0	2	-36.50	0
				3	-26.50	0	4	-20.50	3.00
				5	-14.50	6.00	6	14.50	6.00
				7	20.50	3.00	8	26.50	0
				9	36.50	0			
Στρώση I (Αργίλος - Αβ)	0.00	18.40	10.65	1	-41.50	0	2	-36.50	0
				3	-26.50	0	4	-14.50	0
				5	20.50	0	6	26.50	0
				7	36.50	0			
Στρώση I (Βελτιωμένη -	6.00	18.40	9.31	1	-36.50	-7.00	2	-36.50	0
				3	-26.50	0	4	-14.50	0
				5	14.50	0	6	26.50	0
				7	36.50	0	8	36.50	-7.00
Στρώση I (Βελτιωμένη -	13.00	18.40	17.15	1	-36.50	-7.00	2	-26.50	-7.00
				3	-26.50	0	4	-14.50	0
				5	14.50	0	6	26.50	0
				7	26.50	-7.00	8	36.50	-7.00
Στρώση I (Βελτιωμένη -	19.40	18.40	25.00	1	-36.50	-7.00	2	-26.50	-7.00
				3	-14.50	-7.00	4	-14.50	0
				5	14.50	0	6	14.50	-7.00
				7	26.50	-7.00	8	36.50	-7.00
Στρώση II (Άμμος)	34.00	19.50	0	1	-36.50	-7.00	2	-26.50	-7.00
				3	-14.50	-7.00	4	14.50	-7.00
				5	26.50	-7.00	6	36.50	-7.00
Στρώση III (Άμμος)	36.00	20.50	0	1	-36.50	-9.45	2	-16.62	-9.45
				3	17.75	-9.45	4	36.50	-9.45

**Στάθμη υπογείων υδάτων**

Πίεση νερού μόνιμο

$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Παράμετρος		Σημεία πολυγώνου					
	Κατάσταση	u	Σημ.	x [m]	y [m]	Σημ.	x [m]	y [m]
10.00	Ενεργή	δυναμ.	1	-30.00	-2.00	2	30.00	-2.00

Κατάσταση : Στάθμη υπογείων υδάτων για τους υπολογισμούς ενεργή ή ανενεργή  
u : Υπολογισμός πίεσης πόρων υδροδυναμικά ή υδροστατικά

**Επιλογές υπολογισμών**

**Επιλογές**

Μέθοδος	$\delta_T$ [-]	$\eta_L$	ευθυγραμμισμένα άκρα	
Krey	0.0200	50.000	με	Ο συντελεστής ασφαλείας σε συστάθεια υπολογίζεται με ε

$\delta_T$  : Ανοχή σύγκλισης επαναλήψεων  
 $\eta_L$  : Αριθμός λωρίδων

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Έλεγχος ευστάθειας επιχώματος - παρουσίας χαλικοπασσάλων	Σελίδα 16																														
Έλεγχος έναντι μακροχρόνιας αστοχίας	12.10.10, 11:37																														
Στατική φόρτιση	Larix-5 - Version 1.26																														
<p> <math>F_{\text{διαθεσ}}</math> : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια <math>F_{\text{απαιτ}} = 1.00</math>  <math>L_{\text{απαιτ}}</math> : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή <math>L_{\text{min}} - L_{\text{max}}</math>  <math>L_{\text{min}}</math> : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης         </p> <p style="text-align: center;"><b>ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ</b></p> <p style="text-align: center;"><b>ΚΥΚΛΟΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="width: 10%;">Αριθμ. κύκλου</th> <th style="width: 10%;">x</th> <th style="width: 10%;">y</th> <th style="width: 10%;">R</th> <th style="width: 10%;">Zwangs-Punkt</th> <th style="width: 10%;">Αγκύριο</th> <th style="width: 10%;">F<sub>διαθεσ</sub></th> <th style="width: 10%;">L<sub>απαιτ</sub></th> <th style="width: 10%;">L<sub>min</sub></th> <th style="width: 20%;">Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση</th> </tr> <tr> <td></td> <td>[m]</td> <td>[m]</td> <td>[m]</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>[m]</td> <td>[m]</td> <td></td> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>282</td> <td>-23.91</td> <td>4.23</td> <td>9.40</td> <td>2</td> <td></td> <td>1.51</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p> <math>F_{\text{διαθεσ}}</math> : διαθέσιμη ασφάλεια, απαιτούμενη ασφάλεια <math>F_{\text{απαιτ}} = 1.00</math>  <math>L_{\text{απαιτ}}</math> : υπολογιστικό, απαιτούμενο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στην περιοχή <math>L_{\text{min}} - L_{\text{max}}</math>  <math>L_{\text{min}}</math> : δεδομένο, ελάχιστο ελεύθερο μήκος αγκύρωσης         </p>		Αριθμ. κύκλου	x	y	R	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F <sub>διαθεσ</sub>	L <sub>απαιτ</sub>	L <sub>min</sub>	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση		[m]	[m]	[m]				[m]	[m]		282	-23.91	4.23	9.40	2		1.51			
Αριθμ. κύκλου	x	y	R	Zwangs-Punkt	Αγκύριο	F <sub>διαθεσ</sub>	L <sub>απαιτ</sub>	L <sub>min</sub>	Παρατήρηση βλέπε υποσημείωση																						
	[m]	[m]	[m]				[m]	[m]																							
282	-23.91	4.23	9.40	2		1.51																									
									Nrc:																						

C:\cubus\DATA\Dipl\_2010\_Oct\Μακροχρόνια\_ST\_Χαλικοπασσαλοι.L5S

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

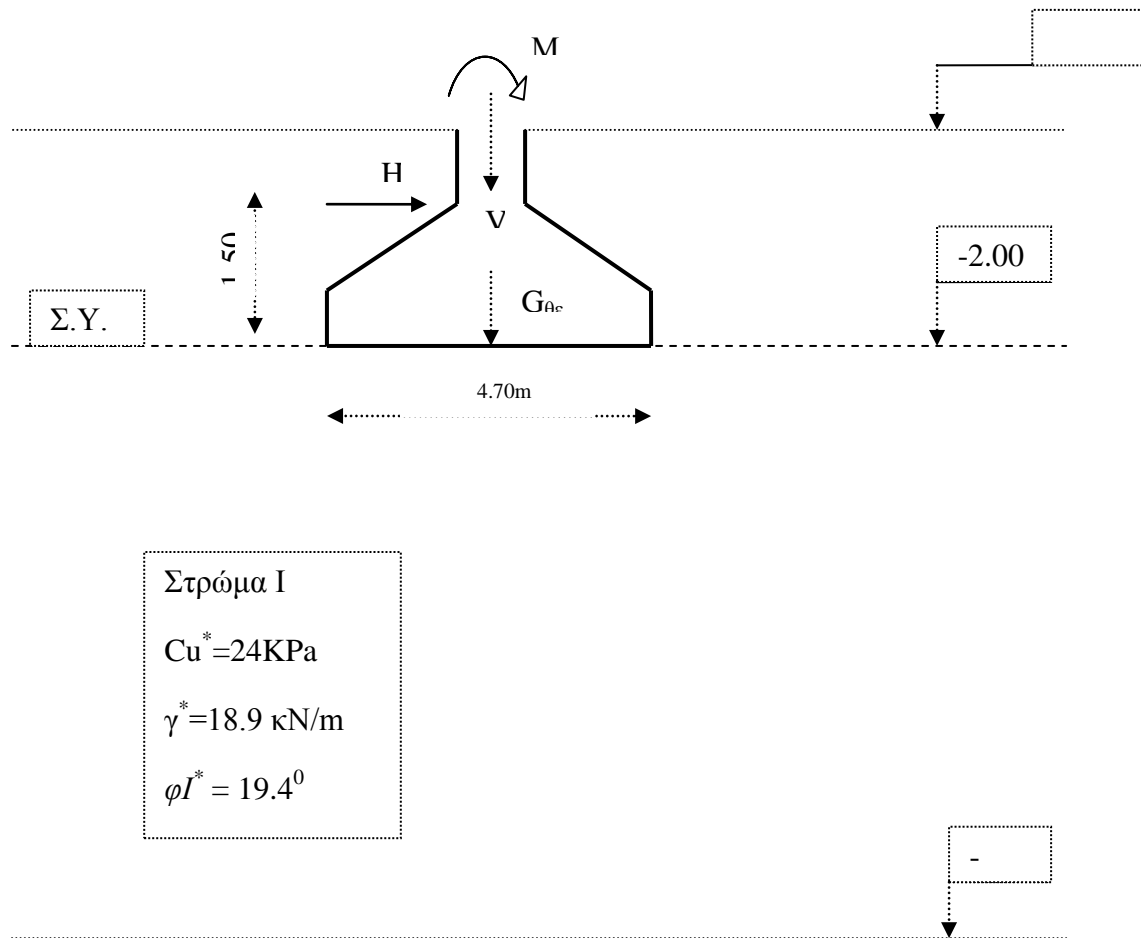
iii. Αβαθής θεμελίωση (μετά την βελτίωση της αργιλικής στρώσης με το συνδυασμό προφόρτισης – κατασκευής χαλικοπασσάλων).

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας μεμονωμένου τετραγωνικού πεδίου υπό έκκεντρη και λοξή φόρτιση κατά Meyerhof.

Ο έλεγχος θα γίνει για ένα από τα πέδιλα, στα οποία εδράζονται τα υποστυλώματα  $K_5$ ,  $K_8$ ,  $K_{11}$  τα οποία με τη σειρά τους υφίστανται τη μεγαλύτερη καταπόνηση.

Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $D = 2.00 \text{ m}$

Πλάτος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $B = 4.70 \text{ m}$



Σχήμα Β - 24

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Το βάθος επιρροής του πεδύλου κατά DIN4017 κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = 0.7 \times B = 0.7 \times 4.70\text{m} = 3.29\text{m}$$

Επομένως η επίδραση του θεμελίου εκτείνεται στην αργλική στρώση(στρώμα 1)

Έτσι, για το θεμέλιο του υποστυλώματος  $K_8$  ισχύουν:

Φορτία από την ανωδομή:

$$V_8 = 5940 \text{ KN}$$

$$H_8 = 297 \text{ KN}$$

$$M_8 = 950.00 \text{ KNm(στατική)}$$

$$M_8 = 1485.00 \text{ KNm(από σεισμικά φορτία)}$$

$$\text{Μήκος θεμελίου: } L = 4.70\text{m}$$

$$\text{Πλάτος θεμελίου: } B = 4.70\text{m}$$

$$\text{Μέσο ειδικό βάρος θεμελίου-εδάφους: } \gamma_\mu = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου: } D_f = 2,00 \text{ m}$$

Ίδιο βάρος θεμελίου:

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_\mu \times l_x \times l_y \times D_f \quad \Rightarrow$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = 20 \text{ KN/m}^3 \times 4.70\text{m} \times 4.70\text{m} \times 2.00\text{m} \text{ KN} = 883.6 \text{ KN}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### • ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = 0.8 ( V_8 + G_{\theta\epsilon\mu} ) = 0.8 \times ( 5940\text{KN} + 883.6\text{KN} ) = 5458.88 \text{ KN}$$

Συνολική ροπή στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου:

$$\Sigma M = 1485\text{KNm} + 297\text{KN} \times 1.50\text{m} = 1930.50 \text{ KNm}$$

$$e_k = \Sigma M / \Sigma V = 1930.50 \text{ KNm} / 5458.88 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

$$e_k = 0.3536\text{m}$$

ενεργό πλάτος:

$$L' = L - 2 \times e_k = 4.70\text{m} - 2 \times 0.3536\text{m} = 3.99\text{m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 24 \text{ KPa}$$

$$\Gamma\omega\nu\acute{\iota}\alpha \text{ τριβής: } \varphi_u = 19.4^\circ$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 14.60 \quad N_q = 6.50 \quad N_\gamma = 2.80$$

$$\tan\alpha = H_8 / \Sigma V = 297 \text{ KN} / 5458.88 \text{ KN} = 0.0544 \quad \Rightarrow$$

$$\alpha = 3.11^\circ$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$i_c = i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2 = (1 - 3.11^\circ/90^\circ)^2 = 0.9654$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha/\varphi)^2 = (1 - 3.11/19.4)^2 = 0.71$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$N_\varphi = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 1.99$$

$$S_c = 1 + 0.2 (L'/B) \times N_\varphi = 1 + 0.2 \times (3.99\text{m}/4.70\text{m}) \times 1.99 = 1.34$$

$$S_q = S_\gamma = 1.00 + 0.1 \times N_\varphi \times L'/B = 1.00 + 0.1 \times 1.99 \times 3.99/4.70 = 1.17$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{N_\varphi} \times D/B = 1 + 0.2 \times \sqrt{1.99} \times 2.00\text{m}/3.99\text{m} = 1.14$$

$$d_q = d_\gamma = 1.00 + 0.1 \times \sqrt{N_\varphi} \times D/B = 1 + 0.1 \times \sqrt{1.99} \times 2.00\text{m}/3.99\text{m} = 1.071$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times \gamma_2 \times N_\gamma \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.34 \times 0.9654 \times 1.14 \times 24.00 \times 14.60 + 1.17 \times 0.9654 \times 1.071 \times 18.4 \times 2.00 \times 6.50 + 0.5 \times 1.17 \times 0.71 \times 1.071 \times 3.99 \times 8.9 \times 2.80 \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 516.75 + 289.36 + 44.23 \text{ KPa} = 850.34$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\psi - 2e_k)L_x / \Sigma V \quad \Rightarrow$$

$$FS = 850.34 \times 3.99 \times 4.70 / 5458.88 \quad \Rightarrow$$

$$FS = 2.91 > F_{min} = 1.20$$

Άρα χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων ώστε να κρίνουμε την επάρκεια της αργιλικής στρώσης.



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = (V_8 + G_{\theta\epsilon\mu}) = (5940\text{KN} + 883.6\text{KN}) = 6823,6 \text{ KN}$$

Συνολική ροπή στη στάθμη εδράσεως του θεμελίου:

$$\Sigma M = 950\text{KNm} + 297\text{KN} \times 1.50\text{m} = 1395.50 \text{ KNm}$$

$$e_k = \Sigma M / \Sigma V = 1395.50 \text{ KNm} / 6823.6 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

$$e_k = 0.2045\text{m}$$

ενεργό πλάτος:

$$L' = L - 2 \times e_k = 4.70\text{m} - 2 \times 0.2045\text{m} = 4.291\text{m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 24 \text{ KPa}$$

$$\Gamma\omega\nu\acute{\iota}\alpha \text{ τριβής: } \varphi_u = 19.4^\circ$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 14.60 \quad N_q = 6.50 \quad N_\gamma = 2.80$$

$$\tan\alpha = H_8 / \Sigma V = 297 \text{ KN} / 6823.6 \text{ KN} = 0.0435 \quad \Rightarrow$$

$$\alpha = 2.49^\circ$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$i_c = i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2 = (1 - 2.49^\circ/90^\circ)^2 = 0.9723$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha/19.4^\circ)^2 = (1 - 2.49/19.4)^2 = 0.76$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$N_\varphi = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 1.99$$

$$S_c = 1 + 0.2 (L'/B) \times N_\varphi = 1 + 0.2 \times (4.291/4.70\text{m}) \times 1.99 = 1.36$$

$$S_q = S_\gamma = 1.00 + 0.1 \times N_\varphi \times L'/B = 1.00 + 0.1 \times 1.99 \times 4.291/4.70 = 1.18$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση Ι

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{N\varphi} \times D/B = 1 + 0.2 \times \sqrt{1.99} \times 2.00\text{m}/4.291\text{m} = 1.13$$

$$d_q = d_\gamma = 1.00 + 0.1 \times \sqrt{N\varphi} \times D/B = 1 + 0.1 \times \sqrt{1.99} \times 2.00\text{m}/4.291\text{m} = 1.07$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times \gamma_2 \times B' \times N_\gamma \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.36 \times 0.9723 \times 1.13 \times 24 \times 14.60 + 1.18 \times 0.9723 \times 1.07 \times 18.4 \times 2.00 \times 6.50 + 0.5 \times 1.18 \times 0.76 \times 1.07 \times 8.9 \times 4.291 \times 2.8 \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 523.58 + 293.65 + 51.30\text{KPa} = 868.53 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\Psi - 2e_k)L_x / \Sigma V \quad \Rightarrow$$

$$FS = 868.53 \times 4.291 \times 4.70 / 6823.6 \quad \Rightarrow$$

$$FS = 2.57 > F_{min} = 2.00$$

Άρα χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων ώστε να κρίνουμε την επάρκεια της αργιλικής στρώσης.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας πεδιλοδοκού πλάτους 2,5 m υπό λοξή φόρτιση κατά Meyerhof.

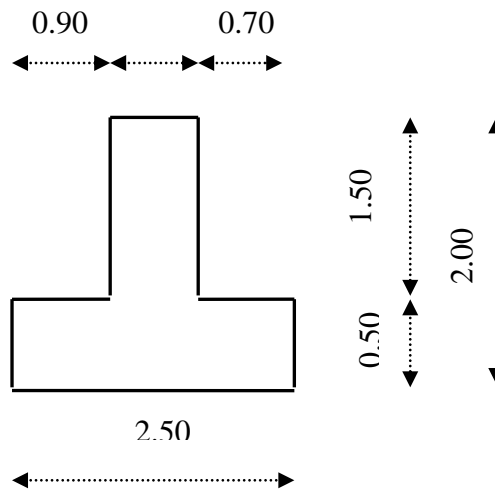
Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $D_f = 2,00$  m

Πλάτος θεμελίου:  $B = 2.50$  m

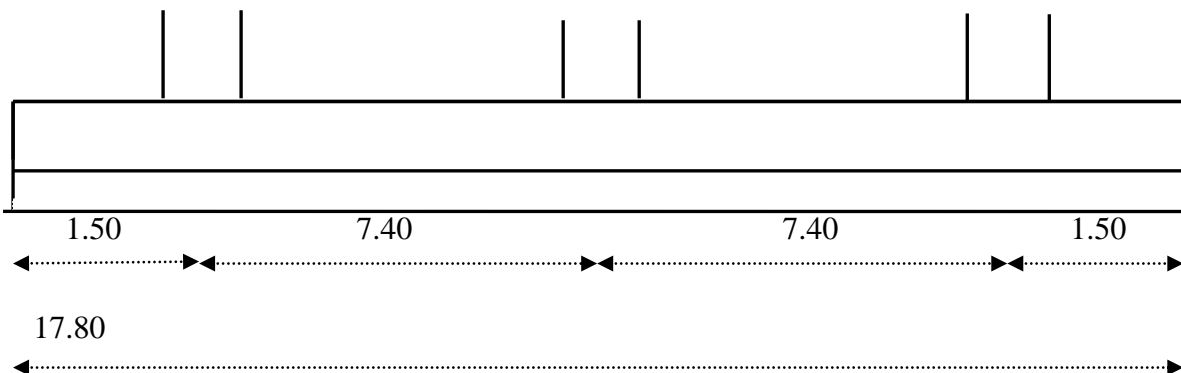
Το βάθος επιρροής της πεδιλοδοκού κατά DIN4017 κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = 0.7 \times B = 0.7 \times 2.50 \text{m} = 1.75 \text{m}$$

Επομένως η επίδραση του θεμελίου εκτείνεται στην αργλική στρώση (στρώμα 1)



Σχήμα Β - 25



Σχήμα Β - 26

Οι δυσμενέστερα καταπονούμενες πεδιλοδοκοί είναι αυτές που συνδέουν τα υποστυλώματα  $K_4, K_5, K_6$ , ή  $K_7, K_8, K_9$ , ή  $K_{10}, K_{11}, K_{12}$

Εδώ εξετάζουμε την πεδιλοδοκό που συνδέει τα υποστυλώματα  $K_7, K_8, K_9$

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = 0.8 \times (V_7 + V_8 + V_9) = 0.8 \times (3267 + 5940 + 3267) \text{ KN} = 9979 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = H_7 + H_8 + H_9 = 163.35 + 297 + 163.35 = 623.7 \text{ KN}$$

$$\Sigma M = M_7 + M_8 + M_9 = 816.75 + 1485 + 816.75 \text{ KNm} = 3118.5 \text{ KNm}$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_{\mu} \times l_x \times l_{\psi} \times D_f = 20.00 \times 2.00 \times 2.50 \times 17.80 \text{ KN} = 1780.00 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ολ}} = 623.7 \times 1.50 + 3118.5 = 4054 \text{ KNm}$$

$$V_{\text{ολ}} = \Sigma V + 0.8 \times G_{\theta\epsilon\mu} = 9979 + 0.8 \times 1780 \text{ KN} = 11403 \text{ KN}$$

$$e_L = M_{\text{ολ}} / V_{\text{ολ}} = 4054 / 11403 = 0.356$$

$$L' = L - 2 \times e_L = 17.088 \text{ m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 24 \text{ KPa}$$

$$\Gamma\omega\nu\acute{\iota}\alpha \text{ τριβής: } \varphi_u = 19.4^{\circ}$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 14.60 \quad N_q = 6.50 \quad N_{\gamma} = 2.80$$

$$\tan\alpha = \Sigma H / V_{\text{ολ}} = 623.9 \text{ KN} / 11403 \text{ KN} = 0.0547 \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\alpha = 3.00^{\circ}$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$i_c = i_q = (1 - 3^{\circ}/90^{\circ})^2 = 0.934$$

$$i_{\gamma} = (1 - \alpha/\varphi)^2 = (1 - 3/19.4)^2 = 0.71$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$N_{\varphi} = \tan^2(45^{\circ} + \varphi/2) = 1.99$$

$$S_c = 1 + 0.2 (L'/B) \times N_{\varphi} = 1 + 0.2 \times (2.50/17.088) \times 1.99 = 1.06$$

$$S_q = S_{\gamma} = 1.00 + 0.1 (L'/B) \times N_{\varphi} = 1 + 0.1 \times (2.50/17.088) \times 1.99 = 1.03$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση Ι

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{N\varphi} \times D/B = 1 + 0.2 \times \sqrt{1.99} \times 2.00\text{m}/2.50 = 1.23$$

$$d_q = d_\gamma = 1.00 + 0.1 \times \sqrt{N\varphi} \times D/B = 1 + 0.1 \times \sqrt{1.99} \times 2.00\text{m}/2.50 = 1.11$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times \gamma_2 \times N_\gamma \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.06 \times 0.934 \times 1.23 \times 24 \times 14.60 + 1.03 \times 0.934 \times 1.11 \times 18.4 \times 2.00 \times 6.50 + 0.5 \times 1.03 \times 0.71 \times 1.11 \times 2.50 \times 8.9 \times 2.80 \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 426.7 + 255.43 + 25.29 \text{ KPa} = 707.42 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\Psi - 2e_k)L_x / V_{ολ} \quad \Rightarrow$$

$$FS = 707.42 \times 17.088 \times 2.5 / 11403 \quad \Rightarrow$$

$$FS = 2.65 > F_{min} = 2.0$$

Άρα χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = (V_7 + V_8 + V_9) = (3267 + 5940 + 3267) \text{ KN} = 12474 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = H_7 + H_8 + H_9 = 163.35 + 297 + 163.35 = 623.7 \text{ KN}$$

$$\Sigma M = M_7 + M_8 + M_9 = 522.72 + 950.40 + 522.72 \text{ KNm} = 1995.84 \text{ KNm}$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_{\mu} \times l_x \times l_y \times D_f = 20.00 \times 2.00 \times 2.50 \times 17.80 \text{ KN} = 1780.00 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ολ}} = 623.7 \times 1.50 + 1995.84 = 2931.40 \text{ KNm}$$

$$V_{\text{ολ}} = \Sigma V + G_{\theta\epsilon\mu} = 12474 + 1780 \text{ KN} = 14254 \text{ KN}$$

$$e_L = M_{\text{ολ}} / V_{\text{ολ}} = 2931.4 / 14254 = 0.206$$

$$L' = L - 2 \times e_L = 17.40 \text{ m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 24 \text{ KPa}$$

$$\text{Γωνία τριβής: } \varphi = 19.4^{\circ}$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 14.60 \quad N_q = 6.50 \quad N_{\gamma} = 2.80$$

$$\tan \alpha = \Sigma H / V_{\text{ολ}} = 623.9 \text{ KN} / 14254 \text{ KN} \quad \Rightarrow$$

$$\alpha = 2.50^{\circ}$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:  $i_c = i_q = (1 - 2.50^{\circ} / 90^{\circ})^2 = 0.945$

$$i_{\gamma} = (1 - \alpha / \varphi)^2 = (1 - 2.5 / 19.4)^2 = 0.76$$

Συντελεστές μορφής για τη στρώση I

$$N_{\varphi} = \tan^2(45^{\circ} + \varphi / 2) = 1.99$$

$$S_c = 1 + 0.2 (L' / B) \times N_{\varphi} = 1 + 0.2 \times (2.50 / 17.40) \times 1.99 = 1.06$$

$$S_q = S_{\gamma} = 1 + 0.1 (L' / B) \times N_{\varphi} = 1 + 0.1 \times (2.50 / 17.40) \times 1.99 = 1.03$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση I

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{N_{\varphi}} \times D / B = 1 + 0.2 \times \sqrt{1.99} \times 2.00 \text{ m} / 2.50 = 1.23$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

$$d_q = d_\gamma = 1.00 + 0.1 \times \sqrt{N_\phi} \times D/B = 1 + 0.1 \times \sqrt{1.99} \times 2.00\text{m}/2.50 = 1.11$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times B' \times N_\gamma \times \gamma_2 \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.06 \times 0.945 \times 1.23 \times 24 \times 14.60 + 1.03 \times 0.945 \times 1.11 \times 18.4 \times 2.00 \times 6.5 + 0.5 \times 1.03 \times 0.76 \times 1.11 \times 2.50 \times 2.80 \times 8.9 \text{ KPa} \quad \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 431.72 + 258.43 + 27.07 \text{ KPa} = 717.22 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_\psi - 2e_k)L_x/V_{ολ} \quad \Rightarrow$$

$$FS = 717.22 \times 17.40 \times 2.5 / 14254 \quad \Rightarrow$$

$$FS = 2.18 > F_{min} = 1.20$$

Άρα χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

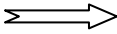
Έλεγχος καθιζήσεων πεδילוδοκού σε ενισχυμένο με χαλικοπασσάλους Φ80 σε έδαφος.

Πλάτος πεδילוδοκού:  $B = 2.50\text{m}$

Μήκος πεδילוδοκού:  $L = 17.80\text{ m}$

Ειδικό βάρος σκυροδέματος:  $\gamma_b = 25.00\text{ KN/m}^3$

Ίδιο βάρος πεδילוδοκού:  $G_{\text{πλάκας}} = (17.80 \times 2.50) \times 20.00\text{ KN} = 1780\text{ KN}$

Πρόσθετη τάση στη στάθμη θεμελίωσης:  $q = (0.8(V_{\text{ολ}} + G_{\text{πλάκας}}) / B \times L) - \sigma_{\text{vo}}'_{(-2.00)}$  

$q = 219.45\text{ KPa}$

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΑΡΓΙΛΟΥ (ΣΤΡΩΜΑΙ)

Δείκτης συμπίεστότητας της αργίλου:  $C_r = 0.04$

Δείκτης πόρων της στρώσης:  $e_0 = 0.91$

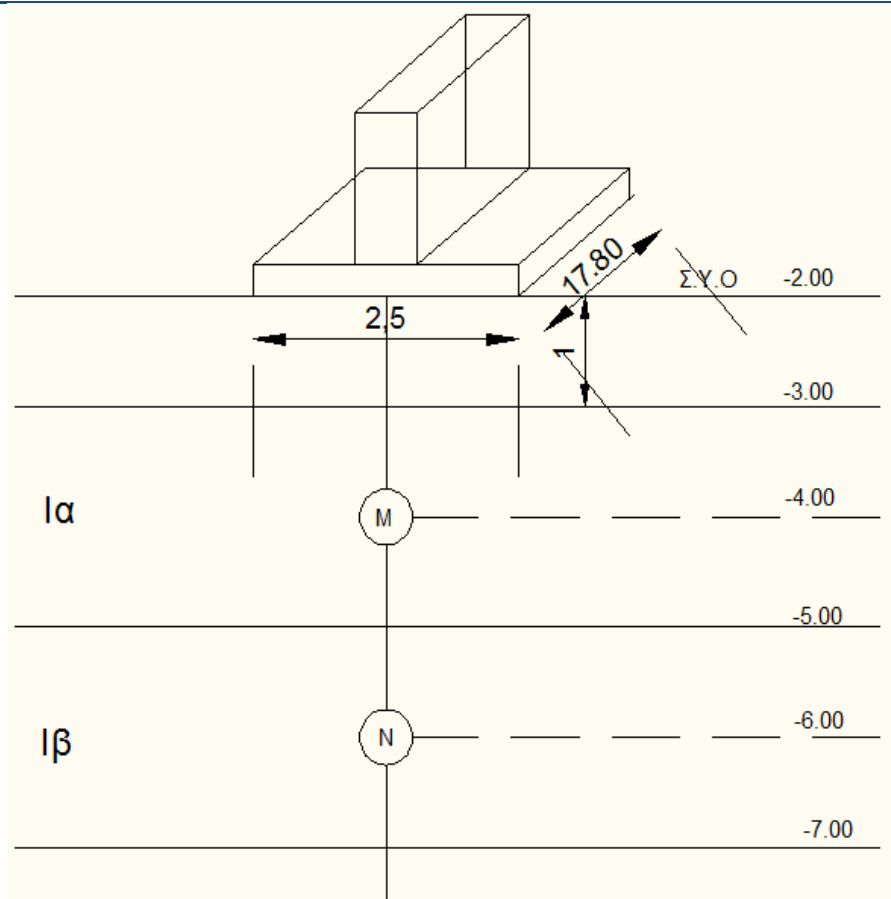
Για τους υπολογισμούς χωρίζουμε την αργλική στρώση σε δύο υποστρώσεις:

Την υποστρώση  $I_\alpha$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης  $-3.00\text{m}$  και  $-5.00\text{m}$ , με μέση στάθμη  $-4.00\text{m}$ .

Την υποστρώση  $I_\beta$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης  $-5.00\text{m}$  και  $-7.00\text{m}$ , με μέση στάθμη  $-6.00\text{m}$ .



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β



Σχήμα Β - 27

$$m_{I\alpha} = (B/2) / Z_{I\alpha} = (2.5/2) / 2 = 0.625$$

$$I_{I\alpha} = 0.16 \text{ (Από το νομογράφημα Fantum)}$$

$$n_{I\alpha} = (L/2) / Z_{I\alpha} = (17.8/2) / 2 = 4.45$$

$$m_{I\beta} = (B/2) / Z_{I\alpha} = (2.5/2) / 4 = 0.31$$

$$I_{I\beta} = 0.09 \text{ (Από το νομογράφημα Fantum)}$$

$$n_{I\beta} = (L/2) / Z_{I\alpha} = (17.8/2) / 3.75 = 2.23$$

Άρα

$$\Delta\sigma_{zM} = 4 \times I_{I\alpha} \times q = 4 \times 0.16 \times 219.45 \text{ KPa} = 140.45 \text{ KPa}$$

$$\Delta\sigma_{zN} = 4 \times I_{I\beta} \times q = 4 \times 0.09 \times 219.45 \text{ KPa} = 79.00 \text{ KPa}$$

Επομένως:

$$P_{I\alpha} = (C_r/1+e_0) \times h_{I\alpha} \times \log[ ((\sigma_{vo}'(-4.00) + \Delta\sigma_{zM} ))/ \sigma_{vo}'(-4.00)] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\alpha} = 0.04/(1+0.91) \times 2.0 \times \log[((2 \times 18.4 + 2.00 \times 8.9) + 140.45)/ 2 \times 18.4 + 2.00 \times 8.9] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\alpha} = 0.023 \text{ m}$$

$$P_{I\beta} = (C_r/1+e_0) \times h_{I\beta} \times \log[ ((\sigma_{vo}'(-6.00) + \Delta\sigma_{zN} ))/ \sigma_{vo}'(-6.00)] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\beta} = 0.04/(1+0.91) \times 2.0 \times \log[(2 \times 18.4 + 4.00 \times 8.9) + 79.00)/ 2 \times 18.4 + 4.00 \times 8.9] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\beta} = 0.013 \text{ m}$$

$$S_I = Y( P_{I\alpha} + P_{I\beta} ) = 0.57 * ( 0.013 + 0.023 ) = 0.020 \text{ m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

Το  $E_{sII}$  λαμβάνεται αυξημένο κατά 30%

Δηλαδή  $E_{sII} = 13000 \cdot 1.30 = 16900 \text{ KPa}$

$$P_{II} = (q \times B) / (E_{sII} \times (f_{I+II} - f_I))$$

$$Z/B = 7.45/2.5 = 2.98$$

}  $f_{I+II} = 1.1$  (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))

$$L/B = 17.8/2.5 = 7.12$$

$$Z/B = 5/2.5 = 2$$

}  $f_I = 0.98$  (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))

$$L/B = 7.12$$

$$\text{Άρα } P_{II} = (219.45 \times 2.50) / (16900 \times (1.1 - 0.98)) \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$P_{II} = 0.004 \text{ m}$$

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

Το  $E_{sIII}$  λαμβάνεται αυξημένο κατά 30%

Δηλαδή  $E_{sIII} = 1.30 \cdot 25000 = 32500 \text{ KPa}$

$$P_{III} = (q \times B) / (E_{sIII} \times (f_{I+II+III} - f_{I+II}))$$

$$Z/B = 18.45/2.5 = 7.38$$

$$L/B = 7.12$$

$$f_{I+II+III} = 1.35 \text{ (Από νομογράφημα KANNY (DIN 4019))}$$

$$\text{Άρα } P_{III} = ((219.45 \times 2.5) / (32500)) \times (1.35 - 1.1) \implies$$

$$P_{III} = 0.0042 \text{ m}$$

$$\text{Άρα } P_{ολικό} = P_{I\alpha} + P_{I\beta} + P_{II} + P_{III} = 2.0 + 0.4 + 0.4 \text{ cm} = 2.80 \text{ cm} < S_{επ} = 7.6 \text{ cm}$$

Άρα η λύση της επιφανειακής θεμελίωσης με πεδילוδοκούς, με προηγούμενη βελτίωση της αργιλικής στρώσης με την κατασκευή χαλικοπασσάλων κρίνεται αποδεκτή.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Έλεγχος καθιζήσεων πλάκας γενικής κοιτόστρωσης.

Εξετάζουμε τη λύση θεμελίωσης με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης διαστάσεων:

Πλάτος πλάκας:  $B = 17.00\text{m}$

Μήκος πλάκας:  $L = 23.00\text{m}$

Πάχος πλάκας:  $H = 1.00\text{m}$

Ειδικό βάρος σκυροδέματος:  $\gamma_b = 25.00 \text{ KN/m}^3$

Ίδιο βάρος πλάκας κοιτόστρωσης:  $G_{\text{πλάκας}} = (17.00 \times 23.00 \times 1.00) \times 25.00 \text{ KN} = 9775 \text{ KN}$

Κατακόρυφα φορτία που μεταφέρονται από την ανωδομή:

$$\Sigma V = 2970 \times 4 + 3267 \times 6 + 5940 \times 3 + 3600 \times 2 = 56502 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ολ}} = \Sigma V + G_{\text{πλάκας}} = 56502 + 9775 = 66277 \text{ KN}$$

Πρόσθετη τάση στη στάθμη θεμελίωσης:  $q = (V_{\text{ολ}}/B \times L) - \sigma_{\text{vo}} (-2.00)$   $\Rightarrow$

$$q = 66277/17 \times 23 - 18.4 \times 2 = 101.11 \text{ KPa}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΑΡΓΙΛΟΥ (ΣΤΡΩΜΑΙ)

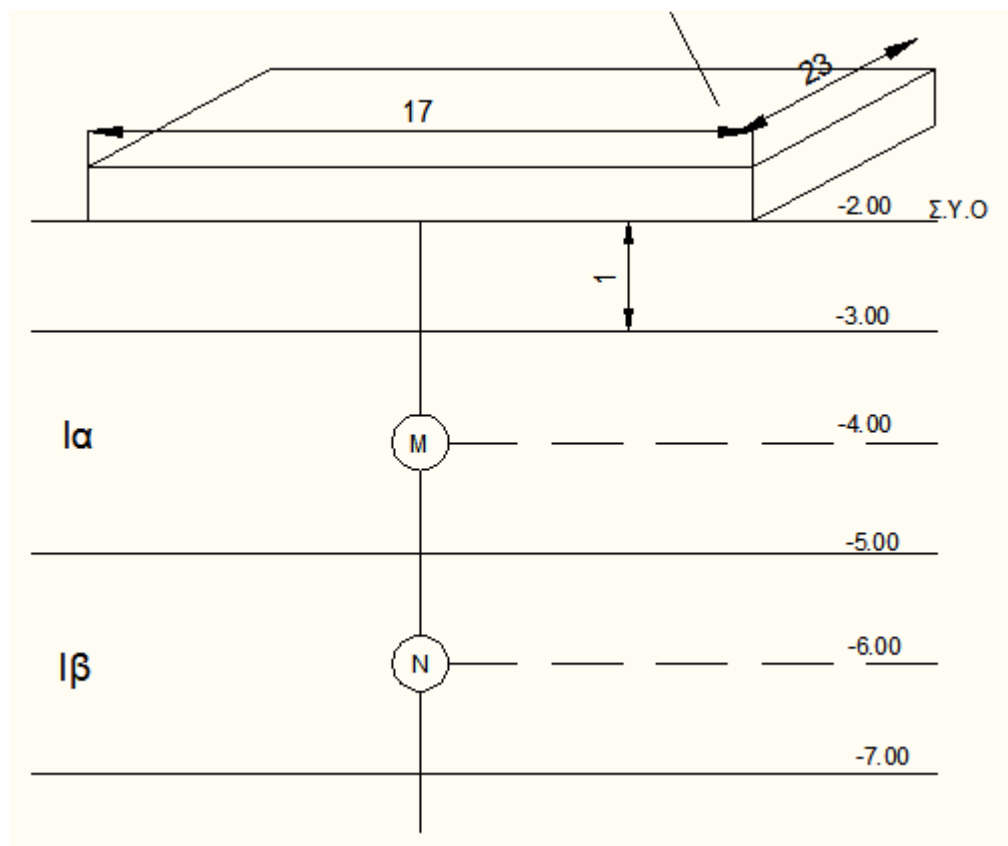
Δείκτης συμπίεστότητας της αργίλου:  $C_r = 0.04$

Δείκτης πόρων της στρώσης:  $e_0 = 0.91$

Για τους υπολογισμούς χωρίζουμε την αργλική στρώση σε δύο υποστρώσεις:

Την υποστρώση  $I_\alpha$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης  $-3.00\text{m}$  και  $-5.00\text{m}$ , με μέση στάθμη  $-4.00\text{m}$ .

Την υποστρώση  $I_\beta$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης  $-5.00\text{m}$  και  $-7.00\text{m}$ , με μέση στάθμη  $-6.00\text{m}$ .



Σχήμα Β - 28

$$\left. \begin{aligned} m_{I\alpha} &= (B/2) / Z_{I\alpha} = (17/2)/2 = 4.25 \\ n_{I\alpha} &= (L/2) / Z_{I\alpha} = (23/2)/2 = 5.75 \end{aligned} \right\} I_{I\alpha} = 0.25 \text{ (Από το νομογράφημα Fantum)}$$

$$\left. \begin{aligned} m_{I\beta} &= (B/2) / Z_{I\alpha} = (17/2)/4 = 2.125 \\ n_{I\beta} &= (L/2) / Z_{I\alpha} = (23/2)/4 = 2.875 \end{aligned} \right\} I_{I\beta} = 0.237 \text{ (Από νομογράφημα Fantum)}$$

Άρα

$$\Delta\sigma_{ZM} = 4 \times I_{I\alpha} \times q = 4 \times 0.25 \times 101.11 \text{ KPa} = 101.11 \text{ KPa}$$

$$\Delta\sigma_{ZN} = 4 \times I_{I\beta} \times q = 4 \times 0.237 \times 101.11 \text{ KPa} = 95.9 \text{ KPa}$$

Επομένως:

$$P_{I\alpha} = (C_r/1+e_0) \times h_{I\alpha} \times \log[ ((\sigma_{vo}'(-4.00) + \Delta\sigma_{ZM})) / \sigma_{vo}'(-4.00)] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\alpha} = 0.04/(1+0.91) \times 2.0 \times \log[((2 \times 18.4 + 2 \times 8.4) + 101.11) / 2 \times 18.4 + 2 \times 8.4] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\alpha} = 0.019 \text{ m}$$

$$P_{I\beta} = (C_r/1+e_0) \times h_{I\beta} \times \log[ ((\sigma_{vo}'(-6.0) + \Delta\sigma_{ZM})) / \sigma_{vo}'(-6.0)] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\beta} = 0.04/(1+0.91) \times 2.0 \times \log[((2 \times 18.4 + 4 \times 8.4) + 101.11) / 2 \times 18.4 + 4 \times 8.4] \quad \Rightarrow$$

$$P_{I\beta} = 0.032 \text{ m}$$

$$P_{I\alpha} + P_{I\beta} = 0.57 \times (0.051) \text{ m} = 2.91 \text{ cm}$$

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

Το  $E_{sII}$  λαμβάνεται αυξημένο κατά 30%

Δηλαδή  $E_{sII} = 13000 \cdot 1.30 = 16900 \text{ KPa}$

$$P_{II} = (q \times B) / (E_{sII} \times (f_{I+II} - f_I))$$

$$Z/B = 7.45/17 = 0.438$$

}  $f_{I+II} = 0.28$  (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$Z/B = 5/17 = 0.29$$

}  $f_I = 0.24$  (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

Άρα  $P_{II} = (101.11 \times 17.00) / (16900 \times (0.28 - 0.24)) \Rightarrow \Rightarrow$

$$P_{II} = 0.41 \text{ cm}$$



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

Το  $E_{sIII}$  λαμβάνεται αυξημένο κατά 30%

Δηλαδή  $E_{sIII} = 1.30 \cdot 25000 = 32500 \text{ KPa}$

$$P_{III} = (q \times B) / (E_{sIII} \times (f_{I+II+III} - f_{I+II}))$$

$$Z/B = 18.45/17 = 1.1$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$f_{I+II+III} = 0.53 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$Z/B = 7.45/17 = 0.438$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$f_{I+II} = 0.28 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$\text{Άρα } P_{III} = (101.11 \times 17.00) / (32500 \times (0.53 - 0.28)) \implies$$

$$P_{III} = 1.32 \text{ cm}$$

$$\text{Άρα } P_{\text{ολικό}} = P_{I\alpha} + P_{I\beta} + P_{II} + P_{III} = 1.31 + 0.41 + 2.91 \text{ cm} = 4.63 \text{ cm} < S_{\text{επ}} = 12.00 \text{ cm}$$

Άρα η λύση της επιφανειακής θεμελίωσης υπό πλάκα γενικής κοιτόστρωσης με προηγούμενη βελτίωση της αργλικής στρώσης κρίνεται αποδεκτή.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

**Έλεγχος χρόνου παραμονής προφόρτισης σε ενισχυμένο με χαλικοπασσάλους Φ80 εδάφους.**

Ο επιδιωκόμενος χρόνος στερεοποίησης της αργλικής στρώσης είναι 3 μήνες.

Δηλαδή  $t = 3 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 3600 \text{ sec}$

$$T_v = C_v \cdot t / H^2 \implies$$

$$T_v = 7 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 3600 / 2.5^2 \implies$$

$$T_v = 0.0871$$

Άρα

$$U_v = 34 \% \text{ (από διάγραμμα)}$$

Θεωρούμε  $(K_r/K_v) = 3$

$$C_r = (K_r/K_v) \cdot C_v$$

$$K_{r,s}/K_v = 1.5$$

$$(K_r/K_v) / (K_{r,s}/K_v) = 3 / 1.5 = 2$$

Άρα  $K_r / K_{r,s} = 2$

$$C_r = 3 \cdot 7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$$

$$D_d = 0.80 \text{ m} \implies$$

$$R_d = 0.40 \text{ m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Ο κώνναβος των χαλικοπασσάλων είναι τριγωνικός πλευράς  $S=2.15\text{m}$

$$S = 2.15\text{m}$$

$$D_e = 1.05 * S = 1.05 * 2.15 = 2.2575 \text{ m}$$

$$T_r = C_r * t / D_e^2 = (3 * 7 * 10^{-8}) * 3 * 30 * 24 * 3600 / 2.2575^2 \text{ (για ακτινική στράγγιση)} \quad \Rightarrow$$

$$T_r = 0.320$$

$$\text{Θεωρούμε } R_s/R_d = 0.60\text{m}/0.40\text{m} = 1.5$$

Άρα

$$A = \ln(R_e/R_d) - 3/4 + (K_r/K_{r,s} - 1) * \ln(R_s/R_d) \quad \Rightarrow$$

$$A = \ln(1.13/0.40) - 3/4 + (2-1) * \ln 1.5 \quad \Rightarrow$$

$$A = 0.693$$

$$\text{Όπου } R_e = 2.2575/2 \text{ m} = 1.13 \text{ m}, R_d = 0.40 \text{ m}$$

Ο βαθμός οριζόντιας ακτινικής στερεοποίησης δίνεται από τη σχέση:

$$U_r = 1 - e^{-8 * T_r / A} = 1 - e^{-8 * 0.320 / 0.693} = 0.975 = 97.5 \%$$

Από τη σχέση Carillo προκύπτει ο συνολικός βαθμός στερεοποίησης:

$$1 - U = (1 - U_v) * (1 - U_r) \quad \Rightarrow$$

$$U = 0.98 = 98 \%$$

Άρα η πλευρά του καννάβου επαρκεί

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Εφόσον ο συνολικός βαθμός στερεοποίησης προέκυψε αρκετά μεγαλύτερος από 93% εξετάζουμε την περίπτωση στερεοποίησης, αυτή τη φορά με επιδιωκόμενο χρόνο στερεοποίησης τους 2 μήνες.

Δηλαδή  $t = 2*30*24*3600 \text{ sec}$

$$T_v = C_v * t / H^2 \quad \Rightarrow$$

$$T_v = 7*10^{-8} * 2*30*24*3600 / 2.5^2 \quad \Rightarrow$$

$$T_v = 0.058$$

Άρα

$U_v = 28 \%$  (από διάγραμμα)

Θεωρούμε  $(K_r/K_v) = 3$

$$C_r = (K_r/K_v) * C_v$$

$$(K_r/K_v) / (K_{r,s}/K_v) = 3/1.5 = 2$$

$$K_{r,s}/K_v = 1.5$$

Άρα  $K_r / K_{r,s} = 2$

$$C_r = 3*7*10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$$

$$D_d = 0.80 \text{ m} \quad \Rightarrow$$

$$R_d = 0.40 \text{ m}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Ο καννάβος των χαλικοπασσάλων είναι τριγωνικός πλευράς  $S=2.15\text{m}$

$$S = 2.15\text{m}$$

$$D_e = 1.05 * S = 1.05 * 2.15 = 2.2575 \text{ m}$$

$$T_r = C_r * t / D_e^2 = (3 * 7 * 10^{-8}) * 2 * 30 * 24 * 3600 / 2.2575^2 \text{ (για ακτινική στράγγιση)} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$T_r = 0.213$$

$$\text{Θεωρούμε } R_s/R_d = 0.60\text{m}/0.40\text{m} = 1.5$$

Άρα

$$A = \ln(R_e/R_d) - 3/4 + (K_r/K_{r,s} - 1) * \ln(R_s/R_d) \Rightarrow \Rightarrow$$

$$A = \ln(1.13/0.40) - 3/4 + (2-1) * \ln 1.5 \Rightarrow \Rightarrow$$

$$A = 0.693$$

$$\text{Όπου } R_e = 2.2575/2 \text{ m} = 1.13 \text{ m}, R_d = 0.40 \text{ m}$$

Ο βαθμός οριζόντιας ακτινικής στερεοποίησης δίνεται από τη σχέση:

$$U_r = 1 - e^{-8 * T_r / A} = 1 - e^{-8 * 0.213 / 0.693} = 0.914 = 91.4\%$$

Από τη σχέση Carillo προκύπτει ο συνολικός βαθμός στερεοποίησης:

$$1 - U = (1 - U_v) * (1 - U_r) \Rightarrow \Rightarrow$$

$$U = 0.938 = 93.8\% > 93\%$$

Άρα η πλευρά του καννάβου επαρκεί, επομένως η στερεοποίηση μπορεί να ολοκληρωθεί σε 2 μήνες.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας χαλικοπασσάλων.

Ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας των χαλικοπασσάλων έγινε με βάση τη θεώρηση απειρομήκους πετάσματος ( Greenwood, 1970 ) σε συνδυασμό με τη θεώρηση διευρυνόμενης κοιλότητας-δοκιμής πρεσσιομέτρου ( Hughes and Withers, 1974 ). Έτσι προκύπτουν οι παρακάτω σχέσεις:

$$\sigma_{\text{vor}}^{\chi\alpha\lambda} = \tan^2 ( 45^0 + \varphi_{\chi\alpha\lambda}/2 ) * \sigma'_{\text{hp}}$$

$$\text{όπου } \sigma'_{\text{hp}} = ((1 + K_0)/2) * [\sigma'_{\text{v}0(-4.20)} + \sigma'_{\text{εδ}}] + 3*(C_u/p')_{\text{N/C}}*(\sigma'_{\text{v}0} + \sigma_{\text{εδ}})$$

$$(1 + K_0)/2 = 0.75$$

$$\sigma'_{\text{v}0(-4.20)} = 2*18.9+2.20*8.9 = 57.38 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_{\text{εδ}} = 78.82$$

$$(C_u/p')_{\text{N/C}} = 0.22$$

$$\text{Άρα : } \sigma'_{\text{hp}} = (0.75 * [57.38+78.82]) + 3*0.22*(57.38 + 78.82) \implies$$

$$\sigma'_{\text{hp}} = 192.042 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{vor}}^{\chi\alpha\lambda} = \tan^2 ( 45^0 + 40^0/2 ) * 192.042 \text{ KPa} \implies$$

$$\sigma_{\text{vor}}^{\chi\alpha\lambda} = 883.18 \text{ KPa}$$

Επομένως :

$$F_{\text{στραγγ}} = ( \sigma_{\text{vor}}^{\chi\alpha\lambda} / \sigma_{\chi\alpha\lambda} )$$

$$F_{\text{στραγγ}} = 883.18 / 547.79 \implies$$

$$F_{\text{στραγγ}} = 1.61 > 1.30$$

$$F_{\text{αστραγγ.}} = (\sigma'_{\text{hp}} * \tan^2 ( 45^0 + \varphi_{\chi\alpha\lambda}/2 )) / \sigma_0 \implies$$

$$F_{\text{αστραγγ.}} = ((1+K_0)/2)*(\sigma'_{\text{v}0(-4.20)} + 3*(C_u/p')_{\text{N/C}}*\sigma'_{\text{v}0(-4.20)} *$$

$$* \tan^2 ( 45^0 + \varphi_{\chi\alpha\lambda}/2 )) / \sigma_0 \implies$$

$$F_{\text{αστραγγ.}} = 2.38 > 1.30$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Κόστος της λύσης θεμελίωσης με συνδυασμό προφόρτισης-χαλικοπασσάλων.

Όγκος επιχώματος προφόρτισης:  $V_{\text{επιχ}} = 6030 \text{ m}^3$

Μοναδιαίο κόστος επιχώματος:  $K_{\text{μον}} = 3 \text{ €/m}^3$

Κόστος επιχώματος:  $K_{\text{επιχ}} = 6030 \text{ m}^3 * 3 \text{ €/m}^3 = 18090 \text{ €}$

Όγκος εκσκαφής:  $V_{\text{εκσκ}} = 2\text{m} * 19\text{m} * 25\text{m} = 950\text{m}^3$

Μοναδιαίο κόστος εκσκαφής:  $K_{\text{μον,εκσκ}} = 5\text{€/m}^3$

Κόστος εκσκαφής:  $K_{\text{εκσκ}} = 950\text{m}^3 * 5\text{€/m}^3 = 4750 \text{ €}$

Κόστος χαλικοπασσάλων:  $K_{\text{χαλ/ων}} = 211000 \text{ €}$

Όγκος πεδιλοδοκών:  $V_{\text{πεδ}} = 250\text{m}^3$

Μοναδιαίο πεδιλοδοκών:  $K_{\text{μον,πελ}} = 180 \text{ €/m}^3$

Κόστος πεδιλοδοκών:  $K_{\text{πελ}} = 250\text{m}^3 * 180 \text{ €/m}^3 = 45000 \text{ €}$

Κόστος πλάκας γενικής κοιτόστρωσης:  $K_{\text{πλ}} = 391\text{m}^3 * 180 \text{ €/m}^3 = 70380 \text{ €/m}^3$

- Συνολικό κόστος θεμελίωσης με πεδιλοδοκούς:

$$K_{\text{τελ}} = 18090 \text{ €} + 4750 \text{ €} + 211000 \text{ €} + 45000 \text{ €} = 278840 \text{ €}$$

- Συνολικό κόστος θεμελίωσης με πλάκας γενικής κοιτόστρωσης :

$$K_{\text{τελ}} = 18090 \text{ €} + 4750 \text{ €} + 211000 \text{ €} + 70380 \text{ €} = 304220 \text{ €}$$

#### B-4. Απλή ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με την κατασκευή χαλικοπασσάλων.

##### i. Γεωμετρικά στοιχεία – συντελεστές.

Επιλέγουμε τριγωνικό κάναβρο με απόσταση μεταξύ των χαλικοπασσάλων  $S=2.15$  m.

Οπότε η ακτίνα επιρροής θα είναι  $D_e = 1.05 \cdot S \implies$

$$D_e = 1.055 \text{ m}$$

Διάμετρος χαλικοπασσάλου:  $D_{\text{χαλ}} = 0.80$  m

$$\varphi_{\text{χαλ}} = 40^\circ$$

$$\gamma_{\text{χαλ}} = 22 \text{ KN/m}^3$$

Άρα ο συντελεστής αντικατάστασης  $\alpha_s$  θα είναι:

$$\alpha_s = (D/D_e)^2 \approx 0.91 \cdot (D_{\text{χαλ}}/S)^2 \implies$$

$$\alpha_s = 0.91 \cdot (0.80/2.15)^2 \implies$$

$$\alpha_s = 0.126$$

Το αντίστροφο του λόγου αντικατάστασης είναι  $A/A_{i(\text{χαλ})} = 1/\alpha_s$

$$A/A_{i(\text{χαλ})} = 1/\alpha_s = 7.94$$

$$\left. \begin{array}{l} (E_c / E_s) = 20 \\ \varphi = 40^\circ \end{array} \right\} \implies \Delta(A/A_i) = 0.28 \text{ (από το νομογράφημα Priebe)}$$



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Άρα  $(A/A_i)_{\text{τελικό}} = (A/A_i) + \Delta(A/A_i) = 7.94 + 0.28$

$(A/A_i)_{\text{τελικό}} = 8.22$

$$\left. \begin{array}{l} (A/A_i)_{\text{τελικό}} \\ \varphi = 40^0 \end{array} \right\} \Rightarrow B = 1.75 \Rightarrow Y = 1 / \beta = 0.57$$

$$n = \frac{\frac{1}{Y} - (1 - a_s)}{a_s} = \frac{1.75 - (1 - 0.126)}{0.126} \Rightarrow$$

$n = 6.95$

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

$$\frac{\sigma_{\varepsilon\delta}}{\sigma_0} = \frac{1}{n \cdot a_s + (1 - a_s)} \quad (2)$$

$\sigma_0 = q = 137.91 \text{ KPa}$

Άρα από την σχέση (1) έχουμε:

$\sigma_{\chi\alpha\lambda} = 137.91 \cdot 6.95 / (6.95 \cdot 0.126 + (1 - 0.126)) \Rightarrow$

$\sigma_{\chi\alpha\lambda} = 547.79 \text{ KPa}$

Από τη σχέση (2) έχουμε:

$\sigma_{\varepsilon\delta} = 78.82 \text{ KPa}$

**ii. Υπολογισμός παραμέτρων μεικτού εδάφους (υπό τη φορτιζόμενη επιφάνεια).**

$$C_u^* = (1 - \alpha_s) * C_{u\tau\epsilon\lambda}$$

$$\Delta C_u = (C_u/p')_{NC} * \sigma_{\epsilon\delta} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\Delta C_u = (10.65/49.4)_{NC} * 78.82 \text{ KPa} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\Delta C_u = 17 \text{ KPa}$$

$$C_{u\tau\epsilon\lambda} = C_{u\alpha\rho\chi} + \Delta C_u = 10.65 \text{ KPa} + 17 \text{ KPa} = 27.64 \text{ KPa}$$

$$C_u^* = (1 - \alpha_s) * C_{u\tau\epsilon\lambda} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$C_u^* = (1 - 0.126) * 27.64 \text{ KPa} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$C_u^* = 24.16 \text{ kPa}$$

$$\gamma^* = \alpha_s * \gamma_{\chi\alpha\lambda} + (1 - \alpha_s) * \gamma_{\epsilon\delta} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\gamma^* = 0.126 * 22 + (1 - 0.126) * 18.4 \text{ KN/m}^3 \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\gamma^* = 18.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(\alpha_s * (\gamma'_{\chi\alpha\lambda} * Z + \sigma_{\chi\alpha\lambda,Z}) * \tan\phi_{\chi\alpha\lambda} / (\gamma^* * Z + \sigma_0)) \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\phi^* = \tan^{-1}(0.126 * (12 * 5 + 547.79) * 0.839 / (18.9 * 5 + 137.91)) \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\phi^* = 19.4^0$$

**iii. Υπολογισμός παραμέτρων μεικτού εδάφους (εκτός της φορτικής επιφάνειας)**

$$C_{u\alpha\phi}^* = (1 - \alpha_s) * C_{u\alpha\rho\chi} = (1 - 0.126) * 10.65 \text{ KPa} = 9.31 \text{ KPa}$$

$$\phi_{\alpha\phi}^* = \tan^{-1}(\alpha_s * \tan\phi_{\chi\alpha\lambda}) = \tan^{-1}(0.126 * 0.839) = 6.0^0$$

$$\gamma^* = 18.9 \text{ KN/m}^3$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

### iv. Αβαθής θεμελίωση (Μετά την ενίσχυση της αργιλικής στρώσης με την κατασκευή χαλικοπασσάλων).

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας πεδילוδοκού πλάτους 2,5 m υπό λοξή φόρτιση κατά Meyerhof

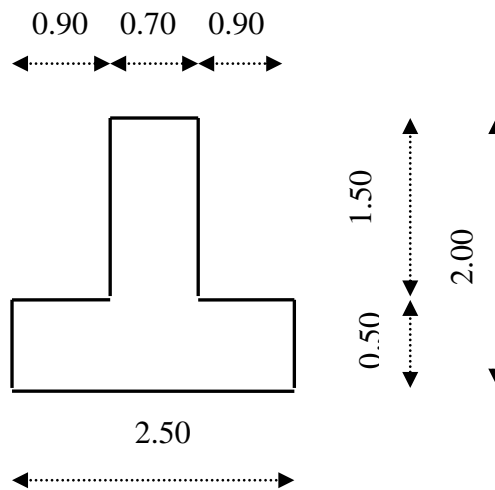
Βάθος επιφάνειας εδράσεως θεμελίου:  $D_f = 2,00$  m

Πλάτος θεμελίου:  $B = 2.50$  m

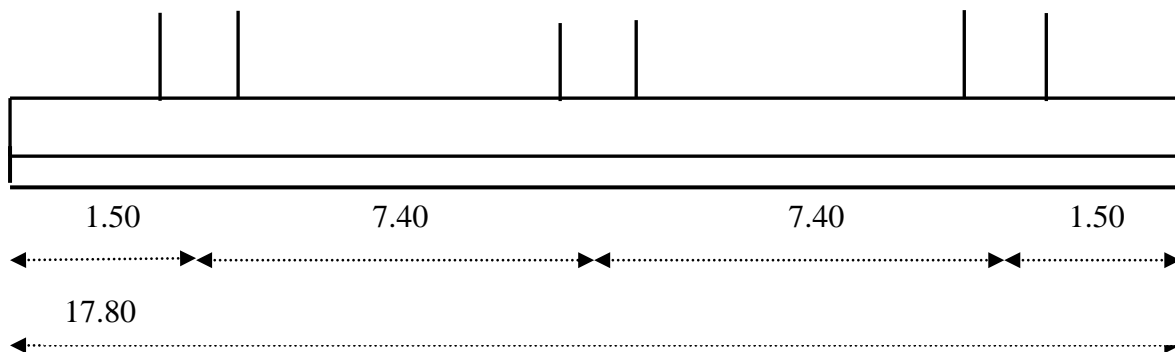
Το βάθος επιρροής της πεδילוδοκού κατά DIN4017 κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T = 0.7 \times B = 0.7 \times 2.50 \text{m} = 1.75 \text{m}$$

Επομένως η επίδραση του θεμελίου εκτείνεται στην αργιλική στρώση(στρώμα 1)



Σχήμα Β - 29



Σχήμα Β - 30

Εξετάζουμε τις πεδילוδοκούς που βρίσκονται στην άκρη της φορτικής επιφάνειας και συνδέουν τα υποστυλώματα  $K_1, K_2, K_3$ , ή  $K_{13}, K_{14}, K_{15}$

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = 0.8 \times (V_1 + V_2 + V_3) = 0.8 \times (2970 + 3600 + 2970) \text{ KN} = 7632 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = H_1 + H_2 + H_3 = 148.50 + 180.00 + 148.50 = 477 \text{ KN}$$

$$\Sigma M = M_7 + M_8 + M_9 = 742.50 + 900 + 742.50 \text{ KNm} = 2385 \text{ KNm}$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_{\mu} \times l_x \times l_y \times D_f = 20.00 \times 2.00 \times 2.50 \times 17.80 \text{ KN} = 1780.00 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ολ}} = 477 \times 1.50 + 2385 = 3100 \text{ KNm}$$

$$V_{\text{ολ}} = \Sigma V + 0.8 \times G_{\theta\epsilon\mu} = 7632 + 0.8 \times 1780 \text{ KN} = 9056 \text{ KN}$$

$$e_L = M_{\text{ολ}} / V_{\text{ολ}} = 3100 / 9056 = 0.3342$$

$$L' = L - 2 \times e_L = 17.13 \text{ m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

$$C_u = 0.35 \times 24.16 + 0.65 \times 9.31 \text{ KPa} = 14.51 \text{ KPa}$$

Γωνία τριβής  $\varphi$

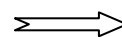
$$\tan \varphi = 0.35 \times \tan 19.4^\circ + 0.65 \times \tan 6.00^\circ = 0.1232544 + 0.0683177 = 0.1916$$

$$\varphi = 10.84^\circ$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 8.70 \quad N_q = 2.72 \quad N_\gamma = 0.47$$

$$\tan \alpha = \Sigma H / V_{\text{ολ}} = 477 \text{ KN} / 9056 \text{ KN} = 0.05267$$



$$\alpha = 3.0^\circ$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:

$$i_c = i_q = (1 - 3^\circ / 90^\circ)^2 = 0.934$$

$$i_\gamma = (1 - \alpha / \varphi)^2 = (1 - 3 / 10.84)^2 = 0.523$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Συντελεστές μορφής για τη στρώση Ι

$$N_{\varphi} = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 1.46$$

$$S_c = 1 + 0.2 (L'/B) \times N_{\varphi} = 1 + 0.2 \times (2.50/17.13) \times 1.46 = 1.043$$

$$S_q = S_{\gamma} = 1.00 + 0.1 (L'/B) \times N_{\varphi} = 1 + 0.1 \times (2.50/17.13) \times 1.46 = 1.021$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση Ι

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{N_{\varphi}} \times D/B = 1 + 0.2 \times \sqrt{1.46} \times 2.00\text{m}/2.50 = 1.193$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1.00 + 0.1 \times \sqrt{N_{\varphi}} \times D/B = 1 + 0.1 \times \sqrt{1.46} \times 2.00\text{m}/2.50 = 1.097$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_{\gamma} \times i_{\gamma} \times d_{\gamma} \times B' \times \gamma_2 \times N_{\gamma} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.043 \times 0.934 \times 1.193 \times 14.51 \times 8.70 + 1.021 \times 0.934 \times 1.097 \times 18.4 \times 2.00 \times 2.72 \\ + 0.5 \times 1.021 \times 0.523 \times 1.097 \times 2.50 \times 8.9 \times 0.47 \Rightarrow \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 146.71 + 104.71 + 3.06 \text{ KPa} = 254.48 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_{\psi} - 2e_k)L_x/V_{o\lambda} \Rightarrow \Rightarrow$$

$$FS = 254.48 \times 17.13 \times 2.5 / 9056 \Rightarrow \Rightarrow$$

$$FS = 1.20 = F_{min}$$

Άρα δε χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

• ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ

$$\Sigma V = (V_1 + V_2 + V_3) = (2970 + 3600 + 2970) \text{ KN} = 9540 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = H_1 + H_2 + H_3 = 148.50 + 180 + 148.50 = 477 \text{ KN}$$

$$\Sigma M = M_1 + M_2 + M_3 = 475.20 + 576.00 + 475.20 \text{ KNm} = 1526.4 \text{ KNm}$$

$$G_{\theta\epsilon\mu} = \gamma_{\mu} \times l_x \times l_y \times D_f = 20.00 \times 2.00 \times 2.50 \times 17.80 \text{ KN} = 1780.00 \text{ KN}$$

$$M_{\sigma\lambda} = 477 \times 1.50 + 1526.4 = 2242 \text{ KNm}$$

$$V_{\sigma\lambda} = \Sigma V + G_{\theta\epsilon\mu} = 9540 + 1780 \text{ KN} = 11320 \text{ KN}$$

$$e_L = M_{\sigma\lambda} / V_{\sigma\lambda} = 2242 / 11320 = 0.198$$

$$L' = L - 2 \times e_L = 17.40 \text{ m}$$

Μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή στρώματος I

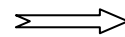
$$C_u = 14.51 \text{ KPa}$$

$$\text{Γωνία τριβής: } \varphi = 10.84^{\circ}$$

Άρα οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας είναι:

$$N_c = 8.70 \quad N_q = 2.72 \quad N_{\gamma} = 0.47$$

$$\tan \alpha = \Sigma H / V_{\sigma\lambda} = 477 \text{ KN} / 11320 \text{ KN}$$



$$\alpha = 2.41^{\circ}$$

Συνεπώς οι συντελεστές λοξότητας φορτίου είναι:  $i_c = i_q = (1 - 2.41^{\circ} / 90^{\circ})^2 = 0.947$

$$i_{\gamma} = (1 - \alpha / \varphi)^2 = (1 - 2.41 / 10.84)^2 = 0.605$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Συντελεστές μορφής για τη στρώση Ι

$$N_{\varphi} = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 1.46$$

$$S_c = 1 + 0.2 (L'/B) \times N_{\varphi} = 1 + 0.2 \times (2.50/17.40) \times 1.46 = 1.042$$

$$S_q = S_{\gamma} = 1 + 0.1 (L'/B) \times N_{\varphi} = 1 + 0.1 \times (2.50/17.40) \times 1.46 = 1.021$$

Συντελεστές βάθους για τη στρώση Ι

$$d_c = 1 + 0.2 \times \sqrt{N_{\varphi}} \times D/B = 1 + 0.2 \times \sqrt{1.46} \times 2.00\text{m}/2.50 = 1.19$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1.00 + 0.1 \times \sqrt{N_{\varphi}} \times D/B = 1 + 0.1 \times \sqrt{1.46} \times 2.00\text{m}/2.50 = 1.097$$

$$q_{ult} = S_c \times i_c \times d_c \times c \times N_c + S_q \times i_q \times d_q \times \gamma_1 \times d_f \times N_q + 0.5 \times S_{\gamma} \times i_{\gamma} \times d_{\gamma} \times B' \times N_{\gamma} \times \gamma_2 \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 1.042 \times 0.947 \times 1.19 \times 14.51 \times 8.70 + 1.021 \times 0.947 \times 1.097 \times 18.4 \times 2.00 \times 2.72 + 0.5 \times 1.021 \times 0.605 \times 1.097 \times 2.50 \times 0.47 \times 8.9 \text{ KPa} \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$q_{ult} = 148.24 + 106.17 + 3.54 \text{ KPa} = 257.95 \text{ KPa}$$

έλεγχος :

$$FS = q_{ult}(L_{\Psi} - 2e_k)L_x/V_{ολ} \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$FS = 257.95 \times 17.40 \times 2.5 / 11320 \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$FS = 0.99 < F_{min} = 2.00$$

Άρα δε χρειάζεται να προχωρήσουμε σε έλεγχο καθιζήσεων.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

Έλεγχος καθιζήσεων πλάκας γενικής κοιτόστρωσης

Εξετάζουμε τη λύση θεμελίωσης με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης διαστάσεων:

Πλάτος πλάκας:  $B = 17.00\text{m}$

Μήκος πλάκας:  $L = 23.00\text{m}$

Πάχος πλάκας:  $H = 1.00\text{m}$

Ειδικό βάρος σκυροδέματος:  $\gamma_b = 25.00 \text{ KN/m}^3$

Ίδιο βάρος πλάκας κοιτόστρωσης:  $G_{\text{πλάκας}} = (17.00 \times 23.00 \times 1.00) \times 25.00 \text{ KN} = 9775 \text{ KN}$

Κατακόρυφα φορτία που μεταφέρονται από την ανωδομή:

$$\Sigma V = 2970 \times 4 + 3267 \times 6 + 5940 \times 3 + 3600 \times 2 = 56502 \text{ KN}$$

$$V_{\text{ολ}} = \Sigma V + G_{\text{πλάκας}} = 56502 + 9775 = 66277 \text{ KN}$$

Πρόσθετη τάση στη στάθμη θεμελίωσης:

$$q = (V_{\text{ολ}}/B \times L) - \sigma_{\text{vo}} (-2.00) \quad \Rightarrow \Rightarrow$$

$$q = 66277/17 \times 23 - 18.4 \times 2 = 101.11 \text{ KPa}$$



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΑΡΓΙΛΟΥ (ΣΤΡΩΜΑΙ)

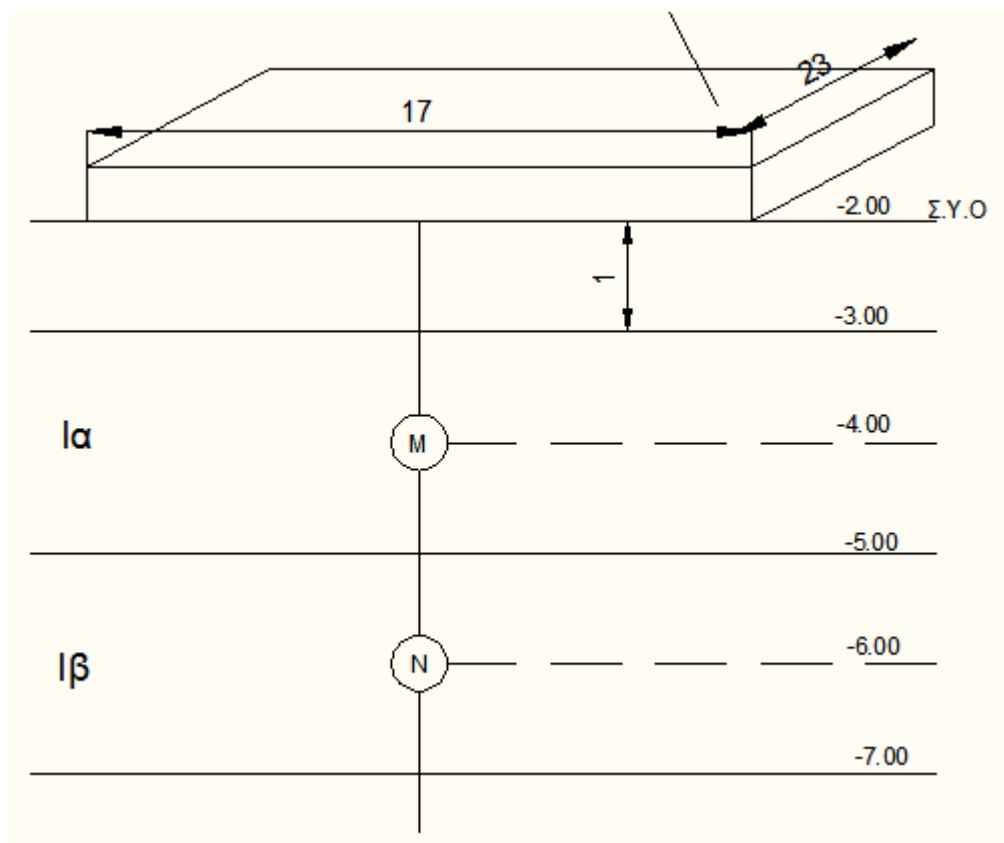
Δείκτης συμπίεστικότητας της αργίλου:  $C_c = 0.235$

Δείκτης πόρων της στρώσης:  $e_0 = 0.91$

Για τους υπολογισμούς χωρίζουμε την αργλική στρώση σε δύο υποστρώσεις:

Την υποστρώση  $I_\alpha$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης  $-3.00\text{m}$  και  $-5.00\text{m}$ , με μέση στάθμη  $-4.00\text{m}$ .

Την υποστρώση  $I_\beta$  που βρίσκεται μεταξύ της στάθμης  $-5.00\text{m}$  και  $-7.00\text{m}$ , με μέση στάθμη  $-6.00\text{m}$ .



Σχήμα Β - 31

$$m_{I\alpha} = (B/2) / Z_{I\alpha} = (17/2)/2 = 4.25$$

$$n_{I\alpha} = (L/2) / Z_{I\alpha} = (23/2)/2 = 5.75$$

$$I_{I\alpha} = 0.25 \text{ (Από το νομογράφημα Fantum)}$$

$$m_{I\beta} = (B/2) / Z_{I\alpha} = (17/2)/4 = 2.125$$

$$n_{I\beta} = (L/2) / Z_{I\alpha} = (23/2)/4 = 2.875$$

$$I_{I\beta} = 0.237 \text{ (Από νομογράφημα Fantum)}$$

Άρα

$$\Delta\sigma_{zM} = 4 \times I_{I\alpha} \times q = 4 \times 0.25 \times 101.11 \text{ KPa} = 101.11 \text{ KPa}$$

$$\Delta\sigma_{zN} = 4 \times I_{I\beta} \times q = 4 \times 0.237 \times 101.11 \text{ KPa} = 95.9 \text{ KPa}$$

Επομένως:

$$P_{I\alpha} = (C_c/1+e_0) \times h_{I\alpha} \times \log[ ((\sigma_{vo}'(-4.00) + \Delta\sigma_{zM}) / \sigma_{vo}'(-4.00))] \implies$$

$$P_{I\alpha} = 0.235/(1+0.91) \times 2.0 \times \log[((2 \times 18.4 + 2 \times 8.4) + 101.11) / 2 \times 18.4 + 2 \times 8.4] \implies$$

$$P_{I\alpha} = 0.11 \text{ m}$$

$$P_{I\beta} = (C_c/1+e_0) \times h_{I\beta} \times \log[ ((\sigma_{vo}'(-6.0) + \Delta\sigma_{zN}) / \sigma_{vo}'(-6.0))] \implies$$

$$P_{I\beta} = 0.235/(1+0.91) \times 2.0 \times \log[((2 \times 18.4 + 4 \times 8.4) + 101.11) / 2 \times 18.4 + 4 \times 8.4] \implies$$

$$P_{I\beta} = 0.19 \text{ m}$$

$$P_{I\alpha} + P_{I\beta} = 0.57 \times (0.3) \text{ m} = 17.1 \text{ cm}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- ΚΑΘΙΣΤΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

Δηλαδή  $E_{sII} = 13000 \text{ KPa}$

$$P_{II} = ((q \times B)/(E_{sII})) \times (f_{I+II} - f_I)$$

$$Z/B = 7.45/17 = 0.438$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$f_{I+II} = 0.28$  (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))

$$Z/B = 5/17 = 0.29$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$f_I = 0.24$  (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))

$$\text{Άρα } P_{II} = ((101.11 \times 17.00)/(13000)) \times (0.28 - 0.24) \implies$$

$$P_{II} = 0.53 \text{ cm}$$

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

$$E_{sIII} = 25000 \text{ KPa}$$

$$P_{III} = ((q \times B)/(E_{sIII})) \times (f_{I+II+III} - f_{I+II})$$

$$Z/B = 18.45/17 = 1.1$$

$$f_{I+II+III} = 0.53 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$Z/B = 7.45/17 = 0.438$$

$$f_{I+II} = 0.28 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$L/B = 23/17 = 1.353$$

$$\text{Άρα } P_{III} = ((101.11 \times 17.00)/(25000)) \times (0.53 - 0.28) \implies$$

$$P_{III} = 1.7 \text{ cm}$$

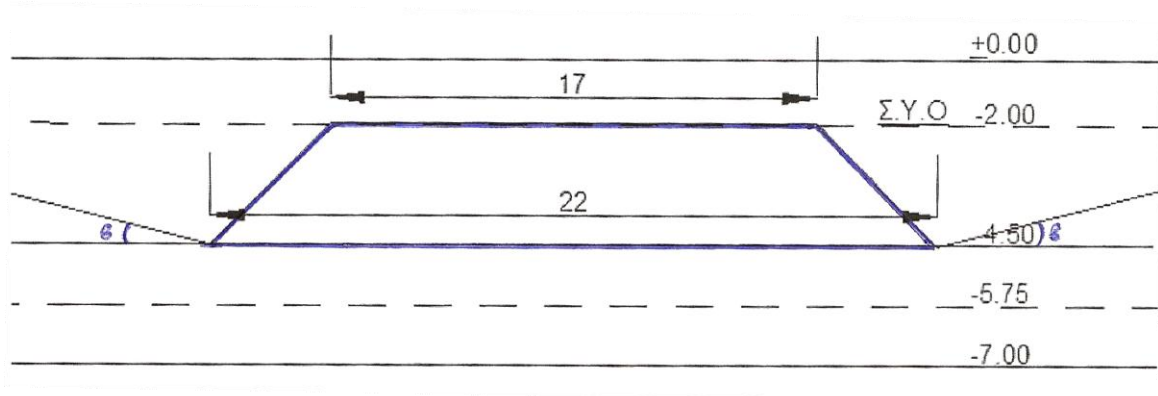
$$\text{Άρα } P_{\text{ολικό}} = P_{I\alpha} + P_{I\beta} + P_{II} + P_{III} = 17.1 + 0.53 + 1.7 = 19.33 \text{ cm} > S_{\varepsilon\pi} = 12.00 \text{ cm}$$

Άρα η λύση της επιφανειακής θεμελίωσης υπό πλάκα γενικής κοιτόστρωσης με προηγούμενη βελτίωση της αργιλικής στρώσης με την κατασκευή χαλικοπασσάλων απορρίπτεται.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

**B-5. Λύση εκσκαφής και τοποθέτησης εξυγιαντικής στρώσεως λιθορριπής και κατασκευή κοιτοστρώσεως-επανεπίχωσης.**

**i. Καθίζηση πλάκας κοιτοστρώσεως – κλίση πρανών εδάφους.**



Σχήμα Β - 32

Το επίχωμα της λιθορριπής κατασκευάζεται έτσι ώστε η τάση που μεταφέρεται στο έδαφος, λόγω των φορτίων της ανωδομής διαμέσου της γενικής πλάκας κοιτοστρώσεως, και κατά συνέπεια και η αναπτυσσόμενη καθίζηση, να είναι εμφανώς μειωμένες.

Αφού γίνει η εκσκαφή σε βάθος 4.50 m, κατασκευάζεται επίχωμα με ύψος 2.50 m με γωνία πρανούς 45°.

$$B_{\text{βασης}} = 22\text{m}$$

$$L_{\text{βασης}} = 28\text{m}$$

$$\sigma'_{v(-5.75)} = 2 \cdot 18.4 + 3.75 \cdot 8.4 = 68.3\text{KPa}$$

$$m = (B/2)/z = 11/1.25 = 8.8$$

$$n = (L/2)/z = 14/1.25 = 11.2$$

$$I = 0.25 \text{ (από νομογράφημα Fantum)}$$

$$q = 101.11 \cdot 17 \cdot 23 / ((17+5) \cdot (23+5)) = 64.18 \text{ KPa}$$

$$\Delta\sigma_z = 4 \cdot 0.25 \cdot 64.18 = 64.18\text{KPa}$$

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΑΡΓΙΛΟΥ

$$\rho_c = (C_c / (1+e_0)) * h * \log((\sigma_v'_{(-5.75)} + \Delta\sigma_z) / \sigma_v'_{(-5.75)}) \quad \Rightarrow$$

$$\rho_c = (0.235 / (1+0.91)) * 250 * \log((64.18 + 64.18) / 64.18) \text{ cm} \quad \Rightarrow$$

$$\rho_c = 9.26 \text{ cm}$$

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

$$E_{sII} = 13000 \text{ KPa}$$

$$P_{II} = ((q \times B) / (E_{sII})) \times (f_{I+II} - f_I)$$

$$Z/B = 4.95/22 = 0.225$$

$$f_{I+II} = 0.20 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$L/B = 28/22 = 1.27$$

$$Z/B = 2.5/22 = 0.11$$

$$f_I = 0.10 \text{ (Από νομογράφημα KANNY(DIN 4019))}$$

$$L/B = 28/22 = 1.27$$

$$\text{Άρα } P_{II} = ((64.18 \times 22.00) / (13000)) \times (0.20 - 0.10) \quad \Rightarrow$$

$$P_{II} = 1.1 \text{ cm}$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

- ΚΑΘΙΖΗΣΗ ΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΙΙΙ (ΑΜΜΟΣ)

$$E_{sIII} = 25000 \text{ ΚΡα}$$

$$P_{III} = ((q \times B)/(E_{sIII})) \times (f_{I+II+III} - f_{I+II})$$

$$Z/B = 15.95/22 = 0.73$$

$$f_{I+II+III} = 0.42 \text{ (Από νομογράφημα ΚΑΝΥ(DIN 4019))}$$

$$L/B = 28/22 = 1.27$$

$$Z/B = 4.95/22 = 0.438$$

$$f_{I+II} = 0.20 \text{ (Από νομογράφημα ΚΑΝΥ(DIN 4019))}$$

$$L/B = 28/22 = 1.27$$

$$\text{Άρα } P_{III} = ((64.18 \times 22.00)/(25000)) \times (0.42 - 0.20) \quad \Rightarrow$$

$$P_{III} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\text{Άρα } P_{\text{ολικό}} = \rho_c + P_{II} + P_{III} = 9.26 + 1.1 + 1.2 = 11.55 \text{ cm} < S_{\text{επ}} = 12.00 \text{ cm}$$

Εύρεση γωνίας πρανούς  $\beta$

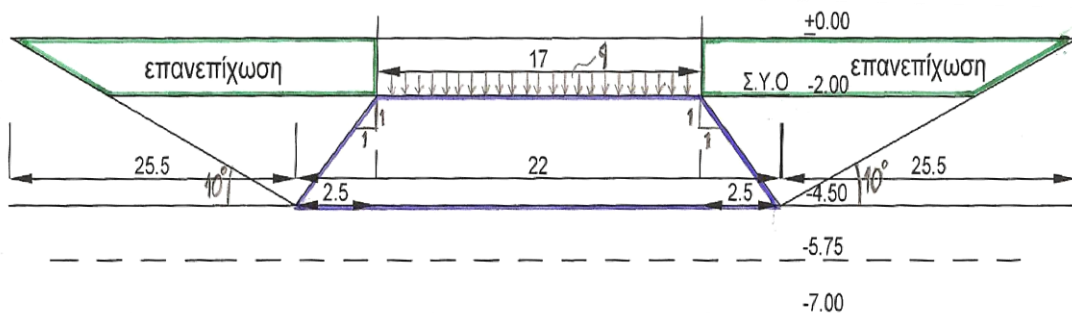
$$C_u(z) = 7.5 + 0.9 \cdot Z$$

$$C_u(7) = 7.5 + 0.9 \cdot 7 = 13.8 \text{ ΚΡα}$$

$$m = C_u(z) / Z = C_u(7) / 7 = 1.97 \approx 2$$

$$F(\beta) = Y \cdot \gamma / m = 1.30 \cdot 18.4 / 2 = 11.96 \approx 12 \quad \Rightarrow$$

$$\beta = 10^\circ \text{ (από διάγραμμα)}$$



Σχήμα Β - 33

ii. Κοστολόγηση λύσεως.

- Όγκος εκσκαφής

$$V_{\text{εκσκ}} = 4.5\text{m} \cdot 22\text{m} \cdot 28\text{m} + ((25.5\text{m} \cdot 4.5\text{m})/2) \cdot 22\text{m} + ((25.5\text{m} \cdot 4.5\text{m})/2) \cdot 28\text{m} + 4 \cdot (25\text{m} \cdot 4.5\text{m} \cdot 25\text{m})/2 = 19135\text{m}^3$$

- Όγκος πρανούς λιθορριπής

$$V_{\text{λιθ}} = 22\text{m} \cdot 28\text{m} \cdot 2.5\text{m} + 2 \cdot (2.5\text{m} \cdot 25.5\text{m}/2) \cdot 28\text{m} + 2 \cdot (2.5\text{m} \cdot 25.5\text{m}/2) \cdot 22\text{m} + 4 \cdot (2.5\text{m} \cdot 25.5\text{m}/2) \cdot 25\text{m} = 1540\text{m}^3 + 1785\text{m}^3 + 1403\text{m}^3 + 3188\text{m}^3 = 7916\text{m}^3$$

- Μοναδιαίο κόστος εκσκαφής-επανεπίχωσης αργίλου:  $K_{\text{μον,εκσκ}} = 6 \text{ €/m}^3$
- Μοναδιαίο κόστος εναπόθεσης λιθορριπής:  $K_{\text{μον,εναπ}} = 15 \text{ €/m}^3$
- Συνολικό κόστος διαμόρφωσης:  $K_{\text{συν,διαμ}} = 6 \text{ €/m}^3 \cdot 19135\text{m}^3 + 15 \text{ €/m}^3 \cdot 7916\text{m}^3 = 233542 \text{ €}$
- Όγκος πλάκας γενικής κοιτόστρωσης:  $V_{\text{πλ}} = 17\text{m} \cdot 23\text{m} \cdot 1\text{m} = 391\text{m}^3$
- Μοναδιαίο κόστος πλάκας γενικής κοιτόστρωσης:  $K_{\text{μον,πλ}} = 180 \text{ €/m}^3$
- Κόστος πλάκας γενικής κοιτόστρωσης:  $K_{\text{πλ}} = 391\text{m}^3 \cdot 180 \text{ €/m}^3 = 70380 \text{ €}$
- Συνολικό κόστος θεμελίωσης:

$$K_{\text{τελ}} = 233542 \text{ €} + 70380 \text{ €} = 303923 \text{ €}$$



**Β-6. Στοιχεία για τον στατικό υπολογισμό πεδילוδοκού/κοιτοστρώσεως εδραζόμενης σε ενισχυμένο-βελτιωμένο έδαφος λόγω προφόρτισης-κατασκευής χαλικοπασσάλων.**

**i. Εκτίμηση τελικού δείκτη εδάφους  $K$  πεδילוδοκού.**

Διαστάσεις πεδילוδοκού:

$$B = 2.5\text{m}$$

$$L = 17.80\text{ m}$$

Βάθος επιρροής:  $6*B = 15.0\text{m}$  (από τη στάθμη  $-2.0\text{m}$  μέχρι τη στάθμη  $-17.0\text{m}$ )

• **ΣΤΡΩΣΗ Ι** (Συνεκτική άργιλος)

$$C_{u_{\text{τελ}}} = 25\text{KPa} / (1-\alpha_s) = 25 / (1-0.126) = 28.6\text{ KPa} \quad \Rightarrow$$

$$K_0^I = 55\text{ MN/m}^3 \quad \Rightarrow$$

$$K^I = K_0^I * (B_0/B) * (2/3 + (1/3) * B/L) = 55\text{ MN/m}^3 * (0.305\text{m}/2.5\text{m}) * (2/3 + (1/3) * 2.5\text{m}/17.80\text{ m}) \quad \Rightarrow$$

$$K^I = 4.79\text{ MN/m}^3$$

• **ΣΤΡΩΣΗ ΙΙ** (Άμμος μέσης πυκνότητας)

$$K_0^{II} = 26\text{ MN/m}^3 \quad \Rightarrow$$

$$K^{II} = (K_0^{II}/4) * (1 + (B/L))^2 * (2/3 + (1/3) * (B/L)) \quad \Rightarrow$$

$$K^{II} = (26\text{ MN/m}^3/4) * (1 + (0.305\text{m}/2.5\text{m}))^2 * (2/3 + (1/3) * (2.5\text{m}/17.8\text{m}))\text{ MN/m}^3 \quad \Rightarrow$$

$$K^{II} = 5.84\text{ MN/m}^3$$

- ΣΤΡΩΣΗ ΙΙΙ(πυκνή άμμος)

$$K_0^{III} = (26 + 96)/2 \text{ MN/m}^3 = 61 \text{ MN/m}^3 \quad \Rightarrow$$

$$K^{III} = (K_0^{III}/4) * (1 + (B/L))^2 * (2/3 + (1/3) * (B/L)) \quad \Rightarrow$$

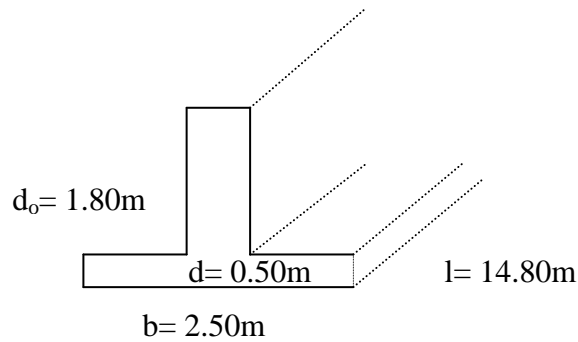
$$K^{III} = (61 \text{ MN/m}^3/4) * (1 + (0.305\text{m}/2.5\text{m}))^2 * (2/3 + (1/3) * (2.5\text{m}/17.8\text{m})) \text{ MN/m}^3 \quad \Rightarrow$$

$$K^{III} = 13.71 \text{ MN/m}^3$$

$$K^{\text{μεσο}} = (4.79 * 5 + 5.84 * 2.45 + 13.71 * 7.55) / 15 \text{ MN/m}^3 = \mathbf{9.45 \text{ MN/m}^3}$$

ii. Κριτήριο ακαμψίας πεδילוδοκού

Έστω η παρακάτω διατομή πεδילוδοκού



Εκτίμηση ροπής αδράνειας J

Από τον πίνακα Beton Kalender για

$$\frac{b_0}{b} = \frac{0.40}{2.50} = 0.16$$

$$\frac{d_0}{d} = \frac{0.50}{1.80} = 0.28$$

$$\mu = 272 \times 10^{-4}$$

$$J = \mu \times b \times d_0^3$$

$$\text{Και } J = 0.0272 \times 2.50 \times 1.80^3 = 0.3966 \text{m}^4$$

Οπότε:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kxb}{4E_b x J}} = \sqrt[4]{\frac{9450 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \times 2.50 \text{m}}{4 \times 3.5 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 0.3966 \text{m}^4}} = \sqrt[4]{0.00043 \frac{1}{\text{m}^4}} = 0.144 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Και } \beta \times l = 0.144 \times 14.80 = 2.13$$

$> \pi/4 = 0,785$   
 $< \pi = 3,14$

} μετρίων εύκαμπτη.

### iii. Εκτίμηση το δείκτη εδάφους $K$ για πλάκα γενικής κοιτόστρωσης.

Διαστάσεις πλάκας γενικής κοιτόστρωσης:

$$B = 17.0\text{m}$$

$$L = 23.0\text{ m}$$

Βάθος επιρροής:  $2*B = 34.0\text{m}$ . Η γεώτρησή μας όμως φτάνει μέχρι τα  $20.45\text{m}$ . Άρα χρησιμοποιούμε ολόκληρο το βάθος της γεώτρησης για τον υπολογισμό του δείκτη εδάφους  $K$ .

- **ΣΤΡΩΣΗ Ι** (Συνεκτική άργιλος)

$$C_{u_{\text{τελ}}} = 25\text{KPa} / (1 - \alpha_s) = 25 / (1 - 0.126) = 28.6\text{ KPa} \quad \Longrightarrow$$

$$K_0^I = 55\text{ MN/m}^3 \quad \Longrightarrow$$

$$K^I = K_0^I * (B_0/B) * (2/3 + (1/3)*B/L) = 55\text{ MN/m}^3 * (0.305\text{m}/17\text{m}) * (2/3 + (1/3)*17\text{m}/23\text{m}) \quad \Longrightarrow$$

$$K^I = 0.9\text{ MN/m}^3$$

- **ΣΤΡΩΣΗ ΙΙ** (Άμμος μέσης πυκνότητας)

$$K_0^{II} = 26\text{ MN/m}^3 \quad \Longrightarrow$$

$$K^{II} = (K_0^{II}/4) * (1 + (B_0/L))^2 * (2/3 + (1/3)*(B/L)) \quad \Longrightarrow$$

$$K^{II} = (26\text{ MN/m}^3/4) * (1 + (0.305\text{m}/23\text{m}))^2 * (2/3 + (1/3)*(17\text{m}/23\text{m}))\text{ MN/m}^3 \quad \Longrightarrow$$

$$K^{II} = 6.5 * 1.0267 * 0.913\text{ MN/m}^3 = 6.1\text{ MN/m}^3$$

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

---

- ΣΤΡΩΣΗ ΙΙΙ (πυκνή άμμος)

$$K_0^{III} = (26 + 96)/2 \text{ MN/m}^3 = 61 \text{ MN/m}^3 \quad \Rightarrow$$

$$K^{III} = (K_0^{III}/4) * (1 + (B_0/L))^2 * (2/3 + (1/3) * (B/L)) \quad \Rightarrow$$

$$K^{III} = (61 \text{ MN/m}^3/4) * (1 + (0.305\text{m}/2.5\text{m}))^2 * (2/3 + (1/3) * (2.5\text{m}/17.8\text{m})) \text{ MN/m}^3 \quad \Rightarrow$$

$$K^{III} = 15.25 * 1.0267 * 0.913 \text{ MN/m}^3 = 14.3 \text{ MN/m}^3$$

$$K^{\mu\epsilon\sigma\omicron} = (0.9 * 5 + 6.1 * 2.45 + 14.3 * 13) / 20.45 \text{ MN/m}^3 = \mathbf{10.04 \text{ MN/m}^3}$$