

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΙΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Όπως ήδη αναφέρθηκε, ο σκοπός των επιφανειακών θεμελιώσεων είναι να μεταφέρουν με ασφάλεια, σε σχετικά μικρό βάθος ("επιφανειακές"), τα φορτία της ανωδομής των κτιριακών έργων. Προκειμένου να επιτευχθεί ο στόχος αυτός είναι αναγκαίο:

- (α) να επιλεγεί ένα κατάλληλο βάθος θεμελίωσης και
- (β) να σχεδιαστούν και να υπολογιστούν κατάλληλα οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των στοιχείων θεμελίωσης

1.2 ΒΑΘΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η επιλογή του κατάλληλου βάθους (στάθμης) θεμελίωσης πρέπει να προκύψει μετά από τη θεώρηση των εξής παραγόντων:

- (α) Η στάθμη θεμελίωσης πρέπει να βρίσκεται κάτω από τη ζώνη που γίνονται αισθητές οι εποχιακές μεταβολές (παγετός, υψηλές θερμοκρασίες, διακυμάνσεις υγρασίας κλπ) έτσι ώστε να προστατεύονται τα θεμέλια από τις δράσεις αυτές και το υπέδαφος θεμελίωσης να μην υπόκειται στη δυσμενή τους δράση.
- (β) Η στάθμη έδρασης πρέπει να είναι τέτοια ώστε το έδαφος κάτω από τα θεμέλια να μην υπόκειται σε πιθανή διάβρωση λόγω ροής νερού.
- (γ) Η έδραση των θεμελίων πρέπει να γίνεται σε υγιές έδαφος, απαλλαγμένο δηλαδή από τις επιφανειακές προσμίξεις με οργανικά υλικά. Πρέπει να γίνεται δε, σε τέτοιο βάθος, ώστε να είναι δυνατή η σύνδεση του κτιρίου με τα δίκτυα κοινής ωφελείας.
- (δ) Η προκύπτουσα θεμελίωση να είναι εύκολο να κατασκευαστεί και να

αποτελεί άρτια οικονομοτεχνική λύση (π.χ. η ύπαρξη υπόγειου ορίζοντα δημιουργεί πολλά προβλήματα εάν το θεωρούμενο βάθος εκσκαφής είναι κάτω από τη στάθμη του νερού).

- (ε) Θα πρέπει να εξασφαλίζεται -σε συνδυασμό με τις διαστάσεις των θεμελίων- (σε κάτοψη και τομή) η μη υπέρβαση της αντοχής του εδάφους, καθώς και των επιτρεπόμενων καθιζήσεων.

Σαν ελάχιστο βάθος θεμελίωσης, για την περίπτωση μη ύπαρξης υπογείου, συνιστάται το βάθος των -2m από την επιφάνεια.

1.3 ΥΠΑΡΞΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ

Σε περίπτωση ύπαρξης υπογείου γενικά δεν υφίσταται πρόβλημα ελάχιστου βάθους εκσκαφής. Πρέπει όμως να εξετάζονται οπωσδήποτε οι εξής παράγοντες:

- (α) Υπαρξη γειτονικών κτιρίων στην κοινή γραμμή ιδιοκτησίας με βάθος θεμελίωσης μικρότερο από το θεωρούμενο. Ευνόητο είναι ότι τότε πρέπει να ληφθούν ειδικά μέτρα αντιστήριξης ή και υποστήριξης των διπλανών κτιρίων.
- (β) Υπαρξη υπόγειου ορίζοντα σε στάθμη υψηλότερη από τη στάθμη θεμελίωσης. Στις περιπτώσεις αυτές τα υπόγεια κατασκευάζονται είτε στεγανά (οπότε το βάρος του κτιρίου θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από τη δύναμη της άνωσης) είτε με ένα μόνιμο σύστημα συγκέντρωσης και αποχέτευσης των νερών με χρήση ειδικής αντλίας. Γενικά πάντως στις περιπτώσεις αυτές απαιτείται πολλή προσοχή για την αποφυγή των προβλημάτων.

Όσον αφορά τώρα την επιρροή της κατασκευής ή όχι υπογείου, στο δημιουργούμενο πεδίο τάσεων - παραμορφώσεων στο έδαφος πρέπει να σημειωθεί ότι η κατασκευή υπογείου οδηγεί στη θεαματική μείωση των εισαγόμενων τάσεων στο έδαφος και κατά συνέπεια και των σχετικών καθιζήσεων. Ο λόγος είναι προφανής. Η κατασκευή υπογείου ισοδυναμεί με την αφαίρεση ενός φορτίου έντασης $q = \gamma_{\text{εδάφους}} \cdot H_{\text{υπογείου}}$ και διαστάσεων B.L

(όπου B και L οι διαστάσεις της οικοδομής). Τότε οι τελικές τάσεις στο έδαφος προκύπτουν από την επόμενη σχέση (σχήμα 1.1) :

$$\sigma'_{τελ} = \sigma'_{αρχ} + \sum \sigma'_{φορτίο υ} - \sigma'_{γ.Η} \quad (1.1)$$

1.4 ΣΤΑΔΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΜΙΑΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Αφού καθοριστεί το βάθος της στάθμης θεμελίωσης, στη συνέχεια θα πρέπει να καθοριστούν οι αναγκαίες διαστάσεις των θεμελίων. Αυτές θα πρέπει να είναι τέτοιες, ώστε να μη γίνεται υπέρβαση της επιτρεπόμενης τάσης έδρασης. Σαν "επιτρεπόμενη τάση έδρασης - $\sigma_{επιτρ}$ " ενός στοιχείου θεμελίωσης ορίζεται η μέγιστη τάση την οποία επιτρέπεται να προσάγει το στοιχείο φόρτισης στη στάθμη θεμελίωσης, ώστε:

- (α) Να μη γίνεται υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας (χρησιμοποιώντας μάλιστα και ένα συντελεστή ασφαλείας)
- (β) Να μην προκαλούνται υπερβάσεις των επιτρεπόμενων καθιζήσεων (ολικών και διαφορικών)

Με βάση τις γνώσεις της Εδαφομηχανικής, η παραπάνω διαδικασία σχηματοποιείται ως ακολούθως :

1. Καθορισμός των συνθηκών του υπεδάφους
2. Εκλογή βάθους θεμελίωσης
3. Απλοποιημένη προεκλογή της επιτρεπόμενης φόρτισης $q_{επιτρ}$ για κάθε στοιχείο θεμελίωσης (φέρουσα ικανότητα / συντελεστής ασφαλείας)
4. Προεκλογή των διαστάσεων του στοιχείου θεμελίωσης ($F_{απαιτ} = N / q_{επιτρ}$)
5. Υπολογισμός της επιτρεπόμενης φόρτισης $q_{επιτρ}$ με βάση πλέον τις διαστάσεις του στοιχείου από το βήμα [4] και επανάληψη της διαδικασίας μέχρι την επίτευξη της επιθυμητής ακρίβειας (ελάχιστες διαστάσεις)

6. Υπολογισμός των αναμενόμενων καθιζήσεων του στοιχείου φορτιζόμενου με φορτίο $p=N/BxL$ (είναι προφανώς $p \leq q_{επιτρ}$) και έλεγχος τους. Εάν είναι μικρότερες των επιτρεπόμενων, τότε η $q_{επιτρ}$ θεωρείται σαν η επιτρεπόμενη τάση φόρτισης και καλείται γενικά σαν "επιτρεπόμενη τάση έδρασης - $σ_{επιτρ}$ ". Εάν οι καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες των επιτρεπόμενων τότε:

(1) Μεγαλώνουμε τις διαστάσεις του στοιχείου, οπότε η επιβαλλόμενη φόρτιση μειώνεται ($p_i=N/B_i x L_i$) άρα και οι καθιζήσεις, οι οποίες πρέπει και πάλι να είναι μικρότερες από τις επιτρεπόμενες. Ο κύκλος αυτός συνεχίζεται μέχρι να επιτευχθεί καθίζηση μικρότερη από την επιτρεπόμενη. Τότε η φόρτιση $q_i=N/B_i x L_i$ είναι η $σ_{επιτρ}$. Είναι πιθανό όμως ο κύκλος αυτός να μην οδηγήσει στο επιθυμητό. Τότε προχωρούμε στο επόμενο βήμα

(2) Αλλάζει η γενική διάταξη των στοιχείων και αντί μεμονωμένων πεδίων - πεδιλοδοκών, χρησιμοποιούμε συνδυασμένες θεμελιώσεις, δηλαδή είτε εσχάρες πεδιλοδοκών, είτε κοιτοστρώσεις.

7. Αφού γίνει ο έλεγχος καθιζήσεων των μεμονωμένων στοιχείων, στη συνέχεια γίνεται η εκτίμηση και ο έλεγχος των διαφορικών καθιζήσεων. Εάν ο έλεγχος είναι ικανοποιητικός, προχωρούμε στο επόμενο βήμα, αλλιώς επιστρέφουμε στο προηγούμενο βήμα [6].

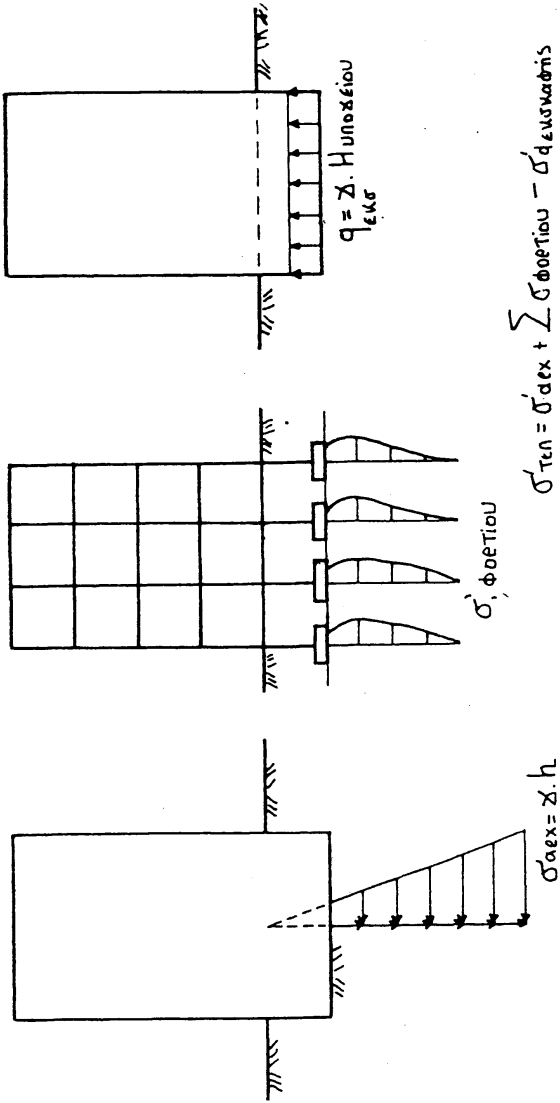
8. Με τη λήξη και του βήματος [7], έχουμε τελειώσει με τη διαστασιολόγηση των επιφανειακών θεμελίων σε κάτοψη. Σε αυτό το βήμα ακολουθεί η εύρεση των τάσεων επαφής θεμελίου-εδάφους. Γενικά, όσον αφορά τα μεμονωμένα πέδιλα, η κατανομή των τάσεων υποτίθεται γραμμική και εφαρμόζονται οι γνωστοί τύποι (σχ. 1.2 και 1.3):

α. Για μικρές εκκεντρότητες
$$\sigma = \frac{\sum N_i}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e_B}{B} \pm \frac{6e_L}{L} \right) \quad (1.2)$$

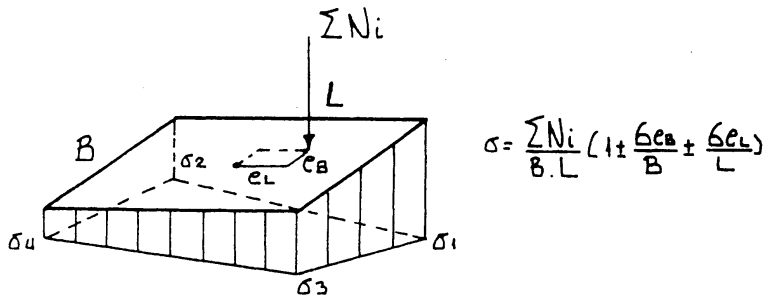
β. Για μεγάλες εκκεντρότητες
$$\sigma = \frac{2 \cdot \sum N_i}{3 \cdot L (B/2 - e_B)} \quad (1.3)$$

Όσον αφορά τις πεδιλοδοκούς, ακολουθείται μία διαδικασία που λαμβάνει υπόψη της τόσο την ακαμψία της θεμελίωσης όσο και την παραμορφωσιμότητα του εδάφους. Περισσότερες λεπτομέρειες δίνονται σε επόμενα κεφάλαια.

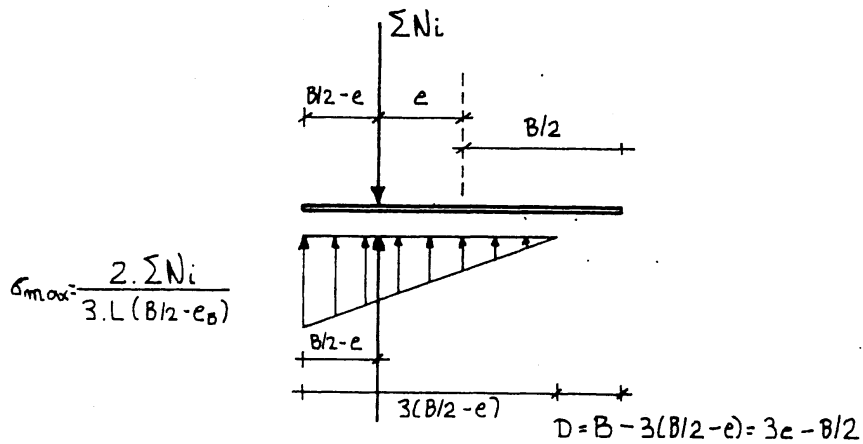
9. Μετά τον υπολογισμό των τάσεων επαφής γίνεται ο υπολογισμός των φορτίων διατομής (καμπτικές ροπές M , τέμνουσες δυνάμεις V , ροπές στρέψης T).
10. Ο σχεδιασμός κλείνει με τον υπολογισμό των αναγκαίων διατομών και οπλισμών.



ΣΧΗΜΑ 1.1 Υπολογισμός των αναπτυσσόμενων τάσεων στο έδαφος σε περίπτωση ύπαρξης υπογείου



ΣΧΗΜΑ 1.2 Υπολογισμός των αναπτυσσομένων τάσεων κάτω από μεμονωμένο πέδιλο για μικρές εκκεντρότητες ($e_B \leq B/6 - e_L \leq L/6$)



ΣΧΗΜΑ 1.3 Υπολογισμός των αναπτυσσομένων τάσεων κάτω από μεμονωμένο πέδιλο για μεγάλες εκκεντρότητες ($e_B \geq B/6$)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΟΡΙΣΜΟΙ

Με τον όρο "οριακή φέρουσα ικανότητα" του εδάφους, σ' ένα συγκεκριμένο βάθος θεμελίωσης D_f , ονομάζουμε τη συνολική φόρτιση $q_{οριακή}$, η οποία εάν εφαρμοστεί στη συγκεκριμένη στάθμη, θα επιφέρει διατμητική θραύση του εδάφους (σχήμα 2.1). Η συνολική αυτή φόρτιση $q_{οριακή}$ θα προέρχεται από δύο συνιστώσες:

- α. Το βάρος των υπερκείμενων γαιών και σκυροδέματος ($\gamma_{μικτό} \cdot D_f$) καθώς και
- β. Την οφειλόμενη στο προς θεμελίωση φορτίο N , $q_{ωφέλιμη}$

Είναι $q_{οριακή} = q_{ωφέλιμη} + \gamma_{μικτό} \cdot D_f$

Συνεπώς $q_{ωφέλιμη} = q_{οριακή} - \gamma_{μικτό} \cdot D_f$ (ωφέλιμη φέρουσα ικανότητα)

Η τιμή της $q_{ωφέλιμη}$ παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον γιατί είναι αυτή με την οποία θα επιχειρηθεί η διαστασιολόγηση.

Προφανώς ο σχεδιασμός μιας θεμελίωσης με την τιμή αυτή είναι άκρως επικίνδυνος και για το λόγο αυτό χρησιμοποιούμε ένα συντελεστή ασφαλείας F , του οποίου η τιμή εξαρτάται από το είδος του μελετώμενου έργου, βρίσκεται όμως στην περιοχή από 2.0 έως 3.0.

Έτσι προκύπτει η έννοια της "επιτρεπόμενης φόρτισης" $q_{επιτρ}$ που ισούται με τη $q_{ωφέλιμη}/F$. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, εάν η υπολογιζόμενη καθίζηση ενός θεμελίου φορτιζόμενου με την επιτρεπόμενη φόρτιση $q_{επιτρ}$ είναι εντός των παραδεκτών ορίων, τότε η επιτρεπόμενη φόρτιση $q_{επιτρ}$ ονομάζεται επιτρεπόμενη τάση έδρασης, $\sigma_{επιτρ}$.

Υπάρχουν πολλές μέθοδοι υπολογισμού της οριακής φέρουσας ικανότητας και της επιτρεπόμενης φόρτισης, που μπορούν να ομαδοποιηθούν σε δύο κατηγορίες:

- α) Θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας
- β) Μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας με βάση τα αποτελέσματα των επιτόπου δοκιμών (δοκιμές πρότυπου και στατικού πενετρόμετρου, N_{SP}T - CPT αντίστοιχα).

Οι πλέον έγκυρες και ευρέως χρησιμοποιούμενες μέθοδοι θα παρουσιαστούν συνοπτικά στο κεφάλαιο αυτό.

2.2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι μέθοδοι που υπολογίζουν τη φέρουσα ικανότητα ενός επιφανειακού θεμελίου, χρησιμοποιώντας τα χαρακτηριστικά μηχανικής αντοχής του εδάφους (γωνία τριβής φ, συνοχή c) και βασίζονται στην εξέταση της ισορροπίας κατά μήκος των πιθανών επιφανειών θραύσης. Οι πιο γνωστές και ευρέως χρησιμοποιούμενες είναι οι μέθοδοι των Terzaghi, Meyerhof και Hansen.

Η μέθοδος του Terzaghi είναι αξιόπιστη, κυρίως όταν εφαρμόζεται για συμμετρικές φορτίσεις (όχι ροπές ή λοξές δυνάμεις) ενώ οι μέθοδοι των Hansen και Meyerhof εφαρμόζονται για όλες τις συνθήκες φόρτισης και γεωμετρίας και γι'αυτό τυγχάνουν πλέον ευρείας αποδοχής και εφαρμογής.

2.2.1 Μέθοδος Terzaghi

Σύμφωνα με αυτήν, η οριακή φέρουσα ικανότητα δίνεται από τον τύπο:

$$q_{\text{οριακή}} = (s_c) \cdot c \cdot N_c + p N_q + (s_\gamma) \cdot 1/2 \cdot B \cdot \gamma_k \cdot N_\gamma \quad (2.1)$$

όπου c η συνοχή του εδάφους,
 N_c, N_q, N_γ συντελεστές εξαρτώμενοι από τη γωνία τριβής φ του υλικού
 p το βάρος του υπερκείμενου της στάθμης έδρασης εδάφους
 (= γ_{μικτό} * D_f),

- B το πλάτος θεμελίωσης,
 γ_k το φαινόμενο βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη
έδρασης και
 s_c, s_γ συντελεστές του σχήματος θεμελίωσης.

Οι τιμές των συντελεστών N_c, N_q, N_γ δίνονται από τον πίνακα 2.1, ενώ οι τιμές των s_c, s_γ από τον πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.1 Τιμές των συντελεστών N_c, N_q, N_γ κατά Terzaghi			
γωνία τριβής ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	52.6	36.5	36.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
48	258.3	287.9	780.1
50	347.5	415.1	1153.2

Πίνακας 2.2 Τιμές των συντελεστών σχήματος κατά Terzaghi			
	Σχήμα πεδίου		
	Λωρίδα	Στρογγυλό	Τετράγωνο
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

2.2.2 Μέθοδος Hansen

Σύμφωνα με αυτή, η οριακή φέρουσα ικανότητα (q_{οριακή}) δίνεται από τον τύπο:

$$q_{\text{οριακή}} = (s_c d_c i_c) c \cdot N_c + (s_q d_q i_q) \cdot \gamma_A \cdot D_f \cdot N_q + 1/2 B \cdot \gamma_K \cdot N_\gamma (s_\gamma d_\gamma i_\gamma) \quad (2.2)$$

όπου	c	η συνοχή του εδαφικού υλικού,
	N _c , N _q , N _γ	συντελεστές εξαρτώμενοι από τη γωνία τριβής φ,
	γ _A · D _f	το βάρος του εδάφους το υπερκείμενο της στάθμης θεμελίωσης,
	B	το πλάτος θεμελίωσης,
	γ _K	το φαινόμενο βάρος του εδάφους κάτω από την επιφάνεια θεμελίωσης,
	s _c , s _q , s _γ	συντελεστές επιρροής του σχήματος του θεμελίου,
	d _c , d _q , d _γ	συντελεστές επιρροής του βάθους θεμελίωσης και
	i _c , i _q , i _γ	συντελεστές επιρροής της κλίσης του φορτίου.

Οι διάφοροι συντελεστές προκύπτουν από τους παρακάτω τύπους:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2) \quad (\text{όπου } \phi \text{ η γωνία τριβής του υλικού}) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi \\ N_\gamma &= 1,5(N_q - 1) \tan \phi \end{aligned} \quad (2.2.1)$$

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + (N_q / N_c) \cdot (B/L) \\ s_q &= 1 + (B/L) \tan \phi \\ s_\gamma &= 1 - 0,4(B/L) \end{aligned} \quad (2.2.2)$$

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0,4K \\ d_q &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) K \\ d_\gamma &= 1,0 \end{aligned} \quad (2.2.3)$$

$$\begin{aligned} \text{όπου } K &= (D/B) && \text{για } D/B \leq 1 \\ K &= \tan^{-1}(D/B) && \text{για } D/B \geq 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_c &= i_q - (1 - i_q / N_q - 1) \\ i_q &= [1 - (0,5H / (N + A \cdot c \cdot \cot \phi))]^5 \\ i_\gamma &= [1 - (0,7H / (N + A \cdot c \cdot \cot \phi))]^5 \end{aligned} \quad (2.2.4)$$

- B το πλάτος θεμελίωσης,
 γ_k το φαινόμενο βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη
 έδρασης και
 s_c, s_γ συντελεστές του σχήματος θεμελίωσης.

Οι τιμές των συντελεστών N_c, N_q, N_γ δίνονται από τον πίνακα 2.1, ενώ οι τιμές των s_c, s_γ από τον πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.1 Τιμές των συντελεστών N_c, N_q, N_γ κατά Terzaghi			
γωνία τριβής ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	52.6	36.5	36.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
48	258.3	287.9	780.1
50	347.5	415.1	1153.2

Πίνακας 2.2 Τιμές των συντελεστών σχήματος κατά Terzaghi			
	Σχήμα πεδίου		
	Λωρίδα	Στρογγυλό	Τετράγωνο
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

2.2.2 Μέθοδος Hansen

Σύμφωνα με αυτή, η οριακή φέρουσα ικανότητα ($q_{\text{οριακή}}$) δίνεται από τον τύπο:

$$q_{\text{οριακή}} = (s_c d_c i_c) c \cdot N_c + (s_q d_q i_q) \cdot \gamma_A \cdot D_f \cdot N_q + 1/2 B \cdot \gamma_K \cdot N_\gamma (s_\gamma d_\gamma i_\gamma) \quad (2.2)$$

όπου c η συνοχή του εδαφικού υλικού,
 N_c, N_q, N_γ συντελεστές εξαρτώμενοι από τη γωνία τριβής φ ,
 $\gamma_A \cdot D_f$ το βάρος του εδάφους το υπερκείμενο της στάθμης θεμελίωσης,
 B το πλάτος θεμελίωσης,
 γ_K το φαινόμενο βάρος του εδάφους κάτω από την επιφάνεια θεμελίωσης,
 s_c, s_q, s_γ συντελεστές επιρροής του σχήματος του θεμελίου,
 d_c, d_q, d_γ συντελεστές επιρροής του βάθους θεμελίωσης και
 i_c, i_q, i_γ συντελεστές επιρροής της κλίσης του φορτίου.

Οι διάφοροι συντελεστές προκύπτουν από τους παρακάτω τύπους:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2) \quad (\text{όπου } \varphi \text{ η γωνία τριβής του υλικού}) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_\gamma &= 1.5(N_q - 1) \tan \varphi \end{aligned} \quad (2.2.1)$$

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + (N_q/N_c) \cdot (B/L) \\ s_q &= 1 + (B/L) \tan \varphi \\ s_\gamma &= 1 - 0.4(B/L) \end{aligned} \quad (2.2.2)$$

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0.4K \\ d_q &= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) K \\ d_\gamma &= 1.0 \end{aligned} \quad (2.2.3)$$

$$\begin{aligned} \text{όπου } K &= (D/B) && \text{για } D/B \leq 1 \\ K &= \tan^{-1}(D/B) && \text{για } D/B \geq 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_c &= i_q - (1 - i_q/N_q - 1) \\ i_q &= [1 - (0.5H/(N + A \cdot c \cdot \cot \varphi))]^5 \\ i_\gamma &= [1 - (0.7H/(N + A \cdot c \cdot \cot \varphi))]^5 \end{aligned} \quad (2.2.4)$$

όπου H η οριζόντια φόρτιση,
 N η κατακόρυφη φόρτιση και
 A το εμβαδόν της βάσης (= B.L).

Για $\varphi=0$ η αρχική γενική σχέση γίνεται:

$$q_{\text{οριακή}} = 5.14 c_u (1+s_c+d_c-i_c) + \gamma A \cdot D_f \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} \text{όπου } s_c &= 0.2(B/L) \\ d_c &= 0.4K \quad (K \text{ όπως προηγουμένως}) \\ i_c &= 0.5 - 0.5 [1-(H/A \cdot c_u)]^{1/2} \end{aligned} \quad (2.3.1)$$

2.2.3 Μέθοδος Meyerhof

Σύμφωνα με αυτήν, η οριακή φέρουσα ικανότητα ($q_{\text{οριακή}}$) δίνεται από τον τύπο:

$$q_{\text{οριακή}} = (s_c d_c i_c) c \cdot N_c + (s_q d_q i_q) \gamma A \cdot D_f \cdot N_q + 1/2 \cdot B \cdot \gamma K \cdot N_\gamma (s_\gamma d_\gamma i_\gamma) \quad (2.4)$$

Ισχύουν οι ίδιες σημασίες των συμβόλων, όπως και στη μέθοδο Hansen, με τη διαφορά ότι αλλάζουν οι τύποι υπολογισμών. Πιο συγκεκριμένα γίνονται:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_\gamma &= (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \end{aligned} \quad [2.4.1]$$

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot 0.2(B/L) \quad (\text{για κάθε } \varphi) \\ s_q &= s_\gamma = 1 + 0.1 \tan^2(45 + \varphi/2)(B/L) \quad (\text{για } \varphi \geq 10^\circ) \\ s_q &= s_\gamma = 1 \quad (\text{για } \varphi \leq 10^\circ) \end{aligned} \quad (2.4.2)$$

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0.2 \tan(45 + \varphi/2)(D_f/B) \quad (\text{για κάθε } \varphi) \\ d_q &= d_\gamma = 1 + 0.1 \tan(45 + \varphi/2)(D_f/B) \quad (\text{για } \varphi \geq 10^\circ) \\ d_q &= d_\gamma = 1 \quad (\text{για } \varphi \leq 10^\circ) \end{aligned} \quad (2.4.3)$$

$$\begin{aligned}
 i_c = i_q &= [1 - (\theta/90^\circ)^2] && \text{(για κάθε } \varphi) \quad \theta = \arctan(H/N) \\
 i_\gamma &= [1 - (\theta/90^\circ)^2] && \text{(για } \varphi \geq 0) \\
 i_\gamma &= 0 && \text{(για } \varphi = 0)
 \end{aligned}
 \tag{2.4.4}$$

2.2.4 Διαδικασία υπολογισμού των διαστάσεων των πεδίων (εύρεση $q_{\text{επιτρ}}$)

Για τον υπολογισμό των αναγκαίων διαστάσεων ενός πεδίου θεμελίωσης, ακολουθείται η εξής διαδικασία :

1. Δεδομένα: Φορτία, στάθμη θεμελίωσης, παράμετροι μηχανικής αντοχής (γωνία τριβής φ , συνοχή c).
2. Προεκλογή διαστάσεων του πεδίου B, L με βάση μία εντελώς απλοποιημένη σχέση της μορφής
 $q_{\text{οριακή}} = 1.2c \cdot N_c + \gamma_A \cdot D_f \cdot N_q + 1/2 \cdot B \cdot \gamma_K \cdot N_\gamma$
3. Εφαρμογή της πλήρους σχέσης για την εύρεση της $q_{\text{οριακή}}$.
4. Υπολογισμός της $q_{\text{επιτρ}} = q_{\text{ωφέλιμη}}/F$.
5. Υπολογισμός της αναπτυσσόμενης τάσης $\sigma_{\text{αναπτυσσόμενη}} = (N/B \cdot L)$ και σύγκριση με την $q_{\text{επιτρ}}$. Πρέπει $\sigma_{\text{αναπ}} \leq q_{\text{επιτρ}}$.
6. Αν δεν ισχύει $\sigma_{\text{αν}} \leq q_{\text{επιτρ}}$, τότε αυξάνουμε τις διαστάσεις και επανερχόμαστε στο βήμα [3], μέχρις ότου επιτευχθεί ο στόχος. Αν ισχύει, τότε πρέπει να εξεταστεί εάν ο λόγος $[(q_{\text{επιτρ}} - \sigma_{\text{αναπ}})/q_{\text{επιτρ}}]$ είναι μικρότερος του 10%, αλλιώς οδηγούμαστε σε υπερδιαστασιολόγηση. Αν είναι, τότε η αρχική εκλογή θεωρείται επιτυχής και η διαδικασία σταματάει. Εάν όχι, μειώνονται λίγο οι διαστάσεις και επανερχόμαστε στο βήμα [3].

2.2.5 Ο παράγοντας της εκκεντρότητας

Εάν η φόρτιση του πέδιλου είναι έκκεντρη, εάν δηλαδή μεταφέροντας όλα τα φορτία στο κέντρο της επιφάνειας θεμελίωσης εμφανίζεται μία ροπή $M_{ολ}$, οπότε $e=M_{ολ}/N_{ολ}$, τότε στις μεθόδους Hansen και Meyerhof εφαρμόζεται η προσέγγιση του Meyerhof.

Σύμφωνα με αυτή, εάν υπάρχει εκκεντρότητα $e_B=M_{ολB}/N_{ολ}$ στην κατεύθυνση του πλάτους B και εκκεντρότητα $e_L=M_{ολL}/N_{ολ}$ στην κατεύθυνση του μήκους L , τότε οι διαστάσεις λειτουργίας του πέδιλου είναι (σχήμα 2.2):

$$B' = B - 2e_B \quad L' = L - 2e_L \quad (2.5)$$

Επίσης στις σχέσεις υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας και των σχετικών συντελεστών όπου εμφανίζονται τα B, L αντικαθίστανται με τα B' και L' . Τελικά θα πρέπει :

$$\sigma_{αναπ} = \frac{N}{(B' \cdot L')} \leq q_{επιτρ} \quad (2.6)$$

Ο Bowles προτείνει εναλλακτικά τον συντελεστή μείωσης της φέρουσας ικανότητας R_e . Σύμφωνα με την προσέγγιση αυτή η φέρουσα ικανότητα πολλαπλασιάζεται με τον μειωτικό συντελεστή R_e , που δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις (2.7):

$$q_{οριακή} = q_{οριακή} \cdot R_e \quad (2.7.a)$$

$$R_e = 1 - 2 \frac{e}{B} \quad \text{γιά συνεκτικά εδάφη} \quad (2.7.β)$$

$$R_e = 1 - \sqrt{\frac{e}{B}} \quad \text{γιά ψαθυρά εδάφη} \quad (2.7.γ)$$

2.2.6 Ο παράγοντας του υπόγειου νερού

Στη σχέση υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας κατά Terzaghi, Hansen και Meyerhof, η επιρροή του υπόγειου νερού εκδηλώνεται στον υπολογισμό της

τιμής του φαινομένου βάρους του εδάφους. Εάν το υπόγειο νερό βρίσκεται σε βάθος κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης, $d \geq B$ (πλάτος θεμελίωσης), τότε θεωρείται ότι δεν επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα. Σε αντίθετη περίπτωση, η σχέση τροποποιείται όσον αφορά στους όρους των φαινομένων βαρών κάτω και πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης ($\gamma_{\text{ΚΑΤΩ}}$ και $\gamma_{\text{ΑΝΩ}}$), όπως φαίνεται στα σχήματα 2.3.

2.2.7 Περίπτωση τοπικής θραύσης

Σε περίπτωση που το έδαφος θεμελίωσης είναι χαλαρό και αναμένονται φαινόμενα τοπικής θραύσης κάτω από το θεμέλιο, εάν αυτό φορτιστεί με υψηλό φορτίο, συνιστάται να γίνεται η διόρθωση :

$$c' = \frac{2}{3} \cdot c \quad \tan \varphi' = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \quad (2.8)$$

και να εφαρμόζονται οι γενικές σχέσεις για c' και φ' . Για τα αμμώδη εδάφη η περίπτωση τοπικής ή γενικής θραύσης μπορεί να ανιχνευτεί με τη χρήση του σχήματος 2.4 και του πίνακα 2.3.

Πίνακας 2.3		
Συσχετισμός N_{SPPT} και σχετικής πυκνότητας		
Κτύποι N_{SPPT}	Ταξινόμηση άμμου	Σχετική πυκνότητα D_r (%)
0-4	Πολύ χαλαρή	0-15
4-10	Χαλαρή	15-35
10-30	Μέσης πυκνότητας	35-65
30-50	Πυκνή	65-85
>50	Πολύ πυκνή	85-100

2.2.8 Επιρροή του βάθους θεμελίωσης

Όπως γίνεται φανερό από την εφαρμογή των σχέσεων για την εύρεση της οριακής φέρουσας ικανότητας, το βάθος θεμελίωσης D_f παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στα μη συνεκτικά (αμμώδη) εδάφη (μεγάλες τιμές του όρου: $\gamma_A D_f N_q$). Αξίζει να σημειωθεί ότι αυτή η θετική συνεισφορά οφείλεται μόνο στο βάρος

του πλευρικά υπερκείμενου εδάφους και όχι στην αντοχή του.

Η συνεισφορά της αντοχής του υπερκείμενου εδάφους εκδηλώνεται με τους όρους d_i . Για την εφαρμογή των συντελεστών αυτών προϋποτίθεται ότι το υπερκείμενο έδαφος διατηρεί την αντοχή του που είναι ίδια με του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης. Σε περίπτωση δηλαδή γενικής εκσκαφής για τη θεμελίωση και επιχωμάτωσης αμφίβολης ποιότητας, οι συντελεστές d_i τίθενται ίσοι με τη μονάδα, ενώ η τιμή του φαινόμενου βάρους του εδάφους επίχωσης γ_A μειώνεται κατάλληλα.

2.2.9 Μεταβαλλόμενες μηχανικές ιδιότητες του εδάφους με το βάθος

Είναι πιθανό σε ορισμένες περιπτώσεις το έδαφος θεμελίωσης να μην είναι ομοιογενές και ομοιόμορφο με το βάθος. Για παράδειγμα, ένα αργιλικό έδαφος να παρουσιάζει αυξανόμενη συνοχή με το βάθος ή να υπάρχει μία στρώση αμμώδους υλικού περιορισμένου βάθους και στη συνέχεια να υπόκειται αργιλικό στρώμα μικρής αντοχής.

Για τις περιπτώσεις αυτές υπάρχουν αντίστοιχες αναλυτικές λύσεις στα βιβλία Εδαφομηχανικής (π.χ. Τσότσος 1992, Das 1988). Η πλέον απλοποιημένη θεώρηση είναι αυτή που προτείνει ο Bowles, σύμφωνα με την οποία εάν H είναι το βάθος της πιθανής επιφάνειας θραύσης, το οποίο διαχωρίζεται σε n στρώσεις πάχους h_i , με μηχανικά χαρακτηριστικά c_i , ϕ_i η κάθε μία, τότε μπορούμε να δεχτούμε ότι το "ισοδύναμο" έδαφος έδρασης έχει χαρακτηριστικά:

$$c = (c_1h_1 + c_2h_2 + \dots + c_nh_n)/H, \quad \phi = \tan^{-1}[(\tan\phi_1h_1 + \dots + \tan\phi_nh_n)/H] \quad (2.9)$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι το πιθανό βάθος θραύσης H είναι της τάξης του $0.5B \cdot \tan(45 + \phi/2)$. Παρουσιάζει συνεπώς μία μέγιστη τιμή της τάξης του $1.2B$ το μέγιστο. Συνεπώς η μεταβλητότητα των εδαφικών στρώσεων ενδιαφέρει για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας, μόνο εάν παρουσιάζεται σε μικρότερο του $1.2B$.

2.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $q_{επιτρ}$ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΑΡΙΘΜΟ ΚΤΥΠΩΝ N_{SPT}

Τα αποτελέσματα της επιτόπου δοκιμής διείσδυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του εδάφους με δύο τρόπους. Ο πρώτος είναι με την απευθείας χρήση του αριθμού N_{SPT} και σχετικών εμπειρικών διαγραμμάτων και ο δεύτερος είναι με την αναγωγή από τον αριθμό N_{SPT} στις μηχανικές παραμέτρους του εδαφικού υλικού και την - στη συνέχεια- εφαρμογή των θεωρητικών σχέσεων προσδιορισμού της φέρουσας ικανότητας.

2.3.1 Χρήση εμπειρικών διαγραμμάτων

Προκειμένου να χρησιμοποιηθούν τα εμπειρικά διαγράμματα απαιτείται η εκτίμηση του "μέσου" αριθμού κτύπων N_{SPT} κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης. Ο "μέσος" N_{SPT} προκύπτει σαν ο μέσος όρος των N_{SPT} σε βάθος B (ίσο δηλαδή με το πλάτος θεμελίωσης) κάτω από τη στάθμη των θεμελίων.

Σε περιπτώσεις επίσης που υπάρχει ο υπόγειος ορίζοντας στην περιοχή ενδιαφέροντος και το εδαφικό υλικό είναι λεπτή άμμος, ή ιλύς, οι σχετικές τιμές του N πρέπει να διορθώνονται με βάση τη σχέση :

$$N_1 = 15 + (1/2)(N-15) \quad \text{εάν είναι μικρότερες του 15} \quad (2.10)$$

Οι αριθμοί N_{SPT} πρέπει επίσης να διορθωθούν με βάση την υπάρχουσα - στην αντίστοιχη θέση- ενεργό γεωστατική τάση. Είναι δηλαδή :

$$N_2 = C_N \cdot N \quad (2.11)$$

όπου ο συντελεστής C_N λαμβάνεται από το διάγραμμα του σχήματος 2.5.

Αφού λοιπόν γίνουν οι αναγκαίες διορθώσεις στους αριθμούς N_{SPT} και προκύψει ο "μέσος" τελικός αριθμός κτύπων, είναι δυνατή η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας.

2.3.1.1 Μέθοδος Terzaghi-Peck

Οι Terzaghi & Peck έδωσαν το διάγραμμα του σχήματος 2.6.α το οποίο δίνει -με βάση τον αριθμό N_{SPT} - την επιτρεπόμενη φόρτιση για αμμώδη εδάφη. Αξίζει να σημειωθεί ότι η χρήση του διαγράμματος εξασφαλίζει μέγιστη καθίζηση μικρότερη του 2,54cm (1" περίπου), προϋποθέτει όμως ο υπόγειος ορίζοντας να βρίσκεται σε βάθος τουλάχιστον Β από τη στάθμη θεμελίωσης.

Με παρόμοια λογική οι Peck-Hanson-Thornburn έδωσαν το σχετικό διάγραμμα του σχήματος 2.6.β όπου δίνεται η επιτρεπόμενη τάση του αμμώδους εδάφους (καθίζηση μικρότερη από 2.54 cm) σαν συνάρτηση του αριθμού κτύπων N_{SPT} , για διάφορες τιμές του λόγου D_f/B .

Εάν υπάρχει νερό σε βάθος D_w , τότε η επιτρεπόμενη φόρτιση πρέπει να πολλαπλασιάζεται με ένα διορθωτικό συντελεστή C_w :

$$C_w = 0.5 + 0.5 \cdot \left(\frac{D_w}{D_f + B} \right) \quad (2.12)$$

2.3.1.2 Διόρθωση Meyerhof

Επειδή η προσέγγιση Terzaghi-Peck αποδείχτηκε στην πράξη πολύ συντηρητική, ο Meyerhof προτείνει την αύξηση της επιτρεπόμενης φόρτισης που προκύπτει από τα διαγράμματα τους κατά 50% και καμία απολύτως διόρθωση λόγω ύπαρξης υπόγειου ορίζοντα και κατακόρυφης ενεργού τάσης.

2.3.2 Χρήση αναγωγικών σχέσεων $N-\phi$, $N-q_u$

Διάφοροι ερευνητές έχουν προτείνει σχέσεις από τις οποίες είναι δυνατός ο συσχετισμός του αριθμού N_{SPT} και των μηχανικών παραμέτρων ϕ, c .

ΑΜΜΩΔΗ ΕΔΑΦΗ

Ο Schmertmann προτείνει τη χρήση του διαγράμματος 2.7 για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ των αμμωδών εδαφών.

Οι Peck-Hansen-Thornburn δίνουν το διάγραμμα 2.8 για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ .

Ο Bowles δίνει τον πίνακα 2.4 που συσχετίζει τις ιδιότητες αμμοδών εδαφών με τον αριθμό N_{SPT} .

Πίνακας 2.4 Εμπειρικοί συσχετισμοί ιδιοτήτων αμμοδών εδαφών					
Περιγραφή υλικού	Πολύ χαλαρό	Χαλαρό	Μέσης πυκνότητας	Πυκνό	Πολύ πυκνό
Σχετική πυκνότητα	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
N_{SPT}	5-10	8-15	10-40	25-70	>35
Γωνία ϕ	25-30°	27-32°	30-35°	35-40°	38-45°
Φαινόμενο βάρος (kN/m^3)	12-16	14-18	17-20	17-22	20-23

Ο Parry δίνει για αμμώδη εδάφη τη σχέση :

$$q_{οριακή} = 30 \cdot N_{SPT} \text{ (kPa)} \quad \text{για } D_f \leq B \quad (2.13)$$

ΣΥΝΕΚΤΙΚΑ ΕΔΑΦΗ

Όσον αφορά τώρα τα συνεκτικά εδάφη, ο Bowles δίνει τον παρακάτω σχετικό πίνακα 2.5 που συσχετίζει τις ιδιότητες των συνεκτικών εδαφών με τον αριθμό N_{SPT} .

Πίνακας 2.5 Εμπειρικός συσχετισμός ιδιοτήτων συνεκτικών εδαφών						
Κατάσταση υλικού	Πολύ μαλακό	Μαλακό	Μέσο	Στιφρό	Πολύ στιφρό	Σκληρό
q_u (kPa)	0-25	25-50	50-100	100-200	200-400	>400
N_{SPT}	0-2	2-4	4-8	8-16	16-32	>32
$\gamma_{κορ}$ (kN/m^3)	16-19	16-19	17-20	19-22	19-22	19-22

Ο Tomlinson δίνει το σχετικό πίνακα 2.6 όπου συσχετίζονται ο αριθμός κτύπων N_{SPT} και η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη q_u ($c_u = q_u/2$).

Πίνακας 2.6		
Εμπειρικός συσχετισμός $N_{SPT} - q_u$		
N_{SPT}	Συνεκτικότητα υλικού	Αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη q_u (kPa)
0-2	Πολύ μαλακό	<25
2-4	Μαλακό	25-50
4-8	Μέσο	50-100
8-15	Στιφρό	100-200
15-30	Πολύ στιφρό	200-400
>30	Σκληρό	>400

2.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ $q_{επιτρ}$ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΝΔΕΙΞΗ q_c ΤΟΥ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΠΕΝΕΤΡΟΜΕΤΡΟΥ (CPT)

Η κυριότερη χρήση των ενδείξεων q_c του στατικού πενετρόμετρου βρίσκεται στον υπολογισμό των χαρακτηριστικών παραμόρφωσης του εδάφους και συνεπώς των καθιζήσεων. Είναι όμως δυνατή η εκτίμηση της $q_{επιτρ}$ με βάση διάφορους έμμεσους συσχετισμούς του q_c με τις μηχανικές παραμέτρους αντοχής ϕ, c . Στους συσχετισμούς αυτούς είναι χρήσιμο να προηγείται μία αναγνώριση και ταξινόμηση της φύσης του εδαφικού υλικού και να χρησιμοποιείται μια μέση τιμή του q_c σε ένα βάθος περίπου 1.2B από τη στάθμη θεμελίωσης.

Οι Robertson & Campanella δίνουν στο σχήμα 2.9.α διάγραμμα υπολογισμού της ϕ αμμωδών εδαφών σαν συνάρτηση της ένδειξης q_c και της κατακόρυφης υφιστάμενης ενεργού γεωστατικής τάσης σ'_v , ενώ στο διάγραμμα 2.9.β παρατίθεται αντίστοιχο διάγραμμα του Meyerhof.

Ο Bowles δίνει για αμμώδη εδάφη τις σχέσεις:

$$q_{οριακή} = 2800 - 0.52(300 - 0.01q_c)^{1.5} \quad (\text{σε kPa}) \quad \text{για λωρίδα} \quad (2.14.1)$$

$$q_{οριακή} = 4800 - 0.9(300 - 0.01q_c)^{1.5} \quad (\text{σε kPa}) \quad \text{για τετράγωνο} \quad (2.14.2)$$

Για αργιλικά εδάφη έδωσε τις σχέσεις:

$$q_{οριακή} = 200 + 28q_c \quad (\text{σε kPa}) \quad \text{για λωρίδα} \quad (2.15.1)$$

$$q_{\text{οριακή}} = 500 + 34q_c \text{ (σε kPa) για τετράγωνο πέδιλο} \quad (2.15.2)$$

Ο Sanglerat δίνει -για αργιλικά εδάφη- την παρακάτω σχέση εκτίμησης της συνοχής σε αστράγγιστες συνθήκες, με βάση την κατακόρυφη υφιστάμενη ενεργό γεωστατική τάση σ'_0 :

$$c_u = \frac{(q_c - \sigma'_0)}{10} \quad \text{απλός κώνος} \quad (2.15.1)$$

$$\frac{(q_c - \sigma'_0)}{10} \leq c_u \leq \frac{(q_c - \sigma'_0)}{15} \quad \text{κώνος Delft} \quad (2.15.2)$$

Δίνεται επίσης (από Sanglerat, Meyerhof και τους Σοβιετικούς κανονισμούς) η παρακάτω γενική σχέση για επιφανειακές θεμελιώσεις ($D \leq B$):

$$q_{\text{επιτρ}} = q_c / 10 \quad (2.16)$$

Ο Meyerhof δίνει επίσης ένα διάγραμμα υπολογισμού της επιτρεπόμενης φόρτισης σαν συνάρτηση του λόγου D/B , το οποίο φαίνεται στο σχήμα 2.10.

2.5 ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΤΑΣΕΩΝ

Όσα εκτέθηκαν στα προηγούμενα αφορούν τον υπολογισμό της επιτρεπόμενης φόρτισης του εδάφους, εφόσον διατίθενται σχετικές γεωτεχνικές πληροφορίες. Το πρόβλημα που ανακύπτει όταν δεν υπάρχουν διαθέσιμες πληροφορίες και αφενός το ύψος της οικονομικής επένδυσης είναι μικρό, αφετέρου οι γενικές γεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες δε δικαιολογούν έντονους προβληματισμούς, αντιμετωπίζεται με δύο τρόπους:

- (α) Τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων που έχουν αποδειχτεί ασφαλείς για παρόμοια έργα στην περιοχή και τις οποίες κανείς μπορεί να πληροφορηθεί από συναδέλφους με σχετική εμπειρία ή τα αντίστοιχα Πολεοδομικά Γραφεία.
- (β) Τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων από σχετικούς πίνακες, όπως οι 2.7 και 2.8 που ακολουθούν.