



Θ Ε Μ Ε Λ Ι Ω Σ Ε Ι Σ

Κ Ε Φ Α Λ Α Ι Ο 5

Α ν τ ι σ τ η ρ ί ξ ε ι ς

Διδάσκων: Κίρτας Εμμανουήλ

Σέρρες, Σεπτέμβριος 2010

1

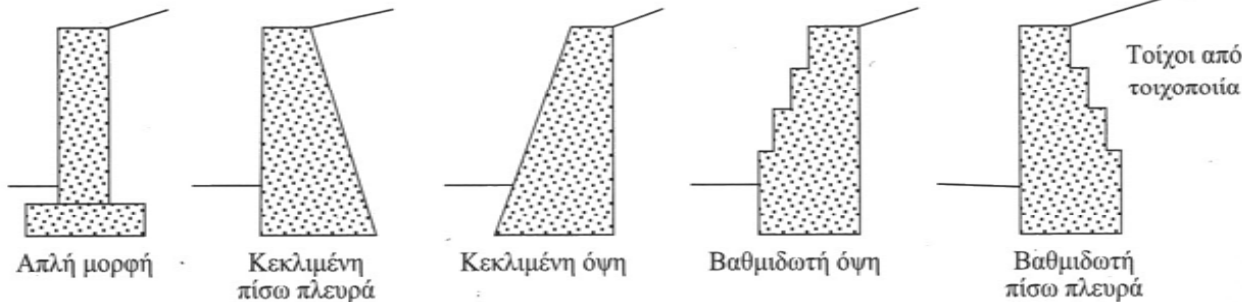
Α ν τ ι σ τ η ρ ί ξ ε ι ς

- Στο έδαφος αναπτύσσονται κατακόρυφες και οριζόντιες τάσεις οι οποίες αυξάνονται με το βάθος
- Η συνισταμένη των οριζόντιων εδαφικών τάσεων ονομάζεται εδαφική ώθηση
- Στην περίπτωση απότομης μεταβολής της κλίσης του εδάφους (πρανές), το έδαφος τείνει να αστοχήσει απαιτώντας την ύπαρξη κάποιας μορφής αντιστήριξης που θα παραλάβει τις εδαφικές ωθήσεις
- Υπάρχουν πολλοί τύποι αντιστήριξης από διάφορα υλικά και τεχνικές κατασκευής.

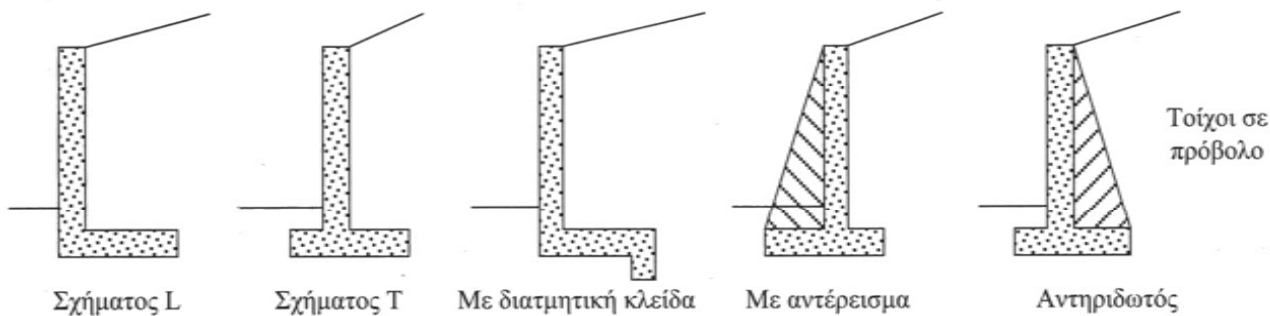
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

- Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης

Τοίχοι βαρύτητας

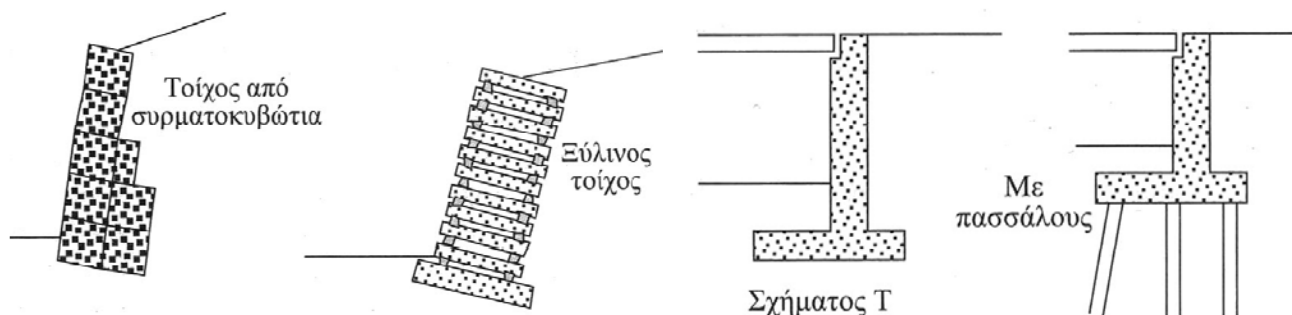
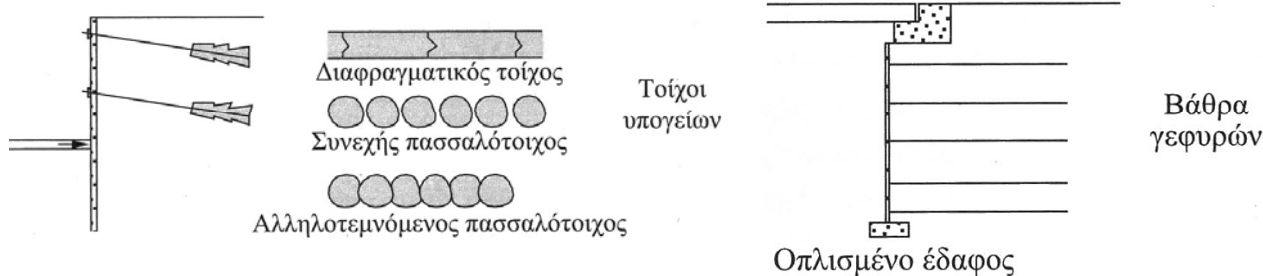


Τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος



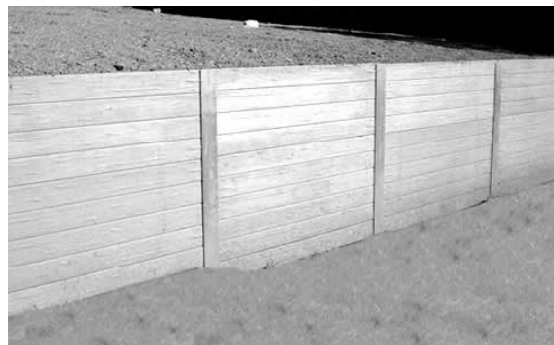
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

- Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης



Αντιστηρίξεις

- Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης



Πηγή: <http://www.spec-net.com.au>

Αντιστηρίξεις

- Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης

Κατασκευή τοίχου οπλισμένου σκυροδέματος



Πηγή: http://www.billkerns.com/first_curve.htm

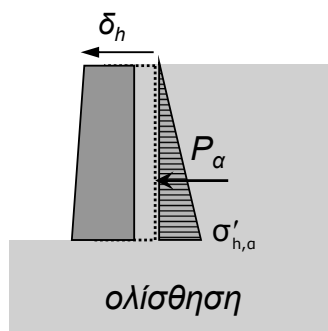
Αντιστηρίξεις

- Ανάπτυξη εδαφικών ωθήσεων
- Το ίδιο βάρος του εδάφους έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη κατακόρυφων γεωστατικών τάσεων σ_v οι οποίες αυξάνονται με το βάθος.
- Αν αφαιρεθεί η επιρροή της πίεσης του νερού των πόρων u_w , η ενεργός κατακόρυφη τάση συμβολίζεται κατά τα γνωστά ως σ'_v
- Η οριζόντια γεωστατική ενεργός τάση μπορεί να υπολογιστεί από την σ'_v και έναν συντελεστή K και συμβολίζεται ως σ'_h
- Η συνισταμένη των οριζόντιων εδαφικών τάσεων ονομάζεται εδαφική ώθηση και έχει μεγάλο ενδιαφέρον στην μελέτη έργων αντιστήριξης (συγκράτησης εδαφικών πρηνών ή μαζών).
- Η τιμή των πλευρικών ωθήσεων δεν είναι σταθερή αλλά μεταβάλλεται μεταξύ μιας μέγιστης και μιας ελάχιστης τιμής, ανάλογα με την σχετική μετακίνηση του έργου αντιστήριξης

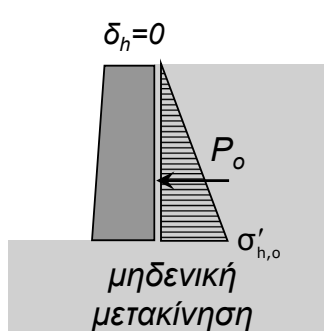
Αντιστηρίξεις

- Διακρίνονται τρεις περιπτώσεις ανάπτυξης ωθήσεων

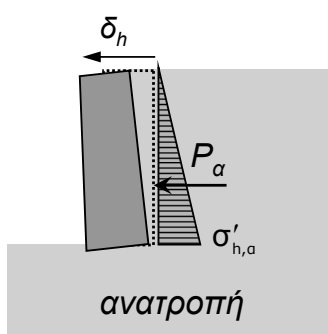
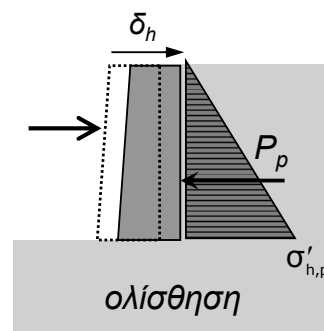
Ενεργητική κατάσταση



Κατάσταση ηρεμίας



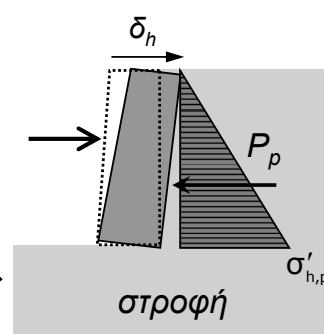
Παθητική κατάσταση



Ωθήσεις ηρεμίας P_o

Ενεργητικές ωθήσεις $P_α$
(ελάχιστη τιμή πλευρικών τάσεων εδάφους)

Παθητικές ωθήσεις $P_π$
(μέγιστη τιμή πλευρικών τάσεων εδάφους)



Αντιστηρίξεις

Υπολογισμός ωθήσεων σε κατάσταση ηρεμίας

Ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων σε κατάσταση ηρεμίας (μηδενική μετακίνηση εδάφους-τοίχου) γίνεται ως εξής:

- Υπολογίζονται οι κατακόρυφες ενεργές τάσεις στο έδαφος σ'_v
- Προσδιορίζεται ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία K_o
- Υπολογίζονται οι οριζόντιες εδαφικές τάσεις στο έδαφος σ'_h από τη σχέση:

$$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v$$

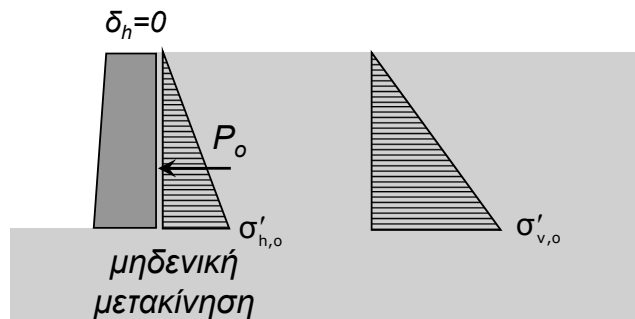
$K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$ για ισότροπο γραμμικά ελαστικό έδαφος (συνήθως δεν ισχύει)

$K_o = 1 - \sin \phi$ για κανονικά στερεοποιημένες άμμους-αργίλους (Jaky, 1944)

$K_o = (1 - \sin \phi) \cdot OCR^{0.5}$ για υπερστερεοποιημένα εδάφη (EC7, έδαφος δίχως κλίση)

- Η συνισταμένη των οριζόντιων εδαφικών τάσεων δίνει την ώθηση ηρεμίας P_o

Κατάσταση ηρεμίας

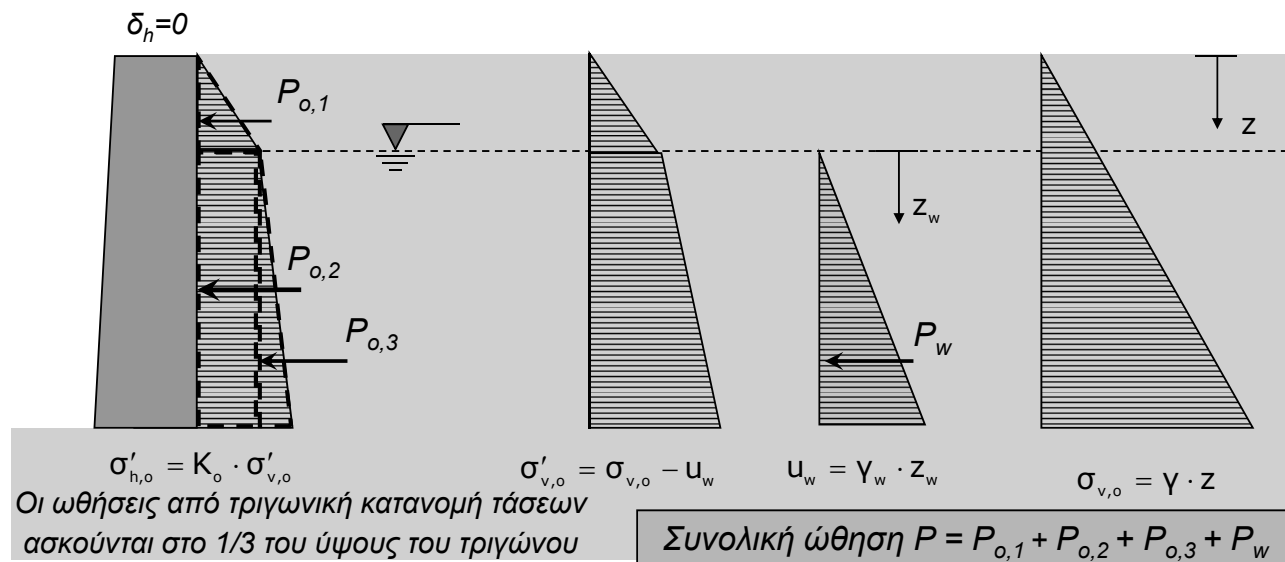


Αντιστηρίξεις

Υπολογισμός ωθήσεων σε κατάσταση ηρεμίας

Σε περίπτωση που υπάρχει υπόγειος υδάτινος ορίζοντας, πέραν της ώθησης του εδάφους στον τοίχο ασκείται και η υδροστατική πίεση, σύμφωνα με το σχήμα:

Κατάσταση ηρεμίας (μηδενική μετακίνηση τοίχου-εδάφους)

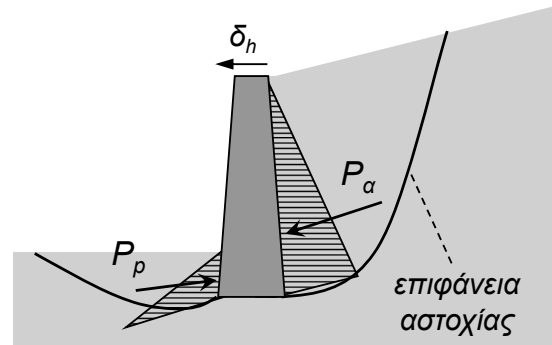


Αντιστηρίξεις

Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων σε κατάσταση αστοχίας (ενεργητικών ή παθητικών) δεν είναι εύκολη διαδικασία καθώς εμπλέκεται σημαντικός αριθμός παραμέτρων όπως:

- Η ύπαρξη τριβής μεταξύ τοίχου-εδάφους
- Η ύπαρξη κλίσης στην επιφάνεια του εδαφικού πρανούς
- Η πολυπλοκότητα της κατανομής των τάσεων στο έδαφος πίσω από τον τοίχο
- Η πραγματική επιφάνεια αστοχίας στο έδαφος δεν είναι ευθεία αλλά καμπύλη, και δεν είναι πάντα απλός ο προσδιορισμός της



Στη συνέχεια του Κεφαλαίου θα παρουσιαστεί ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων με τη μέθοδο του Rankine (1857) που θεωρεί λεία επιφάνεια τοίχου και μηδενική κλίση του εδαφικού πρανούς που αντιστηρίζεται.

Αντιστηρίξεις

Υπολογισμός ενεργητικών ωθήσεων

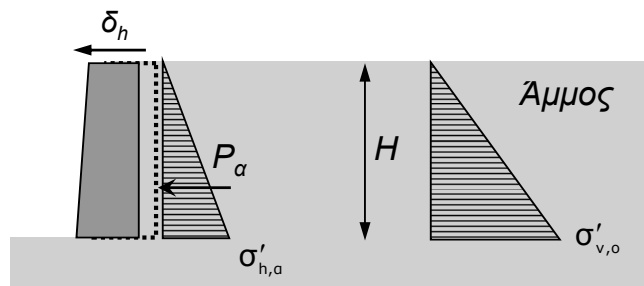
Ο προσδιορισμός των ενεργητικών εδαφικών ωθήσεων κατά Rankine συμβαίνει τη στιγμή που ο τοίχος κινείται προς την εκσκαφή και το έδαφος πίσω από τον τοίχο αστοχεί, άρα αναπτύσσεται η ελάχιστη οριζόντια τάση.

Αμμώδη εδάφη ($c=0$):

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{h,a} \cdot H \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

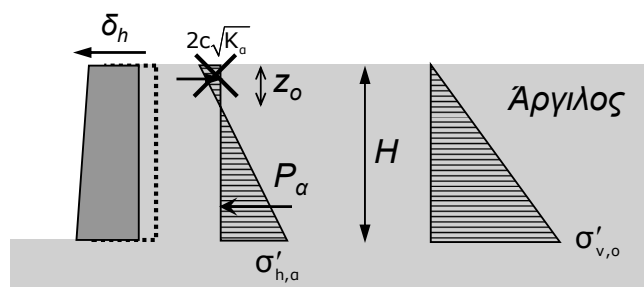


Αργιλικά εδάφη ($c \neq 0$):

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{h,a} \cdot (H - z_0) \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$



Αντιστηρίξεις

Υπολογισμός παθητικών ωθήσεων

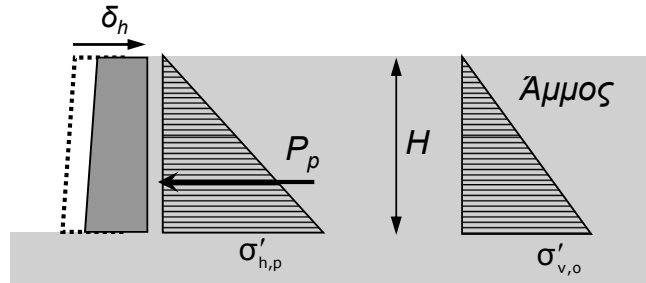
Ο προσδιορισμός των παθητικών εδαφικών ωθήσεων κατά Rankine συμβαίνει τη στιγμή που ο τοίχος κινείται προς το έδαφος, το οποίο εξαντλεί την αντοχή του και αστοχεί, άρα αναπτύσσεται η μέγιστη οριζόντια τάση.

Αμμώδη εδάφη ($c=0$):

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) \quad \text{Συντελεστής παθητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,p} = K_p \cdot \sigma'_{v,o}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{h,p} \cdot H \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

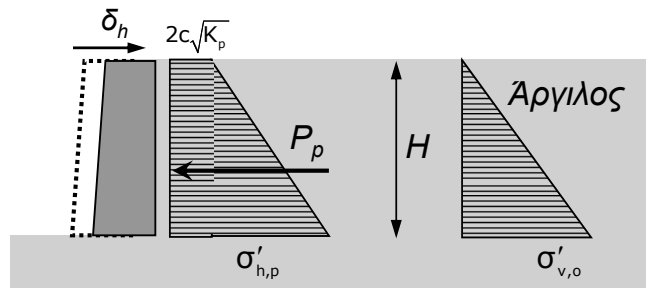


Αργιλικά εδάφη ($c \neq 0$):

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) \quad \text{Συντελεστής παθητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,p} = K_p \cdot \sigma'_{v,o} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

$$P_p = \frac{\sigma'_{h,p} + 2c\sqrt{K_p}}{2} \cdot H \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

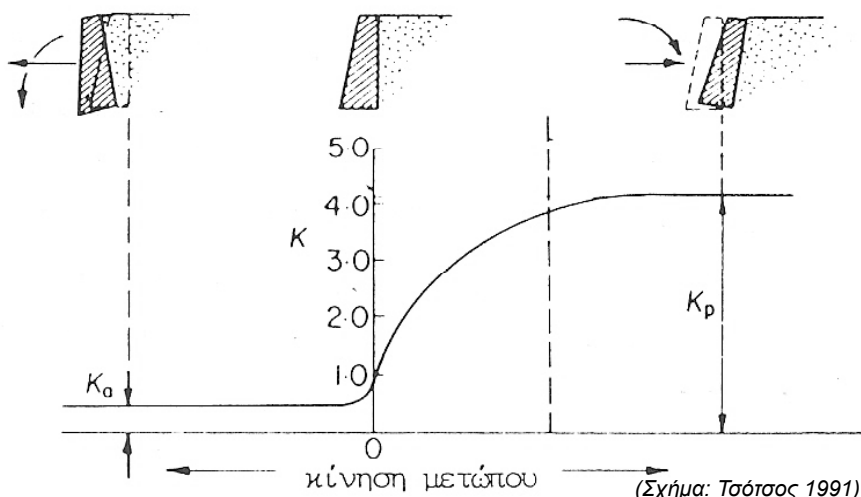


Αντιστηρίξεις

Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Για την πλήρη ανάπτυξη της ενεργητικής ή της παθητικής ώθησης απαιτείται μετακίνηση του τοίχου, σαφώς σημαντικότερη στην περίπτωση της παθητικής κατάστασης. Προκύπτουν μεγάλη τιμή του K_p και μεγάλες τιμές παθητικών ωθήσεων.

ενεργός κατάσταση κατάσταση σε ηρεμία παθητική κατάσταση



Αντιστηρίξεις

Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Στον πίνακα δίνονται υπολογισμένες οι τιμές του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων K_a και του συντελεστή παθητικών ωθήσεων K_p κατά Rankine, για διάφορες γωνίες τριβής εδάφους.

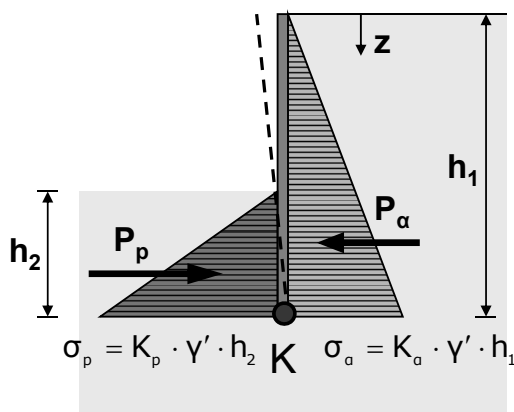
ϕ (°)	K_a	K_p	ϕ (°)	K_a	K_p
10	0.7041	1.4203	36	0.2596	3.8518
11	0.6795	1.4716	37	0.2486	4.0228
12	0.6558	1.5250	38	0.2379	4.2037
13	0.6327	1.5805	39	0.2275	4.3955
14	0.6104	1.6383	40	0.2174	4.5989
15	0.5888	1.6984	41	0.2077	4.8150
16	0.5678	1.7610	42	0.1982	5.0447
17	0.5475	1.8263	43	0.1891	5.2893
18	0.5279	1.8944	44	0.1802	5.5500
19	0.5088	1.9655	45	0.1716	5.8284
20	0.4903	2.0396	46	0.1632	6.1261
21	0.4724	2.1171	47	0.1552	6.4447
22	0.4550	2.1980	48	0.1474	6.7865
23	0.4381	2.2826	49	0.1398	7.1536
24	0.4217	2.3712	50	0.1325	7.5486
25	0.4059	2.4639	51	0.1254	7.9745
26	0.3905	2.5611	52	0.1186	8.4344
27	0.3755	2.6629	53	0.1120	8.9322
28	0.3610	2.7698	54	0.1056	9.4721
29	0.3470	2.8821	55	0.0994	10.0590
30	0.3333	3.0000	56	0.0935	10.6985
31	0.3201	3.1240	57	0.0877	11.3970
32	0.3073	3.2546	58	0.0822	12.1621
33	0.2948	3.3921	59	0.0769	13.0024
34	0.2827	3.5371	60	0.0718	13.9282
35	0.2710	3.6902			

Αντιστηρίξεις

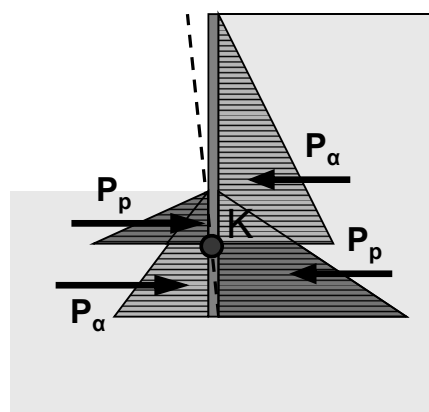
Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Ενδεικτικά η ανάπτυξη ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων σε διάφραγμα για διαφορετική θέση του σημείου στροφής κατά την οριακή κατάσταση δίνεται στα παρακάτω σχήματα (Μαραγκός, 2009)

Το σημείο στροφής K βρίσκεται στη βάση του διαφράγματος



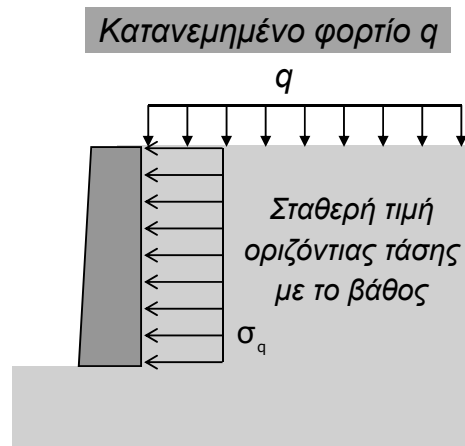
Το σημείο στροφής K βρίσκεται ψηλότερα από τη βάση του διαφράγματος



Αντιστηρίξεις

• Ωθήσεις λόγω επιφόρτισης

Παρακάτω δίνονται οι πρόσθετες εδαφικές ωθήσεις λόγω επιφόρτισης είτε κατανεμημένης με άπειρο μήκος και πλάτος είτε λόγω σημειακού φορτίου. Περισσότερες περιπτώσεις δίνονται από τους Γραμματικόπουλο κ.α. (1994).

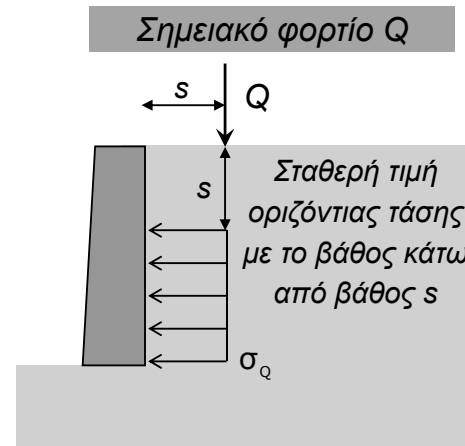


Ενεργητική τάση

$$\sigma_{a,q} = K_a \cdot q$$

Παθητική τάση

$$\sigma_{p,q} = K_p \cdot q$$



Ενεργητική τάση

$$\sigma_{a,Q} = K_a \cdot \frac{Q}{4 \cdot s^2}$$

Παθητική τάση

$$\sigma_{p,Q} = K_p \cdot \frac{Q}{4 \cdot s^2}$$

Αντιστηρίξεις

• Υπολογισμός ωθήσεων σε τοίχο αντιστήριξης

Ο υπολογισμός της ενεργητικής και της παθητικής ώθησης κατά Rankine είναι περισσότερο πολύπλοκος από τις απλές περιπτώσεις των προηγούμενων διαφανειών λόγω της ενδεχόμενης ταυτόχρονης:

- (α) ύπαρξης υπόγειου υδάτινου ορίζοντα
- (β) ύπαρξης διαφορετικών εδαφικών στρώσεων στο ύψος του τοίχου αντιστήριξης
- (γ) ύπαρξης επιφόρτισης στην επιφάνεια του εδάφους

Η διαδικασία προσδιορισμού των ωθήσεων κατά Rankine μπορεί να περιγραφεί ως:

- 1) Υπολογισμός των κατακόρυφων ενεργών τάσεων λόγω ίδιου βάρους του εδάφους με το βάθος
- 2) Υπολογισμός των οριζόντιων τάσεων λόγω ίδιου βάρους του εδάφους με το βάθος
- 3) Υπολογισμός των οριζόντιων υδροστατικών τάσεων με το βάθος
- 4) Υπολογισμός των οριζόντιων τάσεων λόγω επιφόρτισης με το βάθος
- 5) Προσδιορισμός της τιμής και θέσης εφαρμογής της οριζόντιας ώθησης για κάθε ένα από τα (2) – (3) – (4) ως συνισταμένη των αντίστοιχων οριζόντιων τάσεων

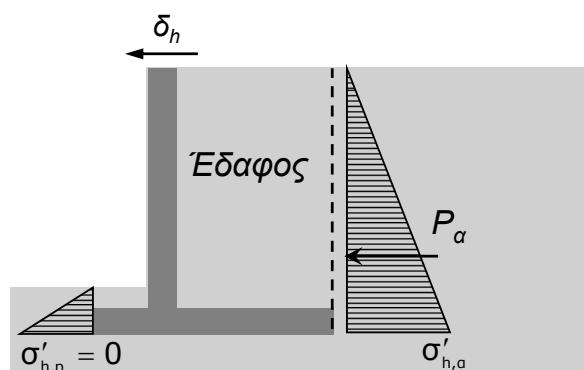
Αντιστηρίξεις

• Τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος

Πρόκειται για πολύ συνηθισμένη μορφή τοίχου αντιστήριξης όπου ρόλο σταθεροποιητικής δύναμης λαμβάνει κατά ένα μέρος και το βάρος του εδάφους πάνω στο πέλμα του τοίχου.

Στη μελέτη τοίχων αυτού του τύπου θεωρείται πως ο τοίχος και το έδαφος πάνω από τη βάση του αποτελούν μια ενιαία αντιστήριξη όπου ασκούνται οριζόντιες ενεργητικές τάσεις από το επίχωμα (Γεωργιάδης Κ & Μ, 2009)

Τα σκέλη του τοίχου μελετώνται και διαστασιολογούνται ως πρόβολοι Ο/Σ

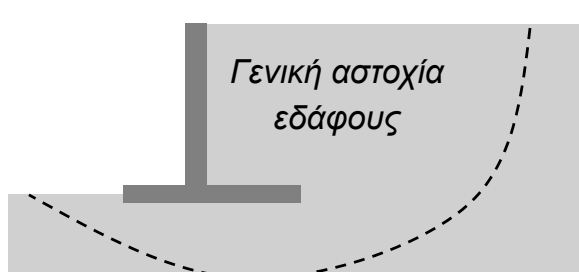
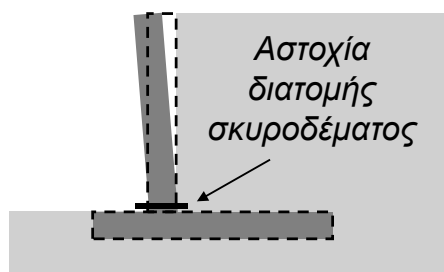
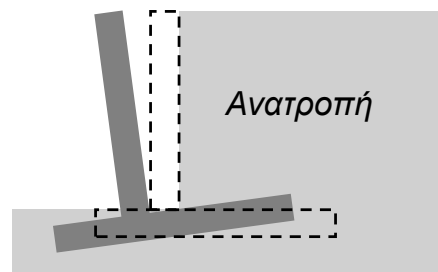
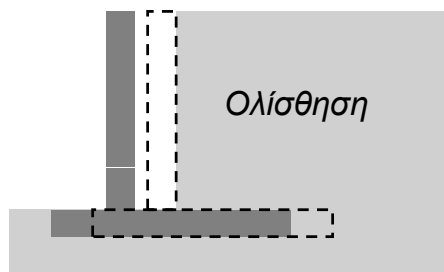


Οι παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται μπροστά από τη βάση του τοίχου συνήθως αγνοούνται λόγω μικρού βάθους σε έδαφος πιθανώς μη υγιές επιφανειακά.

Αντιστηρίξεις

• Τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος

Η αστοχία των τοίχων οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να οφείλεται σε:



Αντιστηρίξεις

• Τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος

Η διαδικασία μελέτης των τοίχων οπλισμένου σκυροδέματος περιλαμβάνει:

- 1) Εκτίμηση των απαιτούμενων διαστάσεων του τοίχου (κυρίως του πλάτους B) βάσει του ελέγχου του τοίχου σε ανατροπή
- 2) Έλεγχος του τοίχου αντιστήριξης σε ολίσθηση
- 3) Έλεγχος φέρουσας ικανότητα του εδάφους κάτω από τον τοίχο (μετά από υπολογισμό των τάσεων στο έδαφος)
- 4) Διαστασιολόγηση του τοίχου (υπολογισμός οπλισμού) σε διάφορες κρίσιμες διατομές με έλεγχο σε κάμψη και εφόσον απαιτηθεί αύξηση της διατομής (πάχους του κορμού ή του πέλματος)
- 5) Έλεγχος σε διάτμηση και εφόσον απαιτηθεί αύξηση της διατομής (πάχους του κορμού ή του πέλματος)

Αντιστηρίξεις



❖ Εφαρμογή :

Να υπολογιστεί απαιτούμενο πλάτος B του λείου τοίχου οπλισμένου σκυροδέματος του σχήματος, ώστε ο έλεγχος σε ανατροπή να εξασφαλίζεται με συντελεστή ασφαλείας τουλάχιστο 2. Στη συνέχεια να γίνει διαστασιολόγηση του τοίχου. Δίνονται $C30-B500C$, $\gamma_{σκυρ} = 25kN/m^3$, επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma_{επ} = 250kPa$

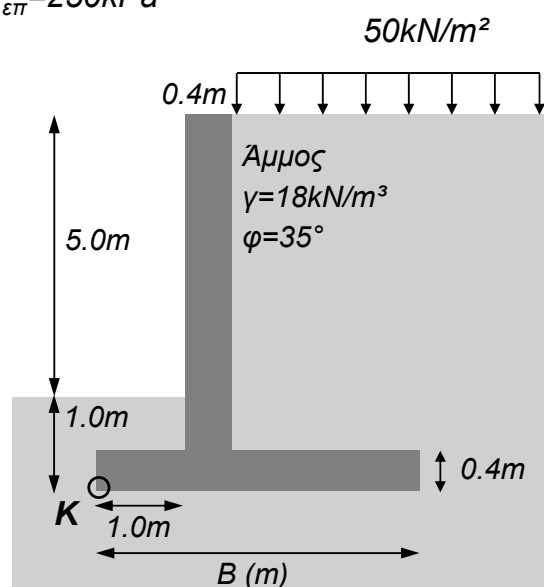
Επίλυση :

Ο έλεγχος σε ανατροπή θα γίνει για στροφή γύρω από το σημείο K .

Δυνάμεις ανατροπής στον τοίχο είναι οι εδαφικές ωθήσεις και οι ωθήσεις λόγω της επιφόρτισης.

Ως δυνάμεις ευστάθειας λειτουργούν το βάρος του σκυροδέματος, το βάρος του εδάφους και η επιφόρτιση.

Οι διάφοροι έλεγχοι γίνονται ανά m μήκους του τοίχου



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου:

Η προεκλογή γίνεται θεωρώντας προς την πλευρά της ασφαλείας πως το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι ίσο με αυτό του εδάφους. Επίσης οι παθητικές ωθήσεις στην αριστερά πλευρά αγνοούνται.

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

Ενεργητική ώθηση εδάφους:

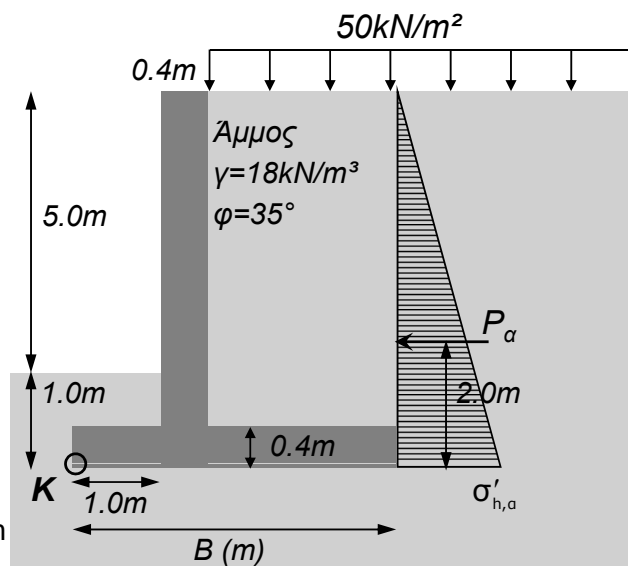
$$\text{Άμμος } \varphi=35^\circ \rightarrow K_a=0.2710$$

$$z = 6.0\text{m} \rightarrow \sigma'_{v,o} = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 6.0\text{m} = 108.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o} = 0.2710 \cdot 108 = 29.27 \text{ kPa}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 29.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 6.0 \text{ m} = 87.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_a \text{ από το } K: \frac{1}{3} \cdot 6 = 2.0 \text{ m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου:

Η προεκλογή γίνεται θεωρώντας προς την πλευρά της ασφαλείας πως το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι ίσο με αυτό του εδάφους. Επίσης οι παθητικές ωθήσεις στην αριστερά πλευρά αγνοούνται.

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

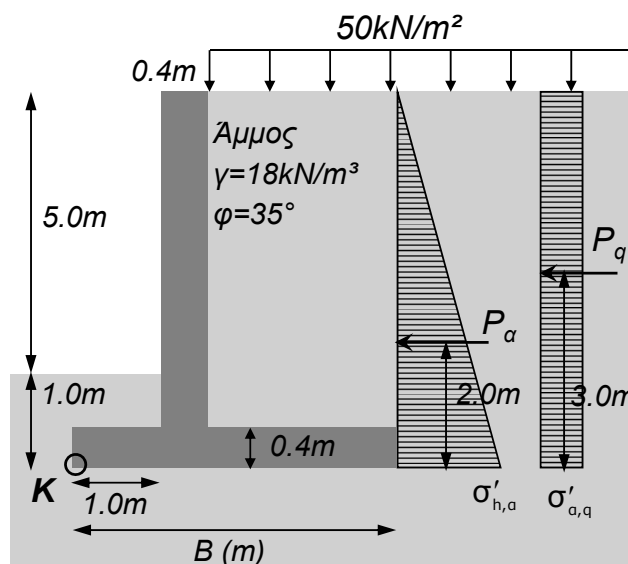
Ενεργητική ώθηση λόγω επιφόρτισης:

Για επιφόρτιση ομοιόμορφο κατανομημένο φορτίο $q=50\text{kN/m}^2$ προκύπτουν οριζόντιες ενεργητικές τάσεις:

$$\sigma'_{a,q} = K_a \cdot q = 0.2710 \cdot 50 \text{ kPa} = 13.55 \text{ kPa}$$

$$P_q = 13.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 6.0 \text{ m} = 81.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_q \text{ από το } K: \frac{1}{2} \cdot 6 = 3.0 \text{ m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου:

Η προεκλογή γίνεται θεωρώντας προς την πλευρά της ασφαλείας πως το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι ίσο με αυτό του εδάφους. Επίσης οι παθητικές ωθήσεις στην αριστερά πλευρά αγνοούνται.

Υπολογισμός των δυνάμεων ευστάθειας

Βάρος εδάφους-τοίχου:

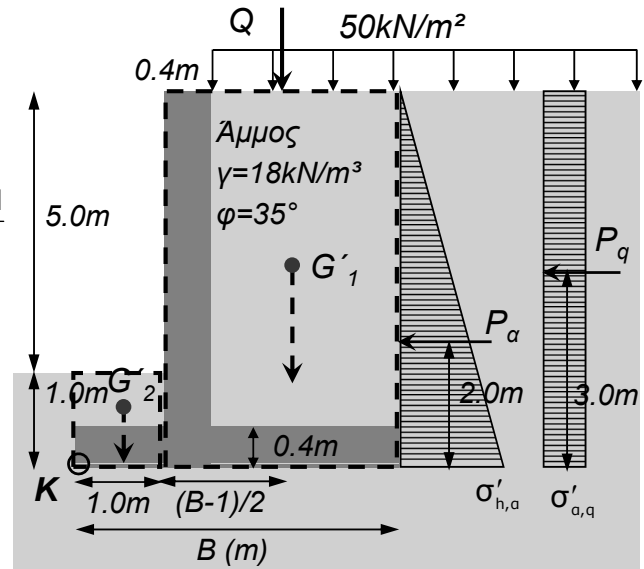
$$G'_1 \approx 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 6.0\text{m} \cdot (B-1)\text{m} = (108 \cdot B - 108) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G'_2 \approx 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.0\text{m} \cdot 1.0\text{m} = 18.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Θέση εφαρμογής G'_1 από το Κ: $\left(1 + \frac{B-1}{2}\right) \text{m}$

Θέση εφαρμογής G'_2 από το Κ: $\frac{1}{2} = 0.5 \text{m}$

Ως δύναμη ευστάθειας δρα και η επιφόρτιση Q



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου:

$$Q = 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (B-1.4)\text{m} \quad \text{Θέση εφαρμογής } Q \text{ από το Κ: } = \left(1.4 + \frac{B-1.4}{2}\right) \text{m}$$

Στο Κ θα πρέπει να υπάρχει ισορροπία ροπών με συντελεστή ασφαλείας ≥ 2

$$M_{\text{ευστ}} = G'_2 \cdot 0.5 + G'_1 \cdot \left(1 + \frac{B-1}{2}\right) + 50 \cdot (B-1.4) \cdot \left(1.4 + \frac{B-1.4}{2}\right) \Rightarrow$$

$$M_{\text{ευστ}} = 18 \cdot 0.5 + (108 \cdot B - 108) \cdot \left(\frac{1+B}{2}\right) + 25 \cdot (B^2 - 1.4^2)$$

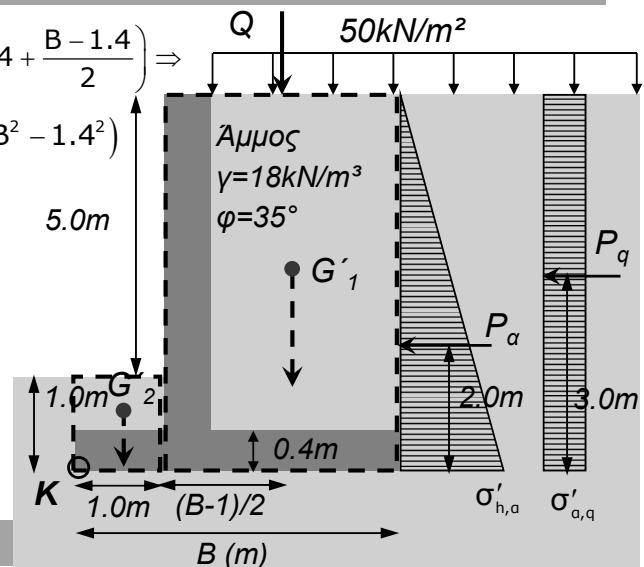
$$M_{\text{ευστ}} = 79 \cdot B^2 - 94$$

$$M_{\text{ανατρ}} = P_a \cdot 2.0 + P_q \cdot 3 = 87.81 \cdot 2.0 + 81.30 \cdot 3$$

$$M_{\text{ανατρ}} = 419.52$$

$$FS = \frac{M_{\text{ευστ}}}{M_{\text{ανατρ}}} \geq 2.0 \Rightarrow \frac{79 \cdot B^2 - 94}{419.52} \geq 2.0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow B^2 \geq 11.81 \Rightarrow B \geq 3.44 \text{m} \quad \text{άρα } B = 3.50\text{m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Τελικός έλεγχος τοίχου σε ανατροπή:

Θα ληφθεί πλέον υπόψη αναλυτικά το βάρος εδάφους και σκυροδέματος

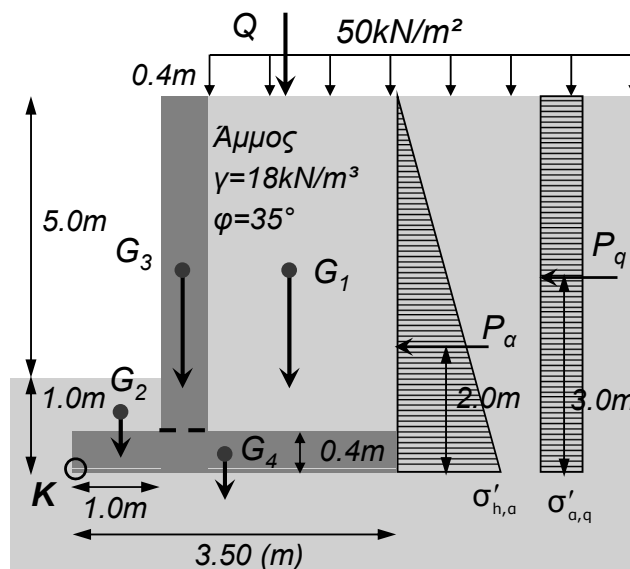
Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

Οι τιμές των ενεργητικών ωθήσεων εδάφους και επιφόρτισης παραμένουν οι ίδιες που υπολογίστηκαν, καθώς δεν εξαρτώνται από το πλάτος της βάσης του τοίχου αντιστήριξης.

Υπολογισμός των δυνάμεων ευστάθειας

$$G_1 = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.6\text{m} \cdot 2.1\text{m} = 211.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Σε απόσταση από το Κ: $\left(1.4 + \frac{2.1}{2}\right) = 2.45 \text{ m}$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Τελικός έλεγχος τοίχου σε ανατροπή:

Θα ληφθεί πλέον υπόψη αναλυτικά το βάρος εδάφους και σκυροδέματος

Υπολογισμός των δυνάμεων ευστάθειας

$$G_2 = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.6\text{m} \cdot 1.0\text{m} = 10.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Σε απόσταση από το Κ: 0.50 m

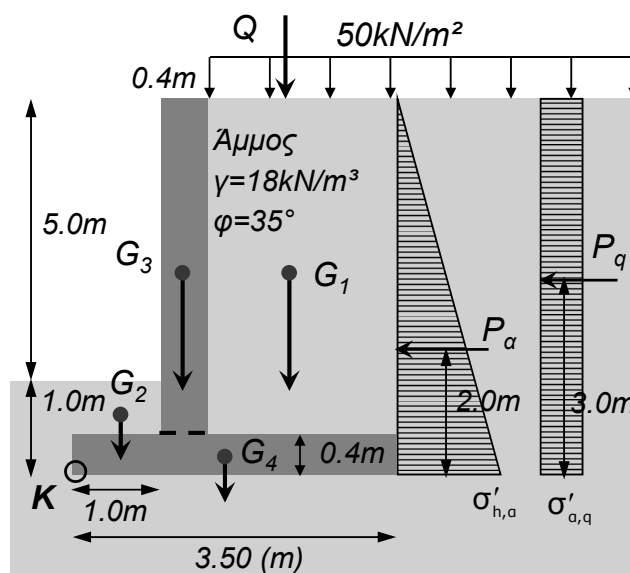
$$G_3 = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.6\text{m} \cdot 0.4\text{m} = 56.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Σε απόσταση από το Κ: $\left(1.0 + \frac{0.4}{2}\right) = 1.20 \text{ m}$

$$G_4 = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3.5\text{m} \cdot 0.4\text{m} = 35.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Σε απόσταση από το Κ: $\frac{3.50}{2} = 1.75 \text{ m}$

$$Q = 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.1\text{m} = 105 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ σε απόσταση } 2.45\text{m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Τελικός έλεγχος τοίχου σε ανατροπή:

Στο Κ θα πρέπει να υπάρχει ισορροπία ροπών με συντελεστή ασφαλείας ≥ 2

$$M_{\text{ευστ}} = 211.68 \cdot 2.45 + 10.8 \cdot 0.50 + 56 \cdot 1.2 + 35 \cdot 1.75 + 105 \cdot 2.45 \Rightarrow$$

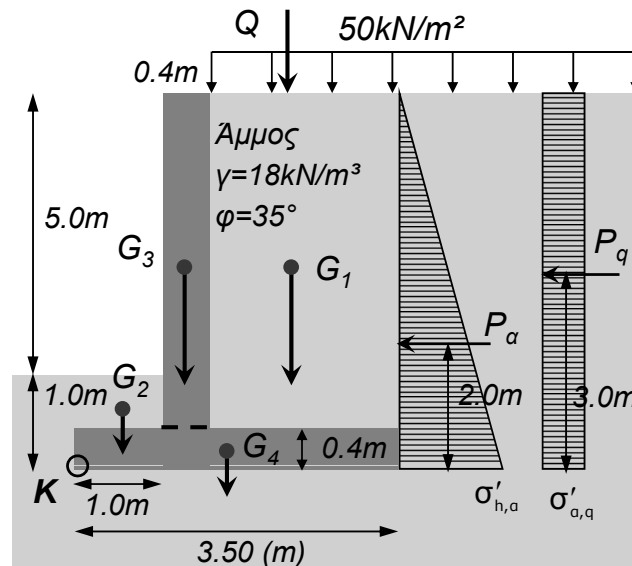
$$M_{\text{ευστ}} = 909.72 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{ανατρ}} = P_{\alpha} \cdot 2.0 + P_q \cdot 3 = 87.81 \cdot 2.0 + 81.30 \cdot 3$$

$$M_{\text{ανατρ}} = 419.52$$

$$FS = \frac{M_{\text{ευστ}}}{M_{\text{ανατρ}}} \geq 2.0 \Rightarrow \frac{909.72}{419.52} = 2.17 \geq 2.0$$

Συνεπώς η προεπιλογή των $B = 3.50\text{m}$ αρκεί στον έλεγχο σε ανατροπή



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος τοίχου σε ολίσθηση:

Η αντίσταση σε ολίσθηση στο αμμώδες έδαφος προέρχεται από τα κατακόρυφα φορτία και την τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ τοίχου - εδάφους

$$\Sigma(G + Q) = 211.68 + 10.80 + 56.00 + 35.00 + 105.00 \Rightarrow$$

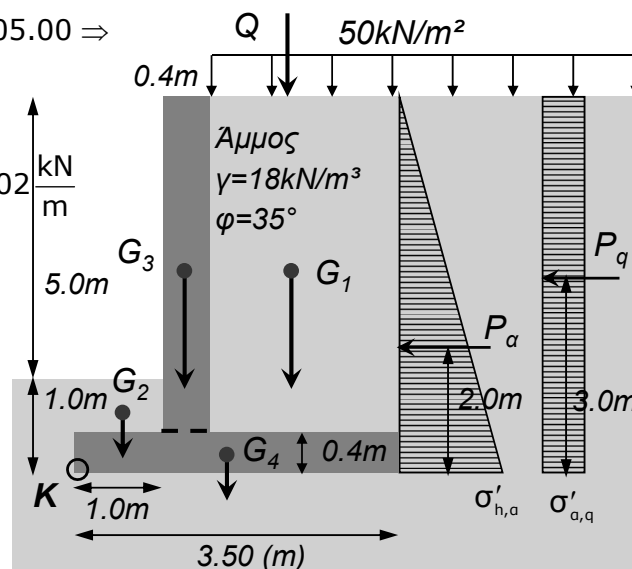
$$\Sigma(G + Q) = 418.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{ευστ}} = \Sigma(G + Q) \cdot \tan \varphi = 418.48 \cdot \tan 35 = 293.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\text{ολισθ}} = P_{\alpha} + P_q = 87.81 + 81.30 = 169.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$FS = \frac{F_{\text{ευστ}}}{F_{\text{ολισθ}}} = \frac{293.02}{169.11} = 1.73 \geq 1.5$$

Ικανοποιείται και ο έλεγχος σε ολίσθηση



Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

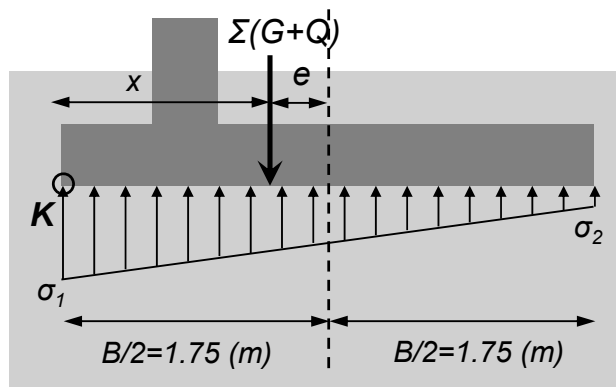
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης:

Για τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας υπολογίζονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις εδάφους. Αρχικά υπολογίζεται η εκκεντρότητα e των φορτίων λόγω ροπής.

$$\text{Εκκεντρότητα: } e = \frac{B}{2} - x$$

$$x = \frac{M_K}{\Sigma(G+Q)} = \frac{M_{K,\text{ευστ}} - M_{K,\text{ανατρ}}}{\Sigma(G+Q)} \Rightarrow$$

$$x = \frac{909.72 - 419.52}{418.48} \frac{\text{kNm}}{\frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 1.171 \text{ m}$$



$$\text{Οπότε: } e = 1.75 - 1.171 = 0.579 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.583 \text{ m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma G}{A_{\text{θεμελ}}} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{418.48}{3.5 \cdot 1} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.579}{3.5} \right) = \begin{cases} 238.24 \text{ kPa} \\ 0.89 \text{ kPa} \end{cases} < \sigma_{\text{εν}} = 250 \text{ kPa}$$

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

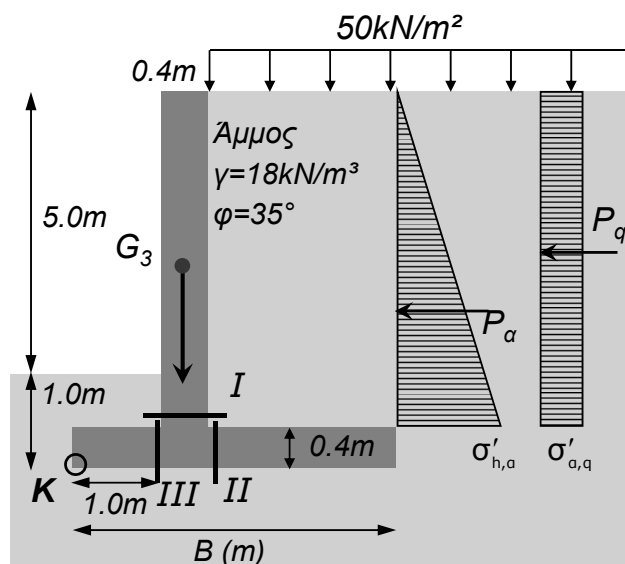
Διαστασιολόγηση τοίχου:

Η διαστασιολόγηση αφορά στον υπολογισμό των ροπών κάμψης και του απαιτούμενου οπλισμού στις διατομές I, II και III θεωρώντας τον τοίχο ως πλάκα

Συχνά γίνεται υπολογισμός και στο ήμισυ του ύψους του τοίχου όπου πιθανώς απαιτούνται μειωμένα σίδερα σε σχέση με τη βάση του ή σε ενδεχόμενο μειούμενης καθ' ύψος διατομής

Διατομή I:

Ροπή κάμψης προκαλείται από τις ωθήσεις του εδάφους P_α και της επιφόρτισης P_q
Αξονικό φορτίο ίσο με το I.B. του κορμού
Τέμνουσα λόγω των παραπάνω ωθήσεων



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή I):

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

Ενεργητική ώθηση εδάφους:

Άμμος $\phi=35^\circ \rightarrow K_a=0.2710$

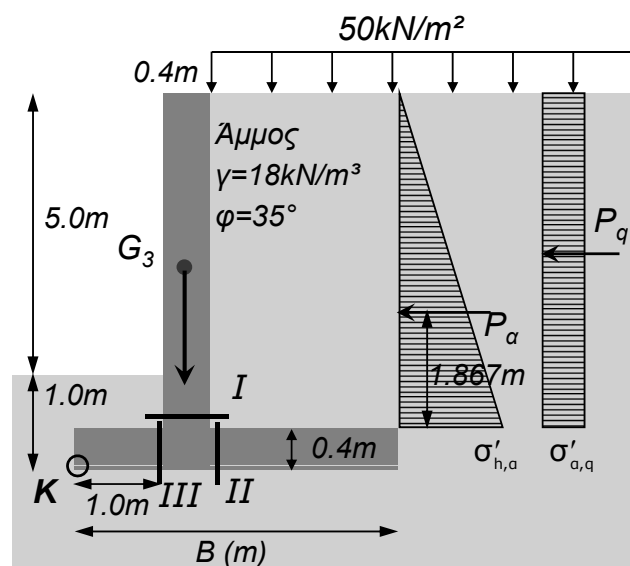
$$z = 5.6\text{m} \rightarrow \sigma'_{v,o} = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.6\text{m} = 100.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o} = 0.2710 \cdot 100.8 = 27.32 \text{ kPa}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 27.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5.6 \text{ m} = 76.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Θέση εφαρμογής της P_a από το I:

$$\frac{1}{3} \cdot 5.6 = 1.867 \text{ m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή I):

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

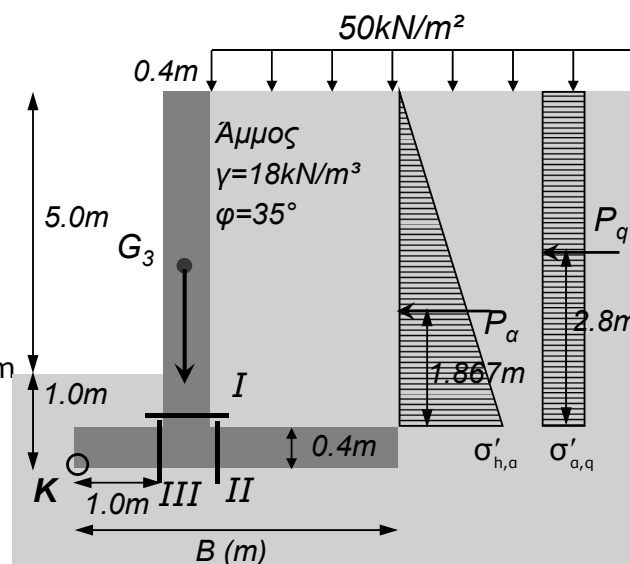
Ενεργητική ώθηση λόγω επιφόρτισης:

Για επιφόρτιση ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $q=50\text{kN/m}^2$ προκύπτουν οριζόντιες ενεργητικές τάσεις:

$$\sigma'_{a,q} = K_a \cdot q = 0.2710 \cdot 50 \text{ kPa} = 13.55 \text{ kPa}$$

$$P_q = 13.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5.6 \text{ m} = 75.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Θέση εφαρμογής της P_q από το I: $\frac{1}{2} \cdot 5.6 = 2.8 \text{ m}$



Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I): *(Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)*

Απαιτούμενος οπλισμός (αναπτυσσόμενη ροπή): $A_{s,I} = 25.57 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης: $A_{s,Imin} = 5.25 \text{ cm}^2$

Μέγιστη απόσταση ράβδων οπλισμού : $s \leq 20\text{cm}$

Διαδικασία επιλογής ράβδων οπλισμού κάμψης (θέση I):

- Η ελάχιστη απόσταση ράβδων στον κορμό είναι 20cm. Καθώς συνήθως εξετάζεται σε κάμψη και άλλο σημείο στο μέσον περίπου του ύψους του κορμού, όπου απαιτείται λιγότερος οπλισμός, γίνεται προσπάθεια τοποθέτησης οπλισμού στη θέση I ανά 10cm, ώστε να διακοπεί ο μισός οπλισμός και να μείνουν τουλάχιστο ράβδοι ανά 20cm στη πάνω θέση ελέγχου (βλ. Σχήμα στην επόμενη διαφάνεια).
- Ο οπλισμός συνεπώς μπορεί να είναι είτε ενιαίος ανά 10cm είτε δυο διαφορετικοί οπλισμοί ανά 20cm ο καθένας (τελικό αποτέλεσμα πάλι 10cm απόσταση ράβδων)

Τελικά τίθεται $\varnothing 20/20\text{cm} + \varnothing 16/20\text{cm}$ (25.76cm^2) (ροπή > 0 άρα στην εφελκυσόμενη ίνα)

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I):

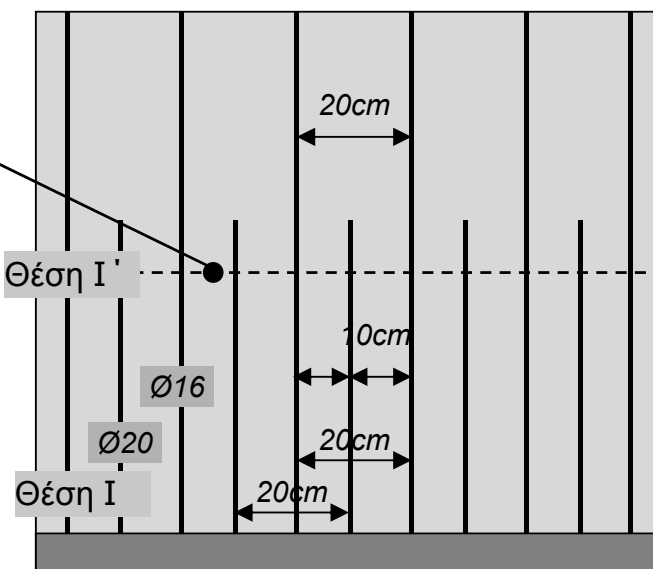
$s \leq 20 \text{ cm}$ Σε κάθε θέση του κορμού

Θέση I'

Συνεπώς στην άνω θέση ελέγχου I' μπορεί να παραμείνουν είτε τα $\varnothing 20/20\text{cm}$ είτε τα $\varnothing 16/20\text{cm}$ αναλόγως με την απαίτηση που θα προκύψει από τους υπολογισμούς

Θέση I

Τελικά τίθεται $\varnothing 20/20\text{cm} + \varnothing 16/20\text{cm}$
 (25.76cm^2)
 (άρα απόσταση ράβδων 10cm)



Όψη τοίχου αντιστήριξης

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Πίνακας οπλισμών πλακών (εφαρμογή και σε τοίχους αντιστήριξης)

Αποστάσεις (cm)	Συνδυασμός οπλισμών πλακών (εμβαδόν οπλισμού επιλεγμένης διαμέτρου ανά απόσταση)												Τεμάχια ανά m
	Διάμετρος ράβδων (mm)												
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
6.0	4.71	8.38	13.09	18.85	25.66	33.51	42.41	52.36	63.36	81.81	102.63	134.04	16.7
6.5	4.35	7.73	12.08	17.40	23.68	30.93	39.15	48.33	58.48	75.52	94.73	123.73	15.4
7.0	4.04	7.18	11.22	16.16	21.99	28.72	36.35	44.88	54.30	70.12	87.96	114.89	14.3
7.5	3.77	6.70	10.47	15.08	20.53	26.81	33.93	41.89	50.68	65.45	82.10	107.23	13.3
8.0	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24	25.13	31.81	39.27	47.52	61.36	76.97	100.53	12.5
8.5	3.33	5.91	9.24	13.31	18.11	23.65	29.94	36.96	44.72	57.75	72.44	94.62	11.8
9.0	3.14	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.27	34.91	42.24	54.54	68.42	89.36	11.1
9.5	2.98	5.29	8.27	11.90	16.20	21.16	26.79	33.07	40.01	51.67	64.82	84.66	10.5
10.0	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.42	38.01	49.09	61.58	80.42	10.0
10.5	2.69	4.79	7.48	10.77	14.66	19.15	24.24	29.92	36.20	46.75	58.64	76.60	9.5
11.0	2.57	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28	23.13	28.56	34.56	44.62	55.98	73.11	9.1
11.5	2.46	4.37	6.83	9.83	13.39	17.48	22.13	27.32	33.06	42.68	53.54	69.93	8.7
12.0	2.36	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76	21.21	26.18	31.68	40.91	51.31	67.02	8.3
12.5	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	20.36	25.13	30.41	39.27	49.26	64.34	8.0
13.0	2.17	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47	19.57	24.17	29.24	37.76	47.37	61.87	7.7
13.5	2.09	3.72	5.82	8.38	11.40	14.89	18.85	23.27	28.16	36.36	45.61	59.57	7.4
14.0	2.02	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36	18.18	22.44	27.15	35.06	43.98	57.45	7.1
14.5	1.95	3.47	5.42	7.80	10.62	13.87	17.55	21.67	26.22	33.85	42.47	55.47	6.9
15.0	1.88	3.35	5.24	7.54	10.26	13.40	16.96	20.94	25.34	32.72	41.05	53.62	6.7
15.5	1.82	3.24	5.07	7.30	9.93	12.97	16.42	20.27	24.52	31.67	39.73	51.89	6.5

Συνεχίζεται →

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Πίνακας οπλισμών πλακών (εφαρμογή και σε τοίχους αντιστήριξης)

Αποστάσεις (cm)	Συνδυασμός οπλισμών πλακών (εμβαδόν οπλισμού επιλεγμένης διαμέτρου ανά απόσταση)												Τεμάχια ανά m
	Διάμετρος ράβδων (mm)												
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
16.0	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	15.90	19.63	23.76	30.68	38.48	50.27	6.3
16.5	1.71	3.05	4.76	6.85	9.33	12.19	15.42	19.04	23.04	29.75	37.32	48.74	6.1
17.0	1.66	2.96	4.62	6.65	9.06	11.83	14.97	18.48	22.36	28.87	36.22	47.31	5.9
17.5	1.62	2.87	4.49	6.46	8.80	11.49	14.54	17.95	21.72	28.05	35.19	45.96	5.7
18.0	1.57	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17	14.14	17.45	21.12	27.27	34.21	44.68	5.6
18.5	1.53	2.72	4.25	6.11	8.32	10.87	13.76	16.98	20.55	26.53	33.28	43.47	5.4
19.0	1.49	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58	13.39	16.53	20.01	25.84	32.41	42.33	5.3
19.5	1.45	2.58	4.03	5.80	7.89	10.31	13.05	16.11	19.49	25.17	31.58	41.24	5.1
20.0	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	12.72	15.71	19.01	24.54	30.79	40.21	5.0
20.5	1.38	2.45	3.83	5.52	7.51	9.81	12.41	15.32	18.54	23.95	30.04	39.23	4.9
21.0	1.35	2.39	3.74	5.39	7.33	9.57	12.12	14.96	18.10	23.37	29.32	38.30	4.8
21.5	1.32	2.34	3.65	5.26	7.16	9.35	11.84	14.61	17.68	22.83	28.64	37.41	4.7
22.0	1.29	2.28	3.57	5.14	7.00	9.14	11.57	14.28	17.28	22.31	27.99	36.56	4.5
22.5	1.26	2.23	3.49	5.03	6.84	8.94	11.31	13.96	16.89	21.82	27.37	35.74	4.4
23.0	1.23	2.19	3.41	4.92	6.69	8.74	11.06	13.66	16.53	21.34	26.77	34.97	4.3
23.5	1.20	2.14	3.34	4.81	6.55	8.56	10.83	13.37	16.18	20.89	26.20	34.22	4.3
24.0	1.18	2.09	3.27	4.71	6.41	8.38	10.60	13.09	15.84	20.45	25.66	33.51	4.2
24.5	1.15	2.05	3.21	4.62	6.28	8.21	10.39	12.82	15.52	20.04	25.13	32.83	4.1
25.0	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	10.18	12.57	15.21	19.63	24.63	32.17	4.0

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot d = 0.04 \cdot 100\text{cm} \cdot 35\text{cm} = 140 \text{ cm}^2$$

Στην εγκάρσια έννοια (οριζόντια) τοποθετείται οπλισμός διανομής :

$$A_{s,\text{οριζ}} = \max \begin{cases} 20\% \cdot A_{s,\text{κυρ}} = 0.2 \cdot 25.76 = 5.15\text{cm}^2 \\ \text{Ø}8 / 250\text{mm} = 2.01\text{cm}^2 \end{cases} \quad \text{Αρα διανομής } \text{Ø}12/21.5 \text{ (} 5.26\text{cm}^2 \text{)}$$

Ο σημαντικός οπλισμός που απαιτήθηκε στη βάση του κορμού επιβάλλει τον υπολογισμό των ροπών και του απαιτούμενου οπλισμού και καθ' ύψος του κορμού (συνήθως στο μέσο του ύψους) προκειμένου να εξοικονομηθούν ράβδοι οπλισμού προς τα πάνω.

Επίσης θα μπορούσε να γίνει αύξηση του πάχους κορμού προς τη βάση προκειμένου να μειωθεί η απαίτηση σε οπλισμό (π.χ. μεταβλητό πάχος 0.40m στην κορυφή και 0.60m στη βάση του κορμού του τοίχου).

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση I): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)Έλεγχος με V_{Rd1} (αν δεν ικανοποιείται τότε αύξηση πάχους διατομής):

$$\text{Πρέπει: } V_I \leq V_{Rd1,I}$$

$$V_{Rd1,I} = \tau_{Rd} \cdot k_I \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_{\ell,I}) \cdot d_I \cdot b$$

Για σκυρόδεμα C30 $\rightarrow \tau_{Rd} = 0.34 \text{ MPa}$

$$k_I = 1.6 - d_I \geq 1 \Leftrightarrow k_I = 1.6 - 0.35 = 1.25 \geq 1 \quad (\text{αλλιώς θα θεωρούνταν } k_I = 1)$$

$$\rho_{\ell,I} \approx \frac{A_{s\ell,I}}{L \cdot d_I} \leq 0.02 \Leftrightarrow \rho_{\ell,I} \approx \frac{25.76 \text{ cm}^2}{100\text{cm} \cdot 35\text{cm}} = 0.00736 \leq 0.02$$

$$V_{Rd1,I} = 0.34 \cdot 10^3 \text{ kPa} \cdot 1.25 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.00736) \cdot 0.35\text{m} \cdot 1.0\text{m} \Rightarrow V_{Rd1,I} = 222.29 \text{ kN}$$

Τελικά: $V_I = 152.38 \text{ kN} \leq V_{Rd1,I} = 222.29 \text{ kN}$ Η διατομή επαρκεί έναντι διάτμησης

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή I') :

$$z = 2.8\text{m} \rightarrow \sigma'_{v,o} = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2.8\text{m} = 50.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o} = 0.2710 \cdot 50.4 = 13.66 \text{ kPa}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 13.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.8 \text{ m} = 19.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_q = 13.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.8 \text{ m} = 37.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ροπή κάμψης στη θέση I' :

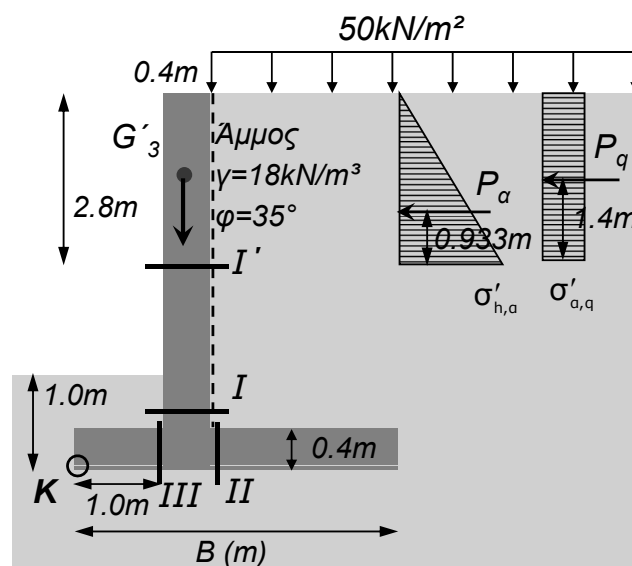
$$M_T = 19.12 \cdot 0.933 + 37.94 \cdot 1.4 = 70.95 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Αξονικό φορτίο στη θέση I' :

$$N_T = -G'_3 = -28.00 \text{ kN/m} \text{ θλιπτικό}$$

Τέμνουσα δύναμη στη θέση I:

$$V_T = P_a + P_q = 19.12 + 37.94 = 57.06 \text{ kN/m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή I') :

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I') : (Γίνεται για μήκος τοίχου b=1.0m)

$$M_{sd,I} = M_T - N \cdot \frac{t_{\text{κορυμ}}}{2} = 70.95 - (-28) \cdot \frac{0.4}{2} = 76.55 \text{ kNm}$$

$$\mu_{sd,I} = \frac{M_{sd,I}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{76.55 \text{ kNm}}{1.0\text{m} \cdot 0.35^2 \text{m}^2 \cdot \frac{30000 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.031 < \mu_{\text{lim}} = 0.31$$

Στατικό ύψος
d=h-επικάλυψη
d=0.4-0.05=0.35m

$$\text{Προκύπτει: } \omega_T = 0.0307 + (0.0412 - 0.0307) \frac{0.031 - 0.03}{0.04 - 0.03} = 0.03175 \rightarrow$$

$$A_{s,I} = \omega_T \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_I}{f_{yd}} = 0.0318 \cdot 100\text{cm} \cdot 35\text{cm} \cdot \frac{\frac{30000}{1.5} \text{ kPa}}{\frac{500000}{1.15} \text{ kPa}} + \frac{-28.0 \text{ kN}}{\frac{50}{1.15} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 4.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.6 \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0.6 \cdot 100\text{cm} \cdot 35\text{cm}}{500\text{MPa}} = 4.2\text{cm}^2 \text{ (} f_{yk} \text{ σε MPa)} \\ 1.5\text{‰} \cdot b \cdot d = 0.0015 \cdot 100\text{cm} \cdot 35\text{cm} = 5.25\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$s \leq \min \{ 20\text{cm}, 1.5 \cdot t_{\text{κορυμ}} = 60\text{cm} \} = 20 \text{ cm}$$

Τελικά τίθεται
Ø16/20cm (10.05cm²)
(στη δεξιά ίνα που
εφελκύεται)

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

ΠΡΟΣΟΧΗ: Στις διατομές II και III που αποτελούν τμήμα του πεδίου του τοίχου, ισχύει η πρόσθετη απαίτηση για τουλάχιστο σχάρα οπλισμών Ø12/15

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή II):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση II): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

$$\mu_{sd,II} = \frac{M_{sd,II}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{225.88 \text{ kNm}}{1.0m \cdot 0.35^2 m^2 \cdot \frac{30000 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.092 < \mu_{lim} = 0.31$$

Στατικό ύψος
 $d=h$ -επικάλυψη
 $d=0.4-0.05=0.35m$

Προκύπτει: $\omega_{II} = 0.0955 + (0.1069 - 0.0955) \frac{0.092 - 0.09}{0.10 - 0.09} = 0.0978 \rightarrow$

$$A_{s,II} = \omega_{II} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0978 \cdot 100cm \cdot 35cm \cdot \frac{\frac{30000 \text{ kPa}}{1.5}}{\frac{500000 \text{ kPa}}{1.15}} = 15.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.6 \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0.6 \cdot 100cm \cdot 35cm}{500MPa} = 4.2cm^2 \text{ (} f_{yk} \text{ σε MPa)} \\ 1.5\% \cdot b \cdot d = 0.0015 \cdot 100cm \cdot 35cm = 5.25cm^2 \end{array} \right.$$

Τελικά τίθεται
Ø18/15cm (16.96cm²)
στην άνω ίνα

$$s \leq \min \{20cm, 1.5 \cdot t_{\text{νελυ}} = 60cm, 15cm\} = 15 \text{ cm}$$

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή II):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση II): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

$$A_{max} = 4\% \cdot b \cdot d = 0.04 \cdot 100cm \cdot 35cm = 140 \text{ cm}^2$$

Στην εγκάρσια έννοια (οριζόντια) τοποθετείται οπλισμός διανομής :

$$A_{s,οριζ} = \max \left\{ \begin{array}{l} 20\% \cdot A_{s,κυρ} = 0.2 \cdot 16.96 = 3.39cm^2 \\ \text{Ø}8 / 250mm = 2.01cm^2 \\ \text{Ø}12 / 15cm \end{array} \right.$$

Αρα διανομής Ø12/15 (7.54cm²)

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση II):

Μεταβάλλεται μόνο το ρ σε σχέση με τη θέση I $\rho_{\epsilon,II} = \frac{16.96 \text{ cm}^2}{100cm \cdot 35cm} = 0.00485 \leq 0.02$

$$V_{Rd1,II} = 0.34 \cdot 10^3 \text{ kPa} \cdot 1.25 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.00485) \cdot 0.35m \cdot 1.0m \Rightarrow V_{Rd1,II} = 207.36 \text{ kN}$$

Τελικά: $V_{II} = 165.28 \text{ kN} \leq V_{Rd1,II} = 207.36 \text{ kN}$ Η διατομή επαρκεί έναντι διάτμησης

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός εντατικών μεγεθών (διατομή III)

$$F3 = 170.43 \cdot 1.0 = 170.43 \text{ kN/m}$$

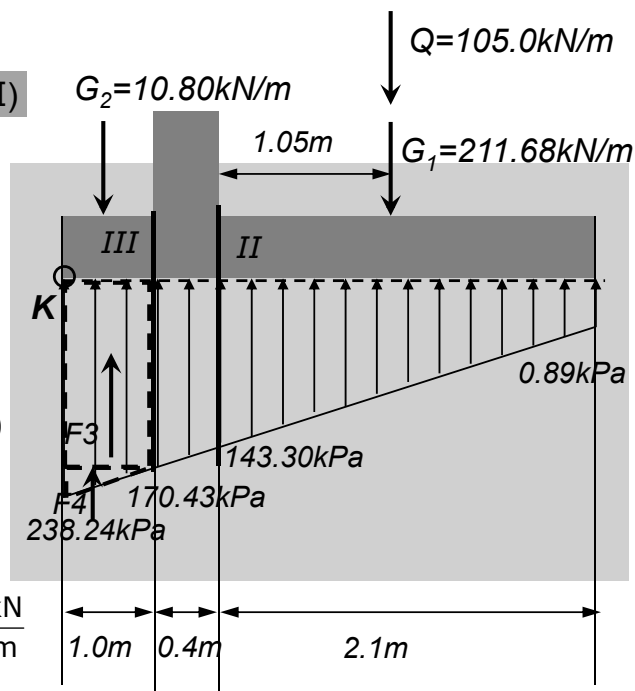
$$F4 = \frac{1}{2} (238.24 - 170.43) 1.0 = 33.91 \text{ kN/m}$$

$$M_{III} = F3 \cdot \frac{1.0}{2} + F4 \cdot \frac{2 \cdot 1.0}{3} - G_2 \cdot \frac{1.0}{2}$$

$$M_{III} = 170.43 \cdot \frac{1.0}{2} + 33.91 \cdot \frac{2 \cdot 1.0}{3} - 10.80 \cdot 0.50$$

$$M_{III} = 102.42 \text{ kNm/m}$$

$$V_{III} = \frac{170.43 + 238.24}{2} \cdot 1.0 - 10.80 = 193.54 \text{ kN/m}$$



Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

ΠΡΟΣΟΧΗ: Στις διατομές II και III που αποτελούν τμήμα του πεδίου του τοίχου, ισχύει η πρόσθετη απαίτηση για τουλάχιστο σχάρα οπλισμών $\varnothing 12/15$

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή III):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση III): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

$$\mu_{sd,III} = \frac{M_{sd,III}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{102.42 \text{ kNm}}{1.0m \cdot 0.35^2 m^2 \cdot \frac{30000 \text{ kN}}{1.5 m^2}} = 0.042 < \mu_{lim} = 0.31$$

Στατικό ύψος
 $d = h - \text{επικάλυψη}$
 $d = 0.4 - 0.05 = 0.35m$

Προκύπτει: $\omega_{III} = 0.0412 + (0.0518 - 0.0412) \frac{0.042 - 0.04}{0.05 - 0.04} = 0.0433 \rightarrow$

$$A_{s,III} = \omega_{III} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0433 \cdot 100cm \cdot 35cm \cdot \frac{\frac{30000}{1.5} \text{ kPa}}{\frac{500000}{1.15} \text{ kPa}} = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.6 \cdot b \cdot d}{f_{yk}} = \frac{0.6 \cdot 100cm \cdot 35cm}{500MPa} = 4.2cm^2 \text{ (} f_{yk} \text{ σε MPa)} \\ 1.5\% \cdot b \cdot d = 0.0015 \cdot 100cm \cdot 35cm = 5.25cm^2 \end{array} \right.$$

$$s \leq \min \{ 20cm, 1.5 \cdot t_{\text{νεαλμ}} = 60cm, 15cm \} = 15 \text{ cm}$$

Τελικά τίθεται $\varnothing 12/15cm$ (7.54cm²) στην κάτω ίνα

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή III):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση III): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot d = 0.04 \cdot 100\text{cm} \cdot 35\text{cm} = 140 \text{ cm}^2$$

Στην εγκάρσια έννοια (οριζόντια) τοποθετείται οπλισμός διανομής :

$$A_{s,\text{οριζ}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 20\% \cdot A_{s,\text{κυρ}} = 0.2 \cdot 7.54 = 1.51\text{cm}^2 \\ \text{Ø}8 / 250\text{mm} = 2.01\text{cm}^2 \\ \text{Ø}12 / 15\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Αρα διανομής } \text{Ø}12/15 (7.54\text{cm}^2)$$

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση III):

$$\text{Μεταβάλλεται μόνο το } \rho \text{ σε σχέση με τη θέση I} \quad \rho_{\ell,\text{III}} = \frac{7.54 \text{ cm}^2}{100\text{cm} \cdot 35\text{cm}} = 0.00215 \leq 0.02$$

$$V_{\text{Rd1,III}} = 0.34 \cdot 10^3 \text{ kPa} \cdot 1.25 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.00215) \cdot 0.35\text{m} \cdot 1.0\text{m} \Rightarrow V_{\text{Rd1,III}} = 191.29 \text{ kN}$$

Πρέπει: $V_{\text{III}} = 193.54 \text{ kN} \leq V_{\text{Rd1,III}} = 191.29 \text{ kN}$ Δεν ισχύει οριακά!!!

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή III):

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση III):

Θεωρητικά θα έπρεπε να μεγαλώσει το πάχος της διατομής. Καθώς όμως η διαφορά είναι μικρή ελέγχεται η επιρροή μιας μικρής αύξησης του κύριου οπλισμού της διατομής για να αυξηθεί ο όρος $\rho_{\ell,\text{III}}$

Για κύριο οπλισμό $\text{Ø}14/15 (10.26\text{cm}^2)$ αντί $\text{Ø}12/15 (7.54\text{cm}^2)$ στη διατομή III είναι:

$$\rho_{\ell,\text{III}} = \frac{10.26 \text{ cm}^2}{100\text{cm} \cdot 35\text{cm}} = 0.00293 \leq 0.02$$

$$V_{\text{Rd1,III}} = 0.34 \cdot 10^3 \text{ kPa} \cdot 1.25 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.00293) \cdot 0.35\text{m} \cdot 1.0\text{m} \Rightarrow V_{\text{Rd1,III}} = 195.93 \text{ kN}$$

Πρέπει: $V_{\text{III}} = 193.54 \text{ kN} \leq V_{\text{Rd1,III}} = 195.93 \text{ kN}$ Ο έλεγχος βγαίνει!!!

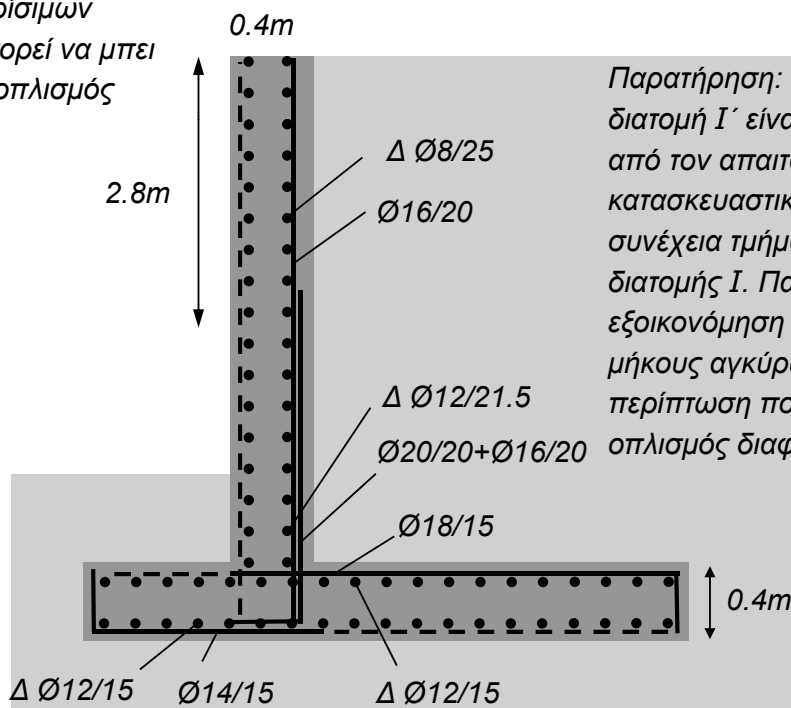
Σε περίπτωση σημαντικής διαφοράς θα έπρεπε να γίνει αύξηση πάχους του πέλματος του τοίχου αντιστήριξης

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Εκτός των κρίσιμων διατομών μπορεί να μπει ο ελάχιστος οπλισμός



Παρατήρηση: Ο οπλισμός Ø16/20 στη διατομή I' είναι κάπως περισσότερος από τον απαιτούμενο. Βολεύει όμως κατασκευαστικά καθώς αποτελεί συνέχεια τμήματος του οπλισμού της διατομής I. Παράλληλα γίνεται και εξοικονόμηση του απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης σε σχέση με την περίπτωση που επιλεγόταν λιγότερος οπλισμός διαφορετικής διαμέτρου.

Αντιστηρίξεις



❖ Εφαρμογή (Επανάληψη Εδαφομηχανικής):

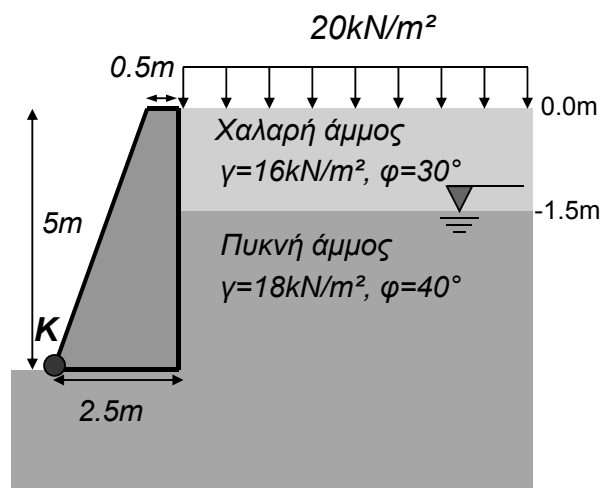
Να σχεδιαστεί το διάγραμμα οριζόντιων ενεργητικών τάσεων κατά Rankine και η συνισταμένη ώθηση στον τοίχο αντιστήριξης του σχήματος. Στη συνέχεια να υπολογιστεί ο συντελεστής ασφαλείας σε ανατροπή και ολίσθηση του τοίχου (απλοποιητικά $\gamma = \gamma_{κορ}$, $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{σκυροδ} = 25 \text{ kN/m}^3$). Στη βάση αδιαπέρατο υλικό.

Επίλυση :

Η ενδεχόμενη ανατροπή του τοίχου θα ελεγχθεί ως προς το σημείο K, όπου θα πρέπει η ροπή ευστάθειας να είναι μεγαλύτερη από τη ροπή ανατροπής.

Η δύναμη και η ροπή ευστάθειας οφείλονται στο ίδιο βάρος του τοίχου που δρα σταθεροποιητικά.

Η δύναμη ολίσθησης και η ροπή ανατροπής οφείλονται στις ενεργητικές ωθήσεις του εδάφους (λόγω ιδίου βάρους, επιφόρτισης και υδροστατικών τάσεων).



Το αδιαπέρατο υλικό στη βάση εμποδίζει την ανάπτυξη υποπίεσεων του νερού

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος

(1) Υπολογίζονται οι κατακόρυφες ενεργές τάσεις λόγω του ίδιου βάρους εδάφους

$$z = 1.5\text{m} \rightarrow \sigma_{v,o} = 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.5\text{m} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$u_w = 0$$

$$\sigma'_{v,o} = \sigma_{v,o} - u_w = 24 \text{ kPa}$$

$$z = 5.0\text{m} \rightarrow \sigma_{v,o} = 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.5\text{m} + 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3.5\text{m} = 87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$u_w = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3.5\text{m} = 35 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v,o} = \sigma_{v,o} - u_w = 52 \text{ kPa}$$

(2) Υπολογίζονται οι οριζόντιες τάσεις του εδάφους λόγω ίδιου βάρους

Χαλαρή άμμος ($\varphi=30^\circ$) $\rightarrow K_a=0.3333$ $z = 0.0\text{m} \rightarrow \sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o} = 0.3333 \cdot 0 = 0 \text{ kPa}$

$$z = 1.5\text{m} \rightarrow \sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o} = 0.3333 \cdot 24 = 8.00 \text{ kPa}$$

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος

(2) Υπολογίζονται οι οριζόντιες τάσεις του εδάφους λόγω ίδιου βάρους

Πυκνή άμμος ($\varphi=40^\circ$) $\rightarrow K_a=0.2174$ $z = 1.5\text{m} \rightarrow \sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o} = 0.2174 \cdot 24 = 5.22 \text{ kPa}$

$$z = 5.0\text{m} \rightarrow \sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o} = 0.2174 \cdot 52 = 11.30 \text{ kPa}$$

(3) Υπολογίζονται οι οριζόντιες υδροστατικές τάσεις

Η τιμή και η κατανομή των οριζόντιων υδροστατικών τάσεων με το βάθος είναι όμοιες με τις κατακόρυφες υδροστατικές τάσεις

(4) Υπολογίζονται οι οριζόντιες τάσεις λόγω επιφόρτισης

Για επιφόρτιση ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $q=20\text{kN/m}^2$ προκύπτουν οριζόντιες ενεργητικές τάσεις:

Χαλαρή άμμος: $\sigma'_{a,q} = K_a \cdot q = 0.3333 \cdot 20 \text{ kPa} = 6.67 \text{ kPa}$

Πυκνή άμμος: $\sigma'_{a,q} = K_a \cdot q = 0.2174 \cdot 20 \text{ kPa} = 4.35 \text{ kPa}$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος



(5) Υπολογίζονται οι τιμές και οι θέσεις εφαρμογής των ενεργητικών ωθήσεων

Ο υπολογισμός της τιμής και της θέσης εφαρμογής της κάθε ώθησης συχνά απαιτεί τη διάσπαση του διαγράμματος τάσεων σε απλά σχήματα (τρίγωνα και ορθογώνια) με γνωστό κέντρο βάρους

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος

(5) Υπολογίζονται οι τιμές και οι θέσεις εφαρμογής των ενεργητικών ωθήσεων

Ενεργητική ώθηση εδάφους:

$$P_{a,1} = \frac{1}{2} \cdot 8.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5 \text{ m} = 6.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{a,1} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{3} \cdot 1.5 \text{ m} + 3.5 \text{ m} = 4.00 \text{ m}$$

$$P_{a,2} = 5.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 \text{ m} = 18.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{a,2} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{2} \cdot 3.5 \text{ m} = 1.75 \text{ m}$$

$$P_{a,3} = \frac{1}{2} \cdot (11.30 - 5.22) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 \text{ m} = 10.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{a,3} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{3} \cdot 3.5 \text{ m} = 1.167 \text{ m}$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος

(5) Υπολογίζονται οι τιμές και οι θέσεις εφαρμογής των ενεργητικών ωθήσεων

Ωθηση λόγω υδροστατικών πιέσεων:

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 \text{ m} = 61.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Σημείωση: οι μονάδες kN/m αναφέρονται σε δύναμη (kN) ανά μέτρο μήκους του τοίχου αντιστήριξης}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_w \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{3} \cdot 3.5 \text{ m} = 1.167 \text{ m}$$

Ωθηση λόγω επιφόρτισης $q=20\text{kN/m}^2$:

$$P_{q,1} = 6.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5 \text{ m} = 10.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{q,1} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{2} \cdot 1.5 \text{ m} + 3.5 \text{ m} = 4.25 \text{ m}$$

$$P_{q,2} = 4.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 \text{ m} = 15.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{q,2} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{2} \cdot 3.5 \text{ m} = 1.75 \text{ m}$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των δυνάμεων ευστάθειας

Οι δυνάμεις ευστάθειας είναι το βάρος του τοίχου αντιστήριξης

$$G_1 = A_1 \cdot \gamma_{\text{σκυροδ}} = \frac{1}{2} \cdot (2.5 - 0.5) \text{ m} \cdot 5.0 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 125.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Απόσταση εφαρμογής της } G_1 \text{ από το σημείο Κ: } \frac{2}{3} \cdot (2.5 - 0.5) \text{ m} = 1.333 \text{ m}$$

$$G_2 = A_2 \cdot \gamma_{\text{σκυροδ}} = 0.5 \text{ m} \cdot 5.0 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 62.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Απόσταση εφαρμογής της } G_2 \text{ από το σημείο Κ: } (2.5 - 0.5) \text{ m} + \frac{0.5 \text{ m}}{2} = 2.25 \text{ m}$$

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ροπών ευστάθειας ως προς το Κ:

$$M_{\text{ευστ}} = G_1 \cdot 1.333 \text{ m} + G_2 \cdot 2.25 \text{ m} = 125 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.333 \text{ m} + 62.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2.25 \text{ m} = 307.25 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Σημείωση: οι μονάδες kNm/m αναφέρονται σε ροπή (kNm) ανά μέτρο μήκους του τοίχου αντιστήριξης

Υπολογισμός των ροπών ανατροπής ως προς το Κ:

$$M_{\text{ανατρ}} = P_{a,1} \cdot 4.00 \text{ m} + P_{a,2} \cdot 1.75 \text{ m} + P_{a,3} \cdot 1.167 \text{ m} + P_w \cdot 1.167 \text{ m} + P_{q,1} \cdot 4.25 \text{ m} + P_{q,2} \cdot 1.75 \text{ m} \Rightarrow$$

$$M_{\text{ανατρ}} = 6.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 4.00 \text{ m} + 18.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.75 \text{ m} + 10.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.167 \text{ m} + 61.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.167 \text{ m} \\ + 10.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 4.25 \text{ m} + 15.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.75 \text{ m} \Rightarrow$$

$$M_{\text{ανατρ}} = 209.06 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας σε ανατροπή:

$$FS_{\text{ανατρ}} = \frac{M_{\text{ευσταθ}}}{M_{\text{ανατρ}}} = \frac{307.25}{209.06} = 1.47$$

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας σε ολίσθηση:

Δυνάμεις ολίσθησης:

$$F_{\text{ολισθ}} = P_{a,1} + P_{a,2} + P_{a,3} + P_w + P_{q,1} + P_{q,2} \Rightarrow$$

$$F_{\text{ολισθ}} = 6.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 18.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 10.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 61.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 10.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 15.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 121.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Δυνάμεις ευστάθειας σε ολίσθηση:

Ως δύναμη ευστάθειας σε ολίσθηση λειτουργεί η τριβή μεταξύ της βάσης του τοίχου και του εδάφους (πυκνή άμμος) που αναπτύσσεται λόγω του βάρους του τοίχου

$$F_{\text{ευσταθ}} = G_{\text{ολ}} \cdot \tan \varphi = (125.0 + 62.5) \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \tan 40^\circ = 157.33 \text{ kN}$$

Συντελεστής ασφαλείας σε ολίσθηση:

$$FS_{\text{ολισθ}} = \frac{F_{\text{ευσταθ}}}{F_{\text{ολισθ}}} = \frac{157.33}{121.40} = 1.30$$