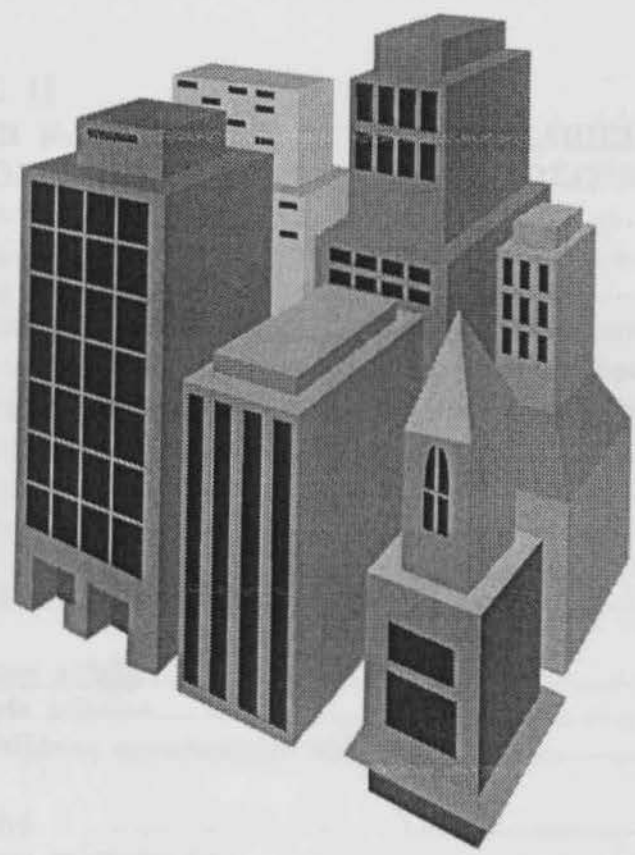


Τ.Ε.Ι. ΠΕΙΡΑΙΑ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΒΑΣΙΛΟΠΟΥΛΟΣ ΜΑΡΙΟΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΜΑ : « Εδάφη και ανάλογες κατασκευές θεμελίωσης
σε συνάρτηση και με τις υπόλοιπες συνθήκες
θεμελίωσης. »



ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ ΕΡΓΟΥ : ΧΟΥΖΟΥΡΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
Διαμόρφωση θεμελίων	2
 ΜΕΡΟΣ Ι	
ΑΝΑΓΝΩΡΙΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΙΑΣ ΚΑΛΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	3
A) Οι θεμελιώσεις πάνω σε άμμο και σε μη πλαστική ύλη.....	8
B) Οι θεμελιώσεις πάνω σε άργιλο και σε πλαστική ύλη.....	11
Γ) Οι θεμελιώσεις πάνω σε λασπώδη εδάφη. Οι πλωτές θεμελιώσεις.....	22
Δ) Οι θεμελιώσεις σε συμπυκνωμένα εδάφη.....	27
E) Οι θεμελιώσεις πάνω σε μάργες.....	28
ΣΤ) Οι θεμελιώσεις πάνω σε ψαμμίτες.....	29
Z) Οι θεμελιώσεις πάνω σε σχιστολιθικές & φυλιτικές περιοχές.....	30
H) Οι θεμελιώσεις πάνω σε βραχώδεις περιοχές.....	32
 ΜΕΡΟΣ ΙΙ	
ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΤΑΛΗΛΟΥ ΤΥΠΟΥ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ	34
Επιτρεπόμενες καθιζήσεις.....	35
Καθιζήσεις επί αμμωδών εδαφών.....	36
Καθιζήσεις επί αργιλωδών εδαφών.....	38
Πίνακας επιτρεπόμενων μεγίστων ολικών καθιζήσεων.....	45
Φέρουσα ικανότητα και επιτρεπόμενες τάσεις εδάφους.....	46
Μορφή της κατανομής των τάσεων επαφής εδάφους πέδιλου.....	47
Αντοχή ψαθυρών εδαφών.....	52
Αντοχή αργιλικών εδαφών.....	57
Επιτρεπόμενη τάση του εδάφους.....	58
ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ	58
A) Μεμονωμένα πέδιλα	61
Μορφολογία πέδιλων.....	63
Μελέτη επίλυσης μεμονωμένων πέδιλων.....	66
B) Πεδιλοδοκοί	81
Διαμόρφωση πεδιλοδοκών.....	85
Μελέτη επίλυσης πεδιλοδοκών.....	88
Απλές μέθοδοι υπολογισμού πεδιλοδοκών.....	89
Προμελέτη θεμελιοδοκού με την απλοποιημένη μέθοδο εύκαμπτης κατανομής.....	91
Μέθοδοι βάσει εδαφικού προσομοιώματος κατά Winkler.....	94
Παράδειγμα εφαρμογής υπολογισμού πεδιλοδοκού.....	99

Γ) <u>Εσχάρες πεδιλοδοκών</u>	103
Επίλυση εσχάρων πεδιλοδοκού βάσει εδαφικού προσομοιώματος Winkler.....	106
Επίλυση εσχάρων πεδιλοδοκού βάσει εδαφικού προσομοιώματος ελαστικού ισοτρόπου του ημιχώρου.....	108
Σχόλια και παρατηρήσεις.....	109
Δ) <u>Γενική κοιτόστρωση</u>	111
Η προστασία που γίνεται σε μια γενική κοιτόστρωση στα αργιλώδη εδάφη.....	118
Είδη κοιτοστρώσεων.....	120
Μορφή γενικής κοιτόστρωσης.....	126
Μέθοδοι υπολογισμού γενικών κοιτοστρώσεων.....	128
Μέθοδος εύκαμπτης διανομής.....	131
Επίλυση βάσει εδαφικού προσομοιώματος Winkler.....	132

ΜΕΡΟΣ ΙΙΙ

ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΤΑΛΛΗΛΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

<u>ΒΑΘΙΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ</u>	137
A) <u>Φεάτια ή βυθιζόμενα κιβώτια</u>	139
Υπολογισμός τοιχωμάτων κιβωτίου.....	148
B) <u>Θεμελιώσεις με πασσάλους</u>	151
Παράδειγμα επιλογής πασσάλων.....	152
Φέρουσα ικανότητα πασσάλων.....	155
Καθιζήσεις θεμελιώσεων διά πασσάλων.....	158
Πασσαλότοιχοι.....	162
Οι πλευρικά φορτιζόμενοι πάσσαλοι.....	163
Οι αμμοπάσσαλοι.....	173
Ταξινόμηση πασσάλων.....	175
Υπολογισμός οριακού εδαφικού φορτίου πασσάλου σε κατακόρυφη φόρτιση.....	179
Μέθοδοι βασιζόμενες σε στατικούς τύπους.....	180
Αντιμετώπιση ειδικών περιπτώσεων θεμελιώσεων με ομάδες πασσάλων.....	186
Τρόπος μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος.....	190
Υπολογισμός πασσάλων.....	193
- Αντοχή πασσάλων.....	194
- Φέρουσα ικανότητα πασσάλων.....	201
- Καθιζήσεις.....	213
- Κατανομή των φορτίων μεταξύ των πασσάλων μίας θεμελίωσης.....	217
Μήκος πασσάλου.....	231
Φέρουσα ικανότητα πασσάλου.....	232
Ελκνόμενοι πάσσαλοι.....	232
Έλεγχος του εδάφους με την βοήθεια της θεωρίας των πασσάλων.....	233
Πάσσαλοι μεγάλης διαμέτρου.....	239
Μικροπάσσαλοι.....	242
<u>ΕΠΙΛΟΓΟΣ</u>	243
Βάθος θεμελίωσης.....	245

Εισαγωγή

Όταν κατασκευάζεται ένα έργο, διαταράσσεται η ηρεμία και η φυσική ισορροπία του εδάφους με την μεταφορά των φορτίων του έργου πάνω σ' αυτό.

Για να γίνεται η θεμελίωση με ασφάλεια και οικονομία, πρέπει να εξετάζονται δύο παράγοντες:

1. Το έδαφος θεμελίωσης
2. Η διαμόρφωση των θεμελίων

1. Έδαφος θεμελίωσης

Την συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης εξετάζει η εδαφομηχανική. Οι βασικές αρχές της εδαφομηχανικής, στηρίζονται σε θεωρίες και πειράματα.

Η επιτυχία της θεμελίωσης ενός έργου εξαρτάται άμεσα από την πείρα του μηχανικού σ' αυτόν τον τομέα. Η προσωπική πείρα ενός μηχανικού είναι οπωσδήποτε περιορισμένη, γι' αυτό είναι αναγκασμένος να βασίζεται σε παρατηρήσεις που έχουν γίνει πάνω σε συναφή έργα παλαιότερων κατασκευών των συναδέλφων του. Από τις παρατηρήσεις αυτές παίρνονται πολύτιμες ενδείξεις και πληροφορίες, π.χ. ο μηχανικός που κατασκευάζει μια πολυκατοικία πριν ξεκινήσει την μελέτη της θεμελίωσης επισκέπτεται στην αρχή έργα εκσκαφών στην γύρω περιοχή, αν υπάρχουν. Στην συνέχεια επικοινωνεί με μηχανικούς που έχουν κάνει έργα στην περιοχή, ζητώντας την «επιτρεπόμενη τάση εδάφους» που χρησιμοποίησαν, τον τρόπο θεμελίωσης και την επίδραση αυτής στον σκελετό.

Ο μηχανικός που μελετά ή κατασκευάζει θεμελιώσεις, πρέπει να γνωρίζει την συμπεριφορά του εδάφους, για να μπορεί να ελέγχει την ασφάλεια, όχι μόνο του εδάφους, αλλά και του έργου ολόκληρου. Η συμπεριφορά αυτή είναι δύσκολο να προσδιοριστεί, εξαιτίας της ανομοιογένειας και του ανισόρροπου εδάφους. Ο σκοπός των σχετικών υπολογισμών δεν είναι να βρεθούν ακριβείς τιμές, αλλά η εκτίμηση τάξεων μεγέθους.

Στην πράξη αρκούν απλουστευτικοί τύποι και προσεγγιστικοί υπολογισμοί. Η χρησιμοποίηση πολύπλοκων τύπων δεν πρέπει να ξεγελάει για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Για το ίδιο πρόβλημα υπάρχουν πάντα πολλές λύσεις, η εκλογή όμως της πιο κατάλληλης, εξαρτάται από την προσωπικότητα του μηχανικού, που βασίζεται στις γνώσεις και την πείρα του. Πολλές φορές η λύση αυτή πρέπει να στηρίζεται σε εδαφοτεχνική μελέτη κάποιου εδάφους.

Στην εργασία αυτή αντιμετωπίζεται η θεμελίωση ενός έργου για διάφορα είδη εδάφους και παραμέτρους αυτού, όπως η επιτρεπόμενη τάση, το μέτρο ελαστικότητας, ο συντελεστής τριβής, οι καθιζήσεις κ.α.

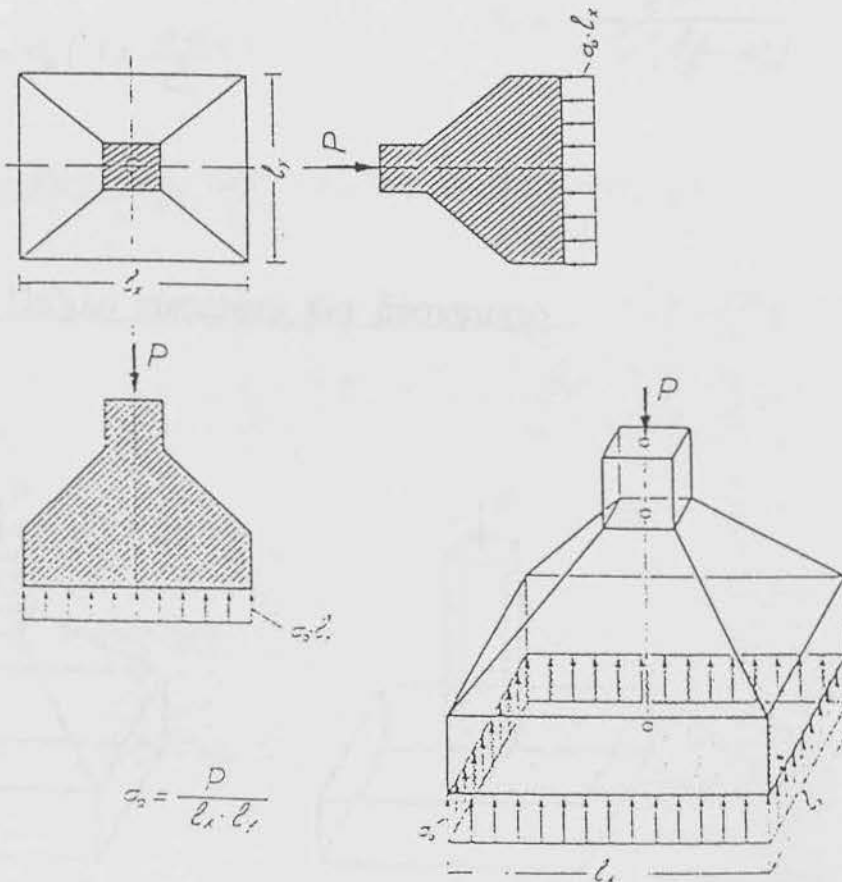
Το βασικότερο θέμα είναι η επιτρεπόμενη τάση εδάφους. Σε αυτήν αναφέρεται ένας ολόκληρος Γερμανικός Κανονισμός (DIN 1054).

2. Διαμόρφωση θεμέλιων

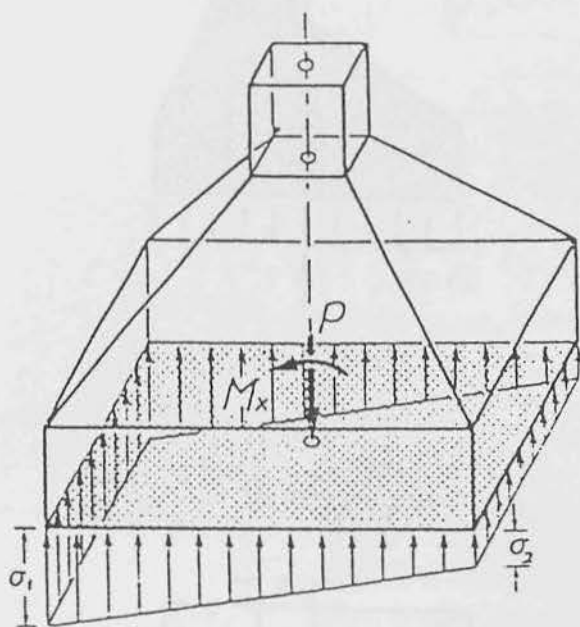
Αφού γίνει η εξέταση της συμπεριφοράς του εδάφους, έχουν προσδιοριστεί με σιγουριά τα χαρακτηριστικά του (κύρια ή επιτρεπόμενη τάση) και έχουν αναγνωριστεί οι ενδεχόμενες κατασκευαστικές δυσχέρειες, εκλέγεται ο τρόπος θεμελίωσης απ' αυτούς που παρουσιάζονται συνοπτικά πιο κάτω.

α) Μεμονωμένα πέδιλα

- Μηδενικής ή μικρής συνισταμένης εκκεντρότητας.



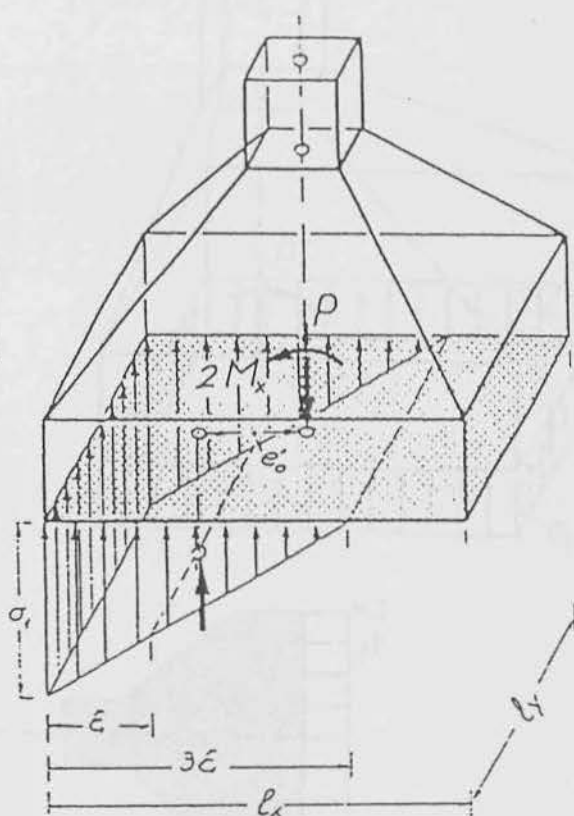
- Έκκεντρα πέδιλα και έκκεντρη φόρτιση υποστυλώματος



$$e_0 = \frac{M_x}{P} < \frac{l_x}{b}$$

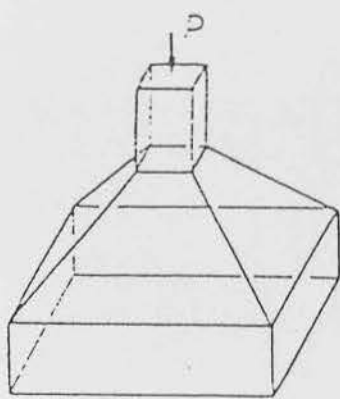
$$e_0' = 2e_0 > \frac{l_x}{b}$$

$$\sigma_{1,2} = \sigma_0 \left(1 \pm \frac{b e_0'}{l_x} \right)$$

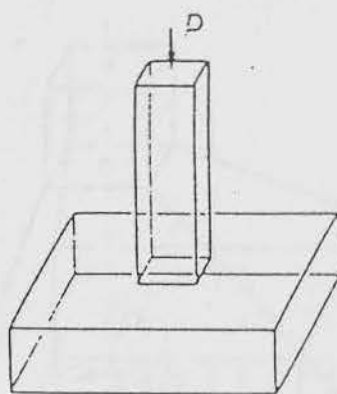


$$\sigma_1 = \frac{2P}{3l_y \left(\frac{l_x}{2} - e_0 \right)}$$

- Πέδιλο εύκαμπτο και δύσκαμπτο

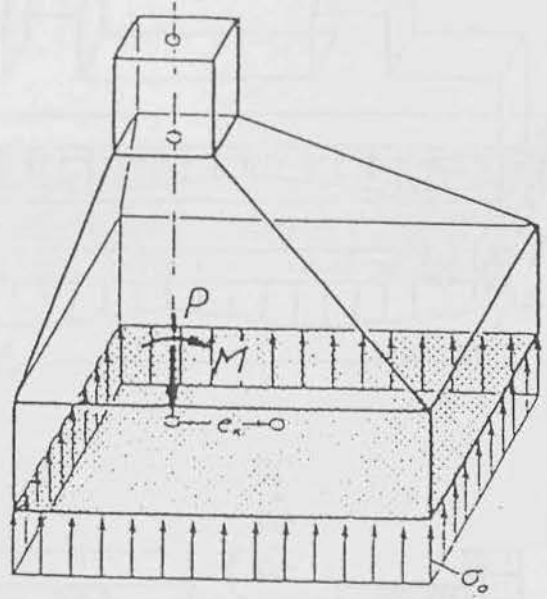
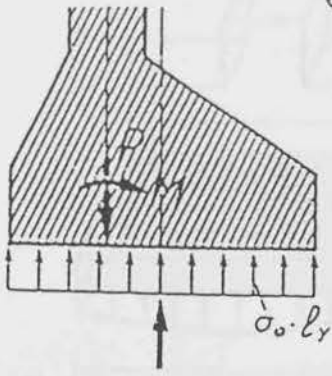


Δύσκαμπτο πέδιλο

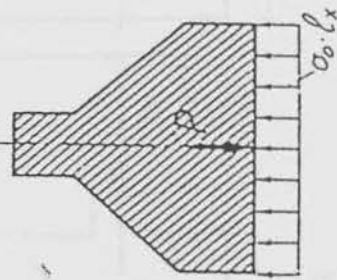
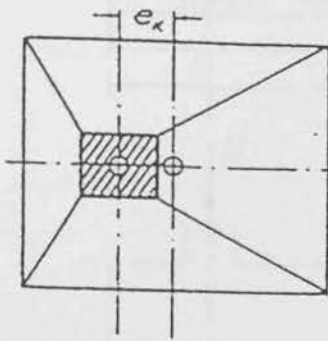


Εύκαμπτο πέδιλο

- Μόνιμης εκκεντρής φορτίσης



$$\sigma_0 = \frac{P}{l_x \cdot l_y}$$



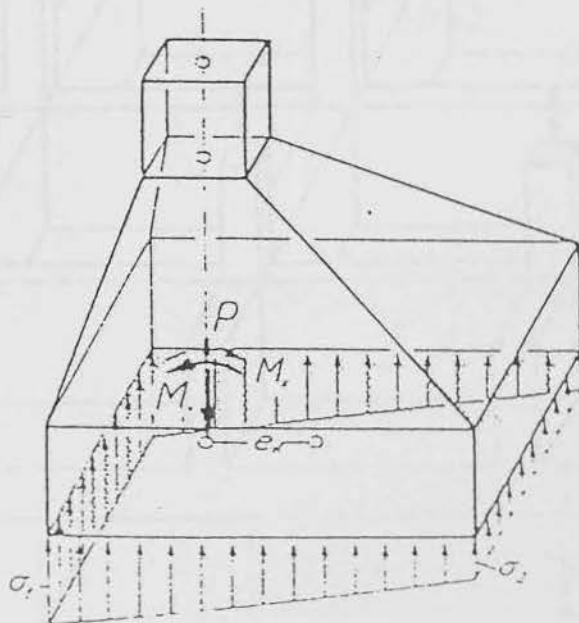
- Μεγάλης συνισταμένης εκκεντρότητας

$$e_0 = \frac{M_x}{P}$$

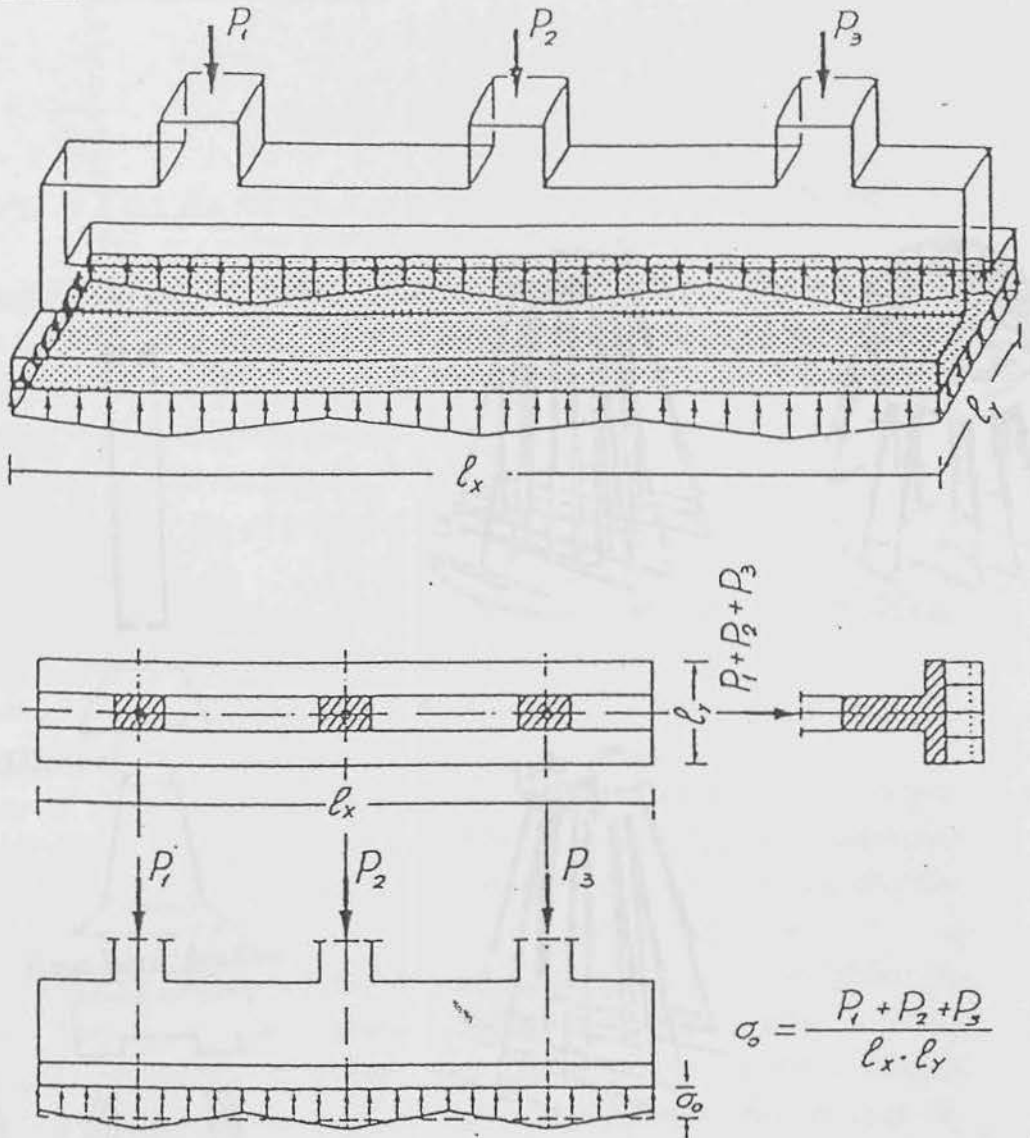
$$\sigma_{1,2} = \sigma_0 \left(1 \pm \frac{\delta e_x \cdot \epsilon}{l_x} \right)$$

$$e_{2,1} = e_x + e_0$$

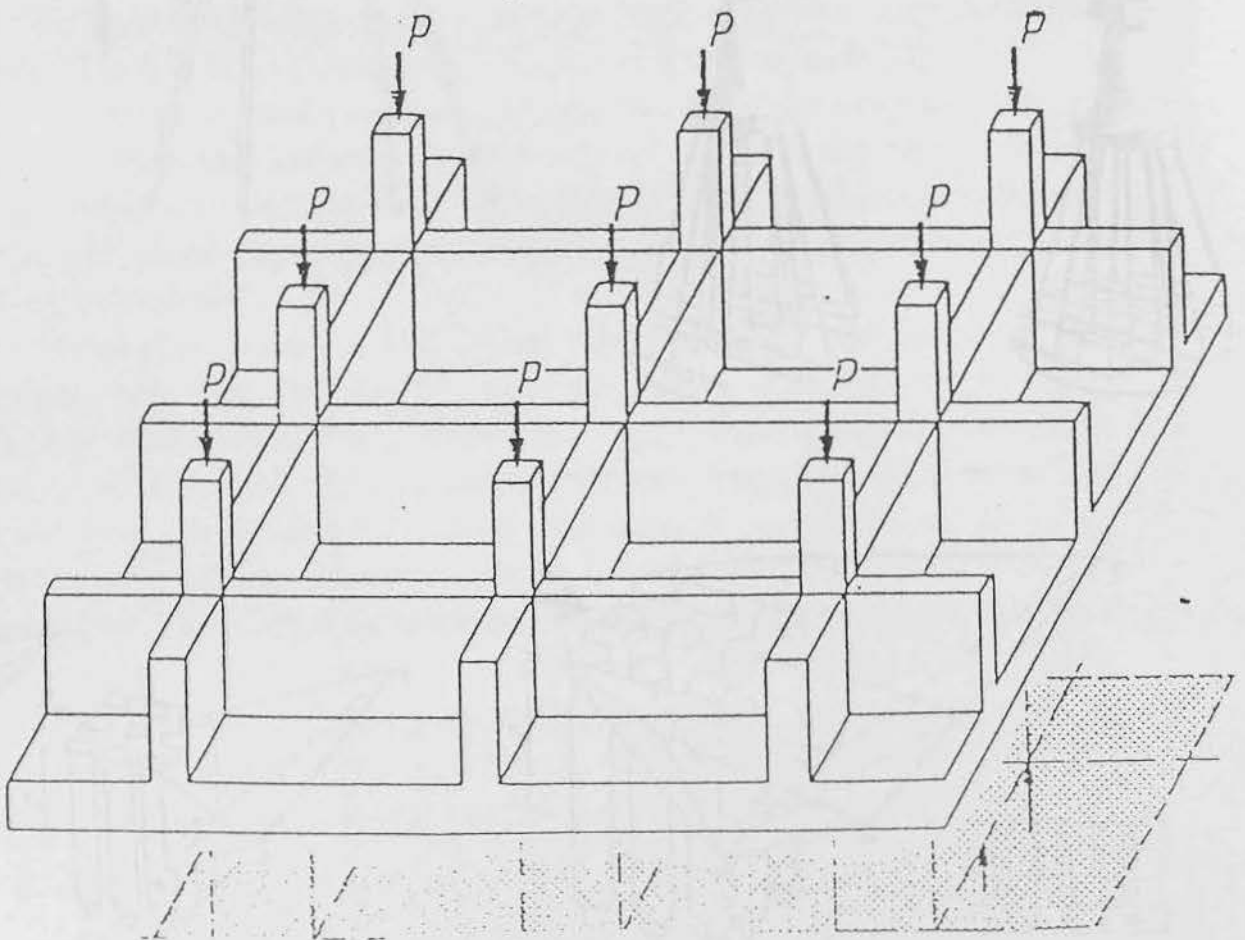
$$0 < \epsilon < 1$$



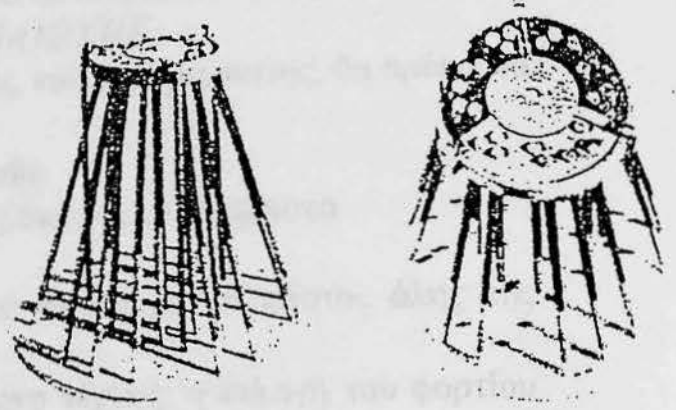
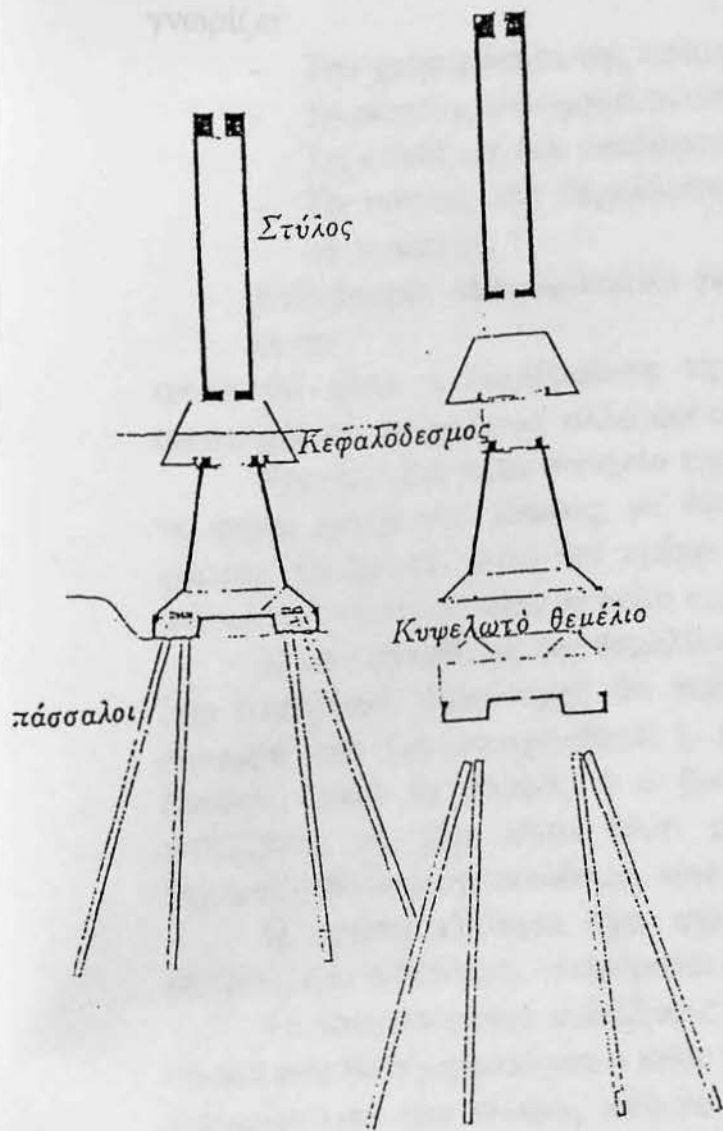
β) Πεδιλοδοκοί



γ) Γενική κοιτόστρωση



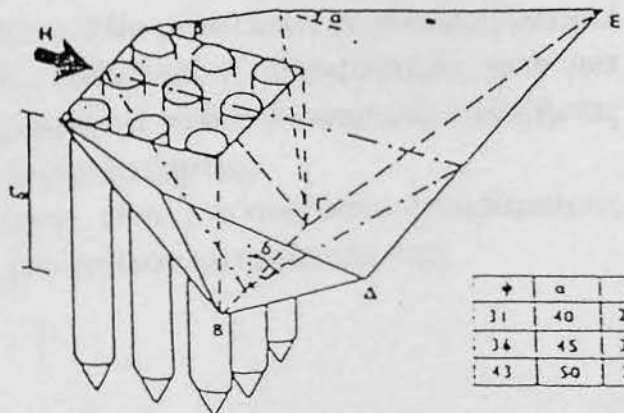
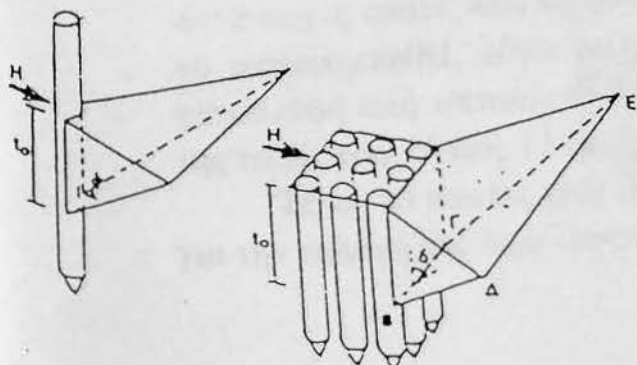
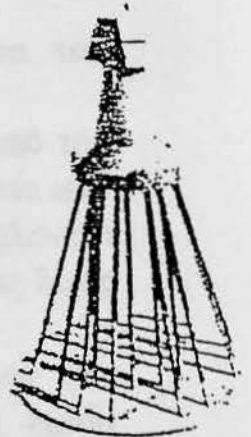
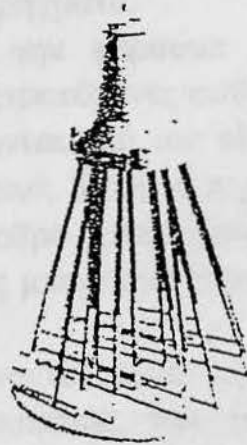
δ) Θεμελιώσεις με πασσάλους



3



4



ϕ	α	β
31	40	20
34	45	23
43	50	24

ΜΕΡΟΣ Ι

ΑΝΑΓΝΩΡΙΣΗ ΤΟΥ ΕΛΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΙΑΣ ΚΑΛΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Για να εκλέξει κανείς τον τύπο μίας καλής θεμελίωσης, θα πρέπει να γνωρίζει:

- Την χρησιμότητα της κατασκευής
- Το μέγεθος των φορτίων που πρόκειται να υποβαστά
- Τις συνθήκες του υπεδάφους
- Το κόστος της θεμελίωσης σε σχέση με το κόστος όλης της κατασκευής.

Ειδικότερα, όταν πρόκειται για έργο τέχνης, η εκλογή του φορτίου με το

οποίο θα γίνει η διαμόρφωση της θεμελίωσης, είναι θέμα όχι μόνο οικονομία και ασφάλειας, αλλά και αισθητικής (ρωγμές).

Πραγματικά κάθε στοιχείο της θεμελίωσης θα πρέπει να είναι ικανό να φέρει πάνω στο έδαφος, με ένα περιθώριο ασφαλείας, ένα μέγιστο φορτίο. Το φορτίο αυτό δεν πρέπει να καταπονεί την θεμελίωση συχνά, ακόμα κι αν αυτό γίνεται σε πολύ περιορισμένη χρονική διάρκεια.

Η σωστή εκλογή της θεμελίωσης, επιβεβαιώνεται, από την επιτυχία δύο στοιχείων. Στην αρχή θα πρέπει ολόκληρη η θεμελίωση ή κάθε στοιχείο που την στοιχειοθετεί ή την αποτελεί, να μην υποστεί, καμία θραύση, γιατί το έδαφος ή ο βράχος δεν αστοχήσουν, θα πρέπει οι καθιζήσεις να μην είναι τόσο μεγάλες, γιατί υπάρχει κίνδυνος να δημιουργηθούν στην οικοδομή, επικίνδυνα ρήγματα.

Η πρώτη ιδιότητα έχει σχέση με την φέρουσα ικανότητα του εδάφους και η δεύτερη, αναφέρεται στις επιτρεπόμενες καθιζήσεις.

Οι επιτρεπόμενες καθιζήσεις εξαρτώνται από τον τύπο και από τον σκοπό που θα εξυπηρετήσει η κάθε κατασκευή. Έτσι αν π.χ. τα φορτία που μεταφέρονται στο έδαφος από το ακρόβαθρο μιας γέφυρας οφείλονται κυρίως στο νεκρό βάρος του, οι καθιζήσεις μπορεί να ξεπερνούν τις λίγες δεκάδες εκατοστών.

Επίσης αν αυτές οι καθιζήσεις γίνονται κατά την διάρκεια των εργασιών, για την θεμελίωση της κατασκευής, δεν θα έχουν καμία επίδραση στην μελλοντική ευστάθειά της. Αντίθετα μια πλαισιωτή κατασκευή, μπορεί να υποστεί διαφορικές καθιζήσεις της τάξης μόνο των 2 cm, χωρίς να υποστεί καμία ουσιαστική καταπόνηση, από τις αντίστοιχες τάσεις που θα αναπτυχθούν. Μία μεταλλική κατασκευή μπορεί να υπερφορτωθεί, λόγω διαφορικών καθιζήσεων, περισσότερο, ενώ μια κατασκευή από οπτοπλινθοδομή, μπορεί να πάθει διαφορικές καθιζήσεις της τάξης των 10 έως 15 cm, χωρίς σοβαρές ζημιές.

Τέλος το κόστος μιας θεμελίωσης, είναι μια ουσιαστική παράμετρος για την εκλογή της θεμελίωσης και του τρόπου κατασκευής της.

μικρό από εκείνο που θα απαιτούσαν οι παραδοσιακές θεμελιώσεις. Βασική προϋπόθεση για την μείωση του κόστους της κατασκευής, είναι η επαρκής γνώση των συνθηκών του εδάφους. Έτσι πριν απ' όλα απαιτείται μια καλή γεωτεχνική έρευνα, που θα αφορά την καταλληλότητα του εδάφους.

Ο αντικειμενικός σκοπός της έρευνας για την καταλληλότητα ενός εδάφους θεμελίωσης, είναι ο καθορισμός της στρωματογραφίας και των φυσικών ιδιοτήτων του εδάφους ή του βράχου που βρίσκεται κάτω από την θεμελίωση.

Η έρευνα στρωματογραφίας του εδάφους συνήθως γίνεται με γεωτρήσεις ή με pit-test, με την βοήθεια των οποίων λαμβάνονται σαφή δείγματα για εργαστηριακές δοκιμές. Τα αποτελέσματα αυτά μπορούν να συμπληρωθούν και από ειδικότερες γεωλογικές έρευνες.

Οι λεπτομερείς φυσικές ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων είναι:

- Αντοχή σε τριαξονική καταπόνηση.
- Αντοχή σε συμπίεση
- Αντίσταση σε διαπέραση από το νερό.

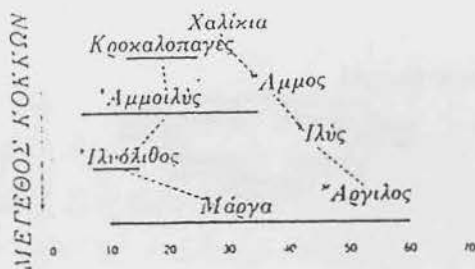
Οι πιο πάνω μηχανικές ιδιότητες, μπορούν να συμπληρωθούν επίσης κι από άλλες απ' ευθείας μετρήσεις, σε σαφή δείγματα, από την συμπεριφορά σε κατασκευές που ήδη υπάρχουν και εδράζονται πάνω σε παρόμοια εδάφη ή από επί τόπου έρευνες, όπως είναι η πρότυπη δοκιμή σε διείσδυση (S.P.T.), αντλήσεις δοκιμαστικές φορτίσεις κ.λ.π.

Γενικά οι έρευνες για την θεμελίωση ενός έργου θα πρέπει να είναι ανιχνευτικές ή επιβεβαιωτικές. Έτσι αν πρόκειται μία κατασκευή να θεμελιωθεί μέσα σ' ένα αστικό ή βιομηχανικό σύμπλεγμα, θα πρέπει να μελετηθούν όλα τα δεδομένα, που είναι σχετικά με την συμπεριφορά των γειτονικών κατασκευών, ως προς τις αντίστοιχες γεωλογικές συνθήκες και τους τύπους θεμελίωσής τους.

Έπειτα οι έρευνες θα πρέπει να συνεχιστούν ή να θεωρηθούν ως επέκταση στα ήδη υπάρχοντα δεδομένα.

Πάντως, τα εδάφη στον ελληνικό χώρο έχουν συχνότητα εμφανίσεως περιορισμένου πλάτους. Στο σχήμα (1.1) φαίνεται η διάταξη όλων των τύπων των ιζηματογενών πετρωμάτων, καθώς και των στοιχείων τους σε συνάρτηση με το πορώδες και το μέγεθος των κόκκων.

Με βάση την διάταξη αυτή, θα γίνει και η μελέτη της καταλληλότητάς τους, που θεωρείται ως υπόβαθρο μιας θεμελίωσης. Οι γενικοί παράγοντες που επιδρούν σε μία θεμελίωση είναι πάρα πολλοί και θα εξεταστούν ξεχωριστά για κάθε είδος εδάφους. Στην συνέχεια θα αναφερθούμε μόνο σε δύο, στην επίδραση δηλαδή του παγετού και του ιδίου βάρους.



Σχήμα (1.1) Σχέση που συνδέει το πορώδες με το μέγεθος των κόκκων για διάφορους τυπικούς ιζηματογενείς σχηματισμούς.

Η επίδραση του παγετού και η εποχιακή μεταβολή του όγκου του εδάφους

Την επίδραση του παγετού την αντιλαμβάνεται κανείς ως ένα βάθος που μεταβάλλεται ανάλογα με το κλίμα της χώρας πάντως, συνηθίζεται να μην τοποθετούμε την θεμελίωση σε επίπεδο ψηλότερο από εκείνο που μπορεί να φτάσει ο παγετός. Στην Ελλάδα το ελάχιστο βάθος είναι της τάξης του 1,5 m. Ενώ στη Σιβηρία είναι της τάξης των 3.0m. Πιο κάτω δίνουμε ορισμένα κριτήρια, σχετικά με το έδαφος που έχουν γίνει παραδεκτά.

— Το κριτήριο των Casogrande-Ducker, για κοκκώδη εδάφη.

Κατ' αυτούς ένα κοκκώδες έδαφος αντιδρά αρκετά στον παγετό. Έτσι, αυτό που αποτελείται από μη ομοιόμορφα υλικά, δηλαδή έχει μικρό συντελεστή Huzen , για να αντέχει στον παγετό θα πρέπει να περιέχει, λιγότερο από 10% στοιχεία, μικρότερα των 20mm.

Όταν αποτελείται από υλικά σχετικά ομοιόμορφα, θα πρέπει να περιέχει λιγότερο από 10% στοιχεία, με διάμετρο των 20mm.

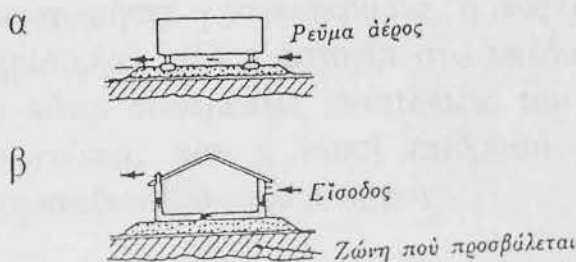
Το κριτήριο επομένως των Casogrande-Ducker βασίζεται στην κοκκομετρική σύνθεση.

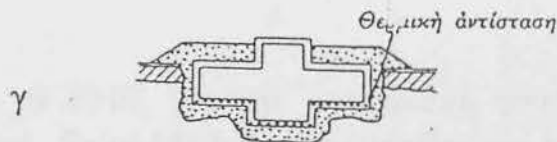
— Το κριτήριο της ένωσης των μηχανικών του στρατού των Η.Π.Α.

Αυτοί προτείνουν την ταξινόμηση των εδαφών, ανάλογα με την ευαισθησία τους στον παγετό, σε τέσσερις κατηγορίες, όπως φαίνεται στον πιο κάτω πίνακα 1.

Πάντως σχετικά με την αντίδραση των θεμελιώσεων στον παγετό, δεν θα πρέπει να ξεχνάμε ότι ορισμένοι άργιλοι, χάνουν τελείως την φέρουσα ικανότητά τους στον ίδιο χρόνο που άλλοι άργιλοι διατηρούν τα κύρια χαρακτηριστικά τους.

Έτσι έχουν παρατηρηθεί ότι σε ορισμένα εδάφη, κατά την διάρκεια πολύ ψυχρών περιόδων, ο παγετός που συσσωρεύεται κάτω από την βάση των επιφανειακών θεμελιώσεων ασκεί τόσο μεγάλες πιέσεις, που μπορεί να σηκώσουν ακόμη και πολυόροφα κτίρια.. Για την προστασία τους, χρησιμοποιούμε μία διάταξη όμοια με του σχήματος (1.2).





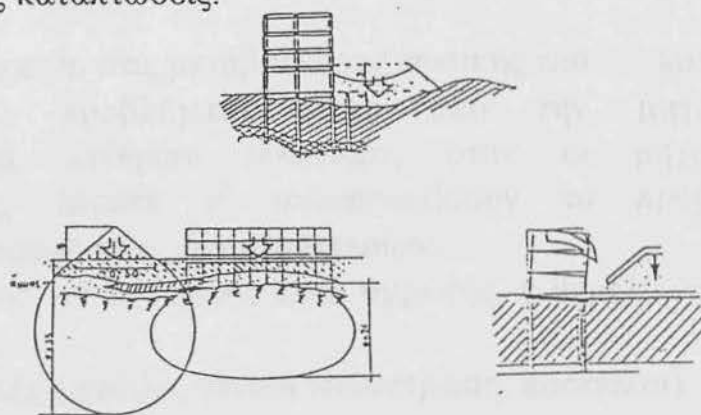
Σχήμα (1.2)

ΠΙΝΑΚΑΣ 1

ΟΜΑΔΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ
I	Κοκκώδη εδάφη που περιέχουν 20% στοιχεία μικρότερα του 0,02mm.	Πολύ ευαίσθητα 5% έως
II	Άμμος που περιέχει 5% έως 15% στοιχεία μικρότερα του 0,02mm.	Λίγο ευαίσθητα
III	a) Εδάφη κοκκώδη περιέχουν Περισσότερα του 20% στοιχεία μικρότερα από 0,02mm.	Σχετικά ευαίσθητα
	β) Άργιλος που έχει δείκτη πλαστικότητας μεγαλύτερο του 12 $I_p > 12$	
	γ) Άργιλος ομογενής	
IV	a) Ίλυς και Ιλυώδης άμμος	
	b) Άμμος πολύ λεπτή Ιλυώδης που περιέχει περισσότερο του 15% στοιχεία μικρότερα του 0,02m.	
	c) Άργιλοι λίγο πλαστικές που έχουν δείκτη πλαστικότητας μικρότερο του 12 $I_p < 12$	
	d) Άργιλοι ετερογενείς.	

Θα πρέπει επίσης να προσθέσουμε ότι υπάρχει και η περίπτωση που η ενέργεια του παγετού είναι καταστρεπτική. Πρόκειται για τους ασφαλτικούς τάπητες και τις πλάκες των αεροδρομίων. Έτσι στην περίοδο του παγετού, οι κρύσταλλοι του πάγου που βρίσκονται μέσα στο πορώδες τους, απομυζούν το νερό από τον φρεάτιο ορίζοντα, αυξάνουν την περιεκτικότητα σε νερό και παρουσιάζουν μια συμπεριφορά που είναι ανάλογη με την ανύψωση. Αν στην περίοδο απόψυξης υποχωρήσει η θερμοκρασία, η αυξημένη περιεκτικότητα σε νερό, δημιουργεί επίσης αστοχία στο υπέδαφος. Πάντως, εκτός από τις πιο πάνω δυσάρεστες επιπτώσεις του παγετού, υπάρχουν μερικές περιπτώσεις που η κακή επίδρασή του, οδήγησε στην κατασκευή ορισμένων δύσκολων έργων.

Έτσι το 1910, για την κατασκευή του Metro του Παρισιού στον σταθμό Saint-Michel εφαρμόστηκαν τα αποτελέσματα της ψύξης, με σκοπό να σταθεροποιηθούν τα παρακείμενα εδάφη, που παρουσίαζαν την συμπεριφορά ενός αναβραζόμενου αργίλου. Πραγματικά, με την ψύξη μέσα σε ορισμένους σωλήνες, στους οποίους κυκλοφορούσε ψυχρό και αλμυρό νερό, πέτυχαν μία θαυμάσια σταθεροποίηση, προκειμένου να αντιμετωπίσουν εκτεταμένες καταπτώσεις.



Σχήμα 1.3 Επίδραση των γειτονικών κατασκευών στις καθιζήσεις ενός κτιρίου.

— Η επίδραση του ίδιου βάρους της θεμελίωσης.

Το ίδιο βάρος W μίας επιφανειακής θεμελίωσης, είναι γενικά ασήμαντο, αν συγκριθεί με το φέρον φορτίο $P+S$ (P = βάρος κατασκευής S = κινητό φορτίο).

Το ίδιο βάρος μίας βαθιάς θεμελίωσης, εκτός από την περίπτωση των πασσάλων, είναι γενικά μεγάλο και δεν μπορεί να αγνοηθεί.

Έτσι κάθε φορά που το ίδιο βάρος είναι μεγάλο, θα πρέπει να λαμβάνονται δύο συντελεστές ασφαλείας. Ειδικότερα:

— Ο συντελεστής ασφαλείας $F1=3$ για το φέρον φορτίο $P+S$, και

— Ο συντελεστής ασφαλείας $F2=2$ για το ίδιο βάρος του θεμελίου.

Επομένως, τ

ο ολικό φερόμενο φορτίο για τον υπολογισμό της τάσης έδρασης, θα είναι:

$$Q=3(P+S)+2W$$

Ειδικότερα σε ορισμένες περιπτώσεις κατασκευής, που το ίδιο βάρος τους είναι αρκετά μεγάλο η όταν πρόκειται να κατασκευαστούν γειτονικά άλλες τότε για το φορτίο έδρασης θα ισχύει:

$$Q=F1xP+F2xS+2W$$

Α. ΟΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΣΕ ΑΜΜΟ ΚΑΙ ΣΕ ΜΗ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΥΛΗ

Ο άμμος μπορεί να χαρακτηριστεί ως το πιο δύσκολο υλικό για θεμελίωση. Συνήθως, τις κατασκευές που εδράζονται πάνω σ' αυτόν, τις χαρακτηρίζει μία ανασφάλεια, γιατί ο άμμος αντιδρά ελάχιστα

αντιδρά ελάχιστα, στις μεταβολές της φυσικής του κατάστασης.

Πολλά προβλήματα γύρω από την μηχανική του συμπεριφορά, λύθηκαν τελευταία, όταν οι μηχανικοί του διαστήματος, έπρεπε ν' αντιμετωπίσουν το πρόβλημα της προσσεληνώσεως των διαστημοπλοίων.

Πάντως, αν το έδαφος είναι αμμώδες, η θεμελίωση μπορεί να είναι:

— Απλή (πέδιλα, γενική κατάστρωση, πάσσαλοι)

— Σύνθεση.

Η εκλογή του τύπου της θεμελίωσης, εξαρτάται κυρίως από την σχετική πυκνότητα της άμμου και από το βάθος του φρεατίου ορίζοντα.

Η σχετική της πυκνότητα καθορίζει την φέρουσα ικανότητα και τις καθιζήσεις της θεμελίωσης. Η γνώση όμως της θέσης του φρεατίου ορίζοντα έχει βασική σημασία, γιατί εκτός από το ότι ασκεί επίδραση στην φέρουσα ικανότητα και στις καθιζήσεις της κατασκευής ή του πασσάλου, κάθε εκσκαφή κάτω από τον φρεάτιο ορίζοντα, απαιτεί αποστραγγίσεις και επομένως αύξηση του κόστους της κατασκευής της θεμελίωσης.

Πραγματικά όταν η φρεάτια στάθμη κατέβει, το ενεργό βάρος του εδάφους, που βρίσκεται ανάμεσα στην αρχική και τελική στάθμη, αυξάνεται σε σχέση με το αντίστοιχο βάρος του εδάφους που βρίσκεται βυθισμένο ολόκληρο στο νερό. Το γεγονός αυτό, συντελεί στην αύξηση της τάσης, μεταξύ των κόκκων, σε σχέση με εκείνη που αντιστοιχεί στην αρχική στάθμη του φρεατίου ορίζοντα. Τότε, οι παραμορφώσεις που θα επακολουθήσουν, εκφράζονται σύμφωνα με την σχέση «τάσεις-παραμορφώσεις». Έτσι το αποτέλεσμα θα είναι μία καθίζηση της επιφάνειας του εδάφους, σχεδόν ανάλογη με την πτώση της φρεάτια στάθμης.

Μία μικρή αύξηση της ενεργού τάσης στην μάζα του άμμου, δεν προκαλεί σημαντικές καθιζήσεις, γιατί ο άμμος, ακόμα και όταν βρίσκεται σε χαλαρή κατάσταση, είναι σχετικά ασυμπίεστος. Μόνο στην περίπτωση που είναι εξαιρετικά χαλαρός, ώστε η δομή του να είναι εύκολο να αστοχήσει, τότε μπορεί εξαιτίας της πτώσης της στάθμης, να δημιουργηθούν σημαντικές καθιζήσεις.

Επίσης το συχνό ανεβοκατέβασμα της στάθμης, μπορεί να προξενήσει αύξηση των καθιζήσεων, γιατί οι παραμορφώσεις του άμμου αυξάνονται, με τις επαναλαμβανόμενες φορτίσεις.

Κατά πρώτη προσέγγιση, επειδή δεν είναι δυνατόν κανείς να έχει ένα σαφές δείγμα άμμου, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η τάση που θα αναπτυχθεί σ' αυτόν από μία θεμελίωση, εξαρτάται βασικά από την τιμή του λόγου h/B όπου h είναι το βάθος της θεμελίωσης και B το μικρότερο πλάτος έδρασης. Οι τιμές του λόγου αυτού ισχύουν, εφόσον δεν λαμβάνουμε υπόψη την επίδραση της φρεάτια στάθμης.

Στα διαγράμματα του σχήματος (1.5), ορίζεται η τάση, ως συνάρτηση του αριθμού κρούσεων N . Κάθε γραμμή του διαγράμματος, αντιστοιχεί σε μια ειδική τιμή N , που εκφράζει την τάση του εδάφους, για μία καθίζηση 2, 5cm.

Η κατανομή της αντίδρασης του εδάφους θεμελίωσης, εξαρτάται και από τις συνθήκες του εδάφους στο περίγραμμα της θεμελίωσης. Έτσι ο άμμος, χωρίς να ενεργεί κανένα φορτίο γύρω από το περίγραμμα της θεμελίωσης ή χωρίς κανένα στρώμα που να βρίσκεται επάνω του, δεν έχει καθόλου αντοχή σε διάτμηση και φτάνει πολύ γρήγορα στο όριο διαρροής. Μ' αυτόν τον τρόπο, ελαττώνονται οι αντιδράσεις θεμελίωσης στα άκρα της (βλέπε σχ.(1.3), και η τελική φέρουσα ικανότητα. Έτσι η θεμελίωση, μπορεί να πάρει μία διάταξη ανάλογη μ' αυτήν που φαίνεται στο σχήμα.

Έτσι η ισορροπία των δυνάμεων απαιτεί μία αύξηση της τάσης του εδάφους στο μέσο της θεμελίωσης, σε τιμές πολύ μεγαλύτερες από την μέση τιμή.

$$\sigma = \rho / \alpha$$

Πολλές φορές, σε εκτεταμένες θεμελιώσεις ή σε κατασκευές που εδράζονται αποκλειστικά πάνω σε άμμο, είναι πιθανόν οι οριακές συνθήκες να επηρεάζουν μόνο μια μικρή περιοχή της όλης επιφάνειας έδρασης, ώστε η κατανομή της αντίδρασης του εδάφους να μοιάζει μ' αυτή του σχήματος (1.6).

Στην περίπτωση που πρόκειται να εδραστεί ένα χωμάτινο φράγμα ή ένα φράγμα από λιθοριπή, θα πρέπει να κατασκευαστούν ένα ή περισσότερα διαφράγματα, που να φτάνουν σε ικανοποιητικό βάθος. Τα διαφράγματα πρέπει να τοποθετηθούν εγκάρσια προς την κοιλάδα και να εφοδιαστούν πλήρως με αδιαπέραστο υλικό. Επίσης πολλές φορές πρέπει να κατασκευάζονται για ερευνητικούς σκοπούς, ακόμα κι αν κατά το στάδιο της κατασκευής δεν πρόκειται να χρησιμοποιηθούν για να εμποδίσουν την υδατοδιαφυγή.

Στην περίπτωση που σ' αυτά τα εδάφη πρόκειται να εδραστεί ένα φράγμα από οπλισμένο σκυρόδεμα, θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη

σημασία στον ακριβή υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας, της τάσης για ολίσθηση, της ανατροπής και των πιέσεων που θα αναπτυχθούν, λόγω της επαφής της κατασκευής και του εδάφους.

Σχετικά με τον τρόπο αύξησης της φέρουσας ικανότητας της άμμου, απαιτείται η χρήση των πασσάλων τριβής. Οι πάσσαλοι αυτοί πρέπει να παίρνουν τέτοια μορφή, ώστε να μπορούν να παραλάβουν όλο το φορτίο κατασκευής. Για την διακοπή της υπόγειας ροής μέσα στον άμμο, θα πρέπει (στα ανάντη) να κατασκευάζεται μια κατασκευή από πασσαλοσανίδες, εφόσον φυσικά είναι δυνατή η έμπηξή τους.

Παλιότερα είχαν γίνει προσπάθειες για την σταθεροποίηση της άμμου και των χαλικιών με τσιμέντο, χωρίς πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Μολονότι η επιτυχία των τσιμεντοενώσεων εξαρτάται από την διαπερατότητα του εδάφους και από την πίεση της εκτόξευσης του ενέματος, ωστόσο δεν πετυχαίνουμε πολλές φορές καλά αποτελέσματα στην άμμο, γιατί σχεδόν πάντα, μια μάζα ενέματος, συσσωρεύεται στην άκρη του σωλήνα.

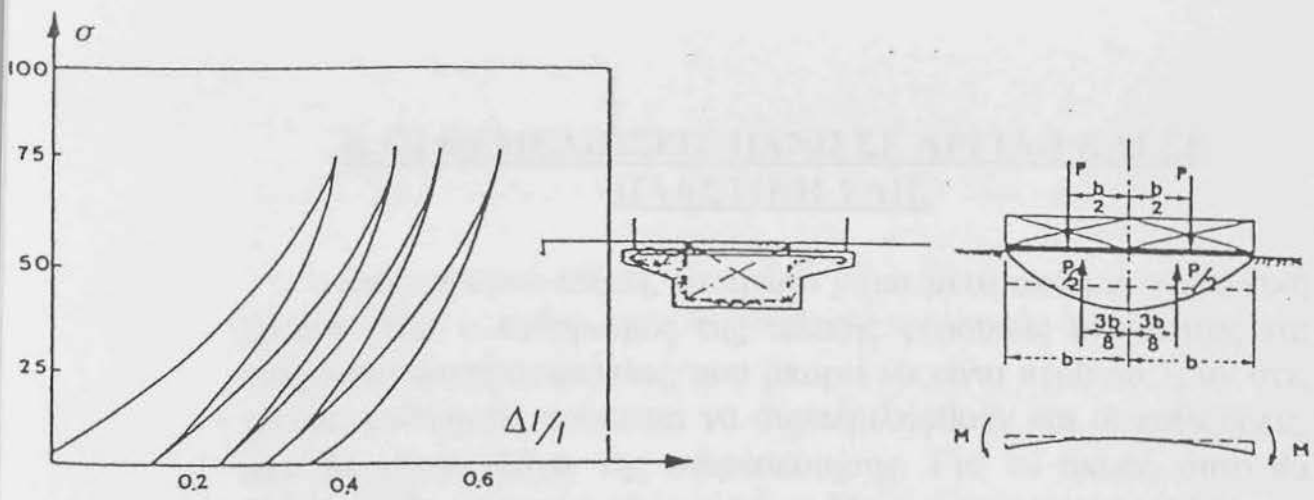
Σήμερα, χάρη στον μπετονίτη, που είναι ένας φυσικός άργιλος με μεγάλη περιεκτικότητα σε νατριούχο μουτμοριγιονίτη, μπορούμε να σταθεροποιήσουμε και στρώσεις από λεπτή άμμο, που είναι βασικά αδιαπέραστες ακόμα και από πολύ υδαρές τσιμεντένεμα. Ο μπετονίτης έχει, εκτός από την μεγάλη διεισδυτικότητα, και μία ιδιαίτερη ευαισθησία στο νερό, με το οποίο σχηματίζει αρκετά σταθερά αιωρήματα, που είναι πολύ θιξοτροπικά. Έτσι παραμένει ρευστός, εφόσον σταματήσει κάθε κίνηση στο ένεμα. Επίσης, είναι δυνατόν μικρές ποσότητες μπετονίτη να εισδύσουν, για να ενισχύσουν την αποτελεσματικότητα του τσιμέντου.

Ακόμα ασφαλικά γαλακτώματα (butimen) από πολύ λεπτόρρευστα διαλύματα (και προσθήκη πολυεστέρα πριν την χρήση) είναι δυνατόν να εισχωρήσουν ως ενέματα μέσα σε άμμο που έχει μέση ως χοντρή διαβάθμιση.

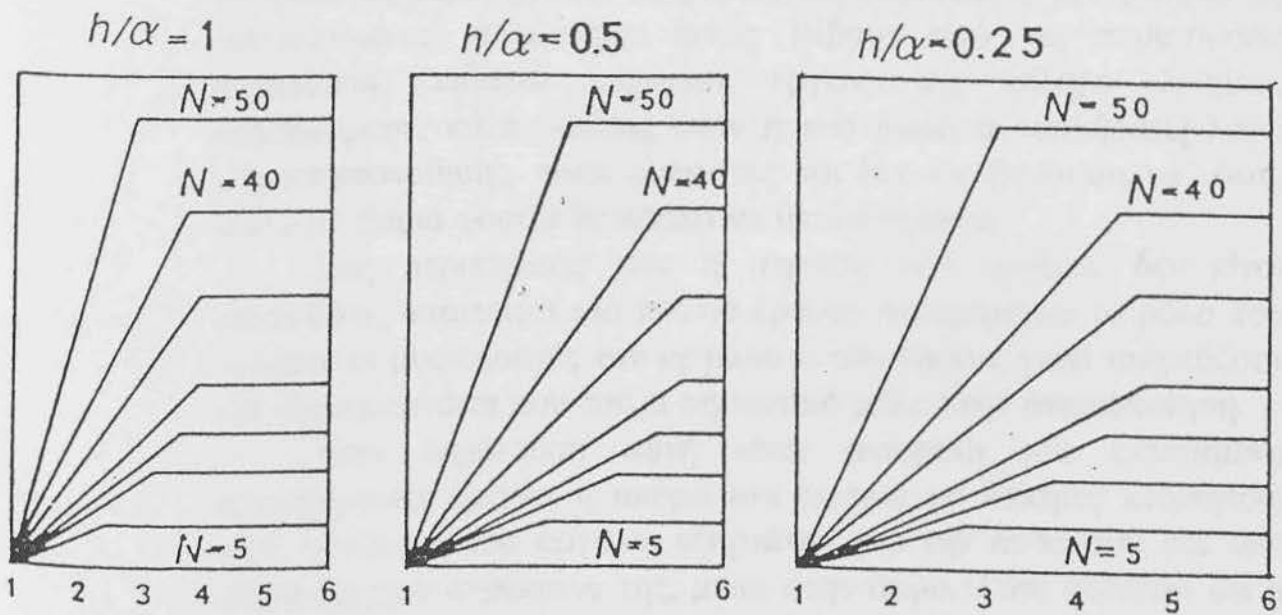
Η εκσκαφή στον άμμο

Στην περίπτωση που άμμος βρίσκεται πάνω από τον φρεάτιο ορίζοντα δεν υπάρχει κανένα πρόβλημα. Η κλίση του πρανούς της εκσκαφής μπορεί να είναι 1: 1 ½.

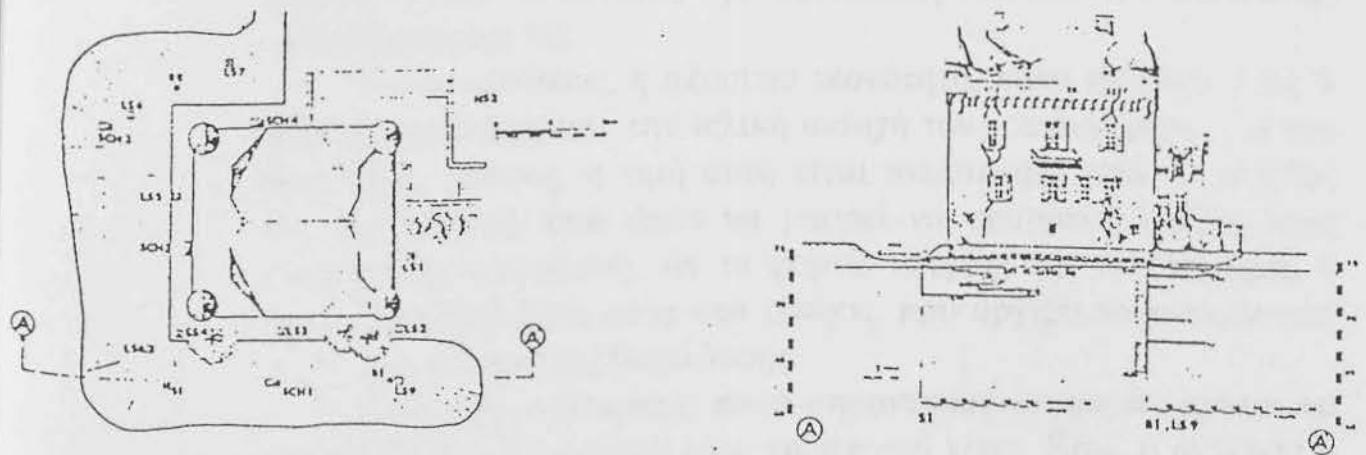
Στις περιπτώσεις που η εκσκαφή πρέπει να κατέβει κάτω από τον φρεάτιο ορίζοντα, πρέπει υποχρεωτικά να γίνει η άντληση της ανοικτής εκσκαφής και το νερό να διοχετεύεται μακριά και χαμηλότερα από το επίπεδο εκσκαφής.



Σχήμα 1.4 (α) Σχέση ανάμεσα στις τάσεις - παραμορφώσεις για μία επαναλαμβανόμενη φόρτιση. (β) Μορφή του διαγράμματος που αναφέρεται στις τάσεις έδρασης μιᾶς άκαμπτης κατασκευής που έδράζεται πάνω σε άμμο.



Σχήμα 1.5 Σχέση μεταξύ των τάσεων και h/a (h είναι τό βάθος θεμελίωσης και a τό ελάχιστο πλάτος θεμελίωσης), για διάφορους αριθμούς κρούσεων N .



Σχήμα 1.6

Παραμόρφωση μιᾶς κατασκευής πάνω σε άμμο μετά από μεγάλη κάμψη τῆς κατασκευής.

Β. ΟΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΣΕ ΑΡΓΙΛΟ ΚΑΙ ΣΕ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΥΛΗ.

Στα αργιλικά εδάφη, το πρώτο βήμα μετά από μια γεωλογική έρευνα είναι ο καθορισμός της τελικής φέρουσας ικανότητας και ενός συντελεστή ασφαλείας, που μπορεί να είναι περίπου 3, αν στις τελικές καθιζήσεις πρόκειται να συμπεριληφθούν και οι καθιζήσεις, που θα γίνουν λόγω της στερεοποίησης. Για το σκοπό αυτό θα πρέπει ανάλογα με τον τύπο της θεμελίωσης, να σχηματιστεί και το διάγραμμα κατανομής των τάσεων. Η φέρουσα ικανότητα στον άργιλο, σε σχέση με τον άμμο είναι σχετικά μικρή. Πραγματικά στον άμμο, η τελική φέρουσα ικανότητα είναι γενικά πολύ μεγάλη και μπορούν να παραληφθούν τα φορτία της θεμελίωσης με κριτήριο τις επιτρεπόμενες καθιζήσεις, εκτός βέβαια από τις περιπτώσεις θεμελίωσης ειδικών τεχνικών έργων, π.χ σίδηρο δρόμων, αεροδρομίων, κ.λ.π. Επίσης στον πυκνό άμμο οι καθιζήσεις λόγω της στερεοποίησης, είναι ελάχιστες και δεν λαμβάνονται υπ' όψη, αλλά για βαριά φορτία θα πρέπει να υπολογίζονται.

Στις περιπτώσεις που η στρώση του αργίλου δεν είναι ομοιογενής απαιτείται μία πλατιά έρευνα σε σχέση με το ρόλο που παίζουν οι μικροεσοχές του αργίλου ή του άμμου, γιατί επηρεάζουν την διαπερατότητα που παίζει σημαντικό ρόλο στην στερεοποίηση.

Στην περίπτωση αυτή είναι ανώφελη μία εκτεταμένη εργαστηριακή έρευνα ή ακόμα μία έρευνα με δοκιμές πτερυγίου, γιατί η αντοχή του αργίλου εξαρτάται από την απόσταση και από την φύση των στρώσεών της, μέσα στην άμμο. Τότε φαίνεται ότι η πιο κατάλληλη λύση είναι να ερευνηθεί κανείς τα αποτελέσματα της φόρτισης, με μία διαπεραστική πλάκα. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της πλάκας εξαρτώνται από την απόσταση των στρώσεων από το μέγεθος της θεμελίωσης και από τον βαθμό της ανομοιομορφίας της.

Στους αργίλους, η φέρουσα ικανότητα, είναι περίπου 5 ως 6 φορές μεγαλύτερη από την τελική αντοχή τους σε διάτμηση. Για ένα ομοιογενές έδαφος, η τιμή αυτή είναι ανεξάρτητη από το μέγεθος της θεμελίωσης, έτσι ώστε να μπορεί να εφαρμοστεί μόνο ένας συντελεστής ασφαλείας. Αν το φορτίο υπερβεί την οριακή τιμή, η θεμελίωση βυθίζεται μέσα στο έδαφος, που αρχίζει να ανυψώνεται γύρω από τα άκρα της θεμελίωσης.

Κατά την κατασκευή πολύ σημαντικών έργων θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στον παράγοντα νερό. Έτσι, η άντληση ή το κατέβασμα του φρεατίου ορίζοντα, θα πρέπει να γίνεται πριν από την κατασκευή του έργου.

Ο υπολογισμός της ποσότητας του νερού που θα αντληθεί, παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον για το εργοτάξιο που θα πρέπει να διαθέτει κατάλληλο εξοπλισμό από αντλίες. Η εκτίμηση της ποσότητας του νερού, γίνεται με βάση τον συντελεστή διαπερατότητας, το βάθος που θα κατέβει η φρεατία στάθμη και το εμβαδόν της ανοικτής εκσκαφής.

Η διαπερατότητα

Η διαπερατότητα του εδάφους είναι το μέτρο της αντίστασης στην κίνηση του νερού, μέσα στα κενά του εδάφους. Γι' αυτόν τον λόγο εξαρτάται κατά πολύ από την αναλογία των κενών που έχουν καταληφθεί από το απορροφημένο στρώμα, γιατί το νερό στο στρώμα αυτό έχει ισχυρούς δεσμούς και προβάλλει μεγαλύτερη αντίσταση στην μετακίνηση. Αν μεταβάλλουμε την φύση του κατιόντος που απορροφάται, μεταβάλλουμε και το πάχος του απορροφημένου στρώματος και επομένως την διαπερατότητα του εδάφους.

Η συμπίεστικότητα

Αν η ορθή τάση στον άργιλο αυξηθεί και το νερό μέσα στους πόρους του αφεθεί ελεύθερο να φύγει, τότε τα πλακίδια του αργίλου που έχουν μοριακές διαστάσεις, εξαναγκάζονται να πλησιάσουν μεταξύ τους. Το γεγονός αυτό έχει τις πιο κάτω συνέπειες:

- Πρόσθετη πρόσφυση, ανάμεσα στα πλακίδια του αργίλου.
- Μείωση του πάχους του απορροφόμενου στρώματος του νερού.
- Επαναπροσανατολισμό και επανακατάταξη των πλακιδίων του αργίλου.

Αν η ορθή τάση μειωθεί και το νερό έχει ανάλογο δυναμικό, ώστε να μπορεί να εισχωρήσει ή να παραμείνει μέσα στους πόρους του αργίλου, τότε δημιουργείται μία διόγκωση, γιατί απωθούνται ξανά τα στρώματα του νερού, τα γεμάτα από απορροφημένα ιόντα.

Πάντως εάν τα πλακίδια του αργίλου έχουν αποπροσανατολιστεί, λόγω της περιστροφής τους, τότε δεν μπορεί ο άργιλος να επανέλθει στην αρχική του κατάσταση και η παραμόρφωση έχει μόνιμο χαρακτήρα. Έτσι η συμπίεστικότητα και η διόγκωση εξαρτάται πάλι από:

- Την φύση του αργίλου
- Την φύση και το βαθμό συγκέντρωσης του νερού που τον διαβρέχει σε κατιόντα.

Επομένως αν ο άργιλος περιέχει αρκετή ποσότητα μουτμοριγιονίτη, θα πρέπει να περιμένουμε πολύ μεγάλες μεταβολές του όγκου του ή αντίστοιχα μεγάλες τάσεις διόγκωσης.

Η διατμητική αντοχή στα συνεκτικά εδάφη, με την προϋπόθεση ότι είναι $\phi=0$ είναι ίση με το μισό της αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη, δηλαδή

$$\text{Ιδιατ.} = C = 9/2$$

Φ = αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη

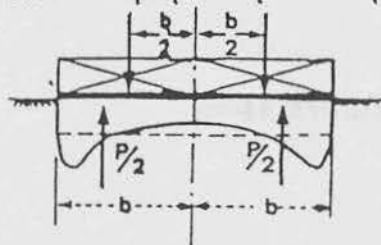
C = συνοχή

Στον πιο κάτω πίνακα αναγράφονται ορισμένες τιμές της αντοχής σε διάτμηση ενός αργίλου, ανάλογα με την φύση του.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2

ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΝΟΣ ΑΡΓΙΛΟΥ						
Άργιλος	Πολύ μαλακή	Μαλακή	Μέτρια μαλακή	Σκληρή	Πολύ Σκληρή	Πάρα Πολύ σκληρή
Φέρουσα Ικανότητα σε kg/cm ²	—	0,25	0,50	1,00	2,00	4,00
Αριθμός κρούσεων N	0	2	4	8	16	32

Στην περίπτωση που η κατασκευή είναι εύκαμπτη και εδράζεται πάνω σε αργιλική στρώση, έχει αποδειχθεί πειραματικά ότι η παραμόρφωσή της είναι παρόμοια μ' αυτή που φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 1.7

Η μορφή αυτή είναι σύμφωνη με την αυστηρή λύση του «Bousinesque» και μπορεί να ερμηνευθεί ως εξής:

Στα συνεκτικά εδάφη, το υλικό που βρίσκεται σχεδόν έξω από τα όρια της θεμελίωσης, μπορεί μέσω της συνοχής, να παραλάβει το μέρος του φορτίου που θα μεταφερθεί με τις εξωτερικές τάσεις. Έτσι ο άργιλος έξω από το περίγραμμα της θεμελίωσης, θα προβάλλει στην φόρτιση της κατασκευής, φαινομενικά περισσότερη αντίσταση από εκείνη που θα αντιτάξει στο μέσο της.

Το αποτέλεσμα είναι να καμφθεί η κατασκευή ως μία ελαστική δοκός, με το μέγιστο βέλος στο μέσο της. Οι περιπτώσεις αυτές είναι

πολύ συχνές και η προστασία της κατασκευής μπορεί να γίνει εύκολα με ελκυστήρες.

Πιο κάτω δίνουμε τον υπολογισμό της ευστάθειας ενός ελκυστήρα που υπόκειται σε ελκυσμό, εξαιτίας μιας παραμόρφωσης που είναι ανάλογη με την παραμόρφωση του παραπάνω σχήματος.

Έστω ότι για έναν ελκυστήρα ορίζεται ότι:

$$M=EI/r$$

Όπου M: είναι η ροπή κάμψης

I : είναι η ροπή αδράνειας της ράβδου του ελκυστήρα

E : είναι το μέτρο ελαστικότητας της ράβδου

r : είναι η ακτίνα καμπυλότητας.

Επίσης για κάθε ράβδο από ομοιογενές υλικό που έχει πάχος d, η μοναδιαία τάση, λόγω κάμψης θα είναι:

$$\sigma=MEd^2/4 \cdot l \cdot r$$

Αν υποθέσουμε ότι η μορφή της ελαστικής γραμμής είναι τμήμα μιας περιφέρειας, τότε η ακτίνα καμπυλότητας r μπορεί να υπολογιστεί κατά προσέγγιση από την διαφορική καθίζηση Wd στο κέντρο της ράβδου. Έτσι θα είναι:

$$r=L^2/8Wd$$

οπότε θα έχουμε:

$$\sigma=4EdWa/L^2$$

Αν πρόκειται για ένα μεταλλικό πυθμένα, η εξίσωση αυτή μας επιτρέπει τουλάχιστον με ένα πρόχειρο υπολογισμό να υπολογίσουμε το πάχος μιας πολύ εύκαμπτης κατασκευής, που θα εδραστεί πάνω σε άργιλο. Η θεμελίωσή της όμως, δεν πρέπει να γίνει κατευθείαν πάνω στην επιφάνεια του εδάφους, αλλά πάνω σ' ένα λεπτό στρώμα άμμου και ασφάλτου, για να προστατευθεί από την διάβρωση.

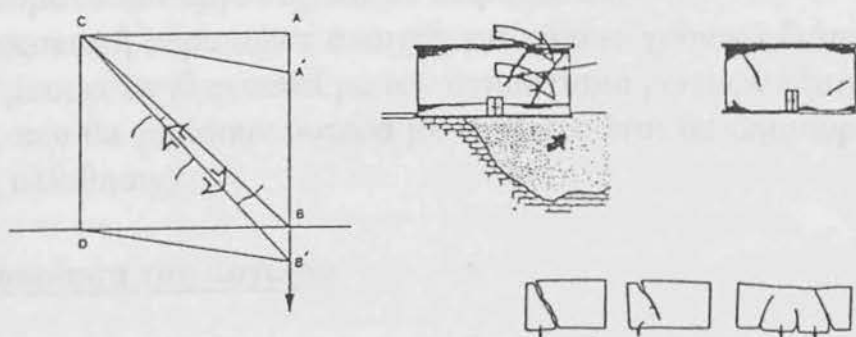
Η πτώση της φρεάτιας στάθμης στους αργίλους, όπως και στον άμμο έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της ενεργού τάσης. Εξαιτίας όμως της μεγάλης συμπιεστότητας του αργίλου, οι καθιζήσεις που θα προκύψουν

από την αύξηση αυτή θα είναι πολύ μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν στην μόνιμη φόρτιση.

Συνήθως οι καθιζήσεις αυτές δεν γίνονται αμέσως αισθητές, γιατί η διαδικασία της στερεοποίησης, που συνοδεύεται από την απώλεια του νερού, μπορεί να απαιτήσει πάρα πολύ χρόνο, μέχρι να πάρουν την τελική τους τιμή. Ο χρόνος αυτός εξαρτάται βασικά από την διαπερατότητα του αργίλου.

Μια άλλη περίπτωση που αντιμετωπίζουμε συχνά στην πράξη, και που πολλές φορές έχει δυσάρεστα αποτελέσματα είναι ο τρόπος της διπλής έδρασης μίας κατασκευής, όπως π.χ. πάνω σ' έναν άργιλο και σ' ένα βραχώδες υπόστρωμα.

Στην περίπτωση του σχήματος (1.8), έχει καθοριστεί η μορφή των ρηγμάτων που πιθανόν να παρουσιαστούν στην κατασκευή, εξαιτίας των διαφορικών καθιζήσεων.



Σχήμα 1.8. Ρωγμές σε μία κατασκευή εξαιτίας της μικτής έδρασής της, πάνω σε βράχο και σε άργιλο.

Εκτός όμως από την περίπτωση αυτή, πολλές φορές ο αργιλικός σχηματισμός πάνω στον οποίον πρόκειται να εδραστούν οικοδομές και μεγάλα τεχνικά έργα, υπόκειται σε μεγάλες μετακινήσεις. Έτσι στις περιπτώσεις αυτές ούτε ένας εξονυχιστικός υπολογισμός θα προσέφερε καμιά ουσιαστική ένδειξη για προστασία.

Στις περιπτώσεις θεμελίωσης φραγμάτων, ως προς την καταλληλότητα, ο άργιλος ως έδαφος θεμελίωσης πρέπει να εξετάζεται με κάποια επιφυλακτικότητα, παρόλο που οι σκληροί ή προστερεοποιημένοι άργιλοι, μπορούν να αποτελέσουν το καταλληλότερο έδαφος θεμελίωσης (εκτός βέβαια από περιπτώσεις φραγμάτων που κατασκευάζονται από λιθοδομή ή έχουν πολύ μεγάλο ύψος).

Ο άργιλος όταν είναι επιφανειακός μεταβάλλει τόσο πολύ την φύση του και είναι τόσο ευαίσθητος στην μεταβολή της θερμοκρασίας, ώστε θα πρέπει να δίνεται πολύ μεγάλη προσοχή στον καθορισμό της αντοχής του.

Πάσσαλοι μικρού βάθους πολλές φορές, είναι πολύ χρήσιμοι για την συμπίεση του αργίλου, με σκοπό να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητά του. Πάντως πριν ν' αρχίσει οποιαδήποτε ενέργεια, για την πασσάλωση σε

άργιλο, θα πρέπει να ερευνηθεί αν μπορεί να γίνει, γιατί η διατάραξη που θα προξενηθεί από την έμπηξη, πολλές φορές μεταβάλλει σε μεγάλο ποσοστό την φέρουσα ικανότητά του και δημιουργεί αμφιβολίες στον υπολογισμό των καθιζήσεων.

Η εκσκαφή σε αργίλους

Η ευστάθεια μιας προσωρινής εκσκαφής σε αργιλικό έδαφος, εξαρτάται όχι μόνο από την αντοχή του αργίλου, αλλά και από το βάθος της διαπερατής στρώσης, αν υπάρχει, που βρίσκεται κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής.

Η ευστάθεια της κλίσης κατά την διάρκεια της εκσκαφής μπορεί να προσδιοριστεί με την θεωρία της ευστάθειας των πρανών, εφαρμόζοντας τα αποτελέσματα των εργαστηριακών πειραμάτων.

Αν η εκσκαφή παραμείνει ανοιχτή για κάποιο χρονικό διάστημα, η ευστάθεια μπορεί να ελαττωθεί με τον σχηματισμό ρωγμών εξαιτίας της εξάτμισης, που θα γεμίσουν ύστερα με νερό και έτσι θα δημιουργηθούν επιφάνειες ολίσθησης.

Η σταθεροποίηση του αργίλου

Η φυσική στερεοποίηση εφαρμόζεται πάρα πολύ συχνά, για τους πολύ μαλακούς αργίλους και τις ίλυσ. Η μέθοδος της στερεοποίησης βασίζεται στο να ρυθμίσει κανείς την ταχύτητα της κατασκευής ή της φόρτισης του έργου κατά τέτοιο τρόπο ώστε το έδαφος της θεμελίωσης να στερεοποιείται με την αύξηση της διατμητικής αντοχής χωρίς αστοχία. Τούτο μπορεί να επιτευχθεί με κατακόρυφους αμμοπασσάλους. Οι αμμοπάσσαλοι συντομεύουν την στερεοποίηση κατά την κατακόρυφη έννοια, λόγω της ειδικής συμπεριφοράς της στρωματοδιάπλασης των αλλουβίων.

Επίσης για να αυξήσουμε την φέρουσα ικανότητα ενός εδάφους από άργιλο προσπαθούμε να το συμπυκνώσουμε με κατσκοπόδαρα ή να αυξήσουμε τεχνικά την περιεκτικότητα με τσιμεντενέσεις ή χημικές ενέσεις. Το γεγονός αυτό έχει ως συνέπεια την αύξηση της διατμητικής του αντοχής. Τις περισσότερες όμως φορές είναι σχεδόν αδύνατο να χρησιμοποιηθούν οι τσιμεντενέσεις στον άργιλο. Τότε για να μεγαλώσουμε το μέτρο της συμπίεσης, χρησιμοποιούμε τη διοχέτευση μεγάλων ποσοτήτων ενέματος με μεγάλη πίεση. Οι χημικές ενέσεις έχουν ως βάση την αλλαγή των ιόντων (ιδιοτήτων) του αργίλου.

Η έδραση πάνω σε διογκώσιμα εδάφη

Σε περιοχές όπου υπάρχουν διογκώσιμοι άργιλοι όπως ο μουτμοριγιονίτης που έχει μεγάλο δείκτη πλαστικότητας ($I_p=50$, $w=70\div 30\%$) κατά την περίοδο των βροχοπτώσεων τα εδάφη διογκώνονται. Το γεγονός αυτό, κυρίως, γύρω από το περίγραμμα της οικοδομής, εκδηλώνεται με μία ανύψωση των εξωτερικών τοίχων στις γωνίες, με αποτέλεσμα τη δημιουργία πολλών ρωγμών. Εκεί μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η διόγκωση ισοδυναμεί με την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, που φτάνει ως το όριο της αντοχής σε διάτμηση.

Πάντως στις περιπτώσεις που η θεμελίωση έχει μεγάλο εμβαδόν έδρασης, είναι πολύ δύσκολο να καθορίσει κανείς τον ακριβή τρόπο διόγκωσης, δηλαδή αν πρόκειται να γίνει στη μέση ή στις άκρες.

Έτσι σε μερικά εδάφη, όταν ο λευκός άργιλος συρρικνωθεί στο εσωτερικό του περιγράμματος της θεμελίωσης, μπορεί στο εξωτερικό να προξενήσει μία υπερύψωση λόγω διόγκωσης, παρόλο που ένας εξαερισμός στην περιοχή αυτή θα μπορούσε να βοηθήσει μαζί με τα αποτελέσματα της αποστράγγισης στη μείωση της διόγκωσης.

Για το λόγο αυτό στην περίπτωση ενός διογκώσιμου εδάφους, θα πρέπει η θεμελίωση να εξετάζεται τόσο για συρρίκνωση στις άκρες και διόγκωση στην μέση, όσο και για διόγκωση στις άκρες και συρρίκνωση στην μέση.

Έτσι οι καταστάσεις θα πρέπει να έχουν μεγάλη αντοχή και ακαμψία, για να είναι ικανές να αντισταθούν χωρίς να πάθουν καμία καταστροφή.

Πολύ μικρές κατασκευές είναι δυνατόν να ικανοποιήσουν τις απαιτήσεις αυτές, με την προϋπόθεση ότι η έδρασή τους θα γίνεται ή στο μισό της επιφάνειάς της, ή με μορφή περιφερειακής έδρασης ή στο κέντρο. Οι κατασκευές όμως αυτές είναι πολύ δαπανηρές.

Πιο κάτω δίνουμε ορισμένες σχέσεις που αναφέρονται κυρίως στο πως μπορεί κανείς να διαμορφώσει, σε πρώτη φάση, τις διαστάσεις μίας θεμελίωσης που εδράζονται πάνω σε διογκώσιμο άργιλο.

Το ισοδύναμο βάθος h για μία άκαμπτη θεμελίωση ορίζεται από την σχέση:

$$W = \sigma \cdot h \cdot (1+\nu) (1-2\nu)/(1-\nu) E$$

Όπου: h : είναι το βάθος έδρασης
 σ : είναι ο ομοιόμορφη τάση εδάφους
 E : είναι το μέτρο ελαστικότητας

ν : είναι ο δείκτης του Poisson.

Επειδή το μέτρο της οριζόντιας αντίδρασης του εδάφους είναι:

$$K = \sigma / \omega$$

Τότε η πιο πάνω σχέση γράφεται:

$$K = E (1-\nu) / (1+\nu) (1-2\nu)h$$

Αν λάβουμε υπόψη την σχέση που συνδέει το μέτρο της οριζόντιας αντίδρασης K με το μέτρο ελαστικότητας, θα έχουμε:

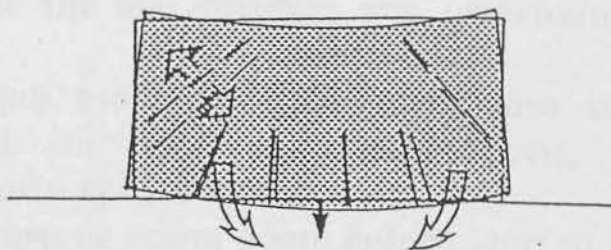
$$E = 3K (1-\nu) / \nu$$

Το συνεργαζόμενο πλάτος α της θεμελίωσης ορίζεται από την σχέση:

$$\alpha = \rho / \kappa \omega$$

και το συνεργαζόμενο μήκος από την σχέση:

$$L = h [1/6 \cdot (1-2\nu)(1-\nu)]^{1/2}$$



Σχήμα 1.9 Ρήγματα που προέρχονται από την διόγκωση ενός εδάφους στα άκρα της θεμελίωσης.

Εκτός από τους υπολογισμούς για μία πιθανή διόγκωση, η κυριότερη προστασία από την διόγκωση στις περιπτώσεις αυτές, είναι η αποστράγγιση του νερού, μακριά από τους εξωτερικούς τύπους του κτιρίου και η επικάλυψη της θεμελίωσης με αδιαπέραστα υλικά.

Στην περίπτωση πολύ βαρέων κατασκευών, θα πρέπει να γίνεται η χρήση ανάλογων κιβωτοειδών κατασκευών, ώστε να ισοσταθμίζεται η τάση διόγκωσης. Επίσης εφόσον το επιτρέπουν οι γεωλογικές συνθήκες, θα πρέπει να εξεταστεί το ενδεχόμενο της αγκύρωσης της κατασκευής από κάποιο σταθερό υπόβαθρο.

Στα θερμά κλίματα, για κατασκευαστικούς λόγους, το κτίριο μονώνει την επιφάνεια έδρασης και επομένως ψύχει τα στρώματα που βρίσκονται κάτω από αυτό.

Αποτέλεσμα αυτού είναι η μετακίνηση του νερού, η διόγκωση του ύφουργου αργίλου και η ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους κάτω από το κτίριο.

Μια άλλη εξήγηση είναι ότι το κτίριο εμποδίζει την εξάτμιση του νερού που βρίσκεται κάτω από το έδαφος.

Επειδή υπάρχουν οι κίνδυνοι αυτοί, η διαμόρφωση μίας θεμελίωσης πάνω σε διογκώσιμο έδαφος θα πρέπει να αντιμετωπίζεται πάντα με ιδιαίτερη προσοχή.

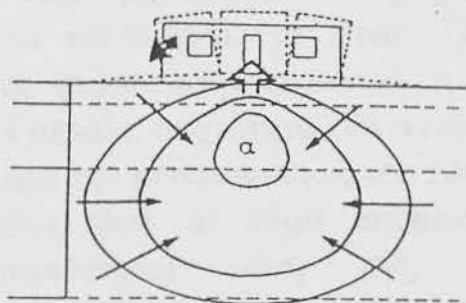
Βασικά υπάρχουν τρεις μέθοδοι που αποβλέπουν στο να ελαττωθεί η επίδραση της διόγκωσης πάνω στην κατασκευή. Αυτές στηρίζονται ειδικότερα στις εξής προϋποθέσεις:

1. Μόνωση της κατασκευής από διογκώσιμο άργιλο
2. Διαμόρφωση της κατασκευής με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζεται από την διόγκωση.
3. Απόσβεση της διόγκωσης.

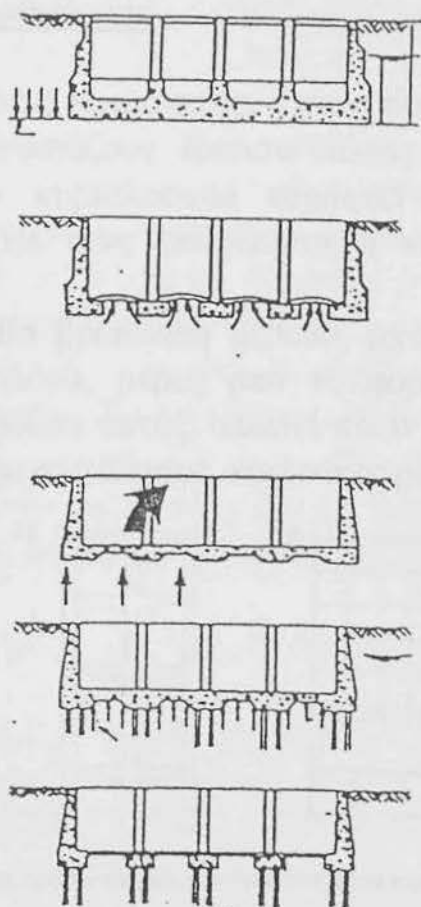
Στις περιπτώσεις αυτές, όπως και σε πολλές άλλες που έχουν σχέση με την κατασκευή υπόγειων σηράγγων ή με αντλήσεις νερού, η επιφάνεια του εδάφους παίρνει την μορφή ενός κύματος που μετακινείται με την ίδια ταχύτητα που μετακινείται και η υπόγεια παραμόρφωση.

Η μετακίνηση του εδάφους δεν είναι μόνο κατακόρυφη, αλλά δημιουργούνται και οριζόντιες παραμορφώσεις, καθώς το κύμα ανεβαίνει από κάτω προς τα πάνω.

Έτσι ένα κτίριο σε πρώτη φάση, δηλαδή κατά το χρονικό διάστημα που το έδαφος όπου εδράζεται, παρουσιάζει παραμορφώσεις, λόγω ελκυσμού.



Σχήμα 1.10 Καταστροφή μιας κατασκευής εξαιτίας της θερμοσωματικής μετακίνησης του νερού έχει διεύθυνση από έξω (θερμανόμενη περιοχή) προς το σημείο (α) όπου υπάρχει μια ψυχρή περιοχή εξαιτίας της μόνωσής της από την κατασκευή. Έτσι, μετά απ' την διαβροχή της, ο άργιλος διογκώνεται (φουσκώνει).



Σχήμα 1.11 Διάφοροι τρόποι θεμελίωσης για την προστασία μιας κατασκευής από έναν διογκώσιμο άργιλο

έχει την τάση να ανατραπεί. Στην συνέχεια το έδαφος ωθεί το κτίριο να μετακινηθεί προς την διεύθυνση μετατόπισης του κύματος.

Αν όμως το κύμα εξακολουθεί να προχωράει, το έδαφος αποκτάει μία μορφή με τα κοίλα προς τα πάνω. Όταν το κοίλο μέρος του υπογείου κύματος φτάσει στην οικοδομή, η διεύθυνση της ανατροπής αντιστρέφεται. Η μεγάλη συχνότητα των κινήσεων αυτών πολλές φορές έχει ως αποτέλεσμα την ρευστοποίηση του εδάφους και την αστοχία της κατασκευής. Τέλος όσο το κύμα απομακρύνεται ή εξασθενεί, η οικοδομή αποκαθίσταται μόνη της, εφόσον οι οριζόντιες παραμορφώσεις πάψουν να υπάρχουν, εξαιτίας του ερπυσμού.

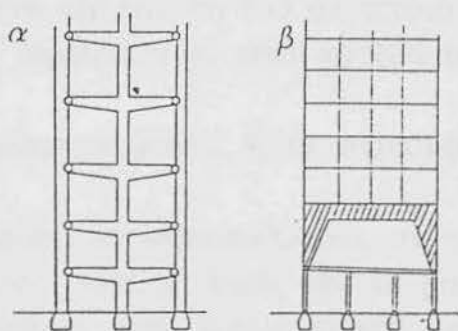
Οι οριζόντιες και οι κατακόρυφες παραμορφώσεις που προέρχονται από τέτοιου είδους μετακινήσεις είναι αρκετά μεγάλες.

Το ποσοστό ανατροπής που εξαρτάται από την επιφάνεια που βρίσκεται σε κλίση, μεταβάλλεται από 1-50%, για επιφανειακές μετακινήσεις και σχεδόν 5% για βαθιές μετακινήσεις.

Η προστασία με αρθρώσεις

Οι αρθρώσεις στις κατασκευές, έχουν πλατιά εφαρμογή σε πολλές περιοχές που παρουσιάζουν τέτοιου είδους αστάθειες. Έτσι, ειδικές κατασκευές έχουν κυριολεκτικά εδραστεί πάνω σε κυλίσσεις και αρθρώσεις, ώστε να τους επιτρέπεται η κίνηση και κατά τις δύο διευθύνσεις.

Σύμφωνα με μία βρετανική μέθοδο, μπορούμε να στηρίξουμε σε μία δύσκαμπτη κολόνα, μέρος από το φορτίο της οικοδομής. Μια παραλλαγή της μεθόδου αυτής, απαιτεί πολύ δύσκαμπτες γωνίες, ώστε να μην μεταφέρονται στο έδαφος, καμπτικές ροπές. (βλ. σχ. 1.12(α).)



Σχήμα 1.12. Κατασκευές με αρθρώσεις που συνηθίζονται για ασταθή εδάφη.

Εκτός από τις αρθρώσεις στην ανωδομή, είναι δυνατόν να τοποθετηθούν αρθρώσεις στην θεμελίωση (βλ. σχ. 1.12(β)), εφόσον μέρος από το σώμα της κατασκευής, έχει γίνει άκαμπτο. Επίσης μπορεί να εφαρμοστεί η μέθοδος της στήριξης σε τρία σημεία, που έχει σημειώσει μεγάλη επιτυχία στην Γερμανία, Ολλανδία και Πολωνία.

Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, η θεμελίωση αποτελείται από τρία σημεία στήριξης. Το σώμα της κατασκευής εδράζεται στα τρία αυτά σημεία πάνω σε σφαιρικά έδρανα. Αυτά παραμένουν πάντα στο ίδιο επίπεδο. Έτσι παρόλο που η ανωδομή προσπαθεί ν' ανατραπεί δεν προκαλείται καμία διαφορική κίνηση, που να δημιουργήσει κρέμασμα της οικοδομής ή συστροφή.

Μια άλλη σημαντική αρχή της μεθόδου, της στήριξης με τρία σημεία, είναι να εφαρμόσουμε την μεγαλύτερη δυνατή φέρουσα ικανότητα, ώστε να σχεδιαστούν τα θεμέλια, όσο το δυνατόν μικρότερα. Έτσι, ανατροπή των θεμελίων, σε σχέση με τα άλλα, ελαχιστοποιείται, και οι οριζόντιες τάσεις και οι δυνάμεις που ενεργούν πάνω στο θεμέλιο λόγω συμπίεσης, ελαχιστοποιούνται επίσης.

«Η προστασία που γίνεται με μία γενική κοιτάστρωση, αναλύεται στο επόμενο κεφάλαιο, στην παράγραφο των γενικών κοιτοστρώσεων».

Γ. ΟΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΣΕ ΛΑΣΠΩΔΗ ΕΔΑΦΗ. ΟΙ ΠΛΩΤΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ.

Στις περιπτώσεις αυτές ως κύρια λύση θεμελίωσης, χρησιμοποιούνται οι γενικές κοιτοστρώσεις. Οι θεμελιώσεις αυτές έχουν ως σκοπό τον καταμερισμό του φορτίου της κατασκευής σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερη επιφάνεια έδρασης, ώστε με τον τρόπο αυτό να απαιτηθεί ένα μικρότερο μέτρο ακαμψίας στην ανωδομή. Πάντως μία λίγο μεγαλύτερη από το κανονικό ακαμψία της κατασκευής, συντελεί στο να μειωθούν οι απρόβλεπτες διαφορικές καθιζήσεις.

Η αρχή του σχεδιασμού μίας πλωτής θεμελίωσης, βασίζεται στο να εδράσει κανείς την κατασκευή του σε τέτοιο βάθος, ώστε το βάρος του εδάφους που θ' αφαιρεθεί να είναι σχεδόν το ίδιο με το βάρος της κατασκευής.

Έτσι μία εκσκαφή σε βάθος 4,5m ανακουφίζει το έδαφος από μία τάση $0,8\text{kg/cm}^2$.

Επίσης θα πρέπει να σημειωθεί ότι, αν η θεμελίωση προσθέτει ένα βάρος $0,25\text{kg/cm}^2$, τότε το ύψος και το βάρος της οικοδομής θα πρέπει να υπολογιστούν κατά τέτοιο τρόπο ώστε ν' αναπτυχθεί μία τελική τάση δράσης, μέχρι $0,50\text{kg/cm}^2$ ή αν πρόκειται για ένα κτίριο μονολιθικό που έχει διαστάσεις 20x20 θα πρέπει το βάρος του να είναι περίπου 3.000t.

Έτσι το κτίριο δεν θα διατρέχει ουσιαστικά κανένα κίνδυνο καθίζησης. Στην πράξη όμως τα πράγματα δεν είναι έτσι, γιατί δεν είναι εύκολο να εξισορροπήσει κανείς ταυτόχρονα όλα τα φορτία, ώστε να μην έχει καθόλου συμπληρωματικές πιέσεις, και τούτο γιατί το ανεβοκατέβασμα της στάθμης του νερού, επιδρά πάνω στο βάρος του εδάφους. Επίσης επειδή τα κινητά φορτία δεν είναι καθόλου σταθερά, έχουν κακή επίδραση. Άλλος λόγος είναι η επαναδιόγκωση του εδάφους, λόγω της περιοδικής διαβροχής του με το νερό, που κινείται με ένα δυναμικό που προέρχεται από την υψομετρική διαφορά της στάθμης, ή ακόμα εξαιτίας ενός θερμοοσμωτικού δυναμικού.

Μία άλλη αναγκαιότητα στις πλωτές θεμελιώσεις είναι να προφυλάξει κανείς την κατασκευή από την άνωση, από τον κίνδυνο ανατροπής και από τις οριζόντιες μετακινήσεις.

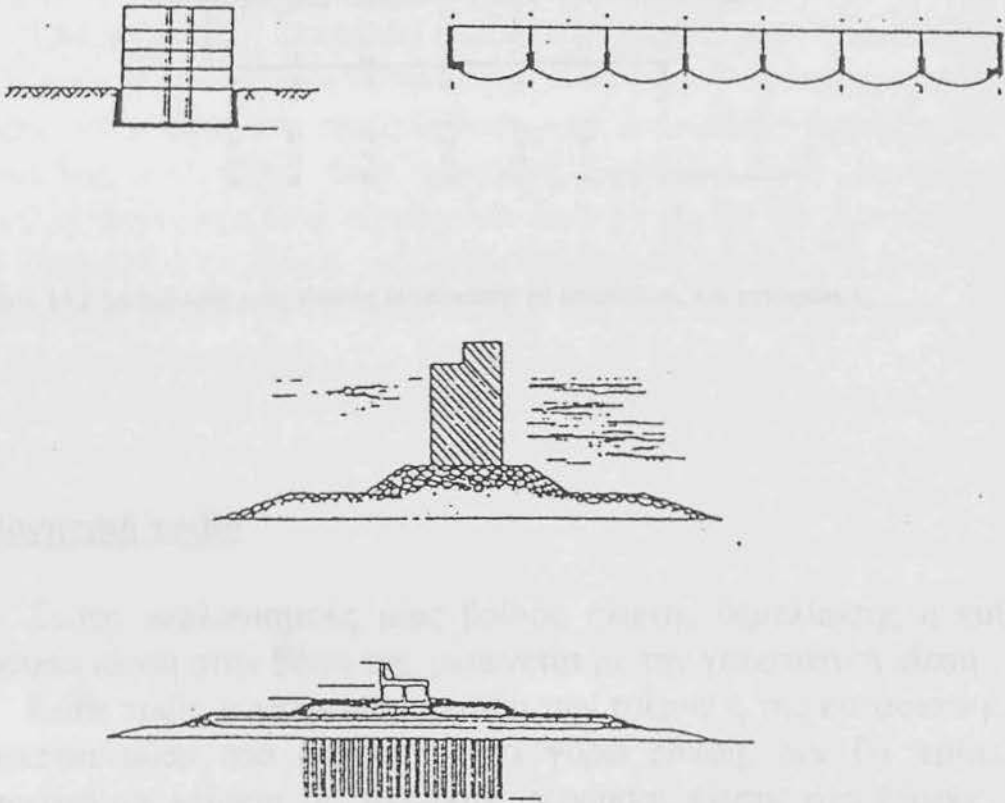
Κίνδυνος πλεύσης της θεμελίωσης παρατηρείται μόνο σε πολύ λασπώδη εδάφη ή σε πολύ μαλακή ίλυ και μαλακό άργιλο. Κατά την διάρκεια της κατασκευής, μπορεί να αποφευχθεί πλεύση της κατασκευής αν κρατηθεί ο φρεάτιος οριζοντας χαμηλά με Well-points ή με άλλη μέθοδο.

Σε μερικές κατασκευές μπορεί κανείς να λύσει το πρόβλημα της πλεύσης της κατασκευής, μεγάλωνοντας την βάση, ώσπου η κατασκευή

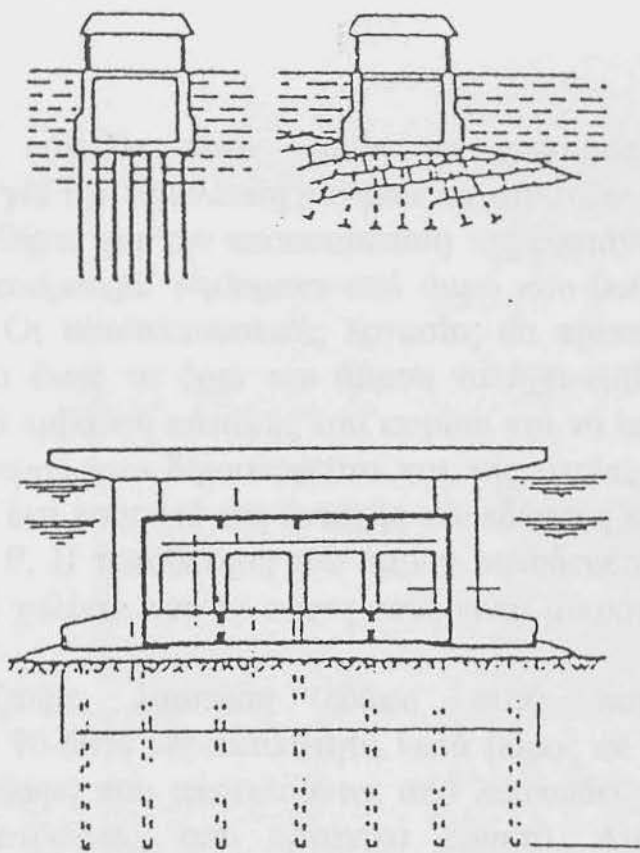
να έχει υψωθεί αρκετά, ώστε να αποκτήσει νεκρό βάρος, αρκετό για να αντισταθεί στην άνωση.

Σε περιπτώσεις όμως που η κατασκευή βυθίζεται αρκετά μέσα στο έδαφος, θα πρέπει να εξασφαλίζεται με αγκυρώσεις ή με πασσάλους.

Αλλά εάν η έδραση του κτιρίου δεν γίνεται σε βράχο, μπορεί να σχεδιαστεί μία μικτή μέθοδος πασσάλων και αγκυρώσεων. Τότε μέσα από τους πασσάλους δημιουργούνται τρύπες από τις οποίες περνάει το αγκύριο που προεντείνεται συνέχεια, ανάλογα με τις δυνάμεις που πρόκειται να φέρει η κατασκευή (βλ. σχ. 1.14.).



Σχήμα 1.13 (α) Τυπικές διατομές πλωτών θεμελιώσεων. (β) Διάταξη θεμελίωσης πάνω σε λασπώδη εδάφη που βρίσκονται μέσα στην θάλασσα.



Σχήμα 1.14 Εξασφάλισης μιας πλωτής κατασκευής με πασσάλους και αγκυρώσεις.

Η αρνητική τριβή

Στους υπολογισμούς μίας βαθιάς πλωτής θεμελίωσης η καθαρά φέρουσα πίεση στην βάση της, μειώνεται με την γεωστατική πίεση.

Κάθε τριβή ή πρόσφυση μεταξύ των τοίχων ή της κατασκευής που βρίσκεται μέσα στο έδαφος με τα γύρω εδάφη, δεν θα πρέπει να θεωρείται ως μείωση της ακριβούς φέρουσας πίεσης στο έδαφος. Στις περισσότερες περιπτώσεις η τάση που δημιουργείται στα γύρω εδάφη, συντείνει στο ν' αναπτυχθεί μία οριστική αρνητική τριβή.

Η θεμελίωση μιας κατασκευής πάνω σε λασπώδη εδάφη είναι ένα από τα κυριότερα προβλήματα. Όπως φαίνεται η ευστάθεια ενός λασπώδους εδάφους επηρεάζεται κυρίως από την ταχύτητα της φόρτισης του εδάφους με την πρόοδο της κατασκευής. Έτσι πολύ βαρέα φορτία δεν θα πρέπει να εδράζονται κατά μικρά χρονικά διαστήματα πάνω στα εδάφη αυτά.

Αν όμως γίνεται το αντίθετο, τότε δίνουν την εικόνα ενός μετακινούμενου εδάφους, εξαιτίας κατολισθήσεων με υδροστερεά όρια.

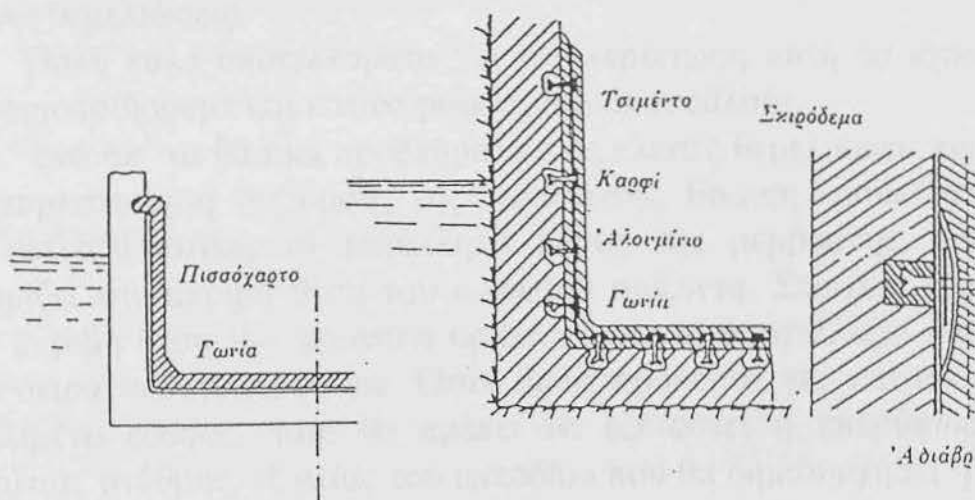
Αν όμως η ταχύτητα της φόρτισης είναι μικρή, η διαδικασία της σταθεροποίησής τους και της αποκατάστασης της ευστάθειάς τους, θα

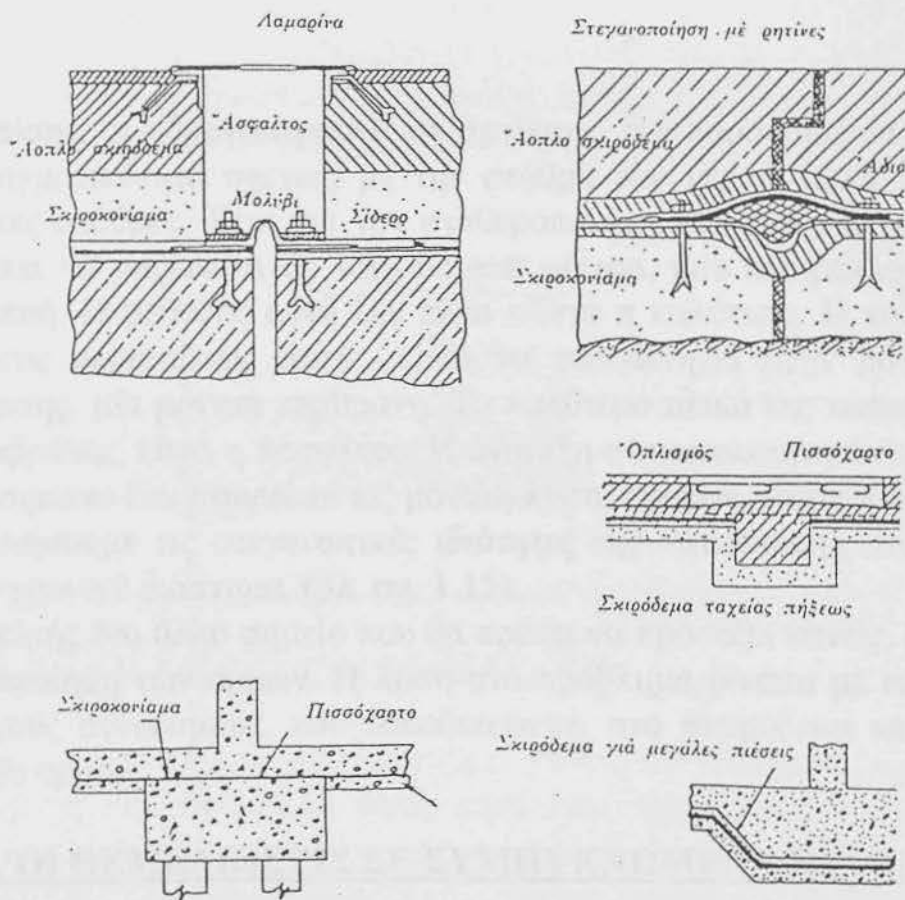
επικρατήσει και θα είναι ικανές να χρησιμοποιηθούν ως ένα υπόστρωμα, για την θεμελίωση μονίμων κατασκευών.

Οι συνθήκες για την αποκατάσταση της ευστάθειας βελτιώνονται, αν χρησιμοποιήσουμε γεμίσματα από άμμο που βαθμιαία συμπιέζουν την λάσπη. Οι κατασκευαστικές εργασίες θα πρέπει να γίνουν κατά τέτοιο τρόπο ώστε το όριο του άμμου να έχει εμβαδόν τουλάχιστον διπλάσιο του εμβαδού κάτοψης του κτιρίου και να αποτονωθεί, έτσι, η πίεση του νερού που δημιουργείται και της οποίας το μέγεθος είναι οπωσδήποτε ένα ποσοστό της αντοχής του εδάφους και του βάρους της κατασκευής P. Η τοποθέτηση του άμμου συνοδεύεται πάντα από μία στρώση από χαλίκια που το πάχος τους είναι μικρότερο απ' το πάχος του άμμου.

Ονομάζουμε λασπώδη εδάφη αυτά που παρουσιάζουν τουλάχιστον 10-60% περιεκτικότητα κατά βάρος σε οργανικές ουσίες. Επίσης τα εδάφη που αποτελούνται από λασπώδεις παρεμβολές, από λασπώδεις στρώσεις, από οργανικά ορυκτά. Αυτά παρουσιάζουν ποικιλία ιδιοτήτων, που εξαρτώνται από το βαθμό της ορυκτοποίησης των λασπωδών στρώσεων, αλλά ως κανόνα θα έχουμε ότι είναι όλα τα εδάφη που έχουν μεγάλη ικανότητα για διόγκωση και τάση για μη ομοιόμορφη συμπίεση.

Μία βαθμιαία επιτάχυνση της διαδικασίας της οξείδωσης και της ορυκτοποίησης των λασπωδών στρώσεων μπορεί να γίνει αφορμή μίας επίσης βαθμιαίας επιταχυνόμενης ακανόνιστης καθίζησης. Αυτό συνήθως συμβαίνει όταν η επιφάνεια του φρεατίου ορίζοντα κατέβει κάτω από την επιφάνεια των οργανικών εδαφών, οπότε δημιουργείται ένας αερισμός στα εδάφη αυτά, που έχει καταστροφικές συνέπειες.





Σχήμα 1.15 Στεγανοποίηση μιας θεμελίωσης κάτω από ένα υποστύλωμα.

Πολύ κατατοπιστικές εικόνες μας δίνουν οι καθιζήσεις των κατασκευών που έχουν ήδη γίνει. Στις περιπτώσεις αυτές για μια τάση έδρασης $0,5 \text{ kgf/cm}^2$ η καθίζηση ήταν της τάξης των 3-4 m.

Έτσι μία βασική ιδιότητα των εδαφών αυτών είναι η ασήμαντη σχεδόν φέρουσα ικανότητά τους και η πολύ έντονη συμπίεστότητά τους.

Η μέθοδος, που αποκλειστικά εφαρμόζεται για τη θεμελίωση προβληματικών θεμελιώσεων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για τις κοινές θεμελιώσεις.

Πολύ καλά αποτελέσματα για την περίπτωση αυτή θα έχουμε αν χρησιμοποιήσουμε και κατακόρυφους αμμοπασσάλους.

Ένα απ' τα βασικά προβλήματα στις πλωτές θεμελιώσεις είναι και η στεγανοποίηση της βάσης της θεμελίωσης. Βασική προϋπόθεση για να επιλέξει κανείς το κατάλληλο πάχος της μεμβράνης, είναι να γνωρίζει την ακριβή θέση του φρεατίου ορίζοντα. Στοιχεία γύρω απ' την ακριβή θέση του φρεατίου ορίζοντα μπορεί να συλλέξει κανείς με μία σειρά υδρογεωτρήσεων. Όταν όμως πρόκειται για κατασκευή σε κεκλιμένο έδαφος, τότε θα πρέπει να εξεταστεί η υπερύψωση της φρεατίας στάθμης, εξαιτίας του εμποδίου που θα δημιουργήσει η ίδια η κατασκευή.

Επίσης, οι υδρογεωτρήσεις σε αργίλους, δεν παρουσιάζουν πάντα την πραγματικότητα σχετικά με την στάθμη του νερού, αλλά τυχαίες εποχιακές στάθμες. Έτσι για την σταθεροποίηση της στάθμης, το νερό θα πρέπει να μαζεύεται σε τοίχους από φίλτρο, που περιβάλλουν την κατασκευή. Η μέθοδος αυτή δεν είναι πάντα η καλύτερη. Η καλύτερη λύση στις περιπτώσεις αυτές, είναι να τοποθετηθεί στην βάση της θεμελίωσης, μία μόνιμη μεμβράνη. Το καλύτερο υλικό της κατασκευής της μεμβράνης, είναι η ασφαλτος. Η ανάμιξη στεγανοποιητικών ουσιών με το τσιμέντο δεν θεωρείται ως μόνιμη λύση, εφόσον προσπαθούμε να ικανοποιήσουμε τις στεγανωτικές ιδιότητες της κατασκευής, για πολύ μεγάλο χρονικό διάστημα. (βλ. σχ. 1.15).

Επίσης ένα άλλο σημείο που θα πρέπει να προσέξει κανείς, είναι η στεγανοποίηση των αρμών. Η λύση στο πρόβλημα δίνεται με ειδικούς ελαστικούς συνδέσμους, που τοποθετούνται στο σκυρόδεμα και στην θέση του αρμού.

Δ. ΟΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΣΕ ΣΥΜΠΥΚΝΩΜΕΝΑ ΕΔΑΦΗ

Μέχρι τελευταία, οι θεμελιώσεις πάνω σε συμπυκνωμένα εδάφη, ήταν απαράδεκτες. Η ανάγκη όμως, να μειώσει κανείς το κόστος της θεμελίωσης, επιβάλλει πολλές φορές κι αυτήν την λύση. Αλλά έρευνες στο εργαστήριο και η θεωρητική ανάλυση της συμπεριφοράς των χαλαρών εδαφών και ετερογενών εδαφών, πολλές φορές οργανικών ή και τεχνικών, είναι οι πιο δύσκολες που μπορεί να διενεργήσει ένας μηχανικός.

Συνήθως το πρόβλημα θα πρέπει να το ερευνά κανείς, τόσο μέσα στο πλαίσιο της ακαμψίας της κατασκευής, όσο και σε σχέση με το ρόλο που παίζει το νερό.

Πραγματικά, στο εργαστήριο μπορεί κανείς να υπολογίσει την ικανότητα ενός συμπυκνωμένου εδάφους στις καθιζήσεις ή ακόμα στο φυσικό έδαφος, με την βοήθεια της δοκιμαστικής πλάκας.

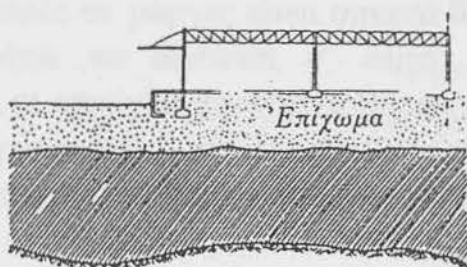
Μεγάλη προσοχή θα πρέπει να δοθεί στην έρευνα της ποιότητας του εδάφους.

Οι θεμελιώσεις πάνω σε τεγνητά επιχώματα.

Οι καθιζήσεις των θεμελιώσεων που δημιουργούνται από την έδραση πάνω σε υλικά επιχωμάτων μπορούν να δημιουργηθούν με τους εξής τρεις τρόπους:

- Λόγω στερεοποίησης των συμπιεστών υλικών της επίχωσης εξαιτίας του βάρους της κατασκευής.
- Λόγω της στερεοποίησης του εδάφους που βρίσκεται κάτω από το επίχωμα.

- Λόγω της στερεοποίησης των συμπιεστών υλικών της επίχωσης, εξαιτίας του βάρους του επιχώματος.



Σχήμα 1.16 Διάταξη μιας θεμελίωσης που εδράζεται πάνω σ' ένα επίχωμα.

Ε. ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΕΠΙΛΩΣΕ ΜΑΡΓΕΣ

Είναι πάρα πολύ δύσκολο να βρει κανείς την φέρουσα ικανότητα της μάργας. Η δυσκολία αυτή οφείλεται στο μεταβλητό βάθος διάβρωσης που έχει υποστεί και στο ποσοστό ψαμμιτών ή άλλων σχηματισμών, που διακόπτουν κατά κάποιο τρόπο την συνέχεια του μαργαϊκού σχηματισμού.

Οι μάργες είναι συχνά ελαφρά διαρρηγμένες και ανάλογα με την ύπαρξη νερού δημιουργείται μία μαλάκωση των ρωγμών. Επίσης κοντά στην επιφάνεια, λόγω των ρωγμών όλη η μάζα της μάργας γίνεται μαλακή, ενώ όσο αυξάνεται το βάθος, οι μαλακές ζώνες περιορίζονται σε μικρές περιοχές, γύρω από τις ρωγμές.

Με δοκιμαστικές φορτίσεις έχει βρεθεί ότι η φέρουσα ικανότητα της μάργας κυμαίνεται μεταξύ $40-50 \text{ kg/cm}^2$.

Εφόσον περιμένει κανείς καθιζήσεις της τάξης των $0,01$ και $0,05\%$ σχετικά με την μικρότερη διάσταση της θεμελίωσης, οι Chaulder και Davis δίνουν τις πιο κάτω τιμές για την φέρουσα ικανότητα της μάργας.

- Μη αποσαθρωμένη μάργα $2,6-25 \text{ kg/cm}^2$.
- Ελαφρά αποσαθρωμένη μάργα $0,9-7 \text{ kg/cm}^2$.
- Σχεδόν αποσαθρωμένη μάργα $0,2-4,87 \text{ kg/cm}^2$.
- Πολύ αποσαθρωμένη μάργα $0,2-1,3 \text{ kg/cm}^2$.

Από την άποψη σταθερότητας, οι μάργες μπορούν να ισορροπήσουν και σε τομείς που είναι κατακόρυφες σ' ένα αρκετά μεγάλο ύψος, αλλά κινδυνεύουν να αποσαθρωθούν με την πάροδο του χρόνου. Οι πτώσεις γίνονται συνήθως με την ενέργεια του παγετού, αλλά μία κλίση περίπου 60° , μπορεί να μείνει ευσταθής για αρκετά χρόνια, παρόλο που μπορεί να δημιουργηθεί μία αρκετά σοβαρή αποσάθρωση στο πόδι της εκσκαφής.

Μία κλίση 45° κρίνεται περισσότερο σκόπιμη, εφόσον βέβαια καλυφθεί με τύρφη ή άλλα προστατευτικά υλικά, ώστε να προστατευθεί η επιφάνεια από την επίδραση του παγετού.

Οι εκσκαφές σε μάργες είναι αρκετά δύσκολες και για έναν ακόμα λόγο, θα πρέπει να δίνονται σ' αυτές ελαφρές κλίσεις, ώστε ν' αποφεύγονται οι επικίνδυνες κατολισθήσεις.

Μία παράμετρος βασικά που θα πρέπει να εξετάζεται, είναι η ομοιογένεια στις παραμορφώσεις μέσα στον όγκο του μαργαϊκού σχηματισμού.

Ένα σώμα λέμε ότι είναι ομογενές σχετικά με την παραμόρφωσή του, όταν κάθε σημείο του δέχεται παραμόρφωση του ίδιου τύπου, δηλαδή συμπίπτει η διεύθυνση της τάσης και της μετακίνησης. Έτσι, σε ομογενείς παραμορφώσεις ένα κανονικό γεωμετρικό σχήμα, μετασχηματίζεται σε ένα άλλο γεωμετρικό σχήμα στο οποίο τα όμοια τμήματα εξακολουθούν να παραμένουν όμοια.

Το γεγονός όμως που έχει πολύ μεγάλη σημασία στην παραμόρφωση, είναι η λεπτομέρεια ή η εικόνα που παρουσιάζεται κατά μήκος μιας επιφάνειας θραύσης ή ολίσθησης. Από την εικόνα αυτή, μπορεί να βγάλει κανείς μερικά συμπεράσματα γύρω από το πλαστικό δυναμικό της μάργας.

ΣΤ. ΟΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΣΕ ΨΑΜΜΙΤΕΣ.

Όσα αναφέρονται πιο κάτω βρίσκουν εφαρμογή σε περιπτώσεις που πρόκειται να θεμελιώσει κανείς μία συνηθισμένη κατασκευή πάνω σ' ένα ομογενές ψαμμιτικό έδαφος. Όταν όμως πρόκειται για σοβαρές κατασκευές, τότε ο ερευνητής θα πρέπει με κάποια μέθοδο, να υπολογίσει την φέρουσα ικανότητα του ψαμμιτικού εδάφους. Σήμερα με την βοήθεια των μαθηματικών και της ρευστομηχανικής, και με ορισμένες υποθέσεις μπορεί να καταλήξει κανείς, αν όχι σε αποτελέσματα, οπωσδήποτε σε πολύ χρήσιμα συμπεράσματα.

Έτσι υποτίθεται συνήθως ότι το υλικό του ψαμμίτη είναι νευτώνειο και ότι οι τάσεις που αναπτύσσονται εξαιτίας της διάτμησης, εξαρτώνται από την συνεκτικότητα, την επίδραση των ορθών τάσεων και την ιστορία του. Επίσης σε άλλες περιπτώσεις, υποτίθεται ότι το υλικό είναι ασυμπίεστο, ομογενές και ισότροπο.

Η αντοχή στους ψαμμίτες εξαρτάται κυρίως από το βαθμό της τσιμεντώσής τους και από τον τύπο του υλικού που τους έχει τσιμεντώσει. Στον παρακάτω πίνακα, δίνεται μία περιγραφή της αντοχής του σε συνάρτηση του υλικού της τσιμεντώσής του.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3
ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΨΑΜΜΙΤΗ ΣΕ ΣΥΝΑΡΤΗΣΗ ΜΕ
ΤΟ ΥΛΙΚΟ ΤΗΣ ΤΣΙΜΕΝΤΩΣΗΣ ΤΟΥ

Υλικό τσιμέντωσης	Χρώμα	Αντοχή
Οξείδιο του σιδήρου	Κόκκινο-πορτοκαλί-καφέ-γκρίζο-άσπρο	Μεταβλητή, γιατί η τσιμέντωση του γίνεται σε ακανόνιστους όγκους.
Ασβεστίτης CaCO ₃	Γκρίζο-άσπρο	Μικρή αντοχή. Γίνεται ακόμα πιο ασταθής όταν βραχεί.
	Λευκό-κίτρινο	Καλή
Πυριτική(SiO ₂)	Ροδί κίτρινωπό	Άριστη

Η σκληρότητά του εξαρτάται από την αντοχή του, της οποίας το μέγεθος κυμαίνεται μεταξύ 450 και 2.200kg/cm²

Για ένα μέτρο ελαστικότητας από 990 ως 2.500 t/m².

Συνήθως οι ψαμμίτες είναι ένα αρκετά κατάλληλο έδαφος θεμελίωσης, αλλά θα πρέπει να γνωρίζει κανείς το βάθος μέσα στο οποίο φθάνει η αποσάθρωσή του.

Ζ. ΟΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΕΠΑΝΩ ΣΕ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΙΚΕΣ Ή ΦΥΛΕΤΙΚΕΣ ΠΕΡΙΟΧΕΣ

Πολύ σπάνια, γίνεται η θεμελίωση σχιστόλιθους. Συνήθως στην Ελλάδα, οι σχιστόλιθοι, βρίσκονται σε επαφή με ασβεστολιθικές στρώσεις ή διαχωρίζουν τους ασβεστόλιθους από άλλους σχηματισμούς.

Τα περισσότερα προβλήματα με τους σχιστόλιθους, αφορούν την ευστάθεια των πρυνών κατά την διάνοιξη των δρόμων, ή τις περιπτώσεις μεγάλων εκσκαφών. Και τούτο επειδή είναι λατυποπαγείς και έχουν μεγάλη τάση να ολισθαίνουν μεταξύ των στρώσεων. Αυτό βέβαια συμβαίνει όταν βραχεί η επιφάνεια που βρίσκεται ανάμεσα σ' αυτές.

Ο τρόπος και η έκταση της στολίδωσής του, δείχνει πως ο σχιστόλιθος δέχθηκε τις τάσεις και παραμορφώθηκε. Η σχιστότητα του

αργιλικού σχιστόλιθου εξαρτάται από την κανονική διάταξη των μικροσκοπικών φυλλοειδών ορυκτών, που βρίσκονται μέσα στο πέτρωμα. Η διεύθυνση των πλατιών επιφανειών του σχιστόλιθου, δείχνει το επίπεδο που είναι κάθετο προς την διεύθυνση, κατά την οποία ασκήθηκε η πίεση.

Η βασική εργασία του μηχανικού, συνίσταται ή στο να υπολογίσει την ύπαρξη και την κατεύθυνση των πιθανών τάσεων μέσα στο σχιστολιθικό σχηματισμό, πάνω στον οποίο πρόκειται να θεμελιώσει το έργο, ή στο να υπολογίσει την ολική φέρουσα ικανότητα, για την δεδομένη φόρτιση και επιφάνεια έδρασης της κατασκευής.

Έτσι το πρόβλημα βασικά περιορίζεται στην εύρεση της λιθοστατικής πίεσης και των επιπέδων των μεγίστων και ελάχιστων διατμητικών τάσεων, που θα αναπτυχθούν στο επίπεδο της θεμελίωσης.

Επίσης στην φύση, επειδή πάρα πολλοί παράγοντες παίζουν κάποιο ρόλο στην ευστάθεια του σχιστόλιθου, οι πιο πάνω συνθήκες ποικίλλουν από πέτρωμα σε πέτρωμα.

Έτσι, ενώ πολλές φορές θα περίμενε κανείς η ροή κατά την κατάρρευση ή την μετακίνηση ενός πετρώματος, να είναι κάθετη προς τα επίπεδα της συμπίεσης, αυτή γίνεται με κάποια τελείως ιδιόμορφη κίνηση, γιατί εκτός από τις δυνάμεις της βαρύτητας των υπερκειμένων στρωμάτων, ενεργούν και άλλες δυνάμεις, όπως είναι αυτές που προκαλούνται από τις παλίρροιες από τις κινήσεις ή την συνεχή ροή του μανδύα της γης, από τις διαστολές ή συστολές σε ορισμένα σημεία της γης, κ.λ.π. Οι δυνάμεις μαζί με τις σεισμικές, καθώς και ο παράγοντας νερό, επιδρούν άμεσα στην διαμόρφωση των λιθοστατικών και λιθοδυναμικών πιέσεων, που ασκούνται στους σχιστόλιθους.

Ένας άλλος παράγοντας που παίζει σημαντικό ρόλο στην γεφύρωση των τάσεων, φαινόμενο μεγάλης σημασίας, για την εξόρυξη σηράγγων, είναι η χρονορευστότητα που ορίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$\text{Χρονορευστότητα} = \text{συνεκτικότητα/ακαμψία(sec)}$$

Τα κύρια τεκτονικά αποτελέσματα της χρονορευστότητας είναι:

- Οι διακλάσεις
- Τα ρήγματα
- Οι πτυχές

Τελικά, θα πρέπει να ερευνάμε την διάρκεια που ο σχιστόλιθος βρίσκεται σε επαφή με το νερό.

Πραγματικά με την επαφή αυτή, ο σκληρός σχιστόλιθος πολλές φορές γίνεται μαλακός, γιατί χάνει λόγω της ροής, τον άργιλο ή την ίλυ, που υπάρχει στο ενδιάμεσο των λεπτών φύλλων.

Η. ΟΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΣΕ ΒΡΑΧΩΔΕΣ ΠΕΡΙΟΧΕΣ

Τα τελευταία χρόνια έχει σημειωθεί μία ενδιαφέρουσα ανάπτυξη της βραχομηχανικής. Οι άλλοτε προβληματικές ασβεστολιθικές περιοχές, χρησιμοποιούνται σήμερα για την θεμελίωση γιγαντιαίων κατασκευών, και αυτό γιατί οι ανασφαλείς εδαφικές συνθήκες, μπορούν να ξεπεραστούν με μία προσεκτική μελέτη.

Ο ασβεστόλιθος είναι ένας σχετικά νέος γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το 10% των εκτεθειμένων βράχων στην επιφάνεια της γης και καλύπτει μία ευρύτατη επιφάνεια στον ελληνικό χώρο. Αρκετές φορές, οι ασβεστόλιθοι καλύπτονται από αλλούβιες αποθέσεις, όπως είναι οι άμμοι, οι ίλυες και οι άργιλοι. Μία ασφαλής θεμελίωση, εφόσον οι συνθήκες το επιτρέπουν, πρέπει να εδράζεται απευθείας πάνω στο βραχώδες υπόστρωμα, ώστε να αποφεύγονται οι μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις. Το πρόβλημα είναι πολύπλοκο και θα πρέπει να αντιμετωπίζεται ξεχωριστά για κάθε περίπτωση. Πραγματικά πολλές φορές, ο βράχος έχει ορισμένες ιδιομορφίες τεκτονικής κυρίως φύσης, στις οποίες θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη σημασία.

Έτσι τα προβλήματα που δημιουργούνται στους βράχους, είναι πολύ ειδικά και η τεχνική της μελέτης τους, διαφέρει από εκείνη που απαιτείται για την μελέτη των ευκολομετακίνητων εδαφών (άργιλοι, άμμοι κ.λ.π).

Συνήθως μπορούμε να χαρακτηρίσουμε μια βραχώδη μάζα από τις εξής ιδιότητες:

— Την πετρογραφική φύση του βασικού στοιχείου που συνιστά τον βράχο.

— Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του βράχου.

— Την ρηγμάτωσή του ή τις διακλάσεις του.

Τα πιο πάνω στοιχεία χρησιμεύουν για τον Μηχανικό, προκειμένου.

— Να επινοηθεί η πιο κατάλληλη μέθοδος εξόρυξης για την κατασκευή του έργου.

— Να χρησιμοποιηθεί ο βράχος ως υλικό παρασκευής αδρανών υλικών, τόσο για την οδοποιία, όσο και για το σκυρόδεμα.

— Να υπολογιστεί η κλίση των πρανών κ.λ.π.

— Να εδραστεί με ασφάλεια η κατασκευή.

Υπενθυμίζουμε ότι η ευστάθεια ενός βραχώδους πρανούς, παρουσιάζει τις πιο κάτω μορφές.

— Ευστάθεια σε βάθος. Αυτή επαληθεύεται μόνο με την στρωματογραφική ανάλυση από φυσικές τομές του εδάφους που ήδη

υπάρχουν, καθώς και με την μελέτη των διακλάσεων, εφόσον βέβαια αυτές παρουσιάζουν μία πραγματική ιδιομορφία μελέτης.

— Επιφανειακή ευστάθεια που έχει σχέση με τα προβλήματα επιφανειακής αποσάθρωσης, όπως π.χ. παγετός, βροχοπτώσεις, άνεμοι, θερμοκρασία κ.λ.π.

— Ασφάλεια. Η πτώση ενός βράχου είναι δυνατόν να έχει καταστροφικές συνέπειες και θα πρέπει να αποφεύγεται ή να εμποδίζεται με ένα σχετικό έργο, π.χ. δεινδροφύτευση, εκσκαφή, συρματοπλέγμα, αγκύρωση, στέγαστρα κ.λ.π.

Στολίδωση-αποσάθρωση

Η στολίδωση ενός βράχου μπορεί να προέρχεται από τις πιο κάτω αιτίες:

— Από διόγκωση ορισμένων ορυκτών στοιχείων, όπως του αργίλου, του υδροξειδίου του σιδήρου κ.λ.π.

— Από χημική αποσάθρωση, που είναι πολύ συχνή, αλλά αρκετά δύσκολο να την διαπιστώσει κανείς. Υπάρχουν μέθοδοι, που είναι δυνατόν να προφυλάξουν τον βράχο από την χημική αποσάθρωση.

— Από παγετό. Η έρευνα της επίδρασης του παγετού, γίνεται με τις συνηθισμένες μεθόδους.

Τα ρήγματα

Η εκτίμηση της ρηγματώσης ενός βράχου έχει μεγάλη σημασία, κυρίως όταν πρόκειται να δώσουμε λύση στα πιο κάτω προβλήματα.:

— Ευκολία εξόρυξης με την χρήση ενός girper.

— Ευστάθεια των πρανών.

— Ευστάθεια μεγάλων κατασκευών που εδράζονται πάνω σε βράχους, όπως σήραγγες κ.λ.π.

Στην περίπτωση των ιζηματογενών βράχων, τα επίπεδα των στρώσεων, απαιτούν πολλές φορές ένα βασικό οδηγό ρηγματώσης.

Τα άλλα συστήματα που αναφέρονται στην ρηγματώση μπορούν να διακριθούν σε δύο κατηγορίες:

— Στα ρήγματα που τέμνουν τον βράχο και σχηματίζουν συνεχή επίπεδα, δημιουργώντας έτσι επιφάνειες εύκολες για ολίσθηση.

— Στα ρήγματα που παρουσιάζονται ως οριακή επέκταση ενός υπάρχοντος ρήγματος.

— Τα ρήγματα αυτά δεν είναι δυνατόν να μελετηθούν παρά μόνο σε ορισμένες περιπτώσεις, στο στάδιο της ειδικής μελέτης.

Τα έγκοιλα

Στις περιπτώσεις που οι ασβεστόλιθοι είναι αρκετά διαλυτοί και τα έγκοιλα που υπάρχουν είναι πάρα πολλά, θα πρέπει κανείς να κάνει μια χαρτογράφηση στην οποία να αποτυπώνονται ακόμα και οι πιο μικρές κοιλότητες.

Η χαρτογράφηση αυτή είναι χρήσιμη, γιατί στα έγκοιλα η ροή του νερού είναι ασταθής. Έτσι όταν πρόκειται για κατασκευή φράγματος θα πρέπει να εξετάζεται και η παροχή μέσα από τα υπάρχοντα έγκοιλα.

Ο μηχανικός πρέπει να εξετάζει αν βασικά καρστικοποιημένη έκταση έχει κάποια φέρουσα ικανότητα, σε σχέση με το φορτίο του κτιρίου.

Ειδικότερα στην περίπτωση που η περιοχή της θεμελίωσης είναι μικροκαρστικοποιημένη και τα έγκοιλά της είναι γεμάτα με αργιλικό ή άλλο εδαφικό υλικό, τότε εφόσον δεν γίνει ιδιαίτερη μελέτη, θεωρείται σκόπιμη η εξυγίανσή της με τσιμεντενέσεις.

Στην περίπτωση μεγάλων εγκοίλων, πριν από κάθε θεραπεία, πρέπει να γίνονται επιτόπου δοκιμές βραχομηχανικής, ώστε να διερευνηθεί η φέρουσα ικανότητα του καρστικοποιημένου βράχου.

ΜΕΡΟΣ 2^ο

ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΥ ΤΥΠΟΥ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

Το υλικό φορέας με τις περισσότερες παραμέτρους, είναι αναμφισβήτητα το έδαφος. Οι ιδιότητές του, όχι μόνο διαφέρουν από θέση σε θέση σε έκταση και βάθος, αλλά και αλλάζουν κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής ενός έργου. Με την βοήθεια της επιστήμης της εδαφομηχανικής και την εμπειρία από παρατηρήσεις της συμπεριφοράς που ήδη έχει κατασκευαστεί, αντιμετωπίζονται στις θεμελιώσεις τα διάφορα σχετικά προβλήματα του Πολιτικού Μηχανικού.

Έτσι με την εδαφομηχανική προσπαθούμε να εκτιμήσουμε την αντοχή, την συμπίεστικότητα των εδαφών. Στις θεμελιώσεις, με βάση τα παραπάνω στοιχεία, καθώς και άλλα δεδομένα ή περιορισμούς, εξετάζονται οι εναλλακτικές λύσεις για τον τρόπο θεμελίωσης ενός έργου και εκτιμώνται αντίστοιχα οι αναμενόμενες καθιζήσεις, η ασφάλεια έναντι θραύσης του εδάφους και η στατική επάρκεια των στοιχείων θεμελίωσης.

Γενικά, ενώ έχουμε να δώσουμε απάντηση σε προβλήματα που εμπλέκονται μεγάλοι εδαφικοί όγκοι, βασιζόμαστε την εκτίμηση της συμπεριφοράς του εδάφους σε εργαστηριακά αποτελέσματα δοκιμών

επί μικρή κλίμακας εδαφικών δοκιμιών, είτε σε επί τόπου δοκιμές όπου σχετικά μικροί εδαφικοί όγκοι συμμετέχουν στην ανάληψη της εξωτερικής εντατικής κατάστασης. Στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονισθεί ότι σημαντικό ρόλο παίζει η λεγόμενη προσωπική κρίση του μηχανικού, στην οποία κυρίως στηρίζονται οι αποφάσεις, τόσο για την θεωρία, όσο και για τις εδαφικές παραμέτρους που θα ενταχθούν στο πρόβλημα. Κατά την λήψη τέτοιων αποφάσεων, συμβάλλουν σημαντικά οι παρατηρήσεις της συμπεριφοράς παρεμφερών θεμελιώσεων ή γενικότερα των εδαφοτεχνικών έργων.

Οι δύο βασικές παράμετροι που επηρεάζουν την επιλογή κατάλληλου τύπου θεμελίωσης, είναι οι επιτρεπόμενες καθιζήσεις και η φέρουσα ικανότητα του εδάφους. Για τον λόγο αυτό, κρίνεται εύλογο να αναφέρουμε λίγα για τις παραμέτρους αυτές στην συνέχεια της εργασίας.

ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ

Αυτές εξαρτώνται από τον τύπο κατασκευής.

1. Οι ολικές καθιζήσεις αν υπερβούν ορισμένα όρια, επηρεάζουν την λειτουργία των κτιρίων ή διακόπτουν αυτή.
2. Οι διαφορικές καθιζήσεις είναι σημαντικές, διότι δημιουργούν δευτερογενείς τάσεις στο κτίριο.

Στον πίνακα παρέχονται τα επιτρεπόμενα όρια μεγίστων και διαφορικών καθιζήσεων για διάφορες κατασκευές.

ΠΙΝΑΚΑ 2.1

Μέγιστη επιτρεπόμενη καθίζησης		
Έδαφος	Μεμονωμένα πέλδρα	Κοιτόστρωσις
Άμμος	1,5''	1,5''-2,5''
Άργιλος	2,5''	2,5'' - 4''

Διαφορικά καθιζήσης που προκαλούν γωνιακές παραμορφώσεις δ/l .

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2

1, 100	1/200	1/300	1/400-1/500	1/500-1/700	1/800-1/900
Ζημία κατασκευής προκαλούνται	Σημαντικοί ρωγμοί εις παράλληλους τοίχους	Όριον υψηλών κτιρίων	Ρωγμοί εις παράλληλους τοίχους. Πρόβλημα κινήσεως γερανών	Επιτρ. ρωγμαί εις κατασκευάς όπου δεν επιτρέπονται ρωγμαί.	Μηχανικαί εγκαταστάσεις ευαίσθητοι εις καθιζήσεις.

Οι καθιζήσεις είναι δυνατόν να προέλθουν από διάφορες αιτίες, κυριότερες των οποίων είναι:

1. Εφαρμογή πρόσθετου βάρους
2. Χαμήλωμα της στάθμης υπογείων υδάτων με συνέπεια την αύξηση της ενεργού τάσης του εδάφους.
3. Δονήσεις κυρίως σε αμμώδη εδάφη.
4. Χημική προσβολή των θεμελίων.

Θα ασχοληθούμε μόνο με την πρώτη και την δεύτερη αιτία των καθιζήσεων, οι οποίες έχουν κοινό γνώρισμα την μεταβολή των ενεργών τάσεων. Ως γνωστό ενεργός τάση δίνεται από τον τύπο $\sigma' = \sigma - u$, όπου σ η ολική τάση και u η πίεση ύδατος πόρων.

Η καθίζηση εδάφους, ως συνέπεια αύξησης της κατακόρυφου φόρτισης, αναλύεται σε:

1. Την άμεση ελαστική καθίζηση υπό συνθήκες μη μεταβολής του όγκου (μη διαφυγής ύδατος πόρων και με επακόλουθη πλευρική διόγκωση για κεκορεσμένα εδάφη ή υπό μεταβολή του όγκου ως συνέπεια της συμπίεσης του αέρα στους πόρους μερικώς κεκορεσμένων αργίλων.
2. Την κύρια καθίζηση βραδείας συμπίεσης της διαφυγής ύδατος σε υπερπίεση, μέχρι μηδενισμού των υπερπιέσεων του ύδατος.
3. Την δευτερεύουσα καθίζηση υπό σταθερή ενεργό τάση, μετά τον μηδενισμό των υπερπιέσεων.

Καθιζήσεις επί αμμωδών εδαφών

Η καθίζηση των αμμωδών εδαφών δεν απασχολεί τους μελετητές όταν πρόκειται για κοινές κατασκευές, για τους εξής λόγους:

α.) Οι τιμές των καθιζήσεων είναι μικρές κατά κανόνα. Όταν προσδιοριστεί η φέρουσα ικανότητα με την βοήθεια νομογραφημάτων, η καθίζηση είναι μικρότερη από 2,5cm, και μια τέτοια τιμή στην οποία ανήκουν καθιζήσεις διαφορικές μικρότερες από 2cm δεν δημιουργεί προβλήματα για τις συνηθισμένες κατασκευές.

β.) Η παραμόρφωση των χονδρόκοκκων εδαφών είναι στιγμιαία, δηλαδή δεν χρειάζεται μεγάλο χρονικό διάστημα, για να ολοκληρωθεί. Συνεπώς πραγματοποιείται στο σύνολό της πριν τελειώσει η οικοδομή, και οι

επιπτώσεις στην συμπεριφορά της κατασκευής, μπορούν εύκολα να διορθωθούν.

γ) Ο εργαστηριακός προσδιορισμός των καθιζήσεων δεν είναι εύκολος, γιατί δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν αδιατάρακτα δοκίμια. Το οιδήμετρο δεν παρουσιάζει ενδιαφέρον και μόνο η τριαξονική συσκευή μπορεί να δώσει ωφέλιμες πληροφορίες όταν όμως είναι γνωστή η επιτόπου εντατική κατάσταση και το ιστορικό φορτίσεως.

Υπάρχουν όμως περιπτώσεις για τις οποίες χρειάζεται να εξεταστεί το θέμα των καθιζήσεων όπως είναι οι περιπτώσεις θεμελίωσης δεξαμενών πετρελαίου, ατομικών και βιομηχανικών εγκαταστάσεων κ.τ.λ.

Οι καθιζήσεις επί αμμωδών εδαφών υπολογίζονται με τρεις τρόπους:
α) Με φόρτιση δοκιμαστικής πλάκας. Εάν B το πλάτος θεμελίου και b το πλάτος πλάκας τότε οι καθιζήσεις των φορτιζόμενων υπό την πίεση q προκύπτουν από τον πίνακα:

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.3

B/b	$\delta(B)/\delta(b)$		
	Χαλαρά άμμος	Μέση άμμος	Πυκνή άμμος
1	1	1	1
5	4,6	3,5	2,6
10	8	5,2	3,2
50	22	10	4,3
100	30	15	4,6

Όταν $b=1$ από τον τύπο του Terzaghi

$$\delta_B/\delta_1 = (2B/BH)^2$$

Για μεγάλα B το δ_B/δ_1 τείνει να γίνει 4.

β) Από αποτελέσματα ολλανδικού κώνου λαμβάνεται η C_{KD} και υπολογίζεται η C_S

$$C_S = 1,5 C_{KD} / P_0 \text{ τότε } \delta = \sum H / C_S \log_e (P_0' + \Delta P') / P_0$$

Όπου $P'(o)$ η κάθετη ενεργός πίεση $C(s)$ ο δείκτης συμπίεστότητας και $C(kd)$ η αντίσταση ολλανδικού κώνου.

γ) Από αποτελέσματα Σ.Δ.Δ. λαμβάνεται ο N και από το διάγραμμα Terzaghi + Peck εκλέγεται η τάση, η οποία προκαλεί καθίζηση $1''$. Το διάγραμμα ισχύει για στάθμη ύδατος στη βάση θεμελίου κάτω από $2B$ βάθους. Για στάθμη ύδατος στη βάση θεμελίου ο N διορθώνεται σε $N' = 15 = 0,5(N-15)$ για προσυμπιεσμένα αμμώδη. Για μη

προσυμπιεσμένα (χαλαρά) αμμώδη λαμβάνεται επιτρεπόμενη τάση η μισή της αντίστοιχης N .

Καθιζήσεις αργιλωδών εδαφών

α) Η καθίζηση των μαλακών αργίλων.

Οι μαλακές άργιλοι είναι αυτές που δεν έχουν υποστεί καμιά προστερεοποίηση. Επειδή ισχυρά στρώματα μαλακών αργίλων δεν είναι συνηθισμένα το θέμα των παραμορφώσεων τους θα εξετασθεί με συντομία. Η καθίζηση αποτελείται από τρία μέρη: Την αρχική καθίζηση, την κύρια στερεοποίηση και την δευτερεύουσα στερεοποίηση.

Η αρχική καθίζηση δ_1 πραγματοποιείται αμέσως μόλις φορτιστεί το θεμέλιο και πριν απομακρυνθεί το νερό, συνεπώς με σταθερό όγκο. Το έδαφος έχει ελαστική συμπεριφορά και αφού $\nu=0,50$ η παραμόρφωσή του εξαρτάται μόνο από ένα συντελεστή που είναι το μέτρο ελαστικότητας E .

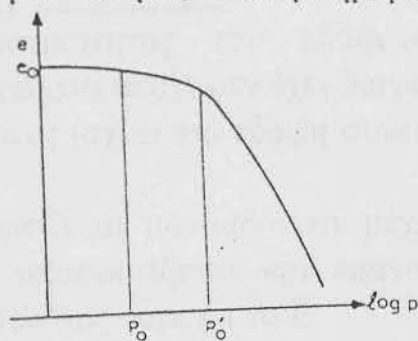
Η κύρια στερεοποίηση αντιστοιχεί σε μία καθίζηση δ_2 που μπορεί να υπολογισθεί με την θεωρία του οιδημέτρου του Terzaghi και την χρησιμοποίηση του δείκτη συμπίεστότητας C_c .

Τέλος για την δευτερεύουσα στερεοποίηση δεν υπάρχει ακόμα μέθοδος υπολογισμού της καθιζήσεως δ_3 . Οι τιμές του δ_3 μπορεί να είναι υψηλές και ενδεχομένως μεγαλύτερες και από τις τιμές της κύριας στερεοποίησης δ_2 . Η δευτερεύουσα στερεοποίηση μπορεί να είναι συνεχής ή να σταματά έπειτα από ένα ορισμένο χρονικό διάστημα.

β) Η καθίζηση των προστερεοποιημένων αργίλων.

Οι προστερεοποιημένες άργιλοι είναι σχετικά σκληρές και παρουσιάζουν μικρές παραμορφώσεις. Η συμπεριφορά τους είναι ελαστική όταν οι τάσεις που δέχονται είναι μικρότερες από τις τάσεις προστερεοποίησης.

Ονομάζουμε προστερεοποιημένη, την άργιλο που στο παρελθόν δέχτηκε μεγαλύτερα φορτία από αυτό που έχει σήμερα και στερεοποιήθηκε για μια τάση P_0' ενώ η σημερινή της στάση $P_0' < P_0'$.



σχήμα 2.1

Όταν η φόρτιση $\Delta p < p_0 - p_0$ οι παραμορφώσεις του εδάφους εξαιτίας της κύριας και δευτερεύουσας στερεοποίησης, έχουν πολύ χαμηλές

τιμές. Για να μελετηθεί σωστά το θέμα της παραμόρφωσης, πρέπει να ξέρουμε αν η άργιλος είναι προστερεοποιημένη και να γνωρίζουμε τις τιμές φόρτισης της προστερεοποίησης. Γι' αυτό χρειάζεται μια πολύ προσεκτική δειγματοληψία και μελέτη στο οιδήμετρο. Κατά τον Peck η άργιλος είναι σχεδόν σίγουρα προστερεοποιημένη όταν η περιεκτικότητά της σε νερό είναι πλησιέστερη προς το όριο πλαστικότητας παρά προς το όριο υδαρότητας.

Αφού η συμπεριφορά του εδάφους είναι σχεδόν ελαστική, οι παραμορφώσεις και ειδικά η επιφανειακή καθίζηση υπολογίζονται με την θεωρία του **Boussinesque**.

Η μέθοδος του δείκτη συμπίεστικότητας C_c είναι χωρίς ενδιαφέρον αν οι τάσεις φόρτισης μένουν κάτω από την φόρτιση προστερεοποίησης q_0 . Αν η φόρτιση γίνει μεγαλύτερη από το q_0 η άργιλος συμπεριφέρεται σαν κανονικά στερεοποιημένη, δηλαδή σαν μαλακή άργιλος.

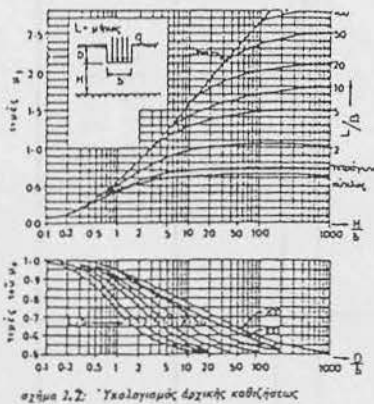
Υπολογισμοί καθιζήσεων

1. Άμεση ή αρχική καθίζηση.

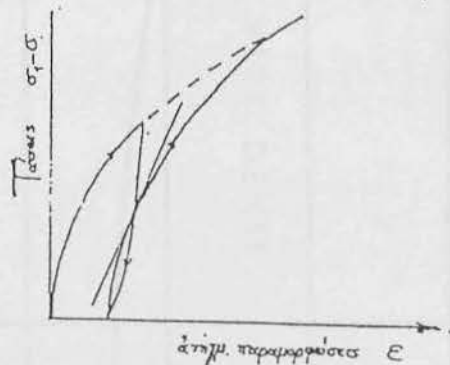
Η μέση επί της επιφανείας ενός πέδιλου $B \times L$ άμεσος καθίζηση υπολογίζεται από τον τύπο:

$$S_1 = \mu_0 \mu_1 (qB/E)$$

Όπου μ_0 συντελεστής διόρθωσης λόγω εδράσεως του πέδιλου σε κάποιο βάθος και μ_1 συντελεστής που καλύπτει ελαστικές διακυμάνσεις. Οι μ_0 και μ_1 δίνονται από τα ακόλουθα νομογραφήματα βάσει του λόγου D/B και H/B .



σχήμα 2.2: Υπολογισμός άμεσης καθίζησης



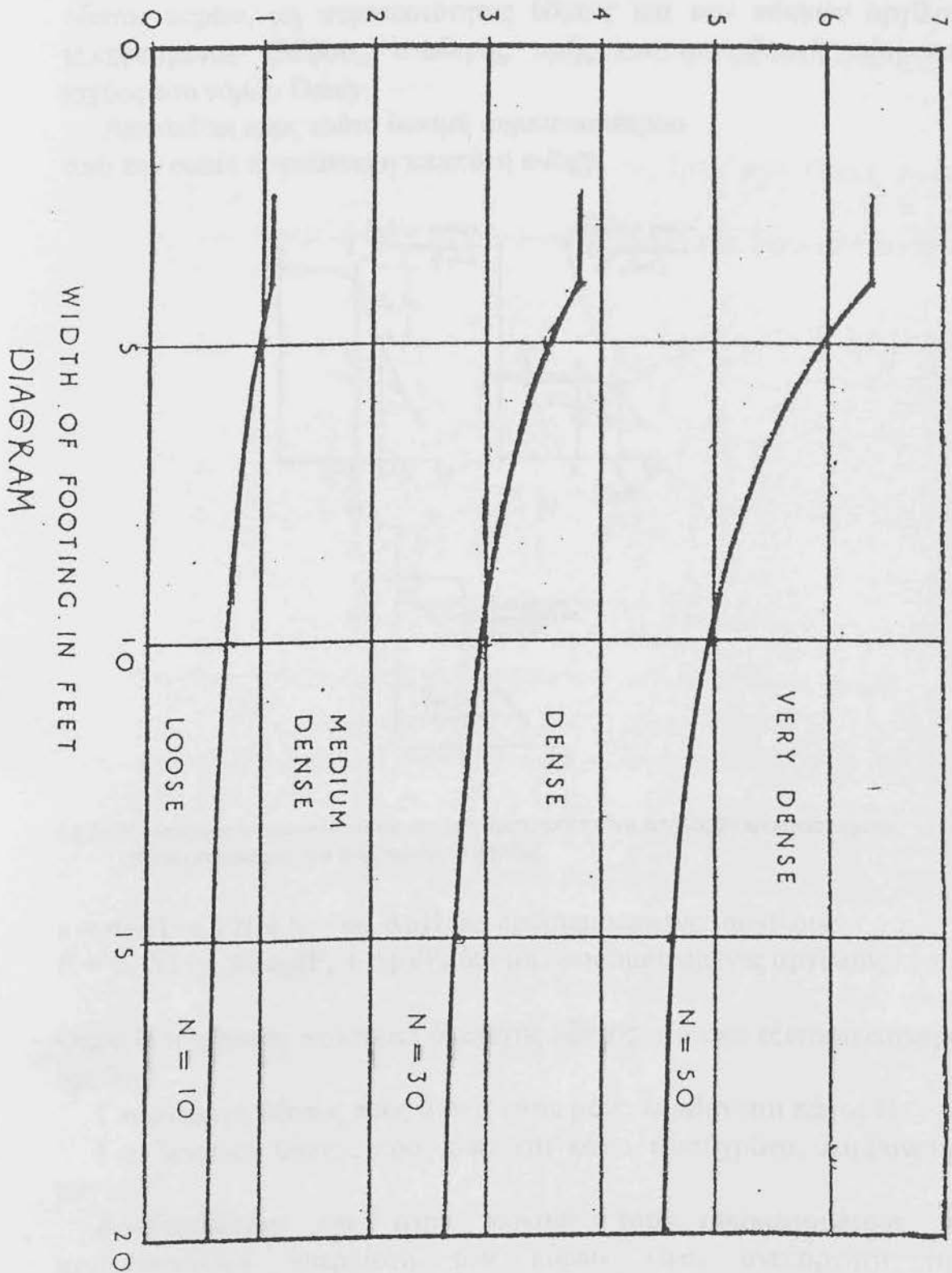
Σχ. 2.3 Προσδιορισμός από μέτρο Έλαστικότητας E

Ε μέτρο ελαστικότητας του εδάφους που λαμβάνεται από αδιατάρακτα δοκίμια στα οποία δεν έχει διαφύγει το νερό των πόρων.

Ο παραπάνω τύπος ισχύει για εδάφη συνεκτικά και κατά προσέγγιση για ψαθυρά.

Το δοκίμιο φορτίζεται μονοαξονικά μέχρι το μισό της τιμής του φορτίου θραύσης αποφορτίζεται και επαναφορτίζεται. Η κλίση της γραμμής επαναφορτίσεως παρέχει το E.

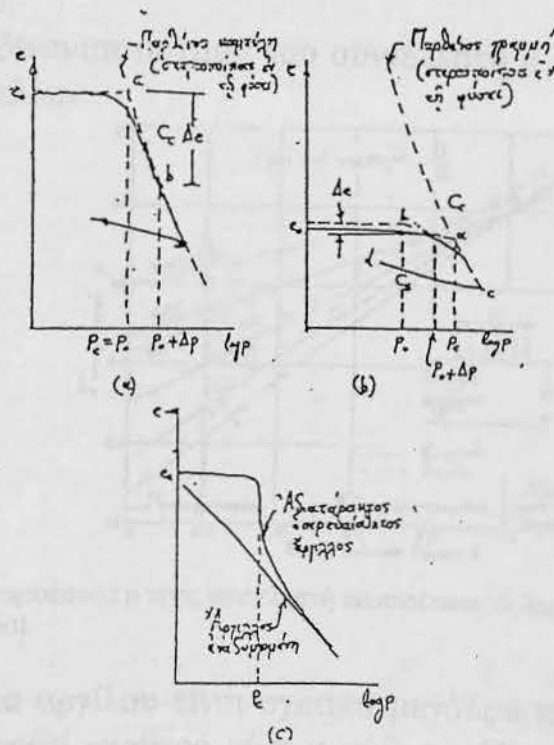
PRESSURE IN TONS/SQ FT ON SAND FOR 1" SETTLEMENT
 (WATER TABLE BELOW DEPTH 2B')



2) Καθίζηση συμπίεσως ή (στερεοποίησης)

Η καθίζηση συμπίεσως μέσω της διαφυγής ύδατος πόρων υπολογίζεται βάσει της θεωρίας Terzaghi υπό την παραδοχή παρεμποδίσσεως πλευρικών παραμορφώσεων, κατακόρυφης διαφυγής ύδατος πόρων, μη συμπιεστότητας ύδατος και των κόκκων αργίλου κεκορεσμένου εδάφους, σταθερής τιμής του συντελεστή $m(u)$ και ισχύος του νόμου Darcy.

Απαιτείται προς τούτο δοκιμή συμπιεσομέτρου από την οποία προκύπτει η καμπύλη $e-\log p$.



Σχ.2.4 Καμπύλοι πίεσεων-δείκτης πόρων α) μη προσυμπίεσμένη άργιλος β) προσυμπίεσμένη γ) υπερευαίσθητος και αναζυμωθείσα άργιλος.

$s = \Delta e / (1 + e_0) H$ ή $S = m_v \Delta p H$ δια προσυμπίεσμένες άργιλους
 $S = C_c / (1 + e_0) H \log(P_0 + \Delta p) / P_0$ δια μη προσυμπίεσμένες άργιλους.

Όπου H η μέγιστη απόσταση διαφυγής ύδατος στο υπό εξέταση στρώμα άργιλου.

Για διαφυγή ύδατος προς άνω ή κάτω μόνο λαμβάνεται πάχος H .

Για διαφυγή ύδατος προς άνω και κάτω ταυτόχρονα, λαμβάνεται πάχος $2H$.

Αποδεικνύεται ότι στην δοκιμή του συμπιεσομέτρου η αναπτυσσόμενη υπερπίεση των πόρων είναι ανεξάρτητη της παραμέτρου A αυτής και ότι:

$$\Delta u = \Delta \sigma$$

$$Soed = \{ \mu \Delta \sigma \cdot dr$$

Στο φυσικό έδαφος η υπερπίεση $\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ άρα και η καθίζηση εξαρτάται από την τιμή της παραμέτρου A.

$$\text{Αποδεικνύεται ότι: } S_f \cdot r \cdot \mu \cdot Soed = \{A + \alpha(1-A)\} Soed$$

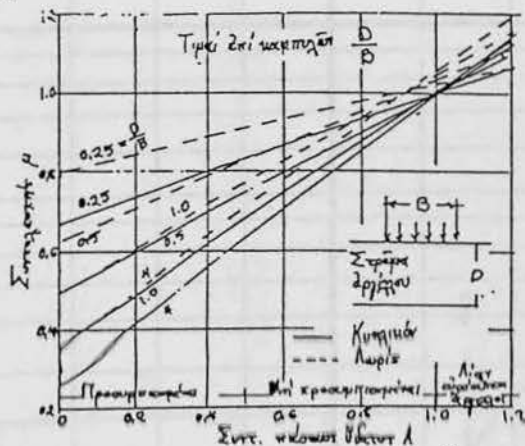
Όπου $\alpha = \{ \Delta \sigma_3 dr / \Delta \sigma_1 dr \}$ και εξαρτάται από την μορφή του θεμελίου.

Για $A = 1$ $\mu = 1$ και $S_f = Soed$

$A < 1$ $\mu < 1$ και $S_f < Soed$

Που σημαίνει πως οι πραγματικές καθιζήσεις είναι μικρότερες αυτού του οιδημέτρου.

Στο σχήμα δίνονται οι τιμές του συντελεστή μ για διάφορες τιμές A και μεγέθη θεμελίων.



Σχ. 2.5 Συντελεστής συμπίεσεως μ προς συντελεστή ποροπίεσεως A δια κυκλικό και συνεχές θεμέλιο (λωρίδα)

Αν το στρώμα αργίλου είναι σχετικά μεγάλου πάχους, ώστε να μην δύναται να θεωρηθεί σταθερό ούτε η αύξηση ΔP της ενεργού πίεσεως, τότε το στρώμα αναλύεται σε στρώματα μικρότερα με σταθερό $m(u)$ και ΔP και το άθροισμα των επιμέρους καθιζήσεων παρέχει την ολική καθίζηση.

Ο υπολογισμός της καθαρής αύξησης της πίεσης σε οποιοδήποτε βάθος υπό την βάση κυκλικού θεμελίου, δύναται να γίνει μέσω των εξισώσεων του **Boussinesque** για ελαστικό ομοιογενές ισότροπο έδαφος.

$$\Delta p = p_u = [1 - (1 / (1 + \{1 + (R/2)\}^2))] = q_1 \sigma$$

Όπου q_1 : Η πίεση φορτιζόμενη κυκλικής επιφάνειας

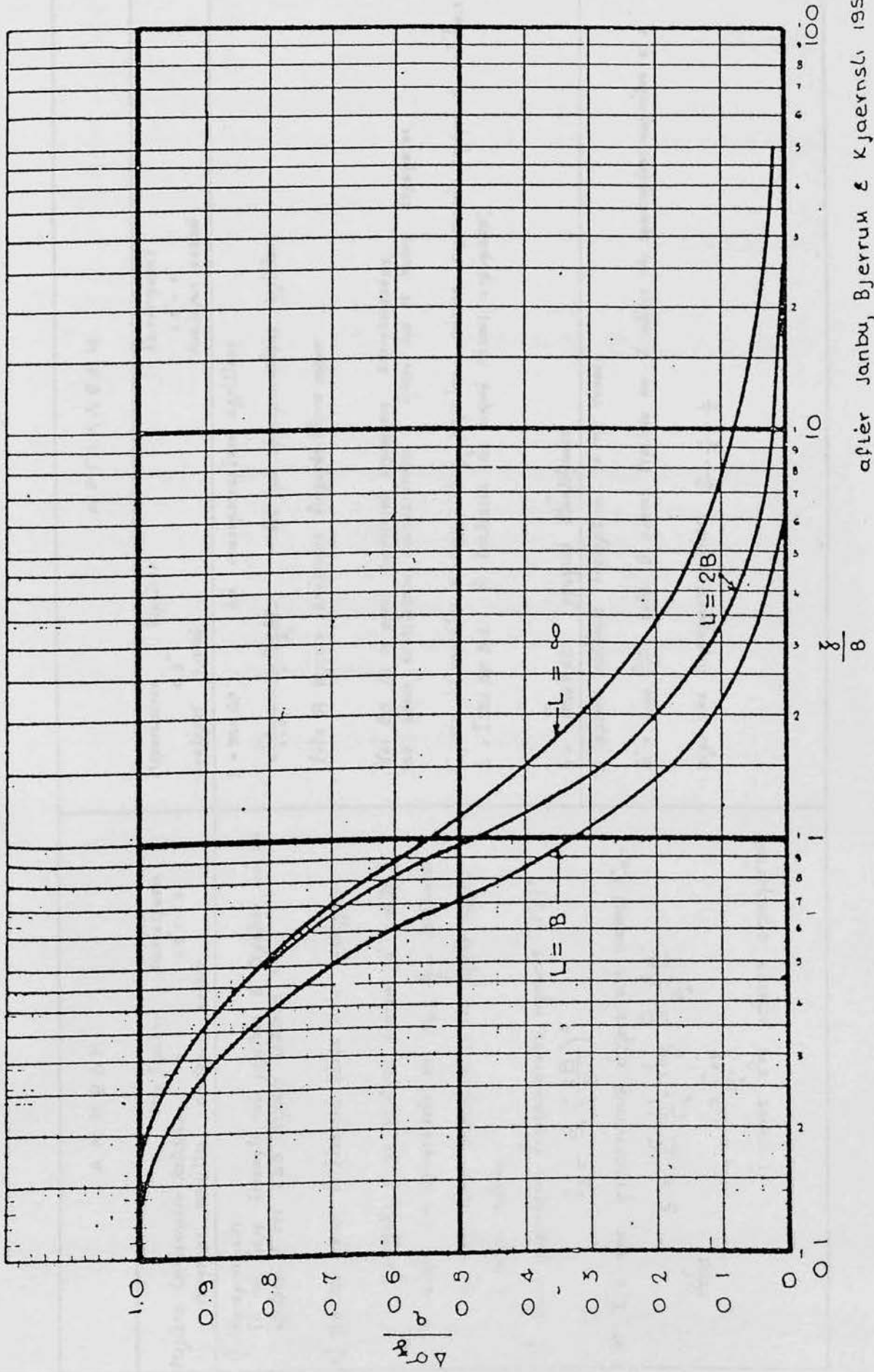
R: Ακτίνα επιφάνειας

E: Βάθος

p_u : Η πίεση υπό το κέντρο του θεμελίου σε βάθος r.

Η τιμή του όρου εκτός των αγκυλών παρέχεται από πίνακες.

INCREASE IN VERTICAL STRESS UNDER CENTRE OF UNIFORMLY LOADED AREA



after Janbu, Bjerrum & Kjaernsli 1956

DIAGRAM

Πίναξ 2.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΘΙΣΗΣΕΩΝ

Α Μ Μ Ο Δ Η	Α Ρ Γ Ι Λ Λ Ω Δ Η
<p>Μεγίστη Επιτρεπόμενη Καθίσthesis : 1.5" Διαφορική ποικιλία αναλογως εμπού</p> <p>Μερθ Βεμέλιον Κοιτόστρωσις 1.5" - 2.5"</p>	<p>Μεμονωμένον Βεμέλιον 2.5" Αναλόγως εμπού</p> <p>Κοιτόστρωσις 2.5" - 4" Αναλόγως εμπού</p>
<p>1) Ημεμεπειρικός Έκ τού διαγρ Τετταγη, τού μεγέθους Β Βεμέλιον και τού αριθμού Ν τής ΣΔΔ, μεγίστη καθίσthesis 1"</p> <p>2) Έκ τού τύπου δι' ελαστικά έδαφη κατα προέγγειον</p> <p>$S = \frac{2 \cdot \epsilon \cdot \theta \cdot l_p}{E}$ Ε μη σταθερόν (αύθαι με το βάθος) άλλα Ε = αντίστοιχούν εις $\rho_f = \frac{\theta}{2}$ λαμβανεται. l_p συντελεστής εύρωτμενος εκ τής μορφής πεδίου. q πίεσις πεδίου</p> <p>3) Για φορτίσεως κυκμασσιμηής τετατός 1'x1'</p> <p>$\delta_B = S_1 \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2$</p>	<p>$S = \pi \cdot \mu \cdot \Delta \rho \cdot l$ διά προεμπειρικός άργιλλου $= \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot 11 \log \frac{P_0' + \Delta P}{P_0'}$ διά μη προεμπειρικός άργιλλου ένθα Η μεγίστη απόστασις διαφυγής ύδατος πάνω</p> <p>Και $\Delta \rho$ εις τού μέσων συμπιεστού στρώματος αντίστοιχούεα. $\pi \cdot \mu$ μέσος συντελεστής συμπιεστότητας έγκον διά τού πάχος στρώματος</p> <p>$C_c, \pi \cdot \mu$ εκ καρπύλης $e - \log p$. Διά μεγάλου πάχους συμπιεστού στρώμα * καθίσthesis. $S = \sum \pi \cdot \mu \cdot \Delta \rho \cdot \Delta z$ δι' αναλύσεως εις μικρού πάχους στρώματ.</p> <p>$S = \int \pi \cdot \mu \cdot \rho \cdot dz$ γραφική δλοκλήρωσις</p>
<p>4) Έκ τής αντιστάσεως δηησάνθινού μύκτου C_{KD}</p> <p>$S = \sum \frac{H}{C_s} \cdot \log \frac{P_0' + \Delta P}{P_0'}$</p> <p>ένθα $C_s = \frac{1.5 \cdot C_{KD}}{P_0'}$ Η πάχος επί μέρους στρωμάτων</p>	<p>Η άκμεσ καθίσthesis υπολογίζεται εκ τού τύπου:</p> <p>$\delta_i = \mu \cdot \mu \cdot \frac{Q \cdot B}{E}$ ένθα Β πλάτος Βεμέλιον και Ε κλίσις τής ελαπτομένης καρπύλης e, e</p> <p>$\mu \cdot \mu$ εκ διαγράμματος βάσει $\frac{\rho}{\theta} \cdot \frac{H}{1} \cdot \frac{L}{B}$</p>

Από παρατηρήσεις σε καθιζήσεις προκύπτει ότι σε μη προσυμπιεσμένες αργίλους:

- 1) Οι ελαστικές καθιζήσεις είναι περίπου 20% της καθίζησης συμπίεσης.
- 2) Οι υπολογιζόμενες ελαστικές καθιζήσεις είναι πολύ μεγάλες.
- 3) Οι υπολογιζόμενες κύριες καθιζήσεις συμπίεσεως συμφωνούν με τις πραγματικές.

Για προσυμπιεσμένες αργίλους

- 1) Οι ελαστικές καθιζήσεις είναι 50-70% των καθιζήσεων συμπίεσεως.
- 2) Οι υπολογιζόμενες είναι πολύ μεγάλες.
- 3) Οι υπολογιζόμενες καθιζήσεις συμπίεσεως είναι πάρα πολύ μεγάλες.

3. Δευτερεύουσες καθιζήσεις

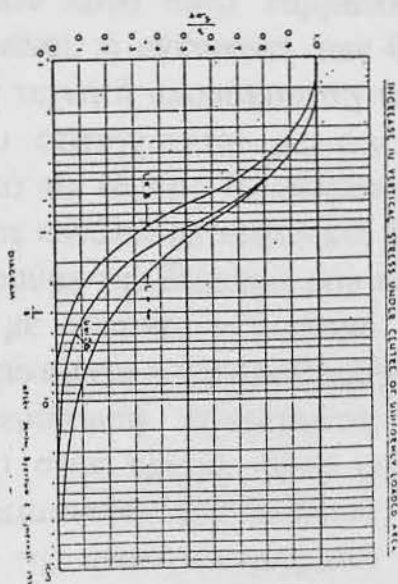
Αυτές οφείλονται στην αναπροσαρμογή και προοδευτική θραύση των κόκκων της αργίλου που είναι συνέπεια της συνεχιζόμενης φορτίσεως. Αυτές είναι συνήθως τόσο μικρές, ώστε να θεωρούνται αμελητέες. Στα διαγράμματα παραμορφώσεως προς $\log t$ του συμπίεσομέτρου οι δευτερεύουσες καθιζήσεις παρίστανται από ευθείες γραμμές, μετά την συμπλήρωση 100% της στερεοποίησης. Οι ευθείες αυτές έχουν εξίσωση:

$$\Delta e = -\alpha [\log t(2) - \log t(1)] = -\alpha \log t(2)/t(1)$$

Όπου $t(2)$ χρόνος από την εφαρμογή της φόρτισης.

$t(1)$ χρόνος για την συμπλήρωση 100% της στερεοποίησης α κλίση των ευθειών παραμορφώσεων-χρόνου (βλ. σχήμα)

$$\text{Καθίζηση } S = \Delta e / (1 + e(1)) \cdot H$$



Στον πίνακα 2.5 που ακολουθεί φαίνονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες καθιζήσεις σε σχέση με το είδος της ανωδομής και το είδος της θεμελίωσης μιας κατασκευής.

Κατά πρώτο λόγο παρατηρούμε ότι όταν πρόκειται για συνεκτικά εδάφη, όπως είναι η άργιλος με δείκτη πλαστικότητας $I_p \gg 12$ επιτρέπονται μεγαλύτερες καθιζήσεις όταν ο συντελεστής $C_r < 1$ που σημαίνει ότι το έδαφος περιέχει σχετικά μεγάλη υγρασία.

Αυτό συμβαίνει διότι οι αναμενόμενες καθιζήσεις ενός σχετικά υγρού εδάφους με $C_r < 1$ έχουν μεγάλο ποσοστό βεβαιότητας, πράγμα που σημαίνει πως είναι πολύ μικρή η πιθανότητα να δημιουργηθούν πρόσθετες καθιζήσεις υπό αυτές που έχουν μελετηθεί εργαστηριακά. Άλλωστε από κορεσμένα εδάφη δεν είναι δυνατή η παραπάνω απορρόφηση νερού από τους πόρους του εδάφους.

Αντίθετα όταν το έδαφος είναι σχετικά ξηρό με δείκτη $C_r > 1$ υπάρχει κίνδυνος να απορροφηθεί νερό στους πόρους του μετά από τυχόν βροχοπτώσεις. Στην περίπτωση αυτή το νερό μπορεί να δράσει σαν λιπαντικό ανάμεσα στους κόκκους του εδάφους, με αποτέλεσμα να υπάρξει κάποια ανακατανομή των κόκκων και με την επανέξοδο του νερού από τους πόρους να δημιουργηθούν πολύ μεγαλύτερες καθιζήσεις από τις αναμενόμενες, όπως επίσης και σημαντικές διαφορικές καθιζήσεις.

Εξίσου σημαντικό κίνδυνο από την απορρόφηση νερού από τους πόρους ενός σχετικά ξηρού εδάφους αποτελεί η διόγκωση του εδάφους αυτού. Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο «θεμελιώσεις σε άργιλο» το νερό τείνει να κινείται από το θερμό στο ψυχρό. Κάτω από την επιφάνεια ενός κτιρίου, το έδαφος παύει να θερμαίνεται από τις ακτίνες του ηλίου, με αποτέλεσμα να απορροφηθεί μεγάλο ποσοστό υγρασίας και το έδαφος να αποκτήσει τάσεις διόγκωσης. Η διόγκωση αυτή του εδάφους δεν μπορεί να είναι προβλέψιμη ούτε ως προς το μέγεθος, αλλά ούτε και ως προς τον τρόπο. Για τον λόγο αυτό λαμβάνονται απαραίτητα μέτρα προστασίας όπως είναι: η αγκύρωση των θεμελίων σε υπόστρωμα του εδάφους και η τεχνητή απομάκρυνση του νερού (αποστράγγιση του εδάφους) που επιτυγχάνεται με την καθ' ύψος διάστρωση χαλικιών γύρω από το έδαφος θεμελίωσης, μέσω των οποίων το νερό διοχετεύεται σε κανάλια από όπου και διαφεύγει.

Επίσης παρατηρούμε την διαφορά που υπάρχει ανάμεσα σε έναν άκαμπτο σκελετό με άκαμπτο οργανισμό πλήρωσης και σε έναν απλό σκελετό με εύκαμπτο οργανισμό πλήρωσης μιας κατασκευής. Στην δεύτερη περίπτωση επιτρέπονται αισθητά μεγαλύτερες καθιζήσεις από ότι στην πρώτη. Αυτό οφείλεται στην καλλίτερη προσαρμογή της κατασκευής στις διάφορες μεταβολές του εδάφους (καθιζήσεις) μέσω της ανακατανομής των ροπών στο σύνολο της

κατασκευής. Έτσι δεν δημιουργούνται πρόσθετες εντατικές καταστάσεις, στους φορείς της κατασκευής.

Για τον ίδιο λόγο που αναφέραμε στην προηγούμενη παράγραφο, οι κατασκευές εξ' αόπλου τοιχοποιίας ύψους μικρότερου των 6m δέχονται μεγαλύτερες καθιζήσεις από αυτές με ύψος μεγαλύτερο των 6m. Επίσης όταν πρόκειται για πλήρωση ανωδομής μέσω χυτών ή έτοιμων τοιχωμάτων είναι εξαιρετικά μικρές, λόγω της μικρής αντοχής του σκυροδέματος σε κάμψη.

Όσον αφορά το είδος της θεμελίωσης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί, αυτό εξαρτάται από το μέγεθος των καθιζήσεων, την φέρουσα ικανότητα και άλλους παράγοντες που μπορεί να επηρεάσουν μια θεμελίωση, όπως το ύψος του υδροφόρου ορίζοντα, βροχοπτώσεις, σεισμική δράση περιοχής, έγκοιλα κ.α. του εδάφους που πρόκειται να γίνει η θεμελίωση, τα οποία προκύπτουν είτε μέσω εργαστηριακής μελέτης του εδάφους, έπειτα από γεώτρηση, αλλά είτε από συμπεράσματα που πηγάζουν από παρατηρήσεις στο ιστορικό γειτονικών κτιρίων. Εδώ όμως χρειάζεται μεγάλη προσοχή, διότι υπάρχουν πολλές περιπτώσεις που το έδαφος μεταβάλλει σημαντικά τις ιδιότητές του από οικόπεδο σε οικόπεδο, φαινόμενο το οποίο έχει παρατηρηθεί σε περιοχές της Αττικής, όπως το Μενίδι και οι Θρακομακεδόνες.

Για τον λόγο αυτό και σε συνδυασμό ότι η κατασκευή πρέπει να γίνει με τον όσο δυνατόν πιο οικονομικό τρόπο, κατανοούμε ότι σημαντικό ρόλο στην επιλογή μιας θεμελίωσης, παίζει η κρίση του μηχανικού.

Στον πίνακα 2.5 φαίνεται ότι ανάλογα με το είδος της ανωδομής και το είδος εδάφους, χρησιμοποιούμε μεμονωμένα πέδιλα για μικρές καθιζήσεις, για μεγαλύτερες περνάμε στην εσχάρα πεδιλοδοκών και για ακόμα πιο μεγάλες, στα κλειστά κιβώτια. Για τα κριτήρια επιλογής κάθε είδους θεμελίωσης θα μιλήσουμε αναλυτικότερα στην συνέχεια του δεύτερου μέρους της εργασίας.

Στην πίσω σελίδα του πίνακα 2.5 φαίνονται τα ελάχιστα πάχη στρωμάτων των διαφόρων εδαφών πάνω στα οποία μπορούμε να θεμελιώσουμε με ασφάλεια μια κατασκευή, χωρίς να υπερβούμε το όριο θραύσης του κάθε εδάφους. Παρατηρούμε ότι όσο μικρότεροι είναι οι κόκκοι, τόσο μικρότερη είναι και η φέρουσα ικανότητα του εδάφους την οποία αναπτύσσουμε στην επόμενη παράγραφο της εργασίας.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.5

ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΑΙ ΜΕΓΙΣΤΑΙ ΟΛΙΚΑΙ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ [cm]

(κατά Skempton ή TGL-11463)

α/ α	Είδος ανωδομής (παρατηρήσατε τού πρωτεύοντα ρόλου που παίζει ή άκαμψία των τοίχων πληρώσεως διηλαί ή τών επιχρισμάτων).	Είδος θεμελιώσεως								
		Μεμονωμένα πέδιλα			Έσχαρα πεδιλοδομῶν			Κλειστόν υιδῶτιον		
		Έδαφος υομιῶδες	Έδαφος ευρευτιῶδ		Έδαφος υομιῶδες	Έδαφος ευρευτιῶδ		Έδαφος υομιῶδες	Έδαφος ευρευτιῶδ	
			Cr>1	Cr<1		Cr>1	Cr<1		Cr>1	Cr<1
1	Άκαμψος βιελτός με δὺαμ- πτον ὀργανισμὸν πληρώσεως.	2	2	3,5 ^v	2,5	2,5	4 ^v	4	4	6 ^v
2	Άλλοῦς βιελτός με δὺαμπτον ὀργανισμὸν πληρώσεως :	6	6	10	7,5	7,5	12	10	10	16
3	Γεοστατιμαί μέφυρα	5	5	7	5,5	5,5	8,5	7	7	12
4	Καταβυεναί ἐξ ἀόληου τοιχο- ποιίας :	2,5	2,5	4,5	3	3	5	5	5	7
5	Καταβυεναί ἐν τοιχοποιίᾳς μετὰ ἀλληθιμένω διαζωμάτῶν (βενδᾶ)	2,5	2,5	4,5	3	3	5	5	5	7
6	Έν αυτῶν ἢ ἐτοιμῶν τοιχωμάτῶν ἐν βυροσθένιατος.	1,5	1,5	2,5	2	2	3	3	3	4

ΜΕΤΡΟΝ ΣΥΜΠΙΕΣΤΟΤΗΤΟΣ - Εμπειρικά τιμαί [ΧΥ/εκ']

Έδαφος	Κατάστασις πυκνότητας έδαφους				πάχος στρώματος d [μ]
	μοιβάδες	βυθευτιών			
		λίαν βλιφρόν C _r = 1,00	μαλαυόν C _r = 0,50	ύδαρές C _r = 0,00	
λεπτοχάλιες	300 - 200	200	200 - 100	120 - 40	> 2
	350 - 250	300	230 - 140	140 - 55	> 5
άμμοχαλίας	μοιβάδες				← πρόβ. 62.4 5 15
	πυκνόν	μεσόπυκνα	χαλαρόν		
	800 - 600	500 - 300	300 - 100	> 2	
αοιδρή + μέση άμμος	1000 - 800	800 - 500	400 - 200		> 5
	220 - 160	160 - 120	120 - 50		> 2
λεπτούμενος άμμος	240 - 190	180 - 160	150 - 80		> 5
	170 - 120	120 - 90	90 - 35		> 2
βαρύτες άμμο	200 - 150	150 - 120	120 - 90		> 5
	150 - 110	110 - 80	80 - 30		> 2
βυθευτιών	170 - 130	130 - 95	90 - 45		> 5
	βυθευτιών				← πρόβ. 62.7
άμμος μετά βυθευτιού ύαιμού	C _r = 1,00	C _r = 0,75	C _r = 0,50	C _r = 0,00	
	180 - 120	120 - 75	75 - 45	45 - 7	> 2
βυθευτιού ύαιμού μετ άμμου	220 - 150	150 - 95	95 - 60	60 - 12	> 5
	150 - 95	95 - 60	60 - 40	40 - 7	> 2
βυθευτιού άμμο άμμου	180 - 130	130 - 80	80 - 50	50 - 12	> 5
	120 - 100	120 - 60	60 - 30	30 - 3	> 2
τύρφη	240 - 130	130 - 80	90 - 40	40 - 7	> 5
	5 - 40				

υπερδομίζεται ότι: $C_r = (LL - W) : I_p$

ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

Θεωρητική μέθοδος

Στην γενική θεωρία εξετάζεται το θέμα της αντοχής θραύσεως του εδάφους και δίνονται οι σχέσεις του Terzaghi και του Caquot, με τις οποίες υπολογίζεται η αντοχή θραύσεως του εδάφους, όταν είναι γνωστές οι τιμές της γωνίας τριβής φ , της συνοχής c , του φαινομένου βάρους γ του εδάφους, του πλάτους B και του βάθους D_1 της θεμελιώσεως. Υπενθυμίζεται ότι η σχέση του Terzaghi είναι:

$$Q = \gamma D_1 N_q + c N_c + 1/2 B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

Όπου οι συντελεστές N_q , N_c , N_γ δίνονται από το νομογράφημα του Σχ. 2.35.

Τις περισσότερες φορές η πραγματική αντοχή του εδάφους είναι μεγαλύτερη από αυτήν που υπολογίζεται με τον πιο πάνω τρόπο.

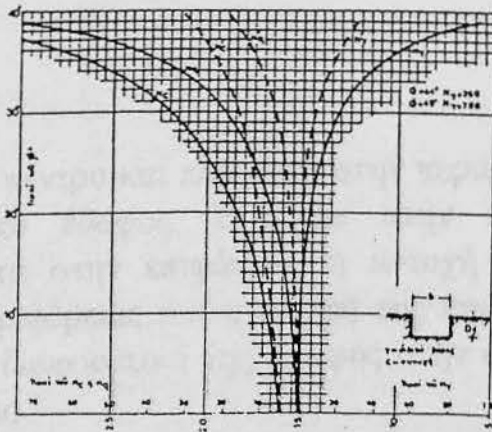
Οι διακομμένες καμπύλες αντιστοιχούν σε εδάφη που παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις.

Ο μηχανικός αποφασίζει, εξετάζοντας επιφανειακά το έδαφος θεμελιώσεως, αν θα χρησιμοποιήσει τις συνεχείς καμπύλες ή τις διακομμένες. Έχει ακόμα την δυνατότητα, σε περιπτώσεις αμφιβολίας να χρησιμοποιήσει τις συνεχείς καμπύλες και να πάρει συντελεστή ασφάλειας μεγαλύτερο του συνηθισμένου.

Τα νομογραφήματα του TERZAGHI δίνουν πολύ προσεγγιστικά αποτελέσματα. Οι τιμές εξάλλου επηρεάζονται πολύ από μικρές μεταβολές της τιμής της γωνίας φ , ιδίως για φ μεγαλύτερο του 20° .

Για τους λόγους αυτούς πρέπει να ελέγχονται τα αποτελέσματα του υπολογισμού.

Στην βιβλιογραφία υπάρχουν και άλλα νομογραφήματα υπολογισμού της αντοχής του εδάφους, τα οποία όμως δεν προσθέτουν τίποτα περισσότερο, και γι' αυτό δεν αναφέρονται εδώ.



Νομογράφημα TERZAGHI συντελεστών φέρουσας ικανότητας του εδάφους.
Σχ. 2.6

Η επιτρεπόμενη τάση σ του εδάφους, υπολογίζεται αν εφαρμοσθεί ένας συντελεστής ασφαλείας K στην φέρουσα ικανότητα

$$A = q/K$$

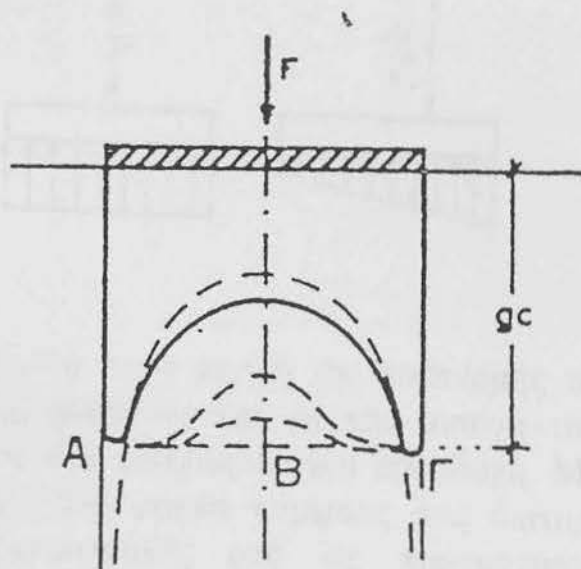
Στο K δίνονται τιμές αρκετά υψηλές και όχι μικρότερες από 3.

Όταν είναι γνωστά τα χαρακτηριστικά του εδάφους είναι συνεπώς δυνατό, με την θεωρητική μέθοδο, να υπολογισθεί η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους θεμελιώσεως και να ληφθεί εν μέρει υπόψη και ο βαθμός παραμορφώσεως της θεμελιώσεως.

Μορφή της κατανομής των τάσεων επαφής εδάφους-πέδιλου

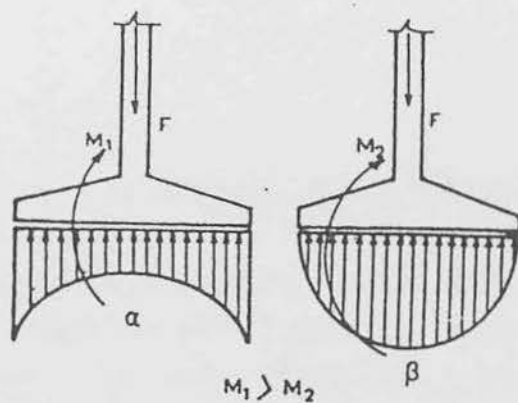
Για μια κεντρική φόρτιση η φέρουσα ικανότητα, όπως υπολογίζεται θεωρητικά, αντιστοιχεί σε μια ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων.

Η θεωρία του Boussinesq οδηγεί στην περίπτωση άκαμπτου θεμελίου, σε κατανομή της μορφής του Σχ. 2, όταν θεωρηθεί ότι το έδαφος είναι



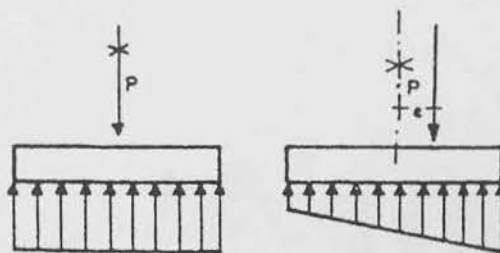
Σχ. 2.7

ελαστικό στο κέντρο και πλαστικό στην περιφέρεια, δηλαδή για ένα καλό αργιλικό έδαφος. Εξάλλου στην περίπτωση αμμώδους εδάφους κοντά στην επιφάνεια, η αντοχή είναι μειωμένη κατά μήκος της περιφέρειας και η μορφή της καμπύλης της κατανομής είναι τελείως διαφορετική της μορφής στην οποία οδηγεί η θεωρία του Boussinesq



σχήμα 2 θ.

Αν ληφθεί υπόψη ότι για εδάφη ελαστικά, στα οποία το μέτρο ελαστικότητας αυξάνεται γραμμικά με το βάθος, η κατανομή πλησιάζει προς την ομοιόμορφη (καμπύλη ΑΒΓ του Σχ. 2 και ότι το ίδιο συμβαίνει με τα αμμώδη εδάφη όταν το βάθος αυξάνεται, μπορούμε να παραδεχθούμε ότι κάτω από ένα άκαμπτο πέδιλο η τάση μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ομοιόμορφη όταν δεν υπάρχει εκκεντρότητα. Κατά τον ίδιο τρόπο, όταν υπάρχει εκκεντρότητα, η κατανομή του φορτίου είναι τραπεζοειδής με τρόπο ώστε το φορτίο P να περνά από το κέντρο βάρους των τάσεων επαφής (Σχ. 2).



Σχ. 2.9

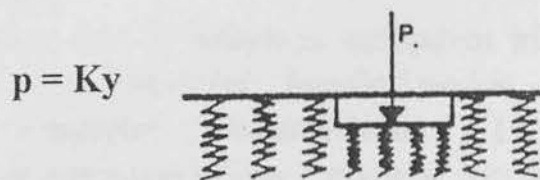
Η απλοποιημένη αυτή μορφή της κατανομής των τάσεων δεν δημιουργεί προβλήματα σχετικά με την αντοχή του εδάφους και συνεπώς αποτελεί μία εντελώς λογική παραδοχή. Μπορεί όμως να οδηγήσει σε τιμές των ροπών κάμψης στις διατομές πακτώσεως του πέδιλου διαφορετικές από τις πραγματικές, γιατί στην περίπτωση της κατανομής (α) του Σχ. 2 η ροπή M_1 στην διατομή ΑΒ είναι μεγαλύτερη από την ροπή M που αντιστοιχεί στην ομοιόμορφη κατανομή ($M_1 > M$), ενώ συμβαίνει το αντίθετο στην περίπτωση της κατανομής (β) για την οποία $M_2 < M$. Οι αντίστοιχες μεταβολές της τάσεως του οπλισμού βρίσκεται εν τούτοις μέσα στα περιθώρια που καλύπτει συνήθως ο συντελεστής ασφαλείας.

Όταν το θεμέλιο δεν μπορεί να θεωρηθεί ως άκαμπτο, δηλαδή για πεδιλοδοκούς με μεγάλο μήκος ή για καταστρώσεις με μεγάλες διαστάσεις, είναι αδύνατο να δεχθούμε ότι η κατανομή των τάσεων παραμένει σταθερή. Για τις περιπτώσεις αυτές έχουν προταθεί θεωρίες που αντιμετωπίζουν το πρόβλημα από διάφορες σκοπιές.

Δύο παραμένουν οι πιο ενδιαφέρουσες, η θεωρία του Boussinesq και οι θεωρίες που βασίζονται στην παραδοχή του Winkler.

α. Η θεωρία του Boussinesq ξεκινά από την παραδοχή ότι το έδαφος είναι ελαστικό, και οδηγεί στις τιμές των τάσεων και των παραμορφώσεων. Το θέμα εξετάζεται στο Τόμο της Γενικής Θεωρίας, καθώς και σε όλα τα συγγράμματα Εδαφομηχανικής. Ασθενή σημεία της θεωρίας είναι η παραδοχή ότι το έδαφος είναι ομοιογενές και ισότροπο. Σήμερα με την ανάπτυξη της νέας μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, μπορεί να αντιμετωπισθεί η περίπτωση των πραγματικών εδαφών, ειδικότερα του εδάφους που το μέτρο ελαστικότητάς του μεταβάλλεται γραμμικά με το βάθος(Βλ. ειδικότερα Burland, Sills and Gibson, 1973, Προψ.8th International Conference Soil Mechanics and Foundations, 1.3, 39-46). Αποδεικνύεται ότι όταν ληφθεί υπόψη η ανομοιογένεια αυτή, η παραμόρφωση του εδάφους για μια ομοιόμορφη φόρτιση περιορίζεται σχεδόν στην περιοχή της φορτίσεως.

β. Η παραδοχή του Winkler είναι:



σχήμα 2.10

όπου p = κατακόρυφο σημειακό φορτίο
 y = καθίζηση του εδάφους στο σημείο αυτό
 K = συντελεστής.

Η παραδοχή αυτή αντιστοιχεί σε ένα μοντέλο εδάφους που αποτελείται από ανεξάρτητα ελατήρια σταθερής ελαστικότητας. Με αυτό τον τρόπο το έδαφος βουλιάζει μόνο κάτω από το φορτίο(Σχ. 2

Είδαμε πιο πάνω ότι ο ίδιο σχεδόν συμβαίνει και στην περίπτωση της παραδοχής του Boussinesq αν ληφθεί υπόψη η ανομοιογένεια του εδάφους.

Για το λόγο αυτό οι μέθοδοι του Winkler, οι οποίες μια εποχή είχαν χάσει έδαφος, ξαναγυρίζουν στην επιφάνεια. Πιστεύουμε ότι την στιγμή αυτή αποτελούν μια καλή προσέγγιση του προβλήματος και γι' αυτό θα περιορισθούμε μόνο σ' αυτές, παραπέμποντας στην βιβλιογραφία για τις άλλες.

Το πρώτο πρόβλημα που έχουμε με την εφαρμογή τους είναι ο προσδιορισμός της τιμής του K . Δεν υπάρχει τυποποιημένη μέθοδος, αφού η τιμή αυτή εξαρτάται από τις διαστάσεις της επιφανείας φορτίσεως. Αν δεν προσδιορισθεί για σημειακή μόνο φόρτιση, όπως είναι ο ορισμός, θα αντιστοιχεί όχι στην ελαστική παραμόρφωση του εδάφους, αλλά στην τοπική βύθιση εξαιτίας της διατμήσεως.

Οι Terzaghi-Peck δίνουν για την επίδραση του μήκους B της πλευράς τετραγωνικής πλάκας στην καθίζηση δ_B την σχέση

$$\delta_B/\delta_1 = (2B/B+1)^2$$

όπου δ_1 = καθίζηση τετραγωνικής πλάκας πλευράς ίσης με ένα πόδι. Με την σχέση αυτή η μέγιστη τιμή του λόγου είναι 4 και επειδή ο συντελεστής K παρουσιάζεται στις λύσεις του προβλήματος μόνο με την τετάρτη του ρίζα $\sqrt[4]{k}$ η επίδραση της μεταβολής του K είναι της τάξεως του 40% , συνεπώς μικρής σημασίας. Έχει αποδειχθεί πειραματικά ότι η σχέση δεν είναι πάντα σωστή και ότι ο λόγος δ_B/δ_1 μπορεί να έχει τιμή μεγαλύτερη από 20, αλλά και για μια τέτοια τιμή ακόμα η τιμή του $\sqrt[4]{k}$ δεν μεταβάλλεται πολύ. Μπορεί λοιπόν το K να θεωρηθεί σχετικά σταθερό και να μετρηθεί με μια δοκιμή φορτισμένης πλάκας.

Για τον προσδιορισμό του K δίδονται ορισμένοι πίνακες (βλ. π.χ.Α. LITTLE-Foundations 1961-(Ed Arnold-London, σ. 106., WOLFER-Elastically supported beams-Berlin 1965). Το απλούστερο όμως είναι να χρησιμοποιείται ο πίνακας του Terzaghi.

Αν δεχθούμε ότι ισχύει η σχέση του Winkler και ότι η θεμελίωση και το έδαφος βρίσκονται σε συνεχή επαφή και ότι έχουν έτσι τις ίδιες παραμορφώσεις, έχουμε την σχέση:

$$EI d^4 y/dx^4 = P$$

Όπου E = μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

Όπου I = ροπή αδράνειας της πεδιλοδοκού

Και η διαφορική εξίσωση του προβλήματος γράφεται στην περίπτωση της δοκού,

$$EI d^4 y/dx^4 = Ky$$

Της οποίας η λύση είναι:

$$\Psi = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x)$$

Όπου

$$B = \sqrt[4]{K/4EI}$$

Και Α,Β,Γ,Δ τέσσερις σταθεροί συντελεστές, των οποίων οι τιμές εξαρτώνται από τις οριακές συνθήκες.

Για κάθε ειδική περίπτωση, το πρόβλημα περιορίζεται στον υπολογισμό των τιμών των συντελεστών αυτών. Για τυποποιημένες λύσεις βλέπε:

-Timoshenko-Strength of Materials, Part II, D. Van Nostrand, Co. New York 1930.

- J. Courbon-Resistance des Materiaux-Tome 2, Dunod. Paris 1965.

- Γ. Μαρκάκη-Μαθήματα θεμελιώσεων-Τεύχος Γ'-Αθήνα 1956.(περιέχει και τις γραμμές επιρροής με βάση τους πίνακες του Βέλγου Magnel).

- Uku Mullesdorf-Γραμμαί επιρροής δια δοκούς επί ελαστικής στηρίξεως-Bautechnik-Φεβρουάριος 1963.

Όταν υπολογισθεί το y σε συνάρτηση με το x , οι ροπές κάμψεως M και οι διατμητικές δυνάμεις T δίνονται από τις σχέσεις,

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

$$T = EI \frac{d^3 y}{dx^3}$$

Στην περίπτωση της κοιτοστρώσεως, η εξίσωση της καθίζσεως w δίνεται με τρόπο ανάλογο από τη διαφορική εξίσωση,

$$\theta^4 w / \theta x^4 + 2 \theta^4 w / \theta x^2 \theta y^2 + \theta^4 w / \theta y^4 = q/D - Kw/D$$

όπου $D = Eh^3/12(1-\nu^2)$

με h = σταθερό πάχος της κοιτοστρώσεως

ν = λόγος του Poisson του σκυροδέματος

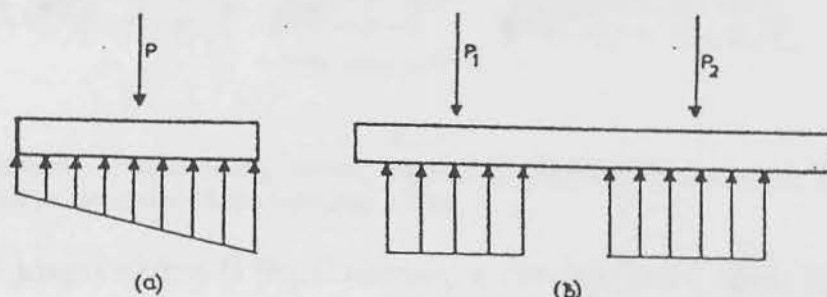
E = μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

και x, y οι ορθογωνικές συντεταγμένες του σημείου που παρουσιάζει καθίζηση w .

Παραδείγματα εφαρμογής της εξισώσεως αυτής δίνονται από τον Timoshenko(Theory of Plates and Shells Mc Graw – Hill 1940), και νομογραφήματα από τους Mackey-Chung (Civil Engineering and Public Works Review, Sept.1969, σελ.877).

Παρουσιάσαμε την θεωρία του Winkler, γιατί λογικά τοποθετείται στο κεφάλαιο που έχει σχέση με την κατανομή των τάσεων φορτίσεως του εδάφους κάτω από μία θεμελίωση. Η θεωρία αυτή χρησιμοποιείται εδώ για τον υπολογισμό των καθιζήσεων και ιδίως για τον υπολογισμό των ροπών που εμφανίζονται στις δοκούς και στις πλάκες των θεμελίων δηλαδή, τελικά, για τον υπολογισμό του οπλισμού. Για τον σκοπό αυτό η θεωρία αυτή, δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα. Για την κατανομή των φορτίων στο

έδαφος είναι ολιγότερο κατάλληλοι και είναι περιττό να χρησιμοποιείται. Είναι καλύτερα να γίνεται ο υπολογισμός των τάσεων του εδάφους με την πιο απλή παραδοχή της γραμμικής κατανομής των φορτίων(σχ.2.11).



Σχ. 2.11

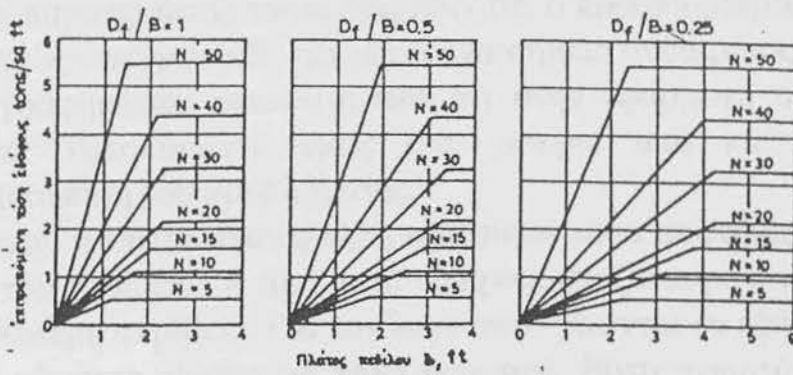
Όταν το μήκος της δοκού είναι σχετικά μικρό, η κατανομή γίνεται σε όλο το μήκος (περίπτωση α). Όταν το μήκος είναι μεγάλο η γραμμική κατανομή περιορίζεται αυθαίρετα σε μια ζώνη κάτω από κάθε φορτίο P(περίπτωση β).

Αντοχή των Ψαθυρών εδαφών

Η θεωρητική μέθοδος για την οποία γίνεται λόγος δίνει μια ικανοποιητική λύση στο πρόβλημα της αντοχής του εδάφους, αλλά με την προϋπόθεση ότι θα είναι γνωστή η τιμή του συντελεστή ϕ , για τις επί τόπου συνθήκες, δηλαδή για την πραγματική πυκνότητα του εδάφους.

Επειδή για την άμμο είναι πιο εύκολο να μετρηθεί ο συντελεστής N της δοκιμής προτύπου διεισδύσεως του Terzaghi (SPT), επικράτησε η συνήθεια η αντοχή να δίνεται από εμπειρικές σχέσεις σε συνάρτηση με το N , και για μια ορισμένη μέση τιμή της καθιζήσεως.

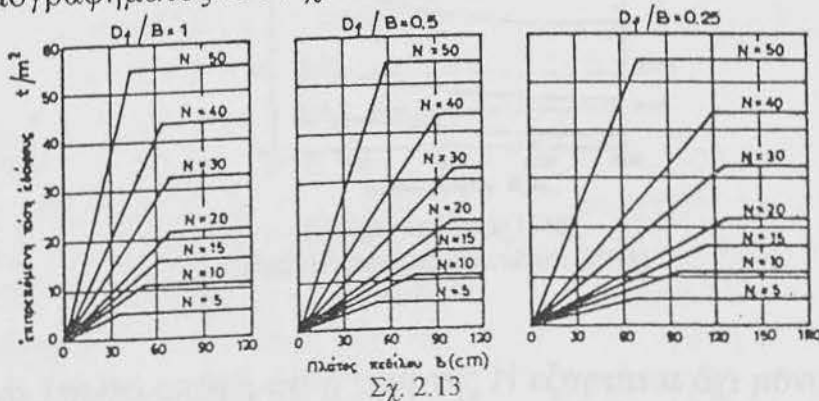
Τα νομογραφήματα του σχ.2.12 (Peck, Hanson, Thornburn-Foundation Engineering, 1974, J.Willey, σ.309), δίνουν τις επιτρεπόμενες τάσεις του αμμώδους εδάφους, για μια μέγιστη καθίζηση 2,5 εκατοστών σε συνάρτηση με τον αριθμό κρούσεων N , το πλάτος B του πέδιλου και για διάφορα σχετικά βάθη D/B της θεμελιώσεως. Στο σχ. 2.13 δίνονται τα ίδια νομογραφήματα με μετρικές μονάδες αντί με αγγλοσαξονικές.



Σχ. 2.12

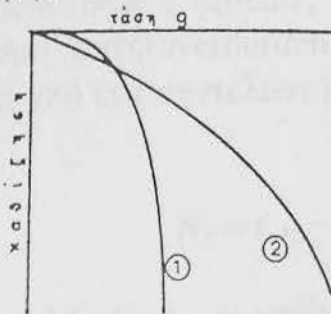
Νομογραφήματα επιτρεπόμενης τάσεως αμμώδους εδάφους(αγγλοσαξονικές μονάδες) σε συνάρτηση με τον αριθμό N, για καθίζηση 2,5 cm.

Για μικρά πλάτη B θεμελιώσεως η επιτρεπόμενη τάση είναι πολύ μικρή, γιατί στην περίπτωση αυτή, το έδαφος υφίσταται τοπική θραύση. Πράγματι για τα μικρά πέδιλα η καμπύλη-τάση φορτίσεως-καθιζήσεως είναι της μορφής(1) (Σχ. 2.13.), ενώ για τα μεγάλα πέδιλα της μορφής (2). Από πρακτική άποψη η παρατήρηση αυτή έχει μικρή σημασία, γιατί δεν έχουμε σχεδόν ποτέ πέδιλα με πλευρά μικρότερη από 40 εκ. Μπορούμε έτσι να θεωρήσουμε ότι για κάθε τιμή του N η τάση q είναι σταθερή και αντιστοιχεί κάθε φορά στην μέγιστη τιμή. Θα παρατηρήσουμε εξάλλου ότι στο αρχικό νομογράφημα των Terzaghi-Peck(1948) (σχ.2.14) η επιτρεπόμενη τάση είναι υψηλότερη, για N σταθερό, για τις μικρές τιμές του B. Στο νομογράφημα οι διακομμένες γραμμές αντιστοιχούν στις τιμές του νομογραφήματος του Σχ. 2.



Σχ. 2.13

Νομογράφημα επιτρεπόμενης τάσεως αμμώδους εδάφους (μετρικές μονάδες) σε συνάρτηση με τον αριθμό N, για καθίζηση 2,5 cm.



Σχήμα 2.14

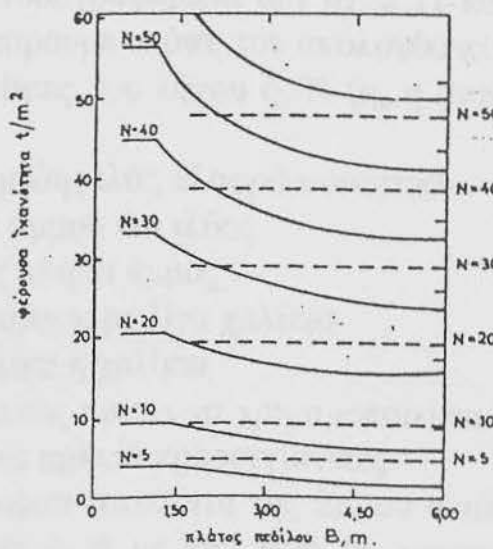
Οι παρατηρήσεις αυτές δείχνουν ότι ο προσδιορισμός του q είναι αρκετά προσεγγιστικός και μέχρι ένα σημείο αυθαίρετος. Η αξία των νομογραφημάτων οφείλεται στο ότι στην εφαρμογή αποδείχθηκαν σωστά. Βρισκόμαστε όμως έτσι μακριά από κάθε θεωρητική αντιμετώπιση του προβλήματος.

Αφού η επιτρεπόμενη τάση εξαρτάται τόσο συστηματικά από την τιμή του N , πρέπει η τιμή αυτή να προσδιορίζεται με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια. Για τον λόγο αυτό γίνονται τα εξής:

- α. Η μέτρηση γίνεται με πολύ προσοχή. Είναι γνωστό ότι οι τιμές του N κυμαίνονται ανάμεσα σε μεγάλα όρια, έστω και όταν η μέτρηση γίνεται προσεκτικά. Τα όρια απομακρύνονται ακόμα περισσότερο αν δεν γίνουν προσεκτικά οι μετρήσεις.
- β. Όταν οι κρούσεις γίνονται μέσα σε βυθισμένη λεπτή άμμο ή ίλυ για $N > 15$ πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή N_1 αντί της N σύμφωνα με την σχέση:

$$N_1 = 15 + 0,5(N - 15)$$

Η φέρουσα ικανότητα σε συνάρτηση με τον αριθμό κρούσεων N και το πλάτος των πέδινων.



— Terzaghi and Peck (1948)

----- Peck, Hanson and Thornburn (1974)

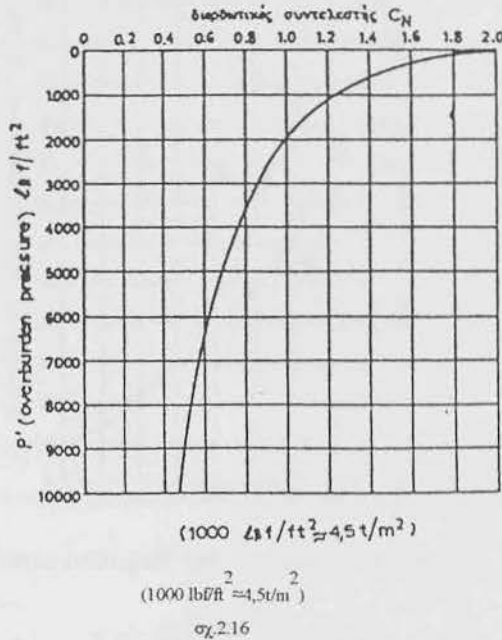
σχ.2.15

- γ. Για να ληφθεί υπόψη ότι η τιμή της N εξαρτάται όχι μόνο από την ποιότητα του εδάφους, αλλά και από την υπάρχουσα φόρτιση p σε ένα ορισμένο βάθος, εξαιτίας του βάρους του εδάφους πάνω από την στάθμη αυτή (overburden pressure), ο συντελεστής N αντικαθίσταται από ένα συντελεστή N_1

$$N_1 = C_N \cdot N$$

Όπου $C_N = 0,77 \log 20/p'$ (p' σε ton/ft^2)

Το νομογράφημα των Peck, Hanson, Thornburn (1970) Σχ. 2.16 δίνει την τιμή του C_N .



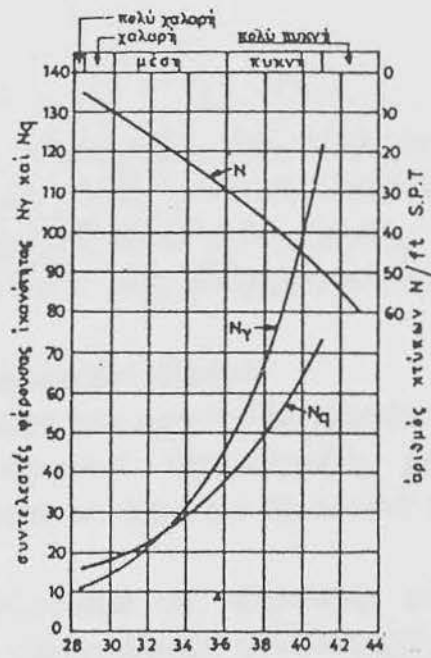
Όταν η μελέτη του εδάφους γίνεται με το ολλανδικό στατικό πενετρόμετρο, τα νομογραφήματα των σχ. 2.12 και 2.13 μπορούν να εφαρμοστούν αν πάρουμε υπόψη τον ακόλουθο πίνακα συσχέτισεως, όπου δίνονται οι τιμές του λόγου q_p/N (q_p η αντοχή του κώνου σε kg/cm^2).

- | | |
|---|-----------|
| 1. Ιλύς, αμμώδης ιλύς, ελαφρά συνεκτικά | $q_p/N=2$ |
| Μίγματα άμμου και ιλύος | |
| 2. Λεπτή ως μέτρια άμμος | =3-4 |
| 3. Χονδρή άμμος με λίγα χαλίκια | =5-6 |
| 4. Αμμοχάλικο ή χαλίκια | =8-10 |

Ο πίνακας αυτός πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή, γιατί οι ενδείξεις του είναι αρκετά προσεγγιστικές.

Αφού η φέρουσα ικανότητα της άμμου υπολογίζεται ή με την βοήθεια της γωνίας ϕ , ή με την τιμή N , μπορούν να δοθούν οι συντελεστές N_s και N_γ και N_q των σχέσεων της φέρουσας της φέρουσας ικανότητας του Terzachi και σε συνάρτηση με το N . Το νομογράφημα των Peck-Hanson-Thornburn δίνει αυτή τη συσχέτιση (Σχ. 2).

Η συσχέτιση εσωτερικής τριβής ϕ και οι συντελεστές N_s και N_q σε συνάρτηση του αριθμού των κτύπων N .



Γωνία εσωτερική τριβής άμμου φ σε μοίρες

σχήμα 2.17

Οι συντελεστές N_γ και N_q είναι συντελεστές σχέσεως του Terzaghi.

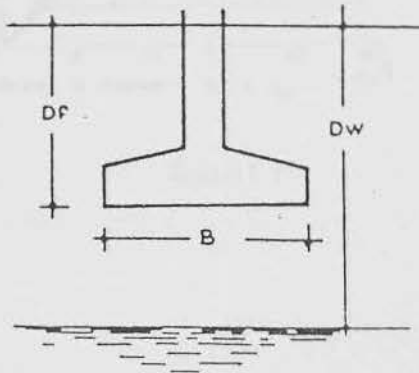
$$q_d = \frac{1}{2} B_\gamma N_\gamma + \gamma D_f (N_q - 1)$$

Ο συντελεστής N_c δεν εμφανίζεται αφού για $c=0$ έχουμε $N_c=0$

Επειδή η τιμή του φαινομένου βάρους γ του εδάφους που εμφανίζεται ως παράγοντας στην πιο πάνω σχέση, μειώνεται όταν το έδαφος είναι βυθισμένο, πρέπει να προβλέπεται η μείωση της τιμής του q_d στην περίπτωση που σ' ένα ορισμένο βάθος D_w , κάτω από την επιφάνεια του εδάφους υπάρχει νερό, και η επιτρεπόμενη τάση παίρνει την τιμή q_1^d

$$q_1^d = C_w q_d$$

όπου $C_w = 0,5 + 0,5 D_w / (D_f + B)$ ($D_w \leq D_f + B$).



Σχήμα 2.18

Κατά πρώτη προσέγγιση, μπορούμε να πούμε ότι όταν η στάθμη του υπόγειου ύδατος είναι στο επίπεδο της θεμελιώσεως ή και πιο πάνω οι επιτρεπόμενες τάσεις πρέπει να είναι οι μισές από αυτές που δίνονται στα νομογραφήματα των Σχ. 2.12 και 2.13.

Αντοχή των αργιλικών εδαφών

Στην περίπτωση των αργιλικών εδαφών ή μελέτη της αντοχής είναι πολύ συστηματικά συνδεδεμένη με την μελέτη των καθιζήσεων. Γι' αυτό το θέμα θα εξετασθεί πιο λεπτομερώς στην παράγραφο 4.Γ.

Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το νομογράφημα του Terzaghi, όταν είναι γνωστή η τιμή των ϕ και c . Ο συντελεστής ασφαλείας πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσος με 3.

Στην περίπτωση που για διάφορους λόγους, κάνουμε την παραδοχή ότι $\phi = 0$, τότε η επιτρεπόμενη τάση στη στάθμη της θεμελιώσεως έχει την τιμή

$$q_{cc} = CN_c/3$$

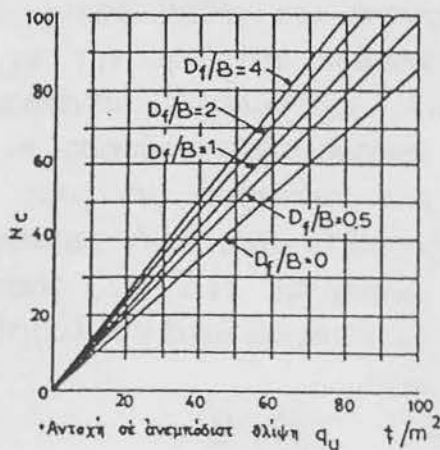
Και αφού

$$c = q_u/2$$

$$q_a = q_u \cdot N_c/6$$

Όπου q_u = αντοχή στην ανεμπόδιστη θλίψη.

Το νομογράφημα (σχ. 2. των Peck-Hanson-Thornburn δίνει τις τιμές του συντελεστή N_c που χρησιμοποιείται στην παραπάνω σχέση.



Σχήμα 2.19

ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να δώσουμε τον ορισμό της επιτρεπόμενης τάσης εδάφους που αποτελεί το βασικότερο παράγοντα για την σωστή επιλογή ενός τύπου θεμελίωσης.

Επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma_{επο}$ είναι η τάση που :

α) Δεν προκαλεί καθιζήσεις ή διαφορές καθιζήσεων βλαβερές για την κατασκευή.

β) Δεν ξεπερνά την αντοχή σε θραύση εδάφους (με κάποιο συντελεστή ασφαλείας).

Καθοριστική τιμή για τον υπολογισμό είναι η μικρότερη από τις δύο.

Γενικά τα συνεκτικά εδάφη είναι περισσότερο συμπιεστά από τα μη συνεκτικά γι' αυτό συνήθως στα συνεκτικά εδάφη κρίσιμη συνθήκη είναι αυτή της καθίζησης και στα μη συνεκτικά εδάφη η συνθήκη θραύσης.

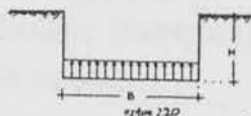
Η τιμή της ορθής επιτρεπόμενης τάσης του εδάφους έχει μεγάλη σημασία, γιατί όταν υποτιμηθεί δεν υπάρχει ασφάλεια, ενώ όταν υπερτιμηθεί δεν υπάρχει ισορροπία.

Όταν πληρούνται κάποιες προϋποθέσεις οι τιμές της επιτρεπόμενης τάσης μπορούν να λαμβάνονται από πίνακες σύμφωνα με τον «Γερμανικό Κανονισμό» DIN.1054.

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

Επιφανειακές θεμελιώσεις είναι οι θεμελιώσεις που τοποθετούνται σε μικρό βάθος και μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής μόνο με την οριζόντια επιφάνειά τους, η οποία και αποτελεί την επιφάνεια θεμελιώσεως. Οι βαθιές θεμελιώσεις αντίθετα-κυρίως με πασσάλους-μεταφέρουν τα φορτία σε μεγάλο βάθος, με όλες τους τις επιφάνειες και συχνά μόνο με τις κατακόρυφες επιφάνειες. Αν H είναι το βάθος θεμελιώσεως και B το πλάτος θεμελιώσεως (Σχ. 2.1), μπορούμε να δεχθούμε, κάπως αυθαίρετα, ότι η θεμελίωση είναι επιφανειακή όταν

$$\underline{B \geq H}$$



Τα φορτία των υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων, καταλήγουν στο έδαφος, όπου γίνεται η έδραση του φέροντος οργανισμού, με τις κατασκευές θεμελίωσης.

Η θεμελίωση των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, μπορεί να γίνει με τρεις τρόπους, δηλαδή:

α) με πέδιλα

β) Με πεδιλοδοκούς

γ) Με γενική κοιτόστρωση

Σε κάθε μία από τις παραπάνω κατασκευές θεμελιώσεως, μπορούμε να έχουμε, είτε άμεση έδραση στο έδαφος, είτε στήριξη δια πασσάλων (χυτών ή προκατασκευασμένων).

— Τα πέδιλα θεμελιώνουν ένα μόνο υποστύλωμα.

— Οι πεδιλοδοκοί δέχονται μία σειρά δύο ή περισσότερων υποστυλωμάτων.

— Οι κοιτοστρώσεις ή Radiers, θεμελιώνουν όλα τα υποστυλώματα της οικοδομής ή τουλάχιστον ένα μεγάλο αριθμό από αυτά, τοποθετημένα σε δύο διαστάσεις.

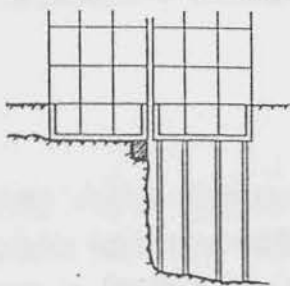
Τα πέδιλα είναι απλούστερες κατασκευές από τις πεδιλοδοκούς και οι πεδιλοδοκοί απλούστερες από τις κοιτοστρώσεις. Γι' αυτό συστηματικά προτιμούνται τα πέδιλα, που αποτελούν και την πιο συνηθισμένη μορφή θεμελιώσεως. Εν τούτοις και οι πεδιλοδοκοί, υπολογίζονται και κατασκευάζονται εύκολα και δεν πρέπει να διστάζει ο μηχανικός να τις χρησιμοποιεί όταν είναι απαραίτητες. Οι γενικές κοιτοστρώσεις αντίθετα, αποτελούν πολύπλοκες κατασκευές. Οι περιπτώσεις που επιβάλλεται η γενική κοιτόστρωση ή οι πεδιλοδοκοί είναι καθορισμένες.

Η στάθμη είναι σταθερή σ' όλη την έκταση της θεμελιώσεως. Μπορεί όμως να μεταβάλλεται όταν η επιφάνεια του εδάφους παρουσιάζει μεγάλη κλίση, ή όταν σε τμήμα της κατασκευής προβλέπεται υπόγειο.

Πρέπει όμως να υπάρχουν αρκετά πέδιλα στην ίδια στάθμη, καθώς και η απόσταση δύο γειτονικών πέδινων διαφορετικής στάθμης να είναι επαρκώς μεγάλη, έτσι ώστε να μην διαταράσσεται το έδαφος της μιας στάθμης από την εκσκαφή για την τοποθέτηση του άλλου πέδινου στην χαμηλότερη στάθμη.

Η διαφορά στάθμης δεν πρέπει να οφείλεται σε διαφορά ποιότητας του εδάφους. Είναι καλύτερα να αποφεύγονται κατασκευές κάτω από πολύ μεταβλητό υπέδαφος. Όταν αυτό δεν είναι δυνατόν πρέπει να χωρίζεται η οικοδομή σε δύο ή περισσότερα μέρη με αρμούς και οι θεμελιώσεις να γίνονται χωριστά.

Στο σχήμα (2.21) ένα μέρος θεμελιώσεως επιφανειακά και ένα άλλο σε πασσάλους, αλλά υπάρχει ανάμεσα αρμός.



Σχ. 2.21.

Κατά γενικό κανόνα απαγορεύεται να έχουμε στην ίδια θεμελίωση πέδιλα και πασσάλους, γιατί οι παραμορφώσεις των δύο αυτών συστημάτων είναι τελείως διαφορετικές και δημιουργούνται έτσι απρόβλεπτες διαφορικές καθιζήσεις. Μπορούμε όμως να συνδυάσουμε τα πέδιλα με τις πεδιλοδοκούς και τις κοιτοστρώσεις. Οι συνδυασμοί όμως είναι καλύτερο να αποφεύγονται, γιατί οι καθιζήσεις, όπως είναι γνωστό είναι ανάλογες με τις διαστάσεις κάθε θεμελίου.

Οι επιφανειακές θεμελιώσεις, χρησιμοποιούνται όταν το επιφανειακό στρώμα του εδάφους είναι καλής ποιότητας, έστω κι αν πιο βαθιά υπάρχει στρώμα μετρίου ή κακού εδάφους. Φθάνει το πάχος a του καλού στρώματος κάτω από την θεμελίωση να είναι αρκετό για να εξασφαλιστεί η ομαλή κατανομή των φορτίων της οικοδομής στην επιφάνεια του μετρίου εδάφους. Δηλαδή κατά κάποιο τρόπο, χρησιμοποιείται το ανθεκτικό στρώμα σαν κοιτόστρωση. Όταν το πάχος a δεν είναι αρκετό υπάρχει κίνδυνος γενικής θραύσεως με ότι συμβαίνει συνήθως, όσο πιο επιφανειακά θεμελιώνεται η κατασκευή τόσο καλύτερα είναι.

Όταν αντίθετα το κακό στρώμα είναι στην επιφάνεια οι λύσεις για επιφανειακές θεμελιώσεις είναι οι εξής:

- Κατεβαίνει η θεμελίωση μέχρι το καλό έδαφος.
- Τοποθετείται πάνω από την επιφάνεια του εδάφους στρώμα καλού εδάφους και συμπυκνώνεται.
- Βελτιώνεται με διάφορους τρόπους το κακό έδαφος και η θεμελίωση γίνεται μετά στο στρώμα αυτό.
- Πρέπει πάντα να δίνεται ένα ελάχιστο βάθος στην θεμελίωση, διότι τα πολύ επιφανειακά στρώματα υφίστανται τις επιδράσεις των κλιματικών μεταβολών, με συνέπεια να μεταβάλλονται σε όγκο. Δεν υπάρχει απόλυτος κανόνας για το ελάχιστο βάθος θεμελιώσεως. Πρέπει όμως, το βάθος να είναι τουλάχιστον 0,30μ ή καλύτερα 0,50μ. Σε βράχους καλής ποιότητας μπορεί να περιορισθεί, διότι δεν υπάρχει λόγος να αντικαθιστούμε πέτρωμα καλής ποιότητας με σκυρόδεμα που μπορεί να είναι λιγότερο ανθεκτικό.

Πάντως αν το επιφανειακό στρώμα δεν προσφέρεται για θεμελίωση ή αν η θεμελίωση αυτή αποδεικνύεται πολύ δαπανηρή, πρέπει χωρίς δισταγμό να χρησιμοποιείται η λύση της βαθιάς θεμελίωσης με πασσάλους ή φρέατα.

Είναι καλύτερα να τοποθετείται η επιφανειακή θεμελίωση πάνω από την στάθμη του υπογείου ύδατος, γιατί έτσι απλοποιείται

η εκτέλεση. Αλλά πρέπει να γίνει τελείως κατανοητό ότι αν το έδαφος πάνω από την υπόγεια στάθμη δεν είναι κατάλληλο, είναι απαραίτητο η θεμελίωση να τοποθετείται κάτω από την στάθμη αυτή, σε έδαφος που θα κριθεί ικανοποιητικό. Για να γίνει αυτό πρέπει να κατεβεί πρώτα η στάθμη ύδατος στην περιοχή της θεμελιώσεως, με κατάλληλο σύστημα άντλησης. Μετά την τοποθέτηση, εν ξηρό του θεμελίου, σταματάει η άντληση και το υπόγειο νερό ξαναβρίσκει την αρχική του στάθμη. Οι θεμελιώσεις θα είναι συνεπώς συνέχεια βυθισμένες. Αυτό δεν έχει σημασία, αρκεί να τοποθετηθεί στο καλής ποιότητας σκυρόδεμα ένα ή δύο στρώματα ασφαλικού επιχρίσματος στις επιφάνειες που είναι σε επαφή με το νερό.

Στις περιπτώσεις που, για διάφορους λόγους, η απομάκρυνση του νερού μέχρι την κατάλληλη στάθμη θεμελιώσεως δεν είναι δυνατή, θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η λύση της βαθιάς θεμελίωσης, όπου δεν είναι απαραίτητη η αφαίρεση του νερού.

ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΑ ΠΕΔΙΛΑ

Τα πέδιλα χρησιμοποιούνται κάθε φορά που δεν υπάρχει ειδικός λόγος, για να χρησιμοποιηθούν πεδιλοδοκοί και κοιτοστρώσεις. Χρησιμοποιούνται επίσης όταν η θεμελίωση γίνεται επάνω σε πασσάλους, για να συνδέσουν τους πασσάλους που βρίσκονται κάτω από κάθε υποστύλωμα. Αποτελούν συνεπώς την πιο συνηθισμένη μορφή θεμελιώσεως, υπολογίζονται εύκολα και εκτελούνται με απλό τρόπο. Αντιστοιχούν συνήθως στις πιο οικονομικές λύσεις.

Γενικά οι θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα είναι ασφαλείς όταν η αντοχή θραύσης του εδάφους θεμελίωσης είναι μεγαλύτερη από $1,8$ ή $2,0 \text{ kg/cm}^2$, ενώ ταυτόχρονα οι διαφορικές καθιζήσεις οι οποίες εξαρτώνται, εκτός των άλλων και από το πλάτος της θεμελίωσης να μην ξεπερνούν τα 2 cm . Πιο συγκεκριμένα αν το έδαφος είναι αμμώδες και ο τύπος θεμελίωσης πέδιλα θα πρέπει να γίνει υπολογισμός για καθίζηση εδάφους μέχρι $45''$. Όταν πρόκειται για αργιλώδες έδαφος και με τις παραπάνω επιλογές, η μέγιστη καθίζηση μπορεί να φθάσει τις $2,5''$.

Όσα αναφέρθηκαν στην πιο πάνω παράγραφο είναι φρόνιμο να τηρούνται ιδιαίτερα όταν πρόκειται για σχετικά μεγάλα δομικά έργα. Εξαίρεση μπορούν να αποτελέσουν τα μικρά δομικά έργα, όπως για παράδειγμα οι διώροφες κατοικίες, στα οποία είναι δυνατή η χρησιμοποίηση μεμονωμένων πέδινων, ακόμα και σε εδάφη που παρουσιάζουν μέγιστη τάση αντοχής σε θραύση $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

Σύμφωνα λοιπόν με τον Γερμανικό κανονισμό DIN1054, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι κατάλληλα εδάφη για θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα, χωρίς αυτό να αποτελεί απόλυτο κανόνα για τον τρόπο επιλογής μιας θεμελίωσης είναι:

α) Βραχώδη εδάφη: - Μη αποσαθρωμένα

Ομοιόμορφης στερεάς σύνθεσης: $\sigma_{επ} = 40 \text{ kgf/cm}^2$

Εναλλασσόμενης διάστρωσης: $\sigma_{επ} = 20 \text{ kgf/cm}^2$

Ή με ρωγμές:

- Με ρωγμές ή εμφανή είδη

Ομοιόμορφης στερεάς σύνθεσης: $\sigma_{επ} = 15 \text{ kgf/cm}^2$

Εναλλασσόμενης διάστρωσης: $\sigma_{επ} = 10 \text{ kgf/cm}^2$

β) Συνεκτικά εδάφη

- Ίλος (αμμώδης): Βάθος θεμελίωσης $> 1\text{m}$

$\sigma_{επ} = 1,8 \text{ kgf/cm}^2$ θεμελίωσης $0,5 = 2,0 \text{ m}$

Καθιζήσεις: 2cm .

- Έδαφος με ανάμεικτους κόκκους, που περιέχει κόκκους με μέγεθος πηλού έως άμμιου:

- Πλάτος θεμελίωσης: $0,5-2,0\text{m}$

- Βάθος θεμελίωσης: α) $0,5\text{m}$ για ημίσκληρο ή σκληρό έδαφος:

β) $> 1,0\text{m}$ για πλαστικό έδαφος

- $\sigma_{επ}$: $> 1,8 \text{ kgf/cm}^2$

- Καθιζήσεις : 3 cm .

- Αργιλώδης ίλος:

- πλάτος θεμελίωσης: $0,5-2,0\text{m}$

- ημίσκληρη: βάθος $> 1,0\text{m}$ και $\sigma_{επ} \geq 2,1 \text{ kgf/cm}^2$

- σκληρή: βάθος θεμελίωσης $> 0,5\text{m}$ και $\sigma_{επ} \geq 2,8 \text{ kgf/cm}^2$

- Καθιζήσεις: 4cm .

- Σκληρή άργιλος (πηλός)

- Πλάτος θεμελίωσης: $0,5-2,0\text{m}$

- Βάθος θεμελίωσης: $> 1,0\text{m}$

- $\sigma_{επ}$: $2,4 \text{ kgf/cm}^2$

- Καθιζήσεις : 4cm

γ) Με συνεκτικά εδάφη για δομικά έργα όχι ευαίσθητα σε καθιζήσεις.

- βάθος θεμελίωσης: $> 0,5\text{m}$

- πλάτος θεμελίωσης: $0,5-2,0$

- $\sigma_{επ}$: $> 2,0 \text{ kgf/cm}^2$

δ) Με συνεκτικά εδάφη για δομικά έργα ευαίσθητα σε καθιζήσεις:

- βάθος θεμελίωσης: $> 0,5\text{m}$

- πλάτος θεμελίωσης: $0,5-2,0\text{m}$

- $\sigma_{επ}$: $> 2,0 \text{ kgf/cm}^2$

Οι τιμές των πιέσεων εδάφους, που δίνονται, οδηγούν σε καθιζήσεις που δεν υπερβαίνουν το 1cm για πλάτη θεμελίων μέχρι 1,5m και τα 2cm για μεγαλύτερα πλάτη. Σε περίπτωση αμοιβαίας αλληλεπίδρασης γειτονικών θεμελίων, είναι δυνατόν να προκύπτουν ακόμα μεγαλύτερες καθιζήσεις.

Και στις δύο περιπτώσεις γ και δ αν πρόκειται για την θεμελίωση μικρών δομικών έργων για πλάτη λωρίδων από 0,2m και βάθη θεμελίωσης από 0,3m η θεμελίωση μπορεί να πραγματοποιηθεί για $\sigma_{\varepsilon\pi} = 1,5 \text{ kgf/cm}^2$.

Οι επιτρεπόμενες μέγιστες ολικές καθιζήσεις σύμφωνα με τον πίνακα 2.5 της παραγράφου « Καθιζήσεις» κατά την θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα, είναι οι ακόλουθες:

α) Όταν πρόκειται για έδαφος κοκκώδες ή έδαφος συνεκτικό με συντελεστή $C_r > 1$.

1. Για άκαμπτο σκελετό με άκαμπτο οργανισμό πλήρωσης: 2cm

2. Για απλούς σκελετούς με εύκαμπτο οργανισμό πλήρωσης:

I) Στατικώς ορισμένοι φορείς: 6,0cm

II) Στατικώς αόριστοι φορείς: 4,0cm

3.-Ισοστατικές γέφυρες: 5,0cm

4.Κατασκευές εξ' αόπλου τοιχοποιίας:

I) Ύψος < 6,00cm: 2,5cm

II) Ύψος > 6,00cm: 2,0cm

5. Κατασκευές από τοιχοποιία μετά οπλισμένων διαζωμάτων: 2,5cm

6. Εκ χυτών ή έτοιμων τοιχωμάτων από σκυρόδεμα: 1,5cm

β) Όταν πρόκειται για έδαφος μη συνεκτικό με συντελεστή $C_r < 1$ οι τιμές θα είναι αντίστοιχα οι εξής:

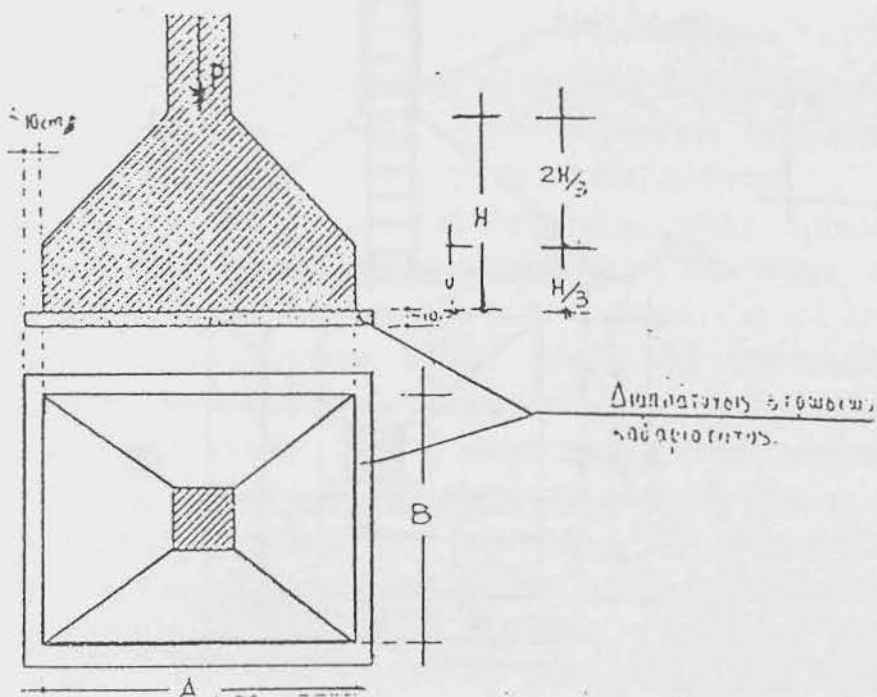
1) 3,5cm, 2) I)10cm ii) 6cm, 3) 7cm, 4)I)4,5cmii)3,5cm
5)4,5cm,6)2,5cm.

Μορφολογία πέδινων

Κάθε πέδιλο κατασκευάζεται για να παραλάβει και να μεταβιβάσει στο έδαφος τα φορτία ενός μόνου υποστυλώματος.

Κατά την εξέταση της μορφής ενός πέδινου διακρίνουμε την βάση εδράσεως AxB που μπορεί να διαπλατυνθεί περιμετρικά κατά 19 περίπου εκατοστά με διάστρωση αόπλου σκυροδέματος (στρώση καθαριότητας), το ολικό ύψος H και το ύψος του κουτιού ν , που είναι συνήθως ίσο προς το 1/3 περίπου του όλου ύψους H .

(δηλαδή $\nu \approx H/3$). Οι πιο πάνω διαστάσεις που απαιτούνται για να διαμορφωθεί ένα πέδιλο φαίνονται σχεδιαστικά στο σχήμα (2.22).

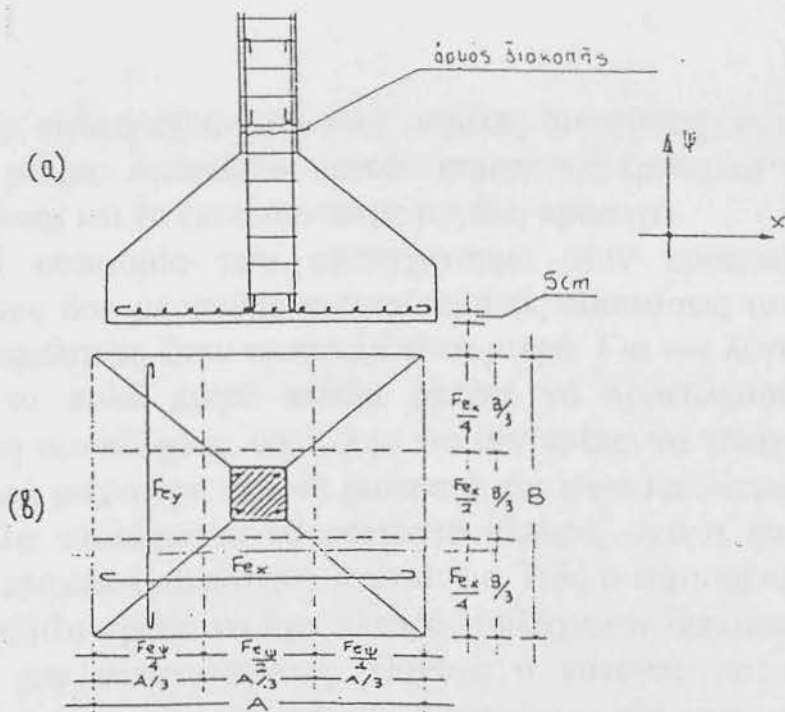


σχ. 2.22

Οι διαστάσεις αυτές προκύπτουν μετά από υπολογισμό, συγκεκριμένα οι μεν A και B ανάλογα με το φορτίο P του υποστυλώματος και την επιτρεπόμενη τάση εδάφους, το δε ύψος H ανάλογα με το φορτίο P , την διατομή του υποστυλώματος και την ποιότητα σκυροδέματος.

Η κλίση c της επιφάνειας του πέδιλου αν είναι μέχρι 1:4 μπορεί να πραγματοποιηθεί εύκολο χωρίς ξυλότυπο ακόμα κι αν χρησιμοποιείται δονητής. Αντίθετα κλίσεις $c = 1/1$ ή και μεγαλύτερες όπως συναντώνται συχνά στην Ελλάδα, είναι ακατάλληλες, γιατί δημιουργούν προβλήματα κατασκευής, χωρίς να δικαιολογείται το υπερβολικό πάχος στην πάκτωση του υποστυλώματος.

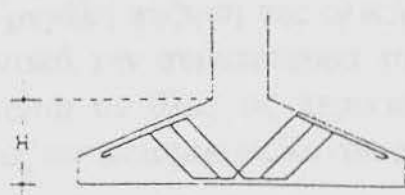
Ο οπλισμός των πέδινων αποτελείται κατ' αρχήν από εσχάρα με ευθύγραμμες ράβδους, που τοποθετούνται κοντά στη βάση εδράσεως του πέδιλου (περίπου 5 εκατοστά πάνω από την στάθμη έδρασης). Ο συνολικός αριθμός και η διάμετρος των ράβδων, καθορίζονται μετά από στατικό υπολογισμό. Η διάταξη των ράβδων είναι σκόπιμο να γίνεται με διπλάσια περίπου πυκνότητα ράβδων στο μεσαίο τρίτο κάθε πλευράς, έναντι των ακραίων τρίτων αυτής. Δηλαδή στο μεσαίο τρίτο, τοποθετείται ο μισός από τον συνολικό οπλισμό και ο άλλος μισός ισομοιράζεται στα δύο ακραία τρίτα της πλευράς, όπως φαίνεται και στο σχήμα (2.23).



Σχ. 2.23

Πριν από την διάστρωση του σκυροδέματος του πέδιλου, τοποθετείται επίσης και ο οπλισμός του υποστυλώματος που πακτώνεται στο πέδιλο. Οι ράβδοι είτε τοποθετούνται με ολόκληρο το ύψος τους (πράγμα που δυσκολεύει την στήριξή τους μέχρι να διαστρωθεί το σκυρόδεμα του υποστυλώματος), είτε τοποθετούνται αναμονές που προεξέχουν από τον αρμό διακοπής διαστρώσεως, για ν' προσδεθούν στην συνέχεια οι ράβδοι οπλισμού του υποστυλώματος, κατά την κατασκευή αυτού.

Τέλος σημειώνεται, ότι σε περίπτωση που για διάφορους λόγους δεν είναι δυνατή η κατασκευή ενός πέδιλου με μεγάλο ύψος (π.χ ύπαρξη βραχώδους εδάφους, που προτιμάμε να το κρατήσουμε ανέπαφο), είναι δυνατόν να απαιτηθεί η τοποθέτηση μέσα στο πέδιλο και κεκαμμένου οπλισμού για την παραλαβή διατμητικών τάσεων, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.24).



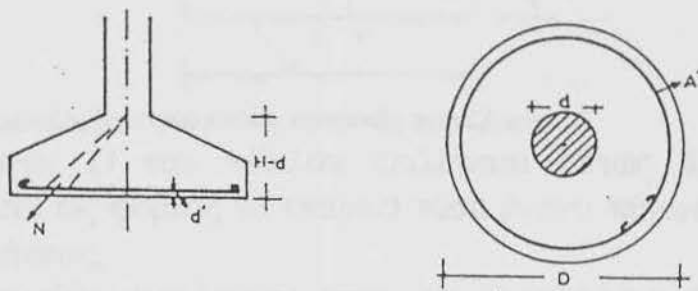
Σχ. 2.24

Γενικά όμως με τις διαστάσεις που δίνονται στο πέδιλο, δεν υπάρχει θέμα θραύσεως από διάτμηση και δεν χρειάζεται οπλισμός διατμησεως.

Τα πέδιλα έχουν συνήθως μεγάλες διαστάσεις, που φθάνουν τα 3-4 μέτρα. Αποτελούν λοιπόν σημαντικά έργα και πρέπει να μελετούνται και να εκτελούνται με μεγάλη προσοχή.

Η οικονομία που επιτυγχάνουμε όταν προσπαθούμε να μειώσουμε όσο μπορούμε περισσότερο τις διαστάσεις του πέδιλου, γίνεται αμελητέα, όταν τα πέδιλα είναι μικρά. Για τον λόγο αυτό και επειδή τα πολύ μικρά πέδιλα μπορεί να προκαλέσουν τοπική διάτμηση του εδάφους, νομίζουμε ότι δεν πρέπει να γίνονται πέδιλα με πλευρά μικρότερη από 40 εκατοστά και είναι καλύτερα να έχουν τα πέδιλα τουλάχιστον 60 εκατοστά πλευρά, ακόμα και όταν το έδαφος επιτρέπει μικρότερες διαστάσεις. Ήδη ο Βιρτούβιος ανέφερε ότι το πέδιλο πρέπει να έχει πλευρά τουλάχιστον διπλάσια από την πλευρά του υποστυλώματος. Πάντως ο κανόνας μας δεν είναι απόλυτος και στην περίπτωση βραχέδους εδάφους, μπορεί ν' αγνοηθεί.

Σε ορισμένες περιπτώσεις, ιδιαίτερα όταν κάτω από το πέδιλο τοποθετείται πάσσαλος, τα πέδιλα έχουν πολυγωνικό ή κυκλικό σχήμα. Στην περίπτωση αυτή ο οπλισμός μπορεί να τοποθετηθεί και με την μορφή δακτυλίων, πράγμα που απλοποιεί πάρα πολύ την κατασκευή.



Σχ. 2.25

Στις σεισμοπαθείς περιοχές τα πέδιλα πρέπει να συνδέονται μεταξύ τους με ισχυρές δοκούς τις συνδετήριες δοκούς. Η διάταξη αυτή, που οδηγεί σε μεγάλη αύξηση της ολικής δαπάνης του έργου, ενώ βελτιώνει σημαντικά την συμπεριφορά της θεμελιώσεως, είναι καλό να χρησιμοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις. Επιβάλλεται η εφαρμογή της από τους αντισεισμικούς κανονισμούς.

ΜΕΛΕΤΗ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΠΕΔΙΛΩΝ

- Άκαμπτα θεμέλια

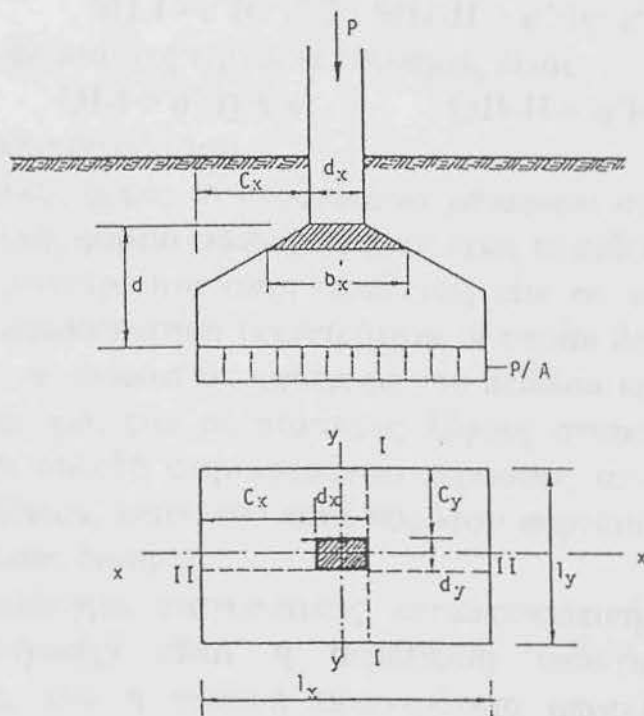
α) Κεντρική φόρτιση

Εφόσον δεν συντρέχει λόγος αναγκαστικής κατασκευαστικής εκκεντρότητας, τα υποστυλώματα με κεντρικό φορτίο θεμελιώνονται μέσω πέδινων κεντρικώς φορτιζόμενων.

Η επιφάνεια του πέδιλου $A = l_x \cdot l_y$ υπολογίζεται ούτως ώστε να είναι ανεκτή η τάση εκ των φορτίων της ανωδομής, ή η ολική τάση, δηλ.

$$\sigma' = P/A \text{ ή } \sigma_{ολ} = P/A + \gamma \cdot D$$

όπου $\gamma \cdot D$ η πίεση λόγω υπερκειμένων γαιών.



Σχήμα 2.26. Άκαμπτο ορθογωνικό πέδιλο, κεντρικώς φορτιζόμενο.

Το ύψος D του πέδιλου επιλέγεται ούτως ώστε, τούτο υπολογιζόμενο ως φορέας να επαρκεί τόσο έναντι κάμψεως όσο και έναντι διατμήσεως.

Στα συνήθη οικοδομικά έργα, τα μεμονωμένα πέδιλα είναι άκαμπτα, οπωσδήποτε όμως σε κατάλληλη εφαρμογή των κριτηρίων ακαμψίας που ισχύουν για πεδιλοδοκούς ή πλάκες επί ελαστικής βάσεως, μπορεί να επιβεβαιωθεί κατά περίπτωση ή καταρχήν αποδοχή της ακαμψίας του πέδιλου. Ενδεικτικά κριτήριο της ακαμψίας των πέδινων ανεξαρτήτως της παραμορφωσιμότητας του εδάφους είναι:

$$d \geq l_x - d_x/4 \text{ και } d \geq l_y - d_y/4$$

Κατά κανόνα η διατομή των μεμονωμένων άκαμπτων πέδινων, είναι τραπεζοειδής και η μορφή αυτή εξυπηρετεί συγχρόνως τόσο την οικονομία υλικού, όσο και την δυνατότητα ομαλής μετάδοσης των εν γένει υψηλών πιέσεων κατά την διατομή ποδός του υποστύλωματος $d_x \cdot d_y$ στην, πολύ μεγαλύτερη επιφάνεια $A = l_x \cdot l_y$.

Στα άκαμπτα πέδιλα, για την ροπή κάμψης και την τέμνουσα δύναμη, γίνονται οι κάτωθι προσεγγιστικές παραδοχές.

Στην πλέον επικίνδυνη πορεία I-I κατά την διεύθυνση y-y και II-II κατά την διεύθυνση x-x όπως φαίνεται στο σχήμα, υπολογίζονται οι ροπές προβόλου:

$$M_{I-I} = \sigma \cdot I_y \cdot c^2 / 2, \quad M_{II-II} = \sigma \cdot I_x \cdot c^2 / 2$$

Οι αντίστοιχες τέμνουσες δυνάμεις είναι:

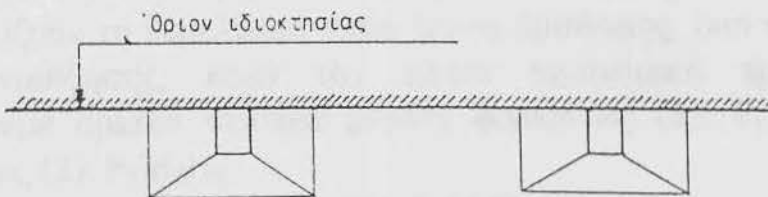
$$Q_{I-I} = \sigma \cdot I_y \cdot C_x \quad Q_{II-II} = \sigma \cdot I_x \cdot C_y$$

β) Έκκεντρη φόρτιση

Πολλές φορές το υποστύλωμα μεταφέρει στο έδαφος στο εκ της ανωδομής φορτίο εκκέντρωσης ως προς το πέδιλο.

Η εκκεντρότητα αυτή οφείλεται, είτε σε κατασκευαστικούς λόγους κατασκευαστική εκκεντρότητα οι οποίοι δεν επιτρέπουν την μόρφωση της επιφάνειας κατόψεως του πέδιλου κεντρικώς ως προς το υποστύλωμα, είτε σε στατικούς λόγους στατική εκκεντρότητα, συνύπαρξη δηλαδή στην επιφάνεια εδράσεως του υποστυλώματος επί του πέδιλου, εκτός του κατά κορύφου φορτίου, ροπή κάμψης ή και τέμνουσας δύναμης.

Παράδειγμα αναγκαστικής κατασκευαστικής εκκεντρότητας (ή γεωμετρικής) είναι η θεμελίωση υποστυλωμάτων παρά μεσοτοιχία, ενώ η στατική εκκεντρότητα αποτελεί κανόνα στις περιπτώσεις θεμελιώσεως στύλων πλαισίων.



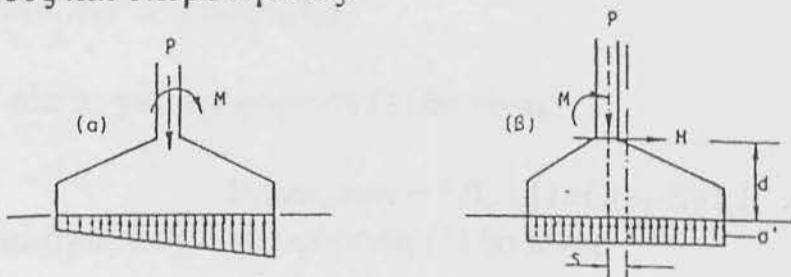
Σχήμα 2.27. Έκκεντρα πέδιλα παρά μεσοτοιχία.

Η στατική όμως και κατασκευαστική εκκεντρότητα είναι δυνατόν να είναι μονοαξονική και διαξονική. Παράδειγμα διαξονικής στατικής εκκεντρώσεως είναι η δράση σεισμικής δύναμης κατά διεύθυνση κάθετη επί το επίπεδο ενός πλαισίου, ενώ διαξονική γεωμετρική εκκεντρότητα, απαντάται σε γωνιακά πέδιλα, υποστυλωμάτων παρά τη διασταύρωση ορίων ιδιοκτησίας.

Στις περιπτώσεις εκκεντρότητας, της φόρτισης μόνιμου ροπής κάμψεως (και τέμνουσας δύναμης) τυχόν κεντρική τοποθέτηση του πέδιλου σε σχέση το υποστύλωμα θα έδινε τραπεζοειδές διάγραμμα πιέσεων επί του εδάφους. Συνήθως δίνεται μια κατασκευαστική

εκκεντρότητα S , ώστε το σύστημα (P, M) να δίνει ομοιόμορφη κατανομημένη φόρτιση επί του εδάφους, $\sigma' = P/A$.

Προφανώς θα πρέπει $S = (M + H \cdot d) / P$. Το διάγραμμα αυτό πιέσεων, οφείλεται στην φόρτιση εκ της ανωδομής και δεν περιλαμβάνει την επιρροή του ιδίου βάρους πέδιλου και επιχώσεως που υπολογίζεται συνήθως βάσει μεικτού φαινομένου βάρους εδάφους και σκυροδέματος.



Σχήμα 2.28.: Μεμονωμένα πέδιλα.

- α) Εκκέντρωσ φορτιζόμενα
β) Υπό κατασκευαστική εκκεντρότητα, φορτιζόμενα κεντρικώς.

Οι περιπτώσεις εκκεντρότητας υπό μεταβλητού μεγέθους και φοράς ροπής κάμψεως (όπως π.χ. στις θεμελιώσεις στύλων πλαισίου) είναι συνήθεις στην πράξη. Στο πέδιλο δίδεται μια κατασκευαστική εκκεντρότητα S τέτοια, ώστε για τις ακραίες τιμές της ροπής κάμψεως και της τέμνουσας δύναμης, τα προκύπτοντα διαγράμματα πιέσεων, για το ορισμένο σε προσχέδιο πέδιλο να εξασφαλίζουν τη θεμελίωση τόσο έναντι θραύσεως, όσο και έναντι μέσης καθίζησης, κατά τον πλέον οικονομικό τρόπο. Ας υποθέσουμε οριακά στατικά μεγέθη φορτίσεως (1): $P_1 M_1 H_1$ και φορτίσεως (2): $P_2 M_2 H_2$.

Για τον συνδυασμό φορτίων $P_1 M_1 H_1$ είναι:

$$e_1 = M_1 + H_1 d / P_1$$

Για τον συνδυασμό φορτίων $P_2M_2H_2$ είναι:

$$e_2 = M_2 + H_2 d / P_2$$

Στο πέδιλο θα δοθεί κατασκευαστική εκκεντρότητα S τέτοια ώστε:

$$\min(e_1, e_2) < S < \max(e_1, e_2)$$

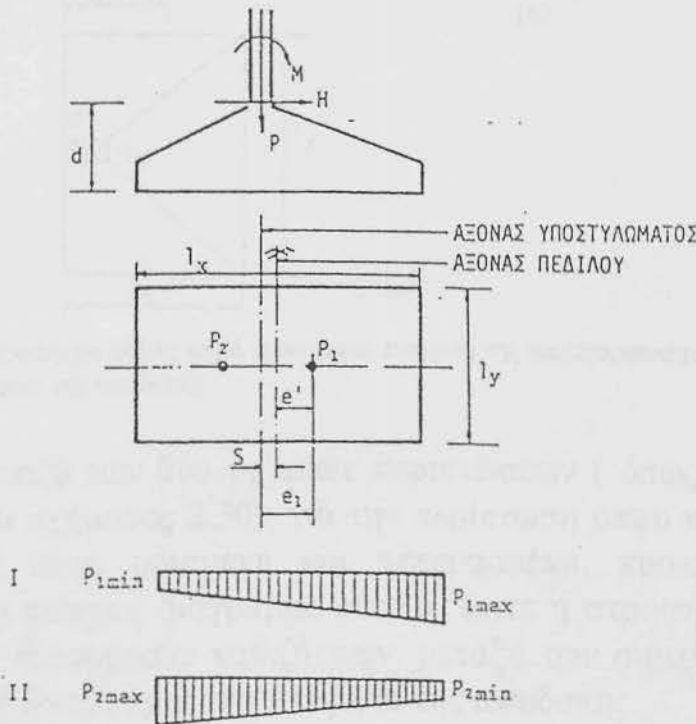
Οι τάσεις για την φόρτιση (1) θα είναι:

$$P_{1max, min} = P_1 / l_x \cdot l_y [1 \pm G(e_1 - S) / l_x]$$

Αναλόγως δε για την φόρτιση (2) θα είναι:

$$P_{2max, min} = P_2 / l_x \cdot l_y [1 \pm G(e_1 - S) / l_x]$$

Ο υπολογισμός του πέδilu ως δομικού στοιχείου θα γίνει σύμφωνα με την παραδοχή προβολών φορτιζόμενων υπό των εκ του εδάφους αντιδράσεων, των οποίων η κατανομή είναι τραπεζοειδής.



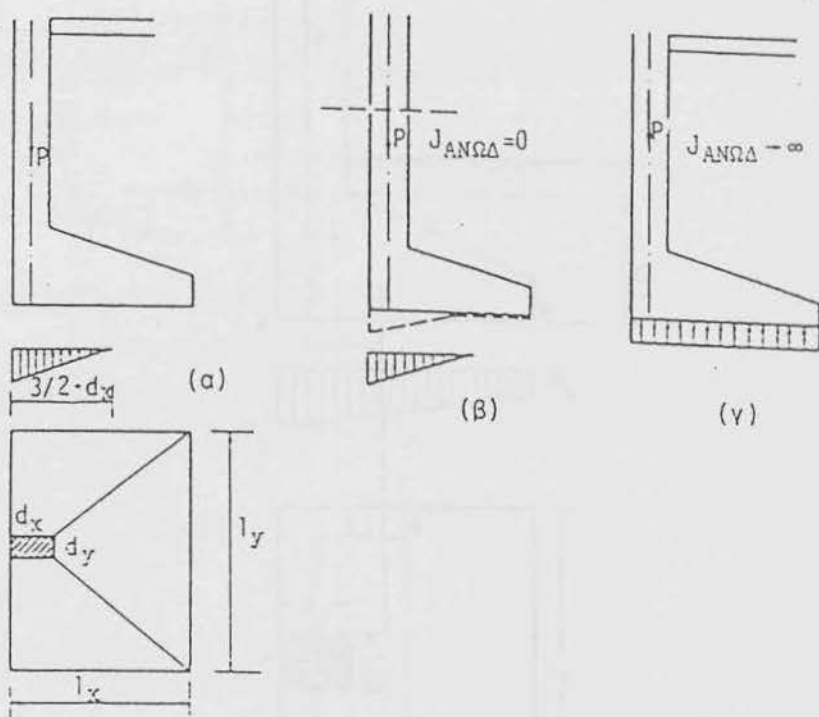
Σχήμα 2.29. Μεμονωμένο πέδιλο υπό στατική εκκεντρότητα εναλλασσόμενης φοράς.

γ) Υποχρεωτικώς μεγάλη εκκεντρότητα-συνεκτίμηση της παραμορφωσιμότητας του εδάφους.

Κατά τον υπολογισμό των πιέσεων υπό έκκεντρο φορτίο, κατά τα ανωτέρω, δεν ελήφθη υπόψη η παραμορφωσιμότητα του

πραγματικότητα όμως ένα μη ομοιόμορφο διάγραμμα πιέσεων, προκαλεί διαφορικές καθιζήσεις υπό τα διάφορα σημεία της βάσεως του πέδιλου, άρα και στροφή αυτής σε σχέση προς την αρχική της θέση. Στην στροφή αυτή της βάσεως αντιδρά η ακαμψία της ανωδομής, λόγω της άκαμπτου συνδέσεως του πέδιλου μέσω του υποστυλώματος με τον φέροντα οργανισμό του έργου.

Εάν ουδεμία σύνδεση υπάρχει μεταξύ του πέδιλου και της ανωδομής, η βάση του πέδιλου μπορεί να παρακολουθήσει τις διαφορικές καθιζήσεις υπό τα διάφορα σημεία αυτής, ενώ αντίθετα πρακτικώς άπειρη ακαμψία της ανωδομής, δεν επιτρέπει καμία διαφορική καθίζηση και το διάγραμμα πιέσεων τείνει να γίνει ομοιόμορφο.



Σχήμα 2.30. Έκκεντρο πέδιλο παρά μεσοτοιχία. Επιρροή της παραμορφωσιμότητας του εδάφους και της ακαμψίας της ανωδομής.

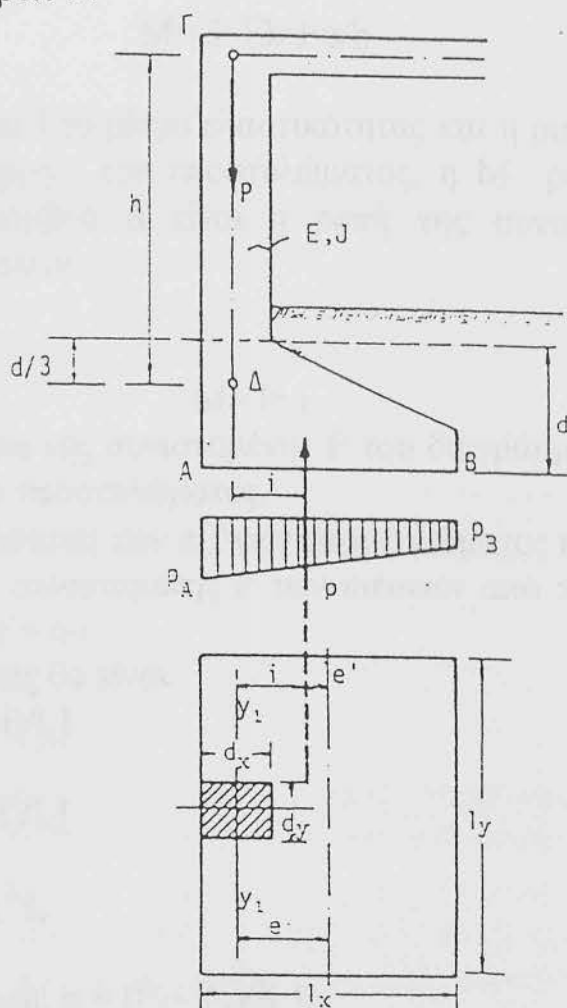
Μεταξύ των δύο οριακών περιπτώσεων (όπως φαίνεται στα (β), (γ) του σχήματος 2.30), για την περίπτωση όπου η ακαμψία της ανωδομής είναι ορισμένη και πεπερασμένη, προκύπτει εκ της έκκεντρου πίεσεως διάγραμμα τέτοιο, ώστε η στροφή του πέδιλου, λόγω των διαφορικών καθιζήσεων, μεταξύ των σημείων αυτού, να είναι συμβιβαστή προς την ακαμψία της ανωδομής.

Για την αναλυτική διατύπωση των παραπάνω είναι απαραίτητος ο καθορισμός μίας σχέσεως, μεταξύ της πίεσης σε τυχόν σημείο της βάσης του θεμελίου και της αντίστοιχης καθιζήσεως, ή απλούστερα είναι η αναφερόμενη στο ιδεώδες έδαφος, όπου οι καθιζήσεις S είναι ανάλογες των πιέσεων p στα αντίστοιχα σημεία με συντελεστή αναλογίας το γνωστό δείκτη εδάφους K .

$$\rho = K \cdot S$$

Η παραδοχή αυτή εξομοιώνει το έδαφος με πλήθος ανεξάρτητων ελατηρίων, ώστε ο δείκτης εδάφους K να αντιστοιχεί προς τη σταθερά των ιδεατών ελατηρίων.

Στο σχήμα 2.31 που ακολουθεί του υποστύλωμα διαστάσεων d_x, d_y μεταβιβάζει στο παρά μεσοτοιχία πέδιλο διαστάσεων l_x, l_y κατακόρυφο φορτίο P .



Σχήμα 2.31. Τελική φόρτιση πέδιλου παρά μεσοτοιχία.

Με την παραδοχή ότι το τελικό διάγραμμα πιέσεων δίνει καθιζήσεις, άρα και στροφή του πέδιλου συμβιβαστή με την ακαμψία της ανωδομής και είναι τραπεζοειδές ακραίων τάσεων P_A και P_B θα είναι:

$$P_A = K \cdot S_A, \quad P_B = K \cdot S_B$$

Όπου S_A και S_B οι καθιζήσεις υπό τα σημεία A και B

Η στροφή άρα της βάσεως του πέδιλου φ θα είναι:

$$\epsilon\phi\phi = S_A - S_B / l_x = (P_A - P_B) / K \cdot l_x \approx \phi$$

Λόγω της άκαμπτου συνδέσεως πέδιλου-υποστυλώματος, την ίδια στροφή ϕ παρακολουθεί και ο κόμβος Δ του υποστυλώματος του οποίου η θέση κατά παραδοχή βρίσκεται όπως στο σχήμα.

Με την παραδοχή ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό κατά τα σημεία Δ και Γ , στροφή του κόμβου Δ οφείλεται σε ροπή:

$$M = 3 \cdot E_b \cdot J \cdot \phi / h$$

Όπου E_b και J το μέτρο ελαστικότητας και η ροπή αδράνειας, κατά τον άξονα $\phi_1 - y_1$, του υποστυλώματος, η M ροπή κατά την ισορροπία του κόμβου Δ είναι η ροπή της συνισταμένης του διαγράμματος πιέσεων.

Είναι άρα:

$$M = P \cdot i$$

Όπου i η απόσταση της συνισταμένης P του διαγράμματος πιέσεων από τον άξονα του υποστυλώματος.

Εάν e η απόσταση των αξόνων υποστυλώματος και πέδιλου, η εκκεντρότητα της συνισταμένης P των πιέσεων από το κέντρο του πέδιλου θα είναι: $e' = e - i$.

Άρα οι πιέσεις θα είναι:

$$P_A = P / l_x \cdot l_y [1 + \sigma(e - i) / l_x]$$

$$P_B = P / l_x \cdot l_y [1 + \sigma(e - i) / l_x]$$

$$P_A - P_B = 12P(e - i) / l_x^2 \cdot l_y$$

Ισχύει η σχέση: $\phi = (P_A - P_B) / K \cdot l_x$
 απ' όπου προκύπτει: $\phi = 12P(e - i) / K \cdot l_x^3 \cdot l_y$

Επίσης: $M = 3E_b \cdot J / h \cdot \phi = P \cdot i$

$$\text{Οπότε: } 12P(e - i) / l_x^2 \cdot l_y = P \cdot i \cdot h / 3 \cdot E_b \cdot J$$

$$\text{άρα: } i = e / (1 + K \cdot h \cdot l_y \cdot l_x^3 / 3G \cdot E_b \cdot J)$$

από την παραπάνω σχέση μπορεί να υπολογιστεί και η διαφορά $(e - i)$ άρα και οι πιέσεις p_A, p_B .

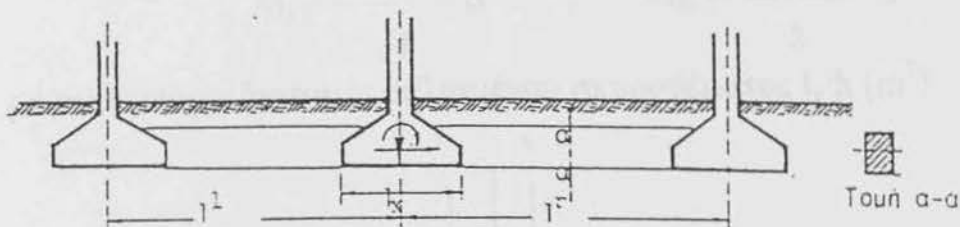
Είναι προφανές ότι η αρχή της μεθοδολογίας που αναπτύχθηκε παραπάνω μπορεί να εφαρμοστεί και σε περιπτώσεις μικρότερες εκκεντρότητας κατασκευαστικής είτε και στατικής και όχι μόνο στα παρά μεσοτοιχία πέδιλα.

Στα πέδιλα του σχήματος που ακολουθεί, με συνδετήριους δοκούς η τελική εκκεντρότητα e' της συνισταμένης ως προς το κέντρο του πέδιλου, δίνεται μετά από ανάλογη ανάλυση από τον

τύπο:

$$e'_x = \frac{e_x}{\frac{1+3G \cdot E_b J}{Kh \cdot l_y \cdot l_x^3} + \frac{48E_b J_A}{Kl_y \cdot l_x^3} \cdot (1/I^e + 1/I^f)}$$

Όπου J_Δ η ροπή αδράνειας των συνδετήριων δοκών ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό άξονα της διατομής τους και I^e, I^f , οι αξονικές αποστάσεις των συνδετήριων δοκών, μέχρι το αριστερά και δεξιά αντιστοιχώς του υπ' όψιν γειτονικού πέλδλου.



Σχήμα 2.32. Μείωση της εκκεντρότητας λόγω συνδετήριου δοκού.

- Εύκαμπτα θεμέλια

Τα εύκαμπτα πέδιλα, διατομής ορθογωνικής και όχι τραπεζοειδούς, θα μπορούσαν να επιλυθούν ως πλάκες επί ελαστικής βάσεως, φορτιζόμενες με μεμονωμένα φορτία. Η κατανομή των πιέσεων επαφής, θα προέκυπτε με βάση το συμβιβαστό των παραμορφώσεων πέλδλων-εδάφους αναλόγων και του εδαφικού προσομοιώματος Winkler. Παρ' όλα αυτά, στα συνήθη πέδιλα οικοδομικών έργων γίνεται η απλουστευτική παραδοχή ότι η κατανομή των πιέσεων επαφής, ακολουθεί γραμμικό νόμο, επομένως για κεντρική φόρτιση του πέλδλου, οι πιέσεις επαφής είναι ομοιομόρφως κατανεμημένες.

Για τα εύκαμπτα πέδιλα, μία επιπλέον παραδοχή είναι ότι το πέδιλο καταπονείται σε κάμψη στις δυσμενέστερες διατομές I-I και II-II με ροπές:

$$M_{I-I} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(l_x - d_x)^2}{2} \cdot \sigma \cdot l_y = \frac{(l_x - d_x)^2}{8} \cdot \sigma \cdot l_y$$

$$M_{II-II} = \frac{(l_x - d_x)^2}{8} \cdot \sigma \cdot l_x$$

Για τα εύκαμπτα πέδιλα, μία επιπλέον παραδοχή είναι ότι το πέδιλο καταπονείται σε κάμψη στις δυσμενέστερες διατομές I-I και II-II με ροπές:

$$M_{I-I} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(l_x - d_x)^2}{2} \cdot \sigma \cdot l_y = \frac{(l_x - d_x)^2}{8} \cdot \sigma \cdot l_y$$

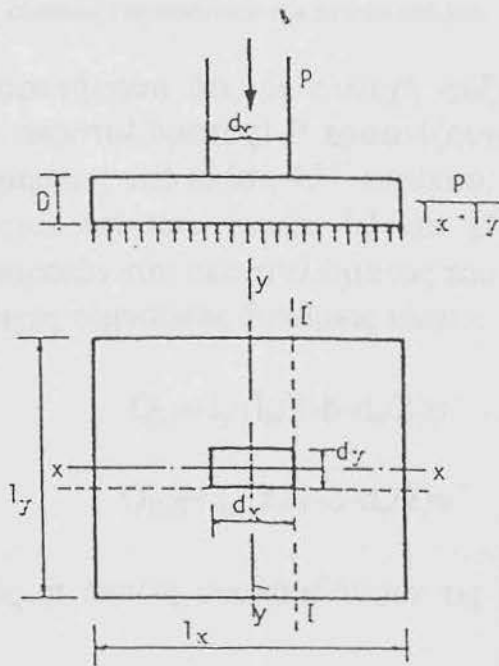
$$M_{II-II} = \frac{(l_x - d_x)^2}{8} \cdot \sigma \cdot l_x$$

Οι παραπάνω ροπές αναλαμβάνονται από διατομές οπλισμένου σκυροδέματος $l_x \cdot h$, $l_y \cdot h$, αντίστοιχα. Όπου h το στατικό ύψος της διατομής.

Σκοπιμότερο είναι να γίνει ο υπολογισμός ροπής κάμψης ανά τρέχον μέτρο, δηλαδή:

$$M_{I-I} = \frac{(l_x - d_x)^2}{8} \cdot \sigma' \quad , \quad M_{II-II} = \frac{(l_y - d_y)^2}{8} \cdot \sigma'$$

με αντίστοιχες διατομές οπλισμένου σκυροδέματος $l_x \cdot h$ (m^2)

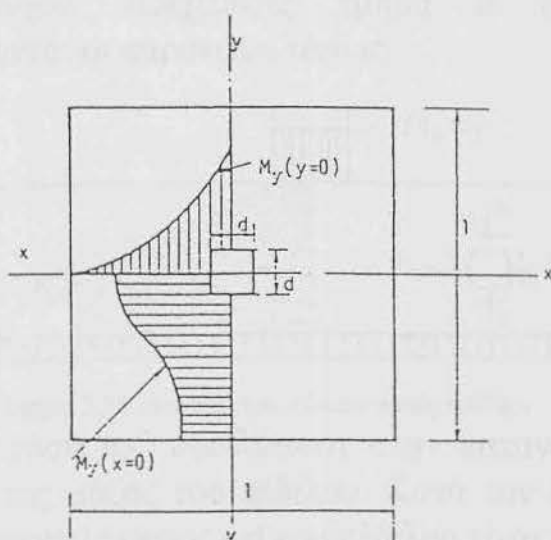


Σχήμα 2.33. Εύκαμπτο πέδιλο.

Πάντως η προηγούμενη απλή παραδοχή είναι χονδροειδής διότι αντιστοιχεί σε απλούστευση του χωρικού προβλήματος σε επίπεδο σε κάθε διεύθυνση $x-x$, $y-y$.

Με χρήση μαθηματικής θεωρίας της ελαστικότητας, είναι δυνατή η εύρεση του διαγράμματος των ροπών κάμψεως κατά μία τομή παράλληλη προς μία των πλευρών. Ειδικότερα για

φόρτιση και το ορθογωνικό κατανεμημένο διάγραμμα των πιέσεων επαφής $\sigma' = P/P^2$. Οι ροπές M_x, M_y υποτίθεται ανά μονάδα μήκους. Η τιμή αυτή της ροπής κάμψης είναι η μέγιστη στο πέδιλο όπως υπολογίστηκε για την τιμή του λόγου του Poisson $\mu = 0,3$.



Σχήμα 2.34. Ροπές κάμψεως τετραγωνικού ευκάμπτου πέδιλου.

Με την παρατήρηση ότι, με συνεχή αύξηση επιβαλλόμενου φορτίου (του υποστυλώματος) P εμφανίζονται στο πέδιλο λοξά ρήγματα διατμήσεως υπό κλίση $45''$ περίπου. Ο έλεγχος αυτός σε διάτμηση γίνεται επί των τομών I-I και II-II απελουσών των αντιστοίχων παρειών του υποστυλώματος του πέδιλου.

Οι αντίστοιχες τέμνουσες δυνάμεις είναι:

$$Q_{I-I} = I_y \cdot (l_x/2 - h - d_x/2) \sigma'$$

$$Q_{II-II} = I_x \cdot (l_y/2 - h - d_y/2) \sigma'$$

Οι διατομές οι οποίες αναλαμβάνουν τις άνω δυνάμεις είναι αντιστοίχως:

$$F_I = I_y \cdot h, \quad F_{II} = I_x \cdot h$$

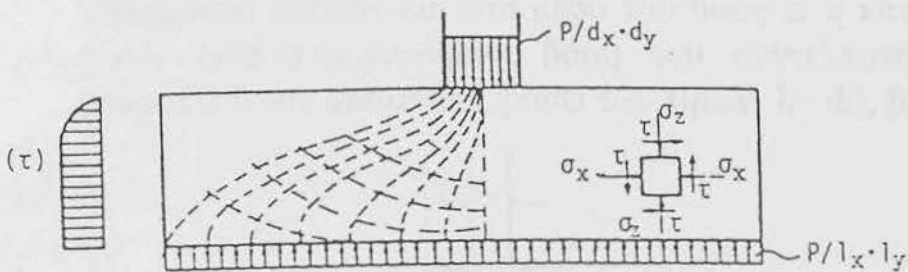
Επίσης γίνεται έλεγχος διατρήσεως του πέδιλου, επί της παραπλεύρου επιφάνειας παραλληλεπιπέδου πλευρών $d_x + h, d_y + h$ κατά τις διευθύνσεις $x-x$ και $y-y$ αντίστοιχα και ύψος h . Το φορτίο που καταπονεί σε διάτμηση το πέδιλο είναι:

$$Q = [I_x \cdot I_y - (d_x + h) \cdot (d_y + h)] \sigma', \quad (Q \times P)$$

Η παράπλευρη επιφάνεια του παραλληλεπιπέδου που αναλαμβάνει το φορτίο Q είναι $2h \cdot [(d_x+h)+(d_y+h)]$

Εκτός από την διάτμηση ελέγχεται το εύκαμπτο πέδιλο και σε λοξό εφελκυσμό, δηλαδή προσδιορίζεται η κύρια τάση εφελκυσμού σε σ_z και συγκρίνεται προς την επιτρεπόμενη λοξή τάση εφελκυσμού του σκυροδέματος.

Σε τυχόν στοιχειώδες τμήμα B ευκάμπτου πέδιλου εφαρμόζονται οι παρακάτω τάσεις:



Σχήμα 2.35. Διανομή των τάσεων εντός πέδιλου.

1. Ορθή τάση σ_z οφειλόμενη στην κατανομή του φορτίου P εντός της μάζας του πέδιλου. Κατά την επιφάνεια εδράσεως του υποστρώματος επί του πέδιλου είναι:

$$\sigma_z = P/d_x \cdot d_y$$

κατά τον αρμό εδράσεως του πέδιλου επί του εδάφους.

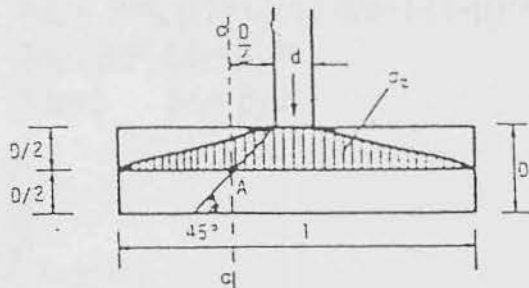
$$\sigma_z = P/l_x \cdot l_y$$

- II. Ορθή τάση σ_z : θλιπτική βεβαίως, εφόσον το σημείο B βρίσκεται πάνω από την ουδέτερη γραμμή του στοιχείου του οπλισμένου σκυροδέματος. Εάν το B βρίσκεται κάτω από την ουδέτερη γραμμή θεωρείται ότι $\sigma_z = 0$.

- III. Διατμητική τάση τ , E , από την κατανομή της τέμνουσας δύναμης της στο σημείο B επί της αντίστοιχης τομής παραλλήλου προς μία πλευρά του πέδιλου, αφού για δεδομένο σημείο B υπολογιστούν αριθμητικά οι τάσεις σ_z , σ_x , τ . Υπολογίζεται στη συνέχεια και οι κύριες τάσεις σ_1 , (θλιπτική), σ_2 (εφελκυστική) και ελέγχεται η σ_2 συγκρινόμενη προς την επιτρεπόμενη εκάστοτε τάση σε λοξό εφελκυσμό, $\sigma_{2επ}$. Ειδικότερα ενδιαφέρει η λοξή τάση εφελκυσμού, στην περιοχή διατμήσεως του πέδιλου δηλ. στα σημεία της παραπλεύρου επιφάνειας του παραλληλεπιπέδου διαστάσεων d_x+h και ύψους d_y+h .

Δεδομένου ότι η θλιπτική τάση σ_x , μειώνει απολύτως τις λοξές τάσεις εφελκυσμού, θα αναζητηθεί η δυσμενέστερη περιοχή κάτω από την ουδέτερη γραμμή. Επίσης όσο η διατμητική τάση είναι μεγαλύτερη, τόσο και η λοξή τάση εφελκυσμού. Ειδικά για τετραγωνικό πέδιλο φορτιζόμενο υπό τετραγωνικού υποστυλώματος δίνεται το ακόλουθο παράδειγμα εφαρμογής.

Στο σημείο A κείμενο επί της επιφάνειας διάτρησης του εύκαμπτου πέδιλου και στο μέσο του ύψος Δ η κατακόρυφη τάση $\sigma_z = K \cdot \sigma'$ υπολογίζεται βάσει του συντελεστή K του πίνακα 2.6 που ακολουθεί, βάσει των τιμών: $\lambda = d/l$, $\beta = D/l$.



Σχήμα 2.36. Ορθές τάσεις σ_z , στο μέσο επίπεδο τετραγωνικού εύκαμπτου πέδιλου.

με αντίστοιχο πολλαπλασιασμό της αντίστοιχης τιμής του K επί την τάση εδράσεως $\sigma' = P/l^2$.

Πίνακας 2.6: Συντελεστής K συναρτήσει των αδιαστάτων μεγεθών λ και β

$\beta = D/l$ \ $\lambda = d/l$	0.25	0.30	0.35	0.40
0.125	1.40	1.33	1.25	1.20
0.150	1.30	1.25	1.20	1.16
0.175	1.20	1.16	1.14	1.11
0.200	1.10	1.09	1.08	1.07

Στο ίδιο σημείο A η ορθή τάση $\sigma_x = 0$, η διατμητική τ_0 υπολογίζεται κατά τα γνωστά:

$$\tau_0 = Q \sqrt{7/8} \cdot h \cdot l$$

όπου Q η τέμνουσα δύναμη στη διατομή α-α.

Η κύρια τάση εφελκυσμού $\sigma_{επ} = -$ λοξός εφελκυσμός- στο σημείο A υπολογίζεται κατά τα γνωστά.

$$\sigma_{ZA} = -0,5 \cdot \sigma_z + \sqrt{(0,5 \cdot \sigma_z)^2 + \tau_0^2}$$

- Κυκλικά πέδιλα

Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνεται η θεμελίωση ενός κυκλικού υποστυλώματος ακτίνας c, υπό κατακόρυφο και κεντρικό φορτίο D, σε κυκλικό πέδιλο ακτίνας a. Η διατομή του πέδιλου είναι

τραπεζοειδής και αντιστοιχεί σε σύνθετο στερεό που αποτελείται από κύλινδρο h και κόλυρο κώνο ύψους $h=h$.

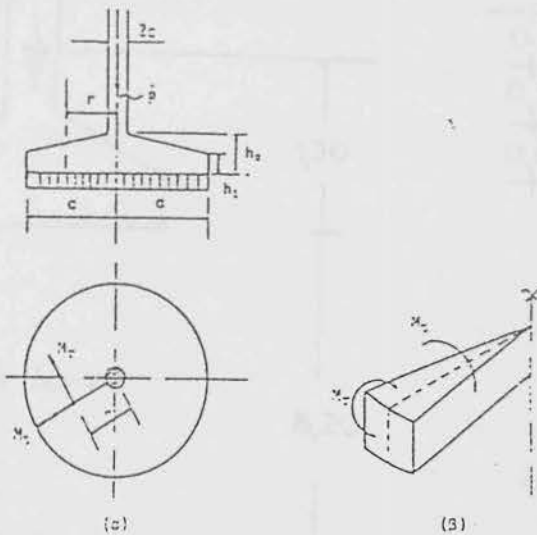
Η πίεση επί του εδάφους θεμελιώσεως, υποτίθεται ομοιομόρφως κατανεμημένη. Η μαθηματική θεωρία της ελαστικότητας δίνει για τις ροπές κάμψης M_r (ακτινική) και M_t (εφαπτομενική) στις χαρακτηριστικές θέσεις με $r=0$ (κέντρο του πέδιλου), $r=0/2$ και $r=a$ (άκρο πέδιλο) όπου $M_r=0$ συναρτήσει του λόγου του Poisson μ , τις ακόλουθες εκφράσεις:

- Για $r=0$: $M_r=M_t=M_0+r_2 \cdot P$

όπου $M_0 = P/4\pi [(1+\mu)\log \alpha/e+1-(1-\mu)/4\alpha^2 c^2]$

- Για $r= a/2$: $M_r= \beta \cdot P, M_t= \beta_1 \cdot P$

- Για $r= a$: $M_r=0, M_t= \beta_2 \cdot P$



Σχήμα 2.37. Ροπές κάμψεως κυκλικού πέδιλου.

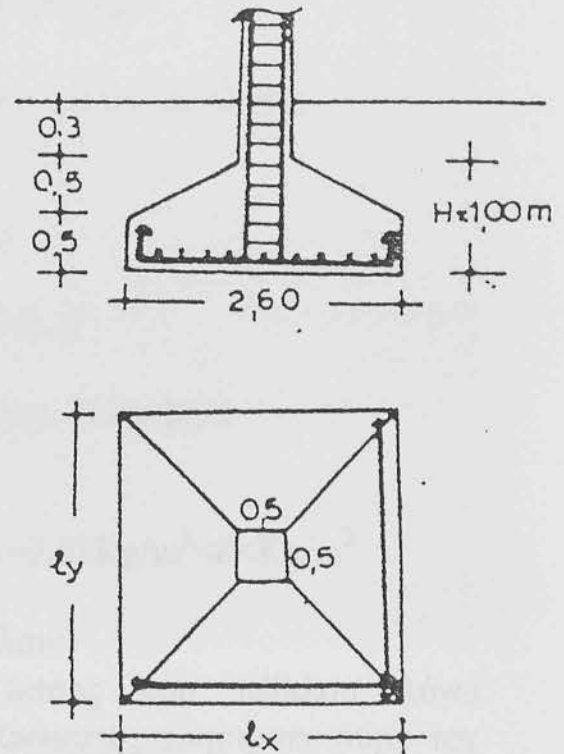
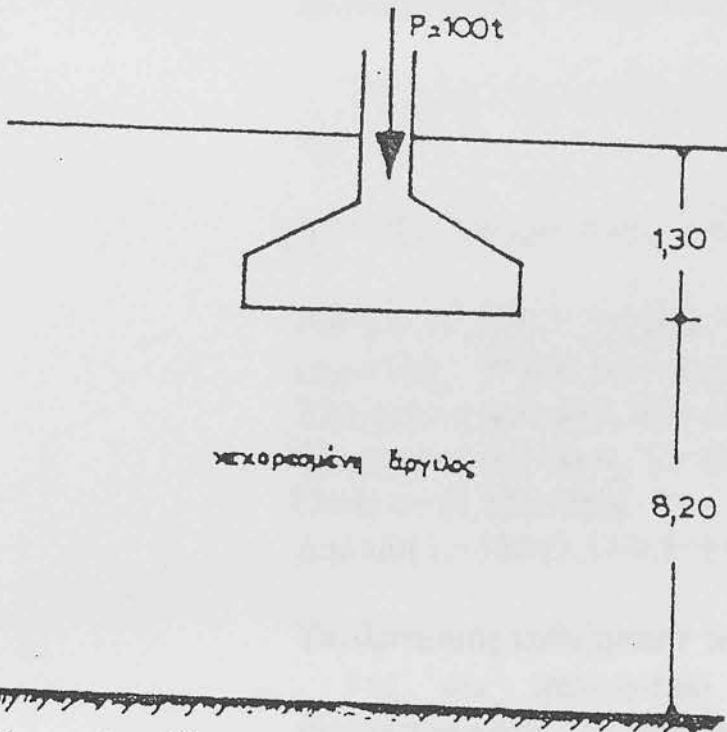
Πίνακας 2.7 : Συντελεστές υπολογισμού ροπών κυκλικού πέδιλου.

h_2/h_1	γ_2	β	β_1	β_2
1.00	-0.065	0.021	0.073	0.030
1.50	-0.053	0.032	0.068	0.016
2.33	-0.038	0.040	0.063	0.007

**ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ
ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΠΕΔΙΛΟΥ**

Ζητούνται: α) Ο υπολογισμός των διαστάσεων του πέδιλου και ο οπλισμός του. β) ο υπολογισμός των καθιζήσεων του πέδιλου λόγω στερεοποίησης του αργιλικού στρώματος.

Δίνονται: Διαστάσεις υποστυλώματος $0,5 \times 0,5$ m
Σκυρόδεμα B160 Χάλυβας St I
Επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma_{επ} = 20 \text{ t/m}^2$
Δείκτης συμπιεστότητας αργίλου $C_2 = 0,24$
Ειδικό βάρος αργίλου $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$
Δείκτης πόρων αργίλου $e_0 = 80\%$



6x. 238.

Για το πέδιλο εκλέγουμε $l_x = l_y = 2,6\text{m}$ και ύψος $H = 1,0\text{m}$. Το ολικό φορτίο που μεταβιβάζεται στο έδαφος είναι $P_{ολ} = P + G$ όπου G είναι το βάρος του εδάφους και του πέδιλου πάνω από το επίπεδο θεμελίωσης, δηλαδή:

$$P_{ολ} = P + G = 100 + 2,0 \cdot 2,6^2 \cdot 1,3 = 117,6\text{t}$$

Με το φορτίο αυτό η τάση που ασκείται στον αρμό εδάφους-θεμελίου είναι:

$$q = P_{ολ} / l_x l_y = 117,6 / 2,6^2 = 17,39\text{t/m}^2$$

Ροπή κάμψης:

$$M_x = M_y = P/2 \cdot l_x - l_y/4 = 100/2 \cdot 2,6 - 0,5/4 = 26,5\text{tm}$$

Έλεγχος σκυροδέματος και υπολογισμός οπλισμού:
 $h = 0,95\text{m}$.

$$Kh = 95 / \sqrt{2 \cdot 25 \cdot 26 \cdot 25} / 2,6 = 19,95 > 9,9$$

$$f_{ex} = f_{ey} = 1 \cdot 11 \cdot 26 \cdot 25 / 0,95 \cdot 0,78 = 23,92\text{cm}^2$$

Οπλισμός: 13 \emptyset 20 κατά x και y.

Έλεγχος σε διάτμηση δεν γίνεται: διότι $H > l_x - \beta x / 4$

Έλεγχος σε διάτρηση: $\tau_r = P / uH$

Όπου $u = (1,13B + H)\pi$

$$\text{Δηλαδή } \tau_e = 100 / (1,13 \cdot 0,5 + 1) \cdot 3,14 \cdot 1 = 2,03\text{Kg/m}^2 < 8 < \text{Kg/m}^2$$

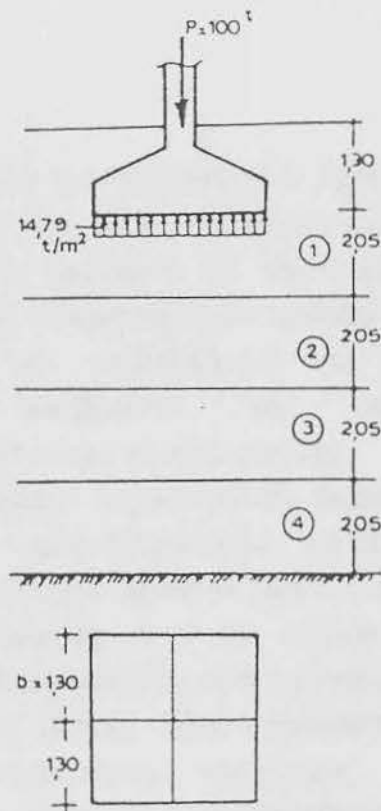
Υπολογισμός καθιζήσεων του πέδιλου:

Για τον υπολογισμό καθιζήσεως του πέδιλου λόγω στερεοποιήσεως του αργιλικού στρώματος χρησιμοποιούμε τον τύπο:

$$\Delta H = \sum \Delta H_i = \sum \eta_i \cdot C_e / l + e_o \cdot \log \cdot \text{σαρχ} + \Delta \sigma_i / \text{σαρχ}$$

Η συνολική καθίζηση ΔH προκύπτει αν χωρίσουμε το αργιλικό στρώμα σε n επιμέρους οριζόντια στρώματα υπολογίσουμε τις καθιζήσεις κάθε στρώματος χωριστά και αθροίσουμε τις καθιζήσεις αυτές. Η τάση σαρχ είναι η τάση που υπάρχει πριν από την κατασκευή του θεμελίου δηλαδή οφείλεται στο βάρος του υπερκείμενου εδάφους. Η τάση $\Delta \sigma$ οφείλεται μόνο στο διάγραμμα των τάσεων του πέδιλου και υπολογίζεται με την θεωρία του Boussinesque. Οι τάσεις σαρχ και $\Delta \sigma$ υπολογίζονται στο μέσο του κάθε στρώματος.

Χωρίζουμε το έδαφος κάτω από το πέδιλο σε στρώματα πάχους $H_i = 2,05\text{m}$.



Σχ. 2.39.

Στρώμα I: Τάσεις στο μέσο του στρώματος.
 σαρχ $\iota = (1,3 + 1,025)1,91 = 4,44 \text{ t/m}^2$

Οι τάσεις $\Delta\sigma$ βρίσκονται με την θεωρία του Boussinesque κάτω από το μέσο του τετραγώνου ομοιόμορφου φορτίσεως $14,79 \text{ t/m}^2$ σε βάθος $r = 1,025 \text{ m}$ από το αντίστοιχο νομογράφημα.

Δηλαδή $r/b = 1,025/1,3 = 0,79 \cdot 14,79 = 11,832 \text{ t/m}^2$

$$a/b = 1, \quad \iota = 2$$

και $\Delta H_1 = H_1 \cdot C_1 / (1 + 1,0 \cdot \log \text{σαρχ} + \Delta\sigma_1 / \text{σαρχ}) = 2,05 \cdot 0,24 / (1 + 0,8 \cdot \log 4,44 + 11,832 / 4,44)$
 $\Delta H_1 = 0,1512 \text{ m}$

Στρώμα II: $\text{σαρχ}_2 = (1,3 + 2,05 + 1,025)1,91 = 8,35 \text{ t/m}^2$
 $\Delta\sigma$ σε βάθος $1,025 + 2,05 = 3,075 \text{ m}$

$$r/b = 3,075/1,3 = 2,36 \quad a/b = 1, \quad \iota = 0,065$$

$$\Delta\sigma_2 = 4 \cdot 0,005 \cdot 14,79 = 3,84 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta H_2 = 2,05 \cdot 0,24 / (1 + 0,8 \cdot \log 8,35 + 3,84 / 8,35) = 0,045 \text{ m}$$

Ομοίως για στρώματα III και IV: $\Delta H_3 = 0,015 \text{ m}$

Και $\Delta H_4 = 0,005 \text{ m}$ αντίστοιχα.

Ολική καθίζηση: $\Delta H_{\text{ολ}} = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4 =$
 $= 15,12 + 4,5 + 1,5 + 0,5 = 21,62 \text{ cm}$ για $\sigma = 100 / (2,6 \cdot 2,6) = 14,79 \text{ t/m}^2$

ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ

Πολλές φορές η θεμελίωση κατακόρυφων στοιχείων ενός κτιριακού έργου με μεμονωμένα πέδιλα καθίσταται

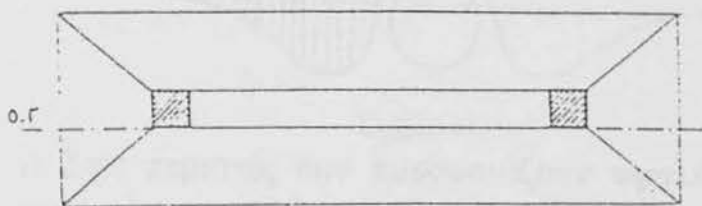
προβληματική για λόγους που έχουν σχέση είτε με το έδαφος θεμελίωσης, είτε με τις επί τόπου συνθήκες. Έτσι π.χ. θεμελίωση μεμονωμένων πέλδων σε ιδιαίτερα συμπιεστό έδαφος, δίνει υψηλές τιμές αναμενόμενων καθιζήσεων, άρα και πιθανότητα οι διαφορικές να υπερβαίνουν τις θεωρούμενες ως ανεκτές. Ανάλογο συμβαίνει για περιπτώσεις θεμελιώσεων υποστυλωμάτων με υψηλά φορτία.

Το πρόβλημα περιπλέκεται περισσότερο, εάν οι αποστάσεις ορισμένων υποστυλωμάτων είναι σχετικά μικρές ή εάν προβλέπεται σειρά υποστυλωμάτων παρά τα όρια ιδιοκτησίας.

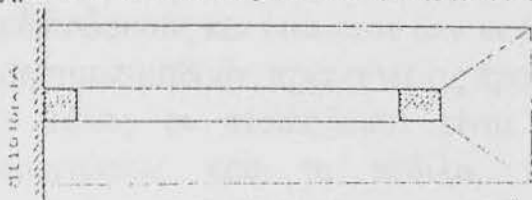
Κατ' αναλογία όταν τα φορτία των υποστυλωμάτων που πρέπει να θεμελιωθούν είναι μεγάλα και η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους μικρή, τότε σχεδιαστικά, θα προκύψουν πέλδια μεγάλης επιφάνειας κατόψεως. Συμβαίνει μάλιστα σε περιπτώσεις πέλδων επί οικοδομικής γραμμής(με επιμήκη μορφή) να τείνουν ν' αλληλεπικαλυφθούν οι επιφάνειες δύο γειτονικών πέλδων. Στην περίπτωση αυτή αντί να θεμελιώσουμε κάθε ένα επίμηκες θεμέλιο για δύο ή περισσότερα υποστυλώματα. Το κοινό αυτό θεμέλιο ονομάζεται πεδιλοδοκός.

Την ίδια κατασκευή χρησιμοποιούμε προκειμένου να θεμελιώσουμε ένα γωνιαίο υποστυλώμα ή ένα υποστυλώμα που βρίσκεται κοντά σε μεσοτοιχία. Συγκεκριμένα όταν τα φορτία υποστυλώματος δεν είναι δυνατόν να μεταβιβαστούν στο έδαφος με αντίστοιχο πέδιλο, που να έχει διαμορφωθεί με τις επιτρεπόμενες προεξοχές τότε κατασκευάζουμε κοινό θεμέλιο αυτού και ενός άλλου.

Η κατασκευή μιας πεδιλοδοκού, μπορεί να γίνει και για θεμελίωση περισσότερων των δύο υποστυλωμάτων(δηλαδή τριών, τεσσάρων κ.ο.κ) αρκεί τα υποστυλώματα αυτά να βρίσκονται στην ίδια ευθεία.



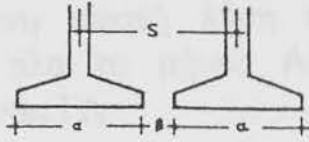
Σχήμα 2.40. Πεδιλοδοκός επί οικοδομικής γραμμής.



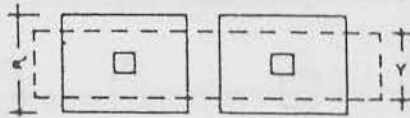
Σχήμα 2.41. Πεδιλοδοκός κάθετη προς μεσοτοιχία.

Οι πεδιλοδοκοί είναι προτιμότερες από τα πέδιλα στις εξής περιπτώσεις:

α) Όταν είναι οικονομικότερες από τα πέδιλα. Αυτό συμβαίνει όταν τα πέδιλα είναι μεγάλων διαστάσεων και καταλαμβάνουν όλο σχεδόν τον χώρο ανάμεσα στα υποστυλώματα. Μπορούμε να δεχθούμε σαν κανόνα ότι αυτό συμβαίνει όταν έχουμε: $\beta < 0,2 \cdot 5$



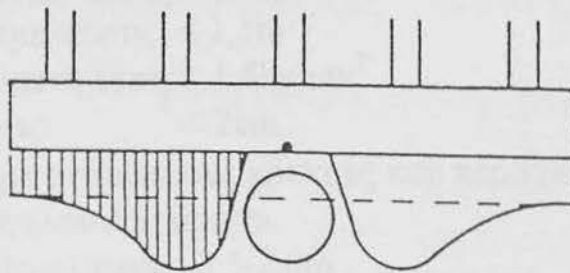
Σχήμα 2.42.



Η οικονομία οφείλεται στην απλοποίηση του ξυλοτύπου και στη μείωση του ολικού οπλισμού, επειδή οι ροπές παραλαμβάνονται από διατομές μεγαλύτερου ύψους.

β) Όταν το έδαφος είναι ανομοιόμορφο ή υπάρχει φόβος να περικλείει παλαιούς τάφους, υπονόμους ή άλλα κενά που η θέση τους δεν είναι γνωστές.

Η πεδιλοδοκός επιτρέπει σ' αυτή την περίπτωση έστω και με υπέρβαση των τάσεων του οπλισμού την μεταφορά των φορτίων από ένα σημείο σε άλλο του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή είναι καλύτερο να συνδέονται μεταξύ τους όσο το δυνατόν περισσότερα υποστυλώματα, γιατί όσο μεγαλύτερο είναι το μήκος της πεδιλοδοκού, τόσο μικρότερη είναι η αύξηση των αρχικών τάσεων του εδάφους και του οπλισμού.



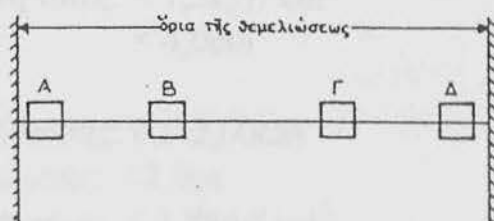
Σχήμα 2.43

γ) Στις περιοχές που παρουσιάζουν υψηλή σεισμικότητα είναι αναγκαία η καλή σύνδεση των πέδινων μεταξύ τους. Στις περιπτώσεις αυτές η καλύτερη σύνδεση πραγματοποιείται με πεδιλοδοκούς και έτσι όταν δεν υπάρχει ειδικός λόγος, για να μην χρησιμοποιηθούν, πρέπει να τις προτιμούμε από τα πέδιλα.

δ) Τέλος οι πεδιλοδοκοί είναι τελείως υποχρεωτικές στις περιπτώσεις που τα πέδιλα, λόγω της γεωμετρίας της θεμελιώσεως, παρουσιάζουν υπερβολική εκκεντρότητα.

Όταν στην περίμετρο της θεμελίωσης, υπάρχουν υποστρώματα όπως το Α και Δ του σχήματος 2.44 δεν είναι δυνατόν να τοποθετηθούν συμμετρικά πέδιλα, γιατί θα έπρεπε να τοποθετηθούν κάτω από τις γειτονικές οικοδομές.

Τα δε έκκεντρα πέδιλα θα έχουν τέτοια μορφή που θα οδηγούσαν σε υπερβολικά μεγάλες τάσεις. Σ' αυτή την περίπτωση η μόνη σωστή λύση είναι η δημιουργία μιας πεδιλοδοκού σε όλο το μήκος ΑΒΓΔ ή απλούστερα δύο πεδιλοδοκών, ΑΒ και ΓΔ.



Σχήμα 2.44

Γενικά οι πεδιλοδοκοί χρησιμοποιούνται σε εδάφη των οποίων η αντοχή θραύσης είναι μικρότερη των $1,8\text{kg/cm}^2$ και οι διαφορικές καθιζήσεις μεταξύ των μεμονωμένων πέδινων θα ξεπερνούσαν τα 2 cm. Αυτό βέβαια αποτελεί έναν εμπειρικό κανόνα που προκύπτει από τις γνώσεις και την πείρα μηχανικών.

Κατά τα παραπάνω και σύμφωνα με τον Γερμανικό κανονισμό DIN 1054 αναφέρουμε μερικά εδάφη στα οποία θα ήταν ωφέλιμο να χρησιμοποιηθούν ως θεμελίωση πεδιλοδοκοί.

- Καθαρή ίλυς(αμμώδης)
- Πλάτος θεμελίωσης: 0,5-2,00m
- Βάθος θεμελίωσης: < 1,5m
- Επιτρεπόμενη τάση:< $1,8\text{kg/cm}^2$
- Καθιζήσεις: < 2cm.
- Έδαφος με ανάμεικτους κόκκους που περιέχει κόκκους με μέγεθος πηλού έως άμμου.
- Πλάτος θεμελίωσης: 0,5-2,0m
- βάθος θεμελίωσης: < 1,5m
- Επιτρεπόμενη τάση: < 1,8m
- Καθιζήσεις: < 3cm
- Αργιλώδης ίλυς
- α) Πλαστική
- Πλάτος θεμελίωσης: 0,5-2,0m
- Βάθος θεμελίωσης: <2,0m
- Επιτρεπόμενη τάση: < $1,8\text{kg/cm}^2$
- Καθιζήσεις: < 4,0cm

β) Ημίσκληρη

- Πλάτος θεμελίωσης: 0,5-2,0m
- Βάθος θεμελίωσης: < 1,0m
- Επιτρεπόμενη τάση: 1,7-2,1 kgf/cm³
- Καθιζήσεις: < 4,0cm

• Άργιλος(πηλός)

α) Πλαστική

- Πλάτος θεμελίωσης: 0,5-2,00cm
- Βάθος θεμελίωσης: < 2,0m
- Επιτρεπόμενη τάση: < 1,5kgf/ cm²
- Καθιζήσεις: < 4,0cm

β) Ημίσκληρη

- Πλάτος θεμελίωσης: 0,5-2,00cm
- Βάθος θεμελίωσης: <1,0m
- Επιτρεπόμενη τάση: < 1,8kgf/ cm²
- Καθιζήσεις: < 4,0cm

Σε περίπτωση ουσιαστικής αμοιβαίας αλληλεπίδρασης γειτονικών θεμελίων οι τιμές των καθιζήσεων είναι δυνατόν να αυξάνονται.

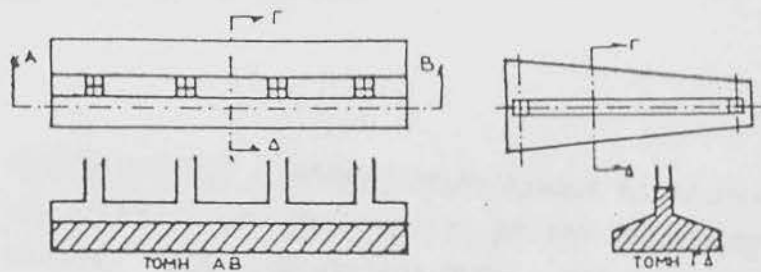
Για πλάτη θεμελίων μεταξύ 2,0 και 5,0m πρέπει να μειωθούν οι τιμές των τάσεων κατά 10%, για κάθε μέτρο πρόσθετου πλάτους θεμελίου.

Επίσης όταν η θεμελίωση γίνεται σε βάθος μεγαλύτερο των 2,00m, η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους, επιτρέπεται να λαμβάνεται αυξημένη κατά το βάρος των χωμάτων, που αντιστοιχούν στο μεγαλύτερο των 2,00m βάθος της θεμελίωσης.

Διαμόρφωση πεδιλοδοκών

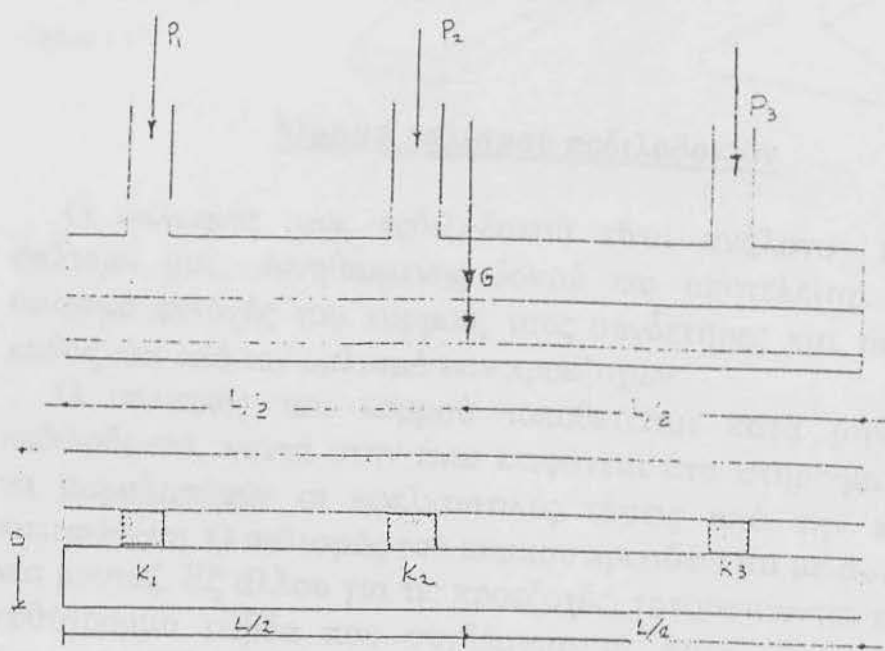
Οι πεδιλοδοκοί συνδέουν ορισμένα ευθυγραμμισμένα υποστυλώματα έτσι που η θεμελίωση τους να γίνεται κοινή. Η πιο συνηθισμένη περίπτωση είναι οι πεδιλοδοκοί δύο υποστυλωμάτων.

Αποτελούνται από μία πλάκα σταθερού ή μεταβλητού πάχους, που η μορφή της σε κάτοψη είναι συνήθως ορθογωνική, αλλά μπορεί να είναι και τραπεζοειδής, και από μία δοκό που συνδέει τα υποστυλώματα και προεκτείνεται πολλές φορές και ως τα όρια της πλάκας.



Σχήμα 2.45

Κατά την διαμόρφωση μιας πεδιλοδοκού επιδιώκεται η κατά το δυνατόν κεντρική φόρτιση της επιφάνειας εδράσεως της πεδιλοδοκού. Γι' αυτό το λόγο προσπαθούμε η συνισταμένη των φορτίων των υποστλωμάτων, που θεμελιώνονται με την πεδιλοδοκό να διέρχεται από το κέντρο βάρους της επιφάνειας εδράσεως της πεδιλοδοκού. Έτσι π.χ. εάν τα υποστλώματα K_1, K_2, K_3 που θεμελιώνονται σε μια πεδιλοδοκό, έχουν αντίστοιχα φορτία P_1, P_2, P_3 , υπολογίζεται κατ' αρχήν η συνισταμένη όλων αυτών των φορτίων, η οποία έχει μέγεθος $R = P_1 + P_2 + P_3$ και θέση που βρίσκεται κατά τα γνωστά από την στατική.



Σχ.2.46.

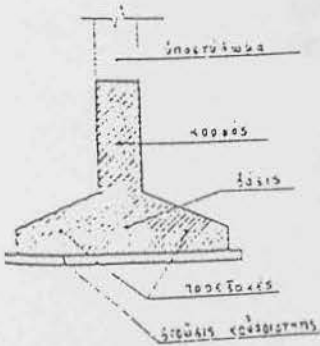
Επομένως το συνολικό φορτίο στην επιφάνεια εδράσεως της πεδιλοδοκού θα είναι $R+G$ όπου G το ίδιο βάρος της πεδιλοδοκού.

Αν λοιπόν είναι $\sigma_{επ}$ η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους και με παραδοχή ομοιόμορφης κατανομής του φορτίου, η απαιτούμενη επιφάνεια F για την έδραση της πεδιλοδοκού θα είναι:

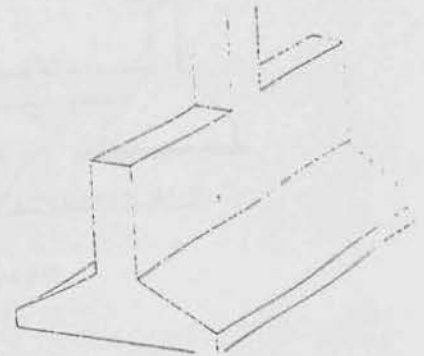
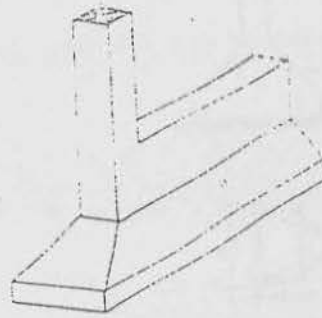
$$F \geq P+G / \sigma_{επ}$$

Έτσι π.χ. στην περίπτωση ορθογωνικής επιφάνειας εδράσεως μιας πεδιλοδοκού εάν είναι L το μήκος και b το

καθαριότητας). Συνήθως επιδιώκουμε το πλάτος του κορμού της πεδιλοδοκού να είναι ίσο με την αντίστοιχη παράλληλη πλευρά των υποστυλωμάτων που στηρίζονται στην πεδιλοδοκό και τουλάχιστον ίσο προς την μεγαλύτερη από τις παράλληλες αυτές πλευρές. Το άκρο μίας πεδιλοδοκού είτε κατασκευάζεται με απλή κεκλιμένη προεξοχή (περιπτώσεις μικρού μήκους προβόλου πέρα των ακραίων υποστυλωμάτων, όπως στο σχήμα.



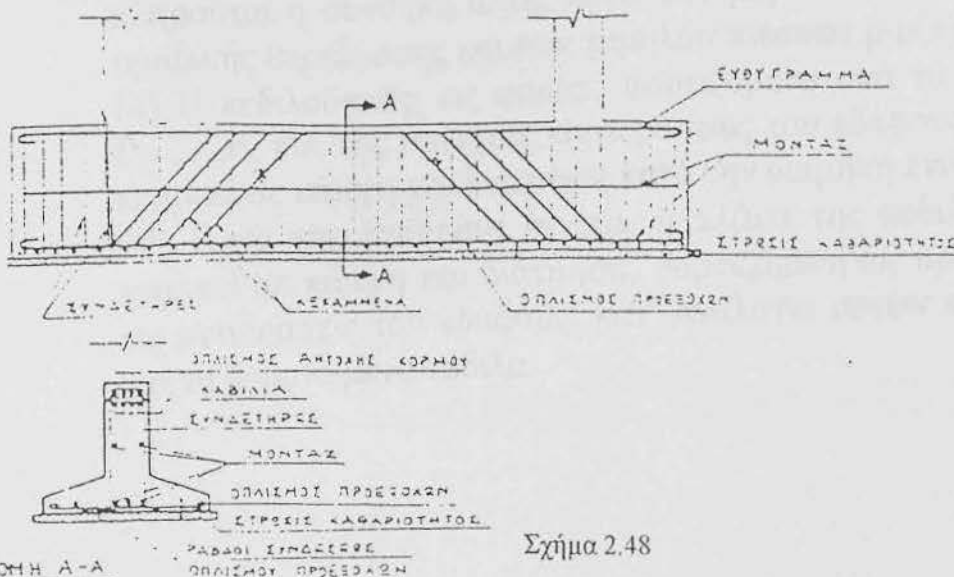
Σχήμα 2.47



Μορφή οπλισμού πεδιλοδοκών

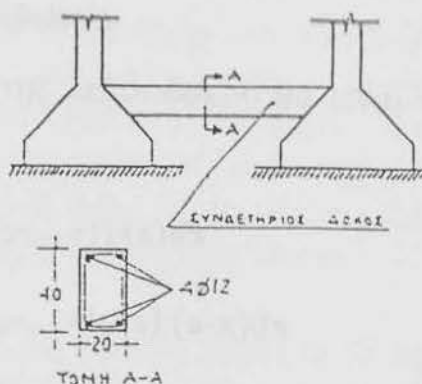
Ο οπλισμός μιας πεδιλοδοκού είναι ανάλογος προς τον οπλισμό μιας συνηθισμένης δοκού και αποτελείται από τον οπλισμό αντοχής του κορμού, τους συνδετήρες και τα μοντάζ, καθώς και από τον οπλισμό των προεξοχών.

Ο οπλισμός του κορμού τοποθετείται κατά μήκος ενός πεδιλοδοκού, κοντά στην άνω επιφάνεια στα στηρίγματα, ώστε να παραληφθούν οι εφελκυστικές τάσεις από την καμπτική καταπόνηση. Ο οπλισμός του κορμού προσδένεται με συνδετήρες και μοντάζ. Εξ άλλου για τις προεξοχές, τοποθετούνται εγκάρσια ευθύγραμμα ράβδα που συνδέονται με κατά μήκος οπλισμό διανομής. Όλα τα στοιχεία αυτά του οπλισμού της πεδιλοδοκού φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.48

Διευκρινίζεται ότι η πεδιλοδοκός δεν έχει σχέση με τον συνδετήριο δοκό, που κατασκευάζεται για την σύνδεση μεμονωμένων πέδινων. Συγκεκριμένα, η συνδετήρια δοκός έχει συνήθως διαστάσεις 20/40, οπλίζεται με τέσσερις ευθύγραμμες ράβδους $\varnothing 12$ και κατασκευάζεται όχι για την στήριξη κατακόρυφων φορτίων δυνάμεων από το ένα πέδιλο στο άλλο, όπως απαιτείται μερικές φορές στις αντισεισμικές κατασκευές.



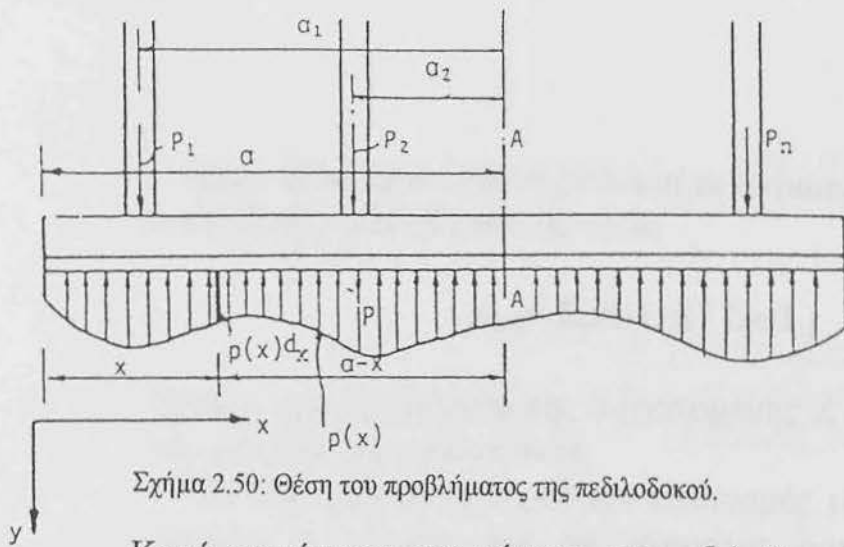
Σχήμα 2.49. συνδετήριος δοκός σε πέδιλα.

ΜΕΛΕΤΗ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΩΝ

Το γενικότερο πρόβλημα της θεμελίωσης με πεδιλοδοκό, τίθεται ως εξής:

Η πεδιλοδοκός του επόμενου σχήματος φέρει από την ανωδομή τα φορτία P_1, P_2, \dots, P_n και δέχεται τις αντιδράσεις από το έδαφος, οι οποίες γενικώς δεν είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες. Εάν είναι γνωστή η συνάρτηση κατανομής των αντιδράσεων $\rho = \rho(x)$ από το έδαφος πρέπει:

- I) Οι απόλυτες και διαφορικές καθιζήσεις που προκύπτουν από τις εδαφικές αντιδράσεις $\rho = \rho(x)$ να είναι ανεκτές.
- II) Να υπάρχει ασφάλεια έναντι θραύσεως του εδάφους. Γενικώς πληρούται η συνθήκη αυτή, λόγω των μεγάλων διαστάσεων της ομαδικής θεμελίωσης και των χαμηλών πιέσεων $\rho = \rho(x)$.
- iii) Η πεδιλοδοκός, ως φορέας φορτιζόμενη από τα φορτία P_1, P_2, \dots, P_n και της συνεχούς αντιδράσεως του εδάφους $\rho = \rho(x)$ να επαρκεί σε κάμψη και διάτμηση κατά την διαμήκη έννοια.
- IV) Κατά την εγκάρσια έννοια, η πλάκα της πεδιλοδοκού να επαρκεί σε κάμψη και διάτμηση, φορτιζόμενη ως πρόβολος από τις αντιδράσεις του εδάφους, κατ' αναλογία αυτών που ισχύουν για τα μεμονωμένα πέδιλα.



Σχήμα 2.50: Θέση του προβλήματος της πεδιλοδοκού.

Κατά την έννοια του μήκους της πεδιλοδοκού θα είναι για την τομή A-A.

$$Q_p = -P_1 - P_2 - \dots + \int p(x) dx$$

$$M_p = -P_1 \alpha_1 - P_2 \alpha_2 - \dots + \int p(x) (a-x) dx$$

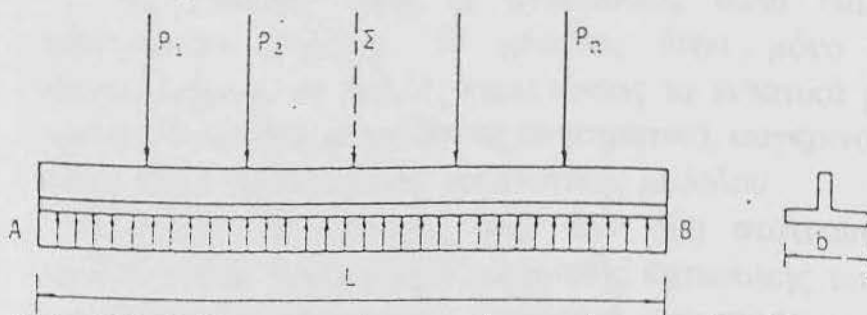
Οι προσπάθειες των ερευνητών έχουν κατευθυνθεί στο καθορισμό της συναρτήσεως $p = p(x)$ της κατανομής δηλαδή κατά μήκος της πεδιλοδοκού των αντιδράσεων του εδάφους, όπως προκύπτουν προφανώς από τις πιέσεις, επαφή και το πλάτος b της πεδιλοδοκού.

Η συνάρτηση $p = p(x)$ εξαρτάται γενικώς:

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

ΑΠΛΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΩΝ

- Η γραμμική κατανομή μπορεί να είναι ορθογωνική, εάν η συνισταμένη Σ των φορτίων P_1, P_2, \dots, P_n της ανωδομής, συμπίπτει με τον άξονα συμμετρίας της πεδιλοδοκού, τραπεζοειδής αν η Σ φορτίζει εκκέντρως κατά την διαμήκη έννοια- την πεδιλοδοκό.



Σχήμα 2.51. Υπόθεση γραμμικής κατανομής των πιέσεων επαφής πεδιλοδοκού.

Στην τελευταία αυτή περίπτωση οι ακραίες τάσεις στα σημεία Α και Β της πεδιλοδοκού θα είναι:

$$\rho_{A,B} = \Sigma p/b \cdot L \cdot (1 \pm Ge/L)$$

όπου e η εκκεντρότητα της συνισταμένης Z ως προς τον άξονα συμμετρίας της πεδιλοδοκού.

Με την παραπάνω παραδοχή κατανομής των πιέσεων ρ είναι ευχερής η χάραξη του διαγράμματος ροπών κάμψεως και τεμνουσών δυνάμεων της πεδιλοδοκού και ο βάσει αυτών των διαγραμμάτων, στατικός έλεγχος των διαστάσεών της.

Οι σχετικές μέθοδοι, διαχωρίζονται αναλόγως του στατικού πλέον τύπου που θα γίνει δεκτός για την πεδιλοδοκό:

α) Μέθοδος ισοστατική

Η πεδιλοδοκός υπολογίζεται ως στερεό σώμα κατά τις αρχές της γραφοστατικής με απλή εφαρμογή των εξισώσεων Q , M , για τα φορτία της ανωδομής P_1 έως P_n και τις γραμμικές κατανεμημένες πιέσεις $\rho(x)$ που προσδιορίζονται από τις ακραίες τάσεις:

$$\rho_A = \bar{\rho}_A \cdot b, \quad \rho_B = \bar{\rho}_B \cdot b$$

β) Μέθοδος υπερστατική

Η πεδιλοδοκός υπολογίζεται ως φορέας υπερστατικός επί ακλόνητων στηριγμάτων που συμπίπτουν με τις θέσεις επιβολής των συγκεντρωμένων φορτίων P_1, P_2, \dots, P_n , υπό το γραμμικό διάγραμμα κατανομής των τάσεων κατά τα ανωτέρω. Η πεδιλοδοκός μπορεί να επιλυθεί με μια από τις γνωστές μεθόδους της στατικής, κατά Clapeyron ή με την μέθοδο επικόμβιων παραμορφώσεων, ή προσεγγιστικά κατά Cross. Από την παραπάνω επίλυση, προκύπτουν αντιδράσεις κατά τις στηρίξεις $1, 2, \dots, n, \dots, P_1, P_2, \dots, P_n$, που θα έπρεπε να συμπίπτουν με τα εξωτερικώς επιβεβλημένα συγκεντρωμένα φορτία P_1, P_2, \dots, P_n . Γενικώς όμως οι αντιδράσεις είναι διάφορες των εξωτερικών φορτίων. Η μέθοδος δίνει μόνο ενδεικτικά αποτελέσματα, σε πολλές περιπτώσεις τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν είναι επικινδύνως συντηρητικά, συγκρινόμενα με τα αντίστοιχα της λεγόμενης ισοστατικής μεθόδου.

Ασχέτως της επιλογής μιας των δύο στατικών μεθόδων υπολογισμού, η παραδοχή γραμμικής κατανομής των πιέσεων, πλησιάζει την πραγματική κατανομή των πιέσεων $\rho = \rho(x)$ για άκαμπτη πεδιλοδοκό και μικρό πάχος συμπίεσεων στρώματος, πάνω στο οποίο εδράζεται. Όσο περισσότερο άκαμπτη είναι η

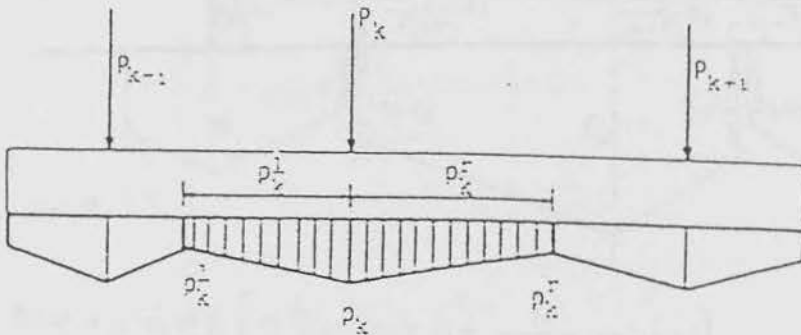
πεδιλοδοκός και όσο το πάχος του συμπιεστού στρώματος είναι μικρότερο, τόσο η κατανομή των πιέσεων επαφής τείνει προς την γραμμική.

Κατανομή υπό μορφή διπλών τραπέζιων

Η μορφή των γραμμικώς κατανεμημένων εδαφικών αντιδράσεων, προερχομένων από τις πιέσεις επαφής είναι διπλά τραπέζια.

Το εμβαδόν του γραμμοσκιασμένου διπλού τραπέζιου υπό το φορτίο P_k επί το αντίστοιχο πλάτος b της πεδιλοδοκού, λαμβάνεται ίσο με ρ_k . Οι πιέσεις ρ_k^l , ρ_k , ρ_k^r ως και τα μήκη l_k^l , l_k^r λαμβάνονται κατ' εκτίμηση από τον παραπάνω περιορισμό.

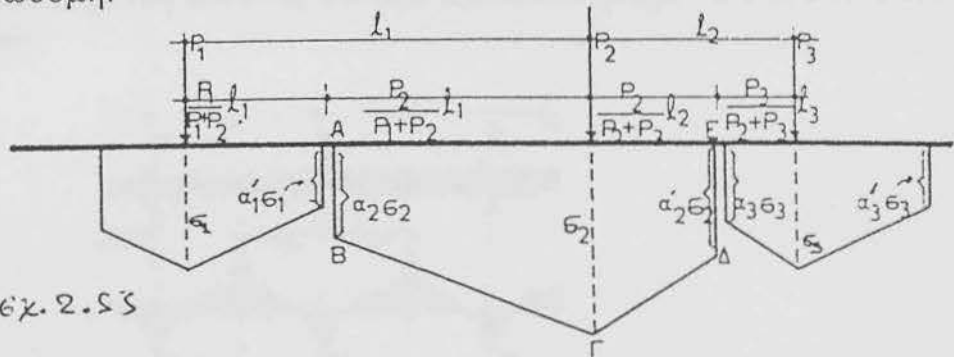
Η παραπάνω παραδοχή κατανομής των πιέσεων αναφέρεται σε μάλλον εύκαμπτη πεδιλοδοκό.



Σχήμα 2.52. Κατανομή των πιέσεων επαφής κατά διπλά τραπέζια.

ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΘΕΜΕΛΙΟΔΟΚΟΥ ΜΕ ΤΗΝ
ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟ ΕΥΚΑΜΠΤΗΣ
ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ

Τεχνική της μεθόδου ελαστοπλαστικής διανομής, με την βοήθεια διαγράμματος (χονδροειδούς μάλλον προσεγγίσεως). Προσδιορίζουμε κατανομή εδαφικών τάσεων κάτω από τα υποστυλώματα, μορφής διπλού τραπεζιού (π.χ ΑΒΓΔΕ) συνολικού εμβαδού ίσου με το αντίστοιχα επικάμβια φορτία (π.χ P_2). Με την βοήθεια αυτής της κατανομής υπολογίζονται τα στατικά μεγέθη M και V . Προϋποτίθεται σχετικώς εύκαμπτη ανωδομή.



Εχ. 2.53

Είναι π.χ. $\sigma_2 = 2: \left[\frac{l_1}{P_1 + P_2} (\alpha_2 + 1) + \frac{l_2}{P_2 + P_3} (\alpha_2' + 1) \right]$

ΤΙΜΕΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ α και α'

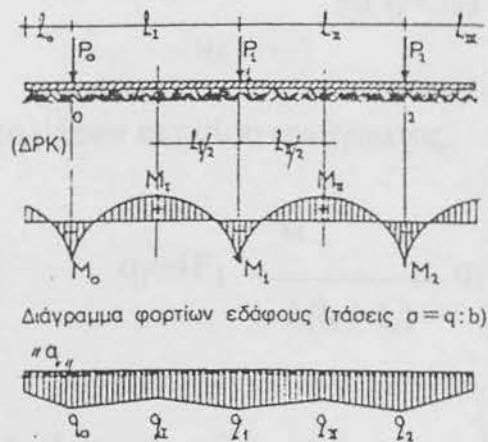
Ανωδομή		Θεμελιοδοκός			
		Σχετικώς άκαμπτη*		Σχετικώς εύκαμπτη	
Ανοίγματα σχετικώς επιμήκη	Εδαφος	• Ασυμπίεστο	0,7	• Ασυμπίεστο	0,2
		• Συμπιεστό	0,8	• Συμπιεστό	0,4
		• Λίαν συμπιεστό	1,0	• Λίαν συμπιεστό	0,7
Ανοίγματα σχετικώς μικρά	Εδαφος	• Ασυμπίεστο	0,8	• Ασυμπίεστο	0,5
		• Συμπιεστό	0,9	• Συμπιεστό	0,6
		• Λίαν συμπιεστό	1,0	• Λίαν συμπιεστό	0,8

* Όταν το μέγιστο βέλος της είναι μικρότερο του 1/10 της συνολικής καθίζσεως.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

Μετά την χάραξη του ΔΡΚ, για μεγαλύτερη ασφάλεια, μετατοπίζουμε την κλείουσα του διαγράμματος κατά $+\max M/3$. Έτσι, για κάθε διατομή θα προσδιορίζονται δύο ροπές κάμψεως έναντι των οποίων θα οπλιστεί η διατομή.

Απλοποιημένη μέθοδος εύκαμπτης κατανομής (De Simone USA 1966).



Σχ. 2.54.

Προϋποθέσεις: α) αριθμός φατνωμάτων > 3

β) Διαφορές μεταξύ P και $I \leq 20\%$

γ) Ο μέσος όρος των ανοιγμάτων να κείται μεταξύ της τιμής $\lambda = \sqrt[4]{Ks b / 4EbJb}$

$Ks = sk$ συντελεστής εδάφους

$K =$ δείκτης εδάφους

$S = (b + 0,3/2b)^2$ για κοκκώδη εδάφη

$N = \Sigma I / b$, $Jb =$ η ροπή αδράνειας του πέδιλου

$E_b =$ το μέτρο ελαστικότητας του σκυρ/τος σε μόνιμες φορτίσεις.

Ροπή ακραίου στηρίγματος (επιλέγεται η μικρότερη τιμή)

$$M_0 = -P_0 / 4\lambda [0,13\lambda l_1 + 1,06\lambda l_0 - 0,50] \quad \text{ή} \quad M_0 = -[4P_0 - q_1 l_1 / 4l_0 + l_1] \cdot l_0^2 / 2$$

Αντίστοιχα φορτία:

$$q = \frac{4P_o + 6M_o/l_o - q_i l_i}{l_o + l_i}, \quad q_o = q = \frac{4P_o - \sigma_i l_i}{4l_o + l_i},$$

$$q = [3M_o / l_o^2 - \sigma_o / 2]$$

Ροπές οποιουδήποτε ενδιάμεσου στηρίγματος:

$$M_1 = P_1 / 4 \lambda \cdot 0,24 \lambda [l_I + l_{ii} / 2 + 0,16]. \text{ Αναλόγως } M_2, M_3.$$

Φορτία οποιουδήποτε ενδιάμεσου στηρίγματος:

$$q_1 = \frac{5P_1}{\frac{1}{2}(l_I + l_{ii})} + \frac{48 M_1}{\frac{1}{4}(l_I + l_{ii})^2}. \text{ Αναλόγως } q_2,$$

$q_3 \dots$

Φορτίο στο μέσον ακραίου ανοίγματος:

$$q_1 = 4P_1 \frac{l_{ii}}{l_I(l_I + l_{ii})} - q_1 \frac{l_I + l_{ii}}{2 l_I}$$

Φορτία στα μέσα των ενδιάμεσων ανοιγμάτων:

$$q_{ii} = \frac{1}{2} (q_{I'I'} + l_{I'I'}), \quad q_{I'I'} = 4P_1 \frac{l_I}{l_{ii}(l_I + l_{ii})} - q_1 \frac{l_I + l_{ii}}{2 l_{ii}}$$

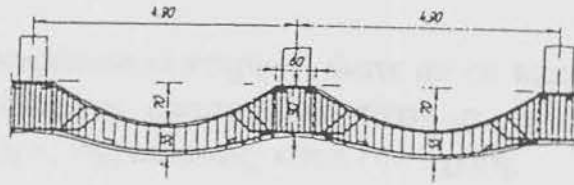
$$q_{I'I'} = 4P_2 \frac{l_{iii}}{l_{ii}(l_{II} + l_{iii})} - q_2 \frac{l_{II} + l_{iii}}{2 l_{II}} \text{ κλπ.}$$

Για ίσα ανοίγματα και φορτία:

$$q_{ii} = 2P/l - q_1 = -3P/l - 48M/l^2 \text{ κ.λ.π. (Μ η ροπή στηρίζεως)}$$

Παρατήρηση: Εάν ο όρος $\lambda \leq 3$, μπορεί η τάση εδάφους να θεωρηθεί ομοιόμορφη για περαιτέρω απλοποίηση των υπολογισμών.

Σημείωση: Είναι δυνατή η χρησιμοποίηση τοξωτών θεμελιοδοκών (σκόπιμη αύξηση αξονικών θλιπτικών δυνάμεων).

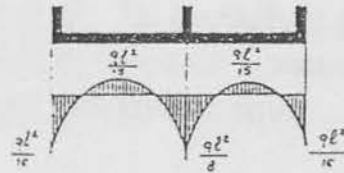


Σχ. 2,55 Παράδειγμα τοξωτής θεμελιοδοκού

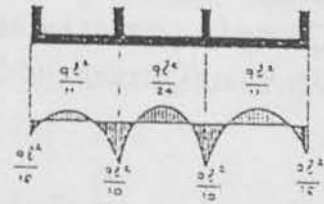
Ισοστατική μέθοδος (λαμβάνει υπόψη εν μέρει τις χρόνιες παραμορφώσεις)

Οι χρόνιες παραμορφώσεις σκυροδέματος και εδάφους μειώνουν τις ροπές στηρίξεως και αυξάνουν τις ροπές ανοιγμάτων. Στις παρακάτω προσεγγιστικές τιμές ροπών ελήφθη υπόψη ομοιόμορφη κατανομή $q = \sigma_{εδ} b = \Sigma P : l_{ολ}$.

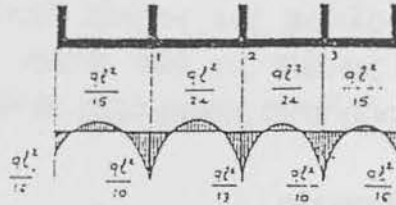
Δοκός 2 ανοιγμάτων



Δοκός 3 ανοιγμάτων



Δοκός 4 ανοιγμάτων



Δοκός περισσotέρων ανοιγμάτων

- Ακρoies στηρίξεις $qL^2/16$
- Πρώτη ενδιάμεση στήριξη $qL^2/10$
- Λοιπές στηρίξεις $qL^2/13$
- Ακρoia ανοιγμάτa $qL^2/15$
- Μεσαία ανοιγμάτa $qL^2/24$

Σχ. 2.56.

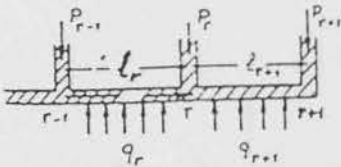
Γαλλικός κανονισμός (A111, B.A. 1960)

Εάν τα στηρίγματα μπορούν να θεωρηθούν ανυποχώρητα, οι ροπές για κάθε στήριξη υπολογίζονται μόνο μέσω των φορτίσεων των δύο γειτονικών ανοιγμάτων, όπως παρακάτω:

Για τα l_r είναι: $l'_r + 1$ για απλή έδραση στο $r+1$

$l'_r = 0,8 \cdot l_r$ για συνέχεια στην έδραση r

$$M_r = \frac{q_r l'_r{}^3 + q_{r+1} l'_{r+1}{}^3 + P_{r-1} + P_r}{8,5(l'_r + l'_{r+1})}, \quad q_r = \frac{P_{r-1} + P_r}{2 l_r}$$



Μέθοδοι βάσει εδαφικού προσομοιώματος κατά Winkler
Θέση του προβλήματος

Κατά το προσομοίωμα ελατηριωτού ή ιδεώδους εδάφους κατά Winkler το έδαφος εξομειώνεται με άπειρο πλήθος ανεξαρτήτων

κατακορύφων ελατηρίων, ώστε αν σε κάποιο σημείο της επιφανείας του εδάφους εφαρμοσθεί πίεση p , η υποχώρηση $s=y$ να είναι ανάλογος της πίεσεως, κατά την σχέση:

$$P=C+y,$$

Όπου $C=k$ δείκτης εδάφους με φυσικές διαστάσεις kg/cm^3 ή t/m^3 ή KN/m^3 .

Η παραδοχή των ανεξαρτήτων καθιζήσεων κάθε σημείου της επιφανείας του εδάφους, ισοδυναμεί με την υπόθεση της μη μεταδόσεως διατμητικών τάσεων από σημείο σε σημείο και είναι στις περισσότερες περιπτώσεις ανακριβής. Παρ' όλα αυτά η ανωτέρω θεώρηση έτυχε και εξακολουθεί να έχει ευρύτατη εφαρμογή σε συναφή προβλήματα, διότι οδηγεί σε λύσεις κλειστές μαθηματικώς και υπό προϋποθέσεις δεν απέχει πολύ της πραγματικότητας. Σε ορισμένες μάλιστα περιπτώσεις πλησιάζει την πραγματικότητα, όπως σε ιλυοαμμώδη εδάφη, φορτιζόμενα πλησίον της ελεύθερης επιφανείας τους.

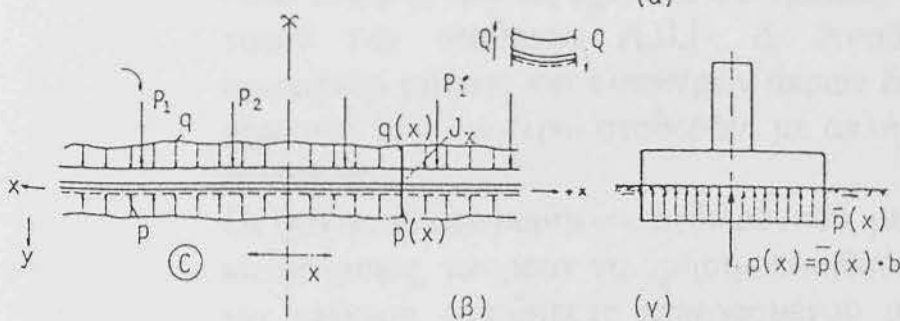
Η πεδιλοδοκός του Σχήματος 2.57 φορτίζεται από τα φορτία ανωδομής P_1 , ως και από συνεχές, κατανεμημένο φορτίο εκ των άνω, $q=q(x)$. Κατά πλάτος της πεδιλοδοκού ας υποτεθεί ομοιόμορφη κατανομή, οπότε από τις πιέσεις επαφής $p(x)$, σε κάθε θέση x , προκύπτουν οι κατά μήκος αντιδράσεις:

$$p(x)=p(x) \cdot b$$

όπου b το πλάτος της πεδιλοδοκού.

Με τη συμβατική παραδοχή, θετικές να θεωρούνται οι ροπές κάμψεως M και οι τέμνουσες δυνάμεις κατά το Σχ. 2.57 α, η εξίσωση της ελαστικής γραμμής της πεδιλοδοκού κατά τα γνωστά εκ της Μηχανικής, γράφεται:

$$E_b \cdot J_x \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = -M_x$$



Σχ. 2.57. Πεδιλοδοκός επί ιδεώδους εδάφους κατά Winkler.

Είναι όμως: $dm_x/dx=Q_x$ και $dQ_x/dx=-[(q(x)-p(x))$.

Κατά την παραδοχή του ιδεώδους εδάφους, θα είναι: $p(x)=C \cdot b \cdot y$.

Θα είναι άρα κατά τα ανωτέρω:

$$E_b \cdot J_x \cdot d^4y/dx^4 = q(x) - C \cdot b \cdot y$$

Η σχέση είναι η διαφορική εξίσωση της ελαστικής γραμμής στη γενική περίπτωση απειρομήκους πεδילוδοκού, μεταβλητής ροπής αδρανείας, φορτιζόμενης δια συνεχούς φορτίου, καθώς και δια μεμονωμένων δυνάμεων.

Εάν ειδικότερα η ροπή αδρανείας J_x είναι σταθερά, δηλ. $J_x=J$ και η πεδילוδοκός φορτίζεται μόνο δια συγκεντρωμένων φορτίων, η διαφορική εξίσωση απλουστεύεται:

$$E_b \cdot J \cdot d^4y/dx^4 = -C \cdot b \cdot y$$

Εάν τεθεί:

$$C \cdot b / 4 \cdot E_b \cdot J = \beta^4$$

Η γενική λύση της διαφορικής εξίσωσης είναι:

$$y = e^{\beta x} \cdot (A \cdot \cosh \beta x + B \cdot \sinh \beta x) + e^{-\beta x} \cdot (C \cdot \cosh \beta x + D + \eta \sinh \beta x)$$

Ο συντελεστής β κατά τη σχέση, όπως φαίνεται και από την σχέση επηρεάζει τη λύση της διαφορικής εξίσωσης, η φυσική του δε διάσταση είναι αντίστροφο μήκους. Το ιδεατό μήκος L_e κατά την ακόλουθη εξίσωση 5.20 ονομάζεται ελαστικό μήκος:

$$1/\beta = L_e$$

Οι σταθερές A, B, C, D προσδιορίζονται από τις συνοριακές συνθήκες κάθε ειδικότερης περιπτώσεως.

Για πεπερασμένου μήκους πεδילוδοκό, σε περιπτώσεις δεσμεύσεως των παραμορφώσεων κατά τα άκρα (π.χ αμφιαρθρωτή πεδילוδοκό), είναι ευχερές από τις σχετικές συνοριακές συνθήκες η εξαγωγή των τιμών των σταθερών A, B, C, D . Αντιθέτως σε πεδילוδοκούς ορισμένου μήκους και ελευθέρων άκρων δεν είναι δυνατή η άμεση εξαγωγή των ανωτέρω σταθερών, με απλή χρήση των συνοριακών συνθηκών.

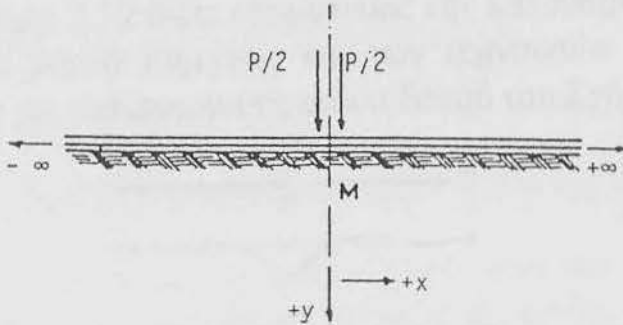
Οι επιλύσεις απειρομήκους πεδילוδοκού, με συγκεκριμένες φορτικές καταστάσεις, μπορούν να χρησιμοποιηθούν με μέθοδο επαλληλίας για επίλυση οιοσδήποτε πεπερασμένου μήκους πεδילוδοκού. Σε ορισμένες περιπτώσεις πολύ εύκαμπτης πεδילוδοκού οι επιλύσεις

της απειρομήκους πεδιλοδοκού, μπορούν να έχουν άμεση εφαρμογή, προσεγγιστικώς βέβαια.

Απειρομήκης πεδιλοδοκός

Συγκεντρωμένο φορτίο επί απειρομήκους πεδιλοδοκού

Η απειρομήκης πεδιλοδοκός του Σχ. 2.58 φορτίζεται από συγκεντρωμένο φορτίο P , στο σημείο M , που θεωρείται και αρχή των αξόνων.



Σχήμα 2.58. Απειρομήκης πεδιλοδοκός με συγκεντρωμένο φορτίο.

Ας θεωρηθεί το φορτίο P , χωριζόμενο σε δύο ίσα φορτία και ας εξετασθεί μόνο το ένα τμήμα της πεδιλοδοκού, π.χ. το δεξιό, επί του οποίου εφαρμόζεται δύναμη $P/2$.

Οριακές συνθήκες του προβλήματος είναι οι εξής:

I) Δια $x \rightarrow \infty$, $y \rightarrow 0$. Άρα εκ της σχέσεως της γενικής λύση $\Delta.E$, προκύπτει $A=B=0$.

II) Δια $x=0$, $y=0$, λόγω συμμετρίας. Άρα $\Gamma=\Delta$.

Με τους συμβολισμούς:

$$\begin{aligned} e^{-\beta x}(\sigma \nu \beta x + \eta \mu \beta x) &= \zeta_1 \\ e^{-\beta x}(\sigma \nu \beta x - \eta \mu \beta x) &= -\zeta_2 \\ e^{-\beta x}(\sigma \nu \beta x) &= \zeta_3 \\ e^{-\beta x} \eta \mu \beta x &= \zeta_4 \end{aligned}$$

Θα ισχύουν οι σχέσεις:

$$\begin{aligned} y &= \Gamma \cdot \zeta_1, y' = -2 \cdot \Gamma \cdot \beta \cdot \zeta_4, y'' = +2 \cdot \Gamma \cdot \beta^2 \cdot \zeta_2 \\ y''' &= 4 \cdot \Gamma \cdot \beta^3 \cdot \zeta_3 \end{aligned}$$

Για $x=0$ (σημείο M): $Q = -(P/2) \zeta_3 = 1$.

Επειδή δε: $Q = dM/dx = -E_b \cdot J \cdot y'''$, προκύπτει: $\Gamma = P \cdot \beta / 2 \cdot C \cdot b$

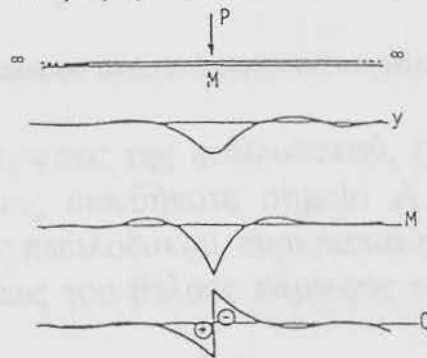
Άρα:

$$\begin{aligned} M &= -E \cdot J \cdot y'' = -P/4 \cdot \beta \cdot \zeta_2 \\ Q &= -E \cdot J \cdot y''' = -P/2 \cdot \zeta_3 \\ y &= P \cdot \beta / 2 \cdot C \cdot b \cdot \zeta_1 \end{aligned}$$

Για δεδομένες αριθμητικές τιμές των μεγεθών C, b, E, J , υπολογίζεται η αριθμητική τιμή της σταθεράς β , εξ αυτής δεν εν συνεχεία και οι τιμές των $\zeta_1 \zeta_2 \zeta_3 \zeta_4$ για κάθε σημείο της πεδιλοδοκού με τετμημένη x .

Ο υπολογισμός ευκολύνεται δια της χρήσεως πινάκων των τιμών $\zeta_1 \zeta_2 \zeta_3 \zeta_4$ για διάφορες τιμές του αριθμού βx (διαστάσεις $\beta=1/\mu\lambda\kappa\omicron\varsigma$).

Το σχήμα 2.59 δίδει σχηματικώς την κατανομή των υποχωρήσεων y , των ροπών κάμψεως και των τεμνουσών δυνάμεων, κατά το μήκος της απειρομήκου πεδιλοδοκού του Σχήματος 2.58.



Σχήμα 2.58. σχηματική κατανομή των υποχωρήσεων, των ροπών κάμψεως και των τεμνουσών, κατά μήκος απειρομήκου πεδιλοδοκού με συγκεντρωμένο φορτίο, επί εδάφους Winkler.

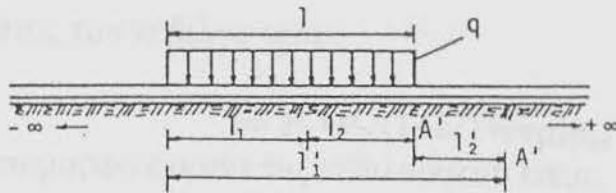
Πίνακας 2.8. Τιμές των $\zeta_1 \zeta_2 \zeta_3 \zeta_4$ συναρτήσει του βx για τον υπολογισμό απειρομήκου πεδιλοδοκού.

βx	ζ_1	ζ_2	ζ_3	ζ_4	βx	ζ_1	ζ_2	ζ_3	ζ_4
0.0	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	3.6	-0.03659	-0.01241	-0.0245	-0.01209
0.1	0.9907	0.8100	0.9004	0.0903	3.7	-0.03407	-0.00767	-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	-0.01197	-0.01386
0.5	0.8251	0.2415	0.5323	0.2908	4.1	-0.02305	-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	-0.00280	-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	0.3056	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	0.2625	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	0.2225	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	0.1610	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	0.00159	0.00307	0.0024	-0.00069
2.5	-0.0166	-0.1149	-0.0658	0.0491	6.1	0.00180	0.00251	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	0.00287	6.7	0.00162	0.00063	0.0012	0.00050
3.2	-0.04307	-0.03831	-0.0407	0.00239	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					

Ο πίνακας 2.8 δίδει τις αριθμητικές τιμές των $\zeta_1 \zeta_2 \zeta_3 \zeta_4$ για διάφορες τιμές του αδιάστατου αριθμού $\beta \cdot x$

Ομοιόμορφη φόρτιση επί τμήματος απειρομήκους πεδילוδοκού

Η απειρομήκης πεδילוδοκός του Σχήματος 5.39 δέχεται ομοιομόρφως κατανεμημένο φορτίο επί μήκους l .



Σχήμα 2.60: Ομοιόμορφο τμηματικό φορτίο επί απειρομήκους πεδילוδοκού.

Το βέλος κάμψεως της πεδילוδοκού, άρα και η υποχώρηση του εδάφους y εις οιονδήποτε σημείο A εντός του φορτιζόμενου τμήματος της πεδילוδοκού, ευρίσκεται ευχερώς δι' ολοκληρώσεως της εκφράσεως του βέλους κάμψεως για μεμονωμένο φορτίο dP προκύπτει:

$$y_A = q/2 \cdot C \cdot (2 \cdot e^{-\beta l_1} \cdot \sigma \nu \nu \beta l_1 - e^{-\beta l_2} \cdot \sigma \nu \nu \beta l_2) \quad (5.24\alpha)$$

Εάν το σημείο ευρίσκεται εκτός της φορτιζόμενης περιοχής, όπως το A η έκφραση της υποχωρήσεως y γίνεται:

$$y_A = q/2 \cdot C \cdot (2 \cdot e^{-\beta l_2} \cdot \sigma \nu \nu \beta l_2 - e^{-\beta l_1} \cdot \sigma \nu \nu \beta l_1) \quad (5.24\beta)$$

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΥ

A. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗ

Να μελετηθεί πεδילוδοκός που να θεμελιώνει δύο υποστυλώματα με φορτία:

$$P_1 = 40t, P_2 = 60t, b = 30cm, b_2 = 40cm$$

$$l = 5,0m$$

$$\sigma_{\epsilon\pi} = 20t/m^2$$

$$B160/StI$$

Στον υπολογισμό με σκοπό να επιτύχουμε απλότητα και οικονομία, τόσο στον ίδιο τον υπολογισμό, όσο και στην κατασκευή, επιδιώκουμε να δίδεται μήκος προβόλου προς την πλευρά του μεγαλύτερου φορτίου, ώστε το σημείο εφαρμογής της

συνισταμένης να συμπίπτει με το γεωμετρικό κέντρο της επιφάνειας εδράσεως, δηλαδή:

$$l + b/2 - P \cdot l / (P_1 + P_2) = P \cdot l / (P_1 + P_2) + l \pi \rho.$$

$$\text{ή}$$

$$l \pi \rho = l + b/2 - 2 P \cdot l / (P_1 + P_2)$$

το πλάτος του πέδιλου είναι:

$$b = P_1 + P_2 / (1 + b/2 + l \pi \rho) \sigma_{\text{επ}}$$

το ομοιόμορφο φορτίο της πεδιλοδοκού είναι:

$$P = b \cdot \sigma_{\text{επ}}$$

Με το φορτίο αυτό υπολογίζονται τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης.

Με τα συγκεκριμένα δεδομένα έχουμε:

$$P_1 + P_2 = 100 \text{t}, \quad l \pi \rho = 3 + 0,3/2 - 2,40 \cdot 3/100 = 0,75 \text{m}$$

Ολικό μήκος: $l_{\text{ολ}} = 0,3/2 + 3 + 0,75 = 3,9 \text{m}$

$$P = 100/3,9 = 25,64 \text{t/μ}$$

$$Q_A = -0,1 \cdot 25,64 = -3,85 \text{t}$$

$$Q_A = 40 - 3,85 = 36,15 \text{t}$$

$$Q_B = 36,15 - 3 \cdot 25,64 = -40,77 \text{t}$$

$$Q_B = 60 - 40,77 = 19,23 \text{t}$$

$$M_{AB} = - \frac{36,15^2 - 3,85^2}{2 \cdot 25,64} = -25,2 \text{tm}$$

$$M_B = \frac{19,23}{2 \cdot 25,64} = 7,21 \text{tm}$$

$$M_{B\text{παρ}} = \frac{(0,75 - 2)^2 \cdot 25,64}{2} = 3,9 \text{tm}$$

Εκλέγεται $b_0 = 40 \text{cm}$ και καθορίζεται ύψος της πεδιλοδοκού $d = 1,0 \text{m}$.

a) Οπλισμός δοκού

άνοιγμα: $M = 25,2 \text{ tm}$, $\sigma_0 < 30 \text{ kg/cm}^2$
 $Fe = 20,6 \text{ m}^2$, $\rightarrow 7 \text{ } \varnothing 20$ (κάμπτονται 4 $\varnothing 20$)

στήριγμα: $M = 3,9 \text{ tm}$ $Fe = 3,10 \text{ cm}^2$
 υπάρχουν 4 $\varnothing 20$ ($12,6 \text{ cm}^2$)

b) Διάτμηση: $\Gamma = \frac{40 \cdot 77 \cdot 103}{0,87 \cdot 40 \cdot 97} = 12 \text{ kg/cm}^2$

συνδετήρες $\varnothing 10$ διάτμητοι $\Gamma_{\text{συν}} = 3,0 \text{ kg/cm}^2$

απόσταση συνδετήρων: $e = \frac{2Fe \cdot \sigma_e}{b_0 \Gamma_{\text{συν}}} = \frac{1,58 \cdot 1 \cdot 400}{40 \cdot 3} = 18 \text{ cm}$

$Fe_{\text{καμ}} = \frac{40(11,95-3) \cdot 40,77/25,64 \cdot 11,95-3/2 \cdot 11,95}{1400\sqrt{2}} = 10,77 \text{ cm}^2$

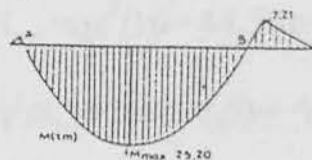
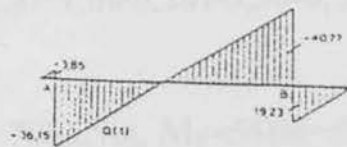
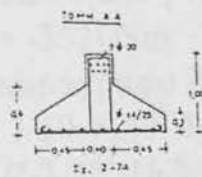
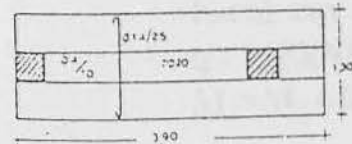
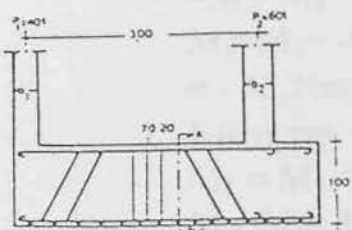
υπάρχουν 4 $\varnothing 20$

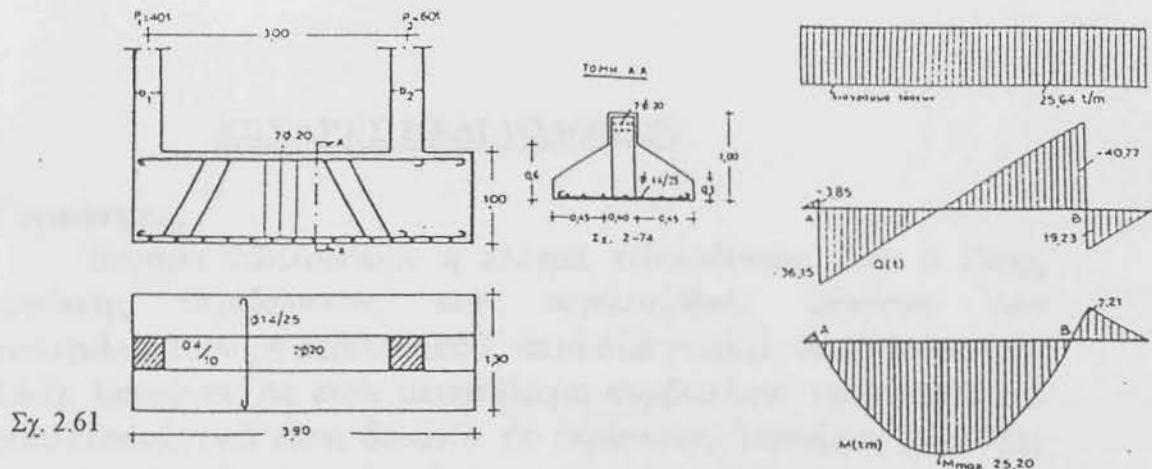
γ) Πλάκα: $b = 25,64/20 = 1,28 \text{ m}$

εκλέγεται: $b = 1,3 \text{ m}$ $d = 50 \text{ cm}$
 $\sigma_{εδ} = 25,64/1,3 = 19,72 \text{ t/m}^2$

$M_{\text{παρ}} = \frac{(1,3-0,4)2 \cdot 19,72}{2,4} = 1,99 \text{ tm}$

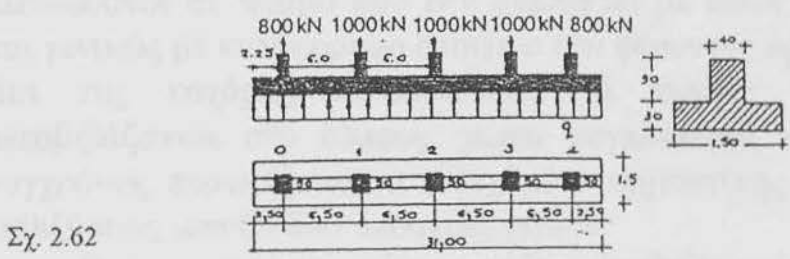
$Fe = 3,2 \text{ cm}^2$, $\varnothing 14/25$





Σχ. 2.61

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗ ($K = 4000 \text{ kN/m}^3$),



Σχ. 2.62

$$\Sigma P + G_{πεδ} = 4600 + 600 = 5200 \text{ kN}$$

Μέση τιμή { $q = 5200/31 = 168,0 \text{ kN/m}$

$$\left\{ \begin{aligned} & 5200 \\ & \sigma_{εδ} = \frac{5200}{1,50 \times 31,00 \times 10 \times 10^{-2}} = 0,112 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \right.$$

Κατά την παράγραφο 2.4.1. Για αργιλικό έδαφος $b = 1,50 \text{ m}$, $n = 31,00/1,50 = 20,6$.

$$S = 0,68, k_s = 2700 \text{ kN/m}^3, J_b = 0,1 \text{ m}^4$$

$$E_b = 1,50 \cdot 10 \text{ N/mm}^2, \lambda = \sqrt[4]{27 \cdot 1,50/4 \cdot 15,0 \cdot 10^5 \cdot 0,1} = 0,286 \text{ m}^{-1}$$

Έλεγχος ισχύος μεθόδου:

$$1,75/0,286 = 6,10 < 6,50 < 3,50/0,286 = 12,20$$

$$M_1 = -100/4 \cdot 0,286 [0,24 \cdot 0,286 \cdot 6,50 + 0,16] = 53,00 \text{ tm} = -530 \text{ kNm} = -M_2 = M_3$$

$$M_0 = M_4 = -80/4 \cdot 0,286 [0,13 \cdot 0,286 \cdot 6,50 + 1,06 \cdot 0,286 \cdot 3,50 - 0,50] = -35,2 \text{ tm} = -352 \text{ kNm}$$

Κατά την παράγραφο 2.4.2.

$$M_1 = M_3 = 1/10 \cdot 6,50^2 \cdot 16,80 = 70 \text{ tm} = 700 \text{ kNm}, M_2 = 55 \text{ tm} = 550 \text{ kNm}$$

$$M_0 = M_4 = 1/2 \cdot 2,25^2 \cdot 16,80 = 425 \text{ kNm} \text{ ή } M_{0,4} = qe^2/16 = 44,5 \text{ tm} = 445 \text{ kNm}$$

Κατά την παράγραφο 2.4.3

$$q \approx 168 \text{ kN/m} \quad M_1 = 2 \cdot 168 (0,8 \cdot 6,5)^3 / 8,50 \cdot 2 (0,8 \cdot 6,5) = 540,0 \text{ kNm}$$

$$M_2 = M_3 = M_1$$

ΕΣΧΑΡΕΣ ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΩΝ

Γενικότητες

Εσχάρα πεδιλοδοκών ή πλέγμα πεδιλοδοκών είναι ο τύπος ομαδικής θεμελίωσης που περιλαμβάνει σύνδεση των υποστυλωμάτων με πεδιλοδοκούς κατά δύο γενικώς διευθύνσεις (σχ. 2.63). Επομένως σε κάθε υποστύλωμα συμβάλλουν κατά κανόνα 2 πεδιλοδοκοί, ενώ είναι δυνατόν σε περίπτωση διατάξεως φέροντος οργανισμού επί υποστυλωμάτων ασύμμετρου διατάξεως, που δεν ακολουθούν κανονικό κάρναβο αξόνων, να συμβάλλουν 2 πεδιλοδοκοί σε κόμβο που δεν συμπίπτει με θέση υποστυλώματος και γενικώς με κατακόρυφο στοιχείο του φέροντος οργανισμού.

Δια της εσχάρας πεδιλοδοκών, τα φορτία της ανωδομής μεταβιβάζονται στο έδαφος, μέσω μεγαλύτερας επιφανείας, ενώ συγχρόνως περιορίζεται το ενδεχόμενο σημαντικής ανομοιόμορφου καθιζήσεως μεταξύ δύο υποστυλωμάτων.

Οι επιτρεπόμενες μέγιστες ολικές καθιζήσεις σύμφωνα με τον πίνακα 2.5 της παραγράφου «καθιζήσεις» κατά την θεμελίωση με εσχάρα πεδιλοδοκών είναι οι ακόλουθες:

α) Όταν πρόκειται για έδαφος κοκκώδες ή έδαφος συνεκτικό με συντελεστή $C_r > 1$.

1. Για άκαμπτο σκελετό με άκαμπτο οργανισμό πλήρωσης: 2,5cm
2. Για απλούς σκελετούς με εύκαμπτο οργανισμό πλήρωσης

I) Στατικώς ορισμένοι φορείς: 7,5cm

II) Στατικώς αόριστοι φορείς: 5,0cm

3. Ισοστατικές γέφυρες: 5,5cm

4. Κατασκευές εξ' αόπλου τοιχοποιίας

I) Ύψος $< 6,00m$: 3,0cm

II) Ύψος $> 6,00m$: 2,5cm

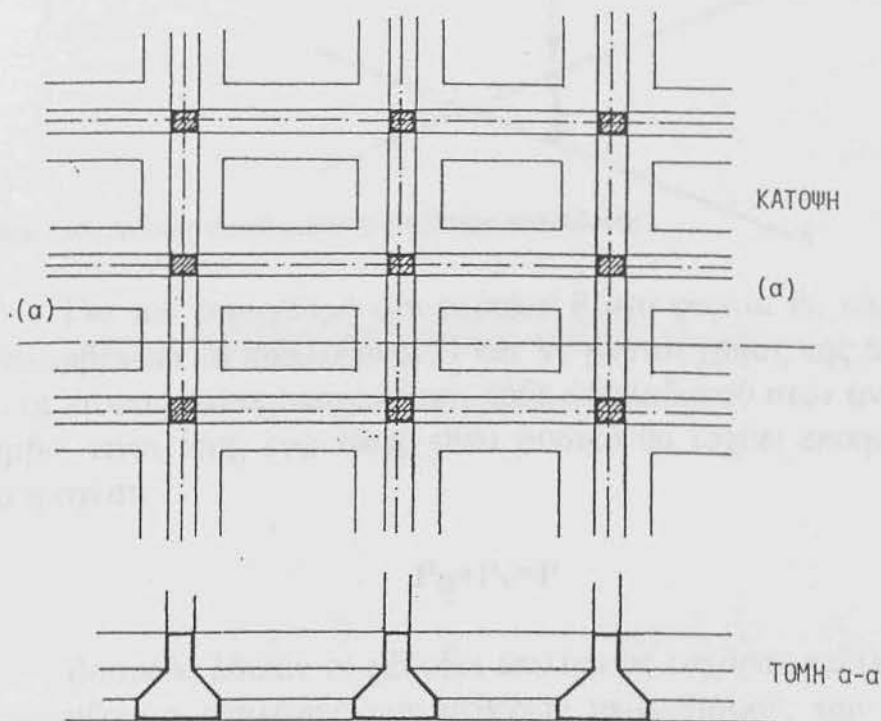
5. Κατασκευές από τοιχοποιία μετά οπλισμένων διαζωμάτων (σενάζ): 3,0cm

6. Εκ χυτών ή έτοιμων τοιχωμάτων από σκυρόδεμα: 2,0cm

7. Όταν πρόκειται για έδαφος συνεκτικό με συντελεστή $C_r < 1$ οι τιμές θα είναι αντίστοιχα οι εξής:

1) 4cm, 2) i. 12cm, ii. 8,0cm 3) 8,5cm, 4) i. 5,0cm

ii. 4,0cm, 5) 5,0cm, 6) 3,0cm.

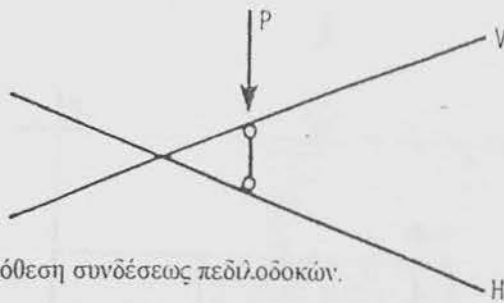


Σχήμα 2.63: Εσχάρα πεδιλοδοκών

Όλες οι μέθοδοι στατικής επιλύσεως της εσχάρας πεδιλοδοκών έχουν το κοινό χαρακτηριστικό, ν' αναλύουν το σύστημα διασταυρουμένων πεδιλοδοκών σε μεμονωμένες, των οποίων ο τρόπος επιλύσεως ανεπτύχθη στην παράγραφο 5.4.

Η ανωτέρω ανάλυση γίνεται δια θεωρήσεως σε κάθε κόμβο των στατικών μεγεθών που μεταβιβάζονται στις αντίστοιχες πεδιλοδοκούς που συμβάλλουν στον υπόψη κόμβο, τόσο εκ της ανωδομής, όσο και λόγω της άκαμπτης συνδέσεως μεταξύ τους. Συνήθως όμως η εικόνα της άκαμπτης συνδέσεως των πεδιλοδοκών, που φαίνεται σαφώς στο Σχ. 2.63, απλοποιείται με θεωρήσεις μια μόνον, κατακόρυφου, δεσμικής ράβδου συνδέσεως, αντί τριών. (Σχ. 2.64). Επομένως απλουστευτικώς υποτίθεται ότι στις πεδιλοδοκούς μεταβιβάζονται κατακόρυφες μόνον δυνάμεις και όχι ροπές στρέψεως και κάμψεως.

Με την ανωτέρω απλουστευτική παραδοχή το πρόβλημα της στατικής επιλύσεως εσχάρας, ανάγεται στην εύρεση του ποσοστού εκ του φορτίου ανωδομής P , που αναλαμβάνει κάθε μία εκ των διασταυρουμένων πεδιλοδοκών H και V (σχ. 2.64) οπότε και είναι δυνατή η επίλυση πεδιλοδοκών ως ανεξαρτήτου στοιχείου, με τα εκ των διαφόρων κόμβων αντίστοιχα φορτία ανωδομής.



Σχήμα 2.64: Απλουστευτική υπόθεση συνδέσεως πεδιλοδοκών.

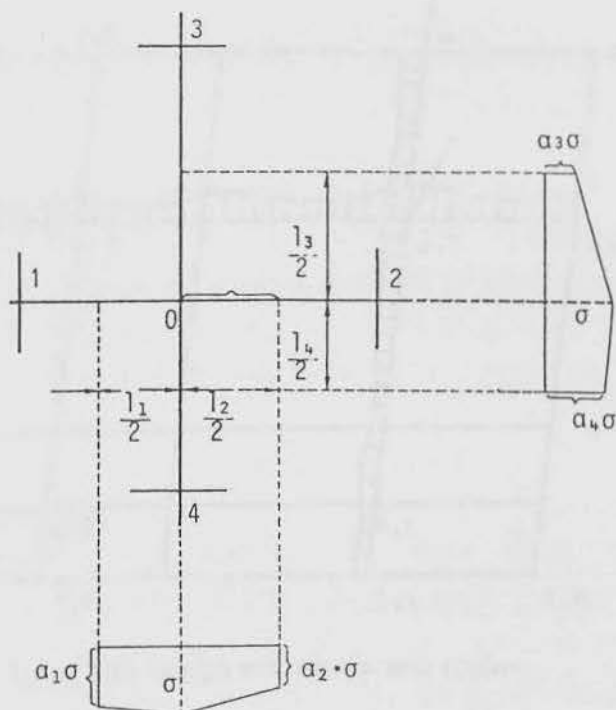
Για τον επιμερισμό του φορτίου P στα φορτία P_H και P^V που αναλαμβάνουν οι πεδιλοδοκοί H και V , γίνεται χρήση της συνθήκης ότι οι πιέσεις και οι υποχωρήσεις κάθε πεδιλοδοκού στον αντίστοιχο κόμβο, είναι ίσες, ενώ όπως είναι φυσικό θα ισχύει επιπροσθέτως και η σχέση:

$$P_H + P_V = P$$

Βασικώς λοιπόν οι μέθοδοι επιλύσεως εσχάρας πεδιλοδοκών, διαχωρίζονται αναλόγως των μεθόδων υπολογισμού, των πιέσεων και των καθιζήσεων κατά τη βάση εδράσεως της μεμονωμένης πεδιλοδοκού οι περαιτέρω δε διαφορές των συνίστανται στον τρόπο συστηματικής αξιοποιήσεως των ανωτέρω συνθηκών και όχι στη χρήση διαφορετικών αρχών επιλύσεως.

Ακόμη και για την περίπτωση προσεγγιστικής υποθέσεως της μορφής των διαγραμμάτων των πιέσεων επαφής, απαιτείται η χρησιμοποίηση στη συνέχεια μεθοδολογίας υπολογισμού των καθιζήσεων, βάσει κάποιου εδαφικού προσομοιώματος, προκειμένου να αξιοποιηθεί η αρχή της εξισώσεως των καθιζήσεων των πεδιλοδοκών που συμβάλλουν σε κόμβο, στην αντίστοιχη θέση.

Σχετικώς αναφέρεται η πρόταση Θ. Τάσιου (1961), για κατάλληλη υπόθεση διανομής των πιέσεων επαφής υπό τις συντρέχουσες πεδιλοδοκούς υπό μορφή διπλών τραπεζίων, που όμως απαιτεί για την εφαρμογή της μεθοδολογία υπολογισμού των καθιζήσεων, όπως π.χ. κατά το εδαφικό προσομοίωμα του ιδεώδους εδάφους κατά Winkler.



Σχήμα 2.65: Διανομή του φορτίου κατά τον κόμβο 0 σε δύο διευθύνσεις, (κατά Θ. Τάσιο, 1961).

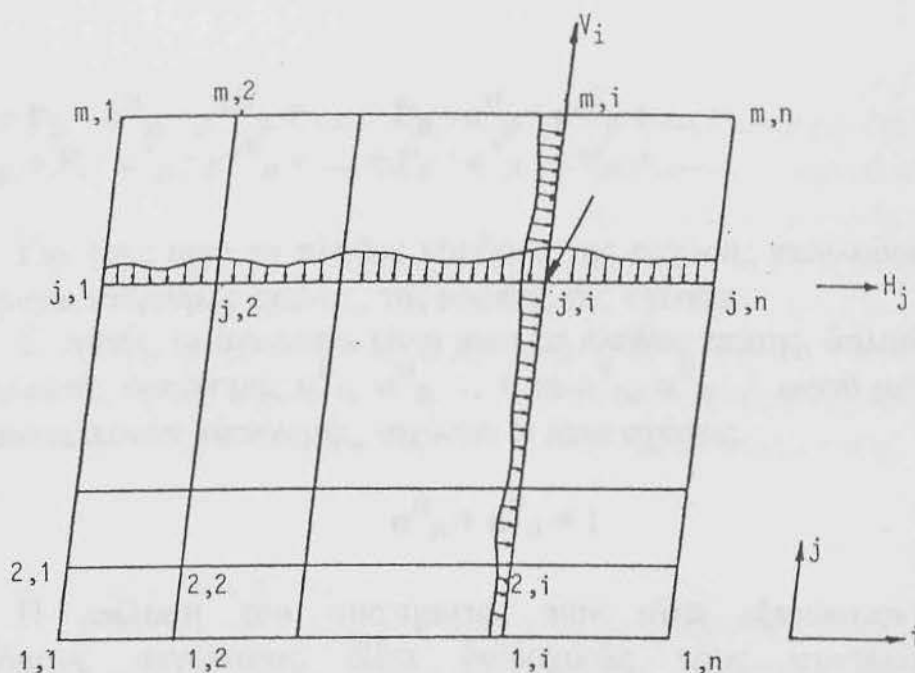
Επίλυση εσχάρων πεδιλοδοκών βάσει εδαφικού προσομοιώματος κατά Winkler.

Η γενική τοποθέτηση του προβλήματος και η επίλυσή του έχει ως ακολούθως:

Έστω εσχάρα πεδιλοδοκών με $m \times n$ κόμβους αριθμημένους όπως στο σχήμα 2.65.

Οι πεδιλοδοκοί, εκτός των επικόμβιων φορτίων εκ της ανωδομής, μπορεί να φέρουν και ενδιάμεσα συγκεντρωμένα και κατανεμημένα φορτία, είτε και ροπές κάμψεως. Το επί του κόμβου j_i φορτίο P_{ji} αναλύεται στα φορτία P_{ji}^H , P_{ji}^V στις πεδιλοδοκούς H_j V_i αντιστοίχως, με αγνώριστους προσδιοριστέους συντελεστές κατανομής α_{ji}^H , α_{ji}^V με πρώτη προφανή σχέση μεταξύ αυτών:

$$\alpha_{ji}^H + \alpha_{ji}^V = 1$$



Σχήμα 2.66: Εσχάρα πεδילוδοκών μηκν κόμβων.

Ισχύουν προφανώς οι σχέσεις:

$$P_{ji}^H = \alpha_{ji}^H \cdot P \quad (5.88\alpha)$$

$$P_{ji}^V = \alpha_{ji}^V \cdot P \quad (5.88\beta)$$

Έστω y_{ji}^{*jk} η τεταγμένη της γραμμής επιρροής της βύθισης του κόμβου ji θεωρούμενου ως ανήκοντος στην πεδילוδοκό $j1 \dots jn$ δηλ. την H_j για φορτίο $\Pi=1$ στον κόμβο jk της ίδιας πεδילוδοκού. Έστω επίσης y_{oji} η βύθιση του ίδιου κόμβου ji ανήκοντος στην πεδילוδοκό H_j λόγω των διαφόρων μη επικόμβιων φορτίων.

Με τους ανωτέρω συμβολισμούς η βύθιση y_{ji}^H είναι:

$$y_{ji}^H = y_{oji}^H + P_{j1} \cdot \alpha_{j1}^H \cdot y_{ji}^{*l1} + \dots + P_{ji} \cdot \alpha_{ji}^H \cdot y_{ji}^{*ji} + \dots + P_{jn} \cdot \alpha_{jn}^H \cdot y_{ji}^{*jn}$$

Αναλόγως για τον ίδιο κόμβο ji θεωρούμενο ως ανήκοντα στην πεδילוδοκό $l1 \dots mi$ δηλ. την V_i η αντίστοιχη έκφραση για τη βύθιση y_{ji}^V είναι:

$$y_{ji}^V = y_{oji}^V + P_{l1} \cdot \alpha_{l1}^V \cdot y_{ji}^{*l1} + \dots + P_{ji} \cdot \alpha_{ji}^V \cdot y_{ji}^{*ji} + \dots + P_{mi} \cdot \alpha_{mi}^V \cdot y_{ji}^{*mi}$$

Οι τεταγμένες της γραμμής επιρροής της βύθισης y_{ji}^{*jk} , y_{ji}^{*ki} ευρίσκονται από πίνακες θεωρούμενων των αντιστοιχων πεδילוδοκών ως εδραζομένων επί ιδεώδους εδάφους. Η ισότητα των βυθίσεων του κόμβου ji θεωρούμενου ότι ανήκει στην πεδילוδοκό H_j ή στην V_i δίνει:

$$y_{oji}^H + P_{ji} \cdot \alpha_{ji}^H \cdot y_{ji}^{*xi} + \dots + P_{ji} \cdot \alpha_{ji}^H \cdot y_{ji}^{*ji} + \dots = \\ = y_{oji}^V + P_{ji} \cdot \alpha_{ji}^V \cdot y_{ji}^{*xi} + \dots + P_{ji} \cdot \alpha_{ji}^V \cdot y_{ji}^{*ji} + \dots$$

Για τους n μη το πλήθος κόμβους της εσχάρας πεδιλοδοκών, γράφονται ισάριθμες σχέσεις, της μορφής της σχέσεως:

Σ' αυτές, οι άγνωστοι είναι n μη το πλήθος επίσης, δηλαδή οι συντελεστές κατανομής $\alpha_{1i}^H, \alpha_{2i}^H \dots$ ή οι $\alpha_{1i}^V, \alpha_{2i}^V \dots$ αφού μεταξύ των συντελεστών κατανομής, ισχύουν οι n μη σχέσεις:

$$\alpha_{ji}^H + \alpha_{ji}^V = 1$$

Η επίλυση του συστήματος των n μη εξισώσεων με ισάριθμους αγνώστους δίνει διαδοχικώς τους συντελεστές κατανομής $\alpha_{ji}^H, \alpha_{ji}^V$, τις βυθίσεις $y_{ji}^H = y_{ji}^V$ και τα εντατικά μεγέθη M, Q και τις πιέσεις υπό τη βάση της κάθε πεδιλοδοκού, κατά τη σχέση:

$$P_{ji} = K \cdot y_{ji}$$

όπου K ο δείκτης εδάφους.

Η συστηματική κατάστρωση των σχετικών εξισώσεων υπό τη μορφή μητρώων που προτάθηκε από τους Παναγιωτουνάκο και Γαλλιδάκη (1959) παρέχει τη δυνατότητα ταχείας επιλύσεως με τη βοήθεια H/Y .

Η στερεά άκαμπτη πρακτικώς σύνδεση των πεδιλοδοκών, που δεν αποτελείται προφανώς από τη σύνδεση δια μιας δεσμικής ράβδου, ελήφθη υπόψη από τον Σ.Αγγελίδη (1962).

Κατά την εφαρμογή της ανωτέρω μεθόδου του Σ.Αγγελίδη είναι δυνατή η συνεκτίμηση της επιρροής των ροπών κάμψεως και των στρεπτικών ροπών που πράγματι μεταβιβάζονται από πεδιλοδοκό σε πεδιλοδοκό, με θεώρηση της συνδέσεως σε κάθε κόμβο δια τριών δεσμικών ράβδων. Η εργασία γίνεται με διαδοχικές προσεγγίσεις και με τη βοήθεια πινάκων, και οδηγεί σε ταχεία σύγκλιση των αποτελεσμάτων.

Επίλυση εσχάρων πεδιλοδοκών βάσει εδαφικού προσομοιώματος ελαστικού ισότροπου ημιχώρου.

Η επίλυση της εσχάρας πεδιλοδοκών, βάσει της θεωρίας του ελαστικού ισότροπου ημιχώρου, επιτυγχάνεται με την κατάστρωση εξισώσεων αναλόγων προς τις εξισώσεις της προηγούμενης παραγράφου, με τη διαφορά ότι οι τεταγμένες της γραμμής επιρροής των βυθίσεων y_{ji}^{ki} θα λαμβάνονται εκ των πινάκων της αντιστοιχού

θεωρήσεως, δηλαδή βάσει εδαφικού προσομοιώματος E.I.H, αξιόλογη προσεγγιστική λύση του προβλήματος, αποτελεί η επέκταση της μεθόδου Ohde. Κατ' αυτήν, καταστρώνονται οι εξισώσεις Clapeyron για μεμονωμένη πεδιλοδοκό και εκφράζεται αναλυτικώς η συνθήκη, ότι οι βυθίσεις σε κάθε κόμβο των διασταυρουμένων πεδιλοδοκών, είναι ίσες.

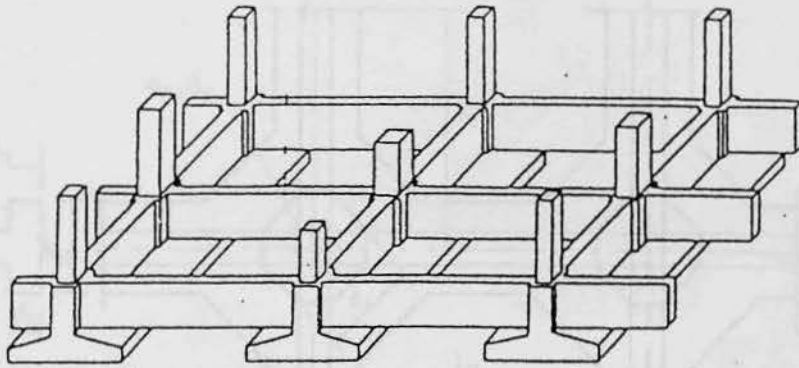
Στις γνωστές λοιπόν εξισώσεις προστίθενται μικρή εξισώσεις με ισάριθμους νέους αγνώστους, τους συντελεστές κατανομής των επικόμβιων φορτίων.

Σχόλια και παρατηρήσεις

α) Κατά τη διαστασιολόγηση και τους ελέγχους στατικής επάρκειας των πεδιλοδοκών που συνιστούν την εσχάρα, απαιτείται μεγάλη προσοχή και συνήθως στην πράξη οι μελετητές είναι ιδιαίτερα συντηρητικοί. Ακόμη και για μεμονωμένες πεδιλοδοκούς, ιδίως αν φορτίζονται από πολλά συγκεντρωμένα φορτία υπάρχουν αρκετές αβεβαιότητες για τα εξαγόμενα εντατικά μεγέθη, που πηγάζουν από την εφαρμοσιμότητα ή όχι του συγκεκριμένου εδαφικού προσομοιώματος. Μεγαλύτερη σημασία έχει η επιτυχής επιλογή του κατά περίπτωση εδαφικού προσομοιώματος, παρά μία ακριβής επίλυση βάσει συγκεκριμένου εδαφικού προτύπου που όμως δεν ανταποκρίνονται στις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες.

Στις ανωτέρω λοιπόν αβεβαιότητες για μεμονωμένες πεδιλοδοκούς, προστίθενται και αυτές που πηγάζουν από τη μεταβίβαση των φορτίσεων κατά τους κόμβους συνδέσεως.

β) Η εσχάρα πεδιλοδοκού αποτελεί έναν ενδιάμεσο τύπο ομαδικής θεμελιώσεως, μεταξύ των μεμονωμένων πεδιλοδοκών και της γενικής κοιτοστρώσεως με ενισχύσεις κατά τον κάρναβο των υποστυλωμάτων. Συνήθης τύπος θεμελιώσεως είναι δια μεμονωμένων πεδιλοδοκών, συνδεομένων με ισχυρές συνδετήριους δοκούς. Οι συνδετήριες δοκοί (Σχ.2.67) αποτελούν ουσιαστικώς στοιχεία ομοιομορφίσεως των διαφορικών καθιζήσεων μεταξύ των κόμβων γειτονικών μεμονωμένων πεδιλοδοκών, συμβάλλουν άρα στο μηχανισμό ανακατανομής των εξωτερικών φορτίσεων μαζί με το φέροντα οργανισμό της ανωδομής. Παρ' όλα αυτά, συνήθως το σύστημα αυτό θεμελιώσεως υπολογίζεται ως οι μεμονωμένες, ανεξάρτητες πεδιλοδοκοί και όχι ως εσχάρα πεδιλοδοκών, δεδομένου ότι, η εκ της διατάξεως των συνδετήριων δοκών δεν υπάρχει επαφή του εδάφους με το κάτω πέλμα τους, ή κι αν ακόμη αυτές εδράζονται επί του εδάφους δεν λαμβάνεται υπόψη, – λόγω του μικρού σχετικώς πλάτους τους – η επιρροή των πιέσεων επαφής.



Σχήμα 2.67: Μεμονωμένες πεδιλοδοκοί συνδεόμενες με ισχυρές συνδετήριους δοκούς.

γ) Συνήθως η εσχάρα πεδιλοδοκών εν κατόψει, κατασκευάζεται όπως φαίνεται στο Σχ. 2.63.

Συνίσταται παρ' όλα αυτά η διαμόρφωση ενισχύσεων κατά τους κόμβους συμβολής υποστυλωμάτων και πεδιλοδοκών. Κατά Retti οι σχετικές κατασκευαστικές συστάσεις για τις προτεινόμενες ενισχύσεις αλλά και για το πλάτος των πεδιλοδοκών, (Σχ. 268) είναι οι ακόλουθες:

$$b_H = 1_v \sqrt{1_v^2 - 0,85 \cdot F}$$

$$b_v = 1_H \sqrt{1_H^2 - 0,85 \cdot F}$$

Όπου: $F = P_{\text{στύλου}} + G_{\text{δοκού}} / \sigma_{εδ}$

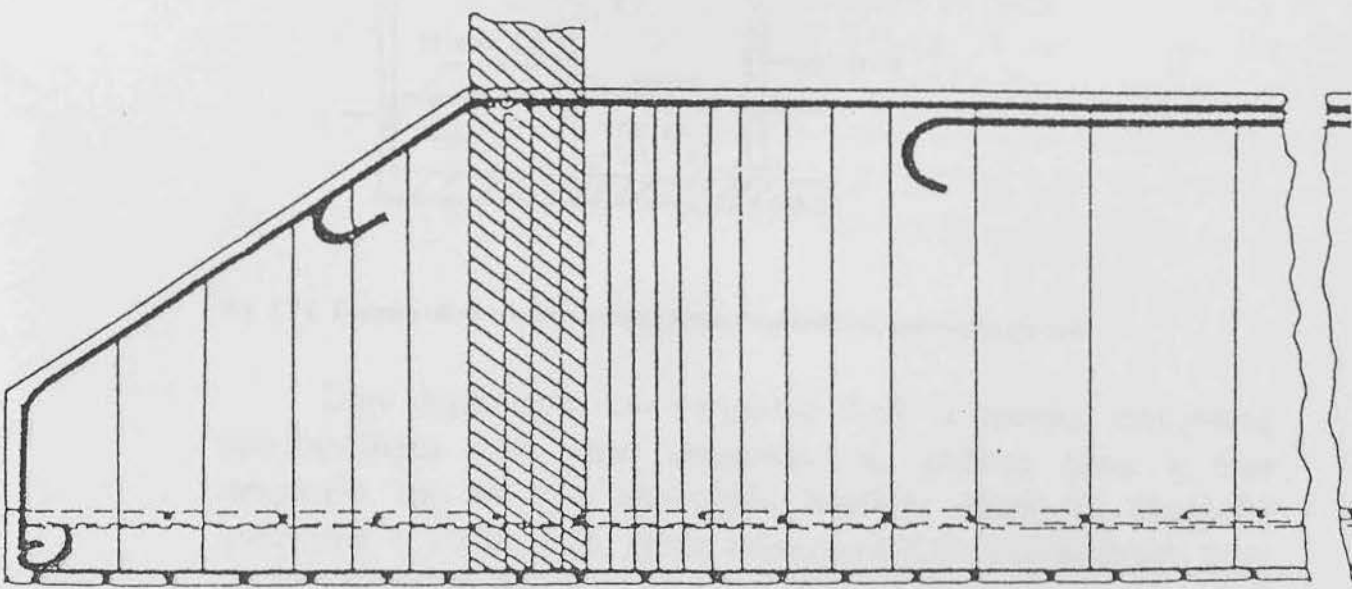
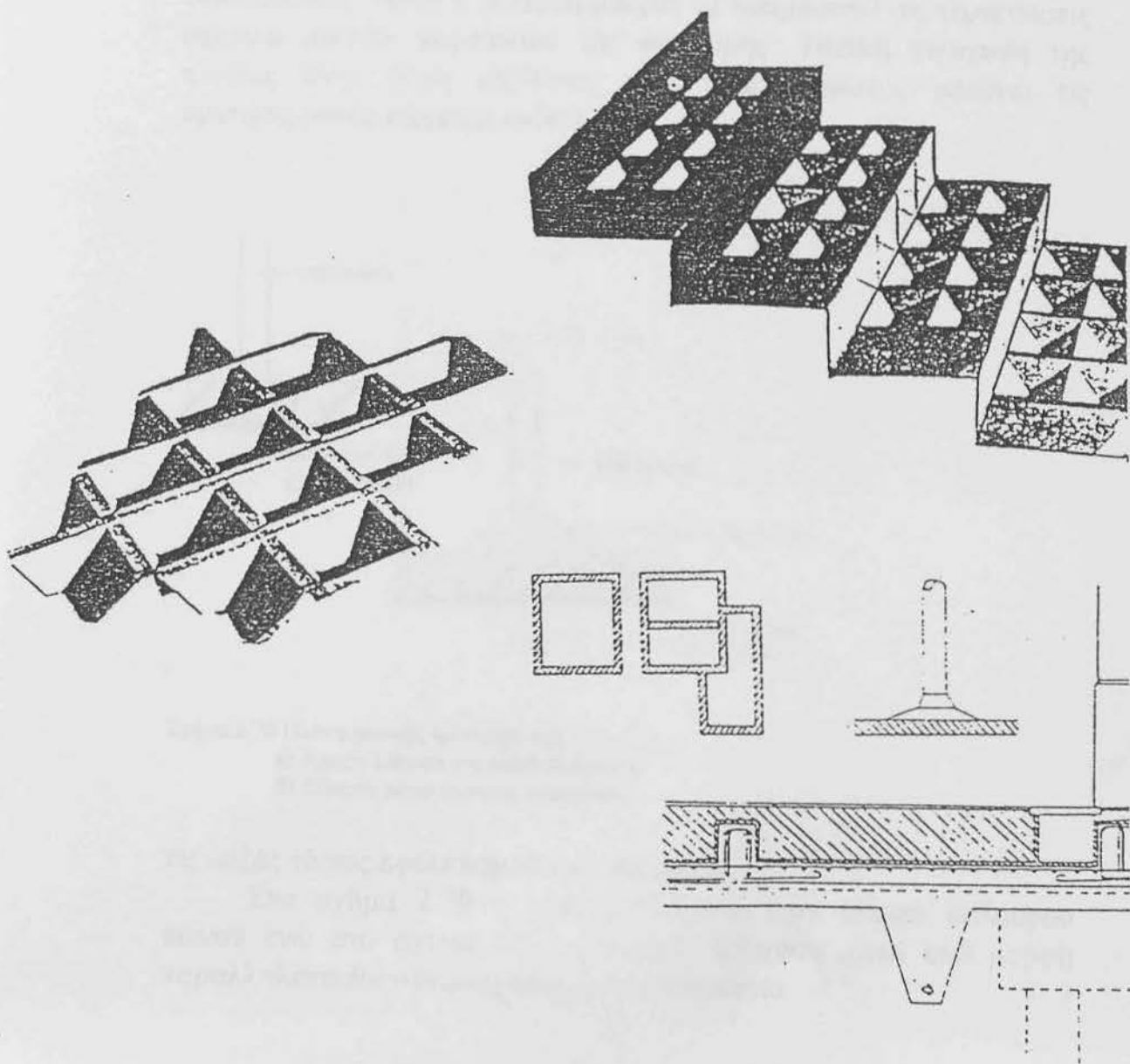
$$\zeta = F/12$$

$$\lambda_1 = \sqrt{3} \cdot d_v, 0,5 \cdot d_o > b_o > 0,25 \cdot d_v$$

$$\text{Συνιστάται δε } 0,30 \text{ m} < b_o < 0,60 \text{ m}$$

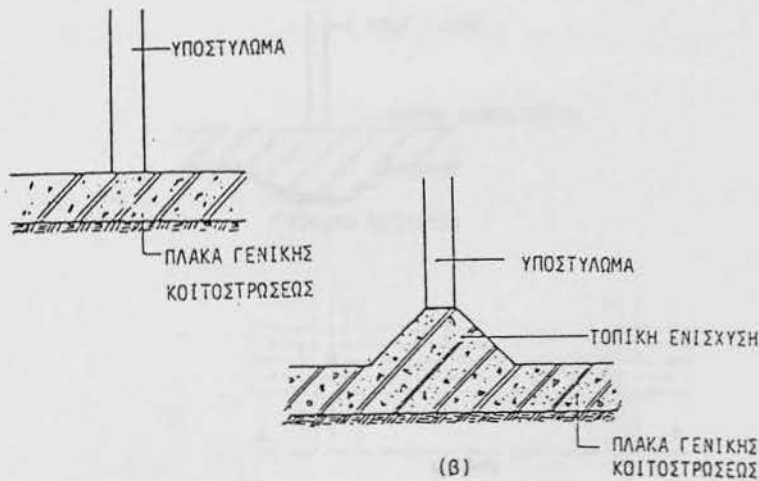
$$\text{Συνιστάται επίσης: } (b_H \text{ ή } b_v) - b_o/6 < d_1 < (b_H \text{ ή } b_v) - b_o/4$$

ΓΕΝΙΚΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗ



Σχήμα 2.69 Διατάξεις των νενομήσεων μίας γενικής κοιτόστρωσης με νενομήσεις.

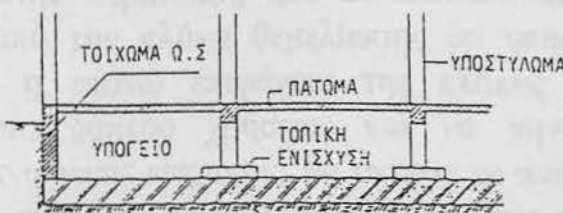
θεμελιώσεως. Αυτή η διάταξη μπορεί να εφαρμοστεί σε περιπτώσεις σχετικά μικρών φορτίσεων της ανωδομής. Τοπική ενίσχυση της πλάκας στην θέση εδράσεως του υποστυλώματος μειώνει τις κρίσιμες ροπές κάμψης, καθώς και



Σχήμα 2.70 Πλάκα γενικής κοιτόστρωσης
 α) Άμεση έδραση του υποστυλώματος.
 β) Έδραση μέσω κωνικής ενισχύσεως.

τις λοξές τάσεις εφελκυσμού από διάτμηση.

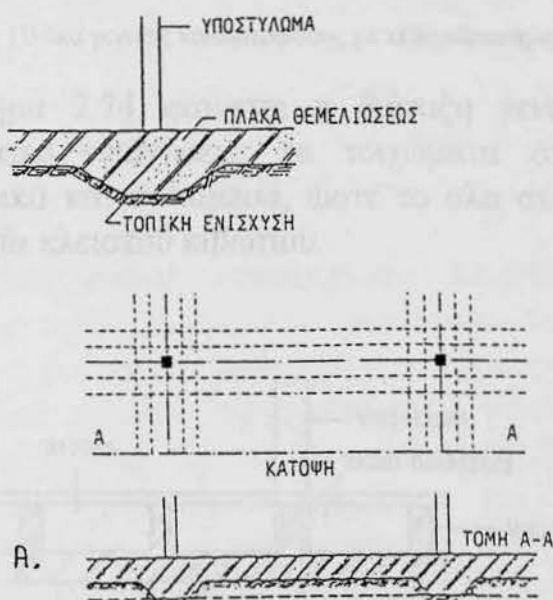
Στο σχήμα 2.70 η τοπική ενίσχυση έχει μορφή κόλουρου κώνου ενώ στο σχήμα 2.71 η τοπική ενίσχυση είναι υπό μορφή παραλληλεπίπεδου επίσης στην πάνω επιφάνεια.



Σχ. 2.71. Έδραση υποστυλωμάτων επί πλάκας θεμελιώσεως μέσω ενισχύσεων.

Στην περίπτωση του σχήματος 2.66 οι τοπικές ενισχύσεις τοποθετούνται στην κάτω επιφάνεια της πλάκας, ώστε η άνω επιφάνεια της να έχει λειτουργία δαπέδου, χωρίς να ενοχλούν αισθητικά ή λειτουργικά, όπως ενδεχομένως θα ενοχλούνταν στην περίπτωση του σχήματος 2 αν δεν υπήρχε υπόγειος χώρος. Η μορφή της ενίσχυσης στο σχ. 2.72 ευνοεί την ομαλή μετάδοση των τάσεων

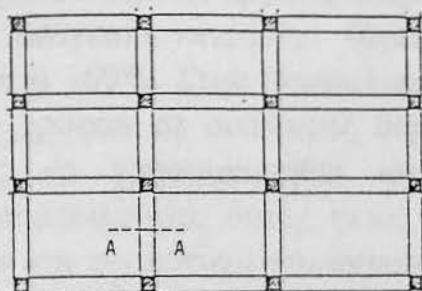
από την πλάκα θεμελίωσης στο έδαφος. Για μεγαλύτερες φορτίσεις, είτε και για άλλους λόγους ενισχύσεις της μορφής του σχήματος 2.72 έχουν συνεχή λωριδωτή μορφή κατά μία ή και κατά δύο διευθύνσεις όπως στο σχήμα 2.72^Α.



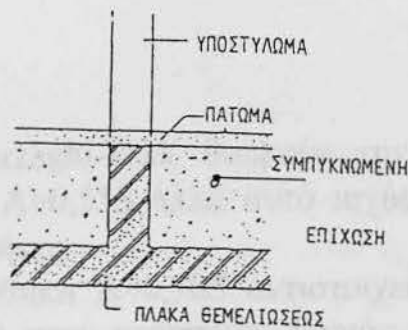
Σχ. 2.72. Λωριδωτές ενισχύσεις κατά τον κάρναβο των υποστυλωμάτων.

Η περίπτωση του σχήματος 2.73 είναι συνήθης στην πράξη για υψηλές φορτίσεις από την ανωδομή και η θεμελίωση με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης περιλαμβάνει πεδילוδοκούς ενισχύσεις, κατά δύο διευθύνσεις συνδέουσες τα υποστυλώματα, ώστε το όλο σύστημα να μοιάζει με ανεσταμένη πλάκα ορόφων.

Στην περίπτωση που οι πεδילוδοκοί θα είχαν τοποθετηθεί κάτω από την πλάκα θεμελίωσης θα υπήρχε το πλεονέκτημα να μπορεί η επάνω επιφάνεια της πλάκας να χρησιμοποιηθεί ως τελευταίο δάπεδο χρήσεως και να μην απαιτείται κατασκευή συμπυκνωμένης επίχωσης, θα υπήρχε το αντίστοιχο μειονέκτημα της μη κανονικής και σαφούς μεταβίβασης των πιέσεων στο έδαφος.



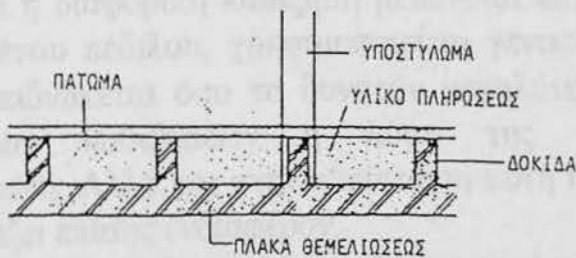
(α) ΚΑΤΩΨΗ



(β) ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΤΟΜΗΣ Α-Α

Σχήμα 2.73. Πλάκα γενικής κοιτοστρώσεως με πεδιλοδοκούς-ενισχύσεις κατά δύο διευθύνσεις.

Στο σχήμα 2.74 φαίνεται η διάταξη γενικής κοιτόστρωσης με ισχυρότατες ενισχύσεις, τα τοιχώματα στο τελευταίο υπόγειο περιμετρικά και ενδιάμεσα, ώστε το όλο σύστημα να έχει στατική λειτουργία κλειστού κιβωτίου.



Σχήμα 2.74. Πλάκα θεμελιώσεως με δοκίδες ενισχύσεις.

Η γενική κοιτόστρωση είναι λύση πολύπλοκη τόσο στον υπολογισμό της, όσο και στην κατασκευή της. Είναι εξάλλου λύση δαπανηρή. Πρέπει συνεπώς, να χρησιμοποιείται μόνο όταν δεν γίνεται αλλιώς.

Πιο συγκεκριμένα οι περιπτώσεις εφαρμογής των κοιτοστρώσεων είναι οι εξής:

α) Όταν η επιφάνεια του πέδιλου A είναι τουλάχιστον ίση με το 70% της ολικής επιφάνειας S . Σ' αυτή την περίπτωση η λύση της γενικής κοιτόστρωσης είναι λύση πιο οικονομική και πρέπει να προτιμάται χωρίς όμως αυτό να είναι υποχρεωτικό. Ένα επί πλέον στην περίπτωση αυτή είναι ότι εξασφαλίζει ένα σημαντικό περιθώριο ασφαλείας και επιτρέπει αργότερα την προσθήκη ορόφου, αφού αντί για την αναγκαία επιφάνεια θεμελιώσεως του 70%, δημιουργείται επιφάνεια 100%. Στην Θεσσαλονίκη έγινε προσθήκη δυο ή περισσότερων ορόφων σε οικοδομές θεμελιώσεως πάνω σε κοιτόστρωση, χωρίς να χρησιμοποιηθεί καμία ενίσχυση της θεμελίωσης. Βέβαια οι περιπτώσεις αυτές, εκτός από την αντοχή του εδάφους, ενδιαφέρουν και την αντοχή του σκυροδέματος. Θα πρέπει να υπάρχει και εκεί το κατάλληλο περιθώριο.

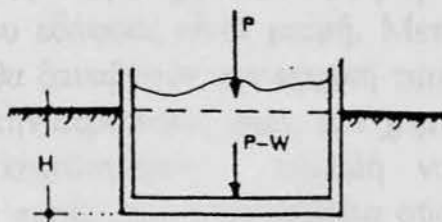
Οι Terzaghi-Peck θεωρούν την γενική κοιτόστρωση προτιμότερη όταν $A > 0,55S$. Αλλά αυτό ισχύει περισσότερο για τις Αμερικάνικες συνθήκες.

Η συνθήκη $A > 0,70S$ αντιστοιχεί στην περίπτωση του μετρίου εδάφους ή στην περίπτωση βαριάς κατασκευής. Και στις δύο αυτές περιπτώσεις εκτός από την κοιτόστρωση είναι δυνατή και η λύση της βαθιάς θεμελίωσης, ιδίως με πασσάλους. Και είναι πιθανό ότι, όταν η πασσάλωση μελετηθεί σωστά, αποτελεί πιο οικονομική λύση. Δεν πρέπει συνεπώς να προτείνεται η λύση της αξονικής κοιτόστρωσης στην περίπτωση αυτή, χωρίς να εξετάζεται παράλληλα από οικονομικής πλευράς και η λύση της θεμελίωσης με πασσάλους.

β) Η γενική κοιτόστρωση επιτρέπει τη μείωση των διαφορικών καθιζήσεων. Με τρόπο απλοποιημένο, μπορούμε να πούμε ότι η διαφορική καθίζηση μειώνεται κατά 50% όταν αντί του μεμονωμένου πέδιλου, χρησιμοποιείται γενική κοιτόστρωση. Όταν λοιπόν επιδιώκεται όσο το δυνατόν μεγαλύτερος περιορισμός των διαφορικών καθιζήσεων η λύση της κοιτόστρωσης είναι ενδεδειγμένη. Αλλά και στην περίπτωση αυτή η λύση των πασσάλων παρουσιάζει επίσης ενδιαφέρον.

γ) Όταν το έδαφος είναι μέτριας ποιότητας σε μεγάλο βάθος και ειδικότερα όταν τα επιφανειακά στρώματα είναι καλύτερα από τα βαθύτερα. Στις περιπτώσεις αυτές η θεμελίωση με πασσάλους δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί.

Η γενική κοιτόστρωση εκτελείται σε βάθος H . Συνεπώς η επιφόρτιση του εδάφους δεν είναι ίση με το βάρος P της κατασκευής, αλλά με τη διαφορά $P-W$ όπου W είναι το βάρος του εδάφους που αφαιρείται $W = H \cdot S \cdot \gamma$.

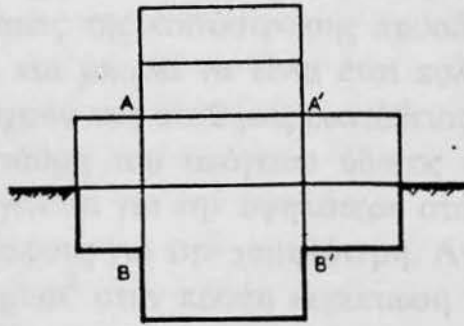


Σχήμα 2.75.

Όταν $P-W = 0$ η θεμελίωση δεν μεταβάλλει καθόλου την εντατική κατάσταση του υπεδάφους. Η λύση της κοιτόστρωσης στην περίπτωση αυτή επιτρέπει την θεμελίωση σε έδαφος οποιασδήποτε

ποιότητας. Η συμπεριφορά της θεμελίωσης είναι ανάλογη με την συμπεριφορά του πλοίου. Οι πλωτές θεμελιώσεις συναντούνται συχνά σε χώρες όπως η Ολλανδία και η Νορβηγία, όπου το υπέδαφος είναι εξαιρετικά κενής ποιότητας. Πρόκειται για λύσεις πολύ δαπανηρές.

Όταν η ανωδομή δεν έχει σταθερό ύψος, και συνεπώς σταθερό βάρος η πλωτή κοιτόστρωση, κατασκευάζεται με διάφορο βάθος έτσι που να παραμένει σταθερή σε κάθε σημείο η διαφορά $P-W$.

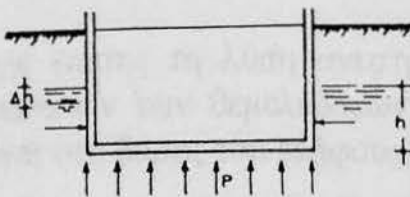


Σχήμα 2.76

Είναι απαραίτητο να τοποθετούνται αρμοί κατά μήκος των επιπέδων AB όπου μεταβάλλεται το ύψος της οικοδομής.

δ) Η λύση της γενικής κοιτόστρωσης είναι υποχρεωτική, όταν η θεμελίωση εκτελείται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα και αναζητάται η στεγανότητα των υπογείων. Πρέπει λοιπόν να υπάρχει συνεχής θεμελίωση που να εξασφαλίζει τη στεγανότητα της κατασκευής και να ισορροπεί τις πιέσεις του ύδατος.

Η τιμή των πιέσεων πρέπει να λαμβάνεται ίση με $\rho=h$ όπου h το βάθος της θεμελίωσης κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, έστω και αν στην εκτέλεση παρατηρούνται μικρές μόνο ροές όταν η διαπερατότητα του εδάφους είναι μικρή. Μετά από έναν ορισμένο χρόνο οι πιέσεις θα ξαναβρούν την αρχική τιμή τους οποιαδήποτε κι αν είναι η ροή. Στην περίπτωση όμως των χαμηλών ροών, μπορεί να μην εκτελείται κοιτόστρωση, δηλαδή να έχουμε διαπερατή θεμελίωση και να προβλέπεται παράλληλα σύστημα αντλίσεως των υδάτων που εισρέουν στο υπόγειο.



Σχήμα 2.77

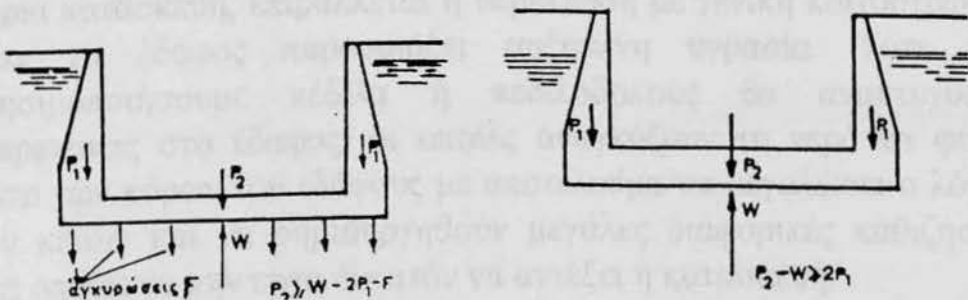
Όταν η θεμελίωση είναι αδιαπέραστη, πρέπει να εξασφαλίζεται η ευστάθεια στις πιέσεις του ύδατος. Όταν το βάρος της ανωδομής είναι μεγαλύτερο από την συνισταμένη των πιέσεων αρκεί, για το σκοπό αυτό, να εκτελείται σύστημα δοκών και πλακών που να μεταφέρει τις πιέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων και των τοιχείων. Όταν όμως η πίεση έχει ολική τιμή μεγαλύτερη από το βάρος της οικοδομής ή όταν η απόσταση ανάμεσα στα υποστυλώματα και τα τοιχεία είναι μεγάλη, θα πρέπει η πλάκα της κοιτόστρωσης να έχει το ίδιο βάρος με την μέγιστη πίεση του ύδατος. Οι διαστάσεις της κοιτόστρωσης προσδιορίζονται με βάση τις συνθήκες αυτή και μπορεί να είναι έτσι πολύ μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν στις συνθήκες ευστάθειας και αντοχής.

Επειδή η στάθμη του υπόγειου ύδατος είναι μεταβλητή, ο έλεγχος ανώσεως γίνεται για την υψηλότερη στάθμη, και ο έλεγχος της τάσεως του εδάφους για την χαμηλότερη. Αν οι σ_1 είναι η τάση του εδάφους σε kg/cm^2 στην πρώτη περίπτωση και Δh η μεταβολή της στάθμης του ύδατος σε μέτρα, η μέγιστη τιμή τάσεως θα είναι ακόλουθη:

$$\sigma_2 = \sigma_1 + 0,1 \Delta h (\text{kg/cm}^2)$$

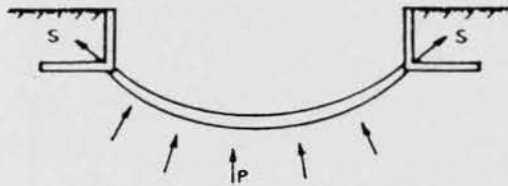
Για εδάφη μέτριας ποιότητας η τιμή αυτή του σ_2 μπορεί να είναι απαράδεκτη. Εφόσον ο όρος $0,1 \Delta h$ παραμένει αμετάβλητος μπορούμε να επιτύχουμε μείωση του σ_2 μόνο αν μειωθεί ο όρος σ_1 . Η τάση σ_1 μπορεί να πάρει αρνητικές τιμές. Φθάνει να προβλεφθούν αγκυρώσεις που να επιτρέπουν την μεταφορά των δυνάμεων ανώσεως σε βαθύτερα στρώματα.

Στο σχήμα που ακολουθεί δίνεται η εφαρμογή των δύο αυτών διατάξεων στην περίπτωση της θεμελίωσης δεξαμενής πλοίων.



Σχήμα 2.78

Θα αναφέρουμε επίσης τη λύση ανεστραμμένου θόλου και την μεταφορά των πιέσεων των θεμελίωσεων στα ακρόβαθρα, τα οποία ισορροπούν χάρη στο βάρος του εδάφους.



Σχήμα 2.79

Σύμφωνα με τα παραπάνω η γενική κοιτόστρωση, χρησιμοποιείται όταν το έδαφος στο οποίο γίνεται η θεμελίωση παρουσιάζει εξαιρετικά μικρή αντοχή θλίψης ή διάτμησης και ανεπίτρεπτα μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις. Τέτοιες τάσεις είναι της τάξης του $1,3-1,5 \text{ kg/cm}^2$ και κάτω. Επίσης για μέγιστη ασφάλεια του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου δεν επιτρέπονται διαφορικές καθιζήσεις, μεγαλύτερες από 2cm . Σύμφωνα με το Γερμανικό κανονισμό DIN1054 εδάφη τα οποία μπορούν να ξεπεράσουν προς το χειρότερο αυτές τις τιμές, είναι τα ακόλουθα:

α) Καθαρή ίλυς (αμμώδης). Επιτρεπόμενη μέση πίεση εδάφους για θεμέλια σε λωρίδες με πλάκες από $0,5\text{m}$ μέχρι $2,0\text{m}$ και πλαστική μέχρι ημίσκληρη σύσταση και για βάθος θεμελίωσης $0,5\text{m}$:

$$\underline{\sigma_{επ}} = 1,3 \text{ kg/cm}^2.$$

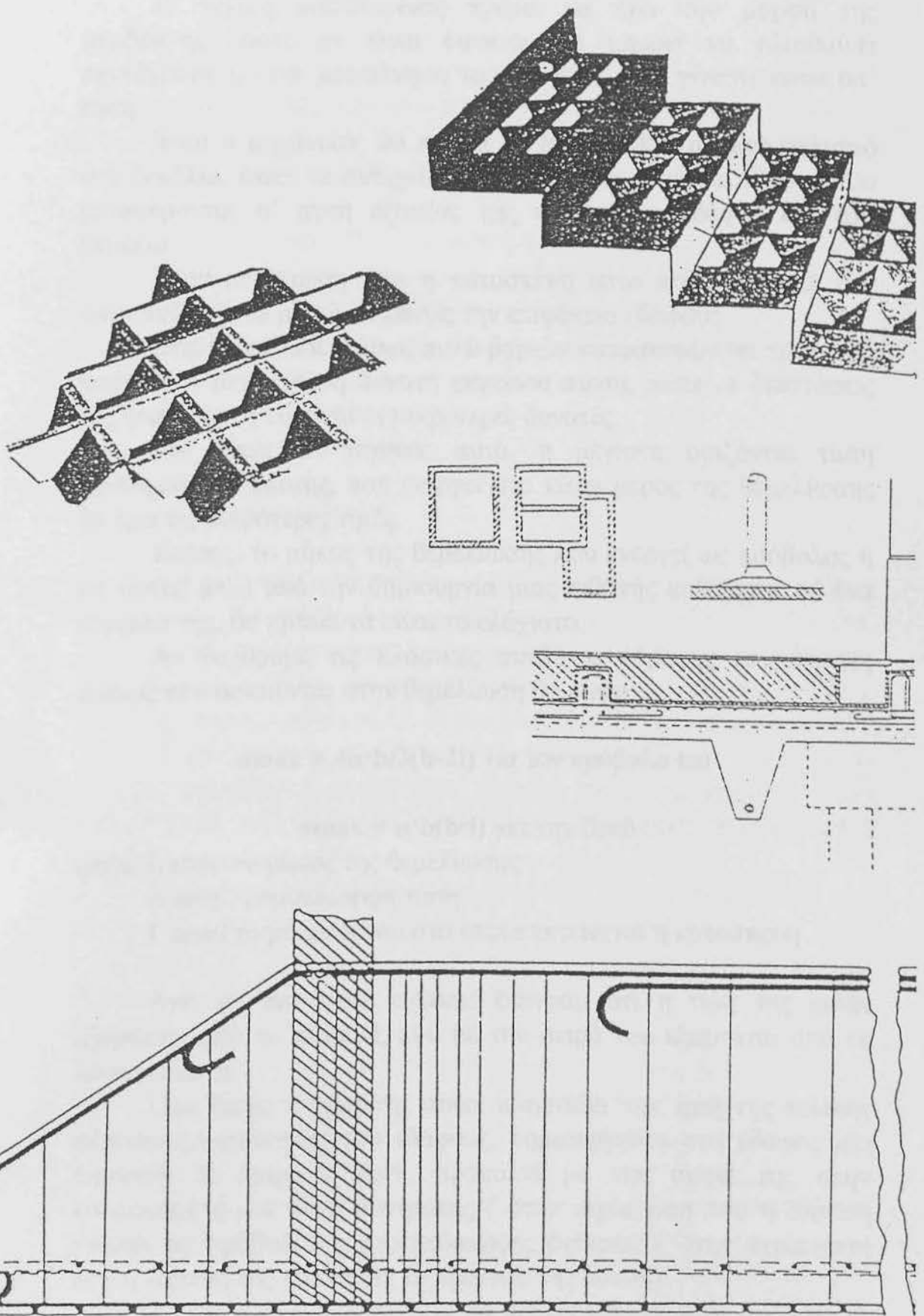
β) Αργιλώδης ίλυς. Επιτρεπόμενη μέση πίεση εδάφους για θεμέλια σε λωρίδες με πλάτος $0,5-2,00\text{m}$, σύσταση πλαστική και βάθος $0,5-1,0\text{m}$. $\underline{\sigma_{επ}} = 1,2-1,4 \text{ kg/cm}^2$.

γ) Άργιλος (πηλός). Επιτρεπόμενη μέση πίεση εδάφους για θεμέλια σε λωρίδες πλάτους $0,5-2,0\text{m}$ σύσταση πλαστική και βάθος θεμελίωσης ($0,5-1,0-1,5-2,0$ σε m): $\underline{\sigma_{επ}} = 0,9-1,1-1,3-1,5$ σε kg/cm^2 αντίστοιχα.

Στην τελευταία περίπτωση όπου το έδαφος είναι άργιλος και ιδιαίτερα όταν πρόκειται να θεμελιωθεί κάποιο μεγάλο κτίριο ή άλλη βαριά κατασκευή, επιβάλλεται η θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση, όταν το έδαφος παρουσιάζει αυξημένη υγρασία. Τότε εάν χρησιμοποιήσουμε πέδιλα ή πεδιλοδοκούς θα αναπτυχθούν υπερπίεσεις στο έδαφος, οι οποίες αναγκάζουν το νερό να φύγει μέσω των πόρων του εδάφους με αποτέλεσμα να μεγαλώσει ο λόγος των κενών και να δημιουργηθούν μεγάλες διαφορικές καθιζήσεις στις οποίες να μην είναι δυνατόν να αντέξει η κατασκευή.

-Η προστασία που γίνεται με μία γενική κοιτόστρωση στα αργιλώδη εδάφη.

Το βάθος θεμελίωσης μιας γενικής κοιτόστρωσης πρέπει να είναι όσο το δυνατόν πιο μικρό έτσι ώστε κάτω απ' αυτή να δημιουργηθούν παραμορφώσεις, λόγω του βάρους της ανωδομής και



Σχῆμα 2.80 Διατάξεις τῶν νενοῶσεων μιᾶς γενικῆς κοιτόστρωσης με νενοῶσεις.

όχι να μεταφερθούν στα άκρα τις πρόσθετες τάσεις που θα προέλθουν από το βάρος του ορύγματος.

Η γενική κοιτόστρωση πρέπει να έχει την μορφή της μεμβράνης, ώστε αν είναι δυνατόν να μπορεί να ολισθαίνει ταυτόχρονα με την μετακίνηση του εδάφους, που γίνεται κάτω απ' αυτή.

Έτσι ο μηχανικός θα πρέπει να εξασφαλίζει αρκετό οπλισμό στο θεμέλιο, ώστε να αντέχει στις τάσεις ελκυσμού και θλίψης που μεταφέρονται σ' αυτή εξαιτίας της τριβής στο έδαφος και στο θεμέλιο.

Στην περίπτωση που η κατασκευή είναι πολύ ελαφριά δεν είναι ανάγκη να μικρύνει κανείς την επιφάνεια εδάφους.

Στις περιπτώσεις όμως πολύ βαριών κατασκευών θα πρέπει να ασκηθεί η μεγαλύτερη δυνατή φέρουσα πίεση, ώστε οι διαστάσεις της θεμελίωσης να είναι οι μικρότερες δυνατές.

Με βάση το γεγονός αυτό, η μέγιστη οριζόντια τάση ελκυσμού και θλίψης, που ενεργεί στο κάτω μέρος της θεμελίωσης θα έχει τις μικρότερες τιμές.

Επίσης, το μήκος της θεμελίωσης που ενεργεί ως πρόβολος ή ως δοκός μετά από την δημιουργία μιας πιθανής καθίζησης σ' ένα κομμάτι της, θα πρέπει να είναι το ελάχιστο.

Αν δεχθούμε τις κλασικές συνθήκες έδρασης οι μέγιστες πιέσεις που ασκούνται στην θεμελίωση θα είναι:

$$\sigma_{\max} = 4\sigma \cdot b/3(b-2l) \text{ για τον πρόβολο και}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma \cdot b(b-l) \text{ για την δοκό .}$$

όπου: b είναι το μήκος της θεμελίωσης

σ είναι η ομοιόμορφη τάση

l είναι το μήκος πάνω στο οποίο εκτείνεται η κατασκευή.

Από τις πιο πάνω σχέσεις φαίνεται ότι η τιμή της σ_{\max} εξαρτάται από το μήκος l , που με την σειρά του εξαρτάται από το λόγο $\sigma_{\max} = \sigma$.

Όσο όμως η τιμή της σ_{\max} πλησιάζει την τιμή της τελικής φέρουσας ικανότητας του εδάφους, δημιουργείται στο έδαφος μία διαρροή. Η διαρροή αυτή, προκαλεί με την σειρά της στην κατασκευή ή μια τάση ανατροπής (στην περίπτωση που η έδραση γίνεται με πρόβολο) ή ανομοιόμορφες βυθίσεις (στην περίπτωση που η έδραση της γίνεται με το πρότυπο της δοκού).

Και στις δύο περιπτώσεις θα πρέπει κανείς, ή να αυξήσει το εμβαδόν έδρασης της θεμελίωσης στο κάτω μέρος της, ή να μικρύνει το μήκος του προβόλου ή την απόσταση έδρασης της

ράβδου, ελαττώνοντας έτσι τις τάσεις που αναπτύσσονται, τόσο στην θεμελίωση, όσο και στην κατασκευή.

Τελικά όλες οι θεμελιώσεις σε λασπώδη εδάφη(αν είναι οικονομικότερες από πασσάλους) γίνονται με γενική κοιτόστρωση.

ΕΙΔΗ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΕΩΝ

Υπάρχουν δύο ειδών κοιτοστρώσεων. Είναι οι απλές και οι γενικές που κάθε μία ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους και την χρησιμότητά της, χωρίζεται σε:

- Επίπεδη κοιτόστρωση
- Κοιτόστρωση με νευρώσεις
- Κελυφωτή κοιτόστρωση

1. Απλές κοιτοστρώσεις

α) Επίπεδη κοιτόστρωση: Είναι ο απλός τύπος θεμελίωσης, εφόσον η απόσταση έδρασης των στηρίξεων δεν ξεπερνά το 3-3,5m. Αποτελείται από μία πλάκα από σκυρόδεμα πάχους 15-35cm. Πάνω από ανοίγματα 3,5m το κόστος της θεμελίωσης, γίνεται μεγάλο, γιατί φορτίζει υπερβολικά το έδαφος με το ίδιο βάρος της.

Ο υπολογισμός της πλάκας θεμελίωσης γίνεται ανάλογα με το έδαφος. Συνήθως ο απλός υπολογισμός βασίζεται επάνω σε μία ομοιόμορφα κατανομημένη τάση, γεγονός που δίνει αποτελέσματα συμβιβαστά με την ασφάλεια της κατασκευής.

Πολλές φορές υπάρχει η πιθανότητα κατά την διάρκεια της λειτουργίας της κατασκευής να δημιουργηθούν πολύ μεγάλες τάσεις ή πλαστικές κατανομές στις τάσεις-παραμορφώσεις. Για τις περιπτώσεις αυτές θα πρέπει να έχει προβλεφθεί μια τριγωνική κατανομή των τάσεων, κύρια κάτω από τα υποστυλώματα.

δ) Κοιτόστρωση με νευρώσεις: Η θεμελίωση αυτή μοιάζει με μια ανεστραμμένη πλάκα με νευρώσεις. Οι νευρώσεις μπορεί να έχουν μεταβλητές αποστάσεις, ανάλογα με το έδαφος και τα φορτία που πρόκειται να μεταφέρουμε σ' αυτό.

Πάντως οι αποστάσεις για μια καλή διάταξη των νευρώσεων δεν πρέπει να ξεπερνάνε τα 2,5-3,5m.

Σχετικά με την τοποθέτηση των νευρώσεων υπάρχουν δύο πιθανές διατάξεις.

Έτσι ή θα τοποθετηθούν κάτω από την πλάκα ή πάνω από αυτή. Η πρώτη μέθοδος μειονεκτά όταν η κοιτόστρωση γίνεται σε περιοχές που βρίσκονται σε επαφή με το θαλασσινό νερό.

Η τοποθέτηση όμως πάνω από την πλάκα οδηγεί σε αντιοικονομικές διατομές. Πραγματικά για τη διαμόρφωση της διατομής δεν υπολογίζουμε με διατομή T , αλλά με τετραγωνική διατομή.

Επίσης τα σίδερα της πλάκας θα περάσουν πάνω από τα σίδερα ελκυσμού της νεύρωσης, πράγμα που αποδίδει μια πλάκα πιο ψηλή. Η λύση αυτή οδηγεί σε απώλειες ξυλοτύπου.

Σχετικά με τον υπολογισμό της κοιτόστρωσης με νευρώσεις, υπάρχουν δύο μέθοδοι:

- Η κλασική μέθοδος που βασίζεται στην αντοχή των υλικών. Πολύ σπάνια υπολογίζουμε τις κοιτοστρώσεις με την μέθοδο αυτή, γιατί οδηγεί σε πολύπλοκους υπολογισμούς, που στηρίζονται άλλωστε στην θεωρία της ελαστικότητας. Έτσι παραμελούμε τα φαινόμενα πλαστικότητας και ερπυσμού σκυροδέματος.
- Η μέθοδος που στηρίζεται στη θεωρία της πλαστικότητας και του ερπυσμού. Στην περίπτωση αυτή ο συντελεστής πλαστικότητας K μπορεί να είναι ίσος με S αν θεωρήσουμε βέβαια ότι η εκδήλωση της πλαστικότητας μειώνεται από την επίδραση συστολής του σκυροδέματος.

Έτσι αν θεωρήσουμε ότι η ροπή αδράνειας είναι σταθερή, τόσο για τις νευρώσεις, όσο και για την πλάκα τότε οι ροπές θα μεταβάλλονται ανάλογα με τον αριθμό των στηρίξεων.

Για τις ακραίες στηρίξεις λοιπόν και για όλες τις περιπτώσεις θα ισχύει:

$$M_a = pl^2/16$$

Για μεσαία ανοίγματα θα ισχύει:

- Για κοιτόστρωση δύο ανοιγμάτων:
- Θεώρηση με την θεωρία της πλαστικότητας.

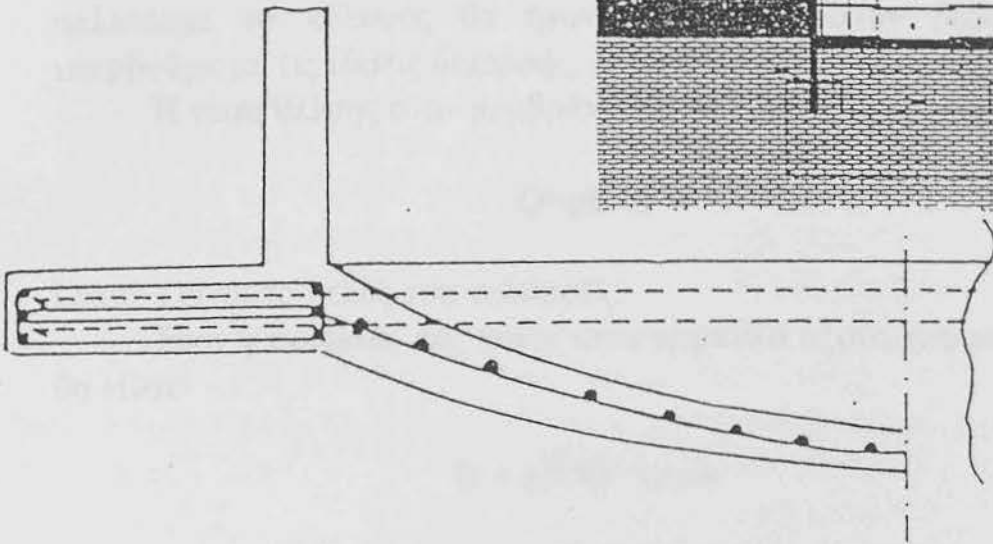
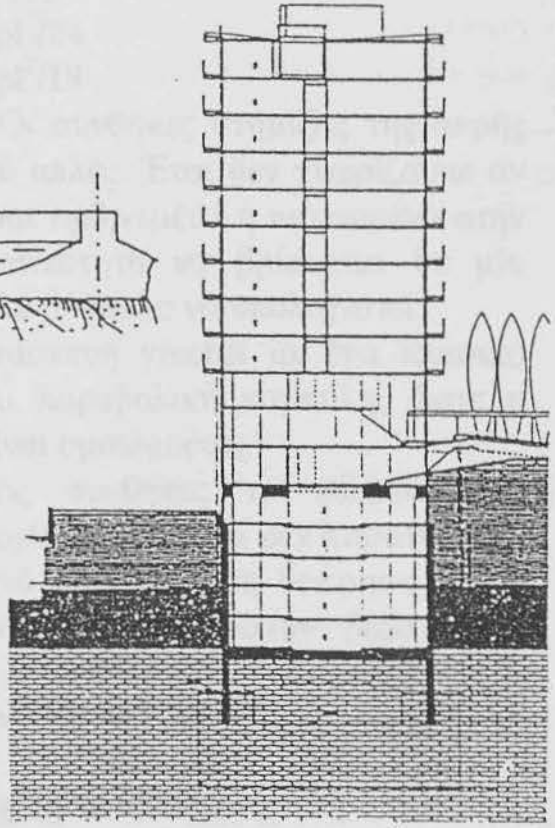
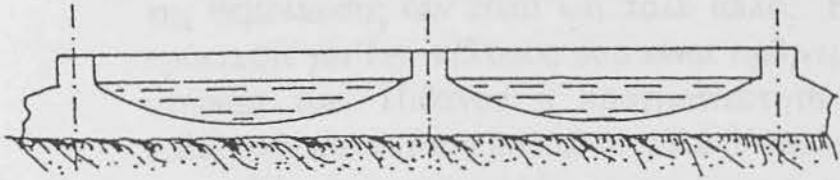
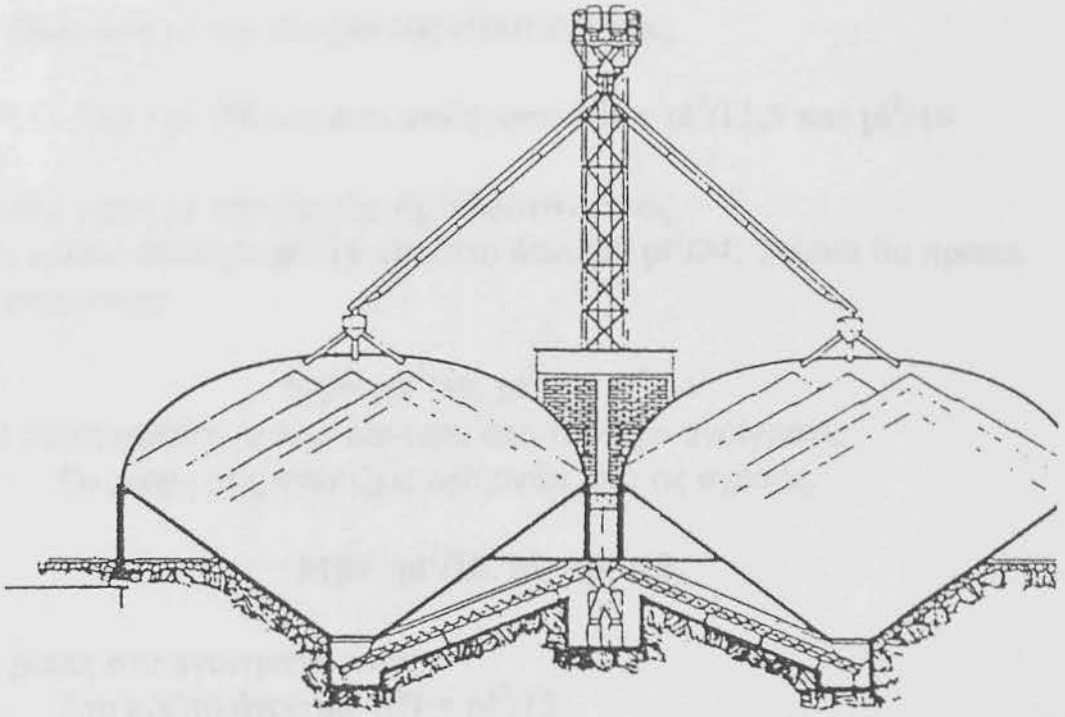
Η ροπή στην μεσαία στήριξη ορίζεται από την σχέση:

$$M_t = pl^2/16,5$$

Θεώρηση με την θεωρία της πλαστικότητας ($K=S$)

$$M_b = -pl^2/8,5 \text{ και } M_t = pl^2/15$$

- Για κοιτόστρωση με τρία ανοίγματα:



Σχήμα 2-81 Διάταξη και όπλισμός μίας κελυφωτής θεμελίωσης.

- Θεώρηση με την θεωρία της ελαστικότητας

$$M\beta = pl^2/10 \text{ και στα ανοίγματα } Mt = pl^2/12,5 \text{ και } pl^2/46$$

- Θεώρηση με την θεωρία της πλαστικότητας.
Στο πρώτο άνοιγμα $pl^2/11$ και στο δεύτερο $pl^2/34$. Τελικά θα πρέπει να παίρνουμε:

$$M\beta = -pl^2/10, pl^2/11, pl^2/34$$

- Η κοιτόστρωση με περισσότερα από τέσσερα ανοίγματα.
Οι ροπές στις στηρίξεις ορίζονται από τις σχέσεις::

$$M\beta = -pl^2/10, M\gamma = pl^2/13.$$

Οι ροπές στα ανοίγματα είναι:

$$\text{Στο πρώτο άνοιγμα: } Mt = pl^2/15$$

$$\text{Στο δεύτερο άνοιγμα: } Mt = pl^2/24$$

$$\text{Στα άλλα ανοίγματα: } Mt = pl^2/19$$

γ) Οι κελυφωτές κοιτοστρώσεις: Οι συνθήκες στήριξης της άκρης της θεμελίωσης δεν είναι και πολύ απλές. Έτσι δεν γνωρίζουμε αν πρόκειται για ένα κέλυφος που είναι αρθρωμένο ή πακτωμένο στην στήριξή του. Πιθανόν η πραγματικότητα να βρίσκεται σε μία ενδιάμεση κατάσταση που είναι πολύ δύσκολο να υπολογιστεί.

Πάντως στην πράξη η κατασκευή γίνεται με ένα κλασικό τρόπο, δίνοντας στο κέλυφος μία παραβολική καμπύλη, ώστε η κατανομή της πίεσης έδρασης να είναι ομοιόμορφη.

Έτσι κάτω απ' αυτές τις συνθήκες το κέλυφος της κοιτόστρωσης υπόκειται μόνο σε ορθές τάσεις και δεν παρατηρείται καμία κάμψη πάνω σ' αυτό. Μετά από αυτή τη θεώρηση το να οπλίσουμε το κέλυφος θα ήταν άχρηστο, εφόσον βέβαια δεν υπερβούμε με τις τάσεις διαρροής, λόγω θλίψης στο σκυρόδεμα.

Η τάση θλίψης στην μεμβράνη του κελύφους ορίζεται ως:

$$Q = pl^2/8f$$

Όπου: f είναι το βέλος του κελύφους.

Έτσι η προβολή της πάνω στον καμπύλο άξονα του κελύφους θα είναι:

$$Q' = pl^2/8f \cdot \sigma_{να}$$

Επομένως η τάση στο σκυρόδεμα θα εκφράζεται από την σχέση:

$$\sigma_b = Q' / 100e$$

όπου e είναι το πάχος του σκυροδέματος

Αν e' είναι η απόσταση των ράβδων του οπλισμού, τότε η αντοχή σε έλξη θα είναι:

$$T = Q \cdot e'$$

Και επομένως για το εμβαδόν W' της διατομής του οπλισμού θα ισχύει:

$$W' = T / \sigma_{στ}$$

2. Οι γενικές κοιτοστρώσεις

Γενικά τα φορτία που ασκούνται πάνω σε μία γενική κοιτόστρωση είναι:

- Το ίδιο βάρος της κοιτόστρωσης, τα μόνιμα φορτία και τα κινητά
- Οι αντιδράσεις του εδάφους που είναι άγνωστες, εφόσον εξαρτώνται από το σύστημα της θεμελίωσης και τις παραμορφώσεις της.

Για πρακτικούς υπολογισμούς απαιτείται:

- Ομοιόμορφη κατανομή της πίεσης έδρασης για πολύ ακατάλληλα Εδάφη.
- Συγκέντρωση της αντίδρασης στις στηρίξεις για τα πολύ καλά Εδάφη.

α) Η επίπεδη γενική κοιτόστρωση: Οι θεμελιώσεις αυτές λέγονται μυκητοειδείς κοιτοστρώσεις και συμπεριφέρονται ως μία χοντρή πλάκα πάνω στην οποία τα φορτία μεταβάλλονται από τις θέσεις των στηρίξεων προς τα ανοίγματα.

Οι θεμελιώσεις αυτές εφαρμόζονται ελάχιστα, διότι απαιτούν πολύπλοκους υπολογισμούς. Πραγματικά αν θελήσουμε να κάνουμε τον υπολογισμό μίας θεμελίωσης με την θεωρία της ελαστικότητας δεν θα αποφύγουμε την ακριβή μέθοδο, διότι δεν υπάρχει καν ευκολότερη προσεγγιστική μέθοδος.

Οι συνηθισμένες μέθοδοι υπολογισμού είναι:

- Ο υπολογισμός με την παραδοχή ότι το έδαφος είναι ελαστικό.
- Ο υπολογισμός με την θεωρία των μυκητοειδών πλακών
- Ο υπολογισμός με την θεωρία της πλαστικότητας.

Τελικά εκτός απ' τους πολύπλοκους υπολογισμούς που απαιτούν οι κοιτοστρώσεις του είδους αυτού, απαιτούν και την ενίσχυση της στήριξης των υποστυλωμάτων, για να μειωθούν οι τάσεις διάτμησης. Έτσι η απώλεια ωφελίμου χώρου.

β) Οι κοιτοστρώσεις με νευρώσεις. Ένα από τα πιο δύσκολα προβλήματα των κοιτοστρώσεων με νευρώσεις είναι η λύση του προβλήματος της κατανομής των πιέσεων.

Αν τα υποστυλώματα φορτίζονται ομοιόμορφα, τότε η φόρτιση του εδάφους ακολουθεί μία κυματοειδή καμπύλη που παίρνει την μέγιστη τιμή της κάτω από τα υποστυλώματα.

Μια πρώτη απλοποίηση γίνεται αν θεωρήσουμε μία ομοιόμορφη κατανομή της πίεσης, κάτω από την θεμελίωση.

Όταν το έδαφος είναι σε κάπως καλύτερη κατάσταση από την άποψη της φέρουσας ικανότητας, τότε μπορούμε να θεωρήσουμε μία τριγωνική κατανομή των πιέσεων, με τις μέγιστες τιμές ρ κάτω από τα υποστυλώματα.

Έτσι στις δοκούς οι ροπές λόγω κάμψης θα είναι:

$$\text{Δοκός A: } M\alpha = 0,06238 P I_1 \beta_1 / (\beta_1 + \beta_2)$$

$$\text{Δοκός B: } M\beta = 0,06238 P I_2 \beta_2 / (\beta_1 + \beta_2)$$

$$\text{Όπου: } \beta_1 = 1 / (2 \cdot I_1^4 / I_2^4), \beta_2 = 1 / (I_2^4 / I_1^4)$$

$$\text{Και: } T\alpha = 0,5 P \beta_1 / (\beta_1 + \beta_2), T\beta = 0,5 P \beta_2 / (\beta_1 + \beta_2)$$

Η μέση πίεση που ασκείται άνω στην πλάκα είναι:

$$\rho = P / I_1 \cdot I_2$$

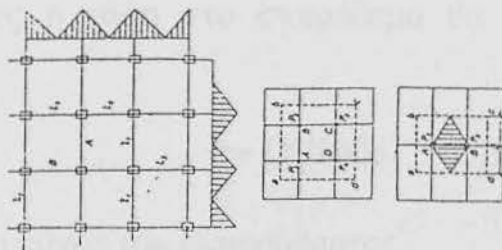
$$\rho' = P / 2 I_1 \cdot I_2$$

Αν τα υποστυλώματα έχουν μία τυχαία κατανομή, τότε η πίεση που ασκεί το έδαφος θα είναι μεταβλητή. Είναι δυνατόν να δεχθούμε μία ομοιόμορφη κατανομή κάτω από τα υπολείμματα, αλλά με διαφορετικές τιμές της πίεσης στο καθένα.

Αν επίσης τα φορτία κάτω από τα υποστυλώματα διαφέρουν πάρα πολύ, τότε θα πρέπει να ξεχωρίσουμε τις θεμελιώσεις με απλές κοιτοστρώσεις. Διαφορετικά οι καθιζήσεις και υπάρχει πιθανότητα να παρουσιαστούν πολλές ρωγμές κατά την λειτουργία της.

Ο υπολογισμός της φόρτισης γίνεται όπως και στις συνεχείς δοκούς.

Έτσι για να υπολογίσουμε τη φόρτιση στο άνοιγμα AB δεχόμαστε ότι τα φορτία στα δύο ανοίγματα A και B κατανέμονται πάνω στο ορθογώνιο abed, που έχει εμβαδόν S.



Σχ. 2.82

Τότε η πίεση θα είναι:

$$q = (P_1 + P_2)/S \text{ και } \rho = 2/3 q \cdot d$$

Έτσι το ολικό φορτίο πάνω στην AB θα είναι αυτό που φαίνεται διαγραμματισμένο στο σχήμα.

Στην περίπτωση που η θεμελίωση μπορεί να θεωρηθεί ως πολύ άκαμπτη, τότε η πίεση κάτω από την κοιτόστρωση υπολογίζεται από την σχέση:

$$\rho = R/ab \cdot (1 + \sigma_e''/b)$$

και τα στατικά φορτία από τις σχέσεις:

$$Q = \Sigma P - \Sigma \rho dx, \quad M = \Sigma Px - \Sigma \rho x dx$$

Όπου: a και b είναι οι διαστάσεις της κοιτόστρωσης Q , M είναι η τέμνουσα δύναμη και η ροπή κάμψης αντίστοιχα.

γ) Η κελυφωτή γενική κοιτόστρωση: Ο υπολογισμός γίνεται με τον ίδιο τρόπο όπως και στην απλή κοιτόστρωση. Η μόνη διαφορά είναι ότι για να έχουμε την ίδια ομοιόμορφα κατανεμημένη πίεση, θα πρέπει τα βέλη των κελυφών να είναι διαφορετικά. Πράγματι, αν l και l' είναι τα ανοίγματα και f και f' τα βέλη τους, τότε κάτω από την ίδια πίεση ρ οι δυνάμεις θλίψης στα δύο κελύφη θα είναι αντίστοιχα:

$$Q = \rho l^2/8f, \quad Q' = \rho l'^2/8f'$$

Αν πάρουμε:

$$Q = Q'$$

Τότε θα είναι:

$$f' = f \cdot l'^2/l^2$$

Όπου f είναι το βέλος του κελύφους.

Έτσι η προβολή της πάνω στον καμπύλο άξονα του κελύφους θα είναι:

$$Q' = \rho l^2/8f \sigma_{\text{υνα}},$$

Επομένως η τάση στο σκυρόδεμα θα εκφράζεται από την σχέση:

$$\sigma = Q'/100e$$

όπου: e είναι το πάχος του σκυροδέματος

Αν e' είναι η απόσταση των ράβδων του οπλισμού, τότε η αντοχή σε έλξη θα είναι:

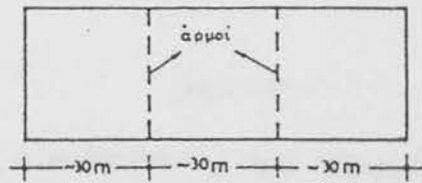
$$T=Qe'$$

Και επομένως για το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού W' θα ισχύει:

$$W' = T / \sigma_{\text{επ}}$$

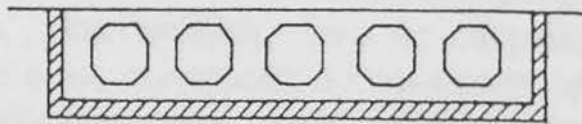
Μορφή Γενικής Κοιτόστρωσης

Η γενική κοιτόστρωση αποτελείται από μια πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος σταθερού πάχους. Αν η αντοχή σε διάτμηση δεν είναι αρκετή αυξάνεται κατάλληλα το πάχος στην βάση των υποστυλωμάτων προς το εσωτερικό του υπογείου, όταν αυτό δεν ενοχλεί αρχιτεκτονικά ή προς το εξωτερικό στην αντίθετη περίπτωση.



Σχήμα 2.83

Επειδή οι ροπές εκκεντρότητας της κοιτόστρωσης έχουν υψηλές τιμές, συνήθως ενισχύεται η πλάκα με δοκούς. Κατά γενικό κανόνα αναζητείται η χρησιμοποίηση όταν προβλέπονται από τα αρχιτεκτονικά σχέδια των εξωτερικών και εσωτερικών τοιχίων που οπλίζονται κατάλληλα. Έτσι αποφεύγεται η παρεμβολή δοκών στις θέσεις που δυσκολεύουν την λειτουργία των υπογείων. Τα εσωτερικά τοιχία μπορούν να εκτελεσθούν σε όλο το ύψος του υπογείου με μορφή δοκών Vierendel για να μπορεί να είναι ελεύθερη η επικοινωνία ανάμεσα στους διάφορους χώρους του υπογείου.

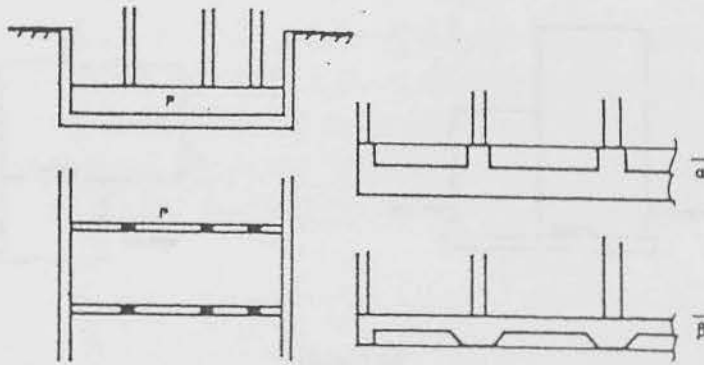


Σχήμα 2.84

Τα περιφερειακά τοιχία, που οπωσδήποτε είναι αναγκαία στην υποστήριξη του εδάφους είναι σε πολλές περιπτώσεις αρκετό, αν υπολογιστούν κατάλληλα για να ισορροπήσουν τις ροπές κάμψης

της κοιτόστρωσης. Αν χρειαστεί όμως εκτελούνται και εγκάρσιες δοκοί P που μεταφέρουν μέρος από τα φορτία στα περιφερειακά τοιχία.

Οι δευτερεύουσες αυτές δοκοί εκτελούνται στο εσωτερικό ή στο εξωτερικό της πλάκας. Στην τελευταία περίπτωση έχουν τραπεζοειδή διατομή για την απ' ευθείας διάστρωση του σκυροδέματος πάνω στο έδαφος, χωρίς τη βοήθεια ξυλοτύπων.



Σχήμα 2.85

Η πλάκα της κοιτόστρωσης έχει πάχος 0,4-0,6μ τουλάχιστον. Σε ορισμένες περιπτώσεις το πάχος της φθάνει 2-3 μέτρα. Οι δοκοί ενίσχυσης μπορεί να έχουν ύψος πολλών μέτρων, επειδή τα φορτία και οι ροπές γενικής κάμψης παρουσιάζουν πολύ μεγάλες τιμές. Αν π.χ το ολικό βάρος κατασκευής είναι $3.000 \times 2 = 6.000 \text{ tm}$.

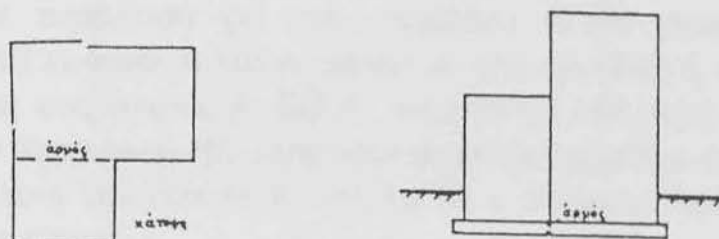
Είναι φανερό ότι πρέπει να επιδιώκεται με την κατάλληλη διάταξη της κοιτόστρωσης, η όσο δυνατόν μικρότερη μέση εκκεντρότητα l_m των φορτίων της ανωδομής. Συνήθως μπορούμε να πετύχουμε να έχουμε:

$$l_m = 0$$

Εν τούτοις σε πολλές περιπτώσεις όταν π.χ πρόκειται για θεμελιώσεις απλά, τα κινητά φορτία προκαλούν σημαντική εκκεντρότητα και έστω και αν η μέση εκκεντρότητα είναι μηδέν, δημιουργούνται εκκεντρότητες για τις ακραίες περιπτώσεις επιφόρτισης. Σε άλλες περιπτώσεις η διαμόρφωση του χώρου και η θέση των υποστυλωμάτων είναι τέτοιες που η ύπαρξη εκκεντρότητας δεν μπορεί να αποφευχθεί.

Για τον οπλισμό των γενικών κοιτοστρώσεων χρειάζονται υψηλά ποσοστά σιδήρου. Σε σπάνιες περιπτώσεις χρησιμοποιήθηκε το σύστημα της προεντάσεως (π.χ. οι δεξαμενές 8 και 9 του Λιμένα της Μασσαλίας-Travaux-Paris-Φεβρουάριος 1964). Δεν είναι όμως

βέβαια ότι η προένταση είναι ενδιαφέρουσα. Για λόγους στεγανότητας είναι καλό να εκτελείται το σκυρόδεμα με τρόπο συνεχή. Δημιουργούνται έτσι προβλήματα οργάνωσης του εργοταξίου, γιατί οι ποσότητες για διάστρωση είναι συνήθως μεγάλες. Στην ανάγκη προβλέπονται αρμοί κατασκευής κατά μήκος των οποίων λαμβάνονται έκτακτα μέτρα για την εξασφάλιση στεγανότητας.



Σχήμα 2.86

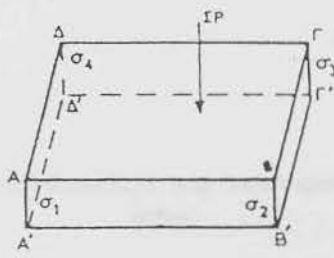
Αρμοί διαστολής για την ελεύθερη σχετική μετακίνηση των συνεχόμενων τμημάτων της κοιτόστρωσης προβλέπονται υποχρεωτικά όταν η κάτοψη της κοιτόστρωσης ή η πρόσοψη της ανωδομής δεν έχουν ορθογωνικό σχήμα.

Σκοπός των αρμών αυτών είναι να μπορεί να δίνεται απλή ορθογωνική μορφή στα διάφορα τμήματα της κοιτόστρωσης και τα φορτία να είναι σχετικά ομοιόμορφα..

Αλλά και όταν η γεωμετρική μορφή είναι απλή είναι καλό να προβλέπονται αρμοί διαστολής κάθε 25-30 μέτρα, ιδίως για να διευκολύνεται η προσαρμογή στις διαφορικές καθιζήσεις του εδάφους.

Μέθοδοι υπολογισμών γενικών κοιτοστρώσεων

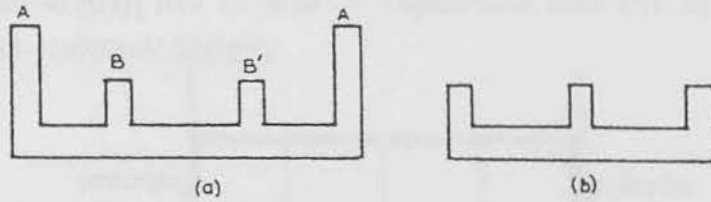
Για τις κοιτοστρώσεις που αποτελούν θεμελιώσεις κτιρίων δεχόμεστε ότι η κατανομή των φορτίων είναι επίπεδη και οι ακραίες τιμές σ_1 , σ_2 , σ_3 , σ_4 των τάσεων του εδάφους υπολογίζονται αν γράψουμε τις τρεις εξισώσεις της στατικής (ισότητα δυνάμεων-ισότητα ροπών ως προς δύο άξονες παράλληλους προς AB και ΒΓ). Η τέταρτη εξίσωση, που χρειάζεται αφού έχουμε τέσσερις αγνώστους, εκφράζει ότι τα τέσσερα σημεία Α', Β', Γ', Δ' βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο.



Σχήμα 2.87

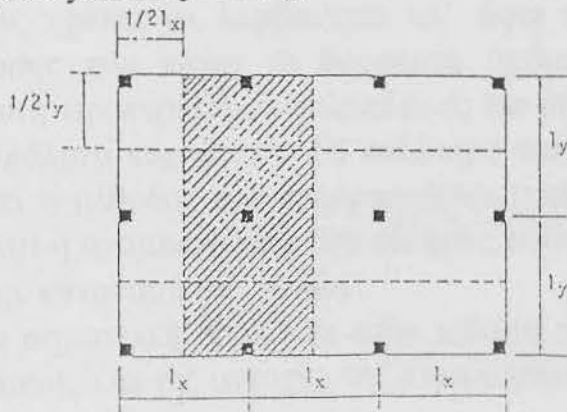
Οι τιμές των ροπών προκύπτουν εύκολα αφού όλα τα εξωτερικά φορτία είναι γνωστά. Για τον υπολογισμό της ροπής που δέχεται κάθε δοκός χρειάζεται να γίνει ειδική παραδοχή που εξαρτάται από την μορφή της κοιτόστρωσης

Στην περίπτωση (α) του σχήματος (2.88) μπορούμε να δεχθούμε ότι οι δοκοί Α και Α' παίρνουν όλη την ροπή ή ότι η ροπή κατανέμεται στις δοκούς Α, ΒΒ'Α' ανάλογα με την ροπή ακαμψίας τους. Στην περίπτωση (β) είναι καλύτερο να θεωρηθεί ότι όλες οι δοκοί παίρνουν την ίδια ροπή και όχι ότι η κεντρική δοκός παίρνει μεγαλύτερο φορτίο.



Σχήμα 2.88

Ο υπολογισμός της πλάκας θεμελιώσεως είναι ανάλογος του υπολογισμού της πλάκας ανωδομής, με ανεστραμμένη εικόνα φορτίσεως, θεωρουμένων των τυχόν ενισχύσεων, δοκών ή τοιχωμάτων, ως ακλόνητων στηρίξεων. Οι δοκοί, εφόσον υπάρχουν τέτοιες, υπολογίζονται με τις αντιδράσεις πλάκας, μέσω των γνωστών τραπεζοειδών διαγραμμάτων, κατά τις γραμμές διαρρήξεως ή απλούστερα με ορθογωνικά διαγράμματα. Εφόσον τα υποστρώματα εδράζονται επί της πλάκας θεμελίωσης, χωρίς την παρεμβολή πεδιλοδοκών-ενισχύσεων τότε η πλάκα υπολογίζεται ως μυκητοειδής χωρίς μύκητες ή ως μυκητοειδής με γραμμικά κατανεμημένες πιέσεις επαφής.



Σχήμα 2.89. Προσεγγιστικός υπολογισμός γενικής κοιτόστρωσης ως συνεχής κατά λωρίδες δοκός.

Σε περιπτώσεις συμμετρικού καννάβου υποστυλωμάτων, όπως φαίνεται στο σχήμα (2.89) χωρίς δοκό πλάκα θεμελιώσεως, μπορεί προσεγγιστικά να διαχωριστεί κατά λωρίδες σε ισοδύναμες συνεχείς δοκούς και να υπολογιστεί κατάλληλα. Σε περιπτώσεις συμμετρικού καννάβου με αντίστοιχη πρόβλεψη πεδιλοδοκών κατά δύο διευθύνσεις αυτές μπορούν να υπολογιστούν προσεγγιστικά κατά τον παραπάνω διαχωρισμό, ενώ η πλάκα υπολογίζεται ανεξάρτητα ως συνεχής, εδραζομένη επί των πεδιλοδοκών.

Γενικά η γραμμική κατανομή των πιέσεων επαφής, αποτελεί την απλούστερη υπόθεση κατανομής των πιέσεων επαφής, που εξετάζεται συνήθως με μία από τις ακριβέστερες μεθόδους υπολογισμού των γενικών κοιτοστρώσεων. Υπό προϋποθέσεις η απλή αυτή παραδοχή δεν αποκλίνει σημαντικά από την πραγματική κατανομή των πιέσεων επαφής.



Σχήμα 2.90. Γραμμική κατανομή των πιέσεων επαφής.

Γραμμική κατανομή των πιέσεων υπό την γενική κοιτόστρωση, γίνεται παραδεκτή για κατασκευή θεμελίωσης άκαμπτη όπως στο σχήμα (2.90) εδραζομένη επί συμπίεστου στρώματος πάχους μικρότερου του πλάτους θεμελιώσεως B .

Για κοιτοστρώσεις μεγάλων διαστάσεων, δεξαμενές πλοίων, θεμελιώσεις βιομηχανικών εγκαταστάσεων ή δεξαμενών πετρελαίου, πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν η παραμόρφωση της κοιτόστρωσης που παύει να θεωρείται άκαμπτη. Ο υπολογισμός είναι σ' αυτή την περίπτωση πολύπλοκος και δεν υπάρχει θεωρητική μέθοδος απόλυτα παραδεκτή. Το καλύτερο και απλούστερο είναι να εφαρμοσθεί η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων και να ληφθεί υπ' όψιν και η ανομοιογένεια του εδάφους που μπορεί να επηρεάσει αισθητά την κατανομή των ροπών.

Μια σημαντική δυσκολία στην μελέτη του προβλήματος της παραμόρφωσης και της αντοχής της κοιτόστρωσης οφείλεται στο ότι

η ακαμψία της ενισχύεται από την ακαμψία της ανωδομής με τρόπο που δεν είναι αρκετά γνωστός παρ' όλες τις μελέτες και προσπάθειες που γίνονται. Είναι βέβαιο πως αν ληφθεί υπ' όψιν η ακαμψία της οικοδομής η συμπεριφορά της θεμελίωσης βελτιώνεται αφού:

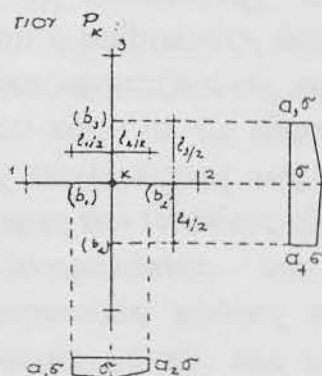
α) Η υπερστατικότητα της ανωδομής επιτρέπει την ανακατανομή των ροπών όταν παρουσιαστούν απρόβλεπτες καθιζήσεις στις κοιτοστρώσεις.

β) Η πλαστικοποίηση και ο ερπυσμός εδάφους και φορέων επιτρέπουν την προσαρμογή στις πραγματικές καθιζήσεις, έστω και αν είναι διαφορετικές από αυτές που προβλέπονται, χωρίς αλλαγή των ροπών της ανωδομής.

Για το λόγο αυτό πιστεύεται ότι δεν χρειάζεται στις πρακτικές εφαρμογές να αναζητηθεί η επίδραση της ακαμψίας της ανωδομής. Φθάνει να ληφθεί υπ' όψιν μόνο η ακαμψία της κοιτοστρώσεως και να ξέρουμε ότι μ' αυτόν τον τρόπο αυξάνουμε το περιθώριο ασφαλείας.

Μέθοδος εύκαμπτης διανομής (για προμελέτες)

Η κατανομή των εδαφικών τάσεων κάτω απ' τα υποστυλώματα είναι τέτοια ώστε τα αντίστοιχα φορτία να ισορροπούν στην περιοχή των



Σχ. 2.91

Αντίστοιχων κόμβων. Έστω ο κόμβος x με φορτίο P_k :

$$A_{1,2} = I_1 b_1 (1 + a_1) + I_2 b_2 (1 + a_2)$$

$$A_{3,4} = I_3 b_3 (1 + a_3) + I_4 b_4 (1 + a_4) \text{ (βοηθητικά εμβαδά)}$$

Όπου a_i = αριθμητικοί συντελεστές.

$$P_{1,2} = A_{1,2} / (A_{1,2} + A_{3,4}) \cdot P_k, \quad P_{3,4} = A_{3,4} / (A_{1,2} + A_{3,4}) \cdot P_k$$

Για κάθε δοκό π.χ την 1,2, λαμβάνεται υπ' όψιν η απολύτως μεγαλύτερη απ' τις παρακάτω δύο τιμές:

$$\pm M_{k(1,2)} = P_k I_1 [b_1 I_1 / (A_{1,2} + A_{3,4}) \cdot (1 + 2 a_1)] : 6 \text{ όπου: } I=1 \text{ ή } 2.$$

Αντίθετα για τον υπολογισμό της μέγιστης ροπής ανοίγματος χρησιμοποιούνται απολύτως μικρότερες τιμές ροπών των εκατέρωθεν στηριγμάτων. Η κλείουσα των διαγραμμάτων των ροπών, οφείλει και εδώ να μετατοπισθεί κατά $\pm \max M/3$, χάρη ασφαλείας.

Επίλυση βάσει εδαφικού προσομοιώματος κατά Winkler

Θέση του προβλήματος

Είναι προφανές ότι η αναζήτηση της επιλύσεως πλάκας ελατηριωτού εδάφους κατά Winkler έχει πρακτική έννοια μόνο για σχετικώς εύκαμπτες πλάκες. Για πρακτικώς άκαμπτες κοιτοστρώσεις, δεδομένου ότι η διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους παραμένει επίπεδη, είναι προφανές ότι η κατανομή των πιέσεων επαφής θα ακολουθεί γραμμικά νόμο, δηλ. κατά την παραδοχή μιας των απλών μεθόδων υπολογισμού.

Ο υπολογισμός μιας εύκαμπτης γενικής κοιτοστρώσεως βασίζεται καταρχήν στην εύρεση της κατανομής των εδαφικών αντιδράσεων υπό την πλάκα θεμελιώσεως και τον εν συνεχεία υπολογισμό των ροπών κάμψεως και τεμνουσών δυνάμεων σε χαρακτηριστικά σημεία της κατασκευής. Όπως ακριβώς και στις πεδιλοδοκούς, επιδιώκεται η μαθηματική έκφραση της ισότητας των βελών κάμψεως της πλάκας-φορτιζόμενης εκ των άνω με τα φορτία της ανωδομής και εκ των κάτω με τις εδαφικές αντιδράσεις-με τις καθιζήσεις του εδάφους θεμελιώσεως στα αντίστοιχα σημεία, με υπολογισμό κατά την θεωρία του ιδεώδους εδάφους.

Η μαθηματική αντιμετώπιση του προβλήματος είναι ευχερεστέρα για την περίπτωση πλάκας γενικής κοιτοστρώσεως ενιαίου πάχους χωρίς δοκούς μεταξύ των υποστυλωμάτων και για αυτή όμως την περίπτωση δηλ. πλάκα ενιαίου πάχους, πλήρεις μαθηματικές λύσεις δεν υφίστανται παρά μόνο για ειδικές περιπτώσεις φορτίσεων και συνοριακών συνθηκών.

Το πρόβλημα περιπλέκεται στην περίπτωση πλάκας μετά δοκών-υπό μορφή ανεστραμμένου δαπέδου-όπου μόνο δια καταλλήλων παραδοχών, όχι πάντοτε εντός της πραγματικότητας, είναι δυνατή μία προσεγγιστική λύση. Συνηθέστερη παραδοχή είναι ότι ζώνη της πλάκας συνεργάζεται με την πεδιλοδοκό και η επίλυση ακολουθεί τη μεθοδολογία επιλύσεως εσχάρας πεδιλοδοκών επί του αντίστοιχου εδαφικού προσομοιώματος, δηλ. ελατηριωτού εδάφους κατά Winkler στην υπ' όψιν περίπτωση.

Η γενική διαφορική εξίσωση της καμπτομένης λεπτής πλάκας, σε καρτεσιανές συντεταγμένες, βάσει της μαθηματικής θεωρίας της ελαστικότητας είναι:

$$D[\partial^4 W/\partial x^4 + 2 \cdot \partial^4 W/\partial x^2 + \partial y^2 + \partial^4 W/\partial y^4] = q(x,y) - p(x,y)$$

Όπου w το βέλος κάμψεως της πλάκας.

$$D = E_b \cdot d^3 / 12 \cdot (1 - \nu_b^2)$$

Με E_b = το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος της πλάκας.

d = το ενιαίο πάχος της πλάκας.

ν_b = ο λόγος του Poisson για το σκυρόδεμα.

$q(x,y) = q$ το συνεχές φορτίο επί της πλάκας εκ των άνω μ,
 x, y = το οι πιέσεις επαφής.

Η ανωτέρω εξίσωση στην περίπτωση εδράσεως της πλάκας επί ιδεώδους εδάφους γίνεται:

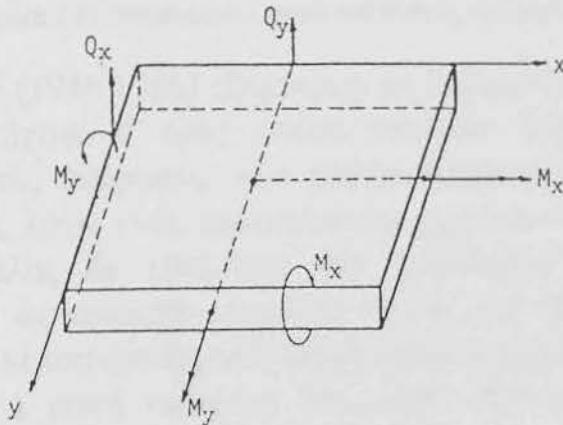
$$\partial^4 W/\partial x^4 + 2 \cdot \partial^4 W/\partial x^2 + \partial y^2 + \partial^4 W/\partial y^4 = q/D - K + w/D$$

όπου K ο δείκτης εδάφους.

Είναι γνωστό βεβαίως ότι κατά την θεωρία του ιδεώδους εδάφους το γινόμενο $K + w$ παριστά την πίεση p κατά την επιφάνεια εδράσεως της πλάκας. Τελικώς το φορτίο καταπονήσεως της πλάκας θα είναι: $q^I = q - p$ σε κάθε θέση (x, y) .

Η γενική λύση της εξισώσεως επιτυγχάνεται με διάφορες κατά περίπτωση μεθόδους, όπως π.χ δι' αναπτύξεως σειρών, αναλόγως της φορτίσεως και των συνοριακών συνθηκών της πλάκας.

Οι ροπές κάμψης και οι τέμνουσες δυνάμεις, ευρίσκονται κατά τα γνωστά εκ των σχέσεων που ακολουθούν (βλέπε και Σχ. 2.92.).



Σχήμα 2.92. Στατικά μεγέθη επί ορθογωνικού στοιχείου πλάκας.

$$M_y = -D \cdot (\partial^2 w / \partial x^2 + \nu_b \cdot (\partial^2 w / \partial y^2))$$

$$M_x = -D \cdot (\partial^2 w / \partial y^2 + \nu_b \cdot (\partial^2 w / \partial x^2))$$

$$M_{xy} = -D(1 - \nu_b) \cdot (\partial^2 w / \partial x \cdot \partial y) = M_{yx}$$

$$Q_x = -D \cdot (\partial^3 w / \partial x^3 + \partial^3 w / \partial x \cdot \partial y^2)$$

$$Q_y = -D \cdot (\partial^3 w / \partial x^3 + \partial^3 w / \partial y \cdot \partial x^2)$$

Σε πολικές συντεταγμένες, η διαφορική εξίσωση πλάκας ενιαίου πάχους για την ειδική περίπτωση της αξονοσυμμετρικής φορτίσεως είναι:

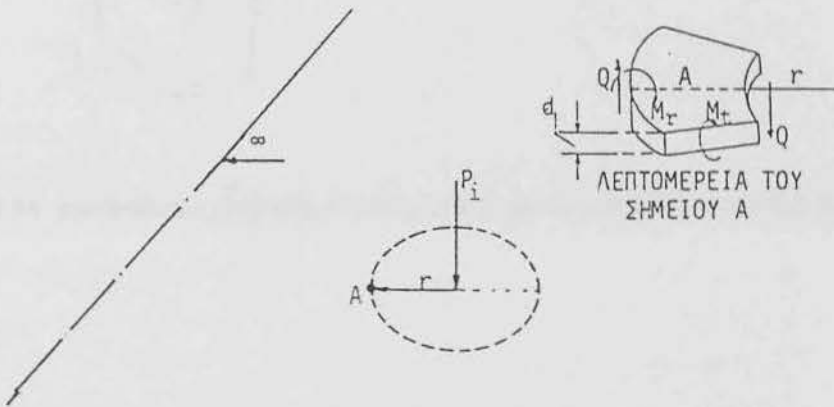
$$(d^2/dr^2 + 1/r \cdot d/dr) (d^2w/dr^2 + 1/r \cdot dw/dr) = q \cdot k \cdot w/D$$

όπου w το βέλος κάμψεως της πλάκας.

r η ακτινική απόσταση εκ της αρχής των πολικών συντεταγμένων.

.. Πλάκες απεριορίστων διαστάσεων

α) Συγκεντρωμένη φόρτιση κατά Hetenyi

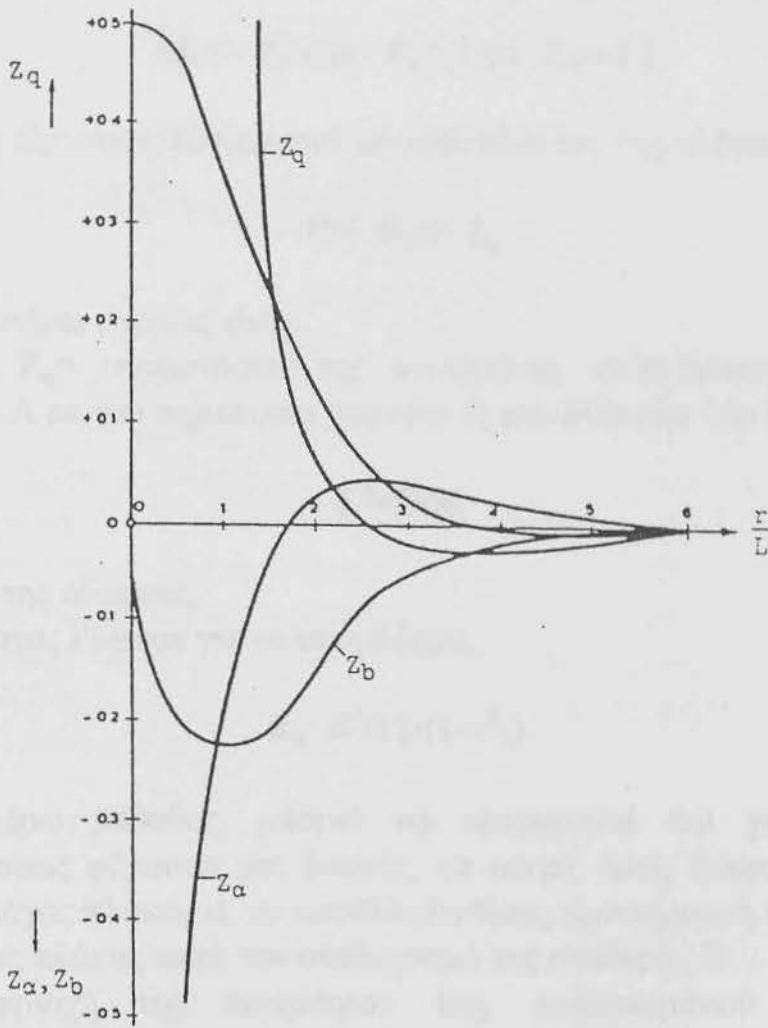


Σχήμα 2.93. Μεμονωμένο φορτίο επί πλάκας απεριορίστων διαστάσεων.

Ο Hetenyi (1946, 1966) εξομοίωσε τη δεδομένη πλάκα θεμελιώσεως, ενιαίου πάχους d προς πλάκα απείρων διαστάσεων, έδωσε τις μαθηματικές εκφράσεις των ροπών κάμψεως και των τεμνουσών δυνάμεων, λόγω ενός μεμονωμένου φορτίου P_i σε απόσταση r απ' αυτού, τέλος δε εθεώρησε την επαλληλία των επιρροών των διαφόρων ως ανωτέρω φορτίων P_i για την εύρεση της συνολικής εντατικής καταστάσεως στο συγκεκριμένο σημείο A (Σχ. 2.93).

Η ακτινική ροπή κάμψεως M_r , λόγω σημειακού φορτίου P_i σε σημείο A σε απόσταση απ' αυτό, r , είναι:

$$M_r = -P_l/4 \cdot [Z_a - (1-\mu) \cdot Z_b/r/L]$$



Σχήμα 2.94: συναρτήσεις επιλύσεως πλάκας απειριορίστων διαστάσεων, κατά Hetenyi.

Η εφαπτομενική ροπή κάμψεως M_t στο ίδιο σημείο A είναι:

$$M_t = - P_l/4 \cdot [\mu \cdot Z_a + (1-\mu) \cdot Z_b/r/L]$$

Τέλος η τέμνουσα δύναμη ανά μονάδα πλάτους της πλάκας q είναι:

$$Q = - P_l/4 \cdot Z_q$$

Στις ανωτέρω σχέσεις είναι:

Z_a, Z_b, Z_q συναρτήσεις της ανοιγμένης αποστάσεως r/L του σημείου A εκ του σημειακού φορτίου P_l που δίδονται στο Σχ. 2.94

$$L^4 = D/K$$

K ο δείκτης εδάφους,

ν_b ο λόγος Poisson για το σκυρόδεμα,

$$E_b \cdot d^3/12 \cdot (1-\nu_b^2)$$

Η ανωτέρω μέθοδος, μπορεί να εφαρμοσθεί και για πλάκα θεμελιώσεως φέρουσα και δοκούς, με μικρή όμως διαφορά υψών από το πάχος πλάκας d , με κατάλληλη όμως προσαρμογή της ροπής αδρανείας πλάκας κατά τον υπολογισμό της σταθεράς D.

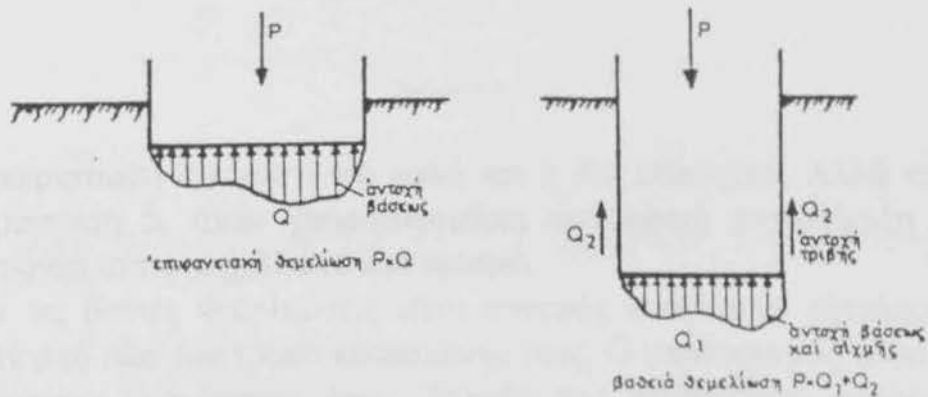
Στην περιοχή της περιμέτρου της, πεπερασμένων βεβαίως διαστάσεων, συγκεκριμένης πλάκας, η οποία για την επίλυση εξομοιώθη καταρχήν με πλάκα απείρων διαστάσεων, απαιτείται διόρθωση με θεωρητική βάση ανάλογη με την γενόμενη στις πεπερασμένου μήκους πεδίοδοκούς.

ΜΕΡΟΣ 3ο ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΤΑΛΛΗΛΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

ΒΑΘΙΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

Ονομάζουμε βαθιές θεμελιώσεις τις μη επιφανειακές θεμελιώσεις. Τις χρησιμοποιούμε όταν τα επιφανειακά στρώματα δεν κρίνονται κατάλληλα για να παραλάβουν τα φορτία της ανωδομής, γιατί είναι κακής ποιότητας (ιλύς ή μαλακή άργιλος), ή γιατί τα φορτία είναι πολύ μεγάλα (θεμελίωση γεφυρών π.χ.), ή τέλος γιατί υπάρχει φόβος να παρασυρθεί το επιφανειακό έδαφος από τη διάβρωση, (άμμος ή αμμοχάλικο στην κοίτη ενός χειμάρρου).

Σαφής διαχωρισμός με κριτήριο το βάθος δεν είναι όμως δυνατός. Η βασικότερη διαφορά μεταξύ επιφανειακών και βαθιών θεμελιώσεων αντιστοιχεί στον τρόπο με τον οποίο μεταφέρονται τα φορτία στο έδαφος.

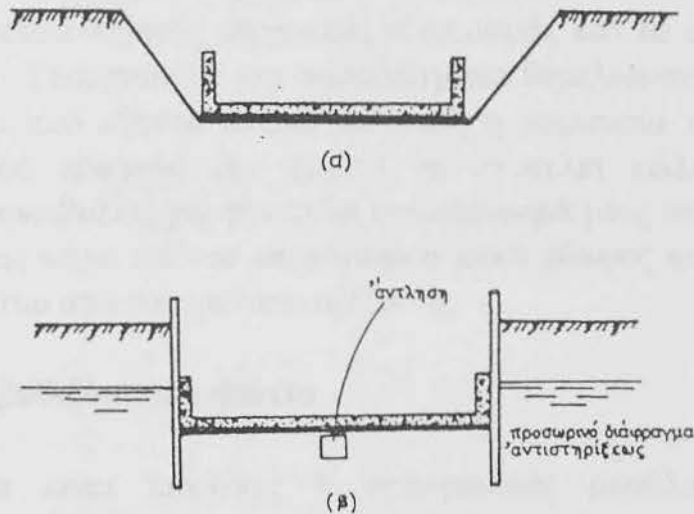


Σχήμα 3.1

Ενώ στις επιφανειακές θεμελιώσεις τα φορτία μεταφέρονται μόνο κάτω από την επιφάνεια επαφής με το έδαφος, στις βαθιές θεμελιώσεις ένα μέρος του φορτίου μπορεί να μεταφερθεί και πάνω από την επιφάνεια αυτή, χάρη στη δύναμη τριβής εδάφους και κατακόρυφων παρειών. Και αυτός ο ορισμός όμως δεν είναι απόλυτος, γιατί η αντοχή τριβής δεν χρησιμοποιείται πάντοτε, υπάρχουν δε περιπτώσεις που η τριβή είναι αρνητική, δηλαδή που το έδαφος φορτίζει τη θεμελίωση αντί να την ανακουφίζει. Γι' αυτό ο καλύτερος ορισμός της βαθιάς θεμελίωσης βασίζεται στον τρόπο κατασκευής της.

Βαθιές θεμελιώσεις είναι αυτές που εκτελούνται με ειδικό τρόπο χωρίς να γίνεται ανοικτή εκσκαφή της ζώνης θεμελίωσης. Στο

Σχ.3.2, δίνουμε παραδείγματα ανοικτής κατασκευής που αντιστοιχούν στις επιφανειακές θεμελιώσεις.



Σχήμα 3.2

Η περίπτωση α είναι η πιο απλή και η πιο κλασσική. Αλλά και η περίπτωση β, όπου χρησιμοποιείται προσωρινή αντιστήριξη και άντληση αντιστοιχεί στον ίδιο ορισμό.

Για τις βαθιές θεμελιώσεις είναι συνεπώς ανάγκη να εξετάσουμε πριν από όλα τον τρόπο κατασκευής τους. Ο υπολογισμός τόσο της φέρουσας ικανότητας τους, δηλαδή της επιδράσεως έδαφος – θεμελίωση, όσο και της αντοχής του σώματος της θεμελίωσης, εξαρτώνται από τη μέθοδο που χρησιμοποιείται για την κατασκευή και τοποθέτηση της θεμελίωσης. Αυτό αποτελεί μια αδυναμία στην ανάπτυξη του θέματος γιατί είναι αδύνατη η πλήρης αφομοίωση αν δεν υπάρχει και η πρακτική πείρα δηλαδή αν ο μηχανικός δεν έχει ασχοληθεί ο ίδιος με την εκτέλεση βαθιών θεμελιώσεων. Αυτός είναι ίσως ο λόγος που κάνει τους Έλληνες μηχανικούς να αποφεύγουν τις βαθιές θεμελιώσεις. Θα προσπαθήσουμε να δώσουμε τις απαραίτητες πληροφορίες για την εισαγωγή στα θέματα αυτά.

Οι βαθιές θεμελιώσεις διακρίνονται σε δύο κατηγορίες: στα φρέατα ή βυθιζόμενο κιβώτια (Caissons), και στους πασσάλους. Οι πάσσαλοι αποτελούν ασφαλώς την καλύτερη και απλούστερη λύση.

Θα ασχοληθούμε στο κεφάλαιο αυτό συστηματικά με αυτόν τον τύπο θεμελιώσεως. Θα εξετάσουμε όμως πρώτα χωρίς να επεκταθούμε πολύ, το θέμα των φρέατων.

Με τα φρέατα και τους πασσάλους αντιμετωπίζονται σίγουρα, και σχετικά εύκολα και οικονομικά, τα προβλήματα που θέτει η θεμελίωση σε κακά εδάφη. Θεμελιώσεις σε βάθη 20 – 30 μ. αποτελούν συνηθισμένα έργα που δε φοβίζουν κανένα, αρκεί να υπάρχει ο απαιτούμενος μηχανικός εξοπλισμός και το ειδικευμένο προσωπικό. Υπάρχουν δε και παραδείγματα θεμελιώσεων σε βάθη μεγαλύτερα από εξήντα μέτρα. Συνεπώς η παρουσία ενός κακού επιφανειακού εδάφους δεν πρέπει να αποτελεί κώλυμα. Όταν υπάρχουν αμφιβολίες για την καλή συμπεριφορά μιας επιφανειακής θεμελιώσεως κάτω από το επιφανειακό κακό έδαφος και συνήθως πολύ πιο κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα.

Φρέατα ή βυθιζόμενα κιβώτια

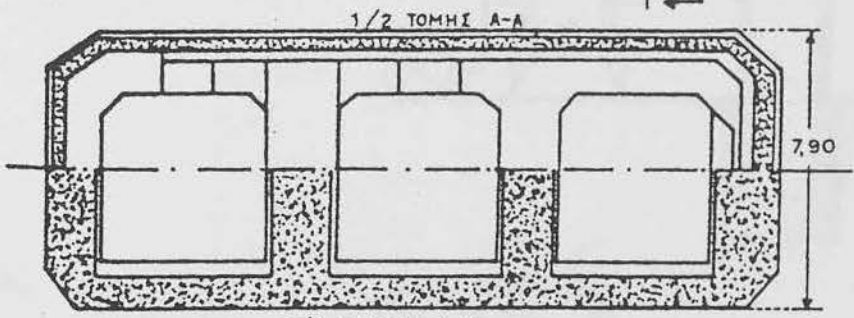
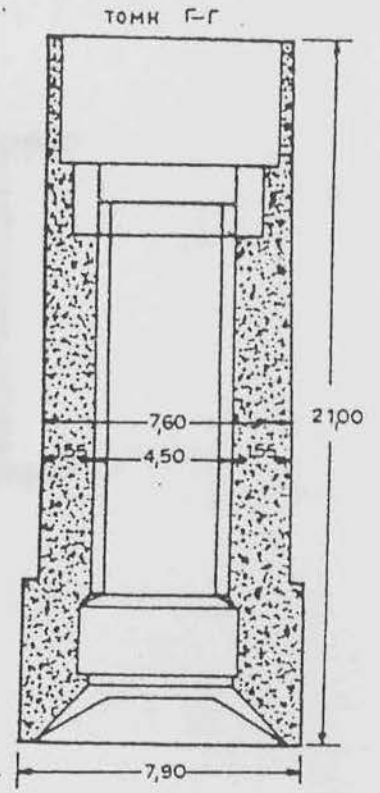
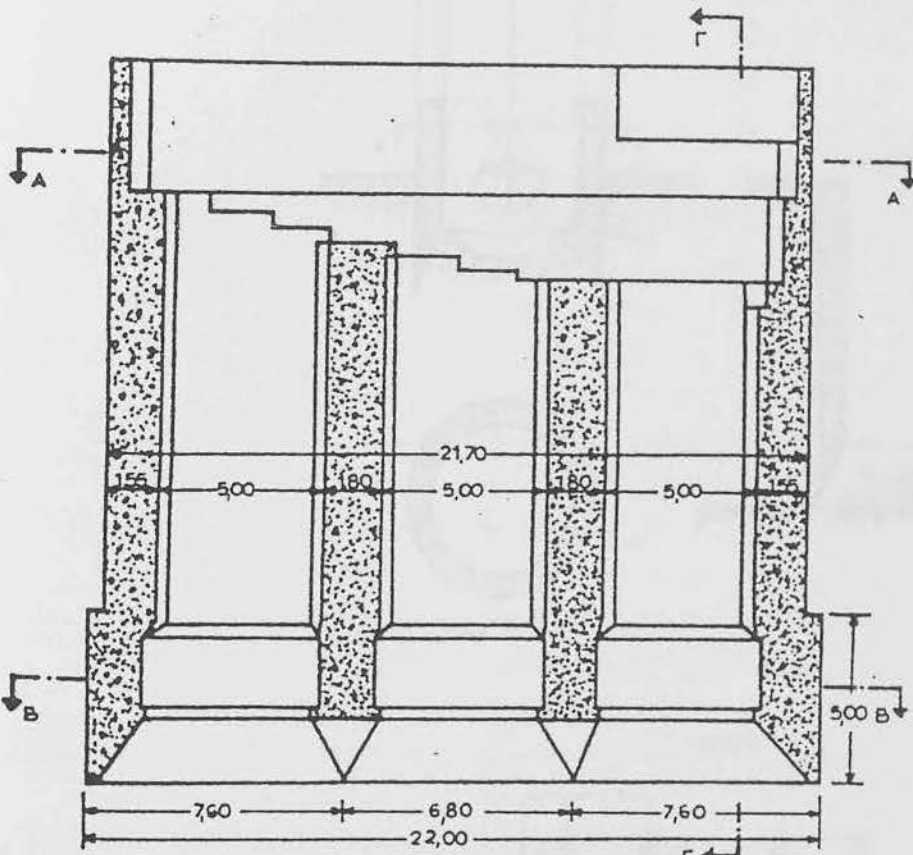
Τα φρέατα είναι κυκλικές ή ορθογωνικές μονολιθικές κατασκευές που εδράζονται σ' ένα βαθύ στρώμα υψηλής αντοχής και συνήθως σε βράχο. Οι διαστάσεις τους είναι αρκετές για να επιτρέψουν την ελεύθερη κίνηση εργατών στο εσωτερικό τους, και της αυτής περίπου τάξεως με το ύψος τους.

Υπάρχουν φρέατα που έχουν διαστάσεις μεγαλύτερες από 30 μ. Στο Σχ.3.3 δίνουμε το παράδειγμα του φρέατος θεμελιώσεως της ανατολικής αγκυρώσεως της κρεμαστής γέφυρας του Tancarville στη Γαλλία.

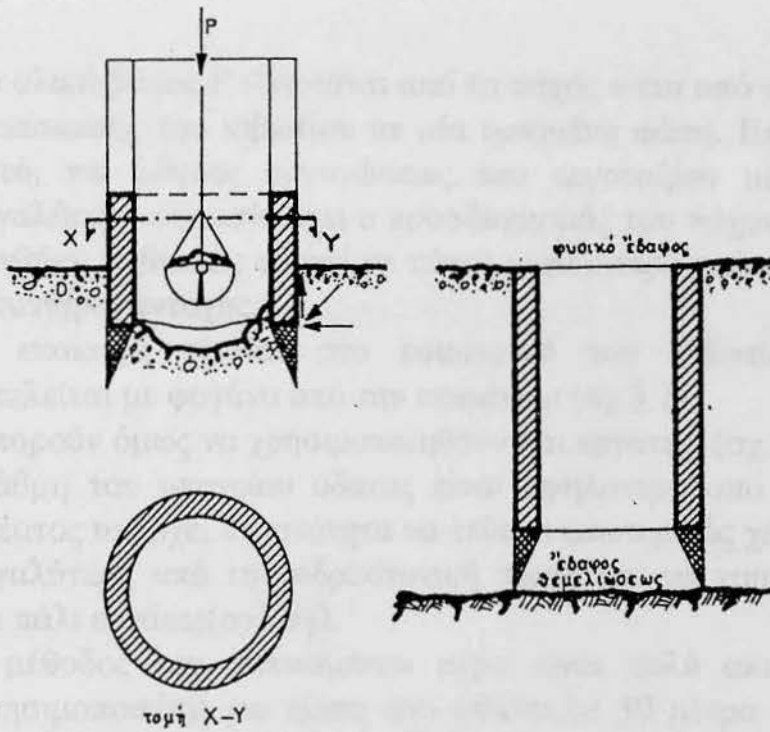
Αλλά υπάρχουν και φρέατα μικρών διαστάσεων. Οι πάσσαλοι BENOTO, κύλινδροι διαμέτρου της τάξεως του μέτρου μπορούν και αυτοί να χαρακτηριστούν σαν φρέατα παρ' όλο που το μήκος τους μπορεί να είναι δεκαπλάσιο από τη διάμετρό τους (σχ.3.4).

Τα φρέατα αποτελούνται από ένα κιβώτιο, που παλαιότερα ήταν από ξύλο ή μέταλλο, αλλά σήμερα είναι συστηματικά από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κιβώτιο κατασκευάζεται με τρόπο συνεχή στην επιφάνεια του εδάφους και βυθίζεται σιγά – σιγά στο έδαφος (σχ.3.5).

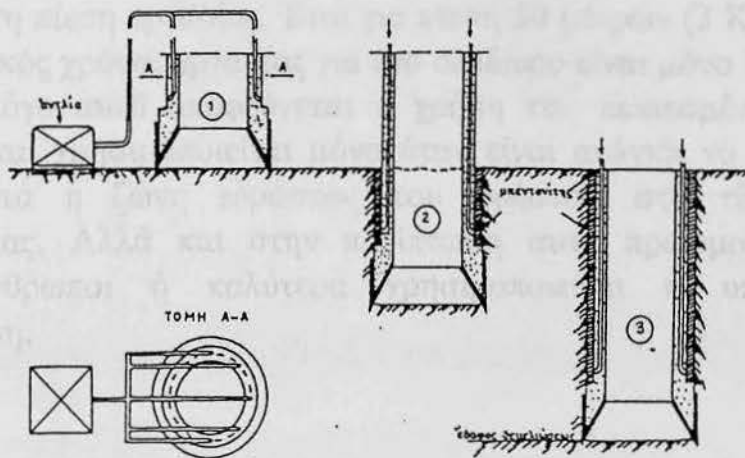
Το πάχος e των παρειών, της τάξεως των 15 – 25 εκ. οπλισμένο με ποσοστό σιδήρου κατά πολύ μεγαλύτερο συνήθως των 100 κιλών στο κυβικό μέτρο, υπολογίζεται με δύο διαφορετικούς τρόπους: για να επιτρέψει την αντοχή στις διάφορες επιπονήσεις, για τις οποίες θα γίνει πιο κάτω λόγος, αλλά και για να εξασφαλίζει το απαιτούμενο βάρος που θα επιτρέψει την



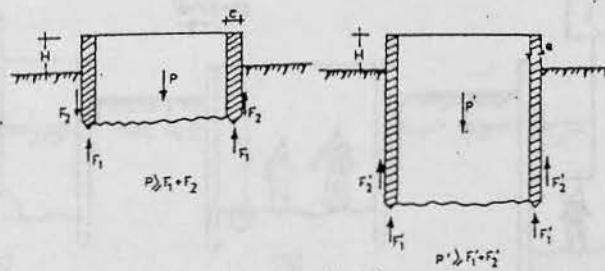
σχήμα 3.3



σχήμα 3.4



σχήμα 3.5



σχήμα 3.6

Σχήμα 3.5

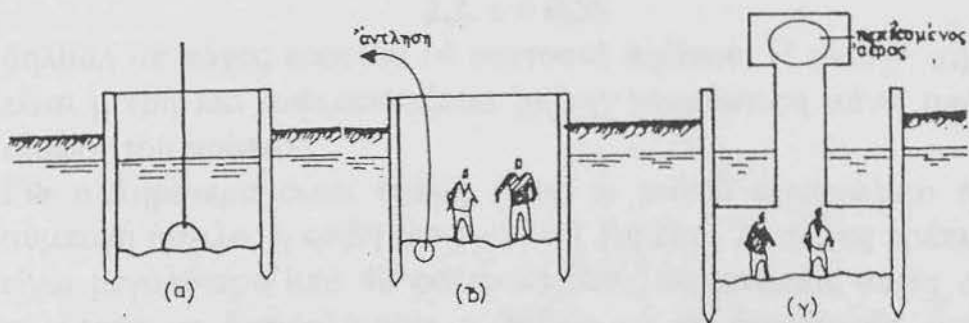
υπερνίκηση των αντιστάσεων τριβής του εδάφους στην εξωτερική επιφάνεια του κιβωτίου (σχ.3.6).

Το ολικό βάρος P εξαρτάται από το πάχος e και από το ύψος H της κατασκευής του κιβωτίου σε μία ορισμένη φάση. Επειδή το ύψος αυτό, για λόγους οργανώσεως του εργοταξίου μένει σταθερό, μεγαλύτερη σημασία έχει ο προσδιορισμός του πάχους. Συνήθως η συνθήκη βυθίσεως οδηγεί σε πάχος μεγαλύτερο από αυτό που δίνει η συνθήκη αντοχής.

Η εκσκαφή γίνεται στο εσωτερικό του κιβωτίου. Συνήθως εκτελείται με φαγάνα από την επιφάνεια (σχ.3.7).

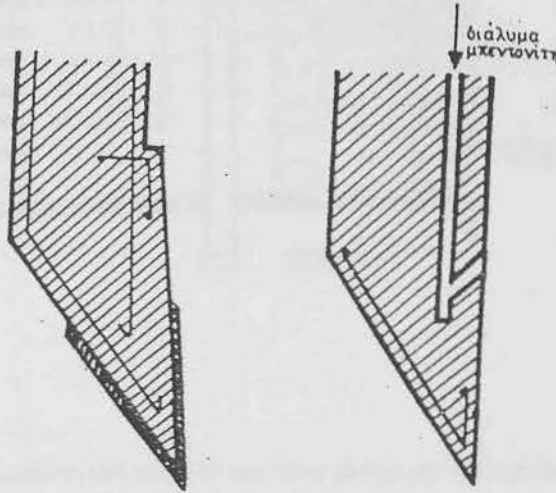
Μπορούν όμως να χρησιμοποιηθούν και εργάτες (σχ.3.7β). Όταν η στάθμη του υπογείου ύδατος είναι υψηλότερη από το βυθό του φρέατος υπάρχει δυνατότητα να τεθεί ο εσωτερικός χώρος σε πίεση μεγαλύτερη από την υδροστατική πίεση και να χρησιμοποιηθούν και πάλι εργάτες(σχ3.7γ).

Η μέθοδος του πεπιεσμένου αέρα είναι πολύ αποτελεσματική. Χρησιμοποιείται για πίεση που φθάνει τα 30 μέτρα ύδατος, αλλά είναι δύσκολη γιατί η εργασία μέσα σε πεπιεσμένο αέρα είναι επικίνδυνη και πρέπει να γίνεται με αυστηρούς όρους ασφαλείας. Η προσυμπύεση και η αποσυμπύεση απαιτεί χρόνο που αυξάνεται με τη μέγιστη πίεση εργασίας. Έτσι για πίεση 30 μέτρων (3 Kg/cm^2) ο πραγματικός χρόνος εργασίας για ένα οκτάωρο είναι μόνο $1 \frac{1}{2}$ ώρα. Για το λόγο αυτό αποφεύγεται η χρήση του πεπιεσμένου αέρα σήμερα και χρησιμοποιείται μόνο όταν είναι ανάγκη να ελεγχθεί από κοντά η ζώνη εδράσεως του φρέατος, στο τέλος της διαδικασίας. Αλλά και στην περίπτωση αυτή προτιμούνται οι βατραχάνθρωποι ή καλύτερα χρησιμοποιείται η υποβρύχια τηλεόραση.



Σχήμα 3.7

Οι δυνάμεις τριβής που εμποδίζουν τη βύθιση του φρέατος έχουν συνήθως μικρές τιμές, αφού τα φρέατα χρησιμοποιούνται όταν τα επιφανειακά στρώματα είναι κακής ποιότητας. Για ιλύ, μαλακή άργιλο ή χαλαρή άμμο, η τριβή είναι μικρότερη από $0,3 \text{ Kg/cm}^2$. Η κίνηση του κιβωτίου εξασφαλίζεται σχετικά εύκολα. Αρκεί να δοθεί η κατάλληλη μορφή αιχμής στη βάση (σχ.3.8).



Σχήμα 3.8

Για κυλινδρικό φρέαρ με ακτίνα ρ για ένα μέτρο μήκους έχουμε για μαλακό έδαφος:

- βάρος $2\pi \cdot \rho \cdot 2,2$
- τριβή $2\pi \cdot \rho \cdot 0,30$

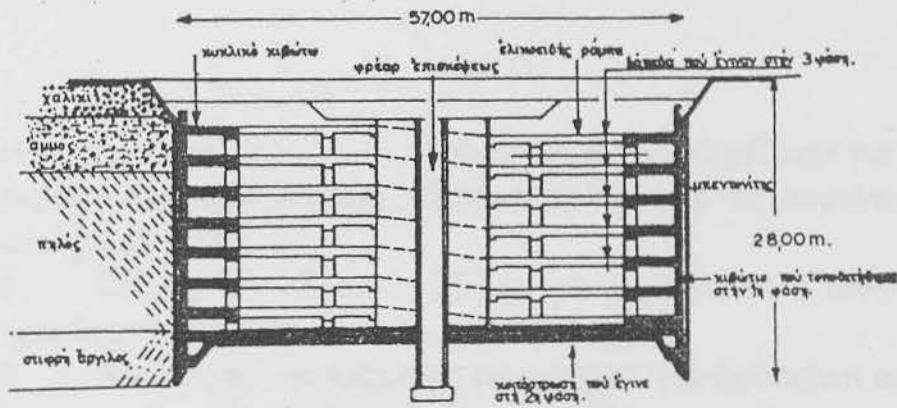
Συνεπώς η βύθιση εξασφαλίζεται όταν,

$$2,2 \cdot \rho = 0,30$$

δηλαδή με πάχος παρειών 14 εκατοστά περίπου. Η αντοχή αιχμής είναι μικρή και αντιμετωπίζεται με την υπερύψωση πάνω από το έδαφος του φρέατος.

Για σκληρότερα όμως εδάφη όπως το πυκνό αμμοχάλικο ή τη συμπαγή άργιλο, η τριβή ξεπερνά το 1 Kg/cm^2 . Το πάχος πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 40 εκατοστά. Στις περιπτώσεις αυτές είναι καλύτερα να διευκολύνεται η βύθιση με τη δημιουργία μεταξύ σκυροδέματος και εδάφους μικρής στρώσεως διαλύματος μπετονίτη, με τη βοήθεια της διατάξεως του σχ.3.8β. ο μπετονίτης καταργεί σχεδόν πλήρως τις τριβές και επιτρέπει μια πολλή εύκολη

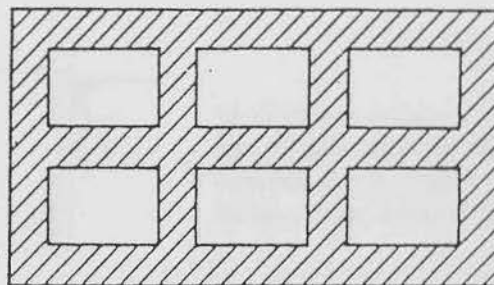
διείσδυση. Χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά στην κατασκευή υπογείου γκαράζ στη Γενεύη (σχ.3.9).

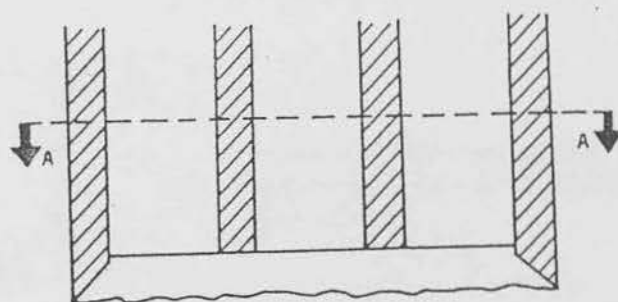


Κατασκευή κυλινδρικού υπογείου garage για 530 οχήματα
Σχήμα (3.9)

Για να αυξηθεί το βάρος των κιβωτίων προστίθενται πολλές φορές και εσωτερικά διαφράγματα, που δεν δημιουργούν δυνάμεις τριβής ούτε αιχμής. (σχ.3.10) με τον τρόπο αυτό αυξάνεται και η αντοχή των εξωτερικών τοιχίων καθώς και η ακαμψία. Πρέπει όμως οι διαστάσεις των εσωτερικών ανοιγμάτων να επιτρέπουν την εκσκαφή σ' όλο το πλάτος του φρέατος.

ΤΟΜΗ Α-Α



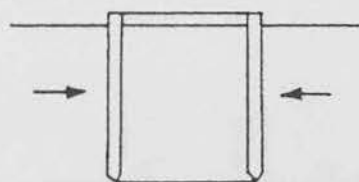


Σχήμα 3.10

Η αντοχή των εξωτερικών τοιχίων πρέπει να εξετάζεται για όλες τις περιπτώσεις επιπονήσεως. Σχηματικά δίνουμε τις κυριότερες από αυτές: (σχ.3.11).

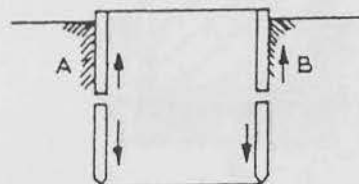
1. Ώθηση του εδάφους. Πρέπει να λαμβάνεται η ώθηση ηρεμίας και η πίεση του υπογείου ύδατος.
2. Ανάρτηση του τμήματος του τοιχίου που βρίσκεται από ένα επίπεδο AB, αν υποθεθεί ότι το φρέαρ αγκυρώνεται στο επάνω τμήμα, για ένα οποιοδήποτε λόγο.
3. Κάμψη προβόλου, αν το φρέαρ συναντήσει ένα σκληρό σημείο A στο εσωτερικό της διατομής.
4. Απόκλιση και δημιουργία ροπών και διατμητικών δυνάμεων, αν μία αιχμή πέσει σε ένα ολόκληρο σημείο.

Οι επιπονήσεις αυτές εμφανίζονται κατά τη διάρκεια της βυθίσεως. Όταν το κιβώτιο γεμίσει μετά την τελική του τοποθέτηση, με σκυρόδεμα ή



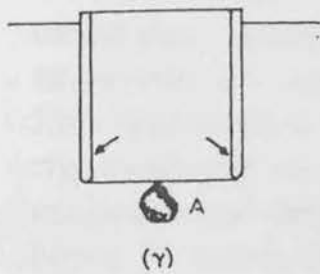
(a)

Ώθηση του εδάφους. Πρέπει να λαμβάνεται η ώθηση ηρεμίας και η πίεση του υπογείου ύδατος.

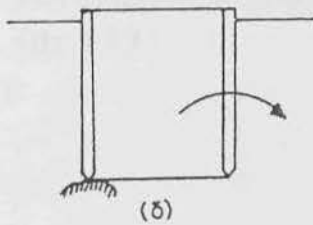


(b)

Ανάρτηση τμήματος του τοιχίου από ένα τυχαίο επίπεδο AB και κάτω, αν υποθεθεί ότι το φρέαρ αγκυρώνεται στο επάνω τμήμα, για έναν οποιοδήποτε λόγο.



Λειτουργία προβόλου αν τό φρέαρ συναντήση ένα σκληρό σημείο A στο έσωτερικό της διατομής.

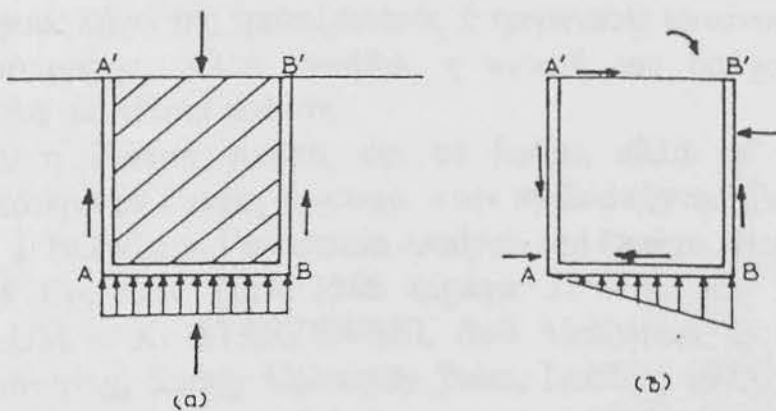


Δημιουργία ροπών και διατμητικών δυνάμεων αν μία αιχμή πέση σ' ένα σκληρό σημείο.

Σχήμα 3.11

με αμμοχάλικο, αυξάνεται κατά πολύ η αντοχή του και έτσι παραλαμβάνει όλα τα φορτία της ανωδομής. Όταν υπάρχει εκκεντρότητα στα φορτία ή όταν υπάρχουν και οριζόντιες δυνάμεις, το πρόβλημα γίνεται πιο πολύπλοκο και πρέπει να εξετάζεται και το θέμα της αντοχής για τα μόνιμα φορτία.

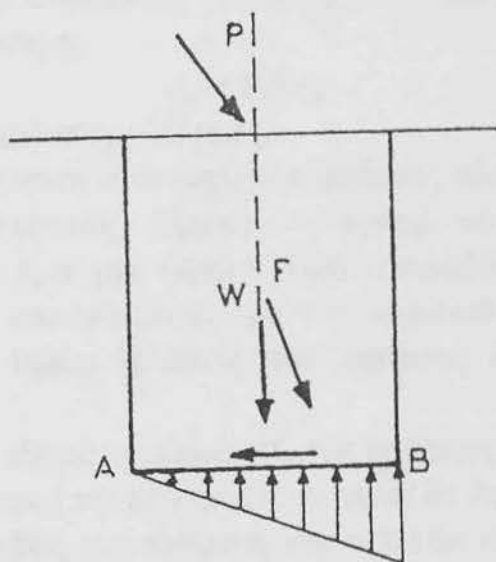
Η μεταφορά των φορτίων της ανωδομής από το φρέαρ στο έδαφος μπορεί να πραγματοποιηθεί με διάφορους τρόπους (σχ.3.12).



Σχήμα 3.12

Τα κατακόρυφα φορτία μπορούν να μεταφερθούν μέσω της επιφανείας εδράσεως AB ή με την τριβή των κατακόρυφων επιφανειών AA' και BB (σχ.3.13).

Στην περίπτωση που το κιβώτιο φθάνει στο βράχο πρέπει τα φορτία της ανωδομής να μεταφέρονται μόνο μέσω της βάσης AB. Το κεκλιμένο και έκκεντρο εξωτερικό φορτίο P συνδυάζεται με το βάρος W του φρέατος και δίνει στη βάση AB μία συνισταμένη δύναμη F που ισορροπείται από τις αντιδράσεις του εδάφους που κατανέμονται γραμμικά και από τις δυνάμεις τριβής στη βάση (σχ.3.13).



Σχήμα 3.13

Αυτή η παραδοχή οδηγεί σε αύξηση της τάσεως φορτίσεως του εδάφους λόγω της τραπεζοειδούς ή τριγωνικής κατανομής αντί της ομοιόμορφης. Αλλά συνήθως η αντοχή του βράχου επιτρέπει εύκολα μια τέτοια αύξηση.

Όταν η έδραση γίνεται, όχι σε βράχο, αλλά σε έδαφος και ειδικότερα σε έδαφος αργιλικό, στην αγγλοσαξονική βιβλιογραφία, (βλ. J. BOWLES, Foundation Analysis and Design, McGraw – Hill, Book Co, New York, 1968 παράγρ. 11 – 6, σελ. 572, και Z. WILUM – K. STARZEWSKI, Soil Mechanics in Foundations Engineering, Surrey University Press, London, 1975, Vol. II, 5), αναφέρεται ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν και οι δυνάμεις τριβής για τη μεταφορά των φορτίων και δίνεται ο τρόπος υπολογισμού. Είναι όμως καλύτερα, επειδή δεν μπορούμε να

γνωρίζουμε ακριβώς ποια είναι η κατανομή των δυνάμεων τριβής (οι οποίες σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να είναι και αρνητικές, δηλαδή να φορτίζουν το κιβώτιο), να μη λαμβάνονται υπόψη, να κατασκευάζεται η θεμελίωση σαν επιφανειακή και να εφαρμόζεται η σχέση του Terzaghi. Αν ληφθεί υπόψη η επίδραση της συνοχής και του μεγάλου βάθους θεμελίωσης, η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους μπορεί να πάρει υψηλές τιμές.

Για αργιλικά εδάφη, αν δεχθούμε $\varphi = 0$, η φέρουσα ικανότητα έχει την τιμή (για βάθη $D_f \geq 4 B$).

$$= 7,5 c (1 + 0,2 B/L)$$

(B και L οι διαστάσεις της ορθογώνιας βάσεως).

Για συντελεστή ασφαλείας 3, αφού $c = qu/2$ έχουμε για την επιτρεπόμενη τάση q_a

$$q_a = 1,5 q_u$$

(q_a = τάση ανεμπόδιστης θλίψεως)

Στην περίπτωση αυτή η αντοχή του φρέατος είναι ανεξάρτητη από το βάθος θεμελίωσης. Πρέπει το φρέαρ να στηριχθεί σ' ένα έδαφος που να έχει μια υψηλή τιμή ανεμπόδιστης θλίψεως. Οι καθιζήσεις που υπολογίζονται με τον κλασικό τρόπο, μπορεί να έχουν μεγάλες τιμές. Η λύση του φρέατος δεν είναι συνεπώς ενδιαφέρουσα.

Για τα αμμώδη εδάφη η εφαρμογή της σχέσεως του Terzaghi δίνει τάσεις χαμηλότερες τω πραγματικών γιατί δε λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της τριβής του εδάφους στο επίπεδο της θεμελίωσης. Οι καθιζήσεις είναι μικρές όταν η άμμος είναι πυκνή.

Η θεμελίωση φρεάτων σε εδάφη που δεν είναι πετρώδη θέτει οπωσδήποτε δύσκολα προβλήματα. Είναι καλύτερα να αποφεύγεται και να προτιμούνται οι πάσσαλοι.

Για όλους τους λόγους που αναφέραμε παραπάνω (δυσκολία εκτελέσεως, δυσκολία υπολογισμού της αντοχής και τέλος δυσκολία εκτιμήσεως της τάσεως του εδάφους και των καθιζήσεων) τα φρέατα χρησιμοποιούνται όταν δεν είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν πάσσαλοι, δηλαδή ιδίως στις εξής περιπτώσεις:

- Όταν η έμπηξη των πασσάλων θέτει προβλήματα γιατί το έδαφος μπορεί να χάσει την αντοχή του από τους κραδασμούς, ή γιατί η έμπηξη δεν μπορεί να γίνει επειδή υπάρχουν πολύ πυκνά στρώματα γιατί μπορεί να υποστεί ζημιές η υπάρχουσα θεμελίωση.

- Όταν τα φορτία είναι πολύ υψηλά και θα απαιτήσουν πολύ μεγάλο αριθμό πασσάλων και επίσης όταν υπάρχουν υψηλά οριζόντια φορτία και ροπές. Αυτό συμβαίνει ειδικότερα με τη θεμελίωση βάθρων μεγάλων γεφυρών.

- Όταν πρόκειται να θεμελιωθεί ένα έργο μέσα στο νερό και το υπέδαφος είναι πετρώδες. Αυτή η περίπτωση συναντάται ειδικότερα στα λιμενικά έργα.

- Όταν υπάρχει κίνδυνος να σπάσουν οι πάσσαλοι λόγω οριζοντίων δυνάμεων που μπορεί να οφείλονται σε ροές υδάτων ή μετακινήσεις εδάφους.

- Όταν πρόκειται για θεμελίωση πολύ βαρέας κατασκευής πάνω σε διογκώσιμα αργιλικά εδάφη όπως μούτμοριγιονίτης που έχει μεγάλο δείκτη πλαστικότητας $I_p = 50$, $\omega = 30-70\%$ τα οποία διογκώνονται έντονα κατά την περίοδο βροχοπτώσεων.

Οι επιτρεπόμενες μέγιστες ολικές καθιζήσεις σύμφωνα με τον πίνακα 2.5 της παραγράφου «Καθιζήσεις» κατά τη θεμελίωση με κλειστό κιβώτιο είναι οι ακόλουθες:

α) Όταν πρόκειται για έδαφος κοκκώδες έδαφος συνεκτικό με συντελεστή $C_r > 1$.

1. Άκαμπτος σκελετός με άκαμπτο οργανισμό πληρώσεως: 4,0 cm.

2. Απλός σκελετός με εύκαμπτο οργανισμό πληρώσεως:

i) Στατικώς ορισμένοι φορείς: 10 cm.

ii) Στατικώς αόριστοι φορείς: 7,0 cm.

3. Ισοστατικές γέφυρες: 7,0 cm.

4. Κατασκευές εξ' αόπλου τοιχοποιίας:

i) Ύψος $< 6,00$ m : 5,0 cm.

ii) Ύψος $> 6,00$ m : 3,5 cm.

5. Κατασκευές εκ τοιχοποιίας μετά οπλισμένων διαζωμάτων (σενάζ): 5,0 cm.

6. Εκ χυτών ή έτοιμων τοιχωμάτων από σκυρόδεμα: 3,0 cm.

β) Όταν πρόκειται για έδαφος συνεκτικό με συντελεστή $C_r < 1$ οι τιμές θα είναι αντίστοιχα οι εξής:

1) 6cm, 2) i) 16cm ii) 12cm, 3) 12cm, 4) i) 7cm ii) 6cm, 5) 7cm 6) 4cm

Υπολογισμός τοιχωμάτων κιβωτίων

Ομοιόμορφη εξωτερική πίεση (γαιών και υδάτων)

α) Ωθηση ηρεμίας από γαίες $P_o = \lambda_o \cdot \gamma$ όπου

$\lambda_o \approx \nu / (1 - \nu)$, για κυρίως συνεκτικά εδάφη

ν = συντελεστής Poisson εδαφικού υλικού

ϕ = γωνία εσωτερικής τριβής εδαφικού υλικού

γ = ενεργό φαινόμενο βάρος εδαφικού υλικού

t = βάθος

Για μεγάλα φρέατα με ανεπτυγμένες και μακροχρόνιες εκσκαφές λαμβάνεται υπόψη η ενεργητική ώθηση $\lambda_{\epsilon} = \epsilon\phi^2(45-\phi/2)$, και με σταθερή τιμή κάτω της στάθμης $z = 5D$ (οπότε λειτουργεί ευχερώς ο οριζόντιος θόλος).

β) Υδροστατική πίεση στην περίπτωση εσωτερικής αντλήσεως. Ο δακτύλιος ως θλιβόμενο στοιχείο, υπολογίζεται με αυξημένο συντελεστή ασφαλείας έναντι λυγισμού (πρβλ. και κελυφωτές κατασκευές).

Ανομοιόμορφη εξωτερική πίεση. (συμβατικός υπολογισμός):
(προς την πλευρά της ταχείας καταδύσεως αυξάνονται οι πιέσεις)

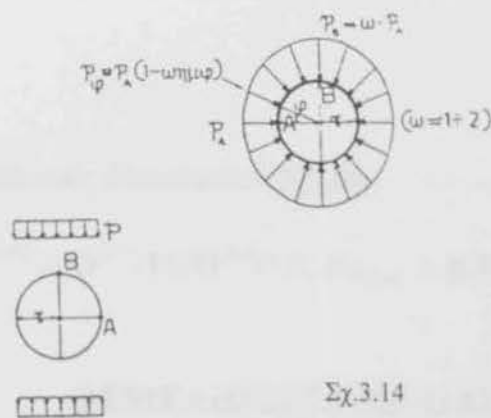
α) **ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΠΡΟΣΩΡΙΝΑ**

$$M_A = -0,15P_A r^2(\omega-1), N_A = P_A r[1+0,8(\omega-1)]$$
$$M_B = -0,14Pr^2(\omega-1), N_B = P_A r[1+0,5(\omega-1)]$$

β) **ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΜΟΝΙΜΑ**

$$M_B = -P \cdot r^2/4, N_B = 0$$

$$M_A = +P \cdot r^2/4, N_A = -Pr$$



Σχ.3.14

(δυσμενής υπολογισμός για φρέατα τα οποία πρόκειται να μείνουν χωρίς πλήρωση ως μόνιμες κατασκευές).

Διαμήκης εφελκυσμός τοιχωμάτων:

Η δυσμενέστερη περίπτωση: Ενδεχόμενη βαθύτερη υποσκαφή καταργεί τις παράπλευρες τριβές κάτω από κάποιο βάθος t_0 . Τότε, ολόκληρο το βάρος $G = F_b \cdot h \cdot \gamma_b$ του κιβωτίου εξισορροπείται από τις τριβές:

$$T_{ολ} = 1/2 \cdot t_0^2 \cdot u \cdot \gamma_s \cdot f \cdot \lambda, \text{ μέχρι βάθους } t_0.$$

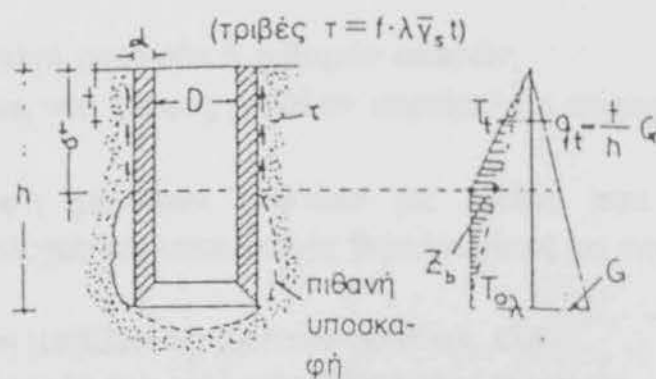
Το διάγραμμα αξονικών δυνάμεων κατά μήκος του τοιχώματος παρουσιάζει μέγιστη εφελκυστική διαμήκη δύναμη Z_b .

όπου f = συντελεστής τριβής σκυρ/τος - εδάφους

λ = συντελεστής ωθήσεων γαιών

γ_b, γ_s = (ενδεχομένως βυθισμένα) φαιν. βάρη σκυρ/τος και εδάφους.

$$\max Z_b = G [1 - \sqrt{2/f \cdot \lambda \cdot \gamma_b / \gamma_s \cdot d/h}] \text{ (προκύπτει απ' την εξίσωση } G = T_{ολ})$$



Σχ.3.15

4.2.4 Πρακτική διαστασιολόγηση

$$d^{(cm)} \approx D^{(m)}/10/D^{(m)}/15, Fe_{κατ.} \approx 0,4 \cdot G/\epsilon\pi\sigma_e, Fe_{δακτ.}$$

ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

Οι θεμελιώσεις με πασσάλους αποτελούν τον συνηθέστερο τύπο βαθειάς θεμελιώσεως. Ως πάσσαλος νοείται το μεμονωμένο στοιχείο βαθειάς θεμελιώσεως που μεταφέρει με ασφάλεια τα φορτία της ανωδομής σε βάθος μέσα στο έδαφος.

Τα ποσοτικά κριτήρια επιλογής των πασσάλων ως τύπου θεμελιώσεως καθώς και της διαστασιολόγησής τους είναι:

i) Να υπάρχει ασφάλεια έναντι θραύσεως του εδάφους θεμελιώσεως, υπό τον κατάλληλο κατά περίπτωση συντελεστή ασφαλείας, τόσο για τις κατακόρυφες όσο και για τις οριζόντιες συνιστώσες των φορτίσεων εκ της ανωδομής.

ii) Οι κατακόρυφες – κυρίως – παραμορφώσεις (καθιζήσεις), απόλυτες και διαφορικές μεταξύ σημείων του έργου αλλά και οι τυχόν οριζόντιες μετατοπίσεις, να περιορίζονται μέσα στα θεωρούμενα ως ανεκτά όρια αναλόγως του είδους και της λειτουργίας του έργου, τόσο για το ίδιο το έργο, όσο και για τα τυχόν γειτονικά του.

iii) Να υπάρχει στατική επάρκεια των στοιχείων θεμελιώσεως ως δομικών στοιχείων, τόσο κατά την φάση κατασκευής (π.χ. έμπηξη) όσο και κατά την διάρκεια ζωής του έργου.

Με βάση τα ανωτέρω κριτήρια, αναφέρονται ενδεικτικώς ορισμένες περιπτώσεις που θα μπορούσε να επιλεγούν οι πάσσαλοι ως τύπος θεμελιώσεως:

- Σε περιπτώσεις που μαλακές αποθέσεις επικάθονται επί στιφρών.
- Σε μεγάλα πάχη μαλακών ή χαλαρών εδαφών.
- Για μετάδοση στο έδαφος μεγάλων φορτίων και περιορισμό των καθιζήσεων.
- Για ανάληψη μεγάλων φορτίων με τρόπο που να μην επηρεάζουν υπάρχουσες κατασκευές θεμελιωμένες με επιφανειακή στήριξη.
- Για ανάληψη μεγάλων οριζόντιων φορτίων, κλπ.

Πέραν των περιπτώσεων επιλογής βάσει των ανωτέρω κριτηρίων, οι θεμελιώσεις με πασσάλους μπορεί να επιλεγούν βάσει οικονομικών κριτηρίων για κατασκευαστικούς λόγους ή και λόγω τοπικών συνθηκών. Ενδεικτικές περιπτώσεις είναι η απαιτούμενη αγκύρωση των θεμελιώσεων λόγω περιστασιακών εφελκυστικών

κατακόρυφων φορτίσεων, ο κίνδυνος υποσκαφής των επιφανειακών θεμελιώσεων, και ο συνδυασμός της θεμελιώσεως με κατασκευή αντιστηρίξεως.

Γενικά αν το έδαφος είναι πολύ ακατάλληλο για θεμελίωση, τα θεμέλια γίνονται πολύ μεγάλα και τείνουν να καταλάβουν όλη την επιφάνεια έδρασης.

Έτσι, έχουμε κατά κάποιο τρόπο μια γενική κοιτόστρωση, που καταλαμβάνει φυσικά όλη την επιφάνεια έδρασης και το σύνολο της θεμελίωσης εργάζεται ως μια πλάκα που φορτίζεται αντίστροφα.

Αν και η θεμελίωση αυτή για τα πολύ άσχημα εδάφη είναι η πιο κατάλληλη τίποτε δεν αποκλείει να πάρει η κατασκευή πολλές φορές επικίνδυνες κλίσεις. Έτσι, κατά κάποιο τρόπο η θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση, θα πρέπει να αποκλείεται σε πού συμπεστά εδάφη, για τα οποία θα πρέπει να προτιμάται η θεμελίωση με πασσάλους.

Επίσης, μεγάλη προσοχή πρέπει να δίνεται στις περιπτώσεις που στο έδαφος θεμελίωσης υπάρχουν φακοί μεταβαλλόμενης σκληρότητας.

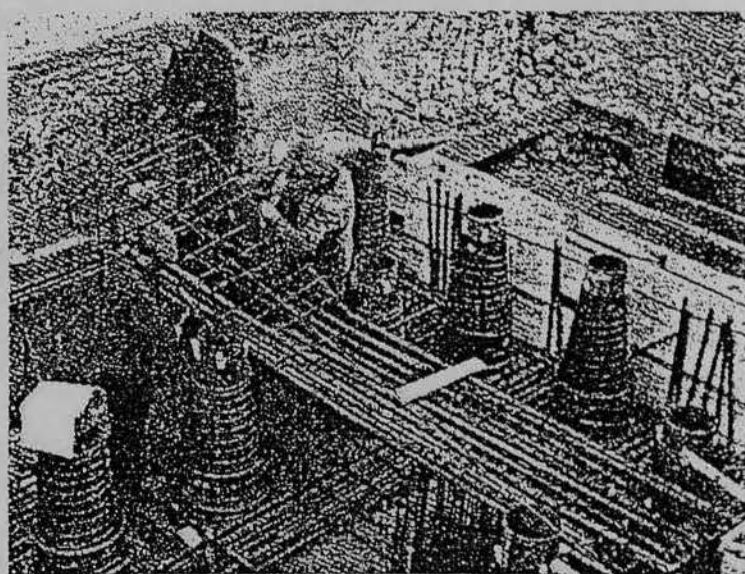
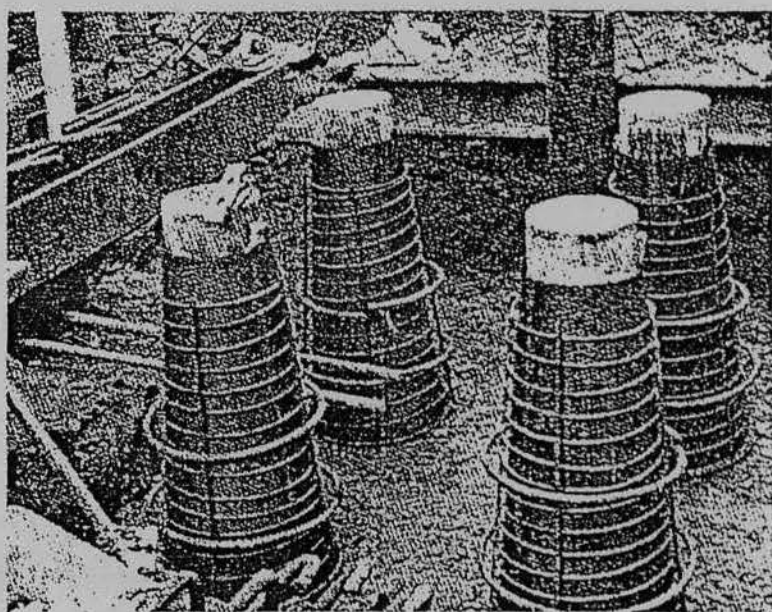
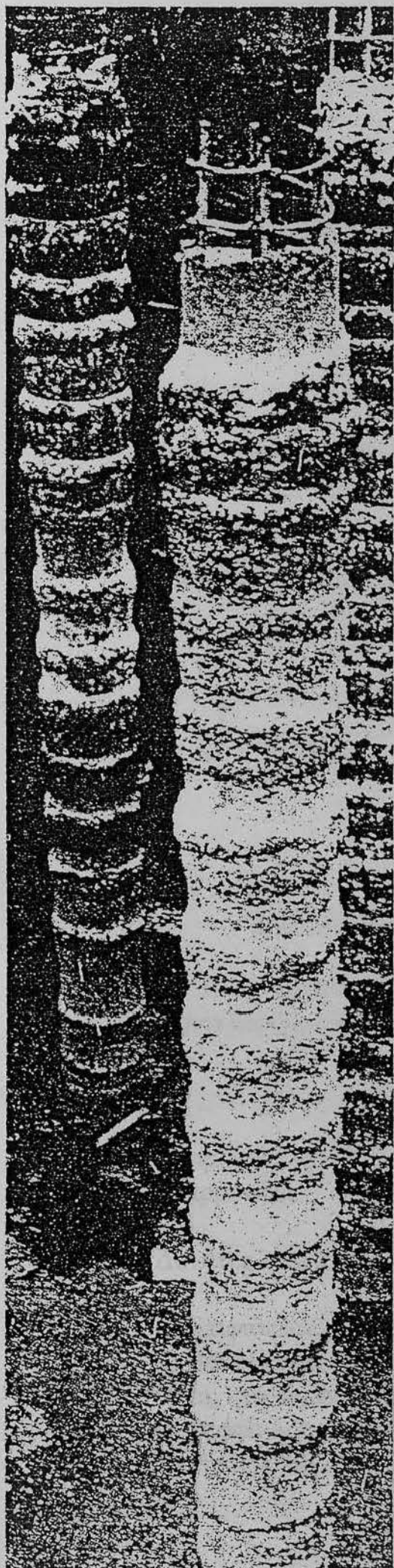
Οι πάσσαλοι χρησιμεύουν κυρίως για να μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής, μέσα από εδάφη που έχουν μικρή φέρουσα ικανότητα. Επίσης, χρησιμοποιούνται για να παραλάβουν μεγάλες δυνάμεις άνωσης ή μεγάλα οριζόντια φορτία, ακόμα και όταν η κατασκευή εδράζεται πάνω σε μαλακά εδάφη.

Εκτός από τις περιπτώσεις αυτές, οι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται κάθε φορά που πρόκειται να εδραστεί μια κατασκευή σε περιοχές όπου υπάρχει πολύ νερό (παραθαλάσσιες περιοχές, παραποτάμιες, κοντά σε λίμνες κλπ.).

Στις περιπτώσεις που, οι πάσσαλοι εδράζονται πάνω σε στρώσεις με μεγάλη φέρουσα ικανότητα, όπως βράχοι, άμμος πυκνά διαστρωμένος ή χαλίκια, ονομάζονται πάσσαλοι έδρασης. Αντίθετα, όταν οι πάσσαλοι μεταφέρουν όλο το φορτίο, μέσω της τριβής της παράπλευρης επιφάνειάς του και του εδάφους, ονομάζονται πάσσαλοι τριβής ή αιωρούμενοι πάσσαλοι.

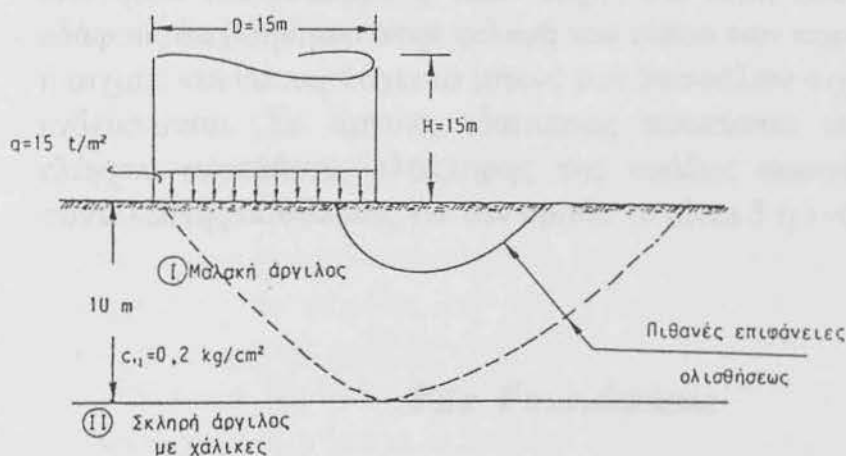
Παράδειγμα επιλογής πασσάλων.

Στις περιπτώσεις το σχ.3.16 κυκλική δεξαμενή μεταφέρει στο έδαφος θεμελιώσεως φόρτιση $q=15 \text{ t/m}^2$. Σε ανάλογες περιπτώσεις εκτεταμένων φορτίσεων επί Ν.Σ αργίλου, οι πιθανότεροι μηχανισμοί αστοχίας είναι οι κατά τα άκρα της φορτίζουσας



- Φωτογραφίες από τήν κατασκευή πασάλων.

επιφανείας με σχετικώς αβαθείς επιφάνειες ολισθήσεως. Συνήθως για την αποφυγή τέτοιων αβαθών επιφανειών ολισθήσεως η έδραση των δεξαμενών γίνεται επί εξυγιαντικής στρώσεως αμμοχάλικου. Παρ' όλα αυτά και στην περίπτωση ακόμη τέτοιας προβλέψεως για τη δεξαμενή του Σχ.3.16, παραμένει το ενδεχόμενο καθολικής θραύσεως του εδάφους.



Σχήμα 3.16: Υπέρβαση διατμητικής αντοχής στρώσεως N.C αργίλου.

Η τάση θραύσεως υπολογίζεται: $q_f = 6,2C_u = 12,4 \text{ t/m}^2$ ο δε συντελεστής ασφαλείας έναντι τέτοιου ενδεχόμενου είναι:

$$F_s = q_f/q = 12,4/15 < 1,$$

Επομένως άμεση θεμελίωση επιφανειακώς, δεν μπορεί να εφαρμοσθεί.

Δυνατές λύσεις είναι:

- α) Επιφανειακή θεμελίωση μετά όμως από βελτίωση του εδάφους.
- β) Βαθεία θεμελίωση με πασσάλους εδραζομένους κάτω από τα 10 m, στη στρώση της χαλικώδους σκληρής αργίλου.

Οι θεμελιώσεις με πασσάλους εφαρμόζονται όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως στα εδάφη των οποίων η φέρουσα ικανότητα είναι

χαμηλή και στο μαλακά εδάφη στα οποία καθιζήσεις εξ υπολογισμού προκύπτουν ανεπίτρεπτες.

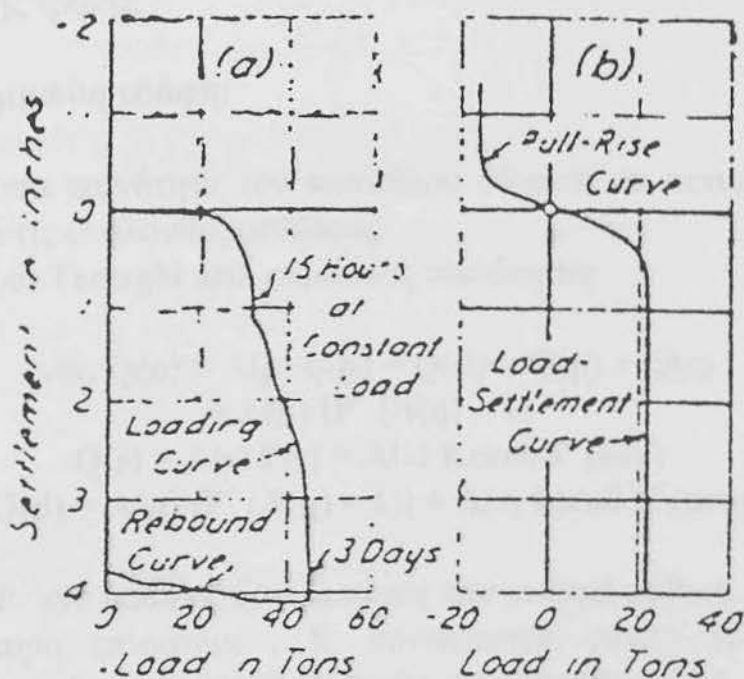
Διακρίνουμε δύο βασικούς τύπους πασσάλων.

1. Πασσάλους αιχμής που μεταφέρουν το φορτίο σε στερεό υπόστρωμα κάτω του ασθενούς στρώματος.

2. Πασσάλους τριβής ή αιωρούμενους που μεταφέρουν το φορτίο τους στο έδαφος μέσω της επιφανειακής τριβής.

Ο υπολογισμός των θεμελιώσεων με πασσάλους απαιτεί τον υπολογισμό του επιτρεπόμενου φορτίου ενός πασσάλου ως και ολόκληρης της ομάδας των πασσάλων και τον υπολογισμό της όλης καθίζησης. Προς τούτο απαιτείται η γνώση χαρακτηριστικών ιδιοτήτων του υπεδάφους. Κατ' αρχήν μία τομή κατακόρυφος του εδάφους θα βοηθήσει στην εκλογή του τύπου των πασσάλων τριβής ή αιχμής και θα παράσχει το μήκος των πασσάλων αιχμής εάν αυτοί ενδείκνυνται. Σε άργιλο, ιδιαίτερος προκύπτει και μέσω του ελέγχου ευστάθειας ολόκληρης της ομάδας πασσάλων ώστε ο συντελεστής ασφαλείας για την ομάδα να είναι 3 ή ενίοτε 2.

Pile Foundations



Σχήμα 3.17. Typical load-settlement curve for (a) point-bearing pile (b) Friction.

Το επιτρεπόμενο φορτίο ενός πασσάλου λαμβάνεται συνήθως μέσω της φόρτισης δοκιμαστικού πασσάλου φορτιζόμενου μέχρι θραύσης του εδάφους. Έτσι γνωρίζοντας το ολικό βάρος της ανωδομής υπολογίζεται ο απαιτούμενος αριθμός των πασσάλων υπό την προϋπόθεση ότι κάθε πάσσαλος φέρει το φορτίο αυτό. Οι αποστάσεις όμως αυτών (αξονικές) πρέπει να βρίσκονται εντός ορισμένων πλαισίων μεταξύ ενός κατωτάτου ορίου 2.5d καθοριζόμενου βάσει πείρας προς αποφυγή ανύψωσης γειτονικών πασσάλων και ενός ανωτάτου 4d καθοριζόμενου βάσει οικονομικών κριτηρίων.

Αυτές καθορίζουν και την έκταση της βάσεως του κτιρίου η οποία θα στηρίζεται επί των πασσάλων. Αν αυτή είναι μικρότερη του $\frac{1}{2}$ της όλης βάσεως του κτιρίου τότε οι πάσσαλοι τίθενται υπό μεμονωμένα πεδία διαφορετικά υπό γενική κοιτόστρωση. Στην οριακή περίπτωση το κόστος θεμελιώσεως και στις δύο περιπτώσεις είναι αποφασιστικός παράγοντας εκλογής της μίας ή της άλλης.

Γενικώς η φέρουσα ικανότητα του μεμονωμένου πασσάλου οριζόμενη ως το φορτίο, στο οποίο η καθίζηση του πασσάλου συνεχίζεται χωρίς αύξηση του φορτίου ή αυξάνει με ρυθμό δυσανάλογο με τις προηγούμενες καθιζήσεις για αυτές τι αυξήσεις φορτίου, παρέχεται από το άθροισμα της αντίστασης αιχμής και της πλευρικής τριβής.

1. Αμμώδη εδάφη:

Η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου δύναται να εκτιμηθεί μέσω μιας από τις ακόλουθες μεθόδους.

A) Θεωρία Terzaghi περί φέρουσας ικανότητας

$$\begin{aligned} \text{ένθα } Q(p) &= A(p) \quad q(p) = Q(d) = Q(p) + Q(s) \\ &= A(p) [P' (N(q) - 1)] \\ Q(s) &= A(s) P(s) = A(s) K \tan \delta P'(\text{ave}) \\ Q(d) &= A(p) [P' (N(q) - 1)] + A(s) k \tan \delta P'(\text{ave}) \end{aligned}$$

Όπου $K P' \text{ ave}$ μέση οριζόντια πίεση που ενεργεί κάθετα και επί την παράπλευρη επιφάνεια, K συντελεστής γαιών σε ουδέτερη κατάσταση. Ο όρος $k \tan \delta$ δύσκολο να μετρηθεί αλλά κυμαίνεται από 0,25 για χαλαρά αμμώδη έως 1,00 για πυκνά.

$P' \text{ ave}$ μέσος όρος της κατακόρυφου πίεσεως κατά μήκος του πασσάλου L .

Γωνία φ'	30°	35°	40°	44°
δια D —> 10 B	60	20-140	40-400	450-800
αβαθή	21	40	80	140

τιμές του N_q εξαρτώμενου από τη γωνία φ' για μεγάλα βάθη παρέχονται από τον πίνακα παραπάνω:

α) Σε σύγκριση με τιμές για μικρά βάθη.

β) Από τις αντιστάσεις διείδυσης Ολλανδικού κώνου ή Σ.Δ.Δ. (S.P.T.)

$$Q(d) = A(p) C(KD) + A(s) C(KD)/200$$

Η $C(KD)$ πρέπει να ληφθεί ως μέση τιμή σε βάθος 5B υπό πυκνή άμμο.

Ο τύπος αυτός ισχύει και για την Σ.Δ.Δ. νοουμένου ότι συνδέονται οι δύο αντιστάσεις

$C(KD) = KN$ εις τόνους ανά τετ. πόδι

Όπου K συνήθως 4 αλλά και μεγαλύτερος μέχρι 16 εξαρτώμενος όπως έχει διαπιστωθεί τελευταία από το μέγεθος των κόκκων της άμμου.

γ) Από τη φόρτιση δοκιμαστικών πασσάλων.

Έχει παρατηρηθεί ότι η φέρουσα ικανότητα δοκ. πασσάλου στην άμμο ελαττώνεται κατά τις δύο ή 3 ημέρες μετά την είσδυση τους.

Τούτο πιθανώς να οφείλεται στην προσωρινή ανάπτυξη τάσεων περίξ της αιχμής των πασσάλων πρέπει να λαμβάνονται μετά την περίοδο εκτόνωσης των προσωρινών τάσεων.

2. Αργιλώδη:

Η φέρουσα ικανότητα μεμονωμένου πασσάλου σε συνεκτικά εδάφη βάσει της θεωρίας Terzaghi είναι

όπου $Q(d) = Q(p) + Q(s)$

$$Q(p) = A(p) [cN(c) + \gamma D N(q) + \frac{1}{2} \gamma B N(\gamma)]$$

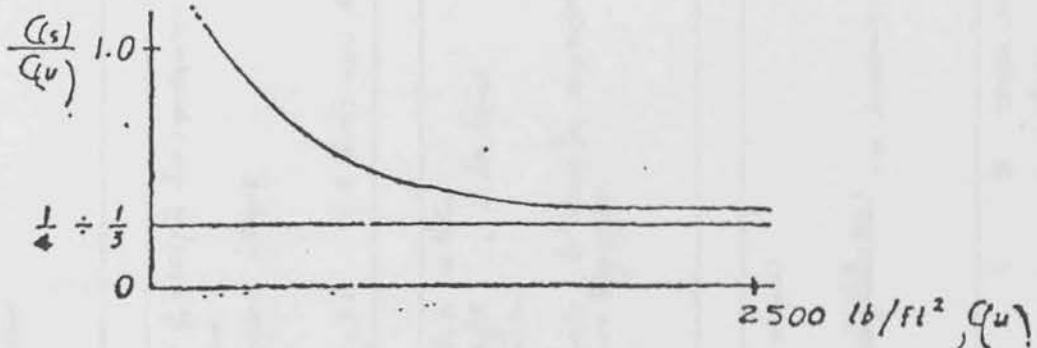
εφ' όσον οι δύο τελευταίοι όροι δύνανται να

$= A(p) C(u) N(c)$ παραλειφθούν ως αμελητέοι για $\phi=0$ συνθήκη

$$Q(s) = A(s) C(s)$$

$$Q(d) = N(c) C(u) A(p) + C(s) A(s)$$

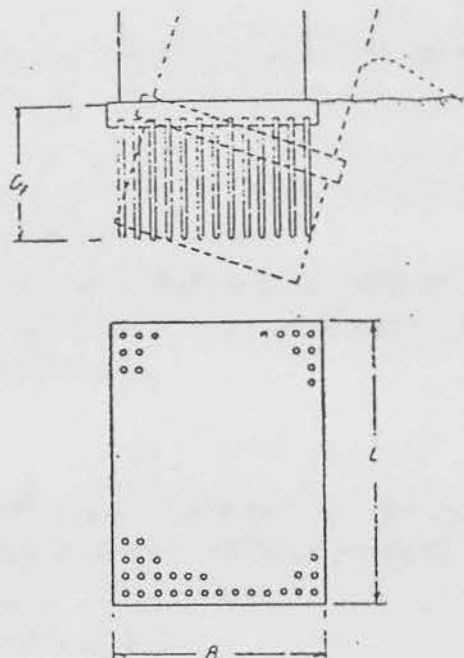
Η τιμή του N είναι για βαθιές θεμελιώσεις ίση με 9 και η τιμή C(u) για αργίλους σχισμογεμείς ελαφρώς χαμηλότερη της πραγματικής. Η τιμή της πλευρικής συνοχής C(s) κυμαίνεται μεταξύ τιμής υψηλότερης της C(u) για μαλακή άργιλο και ¼ αυτής για σκληρή και πρέπει να προέρχεται από δοκιμή φορτιζόμενων πασσάλων. Συνήθως $C(s) = 0,45 C(u)$.



Σχ.3.18.

ή
 ένθα $Q = 1/F_1 [9 A(p) C(u) + A(s) a C(u \text{ μετ.})]$
 $Q = 1/F_2 9 A(p) C(u) = 1/F_2 (A(s) a C(u \text{ μετ.}))$
 $F_2 = 1.5, F_1 = 3.0$ διάφορο επί μέρους συντελεστή ασφαλείας

διότι η φέρουσα ικανότητα αιχμής επιτυγχάνεται σε δεκαπλάσια περίπου παραμόρφωση ή η πλευρική. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, προκειμένου για πασσάλους τριβής που θεμελιώνονται εντός μαλακής ή πλαστικής ιλύος, πρέπει να ελέγχεται η ευστάθεια της θεμελίωσης ως συνόλου μέσω του υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας αυτής.



Σχ.3.19. Θραύση εδάφους συνεπεία υπερβάσεως της φέρουσας ικανότητας, ομάδας πασσάλων.

Είναι $Q(g) = q BL + D (2B + 2L) S$

όπου B το πλάτος πασσαλοεσχάρας

L το μήκος.

q τάση θραύσης εδάφους για φορτιζόμενη επιφάνεια BL εις βάθος D , παρεχόμενη υπό των τύπων Terzaghi.

S μέση διατμητική αντοχή εδάφους επί του βάθους $D(f)$.

Το επιτρεπόμενο φορτίο πασσάλου που έχει υπολογιστεί μέσω των μεθόδων που αναφέραμε δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $Q(g)/3n$ όπου n ο αριθμός των πασσάλων.

ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΔΙΑ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

Αμμώδη

Σε αμμώδη εδάφη καθιζήσεως πρακτικά λαμβάνουν χώρα μόνο όταν αυτά είναι χαλαρά. Νοούμενου ότι στην άμμο δεν υφίστανται άλλα πλέον συμπιεστά εδάφη, δύναται να γίνει μία εμπειρική συσχέτιση της καθιζήσεως του μεμονωμένου πασσάλου προς εκείνη της πασσαλοομάδας.

Είναι $S(g)/S(s) = [(4B+9)/(B+12)]^2$

Κατά Skempton

όπου $S(g)$ καθίζηση ομάδας πασσάλων

$S(s)$ καθίζηση μεμονωμένου πασσάλου

B πλάτος πασσαλοεσχάρας

Ο άνω τύπος (εμπειρικός) ισχύει για φορτίο κάθε πασσάλου της ομάδας πασσάλων προς το φορτίο του μεμονωμένου πασσάλου.

Η φέρουσα ικανότητα πασσάλων στην άμμο αυξάνει με το τετράγωνο του βάθους $D(f)$ ενώ το κόστος αυτών αυξάνει κατά μικρότερο βαθμό με το βάθος.

Το βάθος διείσδυσης περιορίζεται από τη συνθήκη μη βλάβης του πασσάλου συνεπεία υπερφορτίσεως προς υπερνίκηση της αντίστασης διείσδυσης.

Αργιλώδη

Ο υπολογισμός των καθιζήσεων γίνεται με βάση μία από τις παρακάτω παραδοχές και κατά τα γνωστά προκειμένου για πέδιλα ή κοιτοστρώσεις.

Παραδοχή (πίνακας 3.2).

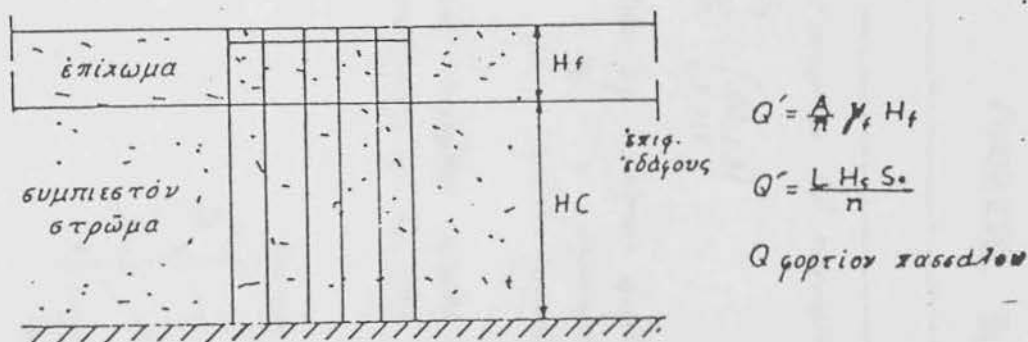
- 1) Φορτίο που ενεργεί στη στάθμη κεφαλών πασσάλων
- 2) Φορτίο που ενεργεί στη στάθμη αιχμών
- 3) Φορτίο σκορπιζόμενο εις στάθμη αιχμών πασσάλων από τη στάθμη κεφαλών με κλίση 4:1.

Εάν οι πάσσαλοι καθ' όλο το μήκος τους είναι βυθισμένοι εντός μαλακής αργίλου ή οι αιχμές των πασσάλων σε εκτεταμένες πασσαλοεσχάρες βρίσκονται εντός άμμου υπερκειμένου μαλακών στρωμάτων αργίλων, τότε οι καθιζήσεις αναμένονται υψηλές και το μέγεθος τους πρέπει πριν την κατασκευή να υπολογιστεί και να ληφθεί υπ' όψιν στους στατικούς υπολογισμούς της ανωδομής ή οδηγήσει σε αναθεώρηση του τρόπου θεμελίωσης.

Πάσσαλοι αιχμής διερχόμενοι μέσω συμπιεστών στρωμάτων είναι δυνατόν να υποστούν υπερβολική καθίζηση εάν το φορτίο τους είναι σημαντικά μικρότερο της αντιστάσεως αιχμής.

Η αντίσταση αιχμής πρέπει να μετρείται σε περίπτωση αμφιβολιών και πάντοτε όταν οι πάσσαλοι αιχμής διέρχονται δια στρωμάτων αργίλου επί των οποίων κατασκευάστηκαν πρόσφατα επιχώματα. Η αντίσταση αιχμής πρέπει να είναι μεγαλύτερη του αθροίσματος:

$$Q' = Q'' + Q$$



Σχ. 3.20.

και A έκταση πασσαλοεσχάρας
 n αριθμός πασσάλων
 H_f πάχος επιχώματος
 γ_f φαινόμενο βάρος επιχώματος
 H_c πάχος αργίλου
 S_c διατμητική αντοχή αργίλου
 L περίμετρος πασσαλοεσχάρας

Ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους διακρίνονται σε:

— Προκατασκευασμένους πασσάλους, που μπήγονται στο έδαφος με τη βοήθεια κρουστικών μηχανημάτων. Οι πάσσαλοι αυτοί μπορεί να είναι κατασκευασμένοι από οπλισμένο σκυρόδεμα, σίδηρο ή ενισχυμένο ξύλο.

— Κοχλιωτούς, σωληνωτούς, ξύλινους, σύνθετους και έγχυτους, πού για να κατασκευαστούν χρειάζεται να βυθίσουμε στο έδαφος ένα μεταλλικό σωλήνα, τον οποίο στη συνέχεια γεμίζουμε με σκυρόδεμα ανασύροντάς τον.

Οι πρώτοι συνήθως ονομάζονται και μετακινήσιμοι πάσσαλοι, γιατί μετακινείται το έδαφος καθώς ο πάσσαλος μπήγεται σ' αυτό.

Στα πλαστικά εδάφη ή σ' αυτά που είναι σχεδόν πλαστικά, αλλά βρίσκονται σε κατάσταση κορεσμού, η κρούση του σκυροδέματος δημιουργεί στο έδαφος μια κίνηση προς τα πάνω, που είναι ανάλογη μ' αυτήν που προκαλείται όταν βυθίζουμε ένα σώμα στο νερό. Η ανύψωση αυτή του εδάφους, μέσα στο οποίο κρούμε το σκυρόδεμα για να συμπυκνωθεί καλά ο πάσσαλος, μπορεί να έχει ως συνέπεια ή να ανασηκωθεί ο πάσσαλος σε όλη του τη μάζα, αν είναι αρκετά ανθεκτικός, ή να σπάσει η στήλη του σκυροδέματος, αν είναι ακόμα νωπή. Σχετικά με το δεύτερο κίνδυνο, ο μόνος τρόπος για να αποφύγει κανείς τις καταστροφές, είναι να σκυροδετεί τους πασσάλους, αρχίζοντας από τη μέση και τελειώνοντας στην περίμετρο και ποτέ το αντίστροφο. Επίσης, ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δίνεται όταν μερικές στρώσεις του εδάφους παρουσιάζουν μεταβλητούς συντελεστές οριζόντιας αντίστασης. Τότε δε θα πρέπει να περιμένει κανείς να έχει ο

Επί άμμοδών

Εμπειρικός διά πασαάλους τριβής

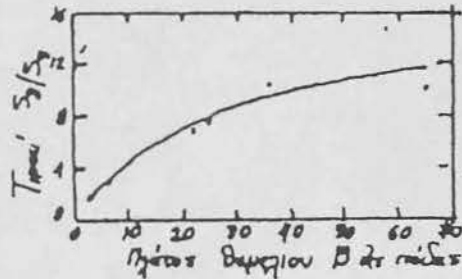
$$\frac{S_1}{S_2} = \left(\frac{4B + 8}{B + 12} \right)^2$$

Όπου S_1 υαδίζμεις άμάδος

S_2 " μέμοναμένου πασαάλου

B πλάτος πασααλοεχάρας

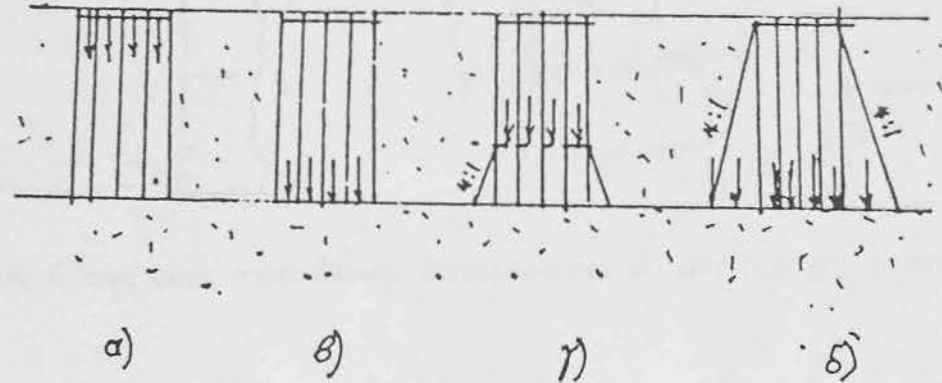
Επί πασαάλους αίχμής διερχομένης διά συμπιεσμένων στρωμάτων άσφίμαντος υαδίζμεις διά $Q_1 < Q_2$ αίχμής.

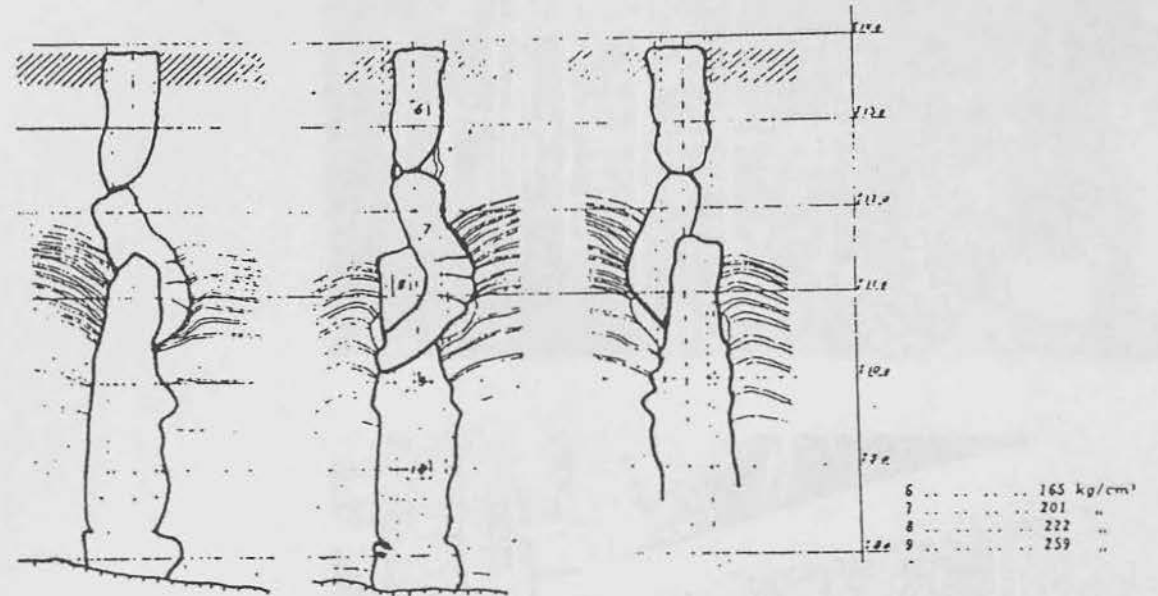
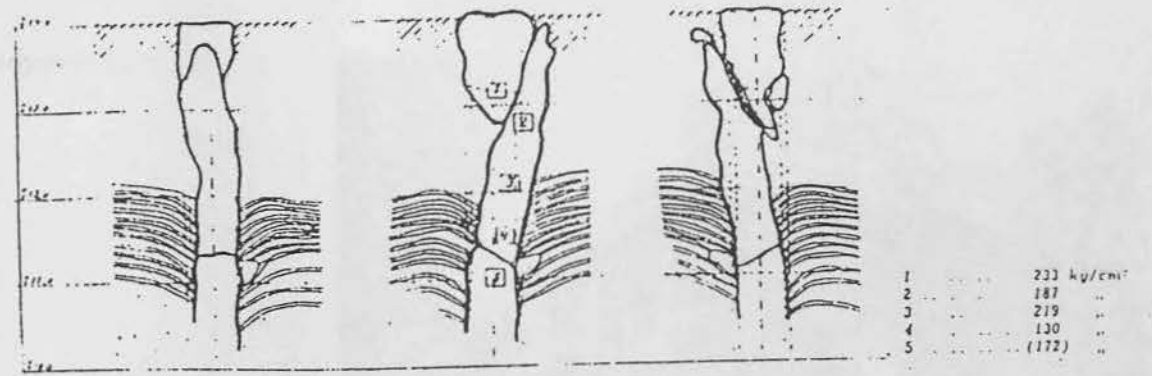


Επί άργιλλιδών

Βάσει τών κάτωθι παραδοσών έφαρμογής και διανομής του φορτίου τών πασαάλων

- α) Ένεργούν φορτίον εις σταίξμην κεφαλών
 - β) " " εις σταίξμην αίχμών
 - γ) " " εις σταίξμην $\frac{2}{3}$ του μήκους των και διανομόμενον υπό γωνίαν 45° εις σταίξμην αίχμών
 - δ) " " εις σταίξμην υεραλών με γωνίαν διανομής εις σταίξμην αίχμών 45°
- δ'ι ύλοιοοιζιμόν τής αύθίσεως Δp τής ένεργού πίεσεως. Κατόπιν βάσει του τύπου $S = \pi n \Delta p H$.

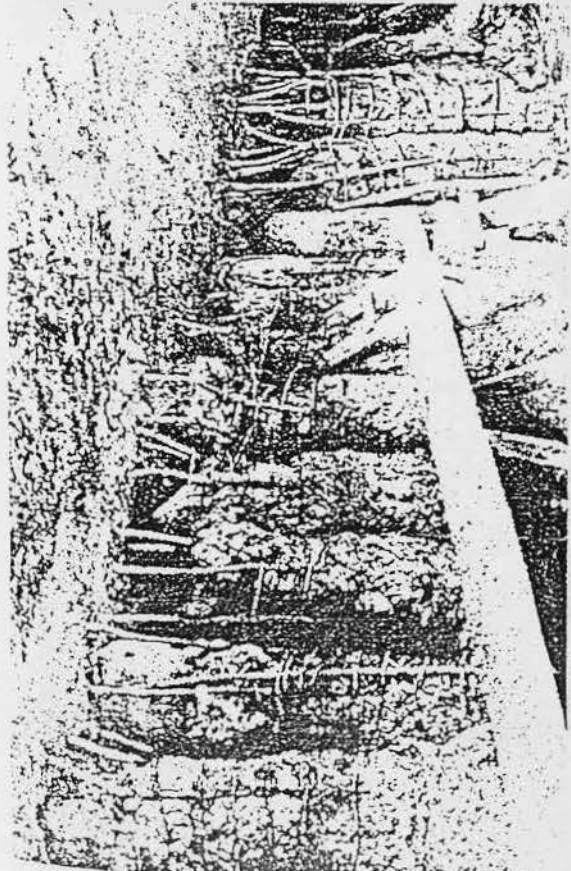
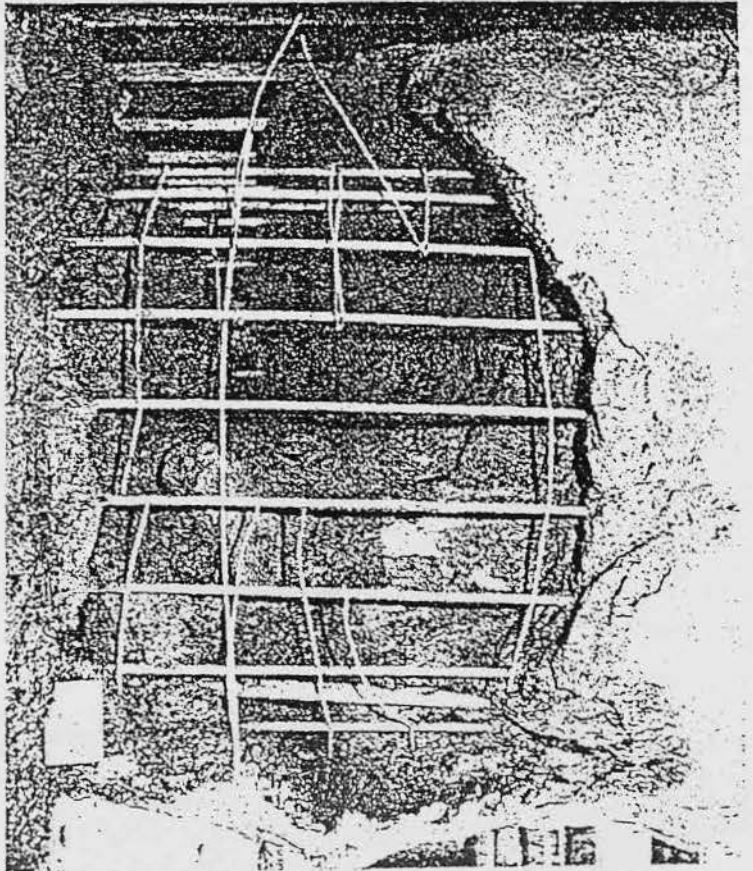
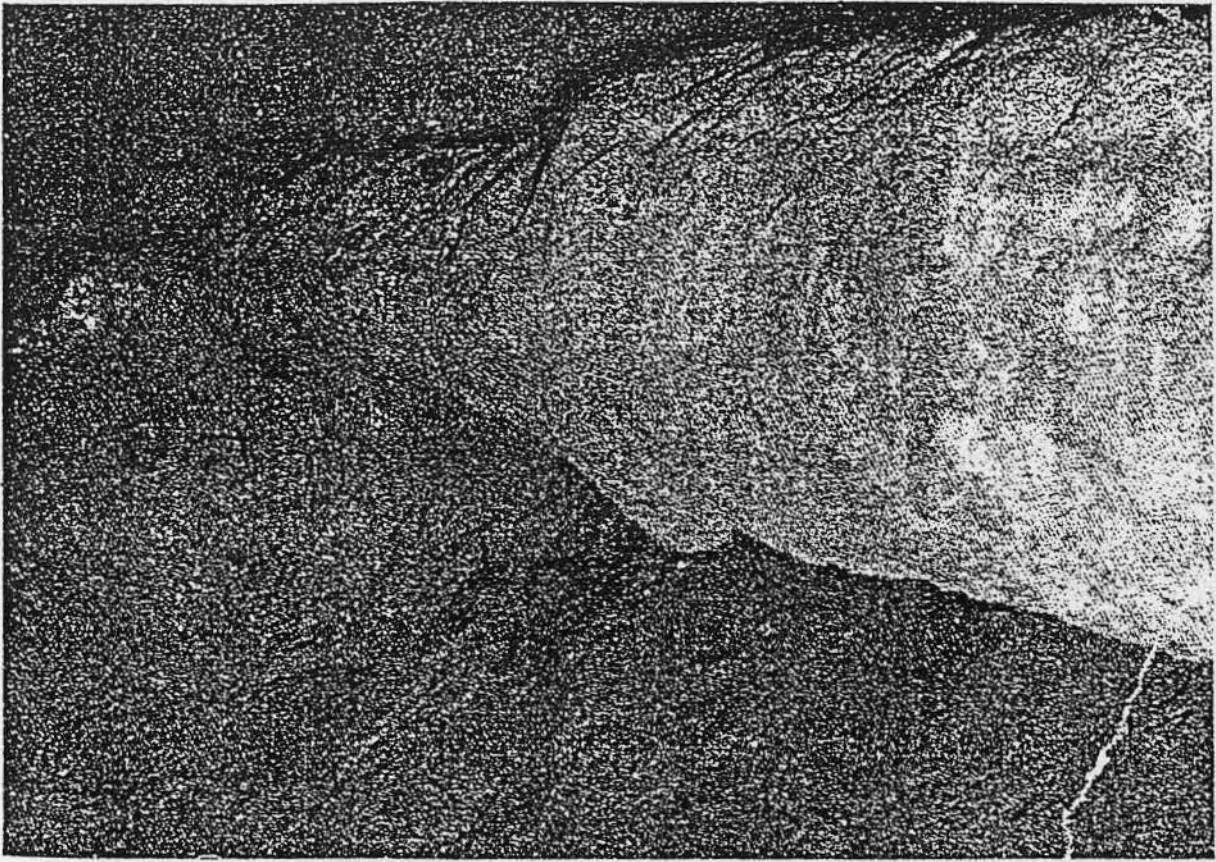




Στά σκίτσα, για τούς ίδιους τούς πασσάλους, διακρίνονται οί αντίστοιχες άντοχές τους.

— Στρέβλωση τού άξονα ενός πάσσαλου λόγω κακής σκιροδέτησης. Αυτό συμβαίνει στους πάσσαλους πού τό σκιροδέμα τους, κατά τή διάρκεια τής σκιροδέτησης χτυπήθηκε πάρα πολύ. Στίς φωτογραφίες φαίνεται πώς άκόμα ή βίαιη κρούση, δημιούργησε πολύ αισθητές παραμορφώσεις στον άξονα τού πασσάλου γιατί τό έδαφος (λάσπη) ήταν πολύ άνίσχυρο, για νά άντέξει σιάνος

— Μειωμένη γέφυρα Ικανότητα ενός πάσσαλου εξαιτίας της διόγκωσής του.
— φωτογραφία από έναν άσχημα οξυδωμένο πάσσαλο.



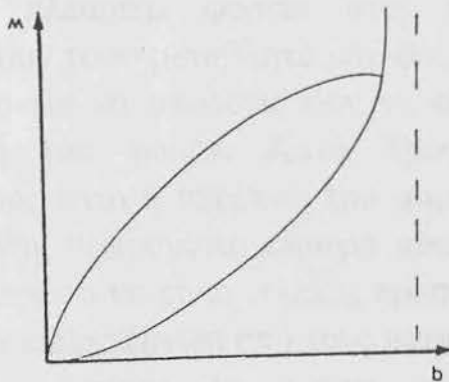
πάσσαλος την ίδια διατομή μετά από τη σκυροδέτηση, όταν αυτή γίνεται πάντα με τον ίδιο τρόπο.

Στις φωτογραφίες, φαίνονται οι διατομές του πασσάλου μετά από μια λανθασμένη κατασκευή.

Όπως είναι γνωστό, ο σωλήνας, μέσα από τον οποίο πρόκειται να περάσει το σκυρόδεμα, ανασύρεται κατά διαστήματα που αντιστοιχούν σε στρώσεις των 20 – 50 cm, αφού γεμίσουν οι τρύπες με τσιμέντο, ώστε να μην εισχωρήσει μέσα στο σωλήνα το νερό ή ακόμα και το μαλακό έδαφος. Αν δεν ληφθούν αυτά τα μέτρα τότε υπάρχει ο κίνδυνος να σχηματιστούν θύλακες από μαλακό έδαφος ή από ξεπλυμένο σκυρόδεμα. Πολλές φορές, για να απομακρυνθούν αυτά τα υλικά, χρησιμοποιείται συμπιεσμένος αέρας.

Αν η πίεση δεν είναι η κανονική, τότε τα λεπτόκοκκα υλικά του σκυροδέματος, παρασυρόμενα από τη μεγάλη πίεση εισέρχονται στο έδαφος. Τότε στον άξονα του πασσάλου μένουν μόνο τα χονδρόκοκκα υλικά, χωρίς φυσικά να παρουσιάζουν καμιά συνοχή. Το αντίθετο συμβαίνει όταν κατασκευάσει κανείς με αρκετά ξηρό σκυρόδεμα, εφόσον σε πολλές περιπτώσεις είναι πολύ δύσκολο να τον σκυροδετήσει με μαλακό υλικό. Τότε όμως, η τοποθέτηση μέσα στο έδαφος ενός σχετικά μαλακού σκυροδέματος δεν προξενεί τις πιο πάνω ανωμαλίες, αλλά μικροθραύσεις μετά τη σκλήρυνση, όπως φαίνεται στη φωτογραφία.

Η συμπεριφορά των πασσάλων εξαρτάται από τις αποστάσεις μεταξύ τους, οπότε διακρίνονται σε πασσαλοσειρές και σε πασσαλοομάδες. Η σχέση ανάμεσα στο φορτίο και τη βύθιση ενός πασσάλου που δέχεται την επίδραση μιας κατακόρυφης φόρτισης, φαίνεται στο σχήμα 3.21 και είναι παρόμοια με την αντίστοιχη καμπύλη που αναφέρεται σ' ένα πέδιλο.



Σχήμα 3.21 Σχέση μεταξύ βύθισης (w) και φορτίου (p) ενός πασσάλου.

Η σχέση που υπάρχει ανάμεσα στο φορτίο και τη βύθιση αποκτά ιδιαίτερη σπουδαιότητα όταν η κατασκευή των πασσάλων γίνεται μέσα σε πόλεις, με σκοπό να στηρίζουν πολύ μεγάλα φορτία, όπως είναι εκείνα που προέρχονται από ψηλά κτίρια.

Πραγματικά, τότε θα πρέπει να μελετάμε σε κάποια κλίμακα τις παραμορφώσεις και των γειτονικών κτιρίων, ώστε να είμαστε σίγουροι ότι δεν θα δημιουργηθούν αποκλίσεις και αστοχίες, τόσο στις παλιές, όσο και στις καινούριες κατασκευές.

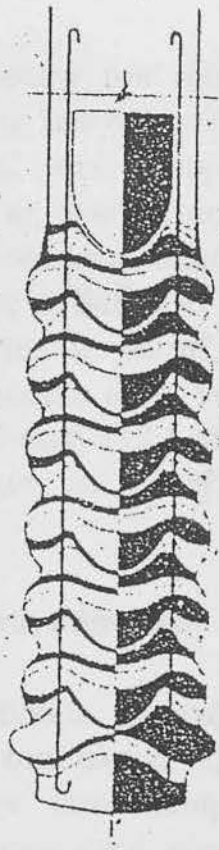
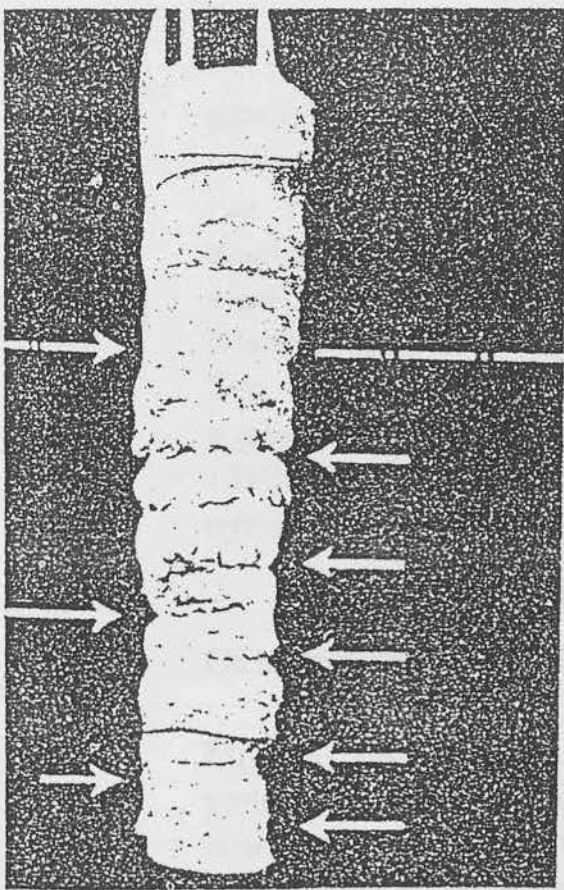
Οι μελέτες γύρω από τον καθορισμό των μετακινήσεων θα πρέπει να αρχίζουν αφού πρώτα γίνουν οι αντίστοιχοι υπολογισμοί για φέρουσα ικανότητα των κατασκευών, σε σχέση με τις ιδιομορφίες τους.

Σήμερα η έρευνα πάνω στη φέρουσα ικανότητα των πασσάλων έχει πάρει μεγάλες διαστάσεις κυρίως γιατί η χρησιμότητα τους είναι σχεδόν απαραίτητη σε κάθε είδους κατασκευή που θα πρέπει να γίνει πάνω σ' ένα επισφαλές έδαφος.

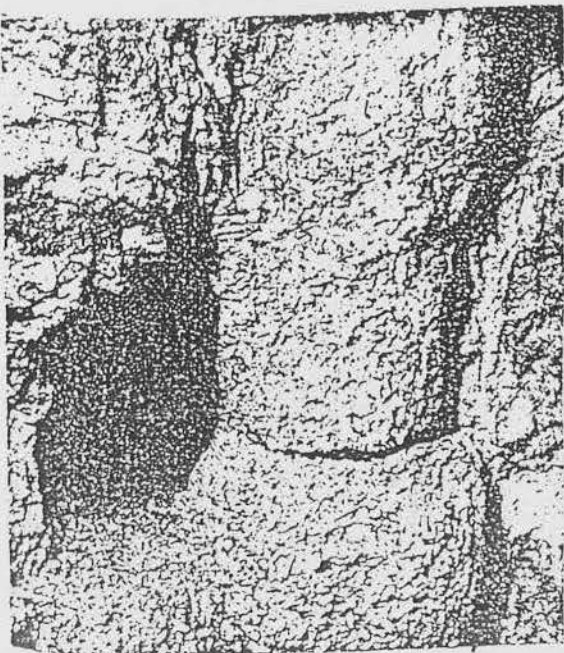
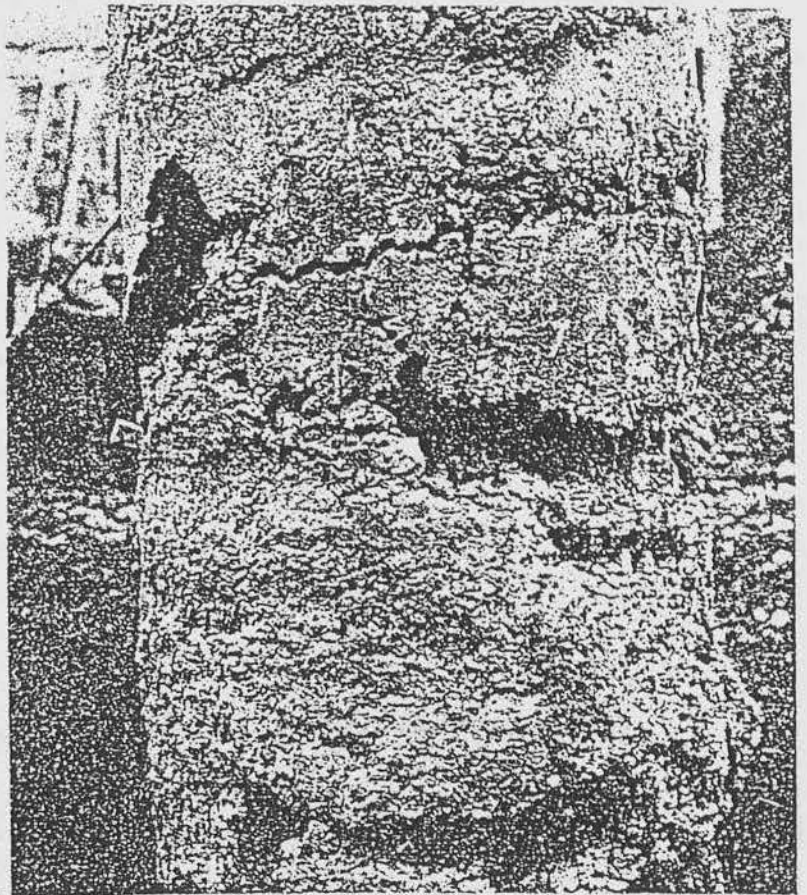
Στο σχήμα 3.22 φαίνεται η επίδραση της διάταξης μιας πασσαλομάδας πάνω στη φέρουσα αντοχή του εδάφους, σε οριζόντια μετακίνηση. Η εικόνα αυτή μοιάζει πολύ με το υδραυλικό ανάλογο, που έχει σχέση με τη ροή γύρω από ένα ορισμένο αντικείμενο. Τα ανάλογα αυτά είναι χρήσιμα όσες φορές επιδιώκουμε θεμελιώσεις με πασσάλους σε πολύ μεγάλα βάθη, όπως γίνεται σήμερα στις θεμελιώσεις Plates-formes (για την εξόρυξη πετρελαίου) ή σε εδάφη που είναι πολύ χαλαρά.

Οι πασσαλότοιχοι

Η διαμόρφωση ενός πασσαλότοιχου εξαρτάται κυρίως από την ανάλυση των τάσεων που αναπτύσσονται στον πάσσαλο λόγω της κάμψης. Οι τάσεις αυτές είναι αποτέλεσμα των δυνάμεων που αναπτύσσονται εξαιτίας των κυματισμών και άλλων πλευρικών φορτίων. Τα πλευρικά φορτία στις περισσότερες παράλιες κατασκευές έχουν τόσο μεταβλητό μέγεθος, ώστε να απαιτείται μια πλήρης μελέτη για να υπολογιστούν τα φορτία που αναφέρονται στη μόρφωση του φορέα. Κατά προσέγγιση απλοποιημένες παραδοχές, όπως είναι η υπόθεση του σημείου για την ισοδύναμη σταθερή στήριξη, θεωρούνται σήμερα ανεπαρκείς. Πραγματικά, η λύση αυτή θα πρέπει να είναι τελείως προσαρμοσμένη στις οριακές συνθήκες, που καθορίζονται από τους πασσάλους, και από την ίδια την κατασκευή. Επίσης, θα πρέπει οι υπολογισμοί να είναι ευέλικτοι για διαφορετικούς πασσάλους, με διαφορετικές ροπές αδράνειας, και να ικανοποιείται η συνθήκη της μη γραμμικότητας



Φωτογραφίες από την άστοχία πασσάλων. Η κύρια αιτία της άστοχίας ήταν η έλλειψη νερού στην περιοχή που σκισσοδετήθηκαν οι πάσσαλοι. Στο σκίτσο διακρίνονται οι εγκάρσιες ραβδώσεις που στη συγκεκριμένη περίπτωση δοούν δυσμενώς πάνω στην άντοχή του πάσσαλου.



μεταξύ του παραμορφώσεων του εδάφους και του φορτίου που ενεργεί. Το βάθος έμπηξης των πασσάλων είναι μεγάλο.

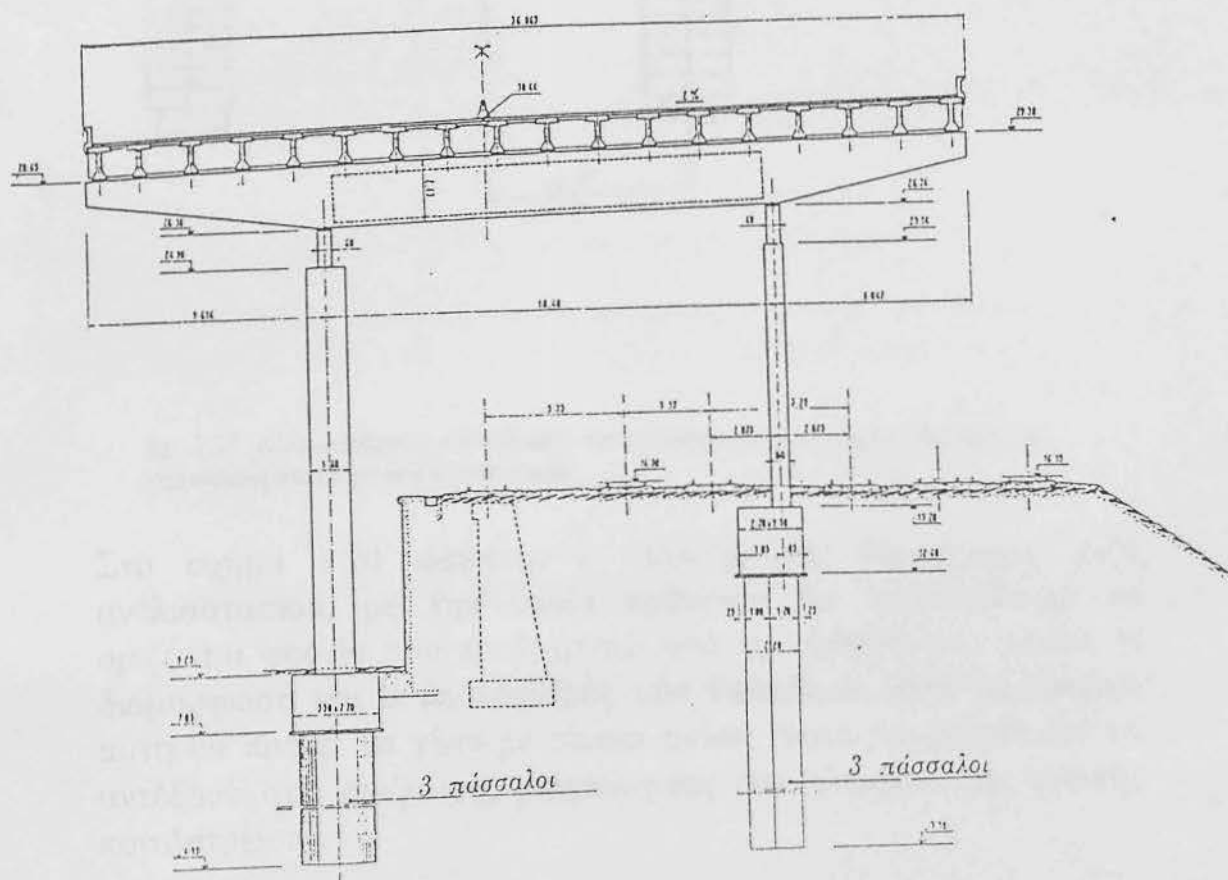
Για να γίνει πιο σαφές αυτό, αναφέρεται για παράδειγμα μια πλατφόρμα ύψους 85,4 m, που κατασκευάστηκε στο Μεξικό και εδραζόταν πάνω σε πασσάλους διαμέτρου 900 mm, που είχαν εισδύσει μέσα στο έδαφος σε βάθος 91 m.

Στο σχήμα 3.24 φαίνεται η διάταξη του πασσαλότοιχου που σχεδιάστηκε με τέτοιο τρόπο, ώστε να φέρει κατακόρυφο φορτίο 1200 t και διατμητική δύναμη 112 t στη γραμμή του εδάφους. Στο σχήμα φαίνονται ακόμα οι μεταβολές του πασσαλότοιχου.

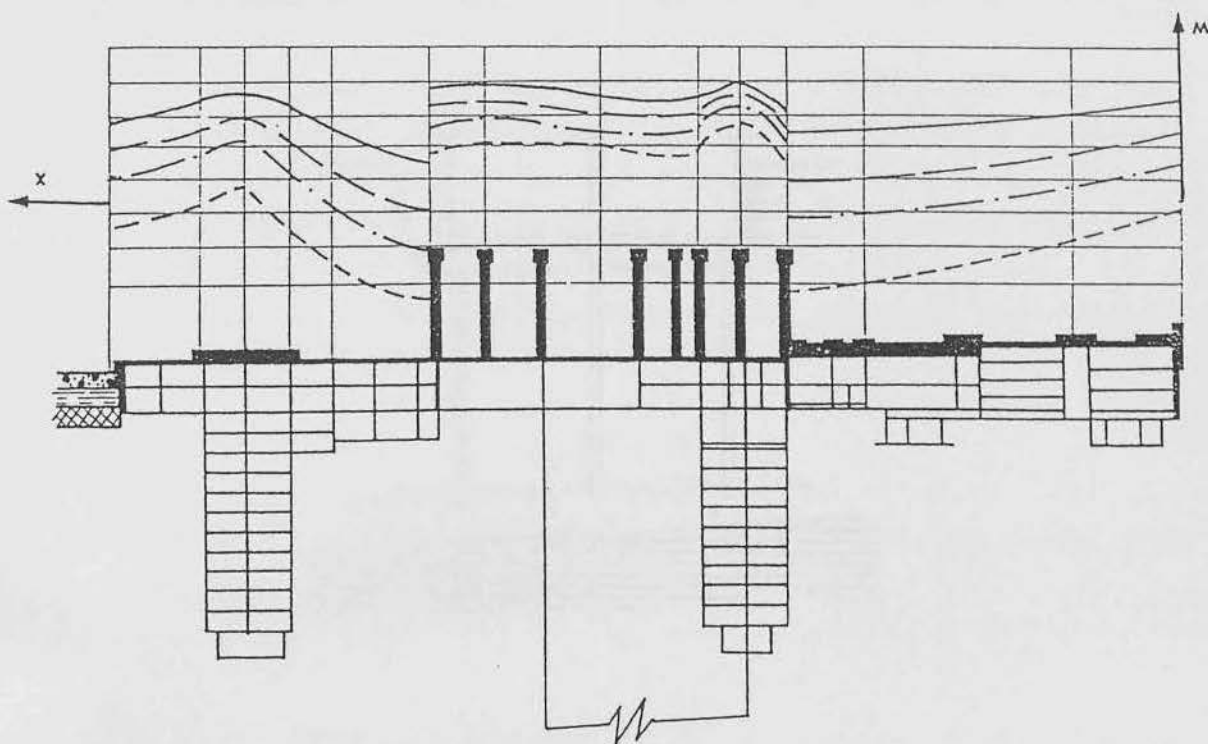
Οι πλευρικά φορτιζόμενοι πάσσαλοι.

Σήμερα, για να παραλάβουμε τα οριζόντια φορτία, πολύ σπάνια χρησιμοποιούμε λοξούς πασσάλους, εξαιτίας του μεγάλου κόστους που απαιτείται για την κατασκευή τους. Έτσι, γίνεται μια προσπάθεια να μελετήσουμε κατά πόσο οι κατακόρυφοι πάσσαλοι μπορούν να παραλάβουν τις πλευρικές ωθήσεις της ανωδομής, που προέρχονται κυρίως από φορτία ανέμων, από σεισμούς και, γενικά, από την οριζόντια κίνηση του εδάφους.

ΓΕΝΙΚΟΤΗΤΕΣ



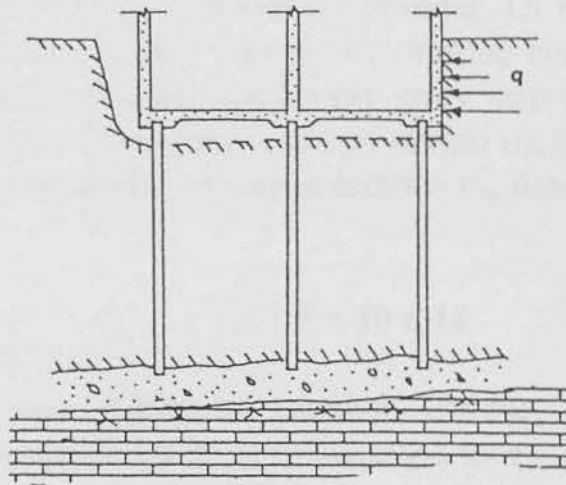
Σχ.3.22 Θεμελίωση μιας γέφυρας με τη χρήση φρεατοπασσάλων διαμέτρου 2,00m και 3,0m.



Σχ. 3.23 Αλληλεπίδραση καθιζήσεων και κατασκευών που έχουν εδραστεί με πασσάλους και με γενική κοιτόστρωση.

Στο σχήμα 3.24 φαίνεται η διάταξη της θεμελίωσης ενός αντλιοστασίου, με την οποία πρόκειται να παραλάβουμε τα οριζόντια φορτία που προέρχονται από την ώθηση των γαιών. Η διαμόρφωση και ο υπολογισμός των πασσάλων στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να γίνει με τέτοιο τρόπο, ώστε να μπορέσουν να αντέξουν στις οριζόντιες μετακινήσεις του πλαισίου της γενικής κοιτόστρωσης.

Σήμερα οι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται για να συντελέσουν και στην αποκατάσταση της ευστάθειας των πρανών, όταν αυτά είναι επιρρεπή σε κατολίσθηση. Στις περιπτώσεις αυτές η ροπή που αναπτύσσεται από τον όγκο του εδάφους, που τείνει να μετακινηθεί, αντισταθμίζεται από τη ροπή των δυνάμεων τριβής οι οποίες αναπτύσσονται ανάμεσα στους πασσάλους και στο έδαφος. Στην περίπτωση που το έδαφος είναι σχιστολιθικό ή σκληρός άργιλος, για την ευστάθεια των πρανών μπορεί να χρησιμοποιηθούν πάσσαλοι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η διάμετρος των πασσάλων αυτών κυμαίνεται μεταξύ 1,0 και 1,5 m. Η τοποθέτησή τους γίνεται μέσα σε τρύπες που ανοίγονται από πριν με γεώτρηση.



Σχήμα 3.24 Έδραση ενός αντλιοστασίου πάνω σε πασσάλους.

Είναι ακόμα γνωστή η συμπεριφορά των πασσάλων που φορτίζονται πλευρικά, από την άποψη της αλληλεπίδρασής τους με το έδαφος. Έτσι, εφόσον πρόκειται για θεμελιώσεις σημαντικών έργων, για τη σωστή εκτίμηση της ευστάθειας του εδάφους, απαιτείται:

- α. Μια έρευνα ή ένας θεωρητικός υπολογισμός που να βασίζεται στη θεωρία για την ελαστικότητα ή την πλαστικότητα της συμπεριφοράς, ή
- β. Μια μελέτη βασισμένη σε ομοιώματα, που η κατασκευή τους να αναφέρεται σε καταστάσεις που είναι δύσκολο να τις μελετήσει κανείς θεωρητικά.

Εκτός από τους λόγους αυτούς, η συμπεριφορά τους βασίζεται και στον τρόπο κατά τον οποίο γίνεται η εκτέλεση. Έτσι, ενώ η σχετική πυκνότητα του εδάφους γύρω από τον πάσσαλο αυξάνεται αν ο πάσσαλος είναι προκατασκευασμένος, αντίθετα μειώνεται αν ο πάσσαλος είναι έγχυτος. Οι μεταβολές αυτές της σχετικής πυκνότητας έχουν σημασία όταν πρόκειται να υπολογίσουμε την πραγματική κατανομή των φορτίων γύρω από τον πάσσαλο.

Οι πάσσαλοι, ανάλογα με την αντίσταση που προβάλλουν, διακρίνονται σε:

- α. Άκαμπτους
- β. Ημιάκαμπτους
- γ. Εύκαμπτους

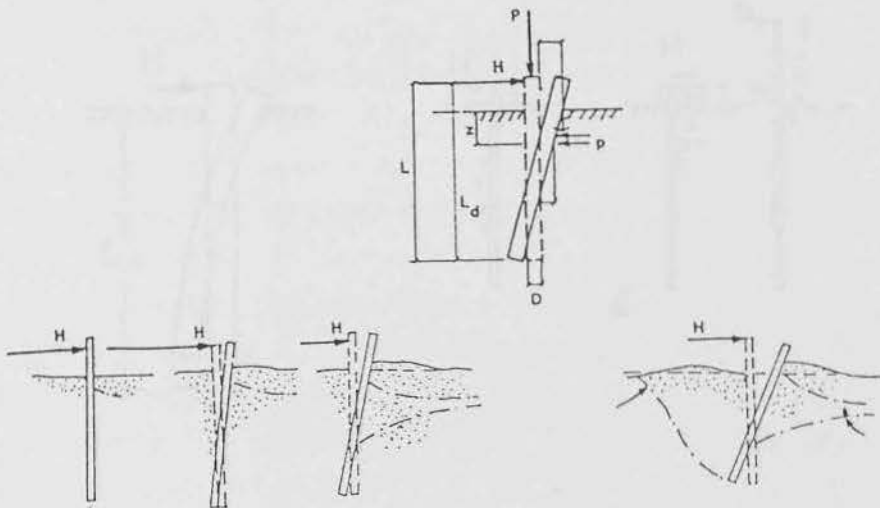
οι άκαμπτοι πάσσαλοι, όταν δέχονται πλευρικές φορτίσεις, περιστρέφονται ως ανεξάρτητες μονάδες. Οι καμπτικές ροπές που παρατηρούνται στους πασσάλους αυτούς είναι μικρές. Έτσι, οι παραμορφώσεις που οφείλονται στην περιστροφή, αυξάνονται γραμμικά με την απόσταση από το κέντρο της περιστροφής.

Γενικά, οι πάσσαλοι συμπεριφέρονται ως άκαμπτοι όταν ισχύει η σχέση:

$$L_a / B < 10 \text{ ή } 12$$

Οι εύκαμπτοι, πάσσαλοι μεγάλου μήκους, βασικά έχουν πολύ μεγάλο μήκος σε σχέση με τη διάμετρό τους:

$$L_a / B > 10$$



Σχήμα 3.25 Συμπεριφορά ενός άκαμπτου πάσσαλου σε οριζόντια καταπόνηση.

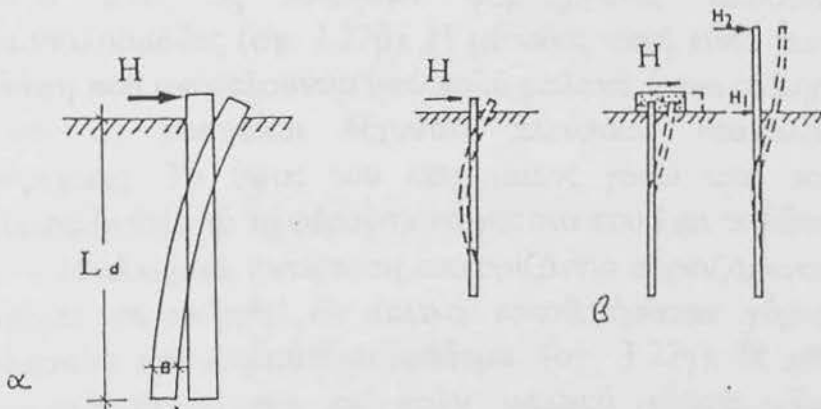
Έτσι, οι καμπτικές παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες από εκείνες που προκαλούνται από την περιστροφή. Η συμπεριφορά τους δεν επηρεάζεται από την αύξηση του μήκους του πασσάλου.

Οι ημικεύκαμπτοι πάσσαλοι, ή πάσσαλοι που έχουν σχετικά μεγάλο μήκος, περιστρέφονται μέσα στο έδαφος όταν δέχονται πλευρικά φορτία και οι πλευρικές παραμορφώσεις συμβάλλουν πολύ στις οριζόντιες μετακινήσεις της κεφαλής του πασσάλου. Η συμπεριφορά των πασσάλων αυτών επηρεάζεται από το μήκος τους.

Οι πλευρικά φορτιζόμενοι πάσσαλοι, ανάλογα με τον τρόπο που παραμορφώνεται η κεφαλή τους, μπορούν πάλι να διακριθούν σε:

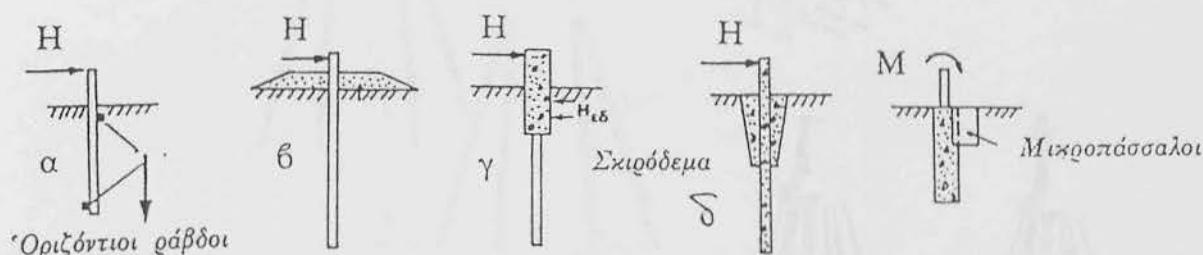
— Ελεύθερους πασσάλους. Οι πάσσαλοι αυτοί με την κεφαλή ελεύθερη μπορούν εύκολα να περιστρέφονται. Οι καμπτικές ροπές στον πάσσαλο και κοντά στην επιφάνεια του εδάφους είναι θετικές και ενεργούν κατά την ίδια διεύθυνση που ενεργεί και το φορτίο. (σχ. 3.26α).

— Αυτοπαραμορφούμενοι, ή πάσσαλοι με σταθερή κεφαλή. Ο τρόπος λειτουργίας των πασσάλων αυτών φαίνεται στο σχήμα. (σχ. 3.26β).



Σχήμα 3.26

Παραμορφώσεις από καμπτικές ροπές σ' ένα εύκαμπτο και σ' ένα πάσσαλο με σταθερή κεφαλή.



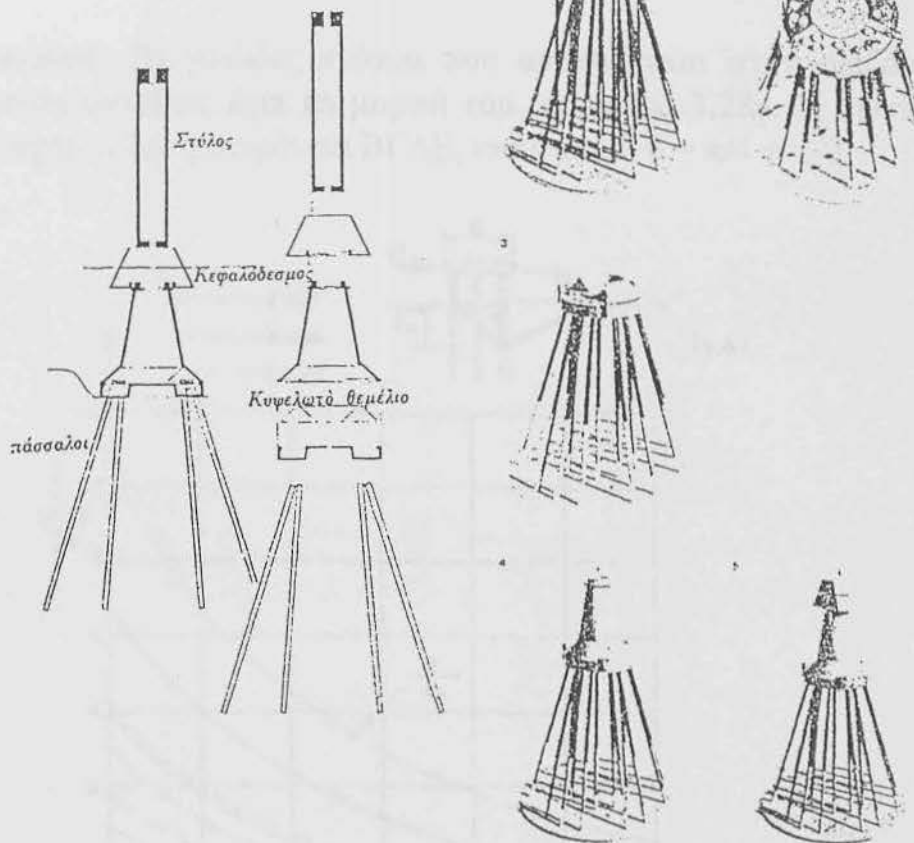
Σχήμα 3.27 Αύξηση της οριζόντιας αντίστασης του πασσάλου.

Επειδή το έδαφος γύρω από ένα οριζόντιο φορτιζόμενο πάσσαλο ξεπερνά πολλές φορές την αντοχή του, συνήθως μπορούμε να αυξήσουμε την αντίστασή του σε πλευρική μετατόπιση, με τους πιο κάτω τρόπους:

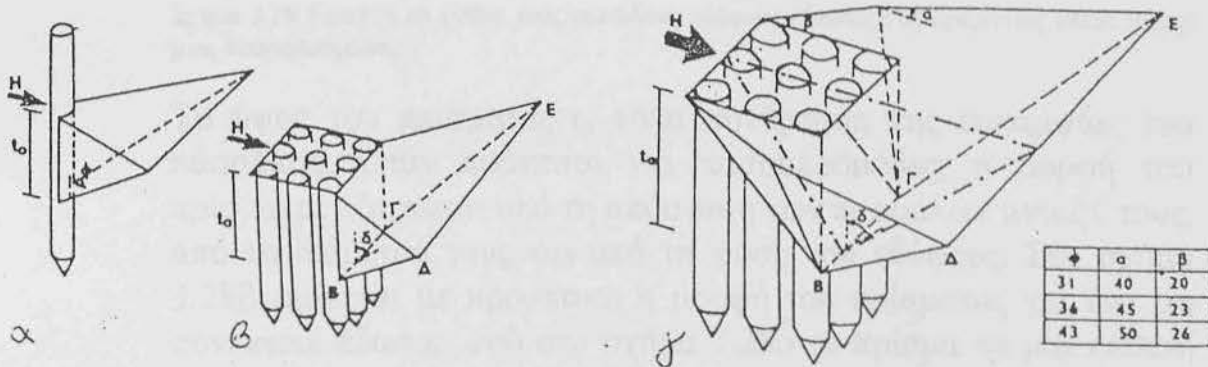
α — Η πλευρική αντίσταση ενός πασσάλου, που εδράζεται κυρίως σε αμμώδες έδαφος, μπορεί να αυξηθεί σημαντικά αν μπήξουμε οριζόντια δυο πασσάλους (σχ. 3.27β).

β — Επίσης μπορεί να αυξηθεί αν τοποθετήσουμε άμμο και χαλίκια γύρω από τις πλευρικά φορτιζόμενες πασσαλοσειρές ή πασσαλοομάδες (σχ. 3.27β). Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για εδάφη που αποτελούνται από πολύ μαλακό ή και σκληρό άργιλο, ή όταν οι πάσσαλοι δέχονται πλευρικές επαναλαμβανόμενες φορτίσεις. Το ύψος του επιχώματος γύρω από τον πάσσαλο περιορίζεται από τη φέρουσα ικανότητα που έχει το έδαφος.

γ — Η πλευρική αντίσταση του οριζόντια φορτιζόμενου πασσάλου μπορεί να αυξηθεί αν τελικά τοποθετήσουμε γύρω από κάθε πάσσαλο ένα κομμάτι σκυρόδεμα. (σχ. 3.27γ). Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται συχνά σε πολύ μαλακά εδάφη. Τα κομμάτια τοποθετούνται απευθείας πάνω στο σώμα του πασσάλου, ή χύνονται μέσα στο έδαφος πριν από την τοποθέτηση του πασσάλου.



Ομοίωμα για τη μελέτη της θεμελίωσης με προκατασκευή ενός μεσόβαθρου με πασσάλους.



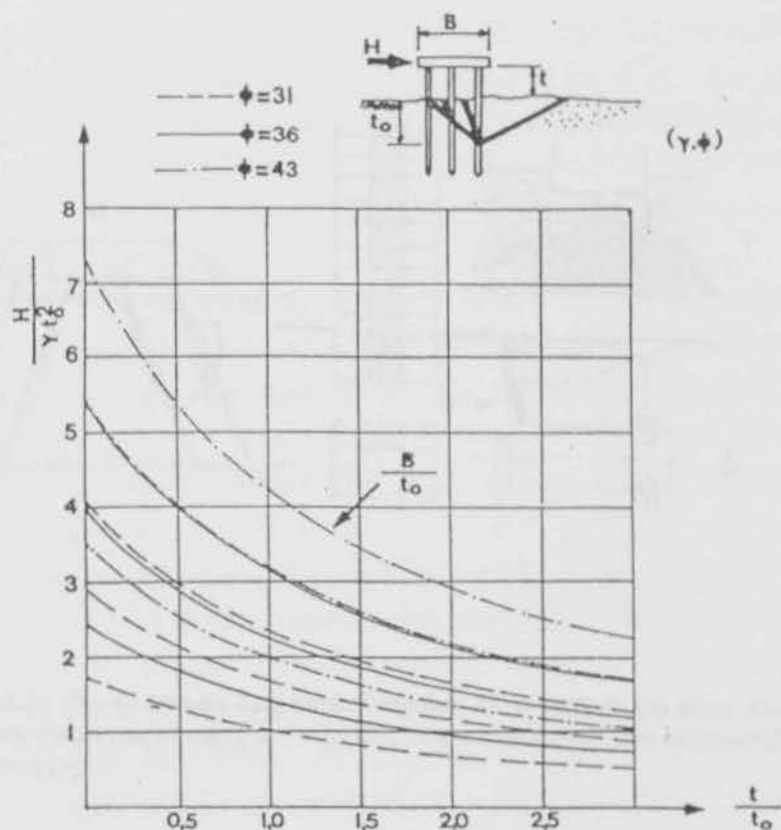
Σχήμα 3.28 Φέρουσα ικανότητα σε οριζόντια φόρτιση ενός πάσσαλου (α) και μιας πασσαλοομάδας (β) το πρίσμα σε μια κάθετη τομή (γ).

Τέλος η πλευρική αντίσταση ενός πάσσαλου σε μια οριζόντια καταπόνηση μπορεί να αυξηθεί αν

δ — Η διατομή του στο πάνω μέρος της αυξηθεί, ώστε να παρουσιάσει μεγαλύτερη ακαμψία. Η αύξηση της διατομής μπορεί να γίνει όπως φαίνεται στο σχήμα. (σχ. 3.27δ).

η φέρουσα ικανότητα του πάσσαλου σε οριζόντια καταπόνηση εξαρτάται από τη φύση του εδάφους και από την ευκαμψία του

πασσάλου. Το γαιώδες πρίσμα που αντιστέκεται στην οριζόντια φόρτιση συνήθως έχει τη μορφή του σχήματος 3.28γ. Η γωνία δ που σχηματίζει η επιφάνεια ΒΓΔΕ, ισούται με: $\delta = \pi/4 + \varphi/2$



Σχήμα 3.29 Θραύση σε βάθος ενός αμμόδους εδάφους εξαιτίας της οριζόντιας μετακίνησης μιας πασσαλομάδας.

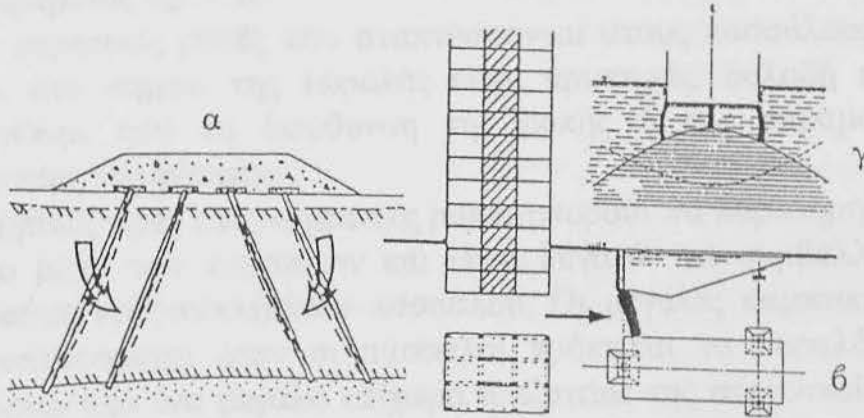
Το ύψος του πρίσματος t_0 είναι συνάρτηση της ευκαμψίας του πασσάλου. Όταν πρόκειται για πασσαλομάδες, η μορφή του πρίσματος εξαρτάται από τη απόσταση των πασσάλων μεταξύ τους, από τη διάμετρό τους και από τη φύση του εδάφους. Στο σχήμα 3.28β φαίνεται με προοπτική η μορφή του πρίσματος για ένα μη συνεκτικό έδαφος, ενώ στο σχήμα 3.28α το πρίσμα σε μια κάθετη τομή.

Όταν υπερβούμε το ελαστικό όριο της αντοχής του εδάφους, αρχίζουν να δημιουργούνται σ' αυτό μικροθραύσεις και τελικά, όταν ξεπεραστεί το όριο αντοχής σε διάτμηση, στην επιφάνεια του εδάφους παρουσιάζονται ρωγμές σχ. 3.29. Για να αποφύγουμε τις ρωγμές τοποθετούμε ειδικούς κεφαλόδεσμούς.

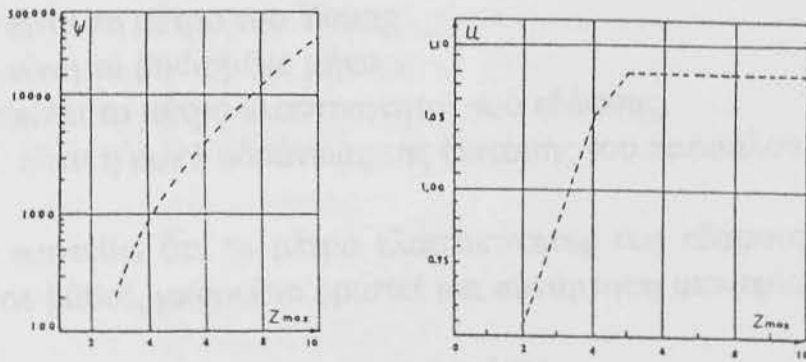
Η μορφή των ρωγμών αυτών εξαρτάται από τη διάμετρο των πασσάλων, από την απόσταση μεταξύ τους και από το αν πρόκειται για πασσαλομάδα ή πασσαλοσειρά.

Η όλη εικόνα στην επιφάνεια της θραύσης δεν διαφέρει καθόλου από την αντίστοιχη που αναφέρεται στη ροή γύρω από ένα ή περισσότερα αντικείμενα. Άλλωστε και στην προκείμενη

περίπτωση, εφόσον έχουμε ξεπεράσει τις ελαστικές παραμορφώσεις, θα έχουμε μια πλαστική ροή του εδάφους γύρω από τους πασσάλους.



Σχήμα 3.30 Παραμόρφωση μιας πασσαλοομάδας λόγω κάμψης (α) κάτω από ένα επίχωμα. Λόγω της οριζόντιας δύναμης στη συμπιεστή στρώση κάτω από ένα επίχωμα (β) και κάτω μια κατασκευή (γ).



Σχήμα 3.31 Διαγράμματα που δίνουν τις τιμές της παραμέτρου ακαμψίας Z_{max} συναρτήσει των ψ , και u .

Το βάθος του πρίσματος t_0 εξαρτάται από τις συνθήκες φόρτισης του πασσάλου και από τη φύση του εδάφους. Από το διάγραμμα που φαίνεται στο σχήμα 3.29 μπορούμε να προσδιορίσουμε, για μια μετακίνηση της πασσαλοομάδας, το βάθος θραύσης t_0 εξαιτίας της φόρτισης H , αδιάστατων παραμέτρων t/t_0 και $H/\gamma t_0^2$, για διάφορες τιμές του λόγου B/t_0 και για ένα αμμώδες έδαφος ($\phi = 31,5 \div 43^\circ$ και $\gamma = 1,8t/m^3$).

Κεκλιμένοι πάσσαλοι, που βρίσκονται σε διάταξη πασσαλοομάδας, μπορούν να υποστούν μεγάλες καμπτικές ροπές κοντά στις κεφαλές τους, όταν το έδαφος γύρω από την πασσαλοομάδα πάθει καθίζηση, λόγω του υποβιβασμού της φρεάτιας στάθμης ή λόγω της πρόσθετης φόρτισης που προκαλείται από την κατασκευή ενός επιχώματος σχ. 3.30.

Οι καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στους πασσάλους αυτούς και στο σημείο της κεφαλής είναι αρνητικές, δηλαδή ενεργούν αντίθετα από τη διεύθυνση της ροπής ή της παραμόρφωσης εξαιτίας της φόρτισης.

Μεγάλες τιμές στις καμπτικές ροπές μπορούν να παρατηρηθούν και στο μέσο των πασσάλων και είναι δυνατόν να συμβάλλουν στη θραύση ενός κεκλιμένου πασσάλου. Οι μεγάλες καμπτικές ροπές αναπτύσσονται όταν οι πάσσαλοι πρόκειται να παραλάβουν το φορτίο από ένα μεγάλο επίχωμα ή εξαιτίας της στερεοποίησης μια συμπιεστής στρώσης. (σχ. 3.30γ).

Το δυναμικό πρόβλημα που δημιουργείται στις θεμελιώσεις με πασσάλους είναι σχεδόν άλυτο. Είναι όμως πάντα δυνατό να μορφωθεί ένα απλό πρότυπο, πάνω στο οποίο να μελετήσει κανείς προσεγγιστικά μια πιθανή συχνότητα συντονισμού.

Συνήθως χρησιμοποιούμε το πρότυπο του ελατηρίου που φορτίζεται οριζόντια. Έτσι, αν είναι:

E: είναι το μέτρο του Young

L: είναι το βυθισμένο μήκος,

Es: είναι το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους,

I: είναι η ροπή αδράνειας της διατομής του πασσάλου,

Τότε, αν υποτεθεί ότι το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους είναι σταθερό σε βάθος, μπορεί να οριστεί μια συνάρτηση ακαμψίας, ως:

$$\Psi = (Z_{\max}) = 2EsL^4/EI$$

Έτσι, η οριζόντια σταθερά του ελατηρίου θα είναι:

$$K_h = P_h/\Delta_h = \kappa EI(Z_{\max}/L)^3$$

Από το σχήμα 3.31 υπολογίζουμε το Z_{\max} , και από το σχήμα για την τιμή του Z_{\max} υπολογίζουμε το u . Έτσι, από την πάνω εξίσωση μπορούμε να βρούμε τη σταθερά του ελατηρίου με την οποία μπορούμε να βρούμε τη φυσική συχνότητα του συστήματος f_n .

Αν υποθέσουμε ότι έχουμε n πασσάλους, που φορτίζονται οριζόντια από μια δυναμικά κινούμενη μάζα m , και ότι η μάζα των πασσάλων είναι πολύ μικρή σε σχέση με τη μάζα m , τότε η φυσική συχνότητα του συστήματος θα είναι:

$$f_n = \frac{1}{2} \pi \sqrt{2K_h/m}$$

Οι αμμοπάσσαλοι – Σημεία άντλησης

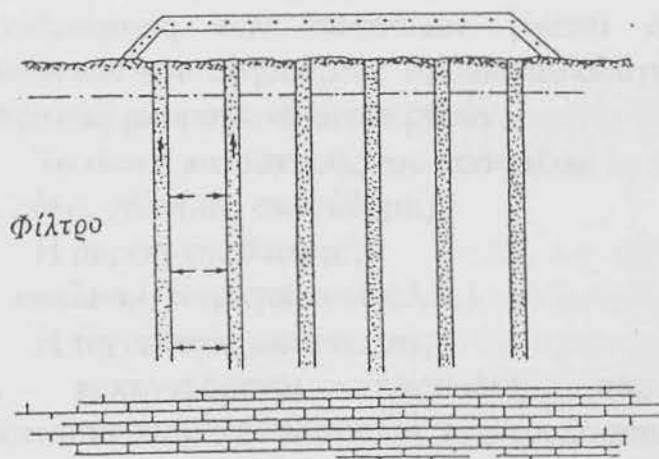
Σε πολλές περιπτώσεις, είναι ανάγκη να κατασκευάσει κανείς μια κατασκευή ή ένα επίχωμα σε πολύ λεπτόκοκκα εδάφη που έχουν μικρή αντοχή σε διάτμηση. Η αρχική αντοχή του εδάφους μπορεί να είναι τόσο μικρή, ώστε να μη μπορεί χωρίς θραύση να φέρει το βάρος της κατασκευής. Όταν, όμως, μπορέσει κανείς με μια ανάλογα γρήγορη άντληση να αποστραγγίσει το έδαφος, τότε γίνεται μια στερεοποίηση με την ίδια ταχύτητα με την οποία φορτίζεται το έδαφος. Έτσι, για να επιταχύνουμε την αποστράγγιση μέχρις ενός βάθους όπου βρίσκεται ένα αδιαπέραστο στρώμα εδάφους, χρησιμοποιούμε αμμοπάσσλους που έχουν διάμετρο περίπου 60 cm σε μια διάταξη τριγωνικής ή τετραγωνικής σχάρας, όπου κάθε κορυφή απέχει απ' την γειτονική της 3 ÷ 5 m. Η επιφάνεια του εδάφους καλύπτεται από ένα επιφανειακό φίλτρο πάνω στο οποίο κατασκευάζεται το επίχωμα.

Όσο αυξάνει το φορτίο, το νερό διαφεύγει απ' το έδαφος μέσα στον άμμο του πασσάλου και από εκεί στην εξυγιαντική ενδιάμεση στρώση. Ο έλεγχος της ταχύτητας της στερεοποίησης μπορεί να ελεγχθεί σύμφωνα με την απόσταση των αμμοπασσάλων μεταξύ τους και απ' τη διάμετρό τους.

Θα πρέπει όμως να δοθεί κάποια προσοχή ώστε να μη διαταραχθεί η ευστάθεια του εδάφους απ' τον αριθμό των πασσάλων ή απ' το ότι, λόγω της αποστράγγισης θα αυξηθεί πού η συμπιεστότητα, οπότε υπάρχει κίνδυνος αστοχίας του εδάφους εξαιτίας της ίδιας της αποστράγγισης.

Στο σχήμα 3.34 φαίνεται η διάταξη των αμμοπασσάλων για την έδραση ενός επιχώματος.

Όταν όμως πρόκειται να αποξηράνουμε προσωρινά μια περιοχή για να κατασκευάσουμε, ένα αντλιοστάσιο ή ακόμα διάφορες άλλες κατασκευές, χρησιμοποιούμε τα λεγόμενα σημεία άντλησης (well points).



Σχήμα 3.34 Διάταξη αμμοπασσάλων για την έδραση ενός επιχώματος.

Έτσι, αν το βάθος εκσκαφής είναι κάτω απ' το φρεάτιο ορίζοντα και είναι μεγαλύτερο από $4,5 \div 5,0$ m, τότε, με αντλήσεις που γίνονται σε διάφορα στάδια, πετυχαίνουμε τη σταθεροποίηση του εδάφους. Όταν η ποσότητα που αντλείται από μερικά σημεία είναι μικρή, τότε με ένα σύστημα εκτόξευσης νερού πετυχαίνουμε να δώσουμε μια συνέχεια στη ροή του νερού από το έδαφος προς τα έξω.

Αν η διαπερατότητα είναι ακόμα πιο μικρή, δηλαδή 10^{-6} cm/sec περίπου, τότε η άντληση δεν μπορεί να γίνει μόνο με αντλίες γιατί οι δυνάμεις συνάφειας είναι μεγάλες. Τότε η αποστράγγιση μπορεί να γίνει με τη βοήθεια της στερεοποίησης. Η στερεοποίηση αυτή μπορεί να γίνει με μια αντλία κενού. Πραγματικά, μέσα σ' ένα διάτρημα διαμέτρου 20 cm, που γίνεται συνήθως με τη χρήση γεωτρύπανου, τοποθετείται ένα φίλτρο και γύρω από αυτό ένας διάτρητος σωλήνας. Στο πάνω μέρος της γεώτρησης και γύρω από το σωλήνα τοποθετείται πυκνή άργιλος και με τη δημιουργία κενού επιτυγχάνεται η άντληση.

ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

ΓΕΝΙΚΑ

Η ταξινόμηση των πασσάλων γίνεται στη βάση πολλών παραγόντων που επηρεάζουν τη διαστασιολόγησή τους. Ως τέτοιοι παράγοντες μπορούν να αναφερθούν:

- Το υλικό κατασκευής του πασσάλου.
(π.χ. ξύλο, χάλυβας, σκυρόδεμα)
- Η μορφή της διατομής
(π.χ. κυκλικοί, τετραγωνικοί κ.λ.π.)
- Η τεχνολογία κατασκευής
(π.χ. εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι, πάσσαλοι εκσκαφής, προκατασκευασμένοι πάσσαλοι, έγχυτοι πάσσαλοι κ.λ.π.)
- Ο τύπος της επιβαλλόμενης επιπονήσεως
(πάσσαλοι εκτοπίσεως του εδάφους μπορούν να θεωρηθούν οι προκατασκευασμένοι εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι ή οι έγχυτοι εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι από σκυρόδεμα ενώ ως πάσσαλοι μη εκτοπίσεως μπορούν να θεωρηθούν οι πάσσαλοι εκσκαφής από σκυρόδεμα με χρήση μπεντονίτη για την αντιστήριξη της οπής).
- Η κλίση του πασσάλου (κατακόρυφος, κεκλιμένος) κ.λ.π.

Στο κείμενο που ακολουθεί γίνεται σύντομη αναφορά στους διάφορους τύπους πασσάλων μα βάση διακρίσεως τους προκατασκευασμένους και τους έγχυτους. Ειδικότερα στη συνέχεια, οι κατηγορίες αυτών των πασσάλων από σκυρόδεμα, λόγω της σημαντικότητας μεγαλύτερης εκτάσεως εφαρμογής τους στον ελληνικό χώρο θα αποτελέσουν το κύριο αντικείμενο αναλύσεως.

ΠΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΟΙ ΠΑΣΣΑΛΟΙ

Ξύλινοι πάσσαλοι

Οι ξύλινοι πάσσαλοι δεν είναι τίποτε άλλο παρά ευθύγραμμοι και κανονικοί κορμοί δέντρων που εμπηγνύονται στο έδαφος. Η μέση συνήθης διάμετρός τους ποικίλλει μεταξύ 0,20 και 0,30 m. Και το μήκος τους δεν υπερβαίνει κατά κανόνα τα 15-20m. Κατά τη διάρκεια της εμπήξεως η κεφαλή τους είναι εφοδιασμένη με χαλύβδινο καπέλο που έχει ρόλο την αποφυγή της καταστροφής του πασσάλου κατά τη διαδικασία αυτή.

Η αιχμή έχει μεταλλικό κωνικό περίβλημα που διευκολύνει τη διείδυση και προστατεύει το ξύλο.

Πάσσαλοι από σκυρόδεμα

Οι προκατασκευασμένοι πάσσαλοι από σκυρόδεμα – συνήθως οπλισμένο – έχουν τετραγωνική ή εξαγωνική διατομή με πλευρά 0,25 ως 0,60m.

Το μήκος τους μπορεί να φτάσει τα 25-30m και ίσως και περισσότερο. Κατά κανόνα κατασκευάζονται σε οριζόντια θέση και ο οπλισμός τους υπολογίζεται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να αντέχει σε καμπτικές ροπές που δημιουργούνται κατά τη διάρκεια των χειρισμών πριν από την έμπηξη.

Κοχλιωτοί πάσσαλοι

Ο τύπος αυτός πασσάλων χρησιμοποιείται όπου δεν υπάρχει επαρκής χώρος για τον πασσαλοπήκτη.

Διειδύουν στο έδαφος με περιστροφή και το υλικό κατασκευής τους είναι μέταλλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα.

Μεταλλικοί πάσσαλοι

Διακρίνονται δύο κατηγορίες μεταλλικών πασσάλων:

α) Οι κλασικοί μεταλλικοί πάσσαλοι που εμπεγνύονται μέχρι αρνήσεως και που έχουν ποικίλες μορφές (σωλήνας ή ανοιχτές διατομές)

β) Οι κοχλιωτοί μεταλλικοί πάσσαλοι που αναφέρονται ανωτέρω οι πάσσαλοι (α) πρέπει να κατασκευάζονται με τέτοιες διατομές ώστε να αναπτύσσονται σημαντικές πλευρικές τριβές, χωρίς να δυσκολεύουν την έμπηξη.

Η διατομή του πασσάλου πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη ώστε να μην υπάρχει υπέρβαση των επιτρεπόμενων τάσεων στο υλικό. Όταν ο πάσσαλος έχει σωληνωτή μορφή μπορεί να αποφραχθεί το κατώτερο μέρος με μεταλλική ή από οπλισμένο σκυρόδεμα απόληξη (ταψί). Γενικά, η έμφραξη αυτή της αιχμής δεν είναι αναγκαία ούτε και η αφαίρεση του περιεχομένου εδάφους, διότι διαπιστώθηκε ότι κατά την έμπηξη δημιουργείται στην περιοχή της αιχμής φυσική απόληξη που η αντοχή της είναι ισοδύναμη με την προηγούμενη.

ΕΓΧΥΤΟΙ ΠΑΣΣΑΛΟΙ

Οι πάσσαλοι αυτοί κατασκευάζονται με μια μεθοδολογία που συντίθεται από ευθεία έγχυση μέσα στο έδαφος με κατάλληλες διαδικασίες ενός πραγματικού υποστυλώματος από σκυρόδεμα.

Διακρίνονται δύο βασικές κατηγορίες εγχύτων πασσάλων που καλύπτουν το μεγαλύτερο μέρος της κατασκευαστικής δραστηριότητας στην Ελλάδα.

α) Οι εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι και

β) Οι πάσσαλοι εκσκαφής

Εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι

Οι πάσσαλοι αυτής της κατηγορίας που εμπηγνύονται στο έδαφος, είναι πάσσαλοι που ταξινομούνται στην κατηγορία «πασσάλων εκτοπίσεως», χωρίζονται με τη σειρά τους στις εξής υποκατηγορίες:

α) Πάσσαλοι με μόνιμο περίβλημα που χάνεται (μεταλλικό συνήθως)

β) Πάσσαλοι χωρίς περίβλημα που εφαρμόζεται σε εδάφη που επιτρέπουν την δημιουργία οπής δι' εκτοπίσεως του εδάφους και την σε συνέχεια σκυροδέτησής της, και

γ) Πάσσαλοι με προσωρινό περίβλημα και που είναι και ο πιο διαδεδομένος τύπος.

Πάσσαλοι εκσκαφής

Οι πάσσαλοι συντίθενται στη δημιουργία οπής με εκσκαφή του εδάφους και την σκυροδέτησή της στη συνέχεια με προσωρινή υποστήριξη των παρειών με σωλήνα ή μπεντονίτη. Ταξινομούνται στην κατηγορία των «πασσάλων μη εκτοπίσεως».

ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ – ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΤΥΠΩΝ ΠΑΣΣΑΛΩΝ

Για το Μηχανικό, η μέθοδος θεμελιώσεως σε πασσάλους είναι ένα μέσο που μπορεί να ανταποκριθεί με αποτελεσματικό τρόπο σε άλλα προβλήματα και γι' αυτό, πρέπει να γνωρίζει πολύ καλά τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα των διαφόρων τύπων ώστε κάθε φορά να μπορεί να κάνει τη σωστή επιλογή.

Στη συνέχεια δίνονται τα πιο χαρακτηριστικά πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των διαφόρων τύπων πασσάλων.

Πλεονεκτήματα

Εύλινοι πάσσαλοι

α) Μικρό κόστος σε σχέση με τα άλλα συστήματα.

β) Εύκολη και ταχεία εκτέλεση.

γ) Έλεγχος της διατομής και του επιθυμητού μήκους πριν από την εκτέλεση.

Προκατασκευασμένοι πάσσαλοι από σκυρόδεμα

- α) Έλεγχος της διατομής και του επιθυμητού μήκους πριν από την εκτέλεση.
- β) Έλεγχος της ποιότητας του σκυροδέματος και βεβαιότητα καλής τοποθετήσεως του οπλισμού πριν από την εκτέλεση.
- γ) Ευρύς τομέας χρησιμοποίησεως.

Κοχλιωτοί πάσσαλοι

- α) Έλεγχος της διατομής και του επιθυμητού μήκους πριν από την εκτέλεση.
- β) Έλεγχος της ποιότητας του υλικού πριν από την εκτέλεση.
- γ) Ευρύς τομέας χρησιμοποίησεως.
- δ) Δυνατότητα κατασκευής πασσάλων σε θέσεις όπου με κλασικούς τρόπους είναι αδύνατη ή δύσκολη η κατασκευή τους.

Μεταλλικοί πάσσαλοι

- α) Έλεγχος της διατομής και του επιθυμητού μήκους πριν από την εκτέλεση.
- β) Έλεγχος της ποιότητας του μετάλλου πριν από την εκτέλεση.
- γ) Ευρύς τομέας χρησιμοποίησεως.

Έγχυτοι εμπηγνύομενοι πάσσαλοι από σκυρόδεμα

- α) Άμεση διείσδυση στο επιθυμητό βάθος.
- β) Μεταβλητό μήκος.
- γ) Ταχεία εκτέλεση.
- δ) Πολύ ευρύς τομέας χρησιμοποίησεως.

Έγχυτοι πάσσαλοι εκσκαφής από σκυρόδεμα

- α) Έλλειψη δονήσεων που παράγονται από εμπηγνύομενους πασσάλους. Επομένως υπάρχει δυνατότητα πραγματοποίησεως τέτοιων πασσάλων στην άμεση γειτονιά υπαρχουσών κατασκευών.
- β) Η αναγνώριση της στρωματογραφίας και η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του στρώματος εδράσεως.
- γ) Η δυνατότητα διασχίσεως σκληρών στρωμάτων ή υπαρχουσών λιθοδομών.
- δ) Η δυνατότητα πραγματοποίησεως τοιχίων με εφαπτομενικούς πασσάλους.
- ε) Η δυνατότητα πραγματοποίησεως πασσάλων μεγάλης διαμέτρου σε μεγάλα βάθη.

Μειονεκτήματα

Ξύλινοι πάσσαλοι

- α) Πολύ μικρός τομέας χρησιμοποίησεως από άποψη φορτίων και βαθών.
- β) Μεγάλη ευαισθησία στις μεταβολές υγρασίας.
- γ) Κίνδυνοι δευτερογενών επιβαρύνσεων από καμπυλότητα του πασσάλου.

Προκατασκευασμένοι πάσσαλοι από σκυρόδεμα και κοχλιοτοί πάσσαλοι.

- α) Κατασκευή αρκετό χρόνο πριν από την εκτέλεση.
- β) Δυσκολία στον προσδιορισμό του μήκους τους. Συχνά το μήκος αυτό δεν μπορεί να προσδιοριστεί παρά ύστερα από μία ή περισσότερες δοκιμαστικές εμπήξεις πράγμα που δημιουργεί αξιοσημείωτη καθυστέρηση στην κατασκευή τους.
- γ) Μεγάλη εργοταξιακή επιφάνεια κατασκευής.
- δ) Κίνδυνοι θραύσεως ή αποκλίσεως από ύπαρξη μπλοκ, λίθων κ.λ.π.

Μεταλλικοί πάσσαλοι

Κόστος αρκετά υψηλό ιδίως στις χώρες που εισάγουν την πρώτη ύλη.

Έγχυτοι εμπηγνύομενοι πάσσαλοι από σκυρόδεμα

- α) Πιθανός στραγγαλισμός σκυροδέματος δύσκολα ελέγξιμος και κακή οριστική θέση οπλισμών από την σκυροδέτηση κ.λ.π.
- β) Εμπόδια οφειλόμενα στις δονήσεις κατά τη διάρκεια εμπήξεως.

Έγχυτοι πάσσαλοι εκσκαφής από σκυρόδεμα

Κάτω από παρόμοιες συνθήκες με τους εμπηγνύομενους πασσάλους η φέρουσα ικανότητά τους είναι μειωμένη σε σχέση με αυτούς και το κόστος τους μάλλον πιο υψηλό.

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΡΙΑΚΟΥ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΓΕΝΙΚΟΤΗΤΕΣ

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

$$Q_u = \sum f_{su} A_s + f_{bu} A_b - W_p$$

όπου: f_{su} = μοναδιαία οριακή τιμή πλευρικής τριβής

f_{bu} = μοναδιαία οριακή αντοχή αιχμής του πασσάλου

A_s = παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου

A_b = επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου

W_p = βάρος του πασσάλου

Το φορτίο το οποίο αναλαμβάνεται από την παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου είναι: $Q_{su} = \sum f_{su} \cdot A$, ενώ το φορτίο το οποίο αναλαμβάνεται από την αιχμή του πασσάλου είναι:

$$Q_{bu} = f_{bu} \cdot A_b$$

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

α. Μέθοδοι βασιζόμενες σε μετρηθείσες ιδιότητες του εδάφους (κατά κανόνα εργαστηριακές) και με τη βοήθεια των λεγόμενων «στατικών τύπων» φέρουσας ικανότητας.

β. Εμπειρικές μέθοδοι βασιζόμενες σε αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών (SPT), CPT, Πρεσσιομετρήσεις κ.λ.π.)

γ. Μέθοδοι που βασίζονται σε παρατηρήσεις κατά τη διείδυση με κρούση των πασσάλων (δυναμικοί τύποι).

δ Μέθοδοι που βασίζονται στην εξίσωση της μεταδόσεως κύματος κατά την κρούση για την έμπηξη πασσάλου.

ε. Μέθοδοι με τις οποίες αξιολογούνται Δοκιμαστικές Φορτίσεις Πασσάλων και που είναι δυνατόν να ενταχθούν στην περίπτωση β.

Στο κείμενο που ακολουθεί αναπτύσσονται οι ανωτέρω μέθοδοι, εκτός από την αξιολόγηση των δοκιμαστικών φορτίσεων και αποτελούν αντικείμενο άλλου κεφαλαίου.

ΜΕΘΟΔΟΙ ΒΑΣΙΖΟΜΕΝΕΣ ΣΕ «ΣΤΑΤΙΚΟΥΣ» ΤΥΠΟΥΣ

Αρχές και μεθοδολογία διαστασιολογήσεως.

Ο υπολογισμός του οριακού εδαφικού φορτίου με τη βοήθεια «στατικών τύπων» βασίζεται στην εφαρμογή θεμελιωδών αρχών και Εδαφομηχανικής με χρήση παραμέτρων διατμητικής αντοχής, όπως αυτές προκύπτουν από κατάλληλες εργαστηριακές δοκιμές.

Η εκτίμηση του οριακού εδαφικού φορτίου για την αιχμή του πασσάλου επιτυγχάνεται με την αποδοχή ενός μηχανισμού θραύσεως περί την αιχμή του και τον υπολογισμό των αντίστοιχων συντελεστών φέρουσας ικανότητας, με σχέσεις της μορφής:

$$Q_{bu} = A_b (cN_c + \sigma_v N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma)$$

όπου: c η συνοχή του εδαφικού υλικού στην περιοχή της αιχμής του πασσάλου.
 σ_v κατακόρυφη πίεση των υπερκειμένων γαιών στη στάθμη της αιχμής.
 γ φαινόμενο βάρος των γαιών, κάτω από την αιχμή
 N_c, N_q, N_γ συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους, ϕ .
 B και A_b διάμετρος και επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου.

Έτσι ο υπολογισμός ή εκτίμηση του οριακού εδαφικού φορτίου για τις περιπτώσεις βραχυχρόνιας ή μακροχρόνιας φορτίσεως, απαιτεί αντίστοιχα τη χρήση παραμέτρων αντοχής υπό αστράγγιστες συνθήκες και αναφορά σε ολικές τάσεις ή χρήση παραμέτρων αντοχής που προέκυψαν από πού επέτρεπαν την στράγγιση και αναφορά σε ενεργές τάσεις.

Η οριακή πλευρική τριβή μπορεί να εκτιμηθεί από την ολοκλήρωση των διατμητικών τάσεων αντοχής στην διεπιφάνεια πασσάλου – εδάφους κατά την παράπλευρη επιφάνειά του. Η διατμητική αντοχή (συνάφεια) στη διεπιφάνεια υπολογίζεται κατά τη σχέση του Coulomb:

$$f_{su} = c_a + \sigma_h \epsilon \phi \delta$$

όπου c_a η συνάφεια εδάφους πασσάλου, λόγω της συνοχής του εδάφους
 σ_h ορθή τάση, κάθετη στη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους
 δ γωνία τριβής στη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους

Έτσι το οριακό φορτίο λόγω πλευρικών τριβών δίνεται από τη σχέση

$$Q_{su} = \int C \cdot f_{su} \cdot dz \quad D$$

όπου D το μήκος του πασσάλου και
C η περίμετρός του

Είναι προφανές ότι η συνάφεια στη διεπιφάνεια πασσάλου – εδάφους εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως η φύση του εδάφους (συνεκτικό, μη συνεκτικό), η προϊστορία των φορτίσεων στο έδαφος, το είδος της φορτίσεως (βραχυχρόνια ή μακροχρόνια), το υλικό και ο τρόπος κατασκευής του πασσάλου κ.λ.π. όπως θα αναπτυχθεί στα επόμενα κεφάλαια.

Οριακό εδαφικό φορτίο αιχμής.

Γενικές αρχές υπολογισμού

Στην περίπτωση των πασσάλων το πρόβλημα της εκτιμήσεως του οριακού εδαφικού φορτίου επιλύεται γενικά με ανάλογες παραδοχές όπως για την περίπτωση των επιφανειακών θεμελιώσεων, αλλά με διαφοροποιήσεις ως προς αυτές λόγω: α) αυξημένου βάθους θεμελιώσεως (μεγάλος λόγος D/B) β) διαφορετικής μορφής μηχανισμό θραύσεως γ) επιρροής του τρόπου κατασκευής.

Έτσι κατά τις γενικές αρχές υπολογισμού του οριακού εδαφικού φορτίου αιχμής:

α) Ο πάσσαλος θεωρείται απειρομήκης, με πλάτος B (δισδιάστατο πεδίο τάσεων, πρόβλημα επίπεδης παραμορφώσεως).

β) Έδαφος: πλήρως πλαστικό υλικό που ακολουθεί το κριτήριο Mohr-Coulomb.

γ) Επιλέγεται «μηχανισμός θραύσεως», της εδαφικής μάζας που βρίσκεται σε πλαστική ισορροπία, χωρίς ασυνέχειες στις επιφάνειες ολισθήσεως (π.χ. Meyerhof).

δ) Η διατμητική αντοχή θεωρείται ότι ενεργοποιείται πλήρως, κατά τη στιγμή της οριακής ισορροπίας.

ε) Γίνεται «διόρθωση» των αποτελεσμάτων με κατάλληλους ημιεμπειρικούς συντελεστές, «συντελεστές μορφής» (π.χ. Terzaghi, Meyerhof), ανάλογα με τη μορφή του πασσάλου.

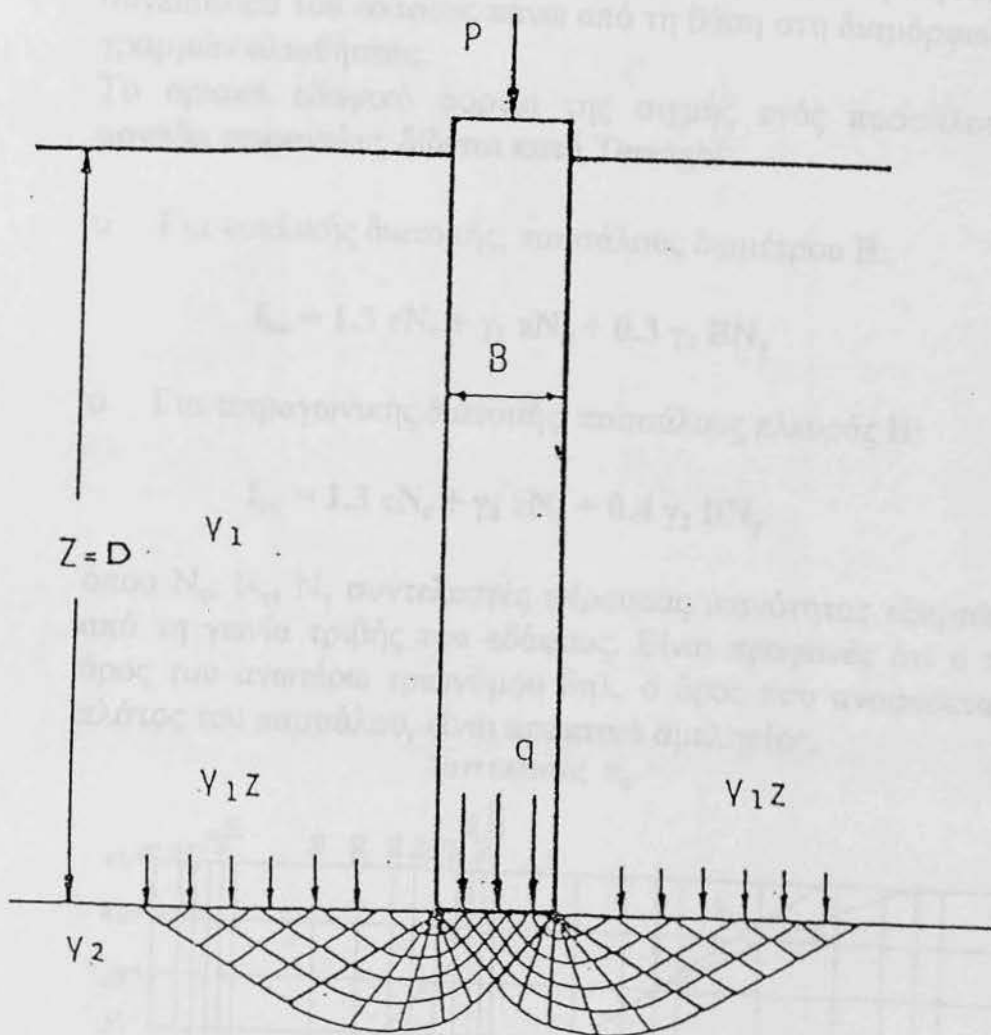
Ο υπολογισμός του οριακού εδαφικού φορτίου γίνεται με την εξέταση της ισορροπίας των εξωτερικών και εσωτερικών δυνάμεων όπου:

- Εξωτερικές δυνάμεις Φορτίο + βάρος πασσάλου
- Εσωτερικές δυνάμεις Υπολογίζονται με την ολοκλήρωση των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στις επιφάνειες

ολισθήσεως.

Άρα οι γνωστές λύσεις έχουν: α) Προσεγγιστικό χαρακτήρα (όπως και για τα πέδιλα). β) Δεν εξετάζουν την επίδραση του ρυθμού φορτίσεως. γ) Δεν εξετάζουν την επίδραση της συμπιεστότητας του εδάφους.

Θεωρείται στη συνέχεια σκόπιμη η αναφορά των θεωριών Terzaghi και Meyerhof για να επισημανθούν ορισμένα κρίσιμα σημεία που αφορούν τη διαστασιολόγηση πασσάλων.



Σχ.3.36. Μηχανισμός θραύσεως κατά Terzaghi.

Θεωρία Terzaghi (1943)

Η θεωρία Terzaghi χρησιμοποιεί για τους πασσάλους την ίδια μορφή μηχανισμού θραύσεως (μορφή γενικής θραύσεως) όπως και στην περίπτωση των αβαθών θεμελιώσεων.

Έτσι, κατά Terzaghi:

α) Η επιφάνεια «ολισθήσεως» είναι σύνθετη και αποτελείται από ευθύγραμμα και ακτινικά τμήματα.

β) Το έδαφος θεωρείται ως ιδεατά πλαστικό υλικό και ακολουθεί τα νόμο Mohr – Coulomb.

γ) Η βάση του πασσάλου θεωρείται «τραχεία» με αποτέλεσμα η «σφήνα» κατά το μηχανισμό θραύσεως, να θεωρείται μέρος του πασσάλου.

δ) Το τμήμα του εδάφους πάω 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.

Το οριακό εδαφικό φορτίο της αιχμής ενός πασσάλου, ανά μονάδα επιφανείας, δίδεται κατά Terzaghi:

- Για κυκλικής διατομής, πασσάλους διαμέτρου B:

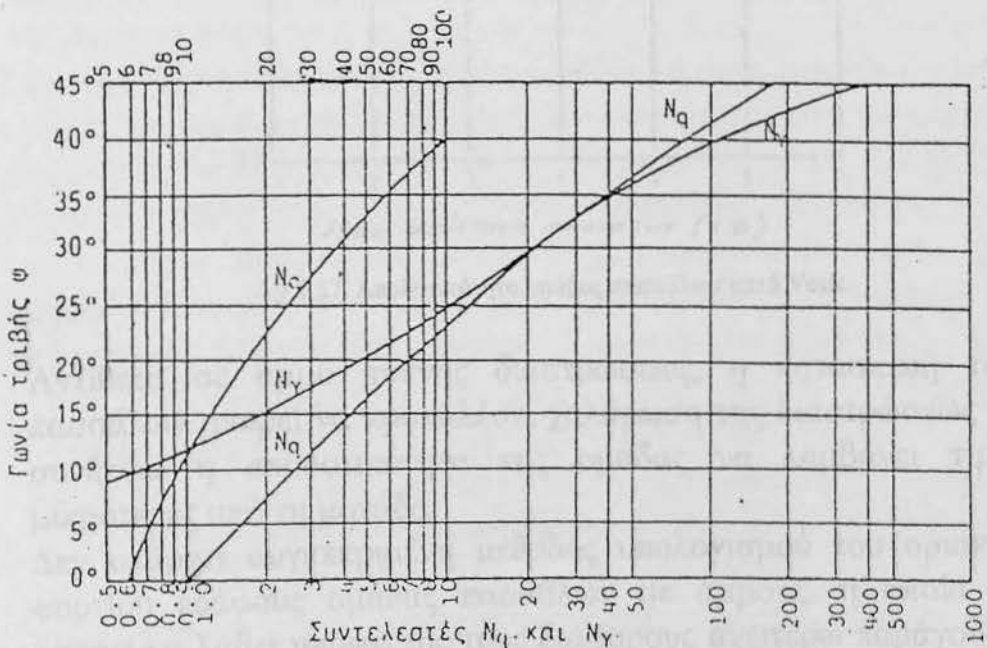
$$f_{bu} = 1.3 cN_c + \gamma_1 zN_q + 0.3 \gamma_2 BN_\gamma$$

- Για τετραγωνικής διατομής, πασσάλους πλευράς B:

$$f_{bu} = 1.3 cN_c + \gamma_1 zN_q + 0.4 \gamma_2 BN_\gamma$$

όπου N_c , N_q , N_γ συντελεστές φέρουσας ικανότητας εξαρτώμενοι από τη γωνία τριβής του εδάφους. Είναι προφανές ότι ο τρίτος όρος του ανωτέρω τριωνύμου δηλ. ο όρος που αναφέρεται στο πλάτος του πασσάλου, είναι πρακτικά αμελητέος.

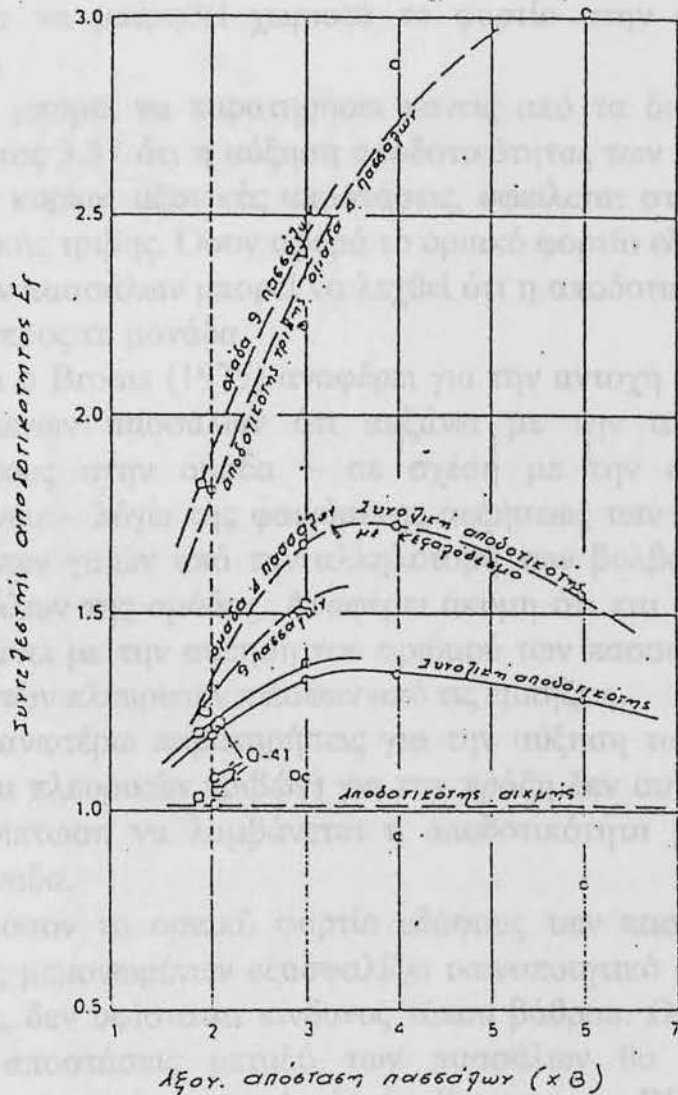
Συντελεστής N_c



Σχ. 3.35. Συντελεστές Φ.Ι. κατά Terzaghi.

Θεωρία Meyerhof (1951, 1963)

Είναι γενική θεωρία θραύσεως που βρίσκει εφαρμογή τόσο σε αβαθείς όσο και σε βαθιές θεμελιώσεις. Η ανάπτυξη του μηχανισμού θραύσεως κατά Meyerhof, σχήμα (3.87) βασίζεται μεν σε ανάλογες αρχές με τη θεωρία του Terzaghi, αλλά διαφοροποιείται διότι:



Σχ.3.37. Αποδοτικότητα ομάδας πασσάλων κατά Vesic.

Αντίθετα σε άμμο πυκνής διαστρώσεως, η κατασκευή των πασσάλων μπορεί να προκαλέσει χαλάρωση της διαστρώσεως με συνέπεια η αποδοτικότητα της ομάδας να λαμβάνει τιμές μικρότερες από τη μονάδα.

Δεν υπάρχει συγκεκριμένη μέθοδος υπολογισμού του οριακού φορτίου εδάφους ομάδας πασσάλων σε άμμους, η οποία να μπορεί να λάβει υπόψη της τους διάφορους ανωτέρω παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν την αντοχή και να έχει συγχρόνως τη

δυνατότητα συγκρίσεως της αντοχής της ομάδας με αυτή αντιστοίχου μεμονωμένου πασσάλου. Θα πρέπει να τονισθεί όμως στην περίπτωση θεμελιώσεως ομάδας πασσάλων σε άμμο ότι η καθίζηση της ομάδας αποτελεί το κρισιμότερο κριτήριο σχεδιασμού παρά το οριακό φορτίο εδάφους.

Στο σχήμα 3.37 παρουσιάζονται τα διαγράμματα αποτελεσμάτων ερευνών του Vesic (1969) σε ομάδες πασσάλων, για την εκτίμηση αποδοτικότητάς τους. Κατά τη φόρτιση των πασσάλων υπήρχε δυνατότητα να μετρηθεί χωριστά το φορτίο στην αιχμή των πασσάλων.

Συνοπτικά μπορεί να παρατηρήσει κανείς από τα διαγράμματα του σχήματος 3.37 ότι η αύξηση αποδοτικότητας των πασσάλων, για μικρές κυρίως αξονικές αποστάσεις, οφείλεται στην αύξηση της πλευρικής τριβής. Όσον αφορά το οριακό φορτίο εδάφους των αιχμών των πασσάλων μπορεί να λεχθεί ότι η αποδοτικότητα των E_f ισούται προς τη μονάδα.

Επίσης και ο Broms (1975) αναφέρει για την αντοχή αιχμής των εμπηγνυόμενων πασσάλων ότι αυξάνει με την αύξηση του αριθμού τους στην ομάδα – σε σχέση με την αιχμή του μεμονωμένου – λόγω της φαινόμενης αυξήσεως των πιέσεων εξ υπερκειμένων γαιών από την αλληλοτομή των βολβών πίεσεως των πασσάλων της ομάδας. Αναφέρει ακόμη ότι και η πλευρική τριβή αυξάνει με την αύξηση του αριθμού των πασσάλων, λόγω αυξήσεως των πλευρικών πιέσεων από τις εμπήξεις.

Παρά τις ανωτέρω παρατηρήσεις για την αύξηση των αντοχών (αιχμής και πλευρικών τριβών) για την πράξη δεν συνιστάται σε καμία περίπτωση να λαμβάνεται η αποδοτικότητα μεγαλύτερη από τη μονάδα.

Γενικά εφόσον το οριακό φορτίο εδάφους των πασσάλων της ομάδας ως μεμονωμένων εξασφαλίζει ικανοποιητικό συντελεστή ασφάλειας, δεν υφίσταται κίνδυνος τύπου βάρους. Ως ελάχιστες αξονικές αποστάσεις μεταξύ των πασσάλων θα πρέπει να λαμβάνονται κατά τον Αγγλικό Κανονισμό BS8004, για πασσάλους αιχμής $e = 2B$ ενώ για πασσάλους που φέρουν το μεγαλύτερο φορτίο τους μέσω πλευρικών τριβών $e > 3B$. Ειδικότερα για πασσάλους εκσκαφής γενικά η αξονική απόσταση e δεν μπορεί να είναι μικρότερη από $0.75 m$ ή $2B$.

Αντιμετώπιση ειδικών περιπτώσεων θεμελιώσεων με ομάδες πασσάλων.

Είναι χρήσιμο να αναφερθούν μερικές ειδικές περιπτώσεις θεμελιώσεων με ομάδες πασσάλων που αφορούν είτε

συγκεκριμένες ειδικές εδαφικές συνθήκες είτε ειδικές συνθήκες στον τρόπο κατασκευής του κεφαλόδεσμου.

Κατά τον Αυστραλιανό κώδικα θεμελιώσεων (SAA 2159-1978) ως οριακό εδαφικό φορτίο ομάδας η πασσάλων μπορεί να εκτιμηθεί με μια από τις ακόλουθες διαδικασίες, για τις κατωτέρω τέσσερις ειδικές περιπτώσεις:

α) Για πασσάλους που εδράζονται σε βράχο, ή πυκνή άμμο ή χαλίκια, το οριακό εδαφικό φορτίο της ομάδας μπορεί να λαμβάνεται η P_u (σχ.3.38α).

β) Για ομάδες πασσάλων τριβής σε βαθύ στρώμα συνεκτικού εδάφους (πάχος στρώματος μεγαλύτερο από τα 2/3 της περιμέτρου της ομάδας) που ο κεφαλόδεσμος δεν έρχεται σε επαφή με το έδαφος ή θεωρείται ότι δεν αναλαμβάνει φορτία το οριακό εδαφικό φορτίο της ομάδας μπορεί να ληφθεί ως το μικρότερο από:

(i) η P_u

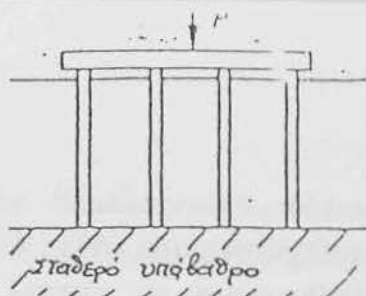
(ii) το οριακό εδαφικό φορτίο ενός ισοδύναμου συνόλου (block) που περιέχει τους πασσάλους και το έδαφος μεταξύ τους και που έχει μήκος ίσο με το μήκος των πασσάλων και περίμετρο ίση με την «εξωτερική περιβάλλουσα» της ακραίας σειράς (σχ.3.38β).

γ) Όπου μια ομάδα πασσάλων θεμελιώνεται σε στρώμα που υπέρκειται άλλου συμπίεστου στρώματος (3.38γ), το οριακό εδαφικό φορτίο της ομάδας μπορεί να υπολογισθεί όπως ανωτέρω (β) εκτός του ότι θα πρέπει η αντίστοιχη αντοχή αιχμής του ισοδύναμου συνόλου (block) να ληφθεί μειωμένη από την παρουσία του συμπίεστου στρώματος.

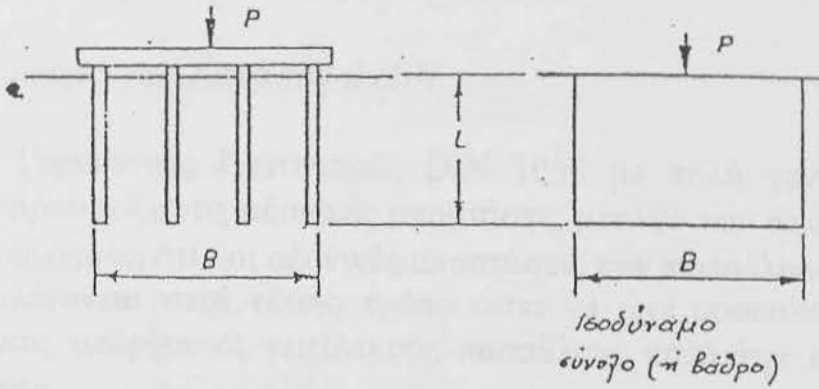
δ) Όπου μια ομάδα πασσάλων έχει κεφαλόδεσμο κατ' ευθείαν εδραζόμενο στο στρώμα (3.38δ) το οριακό εδαφικό φορτίο μπορεί να ληφθεί ως το μικρότερο από:

(i) η P_u πλέον το οριακό εδαφικό φορτίο της καθαρής net επιφάνειας του κεφαλόδεσμου (ολική επιφάνεια μείον την επιφάνεια της διατομής των πασσάλων).

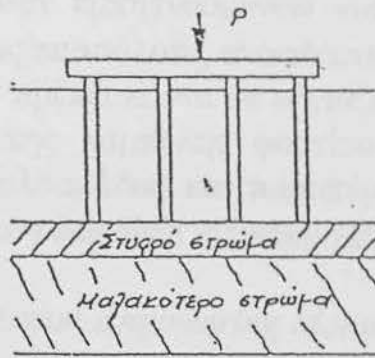
(ii) Το οριακό εδαφικό φορτίο του ισοδύναμου συνόλου, όπως στο (β), πλέον το οριακό εδαφικό φορτίο της επιφάνειας του κεφαλόδεσμου (ολική επιφάνεια μείον την επιφάνεια της διατομής των πασσάλων).



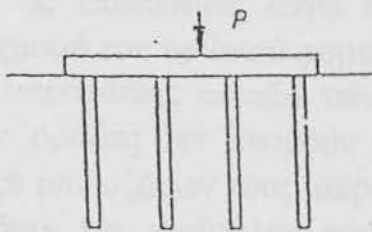
(α) Ομάδα πασσάλων επί σταθερού υποβάθρου.



(β) Ομάδα πασσάλων τριβής σε βαθύ αργιλικό στρώμα.



(γ) Ομάδα πασσάλων επιστρώματος που υπέρκειται άλλου μαλακότερου.



(δ) Ομάδα πασσάλων με κεφαλόδεσμο εδραζόμενο επί του εδάφους.
Σχ. 3.38. Περιπτώσεις ομάδας πασσάλων.

Συστάσεις διάφορων Κανονισμών για τις αξονικές αποστάσεις.

Η κατάλληλη αξονική απόσταση μεταξύ των πασσάλων μιας ομάδας αποτελεί αντικείμενο συστάσεων και άλλων γνωστών

Κανονισμών βαθιών θεμελιώσεων, (όπως και του Αγγλικού Κανονισμού BS 8004/1986) που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Κρίνεται σκόπιμο λοιπόν να αναφερθούν ορισμένες από τις συστάσεις αυτές κατωτέρω.

α) Γερμανικοί Κανονισμοί DIN

Ο Γερμανικός Κανονισμός DIN 1054 με πολύ γενικό τρόπο αντιμετωπίζει τις αξονικές αποστάσεις μεταξύ των πασσάλων με τη σύσταση ότι «οι αξονικές αποστάσεις των πασσάλων πρέπει να επιλέγονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μην προκαλούν ζημιές στους υπάρχοντες γειτονικούς πασσάλους κατά την κατασκευή τους».

Με τον ίδιο γενικό τρόπο χωρίς συγκεκριμένες οδηγίες αναφέρεται και DIN 4026 για την περίπτωση κατακόρυφων προκατασκευασμένων εμπηγνυόμενων πασσάλων. Για τους επί τόπου εγχυόμενους πασσάλους, αναφέρεται το DIN 4014.

Κατά το DIN 4014 πρέπει πάντα να εξετάζεται το ενδεχόμενο της δυσμενοποίησης της καμπύλης φορτίου-καθιζήσεως από την επιρροή της πασσαλομάδας και παραπέμπει στο DIN 104, το οποίο με τη σειρά του δεν δίνει συγκεκριμένες οδηγίες.

β) Canadian Foundation Engineering Manual (1985)

Εδάφη συνεκτικά. Τα διαχωρίζει σε δυο περιπτώσεις αργίλων i) με $c_u < 100$ kPa και ii) με $c_u > 100$ kPa. Για την πρώτη περίπτωση συνιστά $E_f \approx 0.7$. Στη δεύτερη περίπτωση, όπου $c_u > 100$ kPa πρακτικά αγνοεί τις επιπτώσεις λόγω επιδράσεως της ομάδας κατά τον προσδιορισμό του οριακού φορτίου εδάφους.

Όσον αφορά τις αποστάσεις μεταξύ των πασσάλων αναφέρεται ότι: Πάσσαλοι σε ομάδες δεν μπορούν να κατασκευασθούν σε αποστάσεις μεταξύ των αξόνων τους μικρότερες από $0,02 D + 2,5 B$ όπου : D το μήκος των πασσάλων και B η διάμετρος τους. Ο λόγος για τον κανόνα αυτό είναι η ελαχιστοποίηση κινδύνων που αναφέρονται σε δυσμενείς κατασκευαστικές αλληλεπιδράσεις, ανύψωση κ.λ.π. Η ανάγκη για μεγάλες αποστάσεις μεταξύ των αξόνων είναι μικρότερη για μικρές πασσαλομάδες (περίπου 10 πάσσαλοι) ειδικά μέτρα πρέπει να λαμβάνονται στις περιπτώσεις ευαίσθητων αργίλων. Για μεγάλες πασσαλομάδες όπου οι κεφαλόδεσμοι είναι αντιοικονομικοί η απόσταση μεταξύ των αξόνων μπορεί να μειωθεί κατασκευάζοντας με κεκλιμένους πασσάλους την εξωτερική σειρά τους (π.χ. 20:1 ή 10:1).

Εδάφη μη συνεκτικά: Είναι γενικά αποδεκτό ότι η αποδοτικότητα μιας πασσαλοομάδας σε κοκκώδες έδαφος είναι μεγαλύτερη της ομάδας. Στα προβλήματα αυτά της διαστασιολογήσεως των πασσαλοομάδων θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη εκτός από την απόσταση μεταξύ των πασσάλων ο αριθμός τους καθώς και η παρουσία του κεφαλόδεσμου.

Έτσι στην περίπτωση ομάδας με περισσότερους από 10 πασσάλους γίνεται δεκτό ότι:

- Συμπεριφέρονται ως μεμονωμένοι πάσσαλοι όταν η απόσταση μεταξύ τους είναι μεγαλύτερη από $7B$ (B η διάμετρος)
- Δεν μπορούν να κατασκευασθούν σε αποστάσεις μικρότερες από άξονα σε άξονα $0,02 D + 2,5 B$.
- Οι ελάχιστες αξονικές αποστάσεις, σύμφωνα με διάφορους Κανονισμούς και οδηγίες δίνονται στον Πίνακα

Τρόπος μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος.

Θα εξετάσουμε πρώτα τη μεταφορά των αξονικών φορτίων που αποτελούν τα μόνα τα οποία θεωρητικά δέχεται ένας πάσσαλος. Είναι όμως βέβαιο ότι οι πάσσαλοι μπορούν να παραλάβουν, ως ένα σημείο, και φορτία κάθετα προς τον άξονά τους. Γι' αυτό θα εξετασθεί και το θέμα αυτό στη συνέχεια.

Το αξονικό φορτίο F μπορεί να μεταφερθεί στο έδαφος:

- μόνο με την αιχμή(πάσσαλοι αιχμής
- μόνο με την τριβή
- ταυτόχρονα με την αιχμή και την τριβή (πάσσαλοι τριβής)

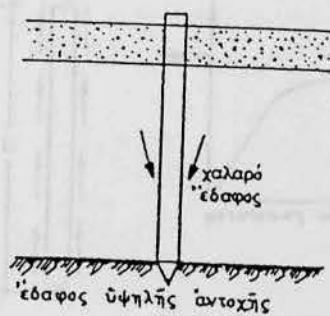
Αν F_1 και F_2 είναι αντίστοιχα, οι αντοχές αιχμής και τριβής, έχουμε στη γενική περίπτωση.

$$F = F_1 + F_2$$

Η πιο απλή και η πιο σίγουρη είναι η περίπτωση των πασσάλων αιχμής

$$F = F_1$$

Αντιστοιχεί στην περίπτωση που τα πρώτα στρώματα είναι κατά το πλείστον χαλαρά και που υπάρχει ένα βαθύτερο στρώμα σαφώς αυξημένης αντοχής.



Σχήμα 3.39

Στην περίπτωση αυτή είναι περιττό να συνυπολογίζεται η αντοχή τριβής και συνεπώς έχουμε $F_2=0$. Ενδέχεται εξάλλου να υποστεί συμπύκνωση το υπερκείμενο χαλαρό στρώμα και να μετακινηθεί σχετικά με τον πάσσαλο. Δημιουργούνται έτσι αρνητικές δυνάμεις τριβής (Σχ.3.39) που όχι μόνο δεν ανακουφίζουν αλλά και επιφορτίζουν τον πάσσαλο. Στις περιπτώσεις αυτές η αντοχή αιχμής είναι αρκετή για να αντιμετωπισθεί η αύξηση του φορτίου, που από F γίνεται $F + F'_2$, όπου F'_2 η αρνητική αντοχή τριβής. Μπορεί όμως να χρειασθεί, σε ορισμένες περιπτώσεις, να εξετασθεί η επίπτωση αυτής της αρνητικής τριβής.

Όταν το έδαφος είναι σχεδόν ομοιόμορφο σε μεγάλο βάθος και παρουσιάζει σχετικά μικρή αντοχή, η αντοχή αιχμής έχει μικρή τιμή και μπορεί να αγνοηθεί. Έχουμε έτσι, $F = F_2$.

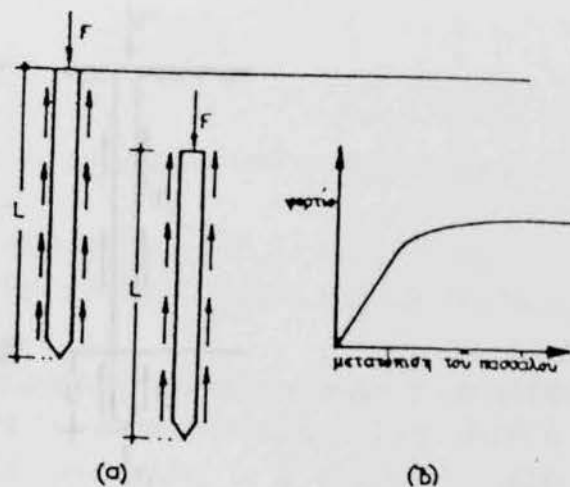
Η αντοχή δεν εξαρτάται από τη στάθμη της αιχμής αλλά μόνον από το μήκος του πασσάλου, που σε οποιοδήποτε βάθος παρουσιάζει την ίδια αντοχή. Για το λόγο αυτό οι πάσσαλοι ονομάζονται αιωρούμενοι (σχ.3.40α)

Η καμπύλη μετατοπίσεως έχει τη μορφή του σχήματος 3.40β.

Η τάση του φορτίου F μπορεί να είναι και αρνητική (ελκυσόμενοι πάσσαλοι) χωρίς να μεταβάλλεται αισθητά. Ενώ για έναν πάσσαλο αιχμής η αντοχή στον εφελκυσμό είναι κατά πολύ μικρότερη από την αντοχή αιχμής.

Όταν σ' ένα ορισμένο βάθος υπάρχει στρώση καλύτερου σχετικά εδάφους χωρίς όμως να είναι πετρώδες, οι πάσσαλοι είναι τριβής, δηλαδή οφείλουν την αντοχή τους εν μέρει στην αντοχή αιχμής και εν μέρει στην αντοχή τριβής.

$$F = F_1 + F_2.$$



Σχήμα 3.40

Η περίπτωση αυτή αποτελεί την πιο συνηθισμένη αλλά συγχρόνως και αυτή που θέτει τα πιο δύσκολα προβλήματα.

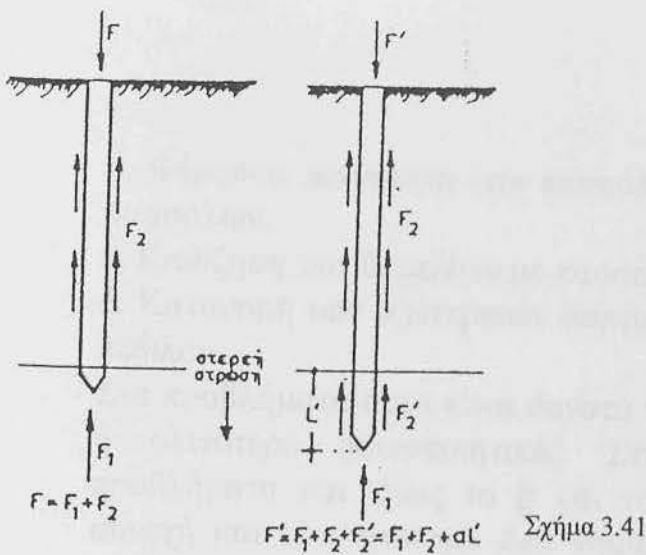
Το ποσοστό φορτίου που μεταφέρεται με την τριβή είναι μεταβλητό. Στην έμπηξη όλο σχεδόν το φορτίο μεταφέρεται στην αρχή μ' αυτόν τον τρόπο μέχρι να φτάσει η αιχμή στη θεωρητική της στάθμη. Όταν μετά φορτιστεί ο πάσσαλος για μικρά φορτία επεμβαίνει μόνο η τριβή, και η αντοχή αιχμής εμφανίζεται από μια τιμή και πέρα. Αφού η φέρουσα ικανότητα των πασσάλων αυξάνεται όταν αυξάνεται η αντοχή τριβής, μπορούμε να αυξήσουμε το μήκος των πασσάλων όσο χρειάζεται για να επιτύχουμε την τιμή της φέρουσας ικανότητας που επιθυμούμε. Τελικά η φέρουσα ικανότητα των πασσάλων στην περίπτωση αυτή εξαρτάται από το μήκος τους, και ιδίως από το μήκος τους μέσα στη στερεή στρώση. (σχ.3.41).

Έχει παρατηρηθεί ότι η αντοχή τριβής στο ανώτερο τμήμα δεν επηρεάζεται από το υπόλοιπο μήκος του πασσάλου. Η αντοχή αιχμής μπορεί να θεωρηθεί σταθερή σ' αυτές τις περιπτώσεις, ιδίως αν το κατώτερο στρώμα είναι αργιλικό. Μπορεί όμως και να αυξηθεί εξαιτίας της τριβής, και έτσι το συμπληρωματικό μήκος του πασσάλου οδηγεί σε ακόμα μεγαλύτερη αύξηση της φέρουσας ικανότητας. Πρέπει να εξετάζεται και το ενδεχόμενο δημιουργίας αρνητικών τριβών, δηλαδή να εξετάζεται, κατά πόσο, από την ενέργεια επιφανειακών επιφορτίσεων, μπορεί να δημιουργηθεί κίνηση προς τα κάτω του εδάφους ενώ οι πάσσαλοι μένουν ακίνητοι. Αν υπάρχει κίνδυνος αρνητικών τριβών η λύση των πασσάλων τριβής πρέπει να αποφεύγεται.

Υπολογισμός των πασσάλων.

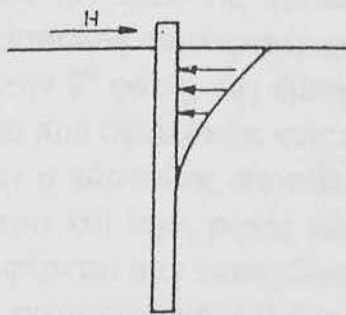
Τα κυριότερα προβλήματα του υπολογισμού των πασσάλων είναι τα εξής:

α. Αντοχή του πασσάλου κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής και λειτουργίας.



Στην περίπτωση ομάδας πασσάλων ο μηχανισμός μεταφοράς των φορτίων με τη βοήθεια της τριβής, γίνεται ακόμα πιο πολύπλοκος, γιατί οι δυνάμεις τριβής που ένας πάσσαλος μεταφέρει στο έδαφος καταλήγουν εν μέρει στους γειτονικούς πασσάλους, με αποτέλεσμα τη μείωση της φέρουσας ικανότητας. Το θέμα, που είναι δυσκολότατο δεν έχει μελετηθεί πλήρως.

Οι πάσσαλοι μπορούν να μεταφέρουν και φορτία κάθετα προς τον άξονά τους, χάρη στη δημιουργία παθητικών ωθήσεων μέχρις ένα ορισμένο βάθος (σχ.3.42). Επειδή η μελέτη των παραμορφώσεων που οφείλονται στην παθητική ώθηση δεν είναι εύκολη, δεν είναι δυνατό να γνωρίζουμε ποια είναι η αντίστοιχη μετατόπιση της κεφαλής των πασσάλων. Και επειδή είναι απλούστερο και πιο σίγουρο να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα με την τοποθέτηση μερικών κεκλιμένων πασσάλων, περιορίζουμε το οριζόντιο φορτίο σ' ένα μικρό ποσοστό των κατακόρυφων της τάξεως του 5%, για το οποίο δεν υπάρχουν προβλήματα. Το θέμα αποτελεί αντικείμενο πολλών θεωρητικών και πειραματικών ερευνών.



Σχήμα 3.42

Υπολογισμός των πασσάλων.

Τα κυριότερα προβλήματα του υπολογισμού των πασσάλων είναι τα εξής:

- α. Αντοχή του πασσάλου κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής και λειτουργίας.

β. Φέρουσα ικανότητα του πασσάλου μεμονωμένου ή σε ομάδες πασσάλων.

γ. Καθίζηση των θεμελίων με πασσάλους.

δ. Κατανομή των εξωτερικών φορτίων μεταξύ των πασσάλων ενός πέδιλου.

Στα προβλήματα αυτά είναι δυνατό να δοθούν λύσεις περισσότερο ή λιγότερο ικανοποιητικές. Στη διεθνή βιβλιογραφία τα προβλήματα και ιδίως το β και το γ, μελετούνται κατά τρόπο συνεχή και εξονυχιστικό. Δεν νομίζουμε όμως ότι οι πρόσφατες αυτές μελέτες προσθέτουν πολλά θετικά στοιχεία για τις περιπτώσεις των απλών εφαρμογών. Αναφέρονται περισσότερο σε θέματα μεταπτυχιακού επιπέδου. Η παρατήρηση αυτή δεν πρέπει να δημιουργήσει την εντύπωση ότι η απλοποιημένη θεωρία που παρουσιάζουμε εδώ δεν είναι ικανοποιητική. Είναι βέβαιο ότι όλα τα προβλήματα των πασσάλων αντιμετωπίζονται σήμερα με τρόπο απόλυτα ασφαλή και ικανοποιητικό, και αν εφαρμοστούν καλά οι μέθοδοι και κανόνες που θα παρουσιάσουμε, η θεμελίωση σε πασσάλους θα είναι τελειώς ασφαλείς. Αστοχία θεμελιώσεως από πασσάλους είναι πράγματι σπανιότατο φαινόμενο, παρόλο ότι η λύση αυτή χρησιμοποιείται πολύ συχνά σε όλο τον κόσμο.

Η μελέτη των διαφόρων προβλημάτων θα γίνει για την περίπτωση των πασσάλων σκυροδέματος, που αποτελούν και τον πιο συνηθισμένο τύπο πασσάλων.

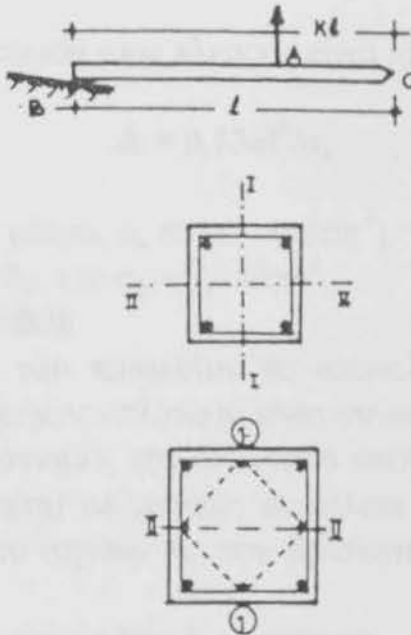
α. Αντοχή των πασσάλων.

Οι συνθήκες υπολογισμού της αντοχής του πασσάλου είναι σχετικές με τις διάφορες φάσεις εκτελέσεως. Στην 1^η φάση, της μεταφοράς του από τον τόπο της προκατασκευής, στον τόπο της θεμελιώσεως, ο πάσσαλος συμπεριφέρεται σαν δοκός που φέρει το δικό της βάρος. Στην 2^η φάση, της εμπήξεως, ο πάσσαλος δέχεται τα δυναμικά φορτία που οφείλονται στις κρούσεις του κριού. Τέλος στην 3^η φάση, όταν ο πάσσαλος αποτελεί μέρος της θεμελιώσεως, εφαρμόζονται φορτία και ίσως ροπές κάμψεως. Στη φάση αυτή ο πάσσαλος συμπεριφέρεται σαν υποστύλωμα.

Όπως θα δούμε, η εγκάρσια διατομή του πασσάλου εξαρτάται από την τρίτη φάση, η διατομή του κυρίου οπλισμού από την πρώτη, και η διατομή του εγκάρσιου οπλισμού από τη δεύτερη.

Στην πρώτη φάση ο πάσσαλος υπολογίζεται σαν δοκός που εδράζεται σε δύο σημεία. Δημιουργούνται από το βάρος του πασσάλου ροπές κάμψεως που απαιτούν να είναι οπλισμένος με ράβδους μεγάλης διαμέτρου. Σε περιπτώσεις πασσάλου μεγάλου μήκους μόνο με την περίπτωση μόνο με την προένταση μπορούν να αντιμετωπιστούν σωστά οι ροπές.

Επειδή ο πάσσαλος μπορεί να παρουσιάσει κατά την κατακόρυφη διεύθυνση του άξονα I - I ή τον άξονα II - II, πρέπει ο κύριος οπλισμός να τοποθετείται στις τέσσερις πλευρές (Σχ.3.43).



Σχήμα 3.43

Η οικονομικότερη λύση αντιστοιχεί σε τέσσερις μόνο ράβδους που τοποθετούνται στις γωνίες. Όταν όμως το μήκος των πλευρών του πασσάλου είναι μεγάλο, είναι αναγκαίο να προσθέσουμε ενδιάμεσες ράβδους, που η διάμετρός τους μπορεί να είναι μικρότερη. Στην περίπτωση του σχ.3.43 η ράβδος 1 συμμετέχει στην αντοχή μόνο για ροπές γύρω από τον άξονα II - II.

Για να έχουμε όσο το δυνατό χαμηλότερες τιμές των ροπών κάμψεως είναι ενδιαφέρον να δίνεται στο K, του παραπάνω σχήματος, τιμή που να επιτρέπει τη σχέση:

$$|M_{AB}| = |M_A|$$

όπου, αν το βάρος του πασσάλου κατά μονάδα μήκους:

$$|M_{AB}| = pl^2/8(1-2K-K^2)$$

$$|M_A| = pK2l^2/2$$

Από τις παραπάνω σχέσεις βγαίνει η εξίσωση:

$$1 - 2K - K^2 = 4K^2, \text{ από όπου η τιμή } K = 0,29$$

Συνεπώς $M_{\max} = 2ilX0,33/8 \cdot al^2$

Η διατομή του οπλισμού μιας πλευράς είναι ίση περίπου με:

$$A = 0,13al^2/\sigma_a$$

(A σε cm^2 , και l σε μέτρα, σ_a σε $\text{τόνους}/\text{cm}^2$).

Για $\alpha = 0,4\mu.$, $l = 20\mu.$ και $\sigma_a = 2,1 \text{ t}/\text{cm}^2$

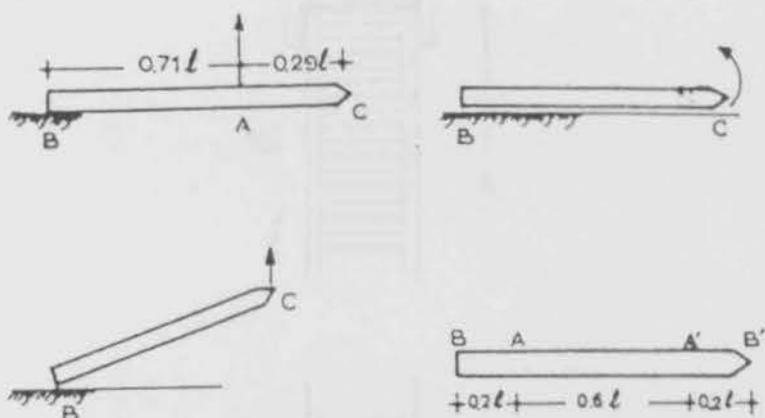
$A' = 10 \text{ εκ}^2$, έστω 2Φ28

Ο κύριος ολισμός του πασσάλου θα αποτελείται από 4Φ28. το ποσοστό του κατά μήκος οπλισμού είναι συνεπώς αρκετά υψηλό.

Ο παραπάνω υπολογισμός του οπλισμού υποθέτει ότι η μεταφορά των πασσάλων γίνεται με μεγάλη επιμέλεια και ότι η ανάρτηση γίνεται ακριβώς στο σημείο A, που βρίσκεται στο τρίτο περίπου του μήκους.

Στα περισσότερα εργοτάξια δεν υπάρχει αρκετός έλεγχος και μπορεί οι πάσσαλοι να αναρτώνται από τις άκρες τους ή από τη μέση μόνο. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογίζεται ο οπλισμός για την ισοστατική ροπή κάμψεως που είναι τρεις φορές μεγαλύτερη από αυτή που υπολογίστηκε προηγουμένως. Η λύση είναι δαπανηρότερη αλλά επιτρέπει τον άνετο χειρισμό των πασσάλων και πρέπει να προτιμάται όταν το μήκος των πασσάλων δεν είναι μεγάλο. Αντίθετα, όταν το μήκος είναι πολύ μεγάλο είναι δυνατό να αναρτώνται οι πάσσαλοι συμμετρικά σε δύο εσωτερικά σημεία A, A'. Η ισότητα των ροπών επιτυγχάνεται για $AA' = 0,6 l$ και η ροπή παίρνει την τιμή,

$$M_{\max} = 0,16pl^2/8$$



Σχήμα 3.44

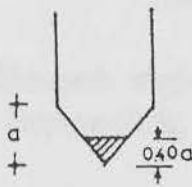
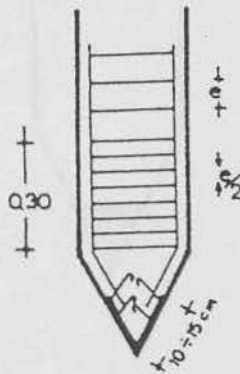
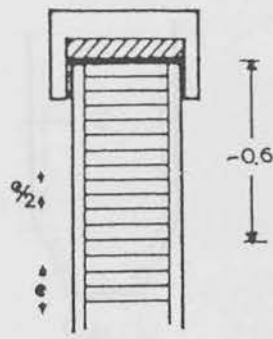
Κατά τη δεύτερη φάση ο πάσσαλος δέχεται κρούσεις που προκαλούν κραδασμούς ιδιαίτερα αισθητούς στα δύο άκρα του. Η κεφαλή προστατεύεται με ξύλινο κάλυμμα που επιτρέπει απόσβεση μέρους της ενέργειας των κρούσεων. Είναι οπωσδήποτε καλό να διπλασιάζεται ο αριθμός των συνδετήρων στα πρώτα 0,60 μ. του πασσάλου. (σχ.3.45).

Το ίδιο γίνεται και στα τελευταία 0,30 μ. περίπου πάνω από την αιχμή. Η αιχμή προστατεύεται επιπλέον με μεταλλικό πέδιλο σε μήκος 10 – 15 εκ.

Υπάρχουν διάφοροι τύποι προστατευτικών πέδινων από χυτοχάλυβα ή καλύτερα από συναρμολογημένα ελάσματα.

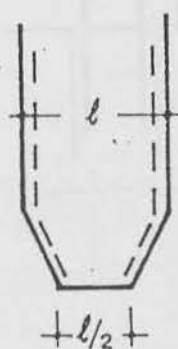
Η γωνία α της αιχμής έχει τιμή $\alpha = 30^\circ - 45^\circ$.

Όταν το έδαφος είναι σχετικά μαλακό, είναι προτιμότερο να δίνεται στο α η πιο μεγάλη τιμή $\alpha = 45^\circ$.



Σχήμα 3.45

Χαμηλές τιμές του α ($\alpha = 30^\circ$) δίνονται όταν το έδαφος είναι σκληρό και η έμπηξη του πασσάλου δύσκολη. Είναι επίσης δυνατό να αφαιρεθεί στην κατασκευή το άκρο της αιχμής που είναι το πιο εύθραυστο. Η αιχμή καταλήγει σε επίπεδη βάση με πλευρές ίσες με το ήμισυ των πλευρών του πασσάλου. Είναι πιθανό ότι στην έμπηξη δημιουργείται και πάλι μια αιχμή από συμπυκνωμένο έδαφος. (Σχ.3.46).

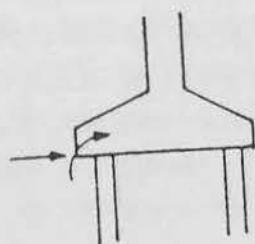


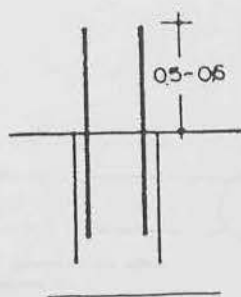
Σχήμα 3.46

Η λύση αυτή της κόλουρου αιχμής εφαρμόζεται στις Ηνωμένες Πολιτείες, ενώ στις Ευρωπαϊκές χώρες προτιμάται η λύση της πλήρους αιχμής.

Στην τρίτη φάση που ο πάσσαλος θεωρείται σαν όργανο θεμελιώσεως, δέχεται μόνο φορτία κατά τη διεύθυνση του άξονά του. Ωστόσο υπάρχει πάντοτε το ενδεχόμενο και για εγκάρσια φορτία και ροπές και είναι απαραίτητο να πραγματοποιείται αγκύρωση των ράβδων του πασσάλου μέσα στο πέδιλο, σε μήκος τουλάχιστον 0,50 μ.

Η επιφάνεια του πασσάλου υπολογίζεται για μέγιστη τάση απλής θλίψεως του σκυροδέματος ίση με $\sigma_{\beta} = 60 \text{ χλγρ/εκ}^2$ περίπου.





Σχήμα 3.47

Τάσεις αυτού του μεγέθους είναι τελείως παραδεκτές για το σκυρόδεμα και δεν χρειάζονται συμπληρωματικό οπλισμό περισσότερο από αυτόν που είναι αναγκαίος για τη μεταφορά, ακόμα και αν ληφθούν υπόψη μικρές ροπές κάμψεως που οφείλονται σε τυχόν μετατοπίσεις του πέδιλου ή του εδάφους. Συνήθως ο οπλισμός αντιστοιχεί σε ποσοστό 150-180 γλχ/μ³.

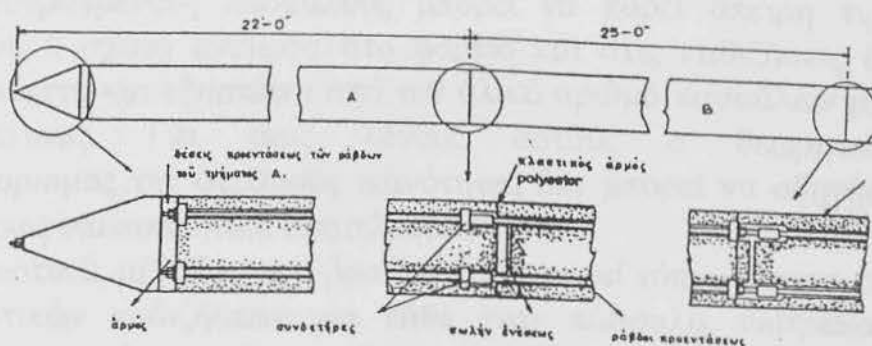
Δεν είναι αναγκαίος ο υπολογισμός στο λυγισμό γιατί η παρουσία του εδάφους, έστω κι αν είναι μέτριας ποιότητας, αρκεί για να αποκλείσει τη δυνατότητα λυγισμού. Είναι γνωστό το πείραμα της βελόνας μέσα σ' ένα πάμα, που δέχεται κτυπήματα πολύ ισχυρά χωρίς να παθαίνει λυγισμό.

Έγχυτοι πάσσαλοι

Στην περίπτωση αυτή παραμένει μόνο η τρίτη φάση και θεωρητικά δεν χρειάζεται οπλισμός. Εκτελούνται έτσι έγχυτοι πάσσαλοι με ελάχιστο μόνο οπλισμό στην κεφαλή τους, που ήταν αναγκαίος για την πάκτωση μέσα στο πέδιλο.

Συνήθως όμως προβλέπεται οπλισμός διαμήκης που αντιστοιχεί σε 0,6 – 1% της διατομής του πασσάλου και τοποθετείται πριν από την έγχυση, και συνοδεύεται από σπειροειδείς συνδετήρες. Δεν είναι αναγκαίος ο υπολογισμός του οπλισμού αυτού.

Εν τούτοις, όταν αφαιρείται ο σωλήνας διατήσεως μετά τη διάστρωση του σκυροδέματος, μπορεί σε ορισμένες περιπτώσεις να δημιουργηθεί ένα μικρό κενό ανάμεσα στον πάσσαλο και στο έδαφος, που αντιστοιχεί στο πάχος του σωλήνα, και δεν υπάρχει πλέον επαφή πασσάλου και εδάφους. Στην περίπτωση αυτή είναι αναγκαίο να εξετάζεται και το θέμα του λυγισμού του πασσάλου. Με τις συνηθισμένες διαστάσεις των εγχύτων πασσάλων, όμως, ο συντελεστής ασφαλείας στο λυγισμό έχει ικανοποιητική τιμή, και σπανίως αυτός ο έλεγχος είναι αναγκαίος.



Σχήμα 3.48

Πάσσαλοι προενταμένου σκυροδέματος.

Γίνεται χρήση της προεντάσεως σε δύο περιπτώσεις:

– όταν το μήκος του προκατασκευασμένου πασσάλου είναι μεγάλο και στη μεταφορά δημιουργούνται υψηλές ροπές που απαιτούν υπερβολικό οπλισμό ή δεν μπορούν να παραληφθούν από το σκυρόδεμα. Είναι σε τέτοιες περιπτώσεις καλύτερα, αν ο αριθμός των πασσάλων είναι αρκετά μεγάλος για να δικαιολογεί την εγκατάσταση ειδικού εργοταξίου προενταμένου σκυροδέματος, να αναζητείται η αύξηση της αντοχής στην κάμψη με την εφαρμογή αξονικής δύναμης προεντάσεως. Η λύση χρησιμοποιήθηκε για τη θεμελίωση του λιμένα της Ρουένης.

– Όταν ο πάσσαλος προκατασκευάζεται τμηματικά και πρέπει να γίνει συναρμολόγηση επί τόπου. Η λύση παρουσιάζει ενδιαφέρον και εφαρμόζεται συχνά. Οι δυνάμεις προεντάσεως είναι αρκετά χαμηλές και έχουν σαν μόνο ρόλο τη συναρμολόγηση των διαφόρων τμημάτων των πασσάλων.

Η τάση προεντάσεως έχει μέγεθος ίσο με 60 χλ/εκ^2 περίπου. Δίνεται στο Σχ.3.48 διάταξη προενταμένου πασσάλου τύπου Macalloy:

Κατά τη λειτουργία του έργου η προένταση έχει δυσμενή επίδραση αφού αυξάνει τις τάσεις θλίψεως των πασσάλων. Η προένταση του σκυροδέματος των πασσάλων γίνεται μόνο όταν είναι απόλυτα απαραίτητη.

β. Φέρουσα ικανότητα των πασσάλων .

Η φέρουσα ικανότητα είναι ίση με το φορτίο πέρα από το οποίο ο πάσσαλος παρουσιάζει απαράδεκτες καθιζήσεις. Η τιμή της

μέγιστης καθιζήσεως δεν είναι η ίδια σ' όλες τις περιπτώσεις. Για τους αιωρούμενους πασσάλους μπορεί να πάρει άπειρη τιμή. Εξάλλου η σχέση ανάμεσα στο φορτίο και στις καθιζήσεις δεν είναι γνωστή και εξαρτάται από τον ολικό αριθμό πασσάλων μιας θεμελιώσεως. Για τους λόγους αυτούς ο θεωρητικός προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας δεν μπορεί να οδηγήσει σε πλήρως ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Οι κρουστικές μέθοδοι, που βασίζονται στον επί τόπου έλεγχο των πραγματικών καθιζήσεων για κάθε έναν πάσσαλο, επιτρέπουν καλύτερη προσέγγιση του προβλήματος αλλά με τρόπο έμμεσο.

Ο άμεσος έλεγχος μπορεί να πραγματοποιηθεί με τις δοκιμαστικές φορτίσεις των πασσάλων. Πρόκειται πάντως για μία πολύ δαπανηρή μέθοδο που μόνο σε εξαιρετικές περιπτώσεις πρέπει να εφαρμόζεται.

Μέθοδος που να επιτρέπει τον απόλυτα σίγουρο προσδιορισμό της πραγματικής αντοχής του πασσάλου δεν υπάρχει. Στην πράξη όμως, και παίρνοντας σα δεδομένο ότι χρησιμοποιούνται υψηλοί συντελεστές ασφαλείας, μπορούμε να βεβαιώσουμε ότι ο προσδιορισμός κατά προσέγγιση του επιτρεπόμενου φορτίου, επιτυγχάνεται με τρόπο ασφαλή, απλό και οικονομικό σε όλες τις περιπτώσεις.

β1. θεωρητική μέθοδος.

Είναι δυνατό να γραφεί η σχέση,

$$F = F_1 + F_2$$

όπου F = φορτίο επί του πασσάλου

F_1 = αντοχή αιχμής

F_2 = αντοχή παράπλευρης τριβής

Το μήκος του πασσάλου είναι ίσο με h μέτρα.

– αντοχή αιχμής

Ο θεωρητικός προσδιορισμός της F_1 είναι απλός: Αρκεί να εφαρμοσθούν οι σχέσεις του Terzaghi ή του Caquot της φέρουσας ικανότητας των επιφανειακών θεμελιώσεων, για $D_f = h$. Ο όρος N_γ συνήθως παραλείπεται, γιατί η τιμή του είναι αμελητέα σε σχέση με τον όρο N_q .

Η τιμή του F_1 γράφεται έτσι,

$$F_1 = S(1,30 c N_c + \gamma h N_q)$$

όπου S = διατομή του πασσάλου

c = συνοχή του εδάφους

γ = φαινόμενο βάρος του εδάφους πάνω απ' την αιχμή

N_c και N_q = συντελεστές του Terzaghi

Η τιμή του F_1 ισχύει για ομοιογενές έδαφος. Είναι επίσης κατάλληλη για ανομοιογενή εδάφη αν δοθεί στο γ η μέση τιμή του βάρους των διαφόρων στρωμάτων. Το πρόβλημα λύνεται έτσι θεωρητικά, αλλά οι δοκιμές απέδειξαν ότι η πραγματική τιμή του F_1 είναι κατά πολύ ανώτερη της θεωρητικής.

Στο Centre Experimentale du Batiment et des Travaux Publiques των Παρισίων, π.χ. δοκιμές πασσάλων μέσα σε άμμο του Σηκουάνα, με συνοχή ίση με μηδέν, οδήγησαν στις εξής τιμές του N_p .

$$310 < N_q < 378$$

ενώ ο Terzaghi δίνει για την ίδια περίπτωση,

$$N_q = 44$$

Η διαφορά ανάμεσα στις πραγματικές και τις θεωρητικές τιμές είναι συνεπώς τεράστια και δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι η μέθοδος των επιφανειακών θεμελιώσεων ισχύει στην περίπτωση των πασσάλων. Για ποιο λόγο όμως υπάρχουν τέτοιες διαφορές; Ο Meyerhof προσπάθησε να δώσει μια εξήγηση υποθέτοντας ότι οι επιφάνειες ολισθήσεως δεν έχουν τη μορφή που έχουν κάτω από τις επιφανειακές θεμελιώσεις αλλά ξαναγυρίζουν στον πάσσαλο, παρουσιάζοντας μορφή λογαριθμικής έλικας ADC. Ο βολβός που σχηματίζεται έτσι, συνοδεύει τον πάσσαλο και προκαλεί την αύξηση της αντοχής αιχμής και μερικώς την αντοχή τριβής. Αυτό όμως σημαίνει ότι το σημείο A όπου η γραμμή ολισθήσεως συναντά τον πάσσαλο, βρίσκεται μέσα στο έδαφος. Το μήκος του πασσάλου πρέπει να είναι συνεπώς μεγαλύτερο από το μήκος hc που ονομάζεται κρίσιμο μήκος του πασσάλου (Σχ.3.48).

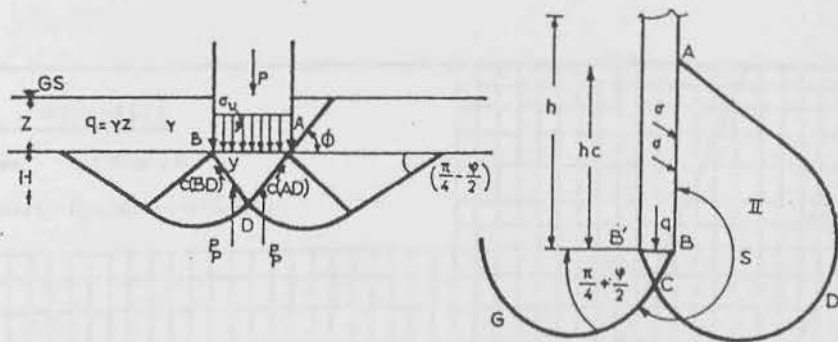
Ο υπολογισμός της τιμής του N_q με βάση την τελευταία παραδοχή δεν είναι απλός. Ο R.L' Herminier προτείνει μια θεωρητική αντιμετώπιση του προβλήματος.

Είναι εν τούτοις προτιμότερο να προσδιορίζεται η τιμή του N_q με τις εμπειρικές σχέσεις των Caquot – Kerisel, που βασίζονται στις δοκιμές των Skempton, Yassin και Gibson που έγιναν στο Λονδίνο.

$$N_q = 10^{3tg\phi}$$

$$hc = d/4N_q^{2/3}$$

όπου d = διάμετρος ή πλευρά του πασσάλου



Σχήμα 3.49

Στην περίπτωση ψαθυρού εδάφους:

$$F_1 = S \cdot \gamma \cdot h \cdot N_q$$

και στην περίπτωση συνεκτικού εδάφους:

$$F_1 = S (\gamma h N_q + c N_c)$$

όπου N_c συντελεστής, στον οποίο οι Caquot - Kerisel δίνουν την τιμή:

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \Phi$$

Οι παραπάνω τιμές των συντελεστών N_q και N_c ισχύουν μόνον αν $h > h_c$. Αλλιώς εφαρμόζονται οι τιμές της θεωρίας επιφανειακών θεμελιώσεων του Terzaghi. Το Νομογράφημα του Πίνακα δίνει τις τιμές των συντελεστών N_q και N_c για $h > h_c$ (Πίνακας Σχ.3.3)

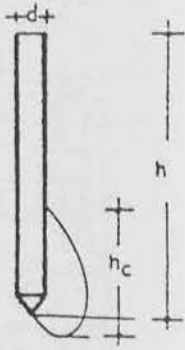
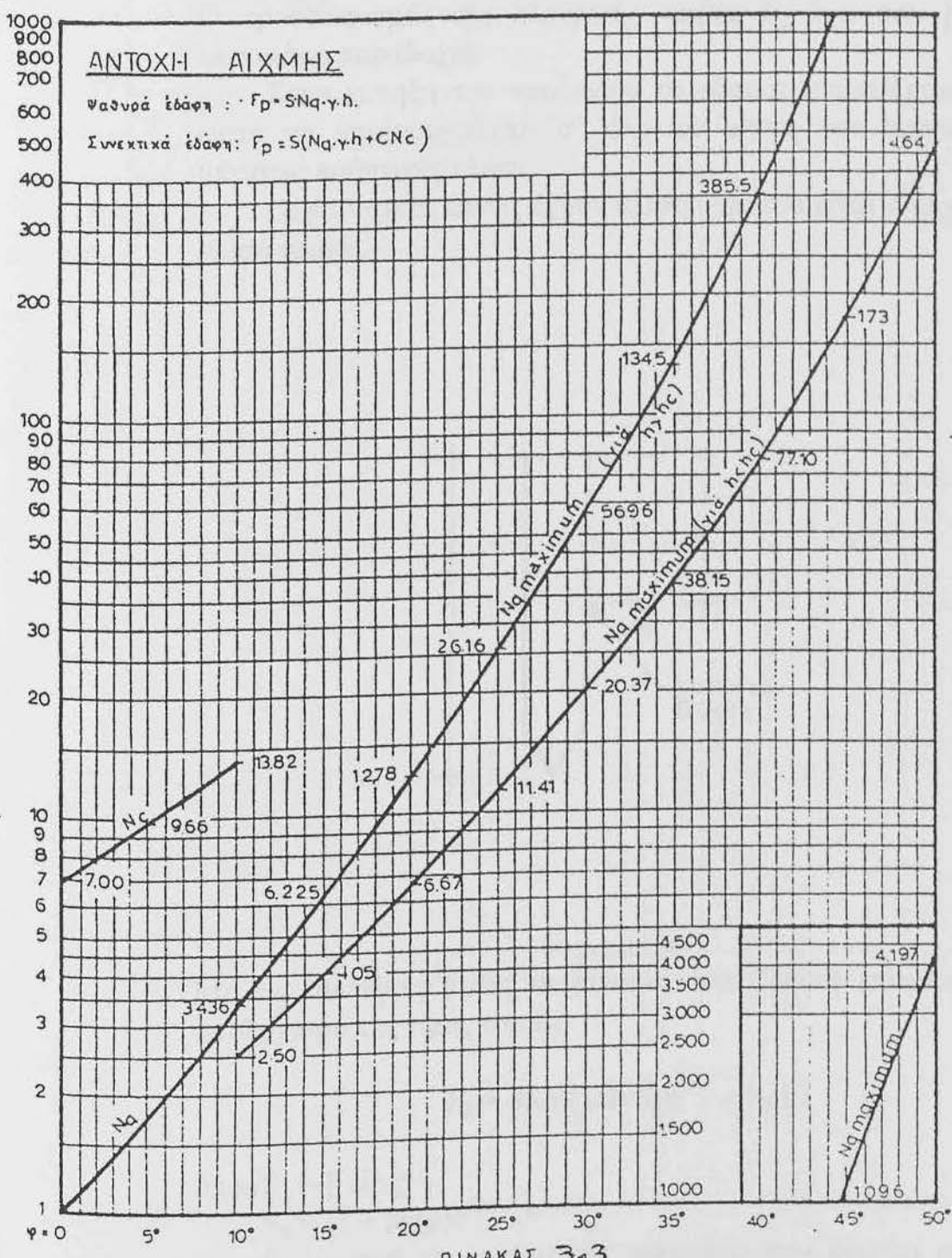
Η τιμή του N_q εξαρτάται αισθητά από την τιμή του ϕ , που εισέρχεται στον εκθέτη. Έτσι:

$$\begin{aligned} \text{για } \phi = 40^\circ : N_q &= 355 \\ \text{για } \phi = 45^\circ : N_q &= 1096 \end{aligned}$$

ANTOXI- AIXMHΣ

Ψαθυρά έδαφη : $\Gamma_p = S N_q \cdot \gamma \cdot h$.

Συνεκτικά έδαφη: $\Gamma_p = S(N_q \cdot \gamma \cdot h + CN_c)$

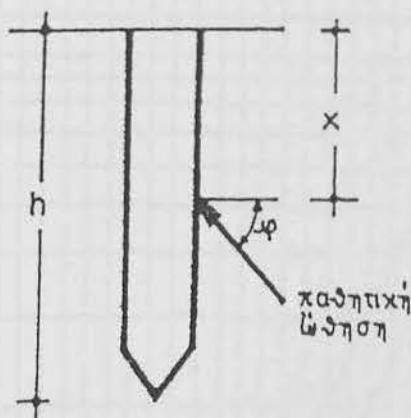


Αφού η τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ δεν είναι γνωστή με ακρίβεια μεγαλύτερη από δύο μοίρες και ενδεχομένως αλλάζει στην έμπηξη, πρέπει οι σχέσεις των Caquot - Kerisel, να εφαρμόζονται με προσοχή. Ο συντελεστής ασφαλείας πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσος με τρία ($P=1/3/F_1$).

Αντοχή τριβής.

Ο προσδιορισμός της πλευρικής τριβής F_2 έχει σαν βάση τις παρακάτω παραδοχές:

- Στην έμπηξη του πασσάλου το έδαφος συμπιέζεται αρκετά ώστε να δημιουργούνται σ' όλο το μήκος του πασσάλου οι μέγιστες παθητικές τάσεις.
- Οι παθητικές τάσεις έχουν κλίση $-\varphi$, που είναι η μεγαλύτερη κλίση τριβής.



Σχήμα 3.50

Με τις συνθήκες αυτές οι πίνακες του Caquot επιτρέπουν τον υπολογισμό της τιμής του F_2 :

$$F_2 = 4S/d(1/2\gamma S_3 h^2 + c S_5 h)$$

όπου $S_3 = \beta \sin \beta$

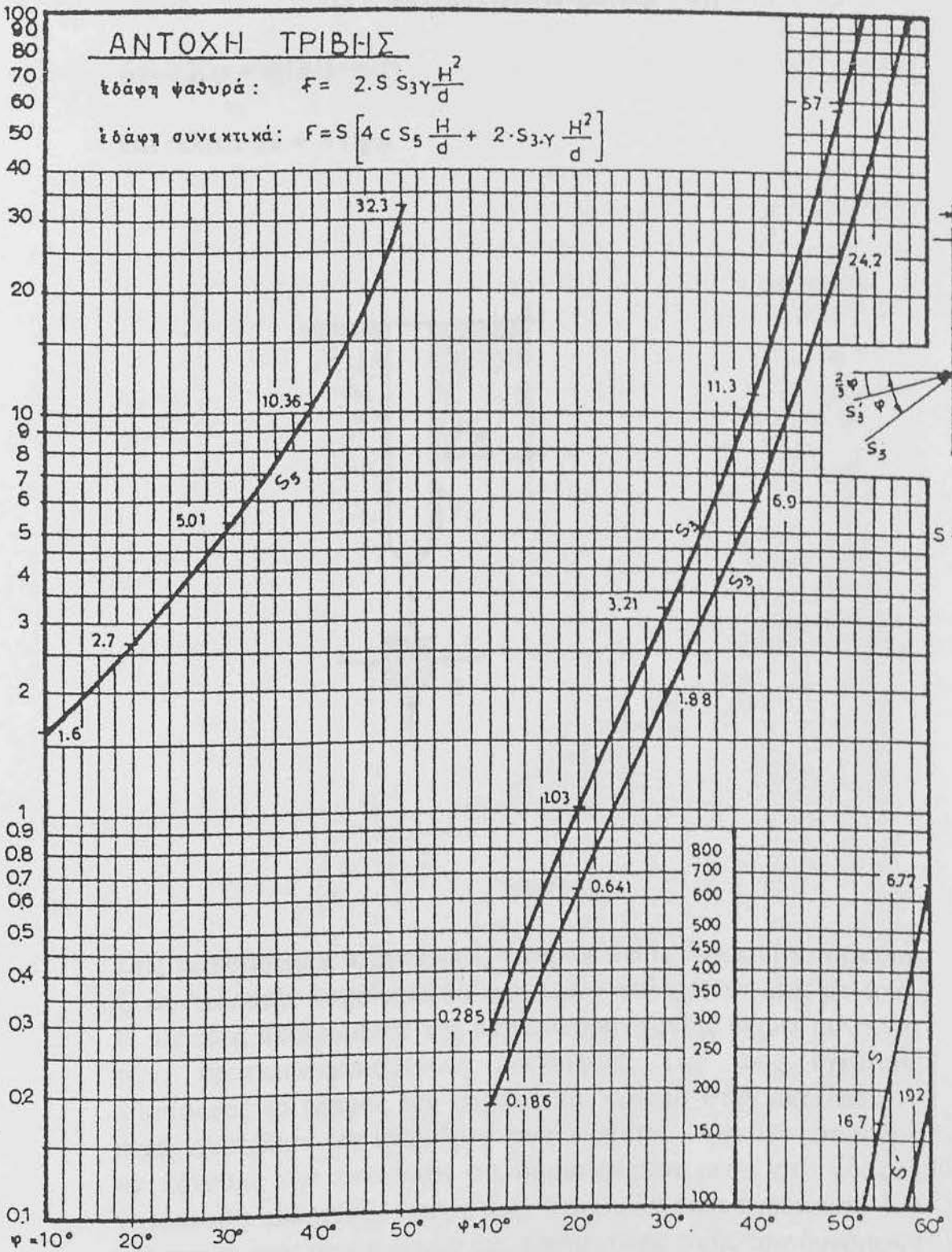
$$S_5 = (1 + \sin \varphi) e^{(D/2 + \varphi) \tan \varphi}$$

β = τιμή της παθητικής ωθήσεως που δίνεται από τους πίνακες του Caquot. Το νομογράφημα του Πίνακα (Lebegue) δίνει τις τιμές των S_3 και S_5 καθώς και του S'_3 για κλίση ίση με $-2/3\varphi$. (ΠΙΝΑΚΑΣ Σχ.3.4).

ΑΝΤΟΧΗ ΤΡΙΒΗΣ

τάση ψαθύρα: $F = 2 \cdot S \cdot S_3 \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{d}$

τάση συνεκτικά: $F = S \left[4 \cdot c \cdot S_5 \cdot \frac{H}{d} + 2 \cdot S_3 \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{d} \right]$



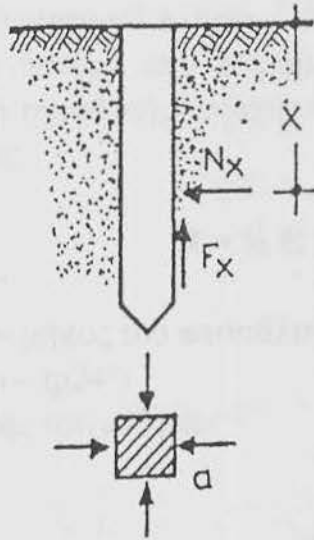
ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4

Είναι επίσης δυνατό, με πιο απλό τρόπο, να υποθέσουμε ότι ο πάσσαλος δέχεται παθητικές ωθήσεις πολλαπλασιασμένες με $\text{tg}\phi$.

$$N_x = 4d \sigma_p [\gamma x K_p + c / \text{tg}\phi (K_p - 1)]$$

όπου $K_\phi = \text{tg}(\pi/4 + \phi/2)$

και τελικά $F_x = N_x \text{tg}\phi$



Σχήμα 3.51

Στις περισσότερες περιπτώσεις η παραπάνω μέθοδος είναι αρκετή. Ο συντελεστής ασφαλείας θα έχει τιμές τουλάχιστον ίσες με τρία. Η μέθοδος υπολογισμού της παράπλευρης τριβής ισχύει μόνο για τους προκατασκευασμένους πασσάλους. Για τους εγχύτους πασσάλους το έδαφος δεν συμπιέζεται αρκετά στην εκτέλεση, – εκτός αν η βάση του κυλίνδρου είναι κλειστή, – και δεν μπορούμε να κάνουμε την παραδοχή ότι δημιουργείται μέσα στο έδαφος κατάσταση παθητικής ισορροπίας. Στην τελευταία περίπτωση δεν υπάρχει τρόπος υπολογισμού της πραγματικής τιμής των δυνάμεων τριβής. Μία συντηρητική τιμή βασίζεται στην παραδοχή ότι στην παράπλευρη επιφάνεια δημιουργούνται ωθήσεις ίσες με $K_0 \gamma x$ (αντί $K_p \gamma x$) όπου K_0 συντελεστής ωθήσεως σε ηρεμία, του οποίου η τιμή πλησιάζει τη μονάδα. Για τους εγχύτους πασσάλους η έμπηξη

γίνεται με τρόπο ανάλογο με αυτόν των προκατασκευασμένων πασσάλων, το έδαφος πιέζεται αρκετά στην έμπηξη και είναι δυνατόν να εφαρμοστούν μέθοδοι υπολογισμού των δυνάμεων τριβής, ανάλογες με αυτές των προκατασκευασμένων πασσάλων. Αντίθετα από ότι συμβαίνει για την αντοχή αιχμής, οι πειραματικές δοκιμές απέδειξαν, ότι ο θεωρητικός προσδιορισμός της αντοχής τριβής μπορεί να θεωρηθεί ικανοποιητικός.

Ελκνόμενοι πάσσαλοι ή πάσσαλοι αγκυρώσεως.

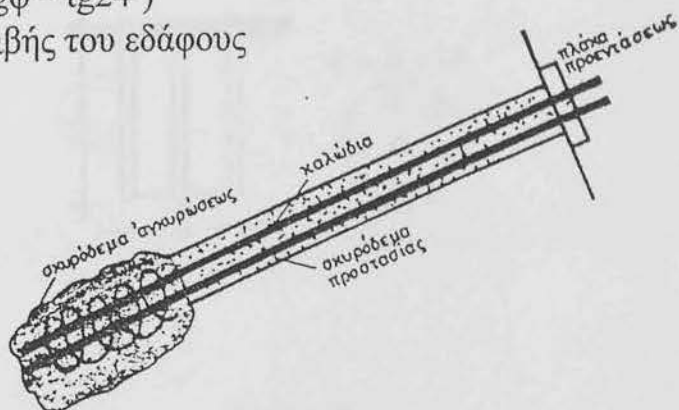
Η αντοχή των πασσάλων αυτού του τύπου εξαρτάται μόνον από την τριβή. Στις περισσότερες περιπτώσεις παίρνουμε αποκλειστικά υπόψη την αγκύρωση στη βάση του πασσάλου. Το θέμα δεν μπορεί να μελετηθεί θεωρητικά πλήρως. Ο Lebegue Annales I.T.B.T.P. – Ιούλιος 1964) ύστερα από πειραματική έρευνα καταλήγει στην παρακάτω τιμή της ολικής αντοχής εφελκυσμού πασσάλου μέσα σε ψαθυρό έδαφος:

$$R = \frac{1}{2} K \gamma H^2$$

όπου H = μήκος του πασσάλου

$$K = 2(\text{tg}\varphi - \text{tg}24^\circ)$$

φ = γωνία τριβής του εδάφους



Σχήμα 3.52

Ο πάσσαλος μετατοπίζεται γι' αυτό το φορτίο, αλλά η τιμή της μετατοπίσεως του είναι αμελητέα. Τα αποτελέσματα του Lebegue πρέπει να γίνουν δεκτά με επιφύλαξη, γιατί δεν έχουν θεωρητική βάση και είναι ενδεχόμενο να εξαρτώνται από την κλίμακα των πειραμάτων. Οι Caquot – Kerisel εξάλλου προτείνουν τις παρακάτω τιμές για τις δυνάμεις τριβής σε τόνους κατά τετραγωνικό μέτρο της επιφάνειας επαφής:

- Έδαφος ψαθυρό, λίγο πυκνό 1 – 2
- Έδαφος ψαθυρό, πυκνό 2 – 3
- Έδαφος ψαθυρό, πολύ πυκνό 3 – 6
- Έδαφος συνεκτικό 2

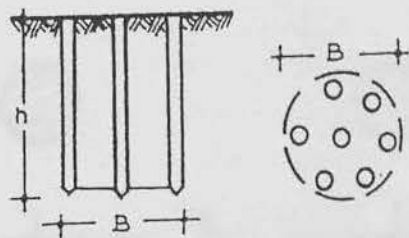
Το θέμα εξετάζεται επίσης από θεωρητική και πειραματική σκοπιά από τους D. Martin, B. Montel (Construction – Απρίλιος 1965).

Αξία της μεθόδου.

Η μέθοδος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου ισχύει μόνο για εδάφη ομοιογενή. Για ετερογενή εδάφη δεν υπάρχει μέθοδος. Είναι όμως δυνατό σε κάθε ειδική περίπτωση να γίνεται υπολογισμός με βάση προσεγγιστικές παραδοχές.

Η μέθοδος δεν ισχύει, επίσης, όταν αντί για μεμονωμένο πάσσαλο, έχουμε σύνολο πασσάλων, επειδή οι δυνάμεις τριβής κάθε πασσάλου επηρεάζουν την ισορροπία των άλλων.

Στην περίπτωση αυτή είναι δυνατό να θεωρηθεί ότι το σύνολο των πασσάλων αποτελεί ομοιογενή θεμελίωση που η επιφάνειά της περιορίζεται από την καμπύλη που περιβάλλει το σύνολο των πασσάλων. Στην περίπτωση του σχήματος 3.53 θα έχουμε πέδιλο κυκλικής διαμέτρου B στο βάθος h . Αλλά θα υπολογίσουμε ότι και η τριβή στην κατακόρυφη επιφάνεια του πέδιλου επεμβαίνει.



Σχήμα 3.53

Η φέρουσα ικανότητα του συνόλου γίνεται έτσι:

$$F = \pi/4 B^2 (1,3cN_c + \gamma h N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma) \quad (\text{Αντοχή αιχμής})$$

$$+ \pi B h (c = 1/2 \gamma \cdot h \cdot \text{tg} \phi) \quad (\text{Αντοχή τριβής})$$

Εφαρμόζεται συντελεστής ασφαλείας ίσος με τρία.

Αν A είναι η φέρουσα ικανότητα του συνόλου των πασσάλων μιας θεμελιώσεως και ΣB το άθροισμα των φερουσών ικανοτήτων κάθε πασσάλου, αν θεωρηθεί σαν μεμονωμένος, ο λόγος,

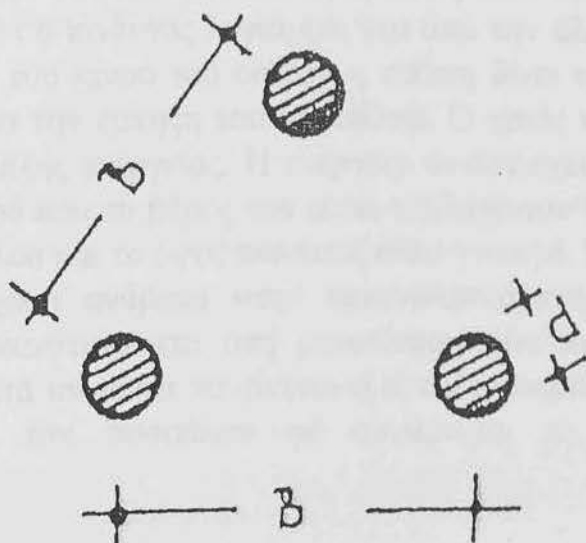
$$\alpha = A/\Sigma B$$

που χαρακτηρίζει την αλληλεπίδραση των πασσάλων ονομάζεται συντελεστής αποτελεσματικότητας.

Η τιμή του α δίνεται συναρτήσει της αποστάσεως β των πασσάλων που εκφράζεται σαν πολλαπλάσιο της μέσης διαμέτρου d των πασσάλων, με τον πίνακα:

$\beta \geq 7d$	$\beta = 2d$	$2d < \beta < 7d$
$\alpha = 1$	$\alpha = 0,65$	$\alpha = 0,65 + 0,07(\beta - 2d)$

Για τις συνηθισμένες περιπτώσεις $\beta = 3d$, $\alpha = 0,72$, παρατηρείται μείωση 30% περίπου.



Σχήμα 3.54

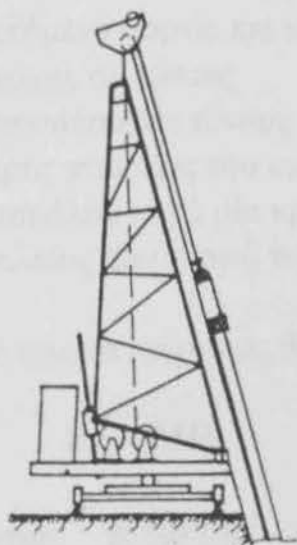
Με την εφαρμογή της παρακάτω σχέσεως δεν λαμβάνονται υπόψη, η φύση του εδάφους, ο τύπος του πασσάλου και ο ολικός αριθμός των πασσάλων. Θα παρατηρήσουμε ότι ειδικά για τους πασσάλους αιχμής η ολική ικανότητα είναι ίση, σε πρώτη προσέγγιση, με το άθροισμα των ικανοτήτων κάθε πασσάλου και συνεπώς $\alpha = 1$, οποιαδήποτε και αν είναι η τιμή του β . Από την άλλη μεριά η αλληλεπίδραση των πασσάλων εξαρτάται και από τις τιμές του μέτρου ελαστικότητας και τους συντελεστές του Poisson του εδάφους. Έχει τέλος διαπιστωθεί ότι για αμμώδη εδάφη μπορεί να έχουμε $\alpha > 1$, δηλαδή να έχουμε για το σύνολο των πασσάλων αντοχή μεγαλύτερη από το άθροισμα της αντοχής κάθε ενός από

αυτούς. Η αύξηση αυτή οφείλεται στη συμπύκνωση της άμμου εξαιτίας της εμπήξεως, που βελτιώνει την αντοχή τριβής.

Η παραπάνω ανάλυση έδειξε ότι δεν υπάρχει απόλυτα ικανοποιητική θεωρητική μέθοδος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων. Οι θεωρητικές μέθοδοι παρουσιάζουν ενδιαφέρον μόνο στο στάδιο της προμελέτης όταν δεν υπάρχει τρόπος εφαρμογής των πειραματικών μεθόδων. Τα αποτελέσματα τους πρέπει οπωσδήποτε να θεωρούνται προσωρινά και κατά προσέγγιση.

Πειραματική μέθοδος κρούσεων.

Η έμπηξη των προκατασκευασμένων πασσάλων γίνεται με τον πασσαλοπήκτη (σχ.3.55) που έχει διπλό ρόλο: Από τη μια μεριά επιτρέπει την οδήγηση και τη στήριξη του πασσάλου στην έμπηξη, έτσι που να δίνεται η κατάλληλη θέση και διεύθυνση και να αποφεύγεται ο κίνδυνος λυγισμού, και από την άλλη, επιτρέπει τη λειτουργία του κριού του οποίου η πτώση δίνει την απαιτούμενη ενέργεια για την έμπηξη του πασσάλου. Ο κριός κινείται με ατμό απλής ή διπλής ενέργειας. Η ενέργεια αντιστοιχεί στην ελεύθερη πτώση κριού που το βάρος του είναι τουλάχιστον ίσο με το βάρος του πασσάλου και το ύψος πτώσεως είναι γνωστό. Είναι φυσικό να υπάρχει σχέση ανάμεσα στην καταναλισκόμενη ενέργεια, στη φέρουσα ικανότητα και στη μετατόπιση του πασσάλου. Είναι δυνατόν κατά συνέπεια να γίνεται ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου σε συνάρτηση με την ενέργεια εμπήξεως.



Σχήμα 3.55

Μόνο μέρος της ολικής ενέργειας προκαλεί τη μετατόπιση μέσα στο έδαφος του πασσάλου. Η λοιπή ενέργεια μεταβάλλεται σε θερμότητα ή προκαλεί ελαστικές ή πλαστικές παραμορφώσεις του πασσάλου και του κριού. Μέρος της ενέργειας ξοδεύεται με τη μορφή κραδασμών του γύρω εδάφους. Δεν υπάρχει θεωρητικός τρόπος προσδιορισμού των απωλειών αυτών και συνεπώς οι τύποι κρούσεως βασίζονται σε παραδοχές που ισχύουν μόνο για τα εδάφη για τα οποία αρχικά έχουν προταθεί. Έτσι εξηγείται ο τόσο μεγάλος αριθμός τύπων κρούσεως, όσο και ο προσεγγιστικός χαρακτήρας των αποτελεσμάτων.

Είναι περιττό να δοθεί πλήρης πίνακας των τύπων αυτών. Θα γίνει λόγος για δύο μόνο, που συνδυάζουν το πλεονέκτημα να είναι διαδεδομένοι διεθνώς, και να είναι απλής εφαρμογής.

Τύπος των Ολλανδών: Είναι ο αρχαιότερος από τους αυτούς που υπάρχουν και εφαρμόζεται στις Ευρωπαϊκές χώρες. Αρχικά είχε προταθεί για αμμώδη εδάφη αλλά δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα και για τα λοιπά εδάφη. Όταν εφαρμόζεται με τρόπο ορθολογικό, είναι δυνατό να θεωρηθεί ότι παρέχει όλη την απαιτούμενη ασφάλεια. Γράφεται με τη μορφή:

$$F = MH/e \cdot 1/(1 + P/M) \cdot 1/K$$

όπου F = επιτρεπόμενο φορτίο επί του πασσάλου, σε τόνους

M = βάρος του κριού, σε τόνους

P = βάρος του πασσάλου, σε τόνους

H = ύψος ελεύθερης πτώσεως του κριού, σε μέτρα

e = μετατόπιση του πασσάλου κατά μία κρούση, σε μέτρα

K = συντελεστής ασφαλείας που η τιμή του είναι κατά κανόνα ίση με 6.

Αν δεν υπήρχε καμιά απώλεια ενέργειας θα ίσχυε η σχέση:

$$F e = MH$$

Η απόσβεση ενέργειας χαρακτηρίζεται συνεπώς από το συντελεστή:

$$a = (1+P/M)K = 6(1+P/M)$$

Ο τύπος των Ολλανδών ισχύει μόνον όταν το βάρος του κριού είναι μεγαλύτερο από το βάρος του πασσάλου. Δεν πρέπει όμως να υπάρχει μεγάλη διαφορά ανάμεσα στα δύο αυτά μεγέθη και σε πρώτη προσέγγιση έχουμε $P = M$. Συνεπώς η τιμή του μεγέθους a είναι περίπου ίση με $a = 2 \times 6 = 12$.

Ο θεωρητικός συντελεστής ασφαλείας έχει ασυνήθιστα υψηλή τιμή. Ο πραγματικός συντελεστής ασφαλείας είναι εντούτοις πολύ χαμηλότερος.

Η τιμή της μετατοπίσεως e είναι πολύ χαμηλή και συνήθως μετράται σε χιλιοστόμετρα. Για τον πειραματικό προσδιορισμό της λαμβάνεται ίση με το $1/10$ της μετατοπίσεως για δέκα συνεχείς κρούσεις του κριού. Στη μέτρηση της μετατοπίσεως πρέπει να αφαιρείται το προστατευτικό κάλυμμα. Επειδή όμως υπάρχει κίνδυνος να θρυμματιστεί η κεφαλή του πασσάλου, έχει παρατηρηθεί στα εργοτάξια, ότι δεν εφαρμόζεται συνήθως αυτός ο κανόνας. Ο πραγματικός συντελεστής ασφαλείας είναι στις περιπτώσεις αυτές πολύ μικρότερος του a , επειδή η παραμόρφωση του καλύμματος απορροφά μεγάλο μέρος της ενέργειας κρούσεως. Για τους ατμοκίνητους κριούς θα πρέπει, για την εφαρμογή του τύπου, ή να είναι γνωστή η τιμή του ισοδύναμου ύψους πτώσεως H , ή να γίνεται μέτρηση του e , για απλή πτώση του κριού χωρίς την ενέργεια του ατμού.

Τύποι του Engineering News. Οι τύποι αυτοί είναι σε χρήση στις Ηνωμένες Πολιτείες της Αμερικής.

Για τους ατμοκίνητους κριούς ο τύπος γράφεται:

$$F = 2Mh/(5+0,1)$$

Για τους κριούς απλής πτώσεως:

$$F = 2Mh/(S+1)$$

όπου M = βάρος του κριού σε τόνους

h = ύψος πτώσεως σε πόδια

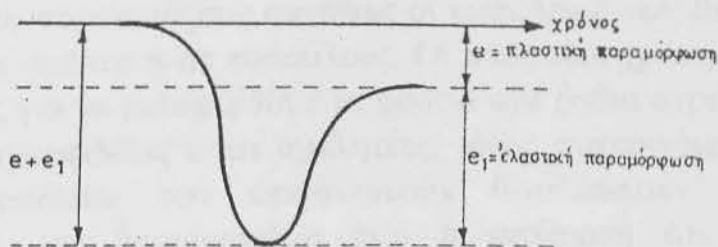
S = μετατόπιση για μια κρούση, σε δακτύλους.

Η απώλεια ενέργειας λαμβάνεται υπόψη με το σταθερό όρο του παρονομαστή και με το συντελεστή ασφαλείας που αντιστοιχεί στο γεγονός ότι h εκφράζεται σε πόδια και S σε δακτύλους.

Θα ήταν θεωρητικά προτιμότερο να γραφούν οι παραπάνω δύο τύποι, με τη μορφή:

$$F = 2Mh/(e-e_1) \cdot 1/K$$

όπου οι συμβολισμοί είναι οι ίδιοι με τους συμβολισμούς του τύπου των Ολλανδών και όπου e , είναι, το ήμισυ της ελαστικής παραμορφώσεως του πασσάλου. Οι τιμές των μεγεθών e και e_1 μπορούν να προσδιοριστούν πειραματικά. (σχ.3.56)



Σχήμα 3.56

γ) Καθιζήσεις.

Η μελέτη των καθιζήσεων των πασσάλων και γενικότερα των βαθιών θεμελιώσεων αποτελεί ένα δύσκολο πρόβλημα στο οποίο δεν υπάρχει προς το παρόν λύση τελείως ικανοποιητική. Το θέμα πρέπει να εξετάζεται με προσοχή σε κάθε ειδική περίπτωση και να μη ξεχνιέται το γεγονός ότι έστω και όταν δίνονται πολύπλοκοι

μαθηματικοί υπολογισμοί τα αποτελέσματα είναι προσεγγιστικά και πρέπει να ελέγχονται κατά την κατασκευή. Αρχίζει τώρα να εφαρμόζεται συστηματικά η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων που θα επιτρέψει ίσως μια καλύτερη αντιμετώπιση του προβλήματος υπό τον όρο όμως ότι θα είναι γνωστοί σε κάθε σημείο οι απαραίτητοι συντελεστές.

Το πρόβλημα αυτό δεν απασχόλησε παλαιότερα πολύ τους μελετητές και υπάρχουν ολόκληρα συγγράμματα για πασσάλους στα οποία ούτε καν αναφέρεται. Αυτό οφείλεται στις πολύ μικρές τιμές που παρουσιάζουν συνήθως οι καθιζήσεις των θεμελιώσεων πάνω σε φρέατα ή σε πασσάλους. Οι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται ακριβώς για να μεταφερθούν τα φορτία στα βαθιά στρώματα όπου οι παραμορφώσεις είναι αμελητέες, ιδίως συγκρινόμενες με τις παραμορφώσεις των επιφανειακών θεμελιώσεων στις ίδιες περιοχές και δημιουργείται έτσι η εντύπωση ότι οι βαθιές θεμελιώσεις είναι τελείως απαραμόρφωτες. Αυτό δεν είναι όμως σωστό και γι' αυτό το λόγο το πρόβλημα καθιζήσεων των βαθιών θεμελιώσεων μελετάται σήμερα με τρόπο εντατικό.

Οι καθιζήσεις μπορεί να είναι πράγματι αμελητέες στην περίπτωση των πασσάλων αιχμής. Για τους αιωρούμενους πασσάλους οι καθιζήσεις είναι συχνά της ίδιας τάξεως με τις καθιζήσεις επιφανειακών θεμελιώσεων στα εδάφη αυτά, δηλαδή μπορεί να είναι πολύ μεγάλες. Για τους πασσάλους τριβής που τοποθετούνται μέσα σε εδάφη αργιλικά καλής ποιότητας οι καθιζήσεις είναι συνήθως της τάξεως των 2-3 εκατοστών. Για την άργιλο του Λονδίνου ή του Gault, στην περίπτωση πασσάλων οι καθιζήσεις δεν ξεπερνούν τα τέσσερα εκατοστά, ενώ για θεμελιώσεις σε κοιτοστρώσεις φθάνουν και τα 26 εκατοστά.

Η θεωρητική μελέτη των καθιζήσεων των πασσάλων απασχόλησε ιδίως τον Poulos που βασιζόμενος στην παραδοχή ότι η συμπεριφορά του εδάφους είναι ελαστική, κατέληξε σε απλές σχέσεις για τις καθιζήσεις μεμονωμένων πασσάλων και ομάδων πασσάλων, οι οποίες με την βοήθεια απλών νομογραφημάτων επιτρέπουν τον υπολογισμό, όταν είναι γνωστά τα χαρακτηριστικά του εδάφους.

Η παραδοχή της ελαστικότητας του εδάφους είναι σωστή, γιατί για τα ωφέλιμα φορτία που συνήθως είναι της τάξεως του $1/3$ των φορτίων θραύσεως, παρατηρείται μία γραμμική σχέση ανάμεσα στις τάσεις και τις παραμορφώσεις. Ο προσδιορισμός όμως των χαρακτηριστικών του εδάφους, και πιο συγκεκριμένα του μέτρου ελαστικότητας, δεν είναι πρακτικά δυνατός και μόνο με σύγκριση προς γνωστά αποτελέσματα μπορεί να γίνει. Η τιμή του λόγου του Poisson δεν είναι και αυτή γνωστή, αλλά επηρεάζει λιγότερο από

15% τις καθιζήσεις και μπορεί συνεπώς να εκτιμηθεί αυθαίρετα. Οι υπολογισμοί βασίζονται στις θεωρίες του Boussinesque και κυρίως του Mindlin.(3.35), ο οποίος μελέτησε την περίπτωση σημειακής φορτίσεως στο εσωτερικό ενός ημιχώρου.

Για ένα μεμονωμένο πάσσαλο η μετακίνηση της κεφαλής δίνεται από την σχέση:

$$\rho = P \cdot I_1 / E_s \cdot d \cdot R_k \cdot R_h \quad \text{για πάσσαλο τριβής ή αιωρούμενο}$$

$$\rho = P \cdot I_1 / E_s \cdot d \cdot R_k \cdot R_b \quad \text{για πάσσαλο αιχμής}$$

E_s = μέτρο ελαστικότητας του εδάφους

d = διάμετρος του πασσάλου και

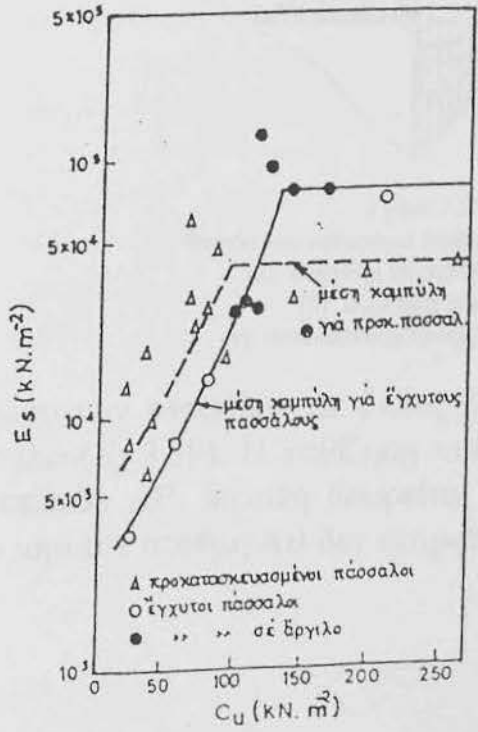
R_k, R_h, R_b = συντελεστές που δίνονται από τα σχ. 7.2 και 7.5 σελ. 240-242. Βιβλίο Βαλάλα.

Για την τιμή του μέτρου ελαστικότητας E_s σε αμμώδη εδάφη δίνεται ο ακόλουθος Πίνακας και σε αργιλώδη εδάφη το νομογράφημα του σχ. 3.57.

Μέση τιμή του E_s για πασσάλους σε αμμώδες έδαφος

Πυκνότητα της άμμου
Χαλαρή
Μέση
Πυκνή

Όρια του E_s (KN/μ²)
27.500-55.000
55.000-69.000
69.000-110.000

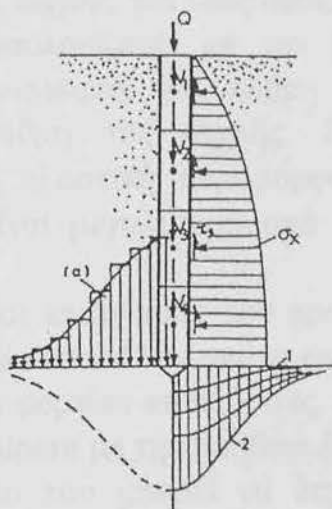


Σχήμα 3.57

Η μέθοδος του Ρουλος αποτελεί μία ικανοποιητική προσπάθεια προσεγγίσεως του προβλήματος της καθιζήσεως στην ελαστική φάση.

Μία άλλη προσπάθεια πιο απλή, βασίζεται στην πρόταση του Terzaghi (1943), και αφορά τον προσδιορισμό της καθιζήσεως των πασσάλων και των φρεάτων: Το ολικό φορτίο αναλύεται σε μέρη, καθένα από τα οποία μεταφέρεται στο έδαφος τμηματικά. Η δε κατανομή των τάσεων, από τις οποίες και προκύπτει η ολική καθίζηση, υπολογίζεται με την μέθοδο του Boussinesque ή απλούστερα με την μέθοδο των κατανομών μέσα σε κώνο σταθερής γωνίας (Σχ. 3.58). Καταλήγουμε έτσι στην φόρτιση της καμπύλης(α) στη βάση του πασσάλου από την οποία και υπολογίζεται η καθίζηση.

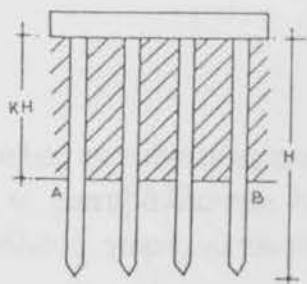
Κατά τρόπο απλούστερο γίνεται η παραδοχή ότι, για τον υπολογισμό των καθιζήσεων, τα φορτία συγκεντρώνονται σ' ένα ορισμένο επίπεδο AB του



Σχήμα 3.58

Φορτία που μεταφέρει ο πάσσαλος στο έδαφος
 (α): καμπύλη ισοδύναμου φορτίου
 (β): ελεύθερη επιφάνεια
 (γ): κατακόρυφες τάσεις Boussinesque

συνόλου των πασσάλων σε βάθος KH, με H το ολικό μήκος του πασσάλου(Σχ.3.59). Η καθίζηση υπολογίζεται για την φόρτιση P στο επίπεδο AB, δηλαδή θεωρείται ότι η επίδραση του εδάφους πάνω από την στάθμη AB δεν επηρεάζει



Σχήμα 3.59

την καθίζηση. Τελικά λοιπόν η παρουσία των πασσάλων επιτρέπει μείωση των καθιζήσεων ίση με την καθίζηση του στρώματος μέχρι το βάθος AB.

Ο Peck προτείνει $K=2/3 H$.

Η τιμή αυτή είναι κατάλληλη για εδάφη καλής αργίλου και για πασσάλους τριβής. Για τους πασσάλους αιχμής, στην περίπτωση μαλακών αργίλων, είναι πιθανό ότι η παρουσία των πασσάλων δεν μεταβάλλει τελικά την ολική καθίζηση, αν και επιτρέπει την ομοιόμορφη κατανομή της. Στην περίπτωση αυτή πρέπει $K=0$. Υπάρχουν βέβαια και όλες οι ενδιάμεσες περιπτώσεις $0 < K < 2/3$. Γι' αυτό η μέθοδος αυτή πρέπει να εξετάζεται με προσοχή.

Για τους πασσάλους αιχμής, για τους οποίους ισχύει η σχέση $K=1$, η παραμόρφωση υπολογίζεται με την βοήθεια της ελαστικής θεωρίας του Boussinesque, για πλήρη φόρτιση του σκληρού εδάφους στην στάθμη της αιχμής. Παράλληλα πρέπει να υπολογίζεται και η ελαστική παραμόρφωση των πασσάλων, η οποία μπορεί να είναι μεγαλύτερη από την παραμόρφωση του εδάφους.

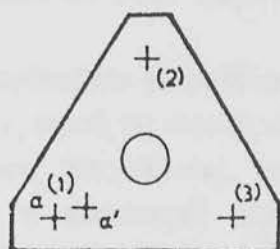
Οι πιο πάνω μέθοδοι επιτρέπουν τον προσεγγιστικό υπολογισμό της μετακινήσεως των πασσάλων για τα ωφέλιμα φορτία, αλλά δεν δίνουν την καμπύλη φορτίου-καθιζήσεως. Η μορφή της καμπύλης προσδιορίζεται αυθαίρετα με την βοήθεια διαφόρων παραδοχών.

Το οριζόντιο φορτίο που μπορεί να δεχθεί ένας κατακόρυφος πάσσαλος, της τάξεως του 5% του κατακόρυφου φορτίου, προκαλεί οριζόντια μετατόπιση που δεν είναι εύκολο να εκτιμηθεί γιατί υπεισέρχονται οι παθητικές ωθήσεις για τις οποίες δεν γνωρίζουμε τις παραμορφώσεις. Ο υπολογισμός μπορεί να γίνει με μέθοδο ανάλογη προς τη μέθοδο του Winkler, δηλαδή με την παραδοχή ότι υπάρχει ένας σταθερός συντελεστής οριζόντιων ελατηρίων.

δ. Κατανομή των φορτίων μεταξύ των πασσάλων μιας θεμελιώσεως.

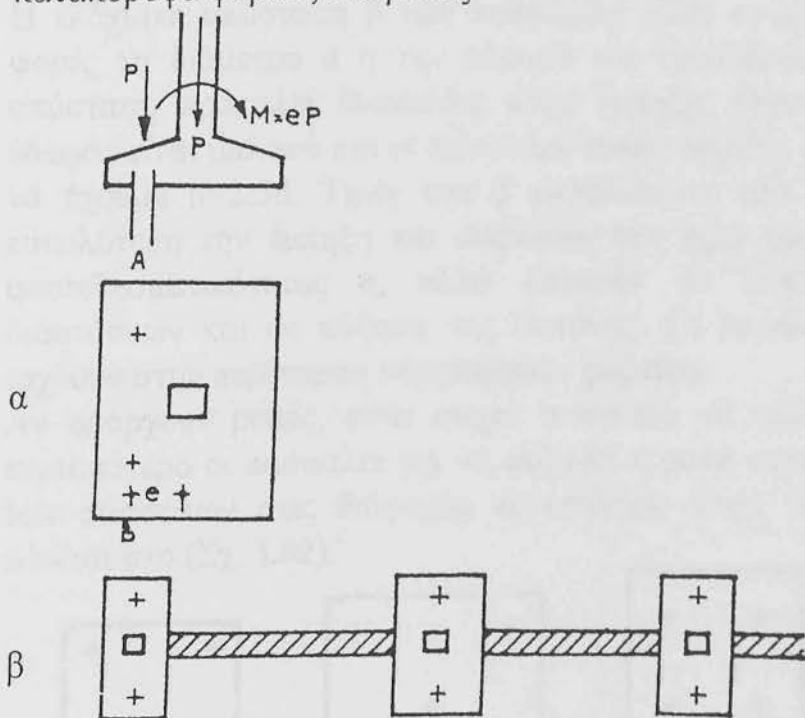
Για κάθε μεμονωμένο φορτίο χρειάζονται τουλάχιστον τρεις πάσσαλοι. Έτσι είναι δυνατό να μεταφερθεί το κατακόρυφο φορτίο του υποστυλώματος με την μορφή τριών κατακόρυφων φορτίων, όποια και αν είναι η θέση των πασσάλων. Αν κατά λάθος ένας

πάσσαλος τοποθετηθεί στη θέση α' αντί για την θεωρητικά σωστή θέση α , μεταβάλλονται λίγο τα φορτία που μεταφέρονται στους πασσάλους, χωρίς να πάνε να είναι κατακόρυφα. (Σχ. 3.60).



Σχήμα 3.60

Αντίθετα όταν η θεμελίωση αποτελείται από δύο μόνο πασσάλους A, B (Σχ. 3.61) και δεν τοποθετηθούν στην θεωρητική τους θέση, ο άξονας του υποστυλώματος δεν βρίσκεται πια επάνω στην ευθεία AB , και στους πασσάλους εφαρμόζονται, εκτός από τα κατακόρυφα φορτία, και ροπές



Σχήμα 3.61.

κάμψεως που οφείλονται στην εκκεντρότητα. Η λύση αυτή είναι δυνατή, μόνο σε περίπτωση που υπάρχουν περισσότερα από δύο πέδιλα, αν συνδεθούν κατάλληλα μεταξύ τους τα πέδιλα αυτά. Οι διαστάσεις των συνδετηρίων δοκών πρέπει να επιτρέπουν την μεταφορά ροπών εκκεντρότητας.

Είναι ακόμα δυνατό να εκτελεσθούν πέδιλα ενός μόνον πασσάλου, αρκεί να συνδεούνται στις δύο διευθύνσεις με εσχάρα δοκών με τα άλλα πέδιλα. Η λύση είναι δαπανηρή και είναι καλό να

αποφεύγεται. Θεμελίωση με ένα μόνον πάσσαλο είναι δυνατή αν η διάμετρος του είναι μεγαλύτερη από 0,80μ., οπότε μια μικρή εκκεντρότητα έχει αμελητέες συνέπειες.

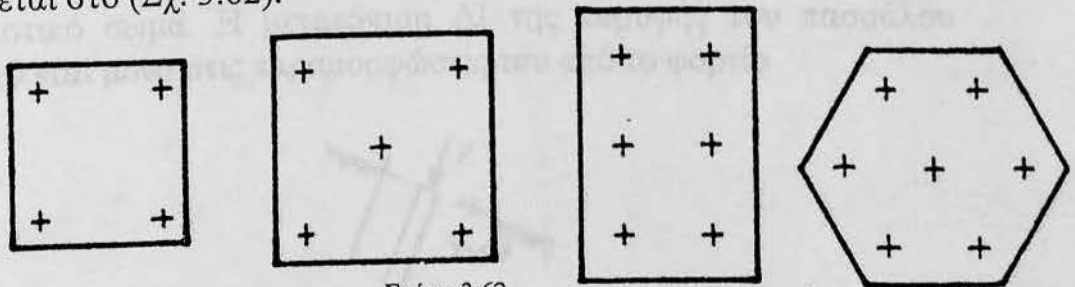
Οι παραπάνω παρατηρήσεις έχουν σημασία γιατί, πολύ συχνά, οι πάσσαλοι δεν τοποθετούνται στην ακριβή τους θέση ή δεν είναι τελειώς κατακόρυφοι.

Για πέδιλα τριών ή ολιγότερων πασσάλων δεν υπάρχει πρόβλημα κατανομής των φορτίων, αφού τα συστήματα είναι ισοστατικά. Για περισσότερους από τρεις πασσάλους, τα συστήματα παύουν να είναι ισοστατικά και η κατανομή των φορτίων απαιτεί τον προσδιορισμό των παραμορφώσεων. Πρόκειται για δύσκολο πρόβλημα γιατί ο σωστός προσδιορισμός της παραμορφώσεως είναι σχεδόν αδύνατος. Χρησιμοποιούνται λοιπόν αναγκαστικά μέθοδοι προσεγγιστικές που βασίζονται σε παραδοχές.

Η θέση του κάθε πασσάλου πρέπει να εκλέγεται με πολλή προσοχή. Συνήθως οι πάσσαλοι βρίσκονται σε απλή γεωμετρική θέση μεταξύ τους.

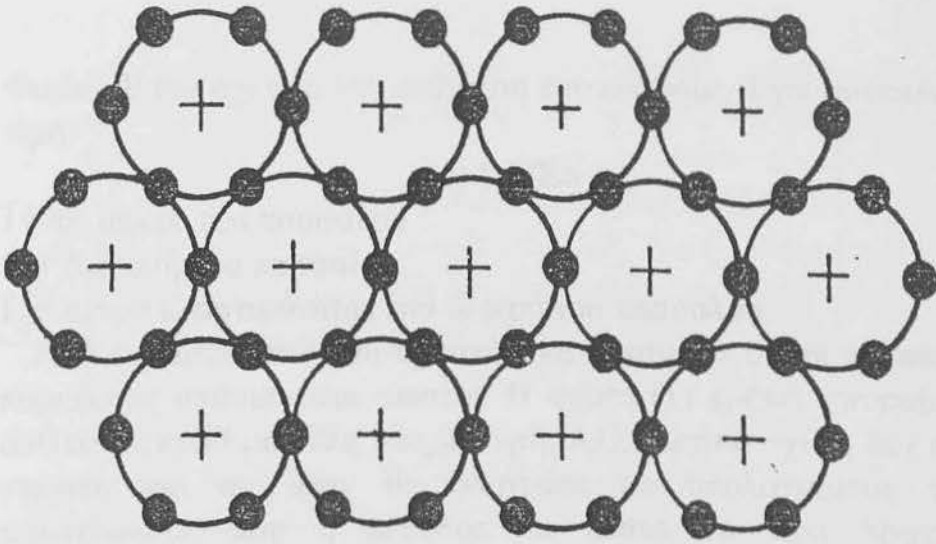
Η ελάχιστη απόσταση β των πασσάλων είναι συνήθως ίδη με 3 φορές τη διάμετρο d ή την πλευρά του πασσάλου. Μικρότερη απόσταση προκαλεί δυσκολίες στην έμπηξη. Πάντως, όταν το έδαφος είναι μαλακό και οι πάσσαλοι τύπου αιχμής, είναι δυνατόν να έχουμε $\beta=2,5d$. Τιμές του β μεγαλύτερες του $3d$, κάνουν ευκολότερη την έμπηξη και αυξάνουν την τιμή του συντελεστή αποτελεσματικότητας α , αλλά οδηγούν σε πέδιλα μεγάλων διαστάσεων και σε αύξηση της δαπάνης. Οι παραπάνω οδηγίες ισχύουν στην περίπτωση συμμετρικών φορτίων.

Αν υπάρχουν ροπές, είναι συχνά αναγκαίο να απομακρύνονται περισσότερο οι πάσσαλοι για να αυξηθεί η ροπή αντοχής. Η θέση των πασσάλων στις διάφορες περιπτώσεις είναι τυποποιημένη. Δίνεται στο (Σχ. 3.62).



Σχήμα 3.62.

Οι πάσσαλοι των διαφόρων πέδινων τοποθετούνται, αν είναι δυνατό, στην ίδια ευθεία, γιατί έτσι αποφεύγονται οι πολλές μετατοπίσεις του πασσαλοπήκτη (Σχ. 3.63).



Σχήμα 3.63

- *Σχέση καθιζήσεων-φορτίων.*

Σε περίπτωση υπερστατικών υπολογισμών είναι απαραίτητη η γνώση της σχέσεως ανάμεσα στις μετατοπίσεις και τα φορτία. Όπως είναι όμως γνωστό, ο προσδιορισμός της σχέσεως αυτής δεν μπορεί να γίνει με ικανοποιητικό τρόπο. Βασίζεται υποχρεωτικά σε παραδοχές για τις οποίες θα γίνει λόγος παρακάτω.

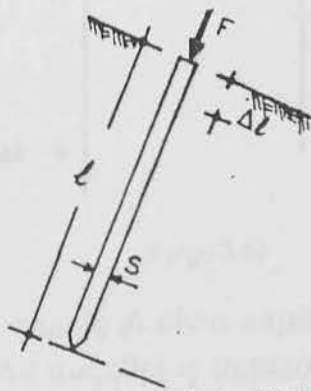
- *Μετατοπίσεις κάθετες στον άξονα του πασσάλου.*

Παραδεχόμαστε ότι ο πάσσαλος δεν παρουσιάζει αντοχή σε διεύθυνση κάθετη στον άξονά του. Συνεπώς στην περίπτωση αυτή δεν υπάρχει θέμα σχέσεως ανάμεσα στη μετατόπιση και το φορτίο. Θεωρητικά τουλάχιστον, η κεφαλή του πασσάλου μπορεί να μετατοπισθεί ελεύθερα, κάθετα στον άξονα του πασσάλου.

- *Μετατόπιση κατά την διεύθυνση του πασσάλου.*

Παραδοχή του Nokkentved.

Δεχόμαστε ότι ο πάσσαλος εδράζεται μόνο στην αιχμή του χωρίς τριβή σε όλο του το μήκος. Το έδαφος εδράσεως θεωρείται απόλυτα απαραμόρφωτο. Ο πάσσαλος συμπεριφέρεται σαν ελαστικό σώμα. Η μετατόπιση Δl της κορυφής του πασσάλου οφείλεται μόνο στις παραμορφώσεις του από το φορτίο



Σχήμα 3.64

Φορτίο F και όχι από την καθίζηση του εδάφους. Έχει συνεπώς ως τιμή:

$$\Delta l = I \cdot F / ES$$

I = το μήκος του πασσάλου

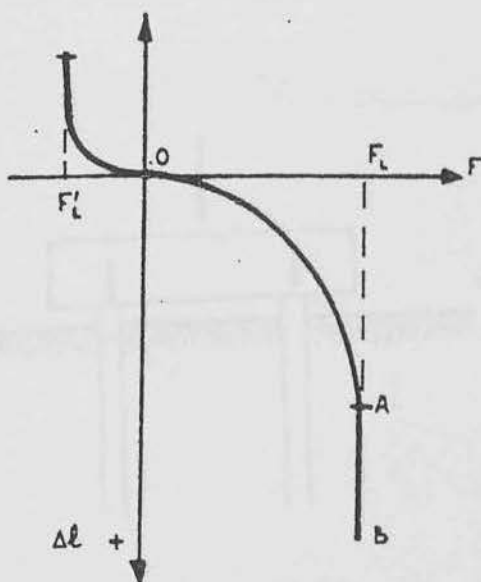
S = διατομή του πασσάλου

E = μέτρο ελαστικότητας του υλικού του πασσάλου.

Από τις αναλύσεις που προηγήθηκαν φαίνεται ότι οι παραπάνω παραδοχές σπάνια είναι σωστές. Η σχέση (1) πρέπει συνεπώς να αντικατασταθεί με άλλη πληρέστερη. Αλλά τέτοια σχέση δεν είναι γνωστή και αν ήταν θα οδηγούσε σε υπολογισμούς τόσο πολύπλοκους που η μέθοδος θα έπαυε να έχει πρακτικό ενδιαφέρον. Για τους λόγους αυτούς επικράτησε η συνήθεια να θεωρείται ότι η σχέση είναι σωστή και να στηρίζονται στη σχέση αυτή οι περισσότερες από τις γνωστές μεθόδους.

Παραδοχές που βασίζονται στη θεωρία πλαστικότητας.

Έχει διαπιστωθεί ότι η μετατόπιση Δl αυξάνεται όταν το φορτίο αυξάνεται μέχρι μια τιμή F_L , αποτελεί τη μέγιστη τιμή της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου. Η μετατόπιση που αντιστοιχεί στο οριακό φορτίο F_L , αντιστοιχεί στο σημείο A της καμπύλης. Το τμήμα OA της καμπύλης (Σχ.3.65) δεν είναι ευθύγραμμο όπως το παραδέχεται ο Nokkentved.



Σχήμα 3.65

Η εφαπτομένη στο σημείο A είναι παράλληλη προς τον άξονα των παραμορφώσεων. Αν αυξηθεί η μετατόπιση Δl του πασσάλου, το φορτίο F_L παραμένει σταθερό. Στο σημείο B της καμπύλης, που

αντιστοιχεί σε ορισμένη ολική μετατόπιση, επέρχεται η πραγματική θραύση του πασσάλου. Σε πολλές περιπτώσεις το σημείο Β βρίσκεται έξω από τα πρακτικά όρια. Ο πάσσαλος συνεπώς εξακολουθεί να μετατοπίζεται διατηρώντας την αρχική του αντοχή. Κάτι τέτοιο συμβαίνει με τους αιωρούμενους πασσάλους που μεταφέρουν όλο τους το φορτίο με τριβή. Ανάλογο φαινόμενο παρατηρείται και για τα φορτία εφελκυσμού. Το οριακό φορτίο είναι στην περίπτωση αυτή ίσο με $F_L < F_L$. Η ελαστική παραμόρφωση του πασσάλου, είναι συνήθως αμελητέα μπροστά στην γενική μετατόπιση του πασσάλου. Είναι όμως δυνατό, αν χρειασθεί, να ληφθεί υπ' όψιν και η ελαστική παραμόρφωση του πασσάλου.

Ο πάσσαλος έχει συνεπώς καθαρά πλαστική συμπεριφορά πέρα από ένα ορισμένο φορτίο, που αποτελεί το φορτίο θραύσεως.

Η παραδοχή αυτή είναι αντίθετη από την παραδοχή του Nokkentved. Φαίνεται πιο σύμφωνη με την πραγματικότητα, εκτός για τους πασσάλους αιχμής πάνω από πετρώδες έδαφος.

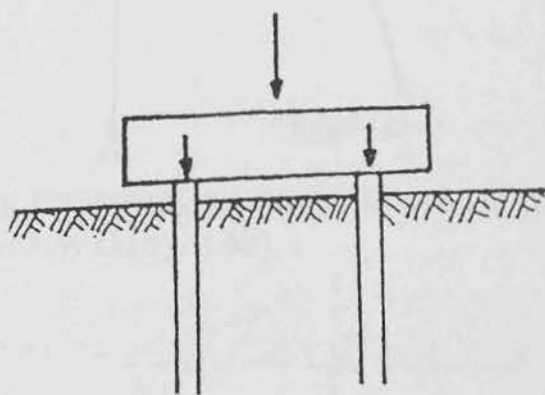
Κοινές παραδοχές των μεθόδων κατανομής των φορτίων.

Εκτός από τις παραπάνω παραδοχές, σχετικές με τις μετατοπίσεις των πασσάλων, γίνονται και οι παρακάτω:

α. Το πέδιλο παραμένει τελείως απαράμορφωτο.

β. Τα φορτία μεταφέρονται αποκλειστικά στους πασσάλους.

Ο υπολογισμός γίνεται σαν να μην υπήρχε επαφή ανάμεσα στο έδαφος και στο πέδιλο. (Σχ. 3.66).



Σχήμα 3.66

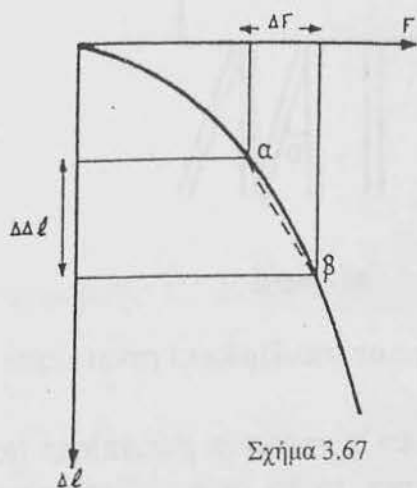
Η παραδοχή αυτή είναι αναγκαία γιατί οι παραμορφώσεις της επιφάνειας του εδάφους είναι πολύ μεγαλύτερες από τις παραμορφώσεις των πασσάλων.

γ. Απλοποιημένη μέθοδος κατανομής των φορτίων.

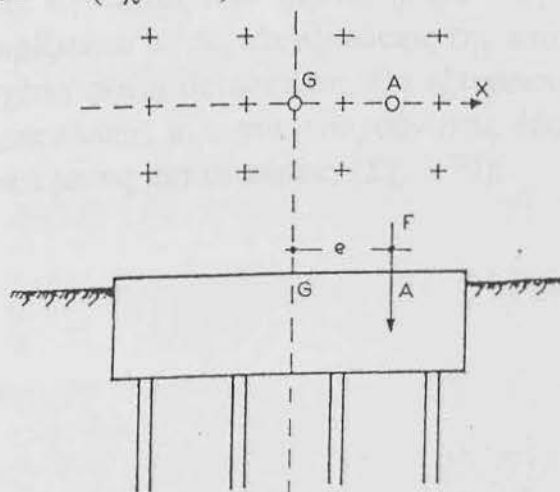
Οι πάσσαλοι πρέπει να τοποθετούνται με τρόπο ώστε το κέντρο βάρους τους να συμπίπτει με το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης των φορτίων. Με τον τρόπο αυτό όλοι οι πάσσαλοι δέχονται το ίδιο φορτίο και παρουσιάζουν τις ίδιες παραμορφώσεις. Δεν υπάρχει συνεπώς πρόβλημα υπολογισμού των καθιζήσεων.

Για μικρές εκκεντρότητες του φορτίου, η διαφορική μετατόπιση $\Delta\Delta I$ των πασσάλων είναι χαμηλή. Μπορούμε να παραδεχθούμε ότι η καμπύλη $(\Delta I, F)$ στο διάστημα $(\alpha\beta)$ που αντιστοιχεί σε $\Delta\Delta I$ είναι ευθύγραμμη και συνεπώς, ισχύει η παραδοχή του Nokkentved (Σχ. 3.67). Η κατανομή των φορτίων παραμένει γραμμική και υπολογίζεται με την μέθοδο της σύνθετης κάμψεως. Όταν υπάρχει επίπεδο συμμετρίας των πασσάλων που περιέχει και την συνισταμένη των φορτίων F , και n πάσσαλοι, είναι όλοι ίδιοι, το φορτίο για κάθε πάσσαλο είναι:

$$F x_1 = F(1/n + e x_1 / S x^2_1)$$



Όπου x_1 η τετμημένη, με σημείο αναφοράς το γεωμετρικό κέντρο των πασσάλων G . (σχ. 3.68).

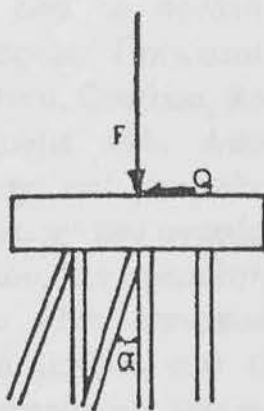


Σχήμα 3.68

Αν η συνισταμένη των φορτίων είναι κεκλιμένη και παρουσιάζει οριζόντια προβολή ίση με Q τόνους, μπορεί να δοθεί κλίση γωνίας α σε n' πασσάλους, με τρόπο ώστε: (Σχ. 3.69).

$$Q = n' \cdot Fx_1 \operatorname{tg} \alpha$$

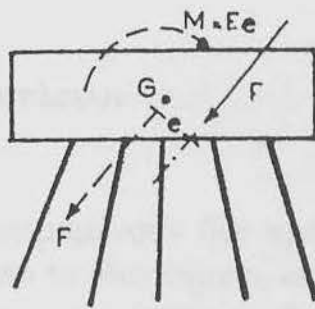
Η μέθοδος ισχύει μόνο για μικρές τιμές του α , συνεπώς για μικρές κλίσεις της συνισταμένης γιατί μόνο τότε οι παραμορφώσεις των κεκλιμένων πασσάλων είναι περίπου ίσες με τις καθιζήσεις των κατακορύφων



Σχήμα 3.69.

- Γενική περίπτωση κεκλιμένων πασσάλων και φορτίων.

Η γενικότερη περίπτωση αντιστοιχεί σε σύνολο κατακορύφων και κεκλιμένων πασσάλων που φέρει ένα οποιοδήποτε φορτίο. Το πέδιλο μετατοπίζεται με τον γενικότερο τρόπο. Συνεπώς υπάρχουν έξι άγνωστοι που χαρακτηρίζουν τη μετατόπιση, και που προσδιορίζονται με τις έξι εξισώσεις της στατικής, όταν είναι γνωστή η σχέση φοτίο-μετατόπιση. Θα εξετάσουμε το πρόβλημα στις δύο περιπτώσεις, που αντιστοιχούν στις δύο παραδοχές που έγιναν σχετικά με τις μετατοπίσεις. (Σχ. 3.70).



Σχήμα 3.70

- Μέθοδος που βασίζεται στην παραδοχή του Nokkentved.

Τα φορτία $F_x = ES \cdot \Delta I / I$ εκφράζονται σε συνάρτηση των έξι συντελεστών που χαρακτηρίζουν την γενική μετατόπιση του πέδιλου. Αν γράψουμε τις έξι εξισώσεις ισορροπίας των δυνάμεων, έχουμε ένα σύστημα έξι εξισώσεων με έξι αγνώστους, που επιτρέπει την λύση του προβλήματος της κατανομής των φορτίων. Υπάρχουν διάφοροι τρόποι εκλογής των έξι αγνώντων, που επιτρέπουν την όσο το δυνατό ταχύτερη επίλυση του συστήματος των εξισώσεων. Πρόκειται κατά κύριο λόγο για τις μεθόδους των Nokkentved, Courbon, Robinson & Vandepitte, που δεν θα τις αναπτύξουμε εδώ. Αποτελούν αντικείμενο της Εφαρμοσμένης Στατικής και μπορούν να μελετηθούν με την βοήθεια των συγγραμμάτων που αναφέρονται στην βιβλιογραφία. Δεν συνιστούμε, εξάλλου, την εφαρμογή των μεθόδων αυτών που είναι πολύπλοκες και λίγο ικανοποιητικές, αφού η αρχική παραδοχή είναι συχνά μακριά από την πραγματικότητα. Για μικρές κλίσεις και εκκεντρότητες των φορτίων είναι καλύτερα να εφαρμόζεται η απλή μέθοδος των κατακορύφων πασσάλων, στη γενική δε περίπτωση οι πλαστικές μέθοδοι που θα εξετασθούν παρακάτω, είναι προτιμότερες.

- Πλαστικές μέθοδοι.

Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται στις εξής δύο διαπιστώσεις:

1. Πέρα από μία ορισμένη τιμή της μετατοπίσεως της κεφαλής του πασσάλου, η αντοχή του παραμένει σταθερή και ίση με την οριακή της τιμή F (Παραδοχή πλαστικής συμπεριφοράς).
2. Όταν η θεμελίωση αποτελείται από μεγάλο αριθμό πασσάλων, η θραύση ενός μέρους από αυτούς δεν προκαλεί την κατάρρευση της θεμελιώσεως, αν το σύστημα εξακολουθεί να είναι υπερστατικό, δηλαδή όταν παραμένουν σε λειτουργία ορισμένοι πάσσαλοι των οποίων ο αριθμός N δίνεται στον πίνακα:

Σύστημα δύο διαστάσεων	Ελάχιστος αριθμός πασσάλων $N=3$
Σύστημα τριών διαστάσεων	« « « $N=5$
Σύστημα τριών διαστάσεων με διπλή συμμετρία	« « « $N=8$

Σύστημα τριών διαστάσεων
με ροπές στρέψεως

« « « N=6

Οι πάσσαλοι που παραμένουν δεν πρέπει να είναι παράλληλοι μεταξύ τους ούτε από το ίδιο σημείο, εκτός από ορισμένες ειδικές περιπτώσεις φορτίσεως που θα εξετασθούν στη συνέχεια.

- Αναλυτική μέθοδος.

Δίνεται σε $(n-N)$ από τους πασσάλους, τιμή ίση με τις οριακές τιμές F_I (ή F'_L) και υπολογίζεται η τιμή των φορτίων, στους υπόλοιπους N πασσάλους. Αν οι τιμές αυτές βρίσκονται ανάμεσα στις τιμές F_I και F'_L , η θεμελίωση είναι ικανοποιητική. Αν όχι, το σύστημα βρίσκεται σε κατάσταση θραύσεως. Ο υπολογισμός πρέπει να επαναληφθεί για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς των n πασσάλων ανά $n-N$ και να ελεγχθεί ότι για ένα ορισμένο φορτίο δεν παρουσιάζεται συνδυασμός θραύσεως.

Δυσκολίες παρουσιάζει η εκλογή του φορτίου F_I ή F'_L κάθε πασσάλου, που εξαρτάται από την γενική μετατόπιση του πέδιλου. Πράγματι η τιμή F_I υποθέτει μετατόπιση θλίψεως του πασσάλου, ενώ η τιμή F'_L μετατόπιση εφελκυσμού.

Όταν πρόκειται για μεθόδους θραύσεως είναι αναγκαίο να παίρνουμε υπ' όψιν όχι το πραγματικό φορτίο, αλλά φορτίο F αυξημένο με την εφαρμογή του κατάλληλου συντελεστή ασφαλείας K_I , που ορίζεται από την σχέση:

$$\begin{array}{ccc} \rightarrow & \rightarrow & \rightarrow \\ \mathbf{F} & = & \mathbf{G} + \mathbf{K}_I \mathbf{H} \end{array}$$

Όπου F = φορτίο για το οποίο ελέγχεται η πασσάλωση

G = σταθερό φορτίο, που οφείλεται στο ίδιο βάρος της ανωδομής.

H = μεταβλητό φορτίο, που οφείλεται στις διάφορες επιφορτίσεις.

Αντικείμενο της αναλυτικής μεθόδου είναι ο προσδιορισμός του συντελεστή ασφαλείας K_I .

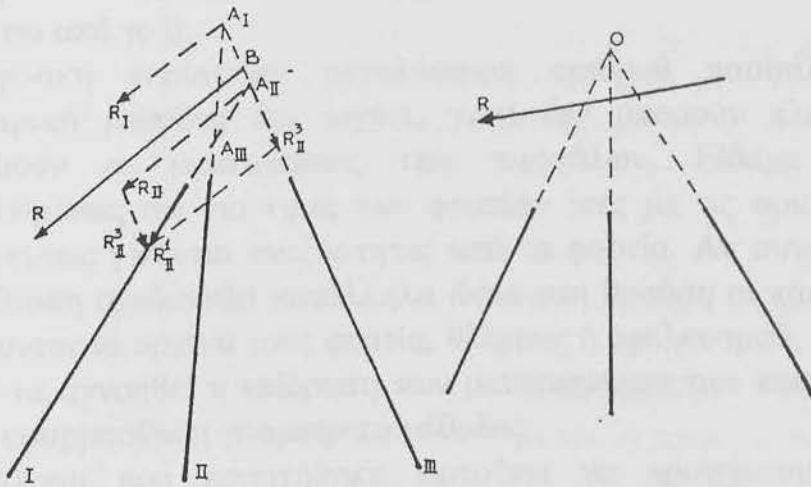
Οι πιο γνωστές εφαρμογές της μεθόδου, απαιτούν την χρησιμοποίηση των ηλεκτρονικών υπολογιστών. Ο τελευταίος μελετητής πρότεινε λύση του προβλήματος και στη γενικότερη περίπτωση των μη ακάμπτων πεδίων που παρουσιάζεται όταν ο αριθμός των πασσάλων είναι μεγάλος.

-Γεωμετρική μέθοδος.

Η κατανομή ενός φορτίου σε τρεις πασσάλους μέσα στο επίπεδο του φορτίου μελετάται απλά με την γεωμετρική μέθοδο.

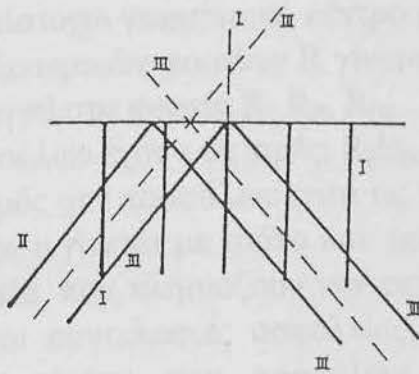
Ας υποθέσουμε ότι οι τρεις πάσσαλοι I, II, III τέμνονται ανά δύο σε τρία διαφορετικά σημεία A_I, A_{II}, A_{III} . (Σχ. 3.71). Το φορτίο R , που τέμνει στο σημείο B τον άξονα του πασσάλου III, μπορεί να

αναλυθεί σε δύο φορτία παράλληλα R_I και R_{II} που διέρχονται αντίστοιχα από τα σημεία A_I και A_{II} . Το



Σχήμα 3.71

φορτίο R_{II} αναλύεται μετά στις δυνάμεις R_{II}^1 και R_{II}^3 κατά τις διευθύνσεις αντίστοιχα των πασσάλων I και III. Το ίδιο πραγματοποιείται για το φορτίο R_I που αναλύεται στα φορτία R_I^2 και R_I^3 . Τα φορτία των πασσάλων έχουν τελικά τις τιμές.



Σχήμα 3.72

Πάσσαλος I: R_{II}^1

Πάσσαλος II: R_I^2

Πάσσαλος III: $R_I^3 + R_{II}^3$

Η λύση του προβλήματος είναι απλή και δεν χρειάζεται τον προσδιορισμό των μετατοπίσεων των πασσάλων.

Στην περίπτωση τριών πασσάλων που διέρχονται από το ίδιο σημείο 0, το πρόβλημα είναι άλυτο αν το φορτίο δεν διέρχεται από το σημείο αυτό. Αντίθετα υπάρχουν άπειρες λύσεις όταν το R διέρχεται από το 0.

Στη γενική περίπτωση μεγαλύτερου αριθμού πασσάλων η γεωμετρική μέθοδος δεν ισχύει, γιατί δεν μπορούν πλέον να αγνοηθούν οι μετατοπίσεις των πασσάλων. Είδαμε όμως προηγουμένως ότι για τιμές των φορτίων ίσες με τις οριακές οι μετατοπίσεις γίνονται ανεξάρτητες από τα φορτία. Αν συνεπώς η πασσάλωση σχεδιασθεί κατάλληλα ώστε στη θραύση οι πάσσαλοι να δέχονται τα οριακά τους φορτία, θλίψεως ή εφελκυσμού, μπορεί ακόμα να αγνοηθεί η επίδραση των μετατοπίσεων των πασσάλων και να εφαρμοσθεί η γεωμετρική μέθοδος.

Η ανάλυση που προηγήθηκε επιτρέπει να προτείνουμε την παρακάτω απλή μέθοδο υπολογισμού των φορτίων των πασσάλων.

1. Η μελέτη της κατανομής γίνεται για το φορτίο θραύσεως, $G+K_1H$. Συνεπώς εκλέγεται n_{III} .

2. από την αρχή η τιμή του συντελεστή ασφαλείας.

3. Αντικαθιστούμε το σύνολο των πασσάλων με τρεις άξονες που αντιστοιχούν στις τρεις κύριες διευθύνσεις των πασσάλων και διέρχονται από το αντίστοιχο γεωμετρικό κέντρο. (Σχ. 3.72).

4. Η κατανομή των εξωτερικών φορτίων R γίνεται κατά τους τρεις αυτούς άξονες και οδηγεί στα φορτία R_I, R_{II}, R_{III} .

5. Τα φορτία των πασσάλων έχουν τις τιμές: $R_I/n_I, R_{II}/n_{II}, R_{III}/n_{III}$.

όπου n_I, n_{II}, n_{III} ο αριθμός των πασσάλων κατά τις τρεις διευθύνσεις. Η εκλογή των αριθμών n γίνεται με τρόπο που επιτρέπει να έχουμε τιμές για όλα τα φορτία, που πλησιάζουν την τιμή F_1/K_2 ή F_1/K'_2 όπου K_2 και K'_2 νέοι συντελεστές ασφαλείας, που χρειάζονται γιατί η φέρουσα ικανότητα των πασσάλων δεν μπορεί να υπολογισθεί με μεγάλη ακρίβεια.

Η απλοποιημένη αυτή μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί σ' όλες τις περιπτώσεις και θεωρείται από τον συγγραφέα σαν ικανοποιητική για τους εξής λόγους:

- Στην περίοδο θραύσεως τα φορτία είναι ανεξάρτητα από τις μετατοπίσεις των πασσάλων, κι έτσι δεν χρειάζεται να υπολογισθούν μετατοπίσεις.

- Ο μελετητής σε κάθε στάδιο της μελέτης, ελέγχει την κατάσταση αφού μπορεί να μεταβάλλει κατάλληλα τη θέση και την κλίση των πασσάλων, έτσι που οι συνθήκες του υπολογισμού να αντιστοιχούν στις πραγματικές. Πρέπει βέβαια να υπάρχουν κατακόρυφοι πάσσαλοι και πάσσαλοι κλίσεως α και $-\alpha$, όπου α είναι η μέγιστη κλίση του πασσαλοπήκτη. Αν είναι απαραίτητο να υπάρχει και

- Στην περίοδο θραύσεως τα φορτία είναι ανεξάρτητα από τις μετατοπίσεις των πασσάλων, κι έτσι δεν χρειάζεται να υπολογισθούν μετατοπίσεις.

- Ο μελετητής σε κάθε στάδιο της μελέτης, ελέγχει την κατάσταση αφού μπορεί να μεταβάλλει κατάλληλα τη θέση και την κλίση των πασσάλων, έτσι που οι συνθήκες του υπολογισμού να αντιστοιχούν στις πραγματικές. Πρέπει βέβαια να υπάρχουν κατακόρυφοι πάσσαλοι και πάσσαλοι κλίσεως α και $-\alpha$, όπου α είναι η μέγιστη κλίση του πασσαλοπήκτη. Αν είναι απαραίτητο να υπάρχει και τέταρτη κλίση, η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί, αρκεί τρεις από τους τέσσερις άξονες να περνούν από το ίδιο σημείο.

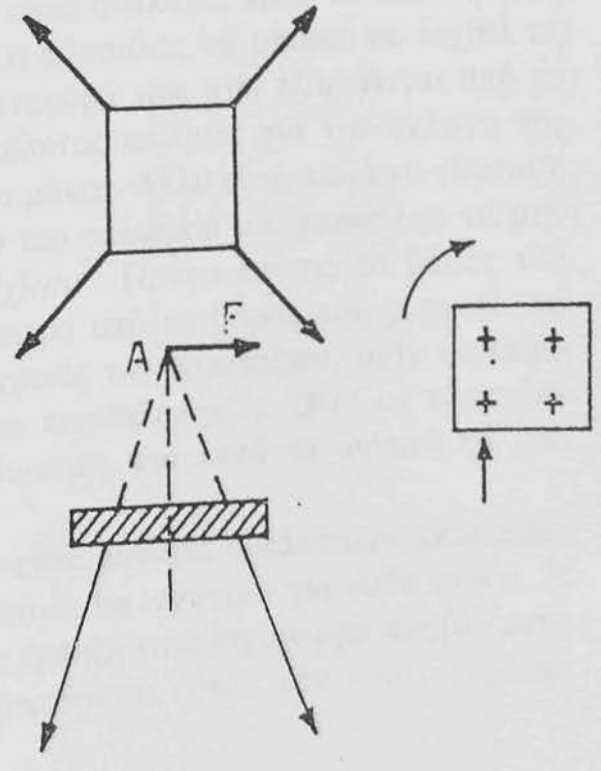
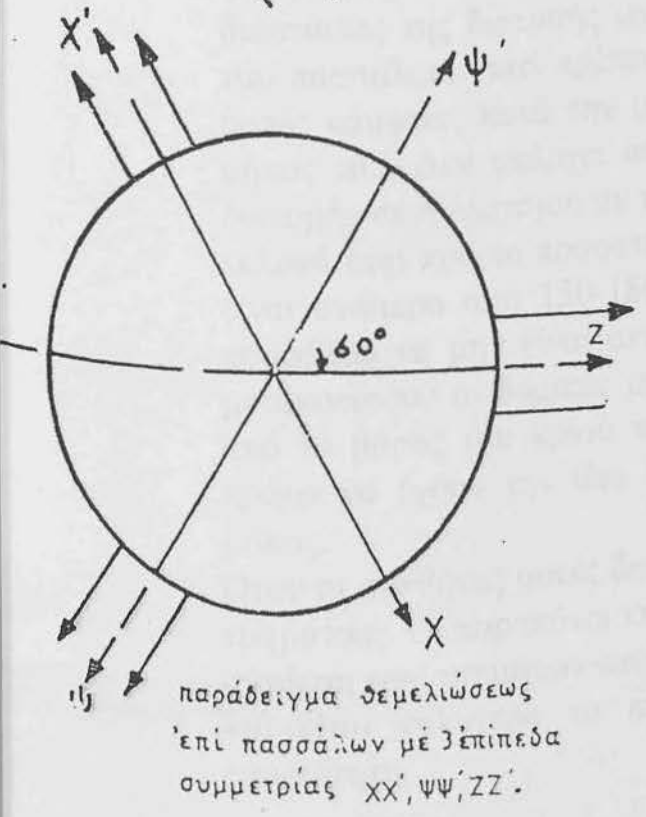
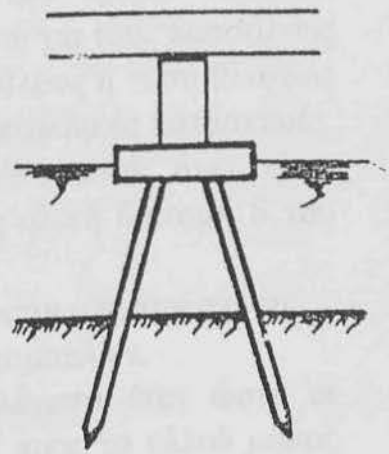
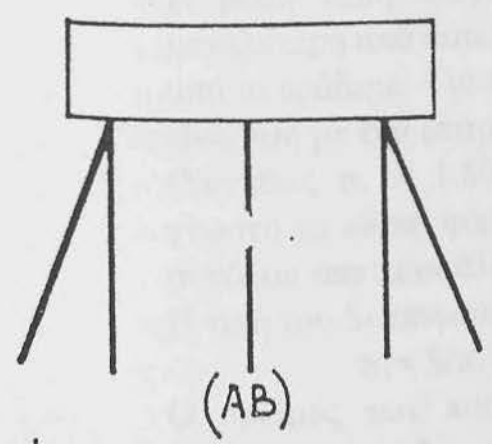
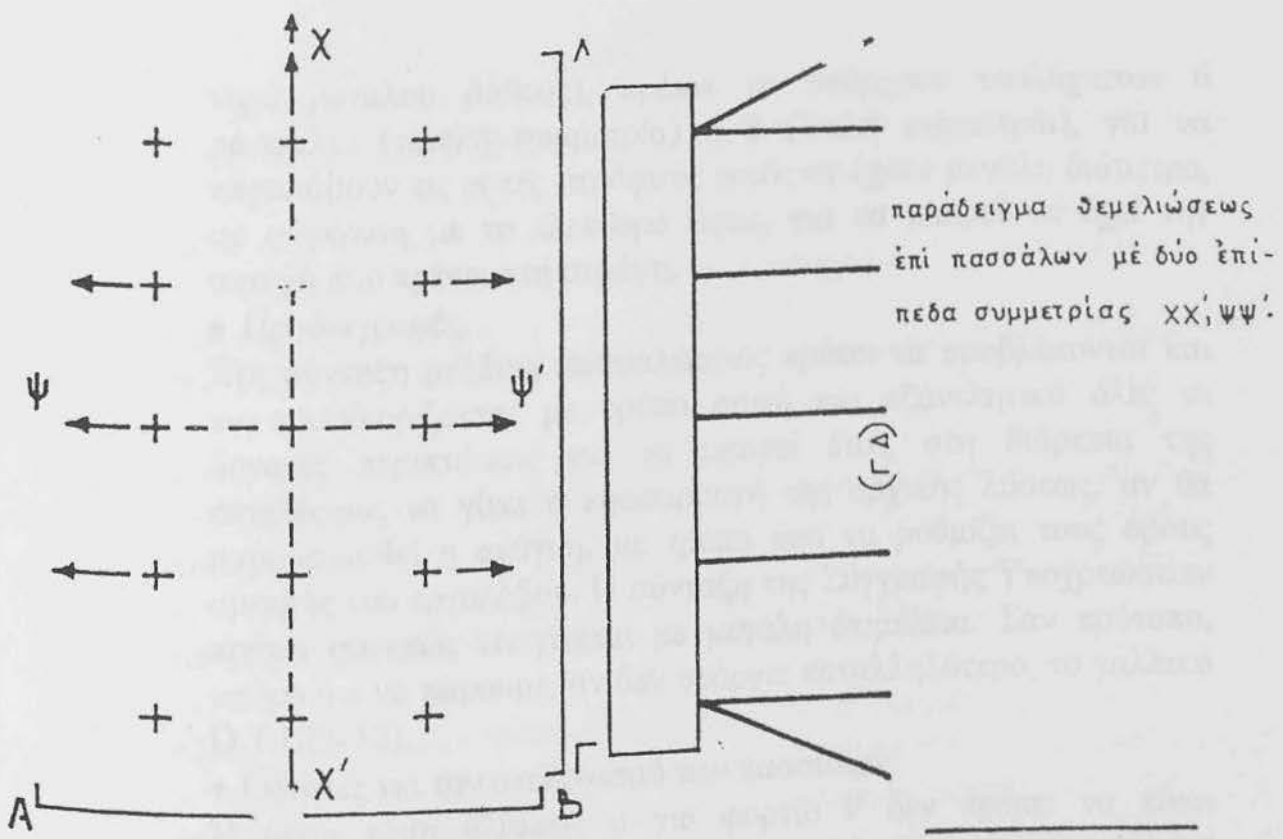
- Μπορεί να γίνει προσαρμογή των αποτελεσμάτων της μεθόδου, με την κατάλληλη εκλογή των συντελεστών ασφαλείας K_1 , K_2 , και K'_2 , αφού οι τιμές τους μπορεί να μεταβάλλονται μέσα σε ορισμένα όρια, σε συνάρτηση μεταξύ τους.

Το θέμα της κατανομής των φορτίων το εξετάζει διεξοδικά και ο Bowles, ο οποίος δίνει επίσης και ηλεκτρονικά προγράμματα για τον υπολογισμό της κατανομής των φορτίων.

• Τρισδιάστατα συστήματα πασσάλων.

Όταν οι πάσσαλοι είναι παράλληλοι σ' ένα κατακόρυφο επίπεδο, δεν μπορούν να παραλάβουν οριζόντια φορτία κάθετα στο επίπεδο αυτό. Στην πράξη όμως, τέτοιου είδους φορτία έχουν χαμηλές τιμές και οδηγούν σε οριζόντια φορτία σε κάθε πάσσαλο πολύ μικρότερο από $0,05F$ (όπου F είναι το αξονικό φορτίο). Δεν είναι συνεπώς αναγκαίο να δίνεται κλίση προς το επίπεδο των πασσάλων, εκτός από ειδικές περιπτώσεις. Μια τέτοια περίπτωση είναι η θεμελίωση μεσόβαθρου γέφυρας, όπου τα οριζόντια φορτία έχουν ίσες περίπου τιμές στις δύο διευθύνσεις. Πρέπει λοιπόν οι πάσσαλοι να παρουσιάζουν δύο κατακόρυφα επίπεδα συμμετρίας κάθετα μεταξύ τους, οπότε ο ελάχιστος αριθμός πασσάλων είναι 8, ή τρία κατακόρυφα επίπεδα συμμετρίας που σχηματίζουν γωνία 60° μεταξύ τους, οπότε ο ελάχιστος αριθμός πασσάλων είναι 6. (Σχ. 3.74).

Αν το σημείο εφαρμογής των φορτίων A είναι σταθερό, η λύση με 4 συμμετρικούς πασσάλους είναι δυνατή με τον όρο ότι οι πάσσαλοι θα τέμνονται στο σημείο A . Η θεμελίωση του τύπου αυτού, δεν μπορεί να παραλάβει ροπές στρέψεως κατακόρυφου άξονα. Πρέπει να σημειωθεί ότι στη θεμελίωση μεσοβάθρων υπάρχει κίνδυνος να δημιουργηθούν τέτοιες ροπές, που θα οφείλονται στις έκκεντρες κρούσεις πλοίων. Αν οι πάσσαλοι βρίσκονται ολόκληροι μέσα στο έδαφος μπορεί να παρουσιάσουν μικρή αντοχή στην στρέψη. Αν όμως βρίσκονται σ' ένα μεγάλο μέρος τους έξω από το έδαφος (παράδειγμα μεσοβάθρου μέσα σε



σχήμα 3.74

νερό μεγάλου βάθους), πρέπει να υπάρχουν τουλάχιστον 6 πάσσαλοι (τριπλή συμμετρία) ή 8 (διπλή συμμετρία), για να παραλάβουν τις ροπές στρέψεως εκτός αν έχουν μεγάλη διάμετρο, σε σύγκριση με το ελεύθερο ύψος, για να μπορεί να έχει την αντοχή που πρέπει στη στρέψη.

- Προδιαγραφές.

Στη σύνταξη μελέτης πασσαλώσεως πρέπει να προβλέπονται και να προσδιορίζονται με τρόπο σαφή και εξαντλητικό όλες οι δυνατές περιπτώσεις για να μπορεί έτσι, στη διάρκεια της εκτελέσεως να γίνει η προσαρμογή της αρχικής λύσεως, αν θα παρουσιασθεί η ανάγκη, με τρόπο που να ρυθμίζει τους όρους αμοιβής του εργολάβου. Η σύνταξη της Συγγραφής Υποχρεώσεων πρέπει συνεπώς να γίνεται με μεγάλη επιμέλεια. Σαν πρότυπο, μπορούμε να πάρουμε, αν δεν υπάρχει καταλληλότερο, το γαλλικό D.T.U(3-12).

- Οδηγίες για τον υπολογισμό των πασσάλων

Η μέση τάση θλίψεως σ για φορτίο F δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από αυτές που δόθηκαν παραπάνω για τους πασσάλους από σκυρόδεμα. Για τους μεταλλικούς πασσάλους ή τάση θλίψεως είναι ίση με την επιτρεπόμενη τάση για τις μεταλλικές κατασκευές. (Συνήθως $\sigma_0 = 1.800 \text{ χλγ/εκ}^2$). Με τον τρόπο αυτό, όταν είναι γνωστό το ολικό φορτίο ΣF , υπολογίζεται η ολική διατομή S του συνόλου των πασσάλων, $S = \Sigma F / \sigma$.

Η τιμή του S_1 επιφανείας ενός πασσάλου, δίνεται από την σχέση:

$$S_1 = S/n, \text{ όπου } n = \text{αριθμός των πασσάλων.}$$

Ο αριθμός των πασσάλων πρέπει να εκλέγεται έτσι ώστε οι διαστάσεις της διατομής να είναι ανάλογες προς το ολικό μήκος του πασσάλου, γιατί πρέπει ο πάσσαλος να μπορεί να δεχθεί τις ροπές κάμψεως κατά την μεταφορά του, που εξαρτώνται από το μήκος του. Δεν υπάρχει απόλυτος κανόνας για την εκλογή της διατομής σε συνάρτηση με το μήκος. Αλλά είναι καλό να γίνεται η εκλογή έτσι που το ποσοστό του οπλισμού του πασσάλου να μην είναι ανώτερο από $150-180 \text{ χλγ/μ}^3$. Πρέπει επίσης το βάρος του πασσάλου να μην είναι ανώτερο από το βάρος που μπορούν να μετακινήσουν οι δομικές μηχανές του εργοταξίου, ούτε ανώτερο από το βάρος του κριού του πασσαλοπήκτη. Όλοι οι πάσσαλοι πρέπει να έχουν την ίδια διατομή, και κατά το δυνατό το ίδιο μήκος.

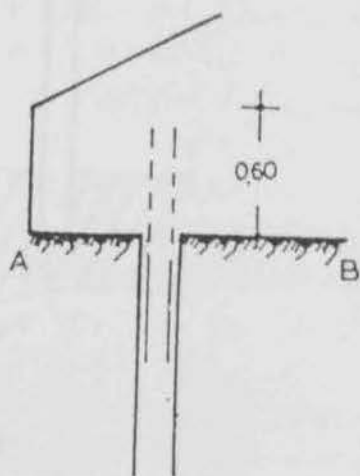
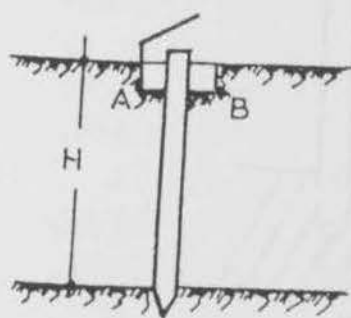
Όταν οι συνθήκες αυτές δεν είναι δυνατές ο πάσσαλος εκτελείται τμηματικά. Οι παραπάνω κανόνες θα ισχύσουν για κάθε τμήμα. Η σύνδεση των τμημάτων στην έμπηξη τους δημιουργεί προβλήματα και είναι καλύτερα να αποφεύγεται, όταν δεν είναι εντελώς απαραίτητη.

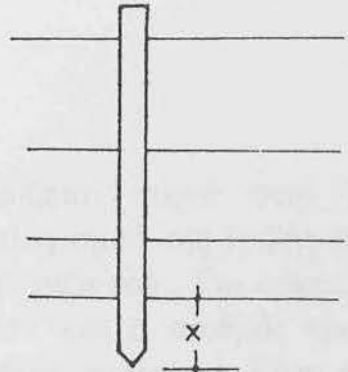
2.Μήκος του πασσάλου.

Όταν σε γνωστό βάθος υπάρχει στρώμα που παρουσιάζει μεγάλη αντοχή, πρέπει το μήκος του πασσάλου να επιτρέπει την έδραση μέσα στο στρώμα αυτό, έστω και αν η αντοχή τριβής, που υπολογίζεται θεωρητικά επιτρέπει την μεταφορά του φορτίου στο υπερκείμενο στρώμα.

Αν H είναι το βάθος του στρώματος αυτού, το μήκος 0,5 ή 1,0 που επιτρέπει να ληφθεί υπ' όψιν ότι το στρώμα μπορεί να μην είναι απόλυτα οριζόντιο και ότι ο πάσσαλος μπορεί να εισχωρήσει μέσα στο στρώμα. Αν AB είναι η κατώτερη επιφάνεια του πεδίλου, η κεφαλή του πασσάλου θα βρίσκεται τουλάχιστον 0,60μ.πάντα από την γραμμή AB έτσι ώστε να μπορεί να γίνει η αγκύρωση του οπλισμού του πασσάλου μέσα στο πέδιλο.(Σχ. 3.75).

Όταν δεν υπάρχει στρώμα που να παρουσιάζει μεγάλη αντοχή, αλλά διάφορα στρώματα άμμου, χαλίκων ή στερεάς αργίλου, το μήκος του πασσάλου δεν μπορεί να προσδιορισθεί με απόλυτη ακρίβεια. Η στάθμη της αιχμής του πασσάλου εξαρτάται από την πυκνότητα των στρωμάτων, που δεν είναι συνήθως γνωστή. Στην περίπτωση αυτή είναι σκόπιμο να γίνεται η εφαρμογή της θεωρητικής μεθόδου, όταν είναι γνωστά τα χαρακτηριστικά του εδάφους για να προσδιορίζεται το πιθανό μήκος του πασσάλου, και να εκτελούνται μετά οπωσδήποτε δοκιμαστικοί πάσσαλοι, μήκους 1-2 μέτρα μεγαλύτερου του θεωρητικού. Η έμπηξή τους επιτρέπει τον πειραματικό προσδιορισμό του μήκους που θα δοθεί στους πασσάλους που θα χρησιμοποιηθούν.



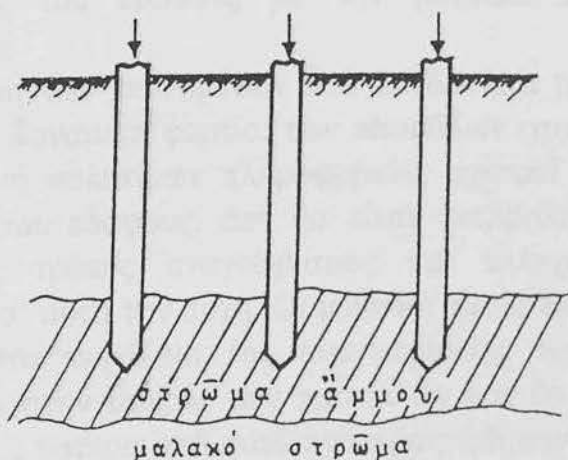


Σχήμα 3.75

3. Φέρουσα ικανότητα του πασσάλου.

Η φέρουσα ικανότητα πρέπει να ελέγχεται στην έμπηξη, έστω και αν υπολογίσθηκε θεωρητικά. Για τους προκατασκευασμένους πασσάλους είναι αρκετό να καθορίζεται η τιμή της αρνήσεως που χρειάζεται, e . Για τους εγχύτους πασσάλους, όταν οι μέθοδοι κρούσεως δεν επιτρέπουν τον ασφαλή έλεγχο της αντοχής, και όταν δεν υπάρχουν προηγούμενα πάνω στα οποία μπορεί να βασιστεί ο έλεγχος, πρέπει να εκτελούνται δοκιμαστικές φορτίσεις. Από την άποψη αυτή οι έγχυτοι πάσσαλοι είναι λιγότερο ενδιαφέροντες από τους προκατασκευασμένους.

Για τους προκατασκευασμένους πασσάλους οι δοκιμαστικές φορτίσεις δεν είναι κατά την γνώμη μας υποχρεωτικές, εκτός από ορισμένες ειδικές περιπτώσεις, όπως π.χ., όταν πρόκειται για αιωρούμενους πασσάλους, ή όταν το στρώμα μέσα στο οποίο βρίσκεται η αιχμή έχει μικρό πάχος και σκεπάζει στρώμα πολύ μαλακό. (Σχ. 3.76). Στην τελευταία περίπτωση είναι προτιμότερο να γίνεται η σύγχρονη φόρτιση δύο ή τριών συνεχόμενων πασσάλων.

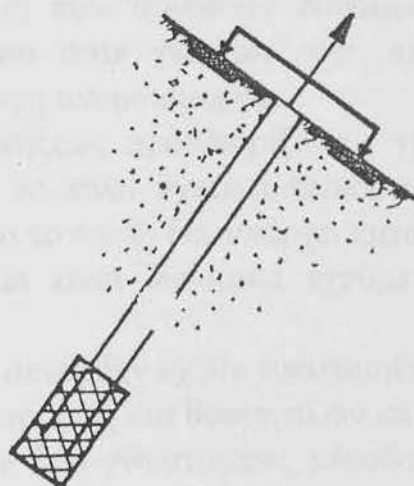


Σχήμα 3.76

4. Ελκνόμενοι πάσσαλοι.

Ο προσδιορισμός των χαρακτηριστικών (διατομή, μήκος, αντοχή), των εκλυομένων πασσάλων είναι λιγότερο ικανοποιητικός.

Βασίζεται συχνά στην εφαρμογή των θεωρητικών μεθόδων υπολογισμού της τριβής σ' όλο το μήκος του πασσάλου, ή μόνο στην ρίζα του. Για ορισμένους τύπους πασσάλων λαμβάνεται υπ' όψιν και ο αριθμός κρούσεων στην έμπηξη, αλλά με τρόπο εντελώς εμπειρικό. Είναι συνεπώς απαραίτητο να γίνεται έλεγχος με δοκιμαστικές φορτίσεις, σε μεγάλο μέρος ή καλύτερα σ' όλους τους πασσάλους. Οι δοκιμές αυτές δεν είναι δαπανηρές, γιατί είναι εύκολο να εφαρμοσθεί αρνητικό φορτίο στην κορυφή του πασσάλου με απλή έδραση στο γύρω έδαφος. Στην περίπτωση των προεντεταμένων πασσάλων ή δοκιμή



Σχήμα 3.77

Γίνεται αυτόματα, αφού αποτελεί μέρος της μεθόδου κατασκευής.

5. Έλεγχος του εδάφους με την βοήθεια της θεωρίας των πασσάλων.

Η ανάλυση των φαινομένων που συνδέονται με την έμπηξη, με στατικό ή δυναμικό φορτίο, των πασσάλων στο έδαφος επιτρέπει τη συλλογή πολυτίμων πληροφοριών, σχετικά με τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους. Δεν θα είναι υπερβολή αν πούμε ότι ο καλύτερος τρόπος αναγνώρισεως και ελέγχου του εδάφους βασίζεται σ' αυτή την αρχή. Οι μέθοδοι αυτές παρουσιάζονται εδώ και όχι στο κεφάλαιο της αναγνώρισεως του εδάφους, γιατί βασίζονται στην θεωρία των πασσάλων και θα γίνουν καλύτερα κατανοητές, ύστερα από αυτά που προηγήθηκαν για την φέρουσα ικανότητα των πασσάλων.

Η απλή αρχή στην οποία βασίζονται οι μέθοδοι αυτές είναι η εξής: Αφού, όπως είδαμε, τα δύο μεγέθη που χαρακτηρίζουν την αντοχή του πασσάλου, η αντοχή αιχμής F_1 και η αντοχή τριβής F_2 , είναι συναρτήσεις των δύο χαρακτηριστικών συντελεστών του εδάφους ϕ και c , αντίστροφα ϕ και c είναι συναρτήσεις των F_1 και F_2 .

Δηλαδή από $F_1 = f_1(\varphi, c)$

Και $F_2 = f_2(\varphi, c)$

Προκύπτει ότι $\varphi = G_1(F_1, F_2)$

και $c = G_2(F_1, F_2)$

Έτσι μετρώντας την τιμή των F_1 και F_2 μπορούμε να προσδιορίσουμε τις τιμές φ και c σε διάφορα βάθη. Συμβαίνει δε να μπορούμε έτσι να εκτιμήσουμε και άλλα μεγέθη, όπως αυτά που χαρακτηρίζουν την παραμόρφωση του εδάφους.

Από πρακτικής απόψεως όμως τα πράγματα είναι ολιγότερο ικανοποιητικά για τους εξής λόγους:

- Οι συναρτήσεις που συνδέουν δυνάμεις F και συντελεστές εδάφους δεν είναι ούτε γνωστές ούτε απλές, ειδικότερα όταν πρόκειται για εδάφη ανομοιομορφα.

- Τα φορτία εμπήξεως προσδιορίζονται για πασσάλους μικρών διαστάσεων, για να είναι σχετικά περιορισμένα και τίθεται έτσι θέμα κλίμακας για το οποίο δεν υπάρχει κατάλληλη θεωρία.

- Όταν τα φορτία είναι δυναμικά έχουμε θέμα ερμηνείας των αποτελεσμάτων.

Τέλος οι δοκιμές αυτές δεν έχουν τυποποιηθεί αρκετά και συνεπώς υπάρχει μεγάλος αριθμός και θεωρητικών και πρακτικών κανόνων.

Παρ' όλα αυτά οι δύο γνωστότερες μέθοδοι που βασίζονται στις αρχές αυτές, η μέθοδος της Προτύπου Δοκιμής Διεισδύσεως του Terzaghi ή SPT (Standard penetration Test) και η μέθοδος του Στατικού Ολλανδικού Πενετρομέτρου, αποτελούν ίσως τους καλύτερους τρόπους αναγνώρισεως του εδάφους και οπωσδήποτε τους πιο οικονομικούς και γρήγορους.

• Πρότυπος δοκιμή διεισδύσεως SPT.

Η μέθοδος του SPT αναπτύχθηκε πρώτα στις Ηνωμένες Πολιτείες και ειδικότερα από τους Terzaghi-Peck. Σήμερα χρησιμοποιείται διεθνώς. Έχει τυποποιηθεί από την ASTM με τον αριθμό D-1586-63T. Βασίζεται στην αρχή του δυναμικού ελέγχου της αντοχής και διεισδύσεως των πασσάλων.

Η αρχή είναι ως εξής:

Κατά την διάρκεια μιας γεωτρήσεως πραγματοποιείται η δυναμική διείσδυση ενός τυποποιημένου δειγματολήπτη

Διαμέτρου 2' (5 εκατοστά)

Μήκους 2' και 8'' (82 εκατοστά)

Βάρους 140lb (63χιλιόγραμμα)

που πέφτει ελεύθερα στο βάθος της γεωτρήσεως από ύψος 76 εκατοστών. Εισχωρεί πρώτα 15 εκατοστά, τα οποία δεν λαμβάνονται υπ' όψιν, γιατί το έδαφος θεωρείται διαταραγμένο.

Προσδιορίζεται μετά ο αριθμός N των κτύπων που χρειάζονται για την διείσδυση του δειγματολήπτη 30 εκατοστά μέσα στο έδαφος. Ο αριθμός αυτός N είναι το αποτέλεσμα της δοκιμής SPT και χαρακτηρίζει το έδαφος. Συχνά υποδιαιρείται σε δύο μέρη που αντιστοιχούν σε 15 και 15 εκατοστά διεισδύσεως. Γίνονται διορθώσεις των αποτελεσμάτων της μετρήσεως για να ληφθεί υπ' όψιν το βάθος στο οποίο εκτελείται η δοκιμή και η ενδεχόμενη παρουσία ύδατος.

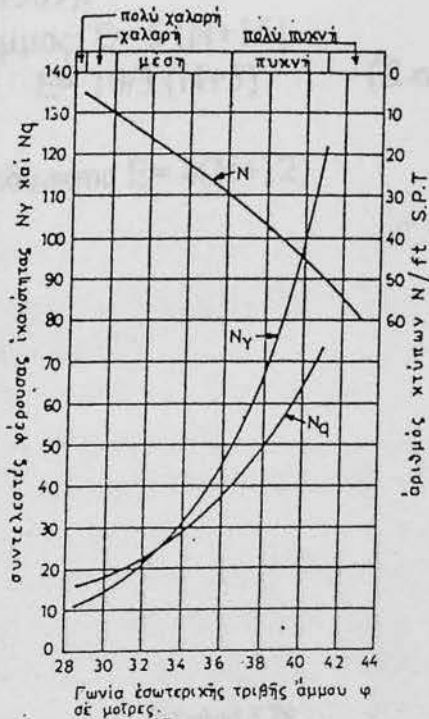
Ο αριθμός N επιτρέπει όπως είδαμε πιο πάνω την εκτίμηση της επιτρεπομένης τάσεως του εδάφους και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου. Επιτρέπει γενικότερα το χαρακτηρισμό του εδάφους, αν ληφθεί υπ' όψιν ότι συνοδεύεται και από την αναγνωριστική γεώτρηση.

Οι Terzaghi-Peck (1948) έδωσαν πίνακες συσχετισμού:

1) Αμμώδη εδάφη

Ορισμός	Σχετική πυκνότητα	SPT(N)
Πολύ χαλαρή	<0,2	<4
Χαλαρή	0,2-0,4	4-10
Μέση	0,4-0,6	10-30
Πυκνή	0,6-0,8	30-50
Πολύ πυκνή	0,8-1,2	> 50

Η σχέση μεταξύ N και γωνίας τριβής δίνεται στο Σχ. 3-78



Σχήμα 3.78

2) Αργιλώδη εδάφη

Σύσταση	SPT(N)	Αντοχή στην ανεμπόδιστη θλίψη q_u (kg/cm ²)
Πολύ μαλακή	< 2	< 0,25
Μαλακή	2-4	0,25-0,50
Μέσης αντοχής	4-8	0,50-1,0
Σκληρή	8-15	1-2
Πολύ σκληρή	15-30	2-4
Πάρα πολύ σκληρή	>30	4-8

Μπορούν εξάλλου να χρησιμοποιηθούν και οι εξής εμπειρικές σχέσεις:

$$\text{Άργιλος } q_u = N/4$$

$$\text{Ιλυώδης άργιλος } q_u = N/5$$

$$\text{Ιλυώδη και αμμώδη εδάφη } q_u = N/7,5$$

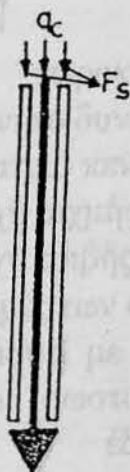
Έχουν τέλος δοθεί σχέσεις που συνδέουν το N με τους συντελεστές παραμορφώσεως και ειδικότερα με το μέτρο ελαστικότητας E του εδάφους. Τα νομογραφήματα του Peck, που δίνονται στο Κεφ. 2 για την αντοχή, αντιστοιχούν σε μια τέτοια σχέση.

Υπάρχουν πολλές ανάλογες σχέσεις, πράγμα που δείχνει ότι καμιά δεν είναι απόλυτα γενική. Δίνουμε για παράδειγμα τις σχέσεις που προτείνει ο Webb (1969).

$$\text{Λεπτή βυθισμένη άμμος: } E = 5(N+15)$$

$$\text{Αργιλώδης άμμος } E = 10/3(N+5) \quad (E \text{ σε kg/cm}^2)$$

$$\text{Γενική περίπτωση εδάφους } E = 4(N+12)$$



Σχήμα 3.79

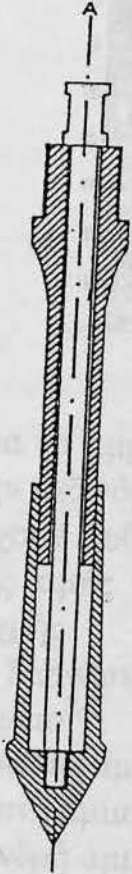
Στατικό Ολλανδικό πενετρόμετρο.

Τα πενετρόμετρο είναι τυποποιημένοι πάσσαλοι υπό κλίμακα στα οποία η αιχμή κινείται ανεξάρτητα από το λοιπό μέρος που αποτελείται από ένα σωλήνα (Σχ. 3.79).

Μπορεί έτσι να μετρηθεί χωριστά η αντοχή που παρουσιάζει η αιχμή στην έμπηξη και η αντοχή τριβής του κυλίνδρου. Η έμπηξη γίνεται στατικά ή δυναμικά.

Στο στατικό ολλανδικό πενετρόμετρο της Goudsche Machinefabrick η αιχμή έχει επιφάνεια 10 τετραγωνικά εκατοστά (διάμετρος 35 χμ.) με αιχμή 60°.

Η πραγματική μορφή δίνεται στο Σχ. 3.80.



Σχήμα 3.80

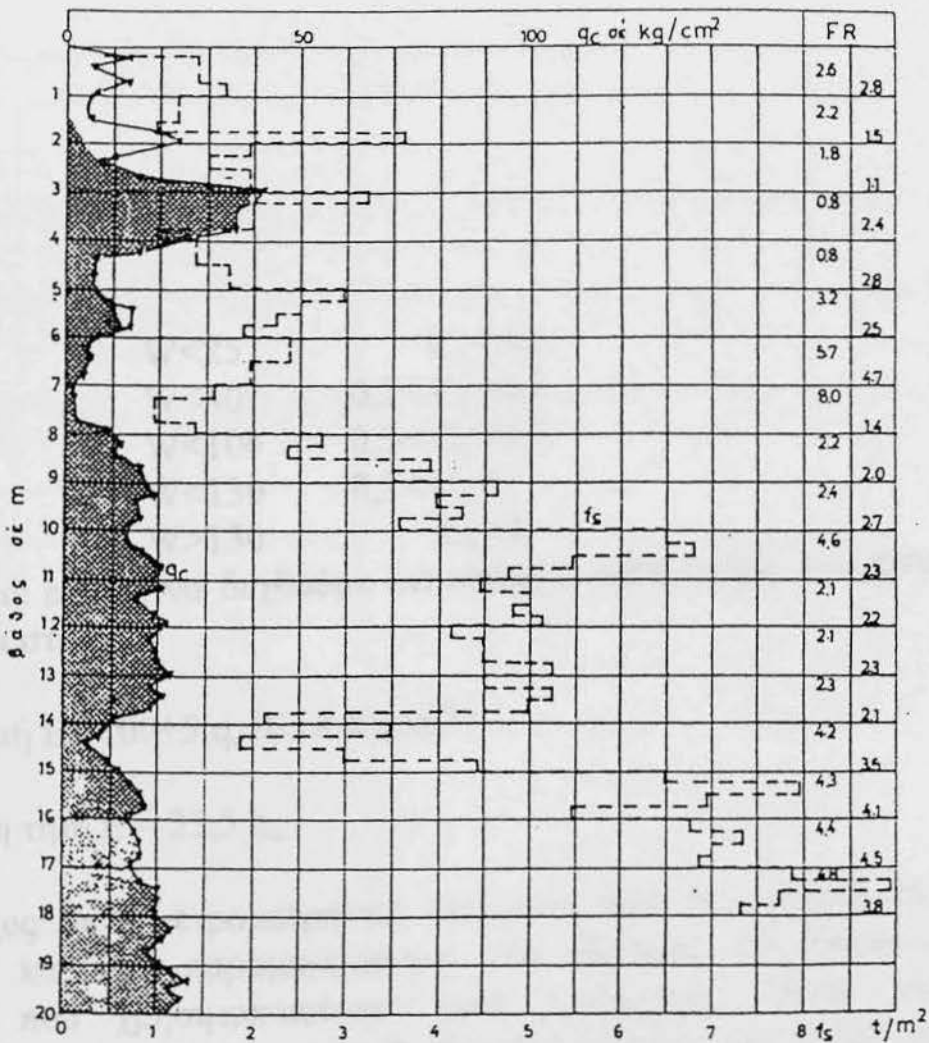
Υπάρχει χειροκίνητο πενετρόμετρο δυνάμεως 2,5t και μηχανοκίνητο δυνάμεως 10t.

Με το στατικό πενετρόμετρο μετρούμε:

Την αντοχή αιχμής q_c (kg/cm^2)

Την αντοχή τριβής f_s παραμένουν σταθερές.

Από τις τιμές των q_c και f_s όπως και του λόγου $FR = f_s / q_c$ μπορεί να χαρακτηριστεί με τρόπο πολύ ικανοποιητικό ένα έδαφος. Για να γίνει όμως σωστά ο χαρακτηρισμός είναι απαραίτητο α είναι γνωστό το έδαφος. Δηλαδή πρέπει απαραίτητα οι πενετρομετρήσεις να συνοδεύονται σε μια άργιλο μέσης αντοχής.



Σχήμα 3.81

Για τα αμμώδη εδάφη ο Sanglerat δίνει ένα πίνακα που επιτρέπει την ταξινόμηση των εδαφών αυτών (Σχ. 3.82).

Έχουν δοθεί εξάλλου διάφορες εμπειρικές σχέσεις συσχετισμού της τιμής του N , όπως προκύπτει από το SPT και της αντοχής αιχμής.

Ο Schwartmann δίνει τις εξής σχέσεις για κοκκώδη εδάφη (q_c (kg/cm²))

Ιλυώδης άμμος

$$q_c/N = 2,0$$

Λεπτή άμμος

$$\ll = 3-4$$

Χονδρή άμμος

$$\ll = 5-6$$

Αμμοχάλκινα και χαλίκια

$$\ll = 8-10$$

Εξάλλου για αργιλώδη εδάφη δίνεται η σχέση $q_c = 2N$.

Η αντοχή αιχμής q_c επιτρέπει επίσης να γίνει η εκτίμηση των χαρακτηριστικών παραμορφώσεων του εδάφους.

Κατά τον Sanglerat για επιφανειακές θεμελιώσεις όταν $q_c > 12$ οι καθιζήσεις είναι αμελητέες.

Ο πιο κάτω πίνακας δίνει τις τιμές του δείκτη συμπίεστικότητας C_c σε συνάρτηση με το q_c (σε bar) και της περιεκτικότητας σε ύδωρ $W(\%)$.

$$q_c > 12$$

$$W < 30$$

$$C_c < 0,2$$

$q_c < 12$	$W < 25$	$C_c < 0,2$
$q_c < 12$	$W < 40$	$0,2 < C_c < 0,3$
$q_c < 12$	$W < 100$	$0,3 < C_c < 0,7$
$q_c < 7$	$W < 130$	$0,7 < C_c < 1$
	$W > 130$	$C_c > 1$

Μπορούμε επίσης να δεχθούμε ότι υπάρχει απλή σχέση ανάμεσα στο E και στο q_c .

Μέση τιμή $E = 100 + 5 q_c$ (E σε kg/cm^2)

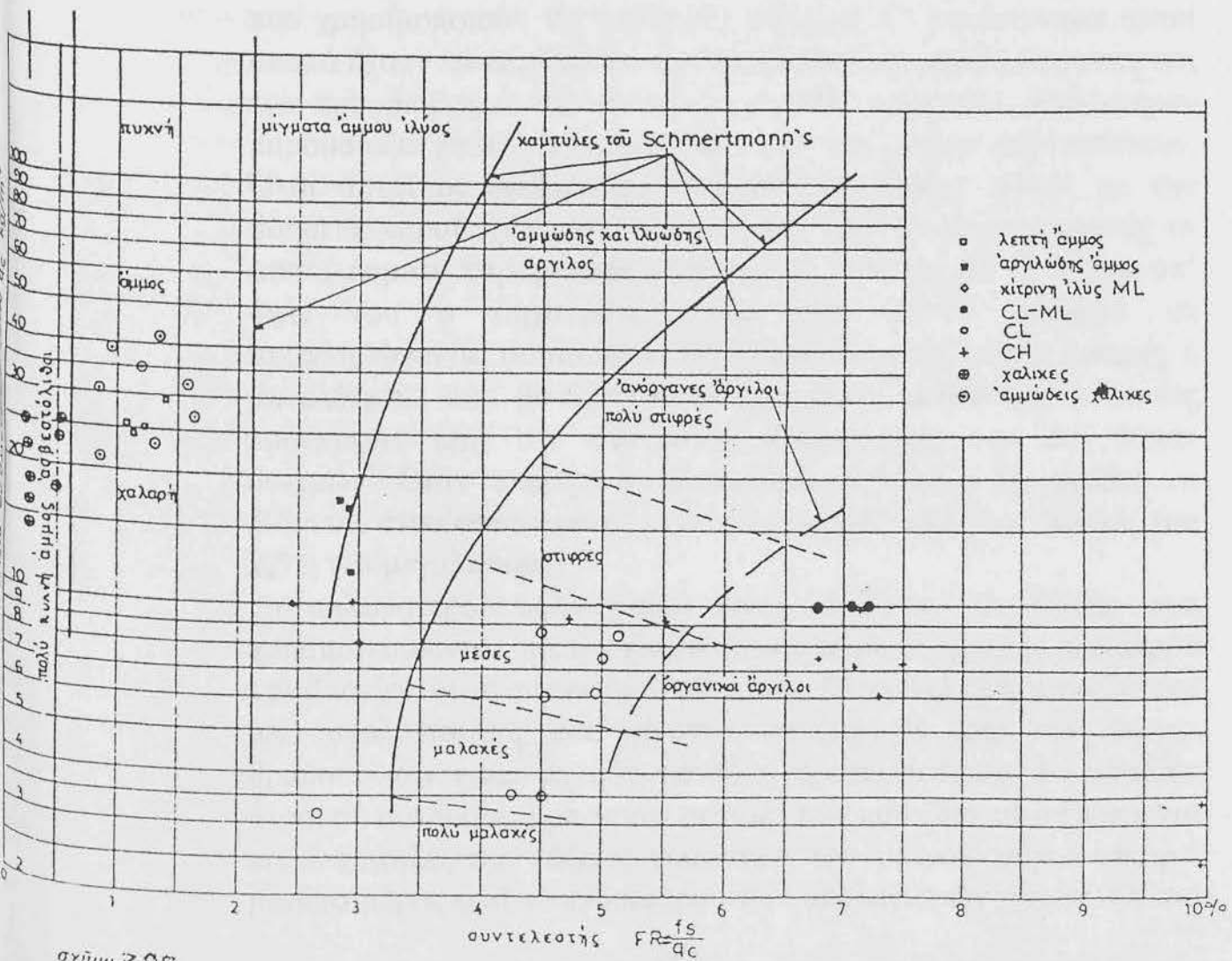
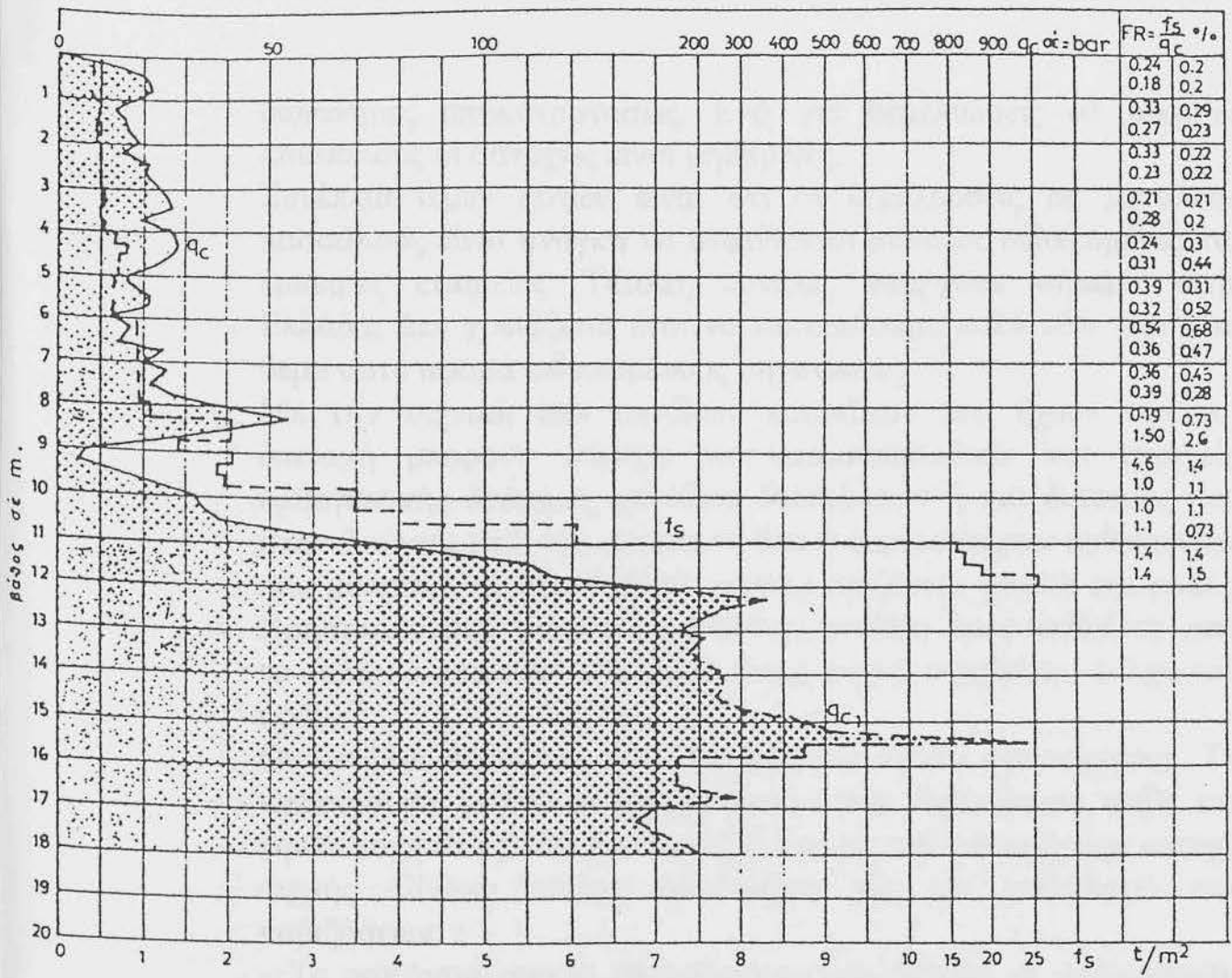
Ελάχιστη τιμή $E = 25,5 q_c$

Ο έλεγχος με πενετρομετρήσεις επιτρέπει έτσι την μελέτη της αντοχής και των παραμορφώσεων του εδάφους. Οι διάφορες σχέσεις που χρησιμοποιούνται είναι εμπειρικές, έγιναν για ορισμένα εδάφη και ορισμένες διαδικασίες ελέγχου και πρέπει να χρησιμοποιούνται με προσοχή. Το καλύτερο είναι να ελέγχονται σε κάθε εφαρμογή με περιορισμένες δοκιμές στο Εργαστήριο. Σε καμιά περίπτωση δεν πρέπει να ξεχνιέται ότι πρόκειται μόνο για τιμές πρώτης προσεγγίσεως. Στην διεθνή βιβλιογραφία εξ' άλλου δίδονται και άλλες σχέσεις, που μπορούν να χρησιμοποιηθούν με ανάλογα αποτελέσματα.

Πάσσαλοι μεγάλης διαμέτρου (ή φρεατοπάσσαλοι)

Θα θεωρήσουμε ότι μεγάλοι πάσσαλοι είναι αυτοί που έχουν διάμετρο μεγαλύτερη από εξήντα εκατοστά ή κατασκευάζονται με αφαίρεση του χωμάτινου υλικού. Οι τρόποι κατασκευής διαφέρουν ανάλογα με τον εργολάβο, αλλά υπάρχουν ορισμένες γενικές αρχές που πρέπει να τηρούνται όταν σχεδιάζεται μια θεμελίωση επάνω σε μεγάλους πασσάλους.

Η διάμετρος των πασσάλων στην Ελλάδα κυμαίνεται μεταξύ 0,60μ. και 1,50μ. Αλλά κατασκευάζονται και πάσσαλοι πολύ μεγαλύτεροι με διάμετρο που φθάνει στα 2,50μ. Ουσιαστικά πρόκειται στις περιπτώσεις αυτές για φρεάτια. Τα φορτία που μεταφέρονται στους πασσάλους αυτούς είναι σημαντικά και μερικές φορές ξεπερνούν τους χίλιους τόννους! Με τις συνθήκες αυτές εσφαλμένος σχεδιασμός και υπολογισμός ή μία κακή εκτέλεση μπορεί να προκαλέσουν καταστροφή. Υπάρχουν τέτοια



σχήμα 382

δαπανηρές αποκαταστάσεις. Ενώ για θεμελιώσεις σε μικρούς πασσάλους οι αστοχίες είναι μηδαμινές.

Συνέπεια όλων αυτών είναι ότι οι θεμελιώσεις σε μεγάλους πασσάλους είναι ανάγκη να ανατίθενται μόνο σε ειδικευμένες και έμπειρες εταιρείες. Τέτοιες εταιρίες υπάρχουν σήμερα στην Ελλάδα. Δεν χρειάζεται έτσι να επεκταθούμε πολύ εδώ, αφού το θέμα αυτό αφορά ειδικευμένους μηχανικούς.

Με την τεχνική των μεγάλων πασσάλων που έχουν κυκλική διατομή μπορούν σήμερα να κατασκευασθούν και στοιχεία ορθογωνικής διατομής μεγάλων διαστάσεων ή και διατομές που αποτελούνται από την συνένωση δύο ή περισσοτέρων ορθογωνίων που μπορούν να παραλάβουν μεγάλα οριζόντια φορτία και ροπές. Χρησιμοποιείται για τις θεμελιώσεις αυτές ο όρος μπαρέτες- από το γαλλικό barrettes- ελλείψει, όπως συχνά συμβαίνει, ελληνικού όρου.

Οι μεγάλοι πάσσαλοι κατασκευάζονται πάντα κατακόρυφοι. Τα κατακόρυφα φορτία μεταφέρονται με την παράπλευρο τριβή και την αντοχή στη βάση που συνεχίζουμε να την αποκαλούμε αντοχή αιχμής. Γίνεται επίσης προσπάθεια για τον καθορισμό των καθιζήσεων.

- Τα οριζόντια φορτία μεταφέρονται στο έδαφος με μηχανισμούς που χρησιμοποιούν τις παθητικές ωθήσεις. Οι υπολογισμοί αυτοί σκοπό έχουν να επιτρέψουν την εκτίμηση των ροπών κάμψης και τον προσδιορισμό του οπλισμού που θα απαιτηθεί. Ενδιαφέρον παρουσιάζει επίσης ο υπολογισμός των οριζοντίων μετατοπίσεων. Όλοι αυτοί οι υπολογισμοί μπορούν να γίνουν μόνον με την βοήθεια παραδοχών που είναι συχνά αρκετά προσεγγιστικές-τα αποτελέσματα παραμένουν αβέβαια, και αυτό πρέπει να το έχει υπ' όψιν του ο μηχανικός. Είναι έτσι πάντα σκόπιμο να συμπληρώνονται οι πιο πάνω υπολογισμοί με επί τόπου δοκιμές ή με ελέγχους που βασίζονται σε εμπειρικές μεθόδους, οι οποίες προέκυψαν από την στατιστική επεξεργασία των επί τόπου δοκιμών. Όταν υπάρχει η παραμικρή αμφιβολία θα πρέπει να δίδονται στον συντελεστή ασφαλείας υψηλές τιμές της τάξεως του 2,5 ή και μεγαλύτερες.

Οι απλούστεροι υπολογισμοί είναι ανάλογοι με αυτούς που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο των πασσάλων μικρής διαμέτρου και βασίζονται στην θεωρία θραύσεως. Οι καθιζήσεις προκύπτουν από υπολογισμούς που γίνονται ανεξάρτητα από τον έλεγχο θραύσης και είναι σχεδόν πάντοτε προσεγγιστικοί. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με το ότι οι τιμές των καθιζήσεων αυτών είναι πολύ χαμηλές-της τάξεως χιλιοστών του μέτρου συχνά-αφαιρεί μεγάλο μέρος από το ενδιαφέρον των υπολογισμών αυτών. Οι πιο

προχωρημένες μέθοδοι επιτρέπουν τον υπολογισμό των φορτίων-κατακόρυφων ή οριζόντιων-σε συνάρτηση των μετατοπίσεων. Πρόκειται όμως για μεθόδους πολύπλοκες, δαπανηρές που δεν βρήκαν ακόμη την τελική τους μορφή, και που χρησιμοποιούνται πιο πολύ για υπόβαθρο των πειραματικών δοκιμών ή των άλλων πιο απλών ελέγχων.

Πρέπει να γίνει κατανοητό ότι οι πιο πάνω μέθοδοι υπολογισμού οδηγούν σε αποτελέσματα των οποίων η αξία είναι συνάρτηση της αξιοπιστίας των αρχικών δεδομένων που αφορούν την συμπεριφορά του εδάφους. Όταν τα αρχικά αυτά δεδομένα είναι ανεπαρκή είναι φυσικό να μην έχουν μεγάλη αξία τα αποτελέσματα των υπολογισμών.

Ο έλεγχος του εδάφους, για βαθιές θεμελιώσεις, γίνεται κατά κύριο λόγο με την βοήθεια επί τόπου δοκιμών, αφού μία κλασσική έρευνα με γεωτρήσεις και εργαστηριακές δοκιμές είναι και δαπανηρή και μακροχρόνια. Για το λόγο αυτό έχουν αναπτυχθεί εμπειρικών μεθόδων προσδιορισμού των φορτίων και των παραμορφώσεων που βασίζονται στα αποτελέσματα των επί τόπου δοκιμών και πιο συγκεκριμένα των δοκιμών πενετρόμετρου, πρεσσιομέτρου και της πρότυπης δοκιμής TERZAGHI.

Πρόκειται για τις πιο ενδιαφέρουσες μεθόδους ελέγχου της συμπεριφοράς των πασσάλων μεγάλης διαμέτρου.

Αφού σ' όλες τις περιπτώσεις οι υπολογισμοί είναι προσεγγιστικοί και βασίζονται σε δεδομένα που δεν είναι απόλυτα πλήρη, είναι ανάγκη να ελέγχονται τα αποτελέσματά τους με επί τόπου δοκιμές.

Οι δοκιμές αυτές είναι δαπανηρές, προκαλούν καθυστέρηση των εργασιών και απαιτούν μεγάλη προσοχή για να είναι αξιόπιστες. Για τους λόγους αυτούς συχνά παραλείπονται. Πρέπει το θέμα της εκτελέσεως των δοκιμών αυτών να εξετάζεται με πολύ προσοχή από τους υπεύθυνους μηχανικούς, οι οποίοι δεν θα πρέπει να διστάζουν να επιβάλλουν τις δοκιμές όταν η ανάλυση των δεδομένων αποδεικνύει ότι είναι αναγκαίες.

Για να είναι πλήρως κατατοπιστικές οι δοκιμές αυτές δεν πρέπει να περιορίζονται μόνο στον έλεγχο της ολικής φέρουσας ικανότητας και των επιφανειακών καθιζήσεων, αλλά να επιτρέπουν και τον έλεγχο της συμπεριφοράς του συνόλου πάσσαλος-έδαφος, καθ' όλο το μήκος του πασσάλου. Αυτό απαιτεί την τοποθέτηση οργάνων μετρήσεως σε διάφορα σημεία του πασσάλου. Ενδιαφέρον παρουσιάζει επίσης και η μελέτη των οριζόντιων φορτίων σε συνάρτηση της οριζοντίου μετατοπίσεως της κορυφής του πασσάλου.

Τα υπολογιστικά προβλήματα για το οποία έγινε λόγος πιο πάνω, παρ' όλη την σημασία τους, έρχονται σε δεύτερη μοίρα

μπροστα στο πρόβλημα της κατασκευής των πασσάλων. Όλες σχεδόν οι αστοχίες οφείλονται σε κακή κατασκευή και όχι σε κακό υπολογισμό. Γι' αυτό η εκτέλεση πρέπει να γίνεται από έμπειρους μηχανικούς οι οποίοι θα παρακολουθούν με σχολαστικότητα όλες τις φάσεις της .

Μικροπάσσαλοι

Σε αντίθεση με τους φρεατοπασσάλους, των οποίων η διάμετρος γίνεται όλο και μεγαλύτερη, τελευταία έχει αναπτυχθεί και η τεχνική πασσάλων πολύ μικρής διαμέτρου-της τάξεως των 15 εκατοστών του μέτρου- που για το λόγο αυτό καλούνται μικροπάσσαλοι, (ή και ριζοπάσσαλοι).

Οι μικροπάσσαλοι αποτελούνται από ένα χαλύβδινο σωλήνα υψηλής αντοχής ή ακόμη από μία δέσμη δύο μέχρι τεσσάρων ράβδων Tor και από ένα πλαστικό σωλήνα κατά μήκος του οποίου υπάρχουν ειδικά επιστόμια (πεταλούδες) τα οποία επιτρέπουν για μια ορισμένη πίεση την έξοδο ενός ενέματος τσιμέντου που δημιουργεί μια ζώνη ενισχύσεως γύρω από τον πάσσαλο και ένα βολβό ως τη βάση. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνονται ωφέλιμες αντοχές κατά πάσσαλο που φθάνουν μέχρι τους 200 τόννους.

Στο σχήμα 3.75^α δίδονται ο τρόπος κατασκευής και η διάταξη ενός τέτοιου πασσάλου.

Οι μικροπάσσαλοι χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση ανεπαρκών θεμελιώσεων ή και την αντικατάσταση πασσάλων μεγάλης διαμέτρου, που παρουσίασαν αστοχίες. Για παράδειγμα θα αναφέρουμε την εκτέλεση 600 περίπου μικρο-πασσάλων φέρουσας ικανότητας 50 τόννων που τοποθετήθηκαν ως υποθεμελίωση στο Δικαστήριο της Μασσαλίας για να αντικαταστήσουν τους ξύλινους πασσάλους που έχουν σαπίσει. Οι πάσσαλοι αποτελούνται από δύο ράβδους Tor που τοποθετούνται μέσα σε μία θεμελίωση στα Bordeaux όπου φρεατοπάσσαλοι διαμέτρου ενός μέτρου αποδείχθηκαν ακατάλληλοι, ενισχύθηκαν από τέσσερις μικρο-πασσάλους ο καθένας, που τοποθετήθηκαν περιφερειακά. Το προβλεπόμενο φορτίο των 800 τόννων παρελήφθη από τους 4 μικρο-πασσάλους.

Όπως είναι γνωστό, κίνδυνος λυγισμού για τους πασσάλους δεν υφίσταται. Η περίπτωση των μικρο-πασσάλων όμως, είναι, από την άποψη αυτή ακραία και είναι αναγκαίο να γίνεται ο έλεγχος λυγισμού όταν τα φορτία είναι υψηλά, και το έδαφος είναι χαλαρό.

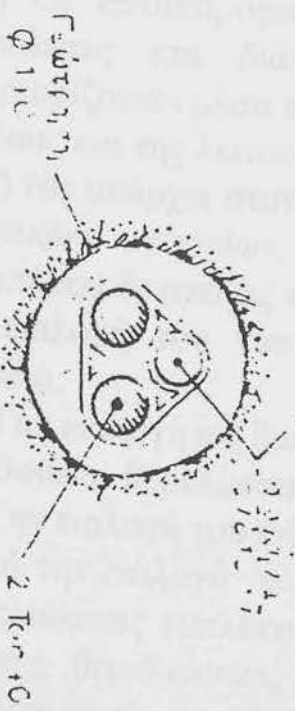
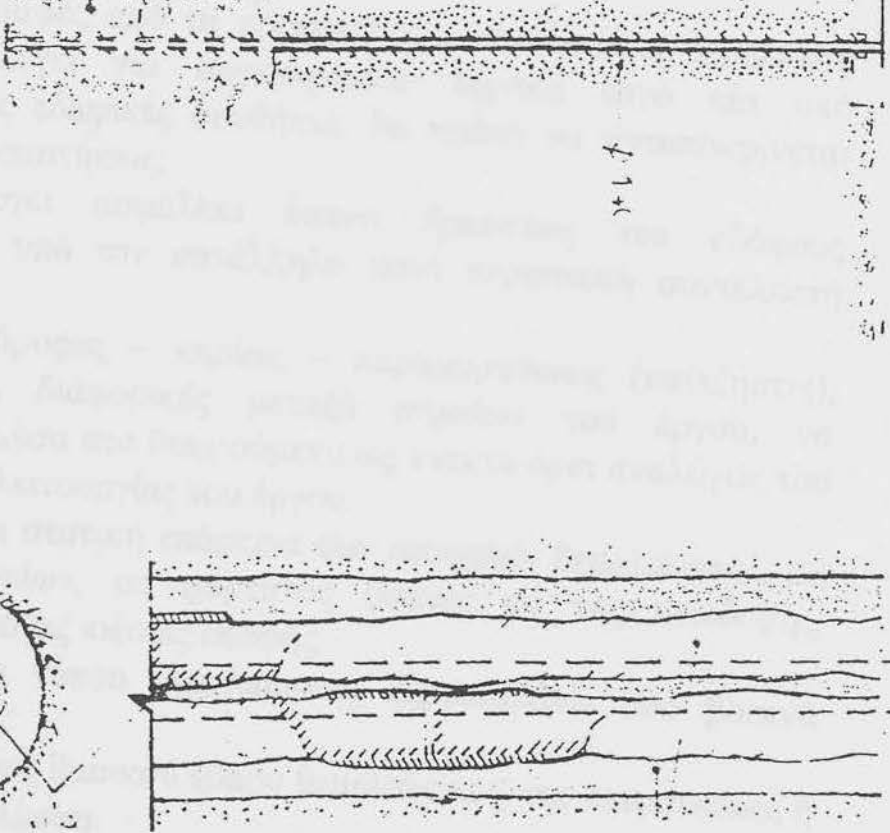
Η λύση των μικρο-πασσάλων είναι δαπανηρή και επίπονος και χρησιμοποιείται μόνο όταν δεν υπάρχει άλλη. Δεν έχουμε (το 1986) παραδείγματα εφαρμογής στην Ελλάδα.

ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ

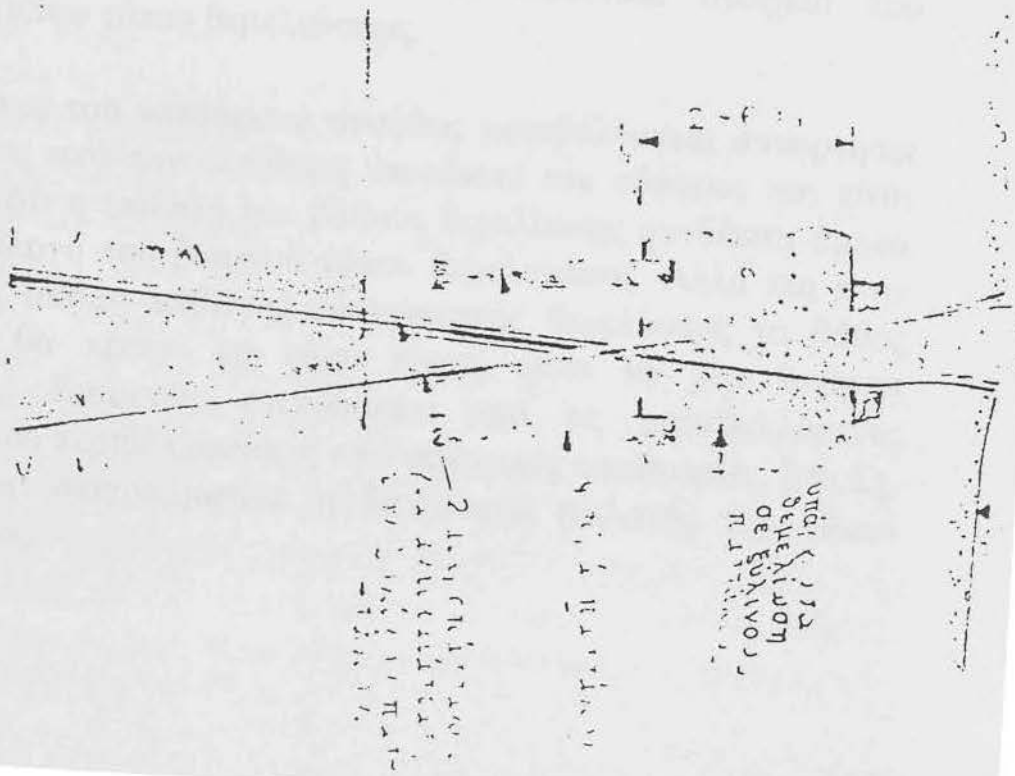
Προσέχεται

αποτελείται

φ 1+0



ΣΧ. 383 Τυπική διάταξη μικροπασσάλων



ΣΧ. 384

ΠΛΑΝΟ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

ΕΠΙΛΟΓΟΣ

Όπως έγινε σαφές από τα προηγούμενα κεφάλαια, η θεμελίωση που θα επιλεγεί για συγκεκριμένο τεχνικό έργο και υπό συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες, θα πρέπει να ανταποκρίνεται στις βασικές απαιτήσεις:

I) Να υπάρχει ασφάλεια έναντι θραύσεως του εδάφους θεμελιώσεως, υπό τον κατάλληλο κατά περίπτωση συντελεστή ασφαλείας.

II) Οι κατακόρυφες – κυρίως – παραμορφώσεις (καθιζήσεις), απόλυτες και διαφορικές μεταξύ σημείων του έργου, να περιορίζονται μέσα στα θεωρούμενα ως ανεκτά όρια αναλόγως του είδους και της λειτουργίας του έργου.

III) Να υπάρχει στατική επάρκεια των στοιχείων θεμελιώσεως, ως δομικών στοιχείων, σε φορτίσεις αφενός εκ της ανωδομής, αφετέρου δε από τις πιέσεις επαφής.

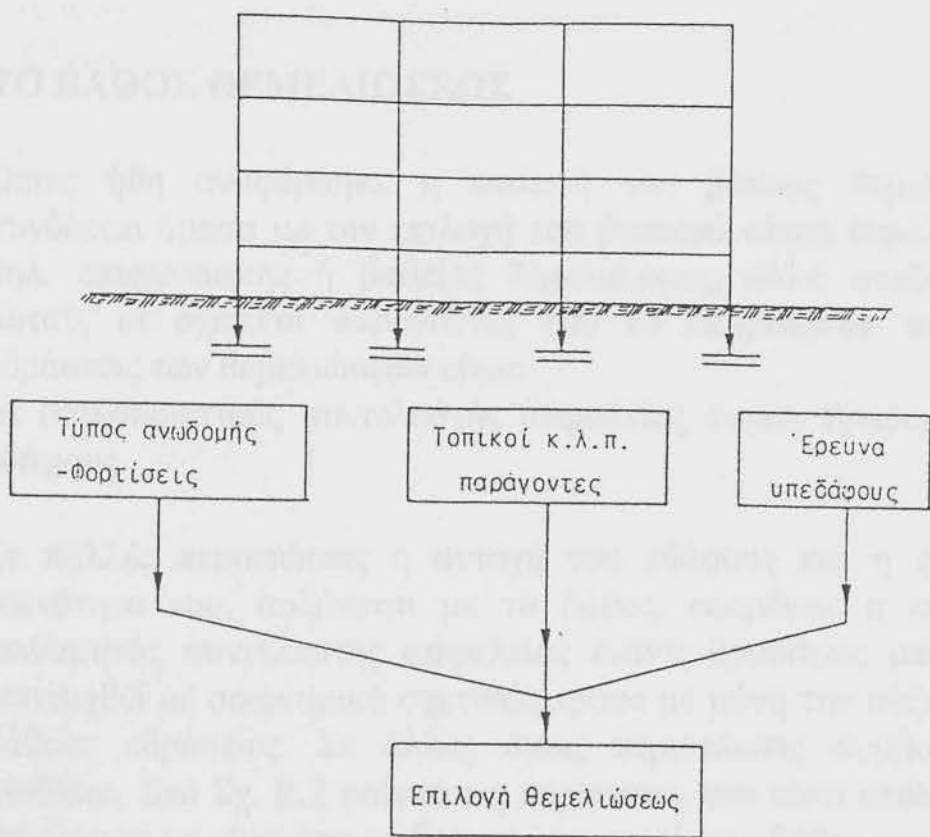
Η επιλογή του τύπου θεμελιώσεως περιλαμβάνει δύο βασικά στάδια:

α) Την επιλογή ως βασικού τύπου θεμελιώσεως, την επιφανειακή ή τη Βαθεία θεμελίωση.

β) Την επιλογή του ειδικότερου τύπου θεμελιώσεως.

Κατά την επιλογή και την οριστικοποίηση του ειδικότερου τύπου θεμελιώσεως εμπλέκονται δύο ακόμη παράγοντες, η επιλογή του βάθους θεμελιώσεως και η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου υπολογισμού, καθώς και τα λοιπά ποσοτικά στοιχεία του συγκεκριμένου τύπου θεμελιώσεως.

Οι συνθήκες του υπεδάφους συνήθως μεταβάλλονται συναρτήσει του βάθους από την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και είναι προφανές ότι η επιλογή του βάθους θεμελίωσης συνδέεται άμεσα με την επιλογή του βασικού τύπου θεμελιώσεως. Αλλά και στην περίπτωση ακόμη επιλογής επιφανειακής θεμελίωσης το βάθος εδράσεως θα πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να μην υπάρχει ενδεχόμενο δυσμενών επιπτώσεων από τις μεταβαλλόμενες συνθήκες του περιβάλλοντος ή από γειτονικές κατασκευές. Στο Σχ. Ε1 φαίνεται διαγραμματικά η διαδικασία επιλογής του τύπου θεμελιώσεως.



Σχήμα Ε1: Επιλογή τύπου θεμελιώσεως

Οι επιφανειακές θεμελιώσεις όπως είναι γνωστό περιλαμβάνουν τους ειδικότερους τύπους των μεμονωμένων πεδύλων και των κοινών πεδύλων δύο υποστυλωμάτων, τις πεδילוδοκούς και τα πλέγματα πεδילוδοκών και τις γενικές κοιτοστρώσεις.

Οι βαθιές θεμελιώσεις γίνονται κατά κανόνα με πασσάλους, ως ειδικότεροι δε τύποι πασσάλων είναι οι προκατασκευασμένοι και οι επί τόπου εγχυόμενοι. Είναι ενδεχόμενο να αποφευχθεί βαθιά θεμελίωση αν προηγηθεί βελτίωση του υπεδάφους, ώστε εν συνεχεία να εφαρμοσθεί κατάλληλος τύπος επιφανειακής θεμελιώσεως.

Η επιλογή της θεμελιώσεως προϋποθέτει πολλαπλές γνώσεις, όπως, βασικών αρχών Τεχνικής Μηχανικής, συμπεριφοράς των εδαφικών σχηματισμών και τεχνολογίας των θεμελιώσεων. Σημαντική βοήθεια προσφέρει σ' αυτό το σημείο και η διατιθέμενη εμπειρία. Η ανεπάρκεια ή ενδεχομένως η υπερεπάρκεια (και αντικονομικότητας) της θεμελιώσεως μπορεί να αποφευχθεί με σύμμετρη αξιοποίηση τόσο της εμπειρίας που έχει αποκτηθεί όσο και των θεωρητικών γνώσεων.

ΤΟ ΒΑΘΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ

Όπως ήδη αναφέρθηκε η επιλογή του βάθους θεμελιώσεως συνδέεται άμεσα με την επιλογή του βασικού τύπου θεμελιώσεως δηλ. επιφανειακής ή βαθείας θεμελιώσεως, αλλά ανεξαρτήτως αυτού, οι σχετικοί παράγοντες που το επηρεάζουν το βάθος εδράσεως των θεμελιώσεων είναι:

α) Ικανοποιητικός συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους.

Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή του εδάφους και η φέρουσα ικανότητα του, αυξάνεται με το βάθος, επομένως ο εκάστοτε επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως μπορεί να επιτευχθεί με οικονομικό σχετικώς τρόπο με μόνη την αύξηση του βάθους εδράσεως. Σε άλλες όμως περιπτώσεις συμβαίνει το αντίθετο. Στο Σχ. Ε.2 φαίνεται η περίπτωση που είναι επιθυμητό η θεμελίωση να γίνει όσο το δυνατόν σε μικρότερο βάθος.

β) Παρουσία φυτικών γαιών ή οργανικών εδαφικών στρώσεων.

Η θεμελίωση αυτή είναι ανάλογη της προηγούμενης. Σε περιπτώσεις αυξήσεως του μέτρου συμπίεστότητας με το βάθος μειώνονται οι αναμενόμενες τιμές απολύτων καθιζήσεων, αν η έδραση των θεμελιώσεων γίνεται βαθύτερα.

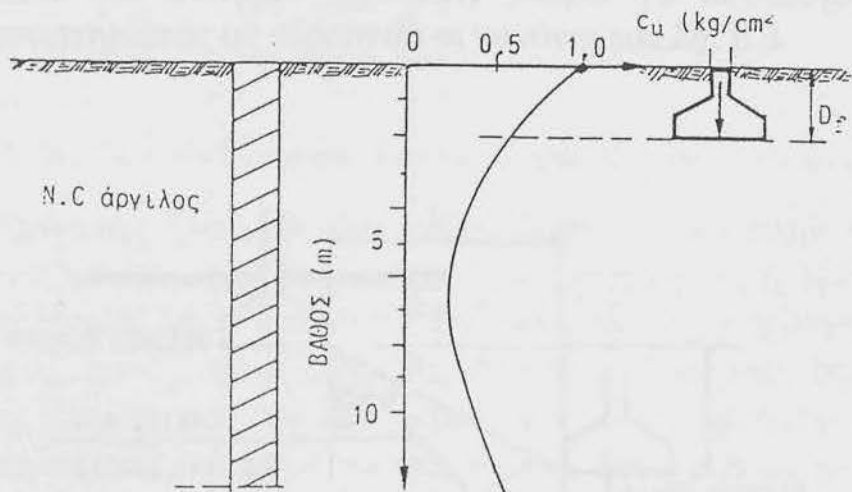
γ) Παρουσία φυτικών γαιών ή οργανικών εδαφικών στρώσεων.

Η θεμελίωση πρέπει να γίνεται σε βάθος μεγαλύτερο από το αντίστοιχο πάχος φυτικών γαιών, που συνήθως φθάνει μέχρι 1m. Τυχόν οργανικές εδαφικές στρώσεις σε βάθος μεγαλύτερο, ή θα πρέπει να απομακρύνονται και να αντικαθίστανται με στρώση συμπυκνωμένου αμμοχάλικου, ή επιβάλλουν επιλογή βάθους θεμελιώσεως αντιστοίχως μεγαλύτερου.

δ) Παγοπληξία των θεμελιώσεων

Η θερμοκρασία του εδάφους κατά την ελεύθερη επιφάνειά του επηρεάζεται άμεσα από την θερμοκρασία της ατμόσφαιρας. Σε περιπτώσεις που η θερμοκρασία κατέλθει κάτω των 0° η πήξη του ύδατος των πόρων-παγετός του εδάφους-συνεπάγεται μετακινήσεις προς τα άνω και κατά την τήξη προς τα κάτω. Επίσης η επιρροή των χαμηλών αυτών θερμοκρασιών επιδρά ως γνωστόν δυσμενώς επί του σκυροδέματος. Επιβάλλεται λοιπόν θεμελίωση κάτω του

βάθους επιρροής του εδαφικού παγετού που φθάνει συνήθως τα 1,50m.



Σχήμα Ε.2: Μεμονωμένα πέδιλα σε σχηματισμό Ν.Σ. αργίλων.

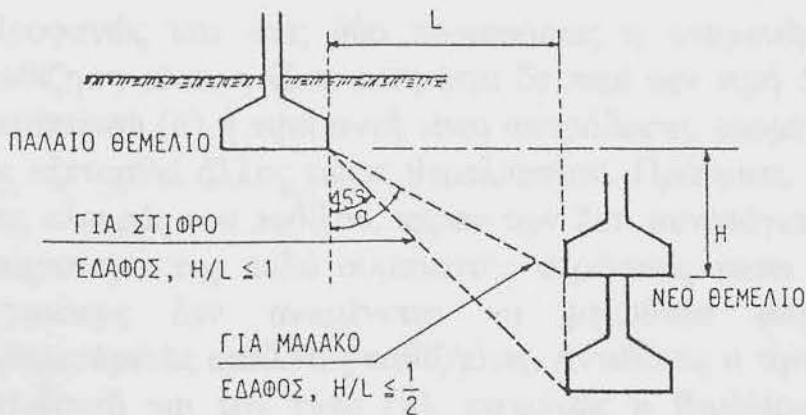
ε) Διογκούμενα εδάφη.

Διόγκωση είναι το φαινόμενο που παρουσιάζουν ορισμένα εδάφη, ιδίως αργιλικά μεγάλης πλαστικότητας και υψηλής ενεργότητας (activity), κατά Skempton, να υφίστανται σημαντική μείωση του όγκου τους, όταν χάνουν μέρος της υγρασίας τους, ενώ αντιθέτως να διογκούνται όταν αυξάνουν μέρος της υγρασίας τους, ενώ αντιθέτως να διογκούνται όταν αυτή αυξάνει. Οι ανωτέρω μεταβολές όγκου συναρτήσει της φυσικής υγρασίας, είναι δυνατόν να προκαλέσουν επικίνδυνες μετακινήσεις της θεμελιώσεως-ιδίως όταν οι τάσεις εδράσεως είναι χαμηλές-και φυσικά να προκαλέσουν ζημιές ή και καταστροφή της ανωδομής. Το βάθος μέχρι του οποίου παρατηρούνται σημαντικές μεταβολές όγκου του εδάφους(ποικίλλει αναλόγως της φύσεως του εδάφους, της μεταβολής της φυσικής υγρασίας και της στάθμης του υπογείου υδατινού οριζοντος, συνήθως δε περιορίζεται σε 1,5έως 3μ. από της επιφανείας.

Η θεμελίωση σε ζώνες ευαίσθητε στις εποχιακές μεταβολές της υγρασίας, κατά τα ανωτέρω, επιβάλλει και λήψη ειδικών προβλέψεων και μέτρων.

στ) Θέση ομόρων κατασκευών.

Όταν κατασκευάζονται θεμελιώσεις παρά το όριο ιδιοκτησίας σχεδόν σε επαφή εν κατόψει με υπάρχουσες θεμελιώσεις και βαθύτερα από αυτές, πρέπει να λαμβάνονται μέτρα αντιστηρίξεως. Αν όμως υπάρχει σχετικώς μεγάλη οριζόντια απόσταση μεταξύ νέων και παλαιών θεμελίων, μπορεί να αποφεύγονται μέτρα αντιστηρίξεως αν τηρούνται οι κανόνες του Σχ. Ε.3.



Σχήμα Ε. 3: Σχετική θέση παλαιού και νέου θεμελίου.

Επίσης η κατασκευή θεμελίου νέου κτιρίου πλησίον παλαιού αυξάνει τις καθιζήσεις του τελευταίου, λόγω αυξήσεως των κατακορύφων τάσεων, εκ της κατανομής των νέων φορτίων.

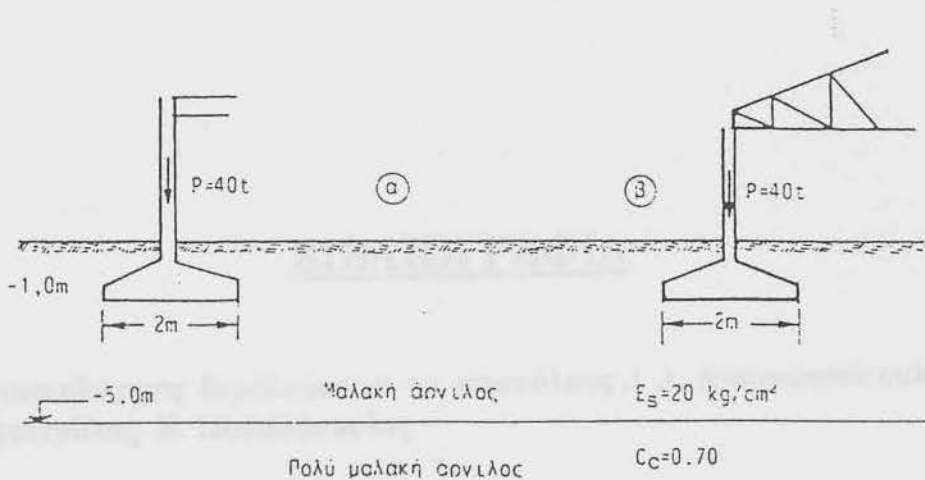
Οι δονήσεις, η ενδεχόμενη χρήση εκρηκτικών υλών για τις εκσκαφές, ο καταβιβασμός της στάθμης του υπογείου υδατίνου ορίζοντα-με αποτέλεσμα την αύξηση των ενεργών τάσεων, και συνεπώς των καθιζήσεων-α-.

Στο 2^ο μέρος της εργασίας αναπτύχθηκαν τα σχετικά θέματα και δόθηκαν τα κριτήρια αποδοχής των απολύτων και διαφορικών καθιζήσεων των συνήθων κατασκευών.

Στο παράδειγμα του Σχ. Ε.4 το υπέδαφος αποτελείται από στρώσεις συμπίεστης κανονικώς στερεοποιημένης (N, C) αργίλου και εξετάζεται παραλλήλως η πιθανότητα θεμελιώσεως.

(α) Τυπικών φορτίων $P=40t$ από κτιριακό έργο, μέσω τετραγωνικών πεδίων πλευράς 2m.

(β) Ίσων φορτίων, με αντίστοιχα πέδιλα, αποθήκης με μεταλλική στέγη



Σχήμα Ε.4: Δυνατότητα επιφανειακής θεμελιώσεως, αναλόγως του τύπου κατασκευής.

Προφανώς και στις δύο περιπτώσεις η αναμενόμενη απόλυτη καθίζηση είναι η ίδια, εκτιμάται δε περί την τιμή 5-7cm. Για την περίπτωση (α) η τιμή αυτή είναι απαράδεκτη, επομένως θα πρέπει να εξετασθεί άλλος τύπος θεμελιώσεως. Πράγματι, τυχόν αύξηση της πλευράς του πεδύλου, πέραν των 2m συνεπάγεται εντονότερο επηρεασμό της πολύ συμπιεστής στρώσεως κάτω από τα -5m, επομένως δεν αναμένεται να μειωθούν ουσιαστικώς οι αναμενόμενες απόλυτες καθιζήσεις. Αντιθέτως η τιμή 5=7cm είναι αποδεκτή για τον τύπο (β), επομένως η θεμελίωση μπορεί να εφαρμοσθεί.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Διαστασιολόγηση θεμελιώσεων σε πασσάλους ./ Α. Αναγνωστόπουλος
Σ. Χριστούλας Β. Παπαδόπουλος
- Σεμινάριο θεμελιώσεων επί αργιλωδών εδαφών. /Επιστημονικές ανακοινώσεις από κυπρίους μηχανικούς.
- Κατασκευές και θεμελιώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα ./ Θ. Τάσιος
- Επιφανειακές θεμελιώσεις ./ Α. Αναγνωστόπουλος
- Θεμελιώσεις και αντιστηρίξεις ./ Δ. Βαλάλας
- Θεμελιώσεις ./ Θ. Κάραλης
- Μαθήματα κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος ./ Σ. Πλαγιανάκος
- Εφαρμογές οπλισμένου σκυροδέματος ./ Α.Κωνσταντινίδης