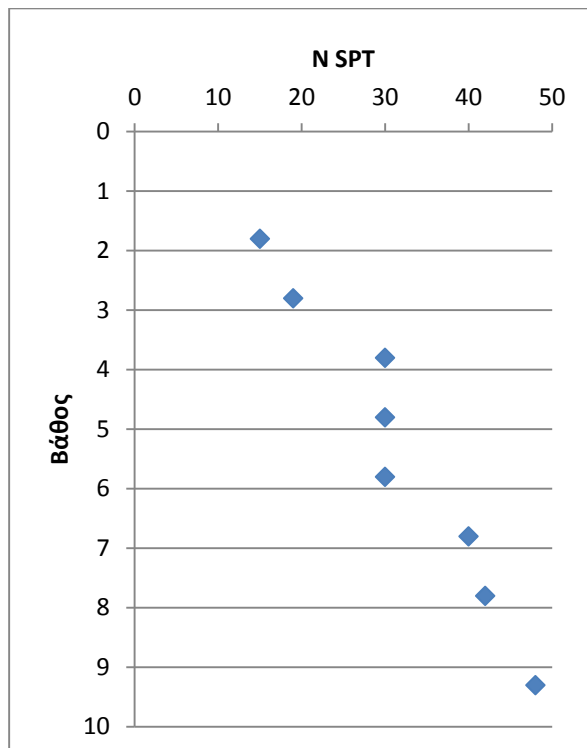


Σειρές Ασκήσεων 6 & 7 (Ασκήσεις για επίλυση στο σπίτι)

Λύσεις - Επιμέλεια: Δρ Α. Τζιρίτα

Ασκηση 1. (Σε αναφορά στην Ασκηση 6.1)

Τα δεδομένα της άσκησης 6.1 αφορούν σε 4/γωνικό πέδιλο πλάτους 4,0 m, το οποίο θεμελιώνεται σε βάθος 2,0 m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Τα δεδομένα της άσκησης (αποτελέσματα της δοκιμής SPT) παρουσιάζονται παρακάτω.



Σύμφωνα με την μέθοδο Meyerhof, η μέση τάση θεμελίωσης άκαμπτου 4/γωνικού πεδίου σε μη συνεκτικά εδάφη, για καθίζηση 2,54 cm (1 inch), θεωρουμένης ως επιτρεπομένης για ανωδομή συμβατικής κατασκευής, σχετίζεται με τα αποτελέσματα της δοκιμής SPT ($N/30$ cm). Η σχέση που προτείνει είναι $q_a = N/0,08 \cdot ((B+0,305)/B)^2$ για $B > 1,2$ m (= 3 ft) και παρουσιάζεται σε διαγραμματική μορφή που συνδέει το πλάτος του πεδίου, την τάση θεμελίωσης και τον αριθμό κρούσεων N_{SPT} ως αντιπροσωπευτική μέση τιμή σε βάθος B κάτω από την στάθμη θεμελίωσης.

Για πλάτος $B = 4,0$ m και $N_{SPT} = 27 \sim (19+30+30+30)/4$ προκύπτει $q_a = 390$ kPa.

Εφόσον το πέδιλο εδράζεται σε βάθος 2,0 m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους εφαρμόζεται μειωτικός συντελεστής στην υπολογιζόμενη καθίζηση ίσος με $(1+(D/3B)) = 1,16$, όπου D το βάθος θεμελίωσης. Στην προκειμένη περίπτωση, ο συντελεστής αυτός θα εφαρμοσθεί στην τάση θεμελίωσης, ως πολλαπλασιαστής της τάσης για καθίζηση 1 inch και θα είναι $1,16 * 390 \sim 450$ kPa.

(β) Υπολογισμός των καθιζήσεων με την μέθοδο Schmertmann

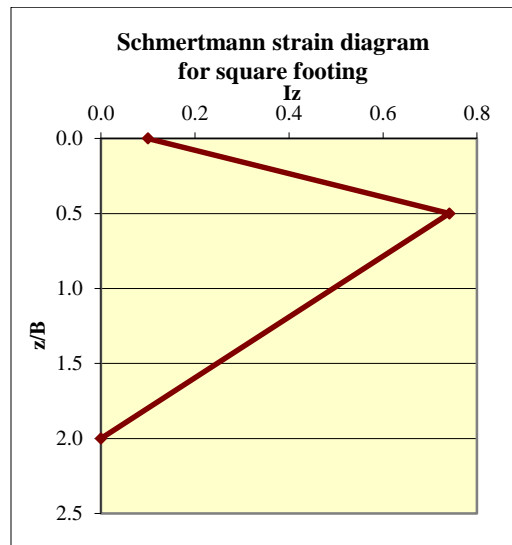
Στον παρακάτω Πίνακα παρουσιάζονται οι ζώνες (στρώσεις) με τις αντιπροσωπευτικές τιμές των τιμών N_{SPT} και των αντιστοιχών E_s , όπως υπολογίσθηκαν από την σχέση $E_s = 7,5 + 0,8N$ των Αναγνωστόπουλου – Παπαδόπουλου.

Ζώνη (στρώση)	Βάθος άνω επιφάνειας στρώσης κάτω από στάθμη θεμελίωσης	N SPT	E_s
	(m)		(MPa)
-2.00m to -3.50m	0	19	22.7
-3.50m to -6.50m	1.5	30	31.5
-6.50m to -8.00m	4.5	40	39.5
-8.00m to -10.00m	6	48	45.9

Εφαρμόζεται η σχέση που προτείνουν οι Schmertmann et al :

$$\rho = C_1 C_i \Delta q \sum_0^{2B} \left(\frac{I_z}{E} \Delta z \right)$$

Ι. Τετραγωνικό Πέδιλο Η κατανομή του συντελεστή I_z των ανηγμένων παραμορφώσεων φαίνονται στο παρακάτω διάγραμμα και οι σχετικοί υπολογισμοί στον πίνακα που ακολουθεί.

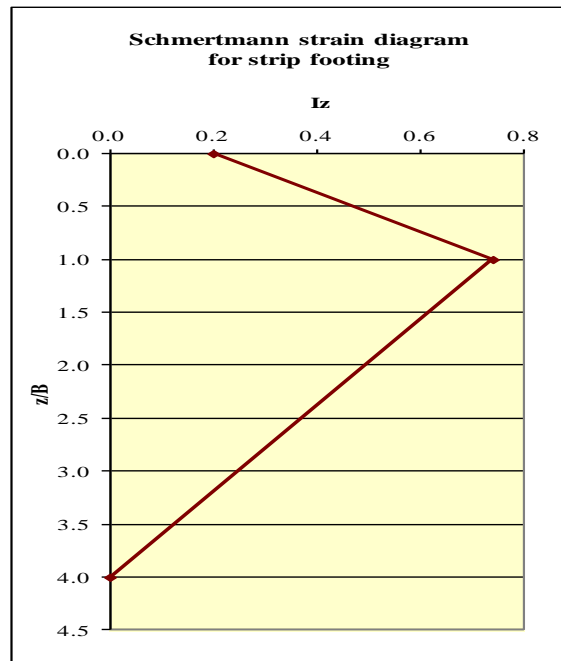


Soil layer	z (m)	z/B	(z/B)mid	I _z	Δh(m)	E(MPa)	I _z Δz/E
Layer1	0.00	0.00	0.19	0.34	1.50	22.7	0.0225
Layer2	1.50	0.38	0.44	0.661	0.50	31.5	0.0105
Layer3	2.00	0.50	0.81	0.587	2.50	31.5	0.0466
Layer4	4.50	1.13	1.31	0.34	1.50	39.5	0.0129
Layer5	6.00	1.50	1.75	0.124	2.00	45.9	0.0054
Layer6	8.00	2.00					
Σ(I_zΔz/E)							0.0978

Για $C_1 = 0,9428$ και $I_{zp} = 0,741$, η άμεση καθίζηση θα είναι:

$$\rho = C_1 \Sigma (I_z \Delta z/E) * q = 36,0 \text{ mm} = 3,6 \text{ cm}$$

II. Λωριδωτό Πέδιλο Η κατανομή του συντελεστή των ανηγμένων παραμορφώσεων I_z φαίνονται στο παρακάτω διάγραμμα και ακολουθεί ο πίνακας υπολογισμών.



Soil layer	z (m)	z/B	(z/B)mid	I _z	Δz (m)	E (MPa)	Dz
Layer1	0.00	0.00	0.19	0.301	1.50	22.7	0.0199
Layer2	1.50	0.38	0.44	0.437	0.50	31.5	0.0069
Layer3	2.00	0.50	0.75	0.606	2.00	31.5	0.0385
Layer4	4.00	1.00	1.25	0.679	2.00	39.5	0.0344
Layer5	6.00	1.50	1.75	0.556	2.00	45.9	0.0242
Layer6	8.00	2.00					
Σ(I_zΔz/E) =							0.1239

Για $C_1 = 0,9428$ και $I_{zp} = 0,741$, η άμεση καθίζηση θα είναι:

$$\rho = C_1 \Sigma (I_z \Delta z / E) * q = 45,60 \text{ mm} = 4,56 \text{ cm}$$

Για λωριδωτό θεμέλιο, με την ίδια τάση θεμελίωσης, οι καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες από αυτές του 4/γωνικού πεδύλου, παρ'όλον ότι στην συγκεκριμένη περίπτωση, κάτω από το βάθος $2B = 8,0 \text{ m}$ υπάρχει ασυμπύεστος βράχος και οι καθιζήσεις στο κατώτερο τμήμα $2B$ του διαγράμματος δε πραγματοποιούνται. Το προφίλ των καθιζήσεων αντανακλά το προφίλ της μετάδοσης τάσεων με το βάθος και γι' αυτό η μέθοδος Schmertmann είναι πιο αξιόπιστη σε ό,τι αφορά τον υπολογισμό καθιζήσεων σε μη συνεκτικά εδάφη, σε σχέση με την μεθοδο Meyerhof. Το μεγαλύτερο ποσοστό των καθιζήσεων είναι άμεσες.

Άσκηση 2. (Τοίχος Αντιστήριξης - με αναφορά στην Άσκηση 2.1)

(α) Περίπτωση Σ.Υ.Ο. -7,00 εκατέρωθεν του τοίχου

Οι Συντελεστές Ασφάλειας που είχαν προκύψει ήταν:

$Y_{ολίσθησης} = 2,96$ και $Y_{φέρουσας\ Ικανότητας} = 5,93$.

Ως εκ τούτου οι τάσεις θεμελίωσης είναι στην περιοχή των μικρών παραμορφώσεων και οι καθιζήσεις μπορούν να υπολογισθούν μέσω του δείκτη εδάφους, ο οποίος περιγράφει ένα γραμμικώς ελαστικό υλικό.

Οι τάσεις θεμελίωσης είχαν υπολογισθεί: $\sigma_{max} = 165,29 \text{ kPa}$, $\sigma_{min} = 69,50 \text{ kPa}$, οπότε:

$$y_{max} = \sigma_{max} / k = 165,29 / 6000 = 0,0275 \text{ m} = 2,75 \text{ cm}$$

$$y_{min} = \sigma_{min} / k = 69,50 / 6000 = 0,01158 \text{ m} = 1,158 \text{ cm}$$

Για μικρές γωνίες ισχύει: $\theta = \tan \theta = (y_{max} - y_{min}) / B = (2,75 - 1,16) / 500 = 0,00318 \text{ rad} = 0,182^\circ$

Η οριζόντια μετακίνηση της κεφαλής του τοίχου που οφείλεται στην στρόφη θα είναι:

$$x = H \tan \theta = 700 * 0,00318 = 2,226 \text{ cm}$$

(β) Περίπτωση Σ.Υ.Ο. $\pm 0,00$ δεξιά και $-7,00$ δεξιά του τοίχου

Οι Συντελεστές Ασφάλειας έναντι ολίσθησης και φέρουσας ικανότητας του εδάφους ήταν ανεπαρκείς και ως εκ τούτου θα έπρεπε να δοθεί κάποια λύση για να εξασφαλισθεί η ευστάθεια του τοίχου.

Μια τέτοια λύση είναι η επιβολή δύναμης ΔΗ στην στάθμη $-1,0 \text{ m}$, έτσι ώστε ο συντελεστής ασφάλειας σε ολίσθηση να φθάσει την τιμή $Y=1,5$. Στην συνέχεια θα πρέπει να ελεγχθεί αν ο Σ.Α. έναντι φέρουσας ικανότητας του εδάφους είναι επαρκής και αν ναι τότε μπορούμε να υπολογίσουμε την στρόφη του τοίχου με χρήση του δείκτη εδάφους.

Τα εντατικά μεγέθη που είχαν προκύψει κατά την ανάλυση του τοίχου ήταν:

$$\Sigma V = 475 \text{ kN/m}, \quad e = 1,54 \text{ m} \quad (\Sigma M_k = 731,50 \text{ kNm})$$

$$\Sigma H = 326,67 \text{ kN/m}$$

Προκειμένου να αυξηθεί ο $Y_{ολίσθησης}$ θα ασκηθεί δύναμη ΔΗ αντίθετης φοράς ως προς την ΣΗ.

$$Y_{ολίσθησης} = 1,5 = \Sigma V \tan \varphi / (\Sigma H - \Delta H) \rightarrow \Delta H = (475 * \tan 35^\circ / 1,5) - 326,67 = 104,93 \text{ kN/m}$$

Ελέγχεται η Φέρουσα Ικανότητα του εδάφους για να νέα εντατικά μεγέθη:

$$\Sigma V = 475 \text{ kN/m},$$

$$\Sigma H_{\text{νέα}} = 326,67 - 104,93 = 221,74 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M_{k,\text{νέα}} = 731,50 - 104,93 * 6,0 = 101,92 \text{ kNm}$$

$$e' = \Sigma M_{k, \text{véα}} / \Sigma V = 101,92 / 475 = 0,214 \text{ m}$$

$$B' = 5,0 - 2 \cdot 0,214 = 4,572 \text{ m}$$

$$p_u = p_u = 0 + (0 + \gamma_1 D) N_q b_q s_q i_q + 1/2 B \gamma_2 N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} \quad (1)$$

$$\gamma_1 = 17 \text{ kN/m}^2, \gamma_2 = (21 - 10) = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$N_q = 33,296, N_{\gamma} = 45,228$$

$$\tan \theta = \Sigma H_{\text{véα}} / \Sigma V = 221,74 / 475 = 0,466 \rightarrow \theta = 25^\circ$$

$$i_q = (1 - \{0,7 \tan \theta / [(1 + (B' L' c / V_u \tan \phi))] \})^3 = (1 - 0,7 \tan \theta)^3 = 0,305$$

$$i_{\gamma} = (1 - \{ \tan \theta / [(1 + (B' L' c / V_u \tan \phi))] \})^3 = (1 - \tan \theta)^3 = 0,152$$

$$b_q = s_q = b_{\gamma} = s_{\gamma} = 1,0$$

Αντικαθιστώντας στην (1) προκύπτει: $p_u = 345,51 \text{ kPa}$ και

$$Y_{\text{φ.Ι.}} = 345,51 \cdot 4,572 / 475 = 3,32 \text{ επαρκής συντελεστής ασφάλειας.}$$

Υπολογίζονται οι σ_{max} και σ_{min} και στην συνέχεια οι καθιζήσεις και η στροφή του τοίχου.

$$\sigma_{\text{max}} = 119,53 \text{ kPa, και } \sigma_{\text{min}} = 70,60 \text{ kPa,}$$

$$y_{\text{max}} = \sigma_{\text{max}} / k = 119,53 / 6000 = 0,0199 \text{ m} = 1,99 \text{ cm}$$

$$y_{\text{min}} = \sigma_{\text{min}} / k = 69,50 / 6000 = 0,0117 \text{ m} = 1,17 \text{ cm}$$

$$\theta = \tan \theta = (y_{\text{max}} - y_{\text{min}}) / B = (1,99 - 1,17) / 500 = 0,00164 \text{ rad} = 0,094^\circ$$

Η οριζόντια μετακίνηση της κεφαλής του τοίχου που οφείλεται στην στροφή θα είναι:

$$x = H \tan \theta = 700 \cdot 0,00164 = 1,148 \text{ cm}$$

(γ) Ποία η Οριζόντια δύναμη ΔΗ΄ ώστε η στροφή του τοίχου να είναι μηδενική

$$e = \Sigma M_k / \Sigma V = 0 \rightarrow \Sigma M_k = 0 \rightarrow 731,5 - \Delta H' \cdot 6,0 = 0 \rightarrow \Delta H' = 731,5 / 6,0 = 121,91 \sim 122 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ο συντελεστής ασφάλειας σε ολίσθηση θα είναι: } Y_{\text{ολισθ}} = 475 \cdot \tan 35^\circ / (326,67 - 122) = 1,62$$

Παρατηρήσεις:

Όταν σε τοίχους αντιστήριξης δημιουργούνται πιέσεις νερού, ως πλευρικές πιέσεις και ως άνωση, κρίσιμος στις περισσότερες φορές είναι ο μηχανισμός ολίσθησης. Για τον λόγο αυτόν πρέπει να διασφαλίζεται ικανοποιητική αποστράγγιση και έλεγχος της διήθησης. Στις περιπτώσεις τεχνητών λιμνών ο συνήθης τοίχος είναι τύπου βαρύτητας και όχι τοίχος με πέλμα

ώστε το βάρος του τοίχου να συνεισφέρει περισσότερο στην αντίσταση στην ολίσθηση ($Y = \Sigma V \cdot \tan \phi / \Sigma H$).

Αντί της οριζόντιας δύναμης ΔH , η οποία μειώνει την Ροπή στην στάθμη θεμελίωσης, για την επίλυση του ίδιου προβλήματος είναι δυνατόν να εφαρμοσθεί εναλλακτική λύση με πασσάλους, οι οποίοι θα λειτουργήσουν με ανάλογο τρόπο, δηλαδή θα παραλάβουν την ροπή στην στάθμη θεμελίωσης και θα πρέπει να παραλάβουν και την οριζόντια δύναμη. .