

# *Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος (ΣΠΜΕ)*

*Ημερίδα με θέμα :*

*Γεωτεχνικός Σχεδιασμός Κατασκευών - Αντιστηρίξεις*

*14 Απριλίου 2010*

**Σχεδιασμός Αντιστηρίξεων  
με τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997)**

*Μ. Καββαδάς, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ*

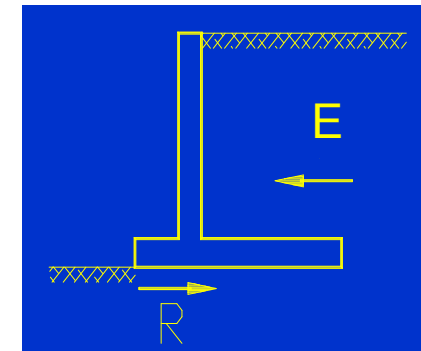
## Περιεχόμενα του Ευρωκώδικα 7.1 ( EN 1997-1 )

1. Γενικά
  2. Αρχές του γεωτεχνικού σχεδιασμού
  3. Γεωτεχνικά δεδομένα
  4. Επίβλεψη κατασκευής, παρακολούθηση και συντήρηση
  5. Επιχώσεις, αποστραγγίσεις και βελτιώσεις εδαφών
- 
6. Επιφανειακές θεμελιώσεις
  7. Θεμελιώσεις με πασσάλους
  8. Αγκυρώσεις
  9. Έργα αντιστηρίξεως
  10. Υδραυλική αστοχία
  11. Ολική ευστάθεια
  12. Επιχώματα και πρανή

## Κεφάλαιο 2 : Αρχές του Γεωτεχνικού Σχεδιασμού

1. Απαιτούνται δύο έλεγχοι (χωριστά) :

- Σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS)  
«Δράσεις» μικρότερες από τις «αντοχές» ( $E_d < R_d$ )
- Σε οριακή κατάσταση λειτουργίας (SLS)  
Υπολογισμός των παραμορφώσεων υπό τα φορτία λειτουργίας  
Παραμορφώσεις μικρότερες από τις αποδεκτές τιμές ( $\delta < \delta_{max}$ )



2. Στους ελέγχους υπεισέρχονται οι «χαρακτηριστικές τιμές» δράσεων ( $F_k$ ) και εδαφικών παραμέτρων ( $X_k$ ) που προσδιορίζονται με αντικειμενικότερο τρόπο

*Οι χαρακτηριστικές τιμές αποτελούν «συντηρητικές εκτιμήσεις» που συνήθως δεν διαφέρουν από τις «εύλογες» εκτιμήσεις που γινόταν μέχρι σήμερα*

3. Ο έλεγχος έναντι αστοχίας (ULS) γίνεται μέσω των "επιμέρους συντελεστών" δράσεων, εδαφικών ιδιοτήτων και αντιστάσεων ( $\gamma_F$ ,  $\gamma_M$ ,  $\gamma_R$ ) αντί του συνολικού "συντελεστή ασφαλείας" ( $FS$ )

## Κεφάλαιο 2 : Αρχές του Γεωτεχνικού Σχεδιασμού

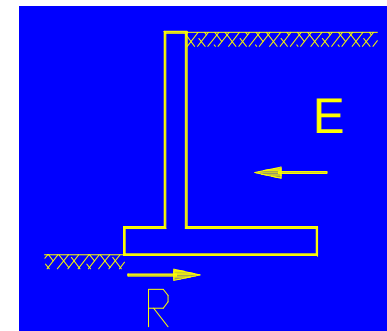
### 4. Εισαγωγή νέων εννοιών :

- Δράσεις (F) : μόνιμες, πρόσκαιρες, τυχηματικές, σεισμικές
- Εντάσεις (E) : αποτέλεσμα των δράσεων (π.χ. καμπτική ροπή, τέμνουσα)
- Εδαφικές παράμετροι (X) : π.χ. γωνία τριβής, συνοχή
- Αντιστάσεις (R) : π.χ. φέρουσα ικανότητα πεδίου / πασσάλου
- Χαρακτηριστικές τιμές : δράσεων ( $F_k$ ) και εδαφικών παραμέτρων ( $X_k$ )
- Χαρακτηριστικές τιμές : εντάσεων ( $E_k$ ) και αντιστάσεων ( $R_k$ ) : υπολογίζονται μέσω των χαρακτηριστικών τιμών των  $F_k$  και  $X_k$
- Επιμέρους συντελεστές (δράσεων  $\gamma_F$ , εντάσεων  $\gamma_E$ , εδαφικών παραμέτρων  $\gamma_M$ , αντιστάσεων  $\gamma_R$ )
- Τιμές σχεδιασμού (δράσεων  $F_d$ , εντάσεων  $E_d$ , εδαφικών παραμέτρων  $X_d$ , αντιστάσεων  $R_d$ )

όπου :  $F_d = F_k \gamma_F$  και  $X_d = X_k / \gamma_M$

αλλά :

$E_d = E_k \gamma_E$	ή :	$E_d = E (F_d)$
$R_d = R_k / \gamma_R$		$R_d = R (X_d)$

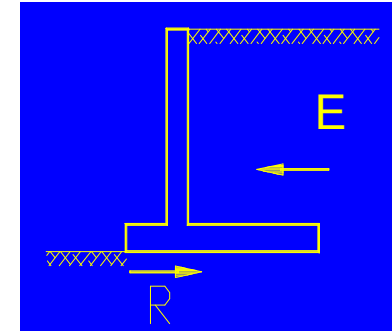


## Κεφάλαιο 2 : Αρχές του Γεωτεχνικού Σχεδιασμού

5. Τρεις εναλλακτικοί Τρόποι Ανάλυσης (Design Approaches) της οριακής κατάστασης αστοχίας : DA-1, DA-2, DA-3

λόγω των διαφορετικών ορισμών των  $E_d$  και  $R_d$

π.χ. Έλεγχος έναντι ολίσθησης :  $R_d \geq E_d$



---

$$\text{DA-1 : } R\left(\gamma_F F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}\right) \geq E\left(\gamma_F F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

$$\text{Συνδ. 1 : } \gamma_F = \underline{1.35} \text{ ή } 1.50, \quad \gamma_M = \underline{1.00}$$

$$\text{Συνδ. 2 : } \gamma_F = \underline{1.00}, \quad \gamma_M = \underline{1.25} \text{ ή } 1.40$$

---

$$\text{DA-3 : } R\left(\gamma_F F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}\right) \geq E\left(\gamma_F F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

$$\gamma_F = \underline{1.35} \text{ ή } 1.50 \text{ (δομ)} \quad \gamma_F = \underline{1.0} \text{ (γεωτ)}, \quad \gamma_M = \underline{1.25} \text{ ή } 1.40$$

**DA-2 :**

$$\frac{1}{\gamma_R} R(F_k, X_k) \geq \gamma_E E(F_k, X_k)$$

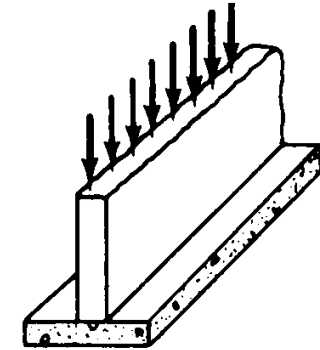
$$\gamma_R = 1.10 \text{ ή } 1.40 \quad \gamma_E = 1.35 \text{ ή } 1.50$$

# Κεφάλαιο 6 : Επιφανειακές Θεμελιώσεις

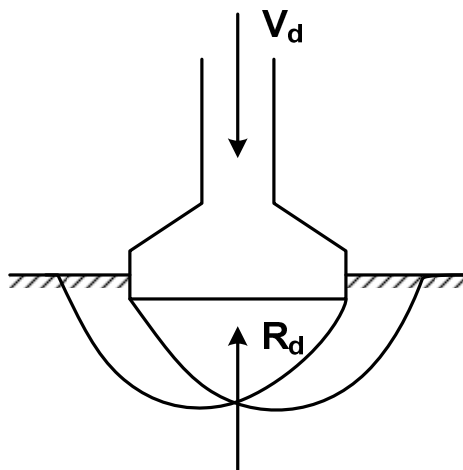
## Οριακές καταστάσεις αστοχίας :

- Υπέρβαση της κατακόρυφης φέρουσας ικανότητας (τύπου GEO)
- Υπέρβαση της αντίστασης σε ολίσθηση (τύπου GEO)
- Ανατροπή (τύπου EQU)
- Απώλεια Ολικής Ευστάθειας (τύπου GEO)

Q (kN per m of length)

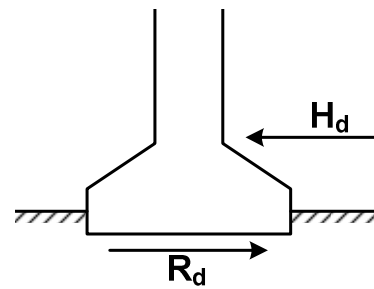


o.



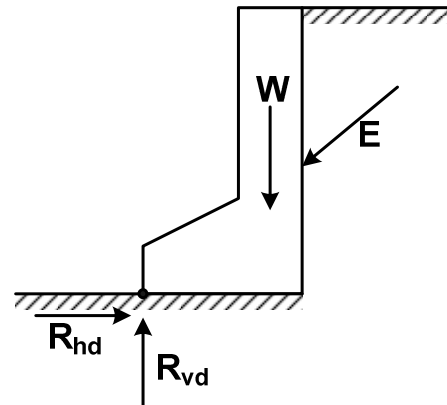
$$R_d > V_d$$

Φέρουσα ικανότητα



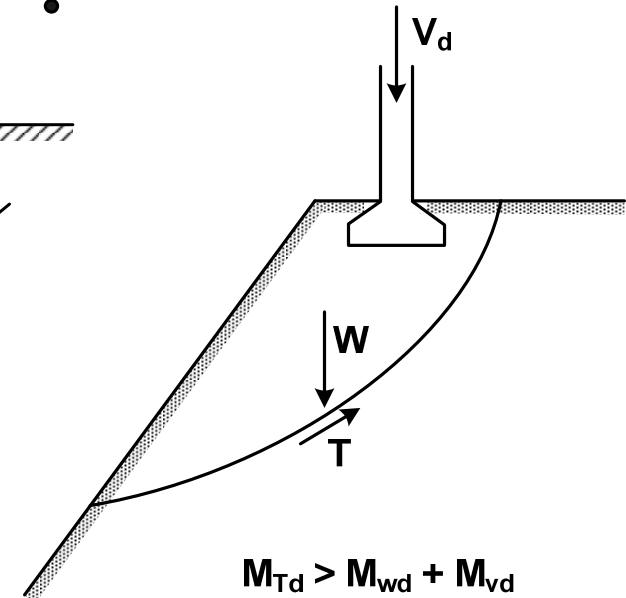
$$R_d > H_d$$

Ολίσθηση



$$M_{wd} > M_{Ed}$$

Ανατροπή



$$M_{Td} > M_{wd} + M_{vd}$$

Ολική ευστάθεια

## 1.1 Έλεγχος έναντι υπέρβασης της κατακόρυφης φέρουσας ικανότητας

$$V_d \leq R_{vd}$$

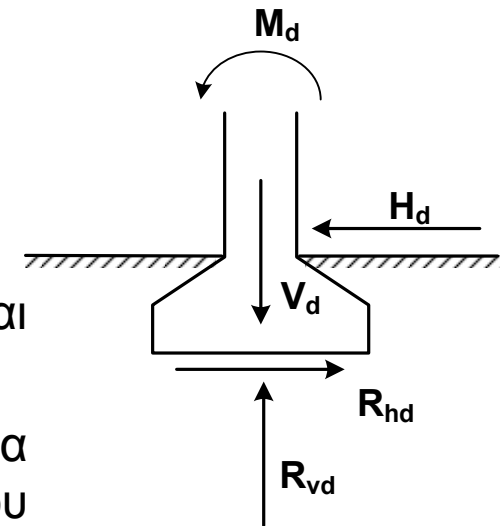
$V_d$  = τιμή σχεδιασμού της δράσης επί του θεμελίου. Περιλαμβάνει το βάρος της θεμελίωσης, το βάρος τυχόν υλικού επανεπίχωσης και όλες τις πιέσεις γαιών, είτε ευμενείς είτε δυσμενείς

$R_{vd}$  = τιμή σχεδιασμού της αντίστασης του εδάφους (φέρουσα ικανότητα).

$$R_{vd} = (1/\gamma_R) R (F_k, X_k)$$

Για τον υπολογισμό του  $R (F_k, X_k)$  πρέπει να χρησιμοποιείται μια αναγνωρισμένη αναλυτική μέθοδος.

Μπορεί να εφαρμόζεται η μέθοδος αναλυτικού υπολογισμού για τη φέρουσα ικανότητα που παρουσιάζεται στο Παράρτημα Δ του EN 1997-1.



# 1.1 Έλεγχος έναντι υπέρβασης της κατακόρυφης φέρουσας ικανότητας

$$V_d \leq R_{vd}$$

Κατά το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1997-1, ο έλεγχος γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2\* (DA-2\*), δηλαδή με τη σχέση :

$$\gamma_E V (F_k, X_k) \leq (1/\gamma_R) R (F_k, X_k) \quad \text{ή} \quad V (\gamma_F F_k, X_k) \leq (1/\gamma_R) R (F_k, X_k)$$

Επιμέρους συντελεστές ομάδας A1 + R2 :

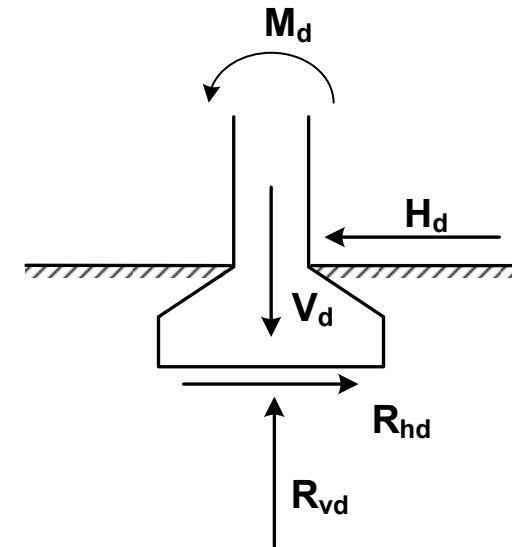
A1 :  $\gamma_F = \gamma_E = 1.35$  ή  $1.50$     και    R2 :  $\gamma_R = 1.40$

Πίνακας A.3 – Επιμέρους συντελεστές στις δράσεις ( $\gamma_F$ ) ή στα αποτελέσματα των δράσεων ( $\gamma_E$ )

Δράση		Σύμβολο	Ομάδα	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Ευνοϊκή		1,0	1,0
Μεταβλητή	Δυσμενής	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Ευνοϊκή		0	0

Πίνακας A.5 - Επιμέρους συντελεστές αντίστασης ( $\gamma_R$ ) για επιφανειακές θεμελιώσεις

Αντίσταση	Σύμβολο	Ομάδα		
		R1	R2	R3
Φέρουσα	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Ολίσθησης	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0



Ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας :  $FS = \gamma_F \gamma_R \approx 1.40 \times 1.40 = 1.96$



## 1.2 Έλεγχος έναντι υπέρβασης της αντίστασης σε ολίσθηση στη βάση

Πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη ανισότητα:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

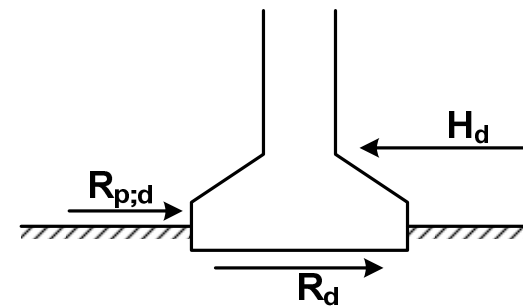
- $H_d$  = τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας (συνήθως οριζόντιας) δράσης που ασκείται στο θεμέλιο. Περιλαμβάνει τις τιμές σχεδιασμού των ενεργών ωθήσεων γαιών οι οποίες ασκούνται στη θεμελίωση.
- $R_d$  = τιμή σχεδιασμού της αντίστασης του θεμελίου σε ολίσθηση.
- $R_{p;d}$  = τιμή σχεδιασμού της αντίστασης στην παρεϊά του πεδίλου, π.χ. παθητική αντίσταση ή κάποιο ποσοστό αυτής (εφόσον βεβαίως μπορεί να αναπτυχθεί για την οριακή μετακίνηση του πεδίου κατά την ολίσθηση).

---

Κατά το Εθνικό Προσάρτημα, η ανάλυση γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2\* (DA-2\*)

Τιμή σχεδιασμού της δράσης :  $H_d = \gamma_E H (F_k, X_k)$   
ή  $H_d = H (\gamma_F F_k, X_k)$

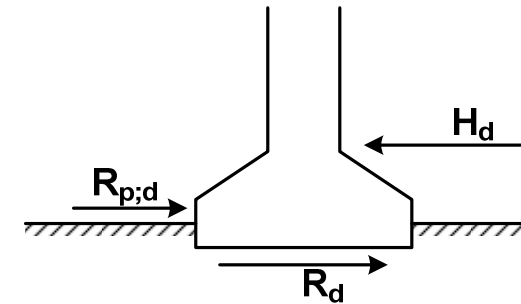
Επιμέρους συντελεστές ομάδας A1 (Πίνακας A.3) :  
 $\gamma_F = \gamma_E = 1.35$  ή  $1.50$



## 1.2 Έλεγχος έναντι υπέρβασης της αντίστασης σε ολίσθηση στη βάση

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

Τιμή σχεδιασμού της αντίστασης  $R_{p;d} = R_p / \gamma_R$   
όπου  $\gamma_R = 1.40$  (Πίνακας Α.5)



Τιμή σχεδιασμού της αντίστασης  $R_d$  :

Για στραγγισμένες συνθήκες :  $R_d = (V'_k \tan \delta_k) / \gamma_{R;h}$

Για αστράγγιστες συνθήκες :  $R_d = (A_c c_{u;k}) / \gamma_{R;h}$

$V'_k$  = χαρακτηριστική τιμή της κατακόρυφης δράσης στο πέδιλο

$\delta_k$  = γωνία τριβής της διεπιφάνειας πεδίλου – εδάφους. Ίση με την χαρακτηριστική τιμή της ενεργού γωνίας διατμητικής αντίστασης στην οριακή κατάσταση,  $(\phi'_{cv;k})$ , για θεμελιώσεις από έγχυτο σκυρόδεμα και ίση με  $(2/3 \phi'_{cv;k})$  για λείες προκατασκευασμένες θεμελιώσεις.

$A_c$  = επιφάνεια επαφής του θεμελίου με το έδαφος

$c_{u;k}$  = χαρακτηριστική τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής

$\gamma_{R;h}$  = επιμέρους συντελεστής ολίσθησης (Πίνακας Α.5, Παράρτημα Α). Για τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2\* :  $\gamma_{R;h} = 1.1$

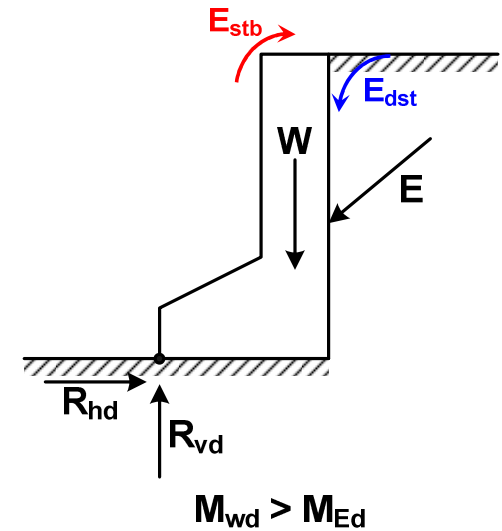
Ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας :  $FS = \gamma_F \gamma_{R;h} \approx 1.40 \times 1.10 = 1.54$

### 1.3 Έλεγχος έναντι ανατροπής (τύπου EQU)

$$E_{dst,d} < E_{stb,d} \Rightarrow \gamma_{dst} E_{dst,k} < \gamma_{stb} E_{stb,k}$$

$E_{dst,d}$  = Τιμή σχεδιασμού της συνιστάμενης ροπής ανατροπής ως προς τον άξονα ανατροπής

$E_{stb,d}$  = τιμή σχεδιασμού της συνιστάμενης σταθεροποιητικής ροπής ως προς τον άξονα ανατροπής



Η ανάλυση γίνεται με τον Τρόπο 2\* (DA-2\*). Εφαρμόζονται οι επιμέρους συντελεστές του Πίνακα A.1 του Παραρτήματος A του EN 1997-1 :

Πίνακας A.1 Επιμέρους συντελεστές σε δράσεις (γ<sub>F</sub>)

Δράση	Σύμβολο	Τιμή
Μόνιμη Δυσμενής <sup>α</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Ευνοϊκή <sup>β</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Μεταβλητή Δυσμενής <sup>α</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Ευνοϊκή <sup>β</sup>	$\gamma_{Q;stb}$	0
<sup>α</sup> Αποσταθεροποιητική	<sup>β</sup> Σταθεροποιητική	

Ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας :  $FS = \gamma_{dst} / \gamma_{stb} = 1.10 / 0.9 = 1.22$

## 1.4 Έλεγχος έναντι απώλειας ολικής ευστάθειας

Η ολική ευστάθεια της θεμελίωσης πρέπει να ελέγχεται στις εξής καταστάσεις :

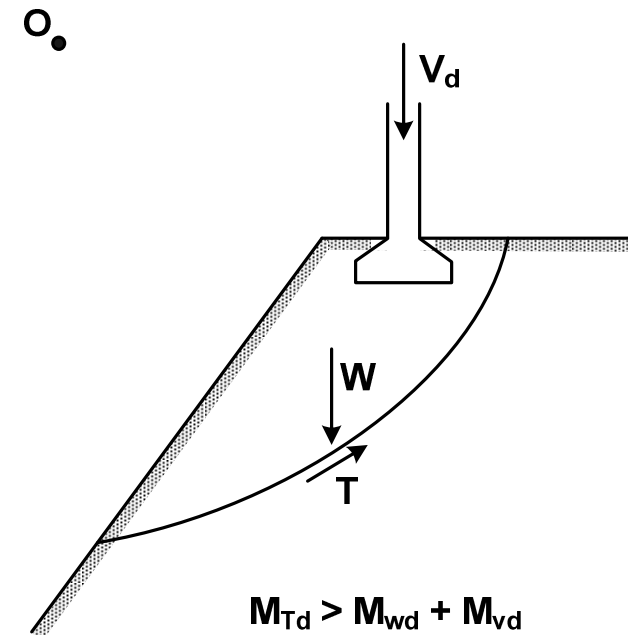
- κοντά ή πάνω σε κεκλιμένο έδαφος, φυσικό πρανές ή επίχωμα
- κοντά σε εκσκαφή ή τοίχο αντιστήριξης
- κοντά σε ποτάμι, διώρυγα, λίμνη, ταμιευτήρα ή θαλάσσια ακτή
- κοντά σε ορυχεία ή υπόγειες κατασκευές.

Σε τέτοιες καταστάσεις, πρέπει να αποδεικνύεται, με βάση τις αρχές που περιγράφονται στο Κεφάλαιο 11 του EN 1997-1, ότι η πιθανότητα να συμβεί απώλεια ευστάθειας της εδαφικής μάζας που περιέχει τη θεμελίωση είναι επαρκώς μικρή.

Κατά το Εθνικό Προσάρτημα, η ανάλυση γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3) όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 11

$$R_d > E_d$$

$$R (Y_F F_k, X_k / Y_M) > E (Y_F F_k, X_k / Y_M)$$



**Παράδειγμα Εφαρμογής :** Έλεγχος επάρκειας πεδίλου έναντι φέρουσας ικανότητας και ολίσθησης στη βάση (Τρόπος Ανάλυσης 2\*, DA-2\*)

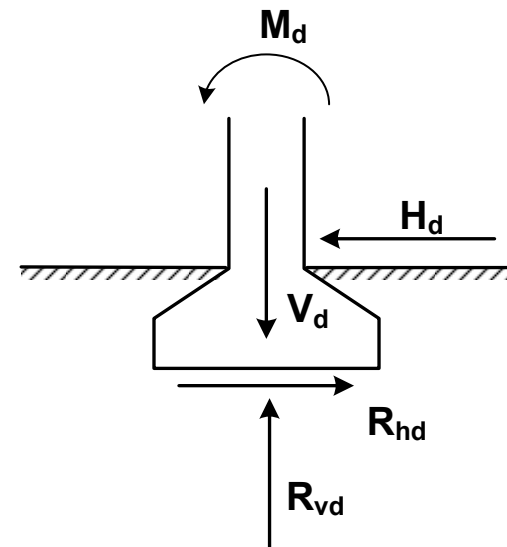
Ορθογωνικό πέδιλο με τα εξής χαρακτηριστικά : Πλάτος :  $B = 3\text{m}$  , Μήκος :  $L = 4\text{m}$   
Βάθος έδρασης από την επιφάνεια :  $D = 1\text{m}$

Χαρακτηριστικές τιμές :

Ειδικό βάρος εδάφους πάνω και κάτω από τη στάθμη έδρασης (δεν υπάρχει στάθμη υπογείου ορίζοντα):  $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$

Ενεργός γωνία τριβής του εδάφους :  $\varphi' = 28^\circ$

Ενεργός συνοχή του εδάφους :  $c' = 10\text{ kPa}$



## Παράδειγμα Εφαρμογής : Έλεγχος επάρκειας πεδίλου έναντι φέρουσας ικανότητας και ολίσθησης στη βάση

Χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων στη στάθμη έδρασης του πεδίλου (ως προς το κέντρο του) :

Κατακόρυφη μόνιμη δράση :  $G_k = 1800 \text{ kN}$

Κατακόρυφη πρόσκαιρη δράση :  $Q_k = 350 \text{ kN}$

Οριζόντια μόνιμη δράση κατά το πλάτος :  $H_{BGk} = 360 \text{ kN}$

Οριζόντια πρόσκαιρη δράση κατά το πλάτος :  $H_{BQk} = 70 \text{ kN}$

Οριζόντια μόνιμη δράση κατά το μήκος :  $H_{LGk} = 0 \text{ kN}$

Οριζόντια πρόσκαιρη δράση κατά το μήκος :  $H_{LQk} = 0 \text{ kN}$

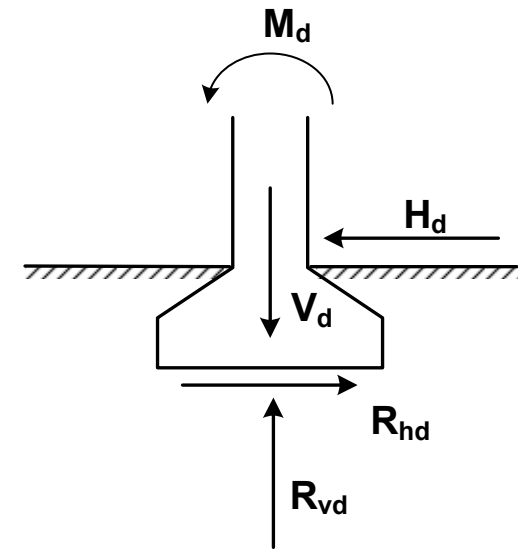
Ροπή λόγω μόνιμων δράσεων (κατά το πλάτος B) :  $M_{BG,k} = 1080 \text{ kNm}$

Ροπή λόγω μόνιμων δράσεων (κατά το μήκος L) :  $M_{LG,k} = 0 \text{ kNm}$

Ροπή λόγω πρόσκαιρων δράσεων (κατά το πλάτος B) :  $M_{BQ,k} = 210 \text{ kNm}$

Ροπή λόγω πρόσκαιρων δράσεων (κατά το μήκος L) :  $M_{LQ,k} = 0 \text{ kNm}$

Επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους (ευμενής δράση) :  $q_k = 0$



## Παράδειγμα Εφαρμογής : Έλεγχος επάρκειας πεδίλου έναντι φέρουσας ικανότητας και ολίσθησης στη βάση

### 1. Υπολογισμός παραμέτρων των δράσεων στη βάση του πεδίου :

$$E_d = E (Y_F F_k, X_k)$$

Οι επιμέρους συντελεστές λαμβάνονται από τους Πίνακες A.3 και A.5 του Παραρτήματος A του EN 1997-1 (στήλη A1 – για τον Τρόπο Ανάλυσης 2\*).

Τιμή σχεδιασμού της κατακόρυφης δράσης επί του πεδίου :

$$E_d = V_d = Y_G G_k + Y_Q Q_k = 1.35 \times 1800 + 1.50 \times 350 = 2955 \text{ kN}$$

Τιμή σχεδιασμού της οριζόντιας δράσης επί του πεδίου (κατά το πλάτος) :

$$H_{Bd} = Y_G H_{BGk} + Y_Q H_{BQk} = 1.35 \times 360 + 1.50 \times 70 = 591 \text{ kN}$$

Τιμή σχεδιασμού της οριζόντιας δράσης επί του πεδίου (κατά το μήκος) :

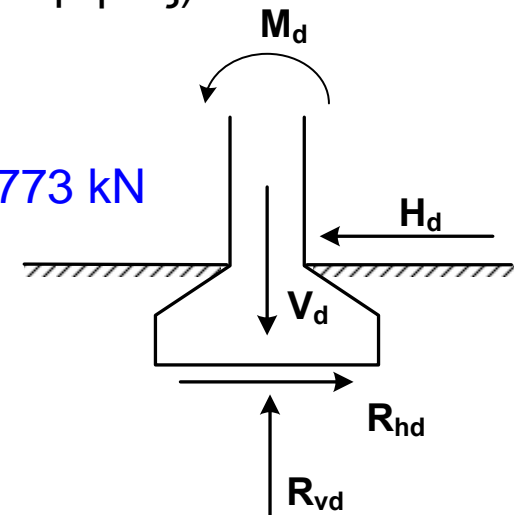
$$H_{Ld} = Y_G H_{LGk} + Y_Q H_{LQk} = 0 \text{ kN}$$

Τιμή σχεδιασμού της ροπής (κατά το πλάτος B) :

$$M_{Bd} = Y_G M_{BG,k} + Y_Q M_{BQ,k} = 1.35 \times 1080 + 1.50 \times 210 = 1773 \text{ kN}$$

Τιμή σχεδιασμού της ροπής (κατά το μήκος L) :

$$M_{Ld} = Y_G M_{LG,k} + Y_Q M_{LQ,k} = 0 \text{ kN}$$



## 2. Υπολογισμός της οριακής αντίστασης του εδάφους (οριακή φέρουσα ικανότητα) στη βάση του πεδίλου :

$$R_d = (1/\gamma_R) R (F_k, X_k)$$

Υπολογισμοί με τη μέθοδο που αναφέρεται στο Παράρτημα Δ του EN 1997-1 με χρήση χαρακτηριστικών τιμών (Τρόπος Ανάλυσης DA-2\*) :

Εκκεντρότητα (χαρακτηριστική τιμή) της φόρτισης κατά το πλάτος :

$$e_{Bk} = M_{Bk} / V_k = (1080+210) / (1800+350) = 0.6\text{m}$$

Εκκεντρότητα της φόρτισης κατά το μήκος :  $e_{Lk} = M_{Lk} / V_k = 0$

Λοξότητα της φόρτισης ως προς την κατακόρυφο (κατά το πλάτος B) :

$$\tan(\theta_{Bk}) = H_{Bk} / V_k = (360+70) / (1800 + 350) = 0.20 \Rightarrow \theta_{Bk} = 11.31^\circ$$

Λοξότητα της φόρτισης ως προς την κατακόρυφο (κατά το μήκος L) :

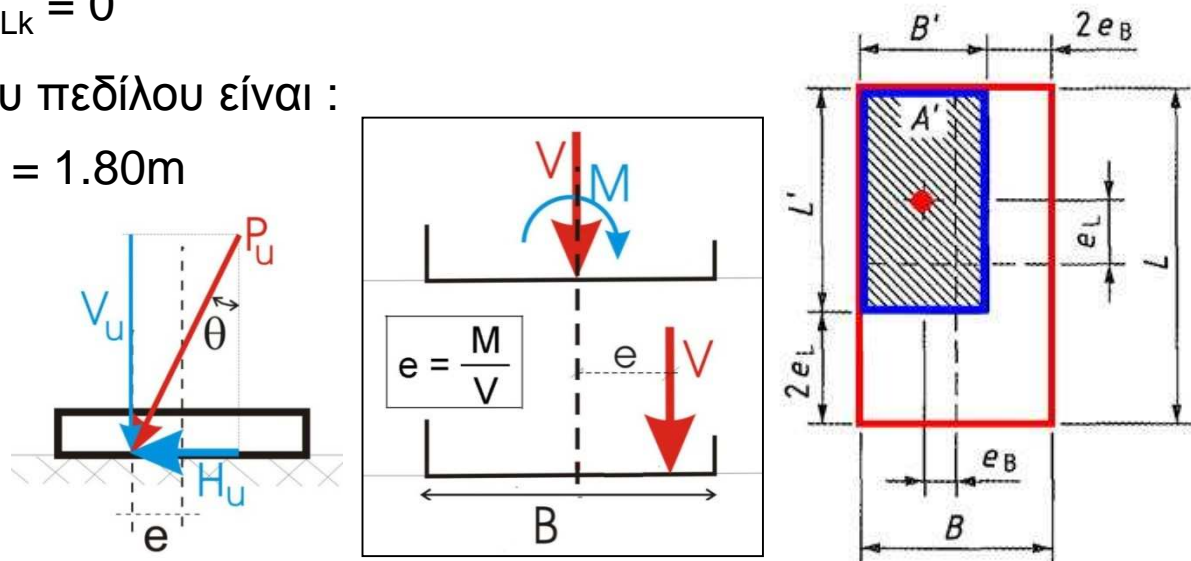
$$\tan(\theta_{Lk}) = H_{Lk} / V_k = 0 \Rightarrow \theta_{Lk} = 0$$

Οι απομειωμένες διαστάσεις του πεδίλου είναι :

$$B' = B - 2 e_{Bk} = 3 - 2 \times 0.60 = 1.80\text{m}$$

$$L' = L - 2 e_{Lk} = 4\text{m}$$

$$A' = B' L' = 7.2 \text{ m}^2$$





**2. Υπολογισμός της οριακής αντίστασης του εδάφους (οριακή φέρουσα ικανότητα) στη βάση του πεδίου :**

$$R_d = (1/\gamma_R) R (F_k, X_k) \quad \text{και} \quad R = p_u B' L'$$

Χαρακτηριστική τιμή της οριακής πίεσης ( $p_u$ ) :

$$p_u = c N_c s_c i_c + (q + \gamma'_1 D) N_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma'_2 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας  $N_i$  προκύπτουν από την χαρακτηριστική τιμή της γωνίας τριβής του εδάφους ( $\varphi' = 28^\circ$ ) μέσω των σχέσεων :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 (45 + \varphi'/2) = 14.720$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi' = 25.803$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi' = 14.590$$

Οι συντελεστές σχήματος προκύπτουν από τις σχέσεις :

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi' = 1.2113$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 (B'/L') = 0.8650$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) = 1.2267$$

## 2. Υπολογισμός της οριακής αντίστασης του εδάφους (οριακή φέρουσα ικανότητα) στη βάση του πεδίου :

Οι συντελεστές απόκλισης του φορτίου ( $i_q, i_\gamma, i_c$ ) προκύπτουν από τις σχέσεις :

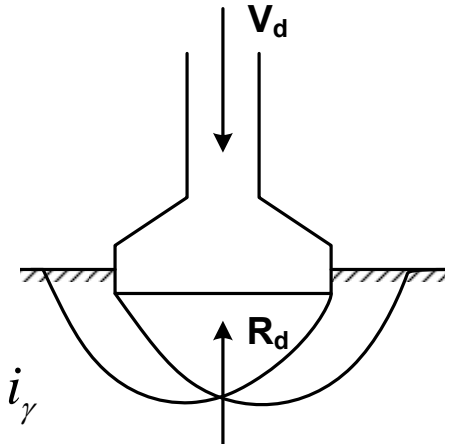
$$m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')] = 1.6897$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^{m+1}$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi')$$

Όπου :  $V = p_u B' L'$   
και :  $H = V \tan(\theta_B)$



$$p_u = c N_c s_c i_c + (q + \gamma'_1 D) N_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma'_2 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Οι συντελεστές απόκλισης του φορτίου ( $i_q, i_\gamma, i_c$ ) δεν μπορούν να υπολογισθούν ευθέως, επειδή εξαρτώνται από το  $p_u$  (που δεν είναι γνωστό). Ο υπολογισμός γίνεται με δοκιμές και προκύπτει :  $i_q = 0.6949$  ,  $i_\gamma = 0.5602$  ,  $i_c = 0.6727$

Οπότε : Χαρακτηριστική τιμή της οριακής πίεσης  $p_{u,k} = p_u = 588 \text{ kPa}$

Χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης :  $R_k = V_{u,k} = p_u B' L' = 588 \times 1.80 \times 4 = 4233 \text{ kN}$

Τιμή σχεδιασμού της οριακής αντίστασης κατά τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2\* :

$$R_d = R_k / Y_R = V_{u,k} / Y_{R,v} = 4233 / 1.40 = 3024 \text{ kN}$$

Ο επιμέρους συντελεστής αντίστασης ( $Y_{R,v}$ ) λήφθηκε από τον Πίνακα A.5 (στήλη R2 για τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2\*) του Παραρτήματος A του EN 1997-1.

## 2. Υπολογισμός της οριακής αντίστασης του εδάφους (οριακή φέρουσα ικανότητα) στη βάση του πεδίλου :

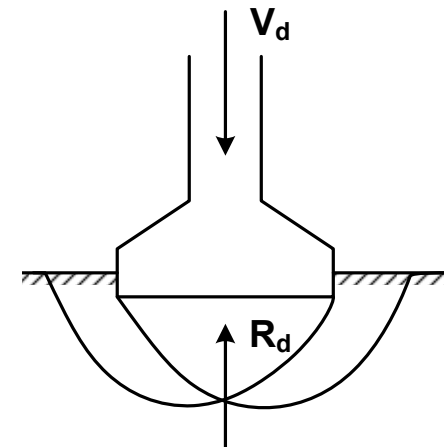
Έλεγχος αστοχίας λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του πεδίλου :

$$V_d \leq R_d \quad \Rightarrow \quad V_d = 2955 \text{ kN} \leq 3024 \text{ kN} = R_d$$

Υπολογισμός ισοδύναμου ενιαίου συντελεστή ασφαλείας (FS) του πεδίλου :

$$FS = R / V = 4233 / (1800 + 350) = 1.97$$

Σημείωση :  $FS_{\min} = \gamma_F \gamma_R = (1.35 \div 1.50) \times 1.40 \approx 1.40 \times 1.40 = 1.96$



**3. Έλεγχος έναντι αντίστασης σε ολίσθηση :**  $H_d \leq R_d + R_{p;d}$

Συντηρητικά (λόγω του μικρού βάθους θεμελίωσης) θεωρείται ότι η παθητική αντίσταση στην παρειά του πεδίου είναι αμελητέα :  $R_{p;d} = 0$ .

Τιμή σχεδιασμού της οριζόντιας δράσης επί του πεδίου (κατά το πλάτος) :

$$H_d = \gamma_G H_{BGk} + \gamma_Q H_{BQk} = 1.35 \times 360 + 1.50 \times 70 = 591 \text{ kN}$$

Για στραγγισμένες συνθήκες, η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντίστασης υπολογίζεται από τη σχέση (Τρόπος Ανάλυσης 2\*) :

$$R_d = (V_k \tan \delta_k) / \gamma_{R,h}$$

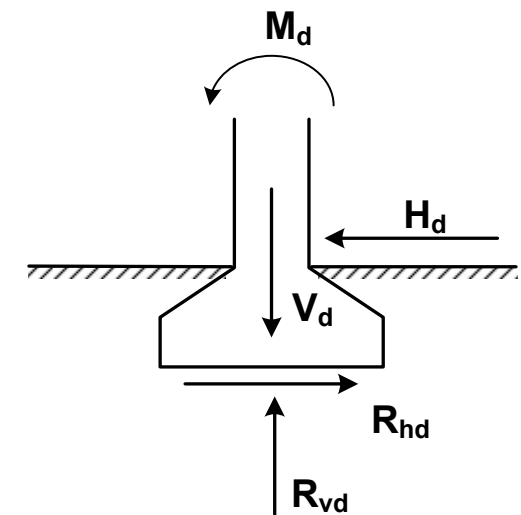
$V_k = G_k + Q_k =$  χαρακτηριστική τιμή της κατακόρυφης δράσης στο πέδιλο

$\delta_k =$  γωνία τριβής στη βάση του πεδίου

$\gamma_{R,h} =$  επιμέρους συντελεστής ολίσθησης από Πίνακα Α.5. Για τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2\*, έχει τιμή  $\gamma_{R,h} = 1.1$  (στήλη R2).

Πίνακας Α.5 - Επιμέρους συντελεστές αντίστασης ( $\gamma_R$ ) για επιφανειακές θεμελιώσεις

Αντίσταση	Σύμβολο	Ομάδα		
		R1	R2	R3
Φέρουσα	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Ολίσθησης	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0



3. Έλεγχος έναντι αντίστασης σε ολίσθηση :  $H_d \leq R_d + R_{p;d}$

$$R_d = (V_k \tan \delta_k) / \gamma_{R;h} \quad R_{p;d} = R_p / \gamma_{R;e}$$

$$V_k = G_k + Q_k = 1800 + 350 = 2150 \text{ kN}$$

Για θεμελιώσεις από έγχυτο σκυρόδεμα, η χαρακτηριστική τιμή της γωνίας τριβής ( $\delta_k$ ) θεωρείται ίση με την χαρακτηριστική τιμή της ενεργού γωνίας διατμητικής αντίστασης στην οριακή κατάσταση ( $\phi'_{cv;k}$ ). Συνεπώς :  $\delta_k = 28^\circ$ , οπότε :

$$R_d = (2150 \times \tan(28)) / 1.10 = 1039.2 \text{ kN} \quad \text{και} \quad R_{p;d} = 0 / 1.40 = 0$$

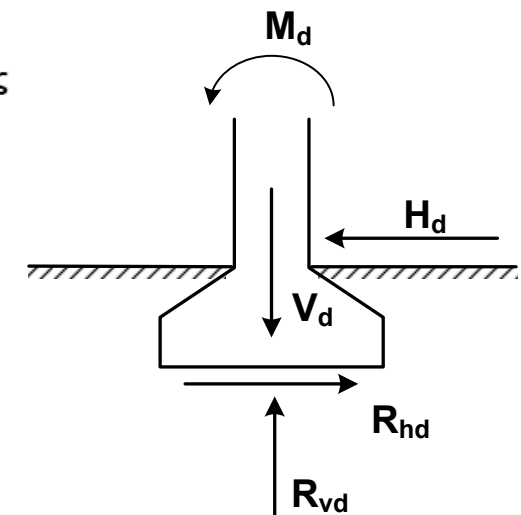
$$\text{Άρα : } H_d \leq R_d + R_{p;d} \Rightarrow H_d = 591 \leq 1039.2 + 0$$

Υπολογισμός του ισοδύναμου ενιαίου συντελεστή ασφαλείας (FS) του πεδίου σε ολίσθηση :  $FS = R_k / H_k = (2150 \times \tan(28)) / (360 + 70) = 2.66$

Σημείωση :  $FS_{\min} = \gamma_F \gamma_R = (1.35 \div 1.50) \times 1.10 \approx 1.40 \times 1.10 = 1.54$

Πίνακας A.5 - Επιμέρους συντελεστές αντίστασης ( $\gamma_R$ ) για επιφανειακές θεμελιώσεις

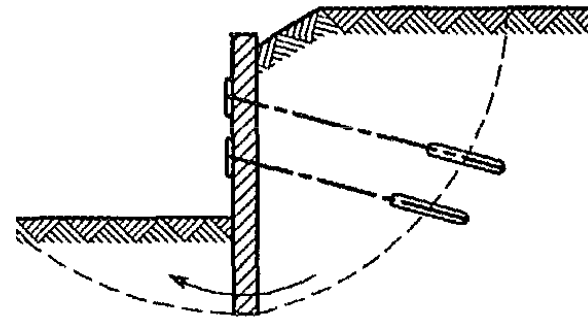
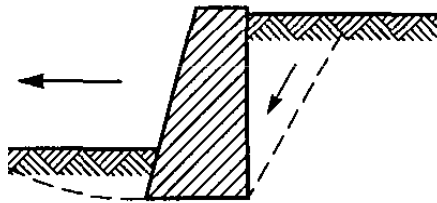
Αντίσταση	Σύμβολο	Ομάδα		
		R1	R2	R3
Φέρουσα	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Ολίσθησης	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0



## Κεφάλαιο 9 : Έργα αντιστήριξης

Τα έργα αντιστήριξης περιλαμβάνουν όλους τους τύπους τοίχων και συστημάτων υποστήριξης (χωρίς ή με αγκυρώσεις, αντηρίδες, κλπ) στα δομικά στοιχεία των οποίων επιβάλλονται δυνάμεις από το υλικό το οποίο αντιστηρίζεται, όπως :

- τοίχοι βαρύτητας (gravity walls)
- εύκαμπτοι τοίχοι πακτωμένης βάσης (embedded walls)
- συνδυασμός των ανωτέρω (σύνθετο έργο)



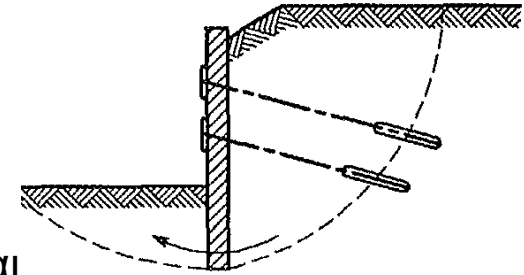
### Οριακές καταστάσεις αστοχίας :

Σε τοίχους βαρύτητας και σύνθετα έργα αντιστήριξης πρέπει να εξετάζονται οι οριακές καταστάσεις των επιφανειακών θεμελιώσεων που είναι:

- αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας αντίστασης (ικανότητας) του εδάφους κάτω από τη βάση του τοίχου
- αστοχία λόγω ολίσθησης στη βάση του τοίχου
- αστοχία λόγω ανατροπής του τοίχου
- Απώλεια γενικής ευστάθειας

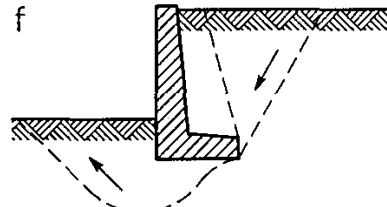
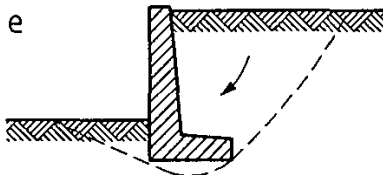
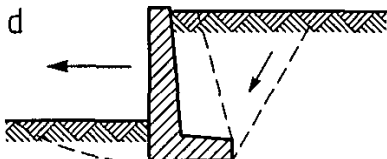
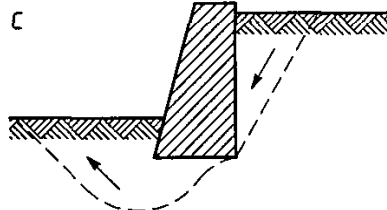
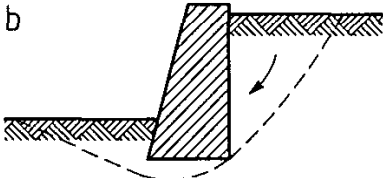
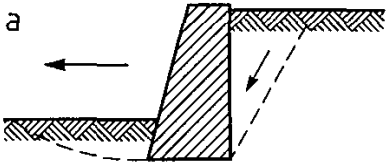
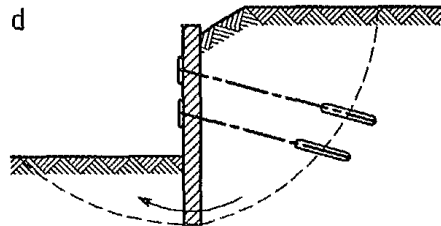
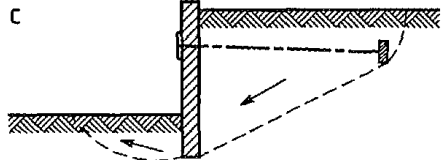
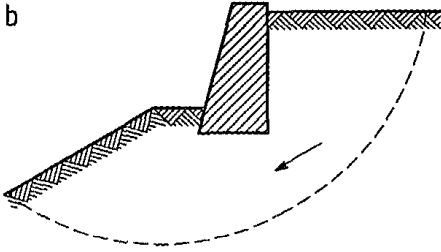
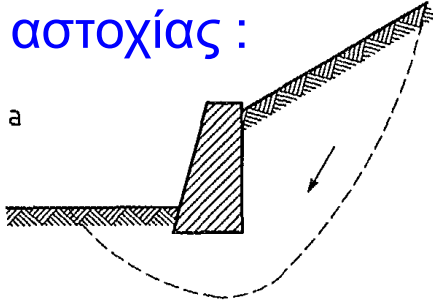
## Οριακές καταστάσεις αστοχίας :

Στα εύκαμπτα έργα αντιστήριξης πρέπει να εξετάζονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις αστοχίας :



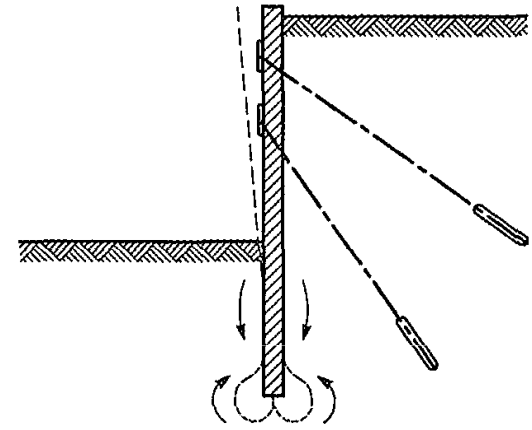
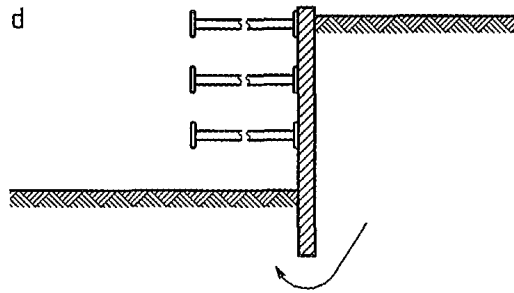
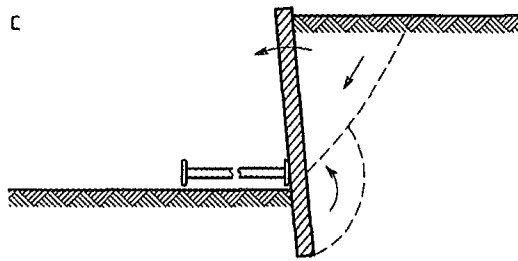
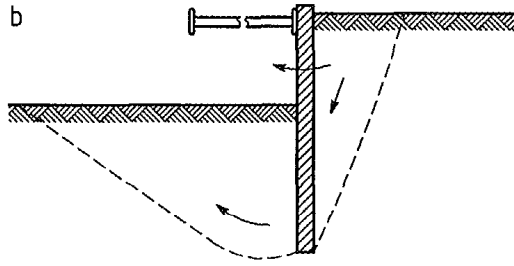
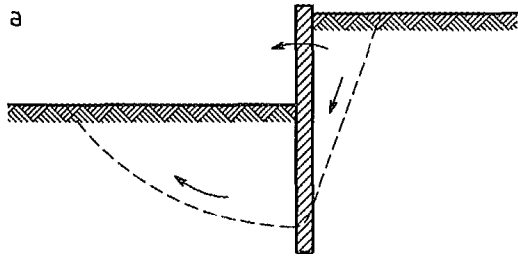
- Συνδυασμένη αστοχία εδάφους και δομικού στοιχείου. Πρόκειται για έλεγχο επάρκειας γεωτεχνικού τύπου (GEO) από τον οποίο υπολογίζεται το βάθος έμπηξης εύκαμπτων τοίχων (με ή χωρίς αγκυρώσεις), οι δυνάμεις των αγκυρώσεων, κλπ.
  - Αστοχία κάποιου δομικού στοιχείου όπως τοίχου, αγκυρίου, διαδοκίδας (wale) ή αντηρίδας (strut) ή αστοχία της σύνδεσης μεταξύ αυτών των στοιχείων. Πρόκειται για έλεγχο επάρκειας στατικού τύπου (STR) από τον οποίο διαστασιολογούνται τα δομικά στοιχεία του τοίχου.
- 
- Απώλεια ολικής ευστάθειας (τύπου GEO). Πρόκειται για έλεγχο ευστάθειας πρσανούς κατά τις απαιτήσεις του Κεφαλαίου 11 του EN 1997-1.
  - Αστοχία λόγω υδραυλικής ανύψωσης (hydraulic heave) και διασωλήνωσης (ripping). Πρόκειται για έλεγχο αστοχίας κατά τις απαιτήσεις του Κεφαλαίου 10 του EN 1997-1.
  - Μετακίνηση του έργου αντιστήριξης, η οποία μπορεί να προκαλέσει κατάρρευση ή να επηρεάσει την εμφάνιση ή την λειτουργικότητα του έργου ή γειτονικών έργων ή δικτύων κοινής ωφέλειας τα οποία εξαρτώνται από αυτό.
  - Μή-αποδεκτή διαρροή εδάφους διαμέσου ή κάτω από τον τοίχο.
  - Μή-αποδεκτή μεταβολή στη δίαιτα της υπόγειας ροής.

Οριακές καταστάσεις αστοχίας :

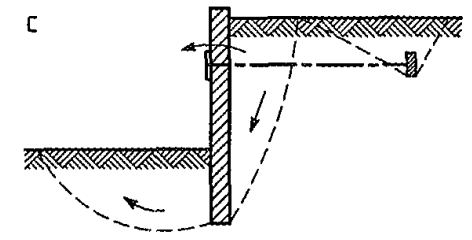
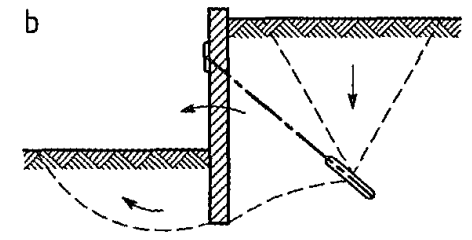
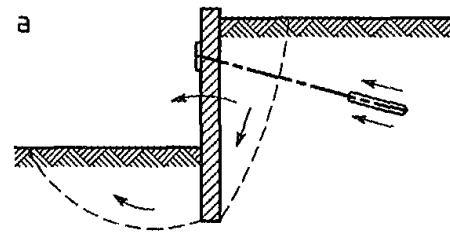
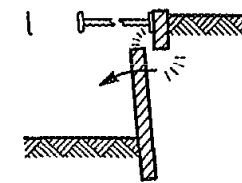
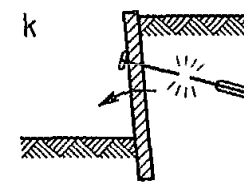
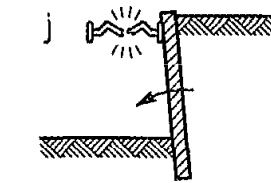
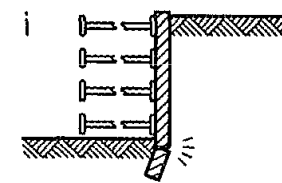
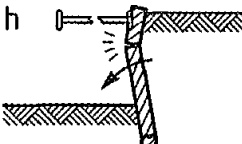
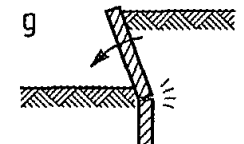
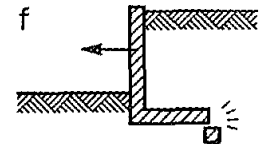
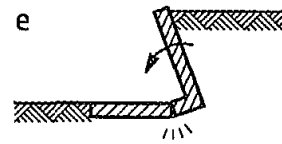
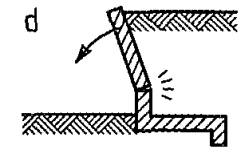
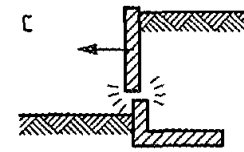
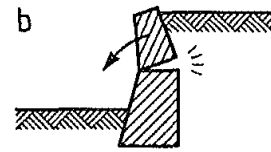
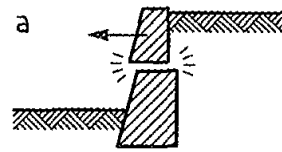




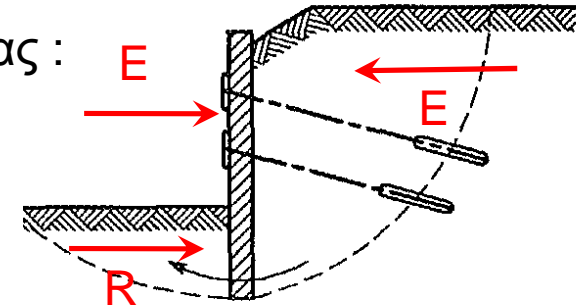
# Οριακές καταστάσεις αστοχίας :



# Οριακές καταστάσεις αστοχίας :



Έλεγχος έργων αντιστήριξης σε οριακή κατάσταση αστοχίας :  
 $R_d > E_d$  (αντιστάσεις > δράσεις)



### Ωθήσεις γαιών :

Στα έργα αντιστήριξης ασκούνται ωθήσεις γαιών στην λεγόμενη «ενεργητική πλευρά» και στην λεγόμενη «παθητική πλευρά».

Οι ωθήσεις γαιών στην ενεργητική πλευρά θεωρούνται ως **δυσμενείς γεωτεχνικές δράσεις**. Ως δυσμενείς δράσεις θεωρούνται και οι υδατικές πιέσεις που ασκούνται στην ενεργητική πλευρά, ή ακριβέστερα, η διαφορά των υδατικών πιέσεων στην ενεργητική και παθητική πλευρά (εφόσον η συνισταμένη πίεση τείνει να αποσταθεροποιήσει τον τοίχο, ως συνήθως συμβαίνει).

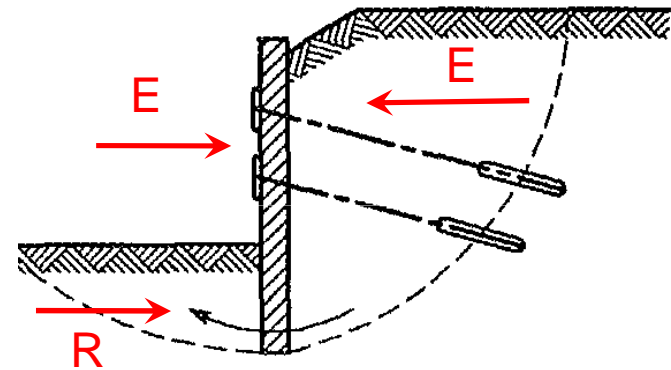
Οι ωθήσεις γαιών στην παθητική πλευρά θεωρούνται ως **αντιστάσεις** (κατά τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2\* που εφαρμόζεται στην Ελλάδα).

**Άλλες δυνάμεις** που τείνουν να σταθεροποιήσουν τον τοίχο, όπως δυνάμεις αγκύρωσης, δυνάμεις αντηρίδων ή σταθεροποιητικές δυνάμεις στον πόδα του τοίχου θεωρούνται ως **ευμενείς δράσεις** (και όχι ως αντιστάσεις). Η διαφοροποίηση αυτή είναι σημαντική επειδή επηρεάζει τις τιμές των επιμέρους συντελεστών, αφού οι επιμέρους συντελεστές δράσεων και αντιστάσεων διαφέρουν σημαντικά.

## Έλεγχος έργων αντιστήριξης σε οριακή κατάσταση αστοχίας :

Στην Ελλάδα εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης DA-2\* :

- Υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των ωθήσεων γαιών (ενεργητικές και παθητικές) με χρήση των χαρακτηριστικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων
- Υπολογίζονται οι αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού με επιβολή των επιμέρους συντελεστών επί των αντίστοιχων χαρακτηριστικών τιμών



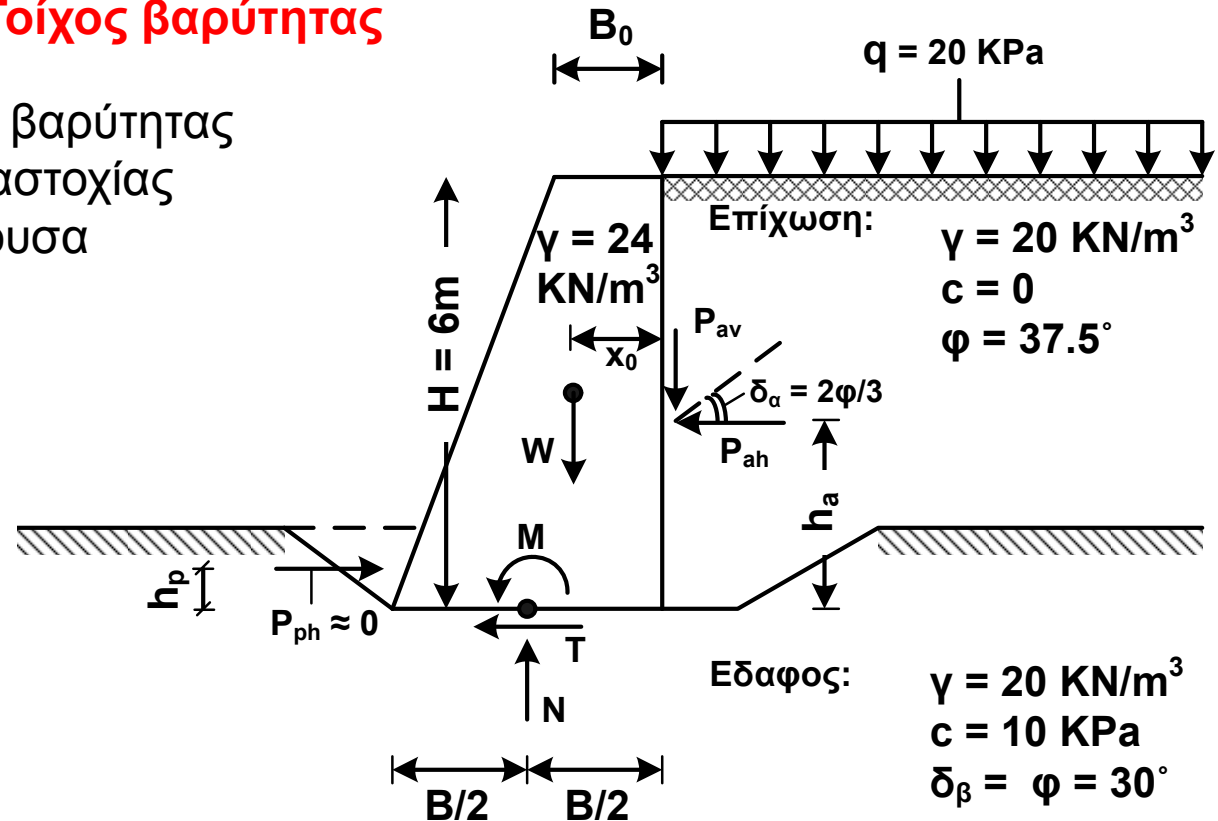
$$R_d > E_d \quad (\text{αντιστάσεις} > \text{δράσεις})$$

$$\frac{(\text{παθητική αντίσταση})}{\gamma_R} > \gamma_F (\text{ενεργητική ώθηση}) - \gamma_F (\text{δύναμη αγκύρωσης})$$

1.40 1.35 ÷ 1.50 1.00

## Παράδειγμα εφαρμογής 1 : Τοίχος βαρύτητας

Έλεγχος επάρκειας του τοίχου βαρύτητας έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας (ολίσθηση, ανατροπή και φέρουσα ικανότητα πεδίου)



1. Υπολογισμός των δράσεων (ενεργητική ώθηση γαιών και βάρος του τοίχου).

2. Έλεγχος έναντι ολίσθησης (GEO) :  $E_d < R_d$

$$E_d = 1.35 P_{ah,g} + 1.50 P_{ah,q} = 1.35 \times 75.60 + 1.50 \times 25.2 = 139.86 \text{ kN/m}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left[ N \tan(\delta_\beta) + P_{ph} \right] \quad \gamma_R = 1.10 \text{ για την αντίσταση ολίσθησης και } 1.40 \text{ για την παθητική αντίσταση}$$

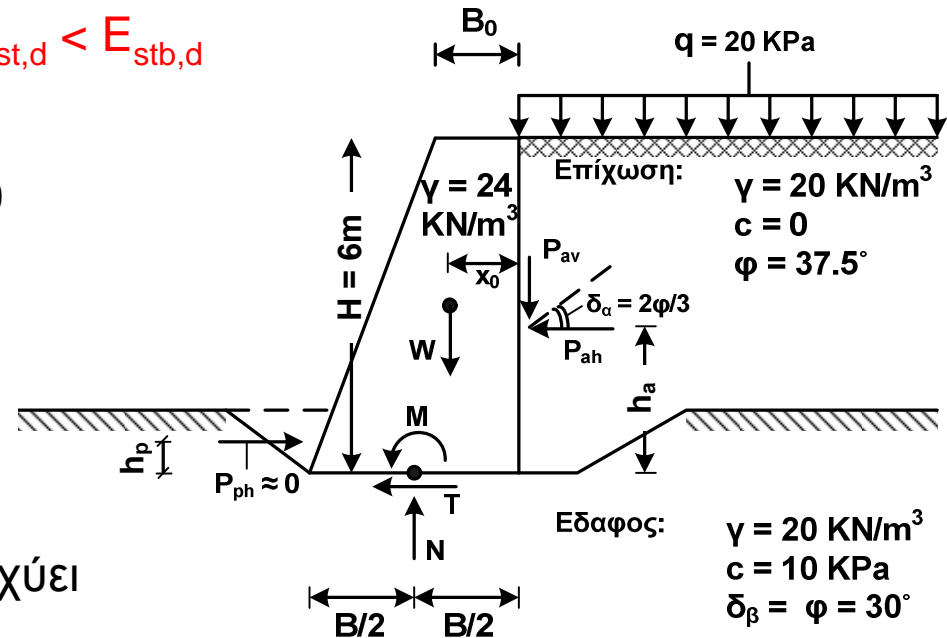
Έλεγχος έναντι ολίσθησης :  $E_d < R_d \Rightarrow 139.86 < 175.93$  που ισχύει.

3. Έλεγχος έναντι ανατροπής (EQU) :  $E_{dst,d} < E_{stb,d}$

$E_{dst}$  = ροπή ώθησης γαιών. Επιμέρους συντελεστής 1.10 (μόνιμη) και 1.50 (μεταβλητή)

$E_{stb}$  = ροπή βάρους τοίχου. Επιμέρους συντελεστής 0.9 (μόνιμη ευνοϊκή)

$E_{dst,d} < E_{stb,d} \Rightarrow 109.08 < 496.89$  που ισχύει



Πίνακας A.1 Επιμέρους συντελεστές σε δράσεις ( $\gamma_F$ )

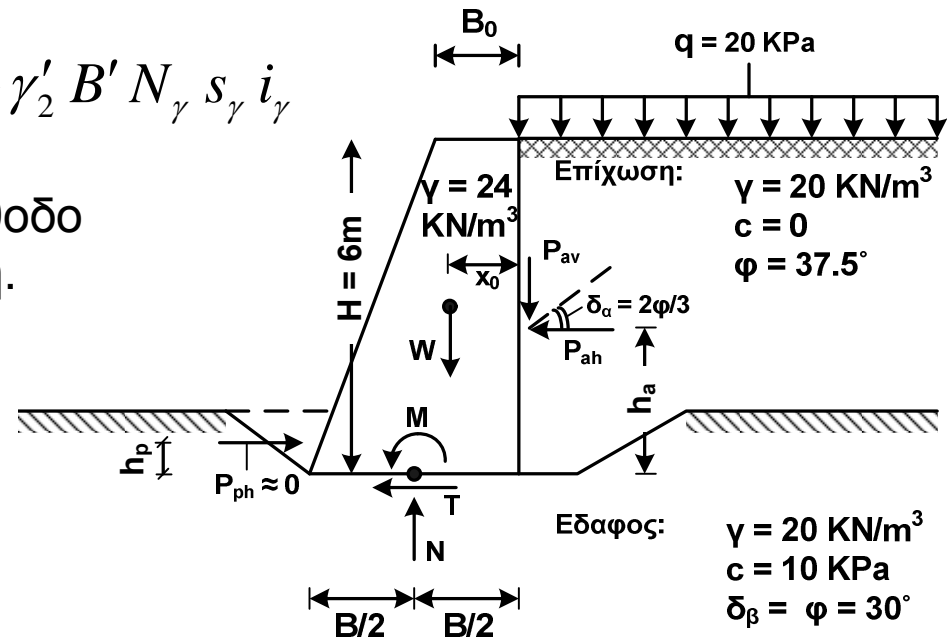
Δράση	Σύμβολο	Τιμή
Μόνιμη Δυσμενής <sup>α</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Ευνοϊκή <sup>β</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Μεταβλητή Δυσμενής <sup>α</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Ευνοϊκή <sup>β</sup>	$\gamma_{Q;stb}$	0
<sup>α</sup> Αποσταθεροποιητική <sup>β</sup> Σταθεροποιητική		

4. Έλεγχος έναντι φέρουσας ικανότητας του πεδίου (GEO) :  $E_d < R_d$

$$p_u = c N_c s_c i_c + (q + \gamma'_1 D) N_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma'_2 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Μέθοδος υπολογισμού όμοια με την μέθοδο για πέδιλα με έκκεντρη και λοξή φόρτιση.

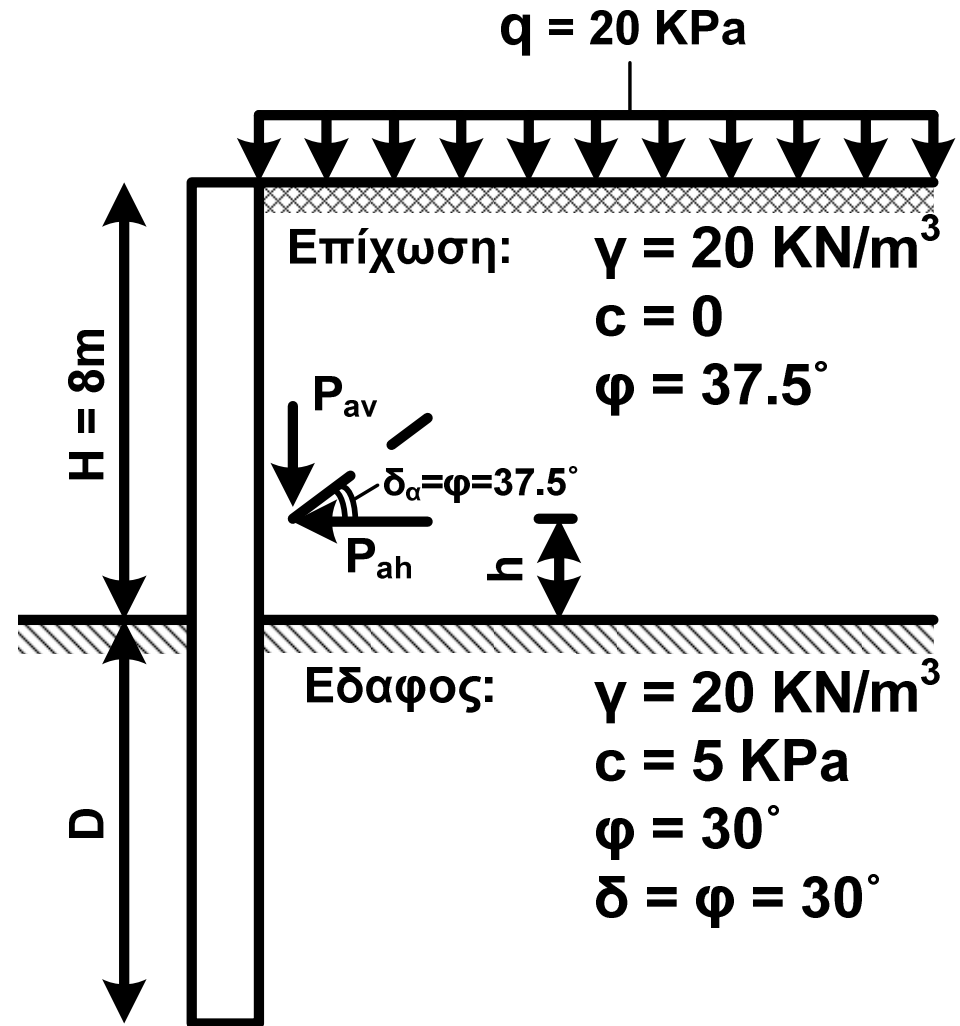
$$V_d = 454.29 \leq 1050.7 = R_d$$



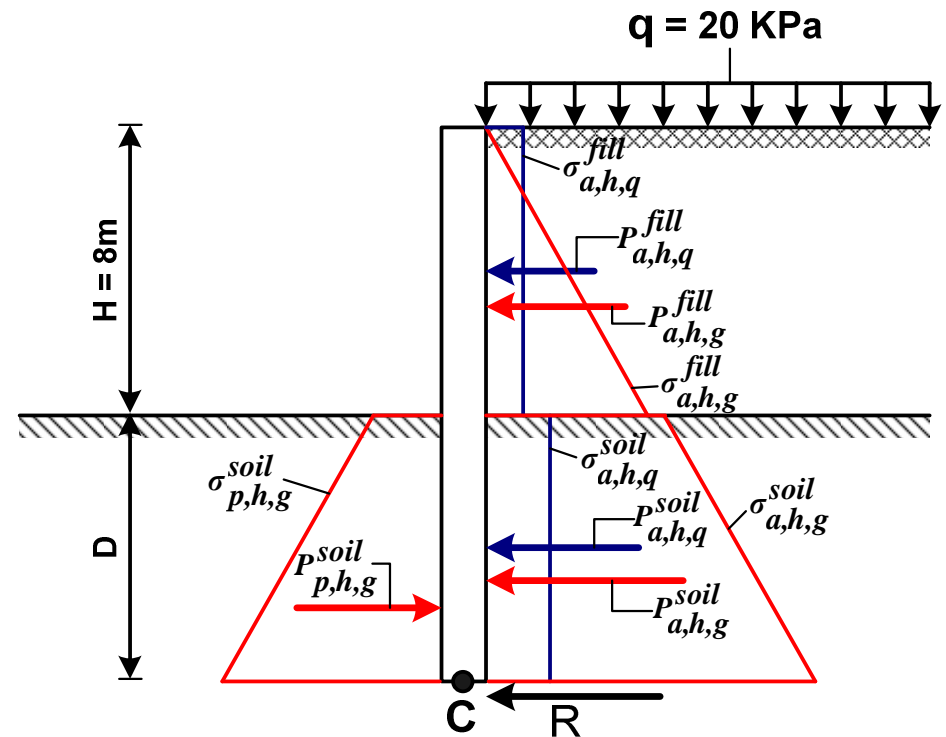
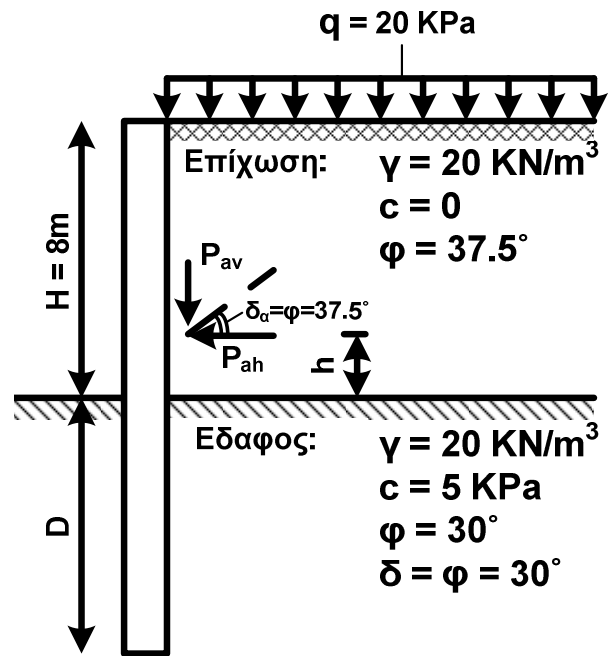
## Παράδειγμα εφαρμογής 2 : Εύκαμπτος τοίχος τύπου προβόλου

Εύκαμπτος τοίχος αντιστηρίξεως τύπου προβόλου.

Υπολογισμός του απαιτούμενου βάθους έμπηξης (D) και του διαγράμματος της καμπτικής ροπής σχεδιασμού του τοίχου.





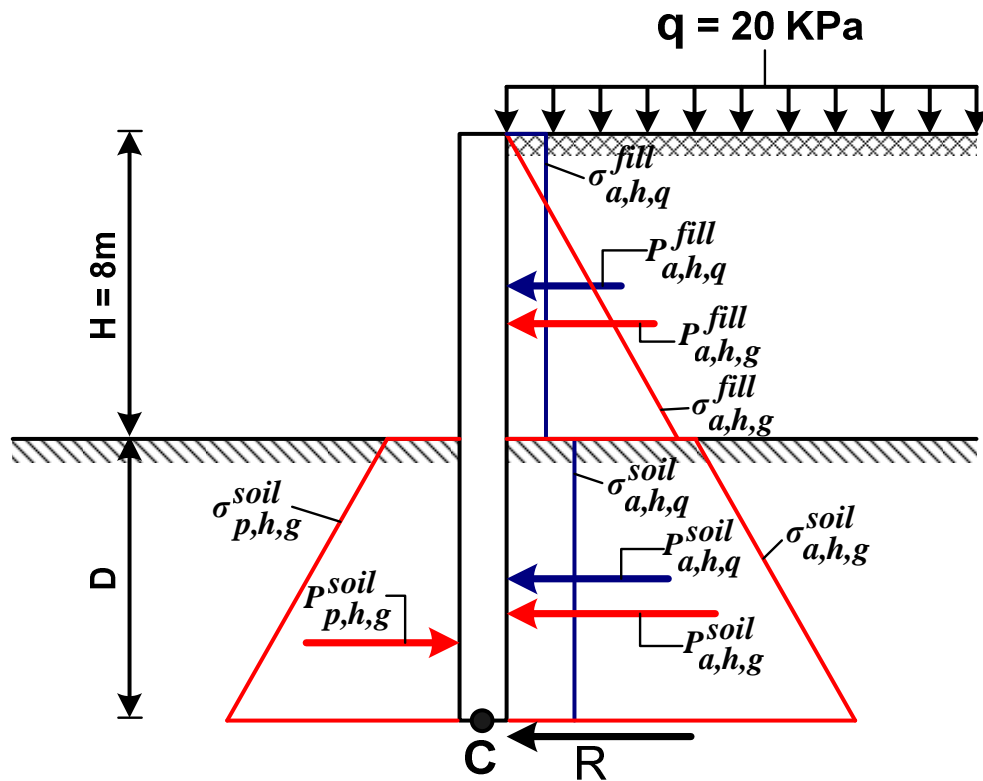


## 1. Ανάλυση τύπου GEO για τον υπολογισμό του βάθους έμπτηξης του τοίχου :

Το «θεωρητικό» βάθος έμπτηξης προσδιορίζεται από την ισορροπία των τιμών σχεδιασμού των ροπών των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων επί του τοίχου ως προς τη «θεωρητική» βάση του τοίχου.

Η ισορροπία των οριζοντίων δυνάμεων θεωρείται ότι εξασφαλίζεται από την ανάπτυξη μιας πρόσθετης δύναμης αντήθησης  $R$  που ασκείται στο «θεωρητικό» βάθος έμπτηξης του τοίχου.

Για λόγους εξασφάλισης της ανάπτυξης της δύναμης αντήθησης, το υπολογιστικό (πραγματικό) βάθος έμπτηξης του τοίχου προσαυξάνεται κατά 20% σε σχέση με το «θεωρητικό» βάθος.



Κατανομή των ωθήσεων (ενεργητικών και παθητικών – λόγω γαιών και λόγω “q”) στις εκατέρωθεν παρειές του τοίχου.

Προσδιορισμός του θεωρητικού βάθους D από ισορροπία ροπών ως προς το C :

$$1.35 \times (\text{M ενεργ. ώθησης γαιών}) + 1.50 (\text{M ενεργ. ώθησης “q”}) = (\text{M παθητ. ώθησης}) / 1.40$$

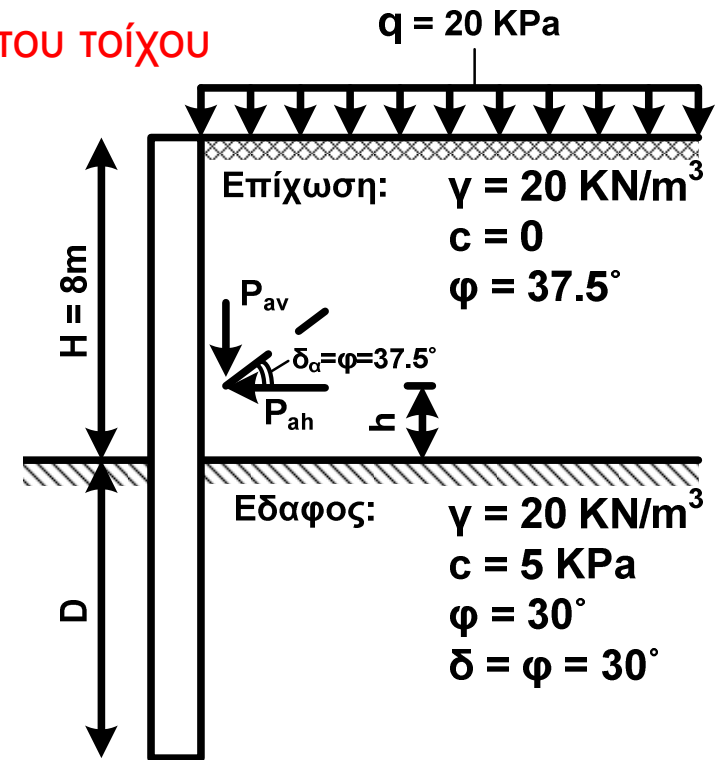
Προκύπτει θεωρητικό βάθος έμπηξης  $D=6\text{m}$

Από την ισορροπία των χαρακτηριστικών τιμών των δράσεων (ενεργητικές ωθήσεις, παθητικές ωθήσεις, R) προκύπτει η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης αντώθησης  $R_k = 1696 \text{ kN/m}$ .

Το θεωρητικό βάθος έμπηξης προσαυξάνεται εμπειρικά κατά 20%, για την πλήρη ανάπτυξη της αντώθησης, οπότε το πραγματικό βάθος έμπηξης του τοίχου είναι :  $D' = 1.20 * 6.0 = 7.20\text{m}$

## 2. Ανάλυση τύπου STR : Έλεγχος δομικής επάρκειας του τοίχου

Υπολογίζεται το διάγραμμα των καμπτικών ροπών επί του τοίχου (εντάσεις) με βάση τις χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων. Επειδή τα φορτία που προκαλούν ροπές είναι μόνιμα (ίδια βάρος γαιών) και πρόσκαιρα (επιφόρτιση) και οι επιμέρους συντελεστές τους διαφέρουν, γίνονται δύο χωριστοί υπολογισμοί :



1. Μόνον με τα μόνιμα φορτία : Κατανομή της χαρακτηριστικής τιμής της καμπτικής ροπής επί του τοίχου λόγω μονίμων φορτίων ( $M_{g,k}$ )
2. Με τα πλήρη φορτία (μόνιμα + πρόσκαιρα) : Κατανομή της χαρακτηριστικής τιμής της ροπής ( $M_{g+q,k}$ )

Κατανομή της χαρακτηριστικής τιμής της ροπής λόγω των πρόσκαιρων φορτίων :

$$M_{q,k} = M_{g+q,k} - M_{g,k}$$

Ροπή σχεδιασμού του τοίχου :  $M_d = 1.35 * M_{g,k} + 1.50 * M_{q,k}$

Οι ωθήσεις γαιών μπορεί να είναι οι ενεργητικές – παθητικές ή ωθήσεις συμβατές με την παραμόρφωση του τοίχου (π.χ. μέσω ελατηριωτού προσομοιώματος)

## Κεφάλαιο 8 : Αγκυρώσεις

### Σχεδιασμός αγκυρώσεων :

Κατά τη φάση της μελέτης, ο σχεδιασμός των αγκυρώσεων συνήθως γίνεται με υπολογισμούς, βάσει των αποτελεσμάτων των γεωτεχνικών ερευνών.

Ενίοτε εκτελούνται και **δοκιμές διερεύνησης** (investigation tests), δηλαδή δοκιμαστικές φορτίσεις για τον καθορισμό της οριακής αντίστασης αγκυρίων στη διεπιφάνεια ενέματος/εδάφους. Στις δοκιμές διερεύνησης, η τάνυση του αγκυρίου συνήθως γίνεται μέχρι επίτευξης του οριακού φορτίου εξόλκευσης.

Κατά την κατασκευή, η επιβεβαίωση της επάρκειας των αγκυρώσεων γίνεται μέσω :

1. **Δοκιμών καταλληλότητας** (suitability tests)
2. **Δοκιμών αποδοχής** (acceptance tests).

**Δοκιμές καταλληλότητας** : Συνήθως εκτελούνται σε μή λειτουργικές αγκυρώσεις, πριν από την κατασκευή των λειτουργικών αγκυρώσεων. Πρέπει να εκτελούνται τουλάχιστον τρεις δοκιμές καταλληλότητας σε κάθε διακριτή φάση εκσκαφής και κατασκευής, για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής αντίστασης του αγκυρίου.

Το φορτίο επιβεβαίωσης (proof load),  $P_p$ , μιας δοκιμής καταλληλότητας πρέπει να πληρεί τις απαιτήσεις του EN 1537:1999 (ως προς το μέγεθος και τον τρόπο επιβολής του) και συνήθως φθάνει μέχρι το φορτίο εξόλκευσης του αγκυρίου.

## Σχεδιασμός αγκυρώσεων :

**Δοκιμές αποδοχής :** είναι δοκιμαστικές φορτίσεις για να επιβεβαιωθεί ότι κάθε αγκύρωση ικανοποιεί τις απαιτήσεις σχεδιασμού. Συνήθως, οι δοκιμές αποδοχής εκτελούνται σε λειτουργικές αγκυρώσεις κατά την προέντασή τους.

Η διαδικασία των δοκιμών αποδοχής πρέπει να ακολουθεί τους κανόνες οι οποίοι δίδονται στο EN 1537:1999 για ενεματούμενες αγκυρώσεις (ως προς το μέγεθος και τον τρόπο επιβολής του φορτίου).

Συνήθως η φόρτιση φθάνει το  $P = 1.25 E_k$  όπου  $E_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης αγκύρωσης (δράση).

Μετά την δοκιμή αποδοχής, το φορτίο της αγκύρωσης μειώνεται στο «φορτίο σφήνωσης» (lock-off load) το οποίο συνήθως είναι ίσο με  $P_o = (80-90\%) E_k$ .

Στη μελέτη των αγκυρώσεων πρέπει να προδιαγράφεται ότι όλες οι ενεματούμενες λειτουργικές αγκυρώσεις πρέπει να υποβάλλονται σε δοκιμές αποδοχής πριν από τη σφήνωση.

## Έλεγχος αγκυρώσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας :

$$P_d \leq R_{a;d}$$

$P_d$  = τιμή σχεδιασμού του φορτίου (δράσης) της αγκύρωσης. Προκύπτει από την ανάλυση του έργου (π.χ. αντιστήριξη γαιών) που περιλαμβάνει την αγκύρωση

$R_{a;d}$  = τιμή σχεδιασμού της αντίστασης ( $R_a$ ) της αγκύρωσης

$$R_{a;d} = \min \{ R_{a;k} / \gamma_a , R_{t;k} / \gamma_m \}$$

όπου :

$R_{a;k}$  = χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης της αγκύρωσης (αστοχία στην διεπιφάνεια ενέματος – εδάφους). Προκύπτει από υπολογισμούς και από δοκιμές διερεύνησης ή/και καταλληλότητας

$\gamma_a$  = επιμέρους συντελεστής, κατά το εδάφιο 3.3.4(1) και τον Πίνακα A.12. Για τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2\*, εφαρμόζεται η στήλη : R2, δηλαδή :  $\gamma_a = 1.10$

$R_{t;k} = A_s \beta_{y,k}$  = χαρακτηριστική τιμή της εφελκυστικής αντίστασης του υλικού του τένοντα, δηλαδή της αντοχής του τένοντα σε εφελκυσμό .  $A_s$  είναι το εμβαδόν της διατομής του τένοντα,  $\beta_{y,k}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής του τένοντα

$\gamma_m = 1.15$  είναι ο επιμέρους συντελεστής υλικού του τένοντα (χάλυβα)

Συνεπώς :  $R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_m$  = τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντίστασης του υλικού του τένοντα

$$\text{Ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας : } FS = \gamma_F \xi_{a2} \gamma_a \approx 1.4 \times 1.0 \times 1.1 = 1.54$$

## Χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης ( $R_{a;k}$ )

Το  $R_{a;k}$  μπορεί να προσδιορίζεται :

- Από υπολογισμούς με βάση τα αποτελέσματα γεωτεχνικών ερευνών ή από συναφή εμπειρία. Θα χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των εδαφικών παραμέτρων.
- Από τα αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων αγκυρώσεων (συνήθως από δοκιμές καταλληλότητας ή διερεύνησης).

Εάν το ( $R_{a;k}$ ) προσδιορίζεται από τα αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων, θα πρέπει να γίνεται εφαρμογή του συντελεστού συσχέτισης ( $\xi_a$ ) σύμφωνα με τη μέθοδο που περιγράφεται κατωτέρω : Έστω ότι έγιναν ( $n$ ) δοκιμές που έδωσαν τις εξής μετρηθείσες τιμές οριακής αντίστασης εξόλκευσης : ( $R_{a,1}$ ), ( $R_{a,2}$ ), ... ( $R_{a,n}$ ) .

Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης ( $R_{a;k}$ ) υπολογίζεται από τη σχέση :

$$R_{a;k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,m})_{mean}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

$$(R_{a,m})_{mean} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_{a,i} \qquad (R_{a,m})_{min} = \min [R_{a,1}, R_{a,2}, \dots, R_{a,n}]$$

Αριθμός δοκιμών ( $n$ ) :	1	2	$\geq 3$
$\xi_{a1} =$	1.20	1.15	1.10
$\xi_{a2} =$	1.20	1.10	1.00

## Έλεγχος αγκυρώσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας :

### Παράδειγμα εφαρμογής :

Έλεγχος επάρκειας μιας αγκύρωσης που αποτελεί στοιχείο στήριξης μιας βαθιάς εκσκαφής η οποία αντιστηρίζεται με εύκαμπτο πέτασμα.

Από τις αναλύσεις του εύκαμπτου πετάσματος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (δηλαδή με θεώρηση ενεργητικών ωθήσεων στη μία παρειά του πετάσματος και παθητικών ωθήσεων στην άλλη παρειά) προέκυψαν οι εξής χαρακτηριστικές τιμές του φορτίου της αγκύρωσης :

Λόγω μόνιμων δράσεων :  $P_{Gk} = 320 \text{ kN}$

Λόγω δυσμενών πρόσκαιρων δράσεων :  $P_{Qk} = 70 \text{ kN}$

Χαρακτηριστική δράση της αγκύρωσης :  $P_k = 320 + 70 = 390 \text{ kN}$

**Σημείωση :** Η δράση με την οποία σχεδιάζονται οι αγκυρώσεις δεν καθορίζεται πάντοτε από την οριακή κατάσταση αστοχίας, όπως στο συγκεκριμένο παράδειγμα αλλά από λειτουργικές απαιτήσεις (δηλαδή από την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας). Για παράδειγμα, προκειμένου να μειωθούν οι οριζόντιες μετακινήσεις του πετάσματος είναι δυνατόν ο μελετητής να θεωρήσει αυξημένη δράση ( $P_k$ ) στο αγκύριο, η οποία μπορεί να υπολογισθεί από αναλύσεις σε κατάσταση λειτουργίας (π.χ. με πεπερασμένα στοιχεία).



Υπολογισμός της τιμής σχεδιασμού του φορτίου (δράσης) της αγκύρωσης ( $P_d$ ) :

Για τον σχεδιασμό της αγκύρωσης, το φορτίο του αγκυρίου είναι δυσμενής δράση. Οι επιμέρους συντελεστές λαμβάνονται από τον Πίνακα A.3 του Παραρτήματος A του EN 1997-1):

$$P_d = \gamma_G P_{Gk} + \gamma_Q P_{Qk} = 1.35 \times 320 + 1.50 \times 70 = 537 \text{ kN}$$

Υπολογισμός της χαρακτηριστικής τιμής της αντίστασης εξόλκευσης του αγκυρίου ( $R_{a;k}$ ):

Μέσω υπολογισμών, με βάση τις γεωτεχνικές παραμέτρους του εδάφους:

$$R_{a;k} = \pi d L f_{su,k} = 3.14 \times 0.12 \times 8 \times 200 = 603.2 \text{ kN}$$

Για τον επιτόπου έλεγχο της ανωτέρω εκτίμησης, εκτελέστηκαν τρεις δοκιμές εξόλκευσης αγκυρίων που έδωσαν τις εξής οριακές τιμές εξόλκευσης :

$$R_{a,1} = 640 \text{ kN}, \quad R_{a,2} = 662 \text{ kN}, \quad R_{a,3} = 700 \text{ kN}.$$

Η μέση τιμή των τριών δοκιμών είναι :  $(R_{a,m})_{mean} = 667.3 \text{ kN}$  και η ελάχιστη τιμή είναι :  $(R_{a,m})_{min} = 640 \text{ kN}$ .

Για τρεις δοκιμές εξόλκευσης, οι συντελεστές συσχέτισης είναι :  $\xi_{a1} = 1.10$  και  $\xi_{a2} = 1.00$ . Από τις δοκιμές εξόλκευσης προκύπτει η εξής χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης του αγκυρίου:

$$R_{a;k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,m})_{mean}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\} = 606.7 \text{ kN}$$

Άρα :  $R_{a;k} = 603.2 \text{ kN}$

Τιμή σχεδιασμού της αντίστασης εξόλκευσης ( $R_{a;d}$ ) του αγκυρίου :

$$R_{a;d} = R_{a;k} / \gamma_a = 603.2 / 1.1 = 548.4 \text{ kN}$$

Οι τιμές του επιμέρους συντελεστή ( $\gamma_a$ ) ορίζονται στον Πίνακα Α.12. Για τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2\*, εφαρμόζεται η στήλη R2, δηλαδή :  $\gamma_a = 1.10$ .

Η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης ( $R_{a;d}$ ) πρέπει να είναι μικρότερη από την τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντίστασης του υλικού του τένοντα ( $R_{t;d}$ ) η οποία υπολογίζεται από τη σχέση :  $R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_m = (A_s \beta_{y,k}) / \gamma_m$   
 $A_s$  είναι το εμβαδόν της διατομής του τένοντα,  $\beta_{y,k}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής του τένοντα και  $\gamma_m = 1.15$  είναι ο επιμέρους συντελεστής υλικού του τένοντα (χάλυβα).

Στην προκείμενη περίπτωση, η αγκύρωση αποτελείται από τρεις τένοντες, έκαστος εμβαδού  $140 \text{ mm}^2$  από χάλυβα με χαρακτηριστική τάση διαρροής  $\beta_{y,k} = 1600 \text{ MPa}$ . Συνεπώς :  $R_{t;k} = A_s \beta_{y,k} = 3 \times (140 \times 10^{-6}) \times 1600 = 0.672 \text{ MN} = 672 \text{ kN}$ , και :

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_m = 672 / 1.15 = 584.3 \text{ kN}$$

Άρα :  $R_{a;d} = 548.4 \leq 584.3 = R_{t;d}$  και συνεπώς :  $R_{a;d} = 548.4 \text{ kN}$ .

Έλεγχος επάρκειας της αγκύρωσης :  $P_d \leq R_{a;d}$

Η συνθήκη ικανοποιείται αφού :  $P_d = 537 \leq 548.4 = R_{a;d}$

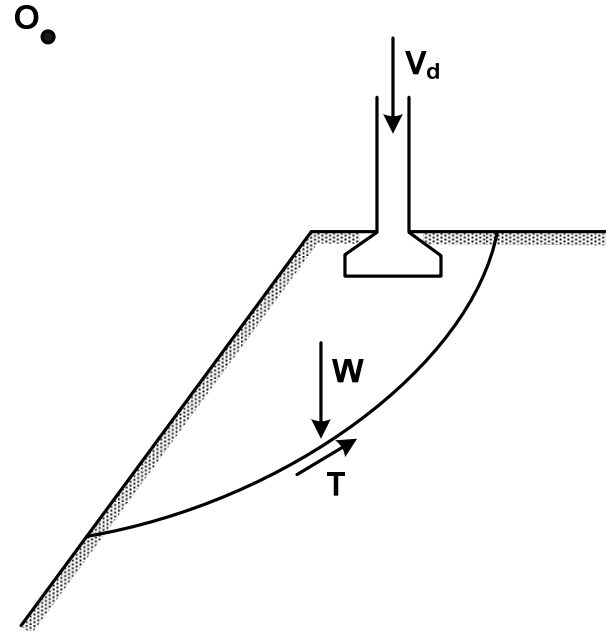
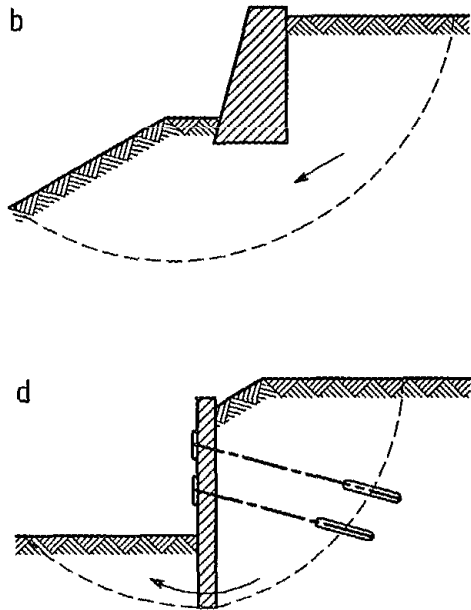
Υπολογισμός του ισοδύναμου ενιαίου συντελεστή ασφαλείας (FS) της αγκύρωσης :

$$\begin{aligned} \text{FS} &= R_k / P_k = (\pi d L f_{su,k}) / (P_G + P_Q) = \\ &= (3.14 \times 0.12 \times 8 \times 200) / (320 + 70) = 603.2 / 390 = \mathbf{1.55} \end{aligned}$$

## Κεφάλαιο 11 : Ολική ευστάθεια

Τυπικά έργα στα οποία θα πρέπει να διενεργείται ανάλυση ολικής ευστάθειας είναι:

- έργα αντιστήριξης εδάφους
- εκσκαφές, πρανή ή επιχώματα
- θεμελιώσεις σε κεκλιμένο έδαφος, φυσικά πρανή ή επιχώματα
- θεμελιώσεις κοντά σε εκσκαφή, έργα σε όρυγμα ή επανεπίχωση (cut or buried structures), ή ακτή.



Κατά το Εθνικό Προσάρτημα, στον έλεγχο ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων χωρίς ή με δομικά στοιχεία αντιστήριξης θα εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3)

## Έλεγχος ολικής ευστάθειας με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3) :

### Επιμέρους συντελεστές δράσεων :

(A1) για δομικές δράσεις (από την ανωδομή), όπως φορτία κτιρίων και κυκλοφορίας

(A2) για δράσεις από το έδαφος (γεωτεχνικές δράσεις), περιλαμβανομένου και του βάρους του εδάφους

Οι σταθεροποιητικές δράσεις των δομικών στοιχείων αντιστήριξης (δηλαδή δυνάμεις ή ροπές στήριξης εκ των δομικών στοιχείων ενίσχυσης, όπως ηλώσεων, αγκυρώσεων ή πασσάλων) θα θεωρούνται ως ευνοϊκές δράσεις.

Πίνακας A.3 – Επιμέρους συντελεστές στις δράσεις ( $\gamma_F$ ) ή στα αποτελέσματα των δράσεων ( $\gamma_E$ )

Δράση		Σύμβολο	Ομάδα	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Ευνοϊκή		1,0	1,0
Μεταβλητή	Δυσμενής	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Ευνοϊκή		0	0

Πίνακας A.4 – Επιμέρους συντελεστές εδαφικών παραμέτρων ( $\gamma_M$ )

Εδαφική παράμετρος	Σύμβολο	Ομάδα	
		M1	M2
Γωνία διατμητικής αντίστασης <sup>a</sup>	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Ενεργός συνοχή	$\gamma_c$	1,0	1,25
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Ανεμπόδιση αντοχή	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Ειδικό βάρος	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

<sup>a</sup> Ο συντελεστής αυτός εφαρμόζεται στην  $\tan \phi$

Πίνακας A.14 - Επιμέρους συντελεστές αντίστασης ( $\gamma_R$ ) για πρηνή και ολική ευστάθεια

Αντίσταση	Σύμβολο	Ομάδα		
		R1	R2	R3
Αντίσταση γαιών	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

## Έλεγχος ολικής ευστάθειας με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3) :

Κατά το Εθνικό Προσάρτημα, στον υπολογισμό των τιμών σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων αντοχής (ενεργές τιμές:  $c'_d$ ,  $\phi'_d$  και αστράγγιστη διατμητική αντοχή:  $c_{u;d}$ ) θα χρησιμοποιείται **συντελεστής προσομοιώματος ( $\gamma_m$ )**, ως εξής :

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_M \gamma_m} \quad \tan \phi'_d = \frac{1}{\gamma_M \gamma_m} \tan \phi'_k \quad c_{u;d} = \frac{c_{u;k}}{\gamma_M \gamma_m} \quad \gamma_M = 1.25 \text{ ή } 1.40$$

Ο συντελεστής προσομοιώματος εξαρτάται από τις παραδοχές των υδραυλικών συνθηκών :

(1) Για συνήθεις δυσμενείς παραδοχές υδραυλικών συνθηκών :  $\gamma_m = 1.1$ .

ώστε ο ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας (FS) να είναι :

$$FS = \gamma_M \gamma_m = 1.25 \times 1.1 = 1.38 \text{ για αναλύσεις μέσω ενεργών τάσεων}$$

$$FS = \gamma_M \gamma_m = 1.40 \times 1.1 = 1.54 \text{ για αναλύσεις μέσω ολικών τάσεων}$$

(2) Για πολύ δυσμενείς παραδοχές υδραυλικών συνθηκών :  $\gamma_m = 1$ .

ώστε ο ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας (FS) να είναι :

$$FS = \gamma_M \gamma_m = 1.25 \times 1 = 1.25 \text{ για αναλύσεις μέσω ενεργών τάσεων}$$

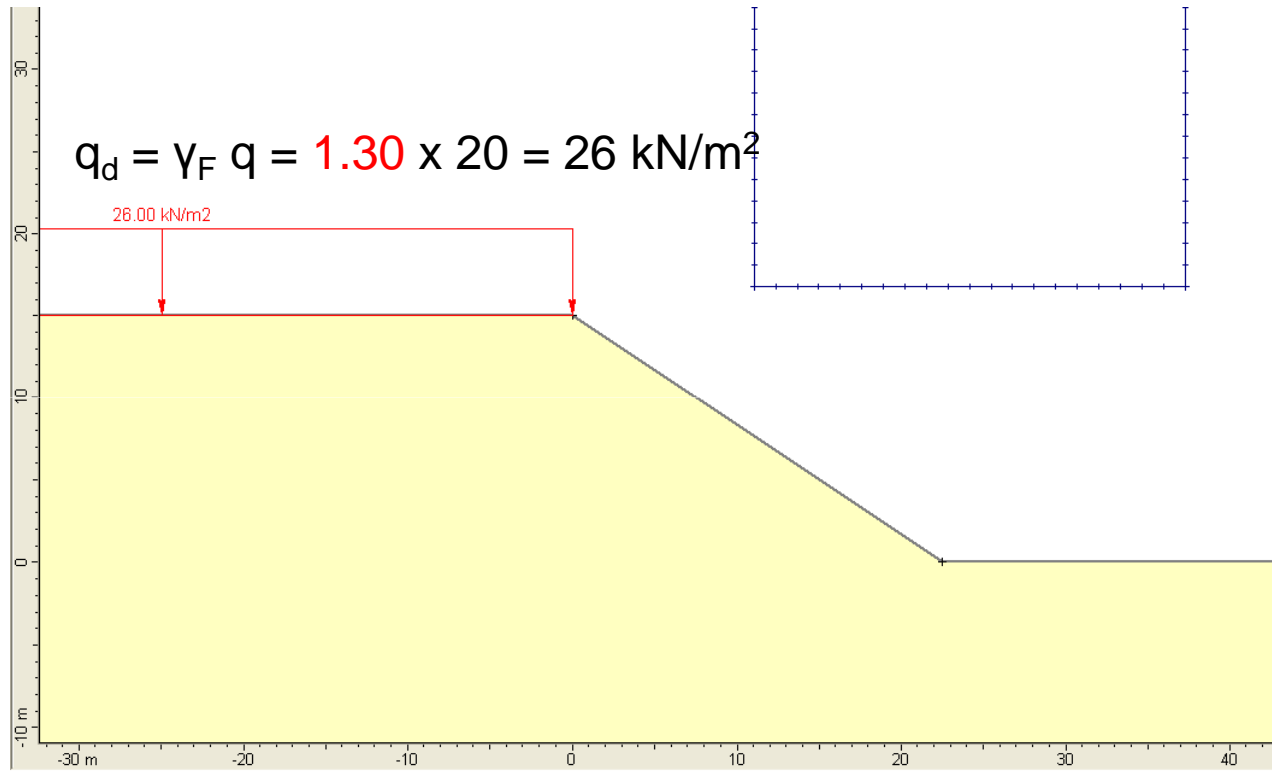
$$FS = \gamma_M \gamma_m = 1.40 \times 1 = 1.40 \text{ για αναλύσεις μέσω ολικών τάσεων}$$

## Παράδειγμα εφαρμογής :

Έλεγχος της επάρκειας της ευστάθειας πρανούς ύψους 15 μέτρων με κλίση 2:3 (υ:β) σε έδαφος με τις ιδιότητες (χαρακτηριστικές τιμές) :

Ειδικό βάρος :  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  , Συνοχή (ενεργός) :  $c = 15 \text{ kPa}$

Γωνία τριβής (ενεργός) :  $\varphi = 25 \text{ μοίρες}$  , Κινητό φορτίο στην επιφάνεια :  $q = 20 \text{ kPa}$

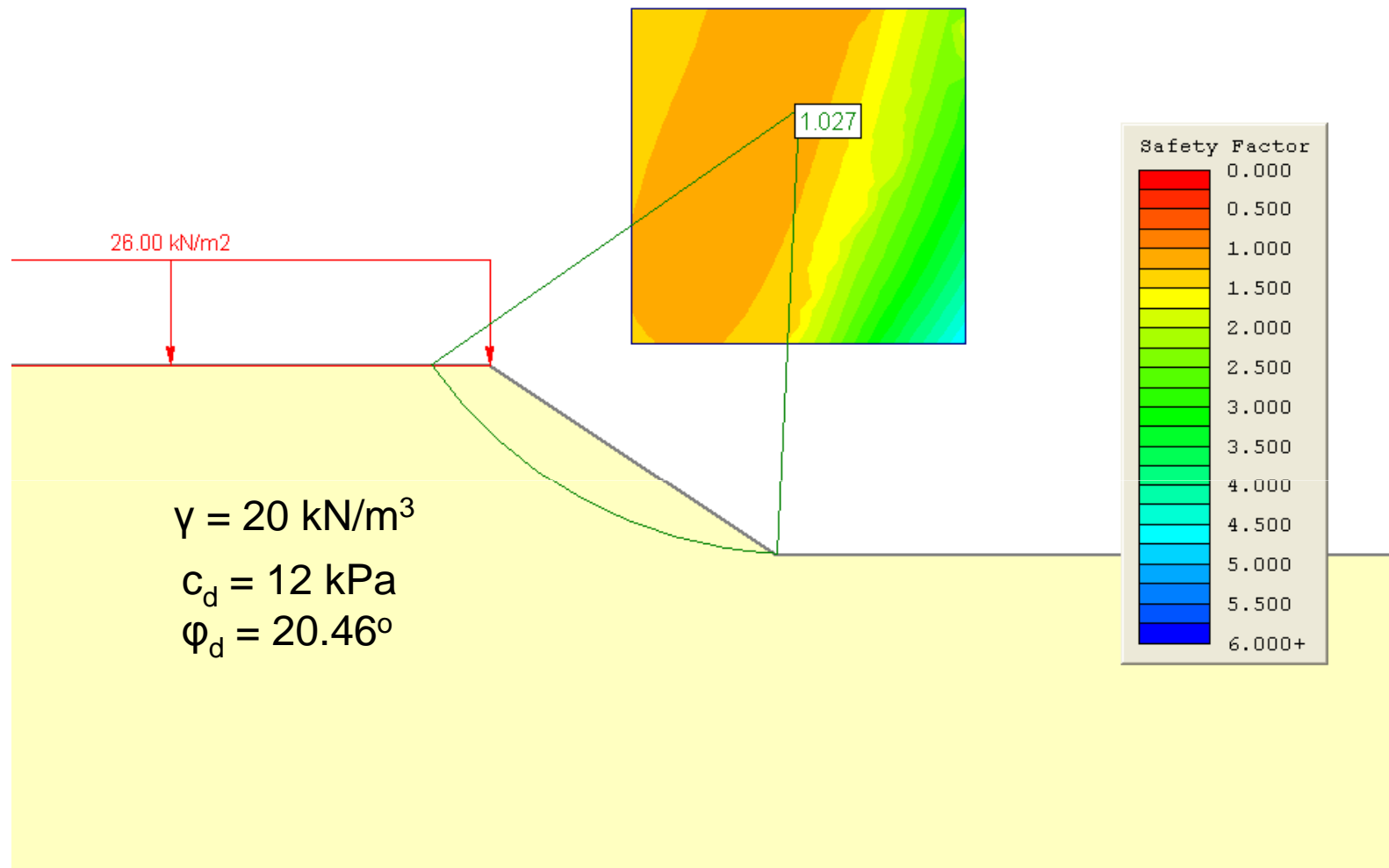


Τιμές σχεδιασμού των εδαφικών ιδιοτήτων είναι :

$$c_d = c / 1.25 = 15 / 1.25 = 12 \text{ kPa}$$

$$\varphi_d = \arctan (\tan \varphi / 1.25) = \arctan (\tan 25 / 1.25) = 20.46^\circ$$

## Έλεγχος ολικής ευστάθειας πρανούς (Τρόπος Ανάλυσης 3)



Επειδή ο υπολογιζόμενος συντελεστής ασφαλείας με τη μέθοδο των λωρίδων είναι  $> 1.0$ , το πρανές είναι ευσταθές.

## Ανάλυση γεωτεχνικών έργων υπό σεισμικές δράσεις :

Κατά τον Ευρωκώδικα EN 1998-5 και το Εθνικό του Προσάρτημα :

- (1) Οι επιμέρους συντελεστές σεισμικών δράσεων και αποτελεσμάτων των σεισμικών δράσεων θα λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα ( $\gamma_F = \gamma_E = 1$ ).
- (2) Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών των εδαφικών παραμέτρων ( $\gamma_M$ ) και αντιστάσεων ( $\gamma_R$ ) θα λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα ( $\gamma_M = \gamma_R = 1$ ).
- (3) Θα χρησιμοποιείται τιμή του συντελεστή προσομοίωσης ( $\gamma_m$ ) ίση με αυτή που εφαρμόζεται στις αναλύσεις υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις. Αφορά στην ανάλυση πασσάλων και στην ολική ευστάθεια.
- (4) Θα εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 2 και ειδικότερα η παραλλαγή DA-2\* σε όλες τις περιπτώσεις ανάλυσης, δηλαδή ακόμη και σε προβλήματα ολικής ευστάθειας όπου η ανάλυση υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3).

Κατά τα ανωτέρω, ο ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας των γεωτεχνικών έργων σε οριακές καταστάσεις αστοχίας υπό σεισμικές δράσεις είναι :

1. Επιφανειακές θεμελιώσεις :  $FS = 1$
2. Θεμελιώσεις με πασσάλους :  $FS = 1.30$
3. Αγκυρώσεις και έργα αντιστηρίξεως :  $FS = 1$
4. Υδραυλική αστοχία :  $FS = 1$
5. Ολική ευστάθεια :  $FS = 1.1$  (με συνήθεις δυσμενείς υδραυλικές συνθήκες)