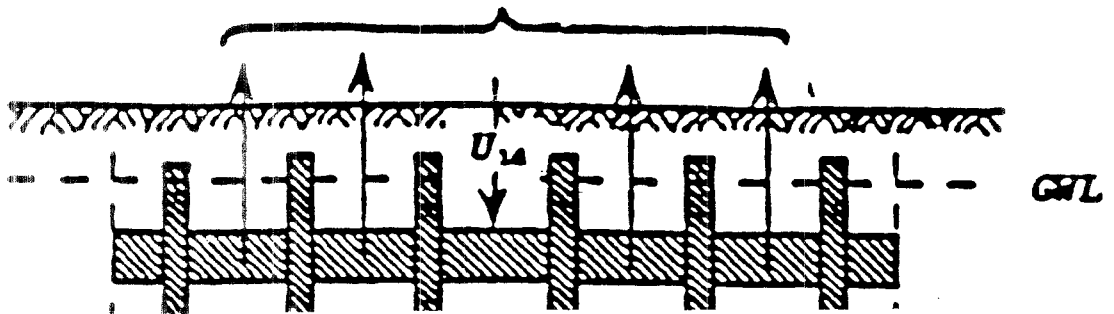


ΠΡΟΣΚΛΗΣΗ

ΣΑΣ ΠΡΟΣΚΑΛΟΥΜΕ ΣΤΗΝ ΗΜΕΡΙΔΑ ΠΟΥ ΘΑ ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΘΕΙ ΣΤΟ ΑΜΦΙΘΕΑΤΡΟ ΤΟΥ ΤΕΕ ΜΑΓΝΗΣΙΑΣ ΤΗΝ ΤΡΙΤΗ 19 ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΥ 2000 ΚΑΙ ΩΡΑ 18.00Μ.Μ.

Ο ΠΡΟΕΔΡΟΣ ΤΕΕ ΜΑΓΝΗΣΙΑΣ
ΙΩΑΝΝΗΣ ΠΡΙΝΤΖΟΣ

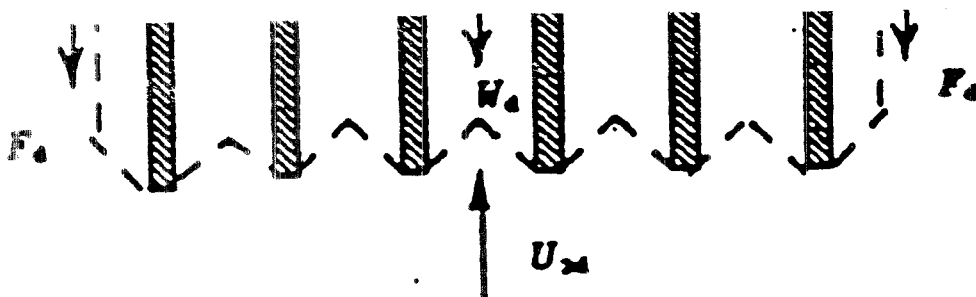


Π Ρ Ο Γ Ρ Α Μ Μ Α

**ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΗ ΕΚΔΗΛΩΣΗ
ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7: ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ**

19 ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΥ 2000

- 18:00-18:10 Προσέλευση-Εγγραφή Συμμετεχόντων
Προσφώνηση του κ. Θ. Δραγκιώτη, μέλους της Δ.Ε. του ΤΕΕ και υπεύθυνου του Επιστημονικού Έργου.
- 18:10-18:30 Αρχές του Ευρωκώδικα 7.
Α. Αναγνωστόπουλος, Καθ/τής ΕΜΠ
- 18:30-20:00 Μέθοδοι σχεδιασμού των έργων.
Μ. Καββαδάς, Αν. Καθ/τής ΕΜΠ



ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 (EC-7)
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΕΡΓΩΝ
Eurocode 7 : Geotechnical Design – Part 1 : General Rules

Προ-πρότυπο : ENV 1997-1, October 1994
Τελευταία Έκδοση : Draft prEN 1997-1, June 2000

Μ. Καρβαδάς, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ

19 Σεπτεμβρίου 2000

Το παρόν κείμενο υπάρχει και στην ιστο-σελίδα :
<http://www.civil.ntua.gr/kavvadas/>

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 (EC-7)
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΣΚΟΠΙΟΣ ΤΗΣ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗΣ

- * Τι άλλαξε (και τι δεν άλλαξε) με την εισαγωγή του EC-7
- * Γιατί απαιτήθηκαν οι αλλαγές
- * Ποιές οι συνέπειες των αλλαγών
- * Παραδείγματα εφαρμογής

Δομικοί Ευρωκώδικες (Structural Eurocodes)

- EN 1990 – Eurocode 0 : Basis of design
- EN 1991 – Eurocode 1 : Actions on structures
- EN 1992 – Eurocode 2 : Design of concrete structures
- EN 1993 – Eurocode 3 : Design of steel structures
- EN 1994 – Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures
- EN 1995 – Eurocode 5 : Design of timber structures
- EN 1996 – Eurocode 6 : Design of masonry structures
- EN 1997 – Eurocode 7 : Geotechnical design
- EN 1998 – Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance
- EN 1999 – Eurocode 9 : Design of aluminium structures

Μέρη του Ευρωκώδικα 7 (EC-7)

- EN 1997 – Eurocode 7 : Geotechnical design
 - Part 1 (EN 1997-1) : General rules
 - Part 2 (EN 1997-2) : Geotechnical design assisted by laboratory testing
 - Part 3 (EN 1997-3) : Geotechnical design assisted by field testing

Εκδόσεις του Ευρωκώδικα 7 (EC-7)

- Part 1 (EN 1997-1) : General Rules
 - Έκδοση 1994: Ως προ-πρότυπο (Pre-standard) - ENV 1997-1
 - Το 2002 : Ως προ-κανονισμός (prEN) - prEN 1997-1
 - Το 2003 : Ως κανονισμός (EN) - EN 1997-1
- Part 2 (EN 1997-2) : Geotechnical design assisted by laboratory testing
 - Έκδοση 1999: Ως προ-πρότυπο (Pre-standard) - ENV 1997-2
- Part 3 (EN 1997-3) : Geotechnical design assisted by field testing
 - Έκδοση 1999: Ως προ-πρότυπο (Pre-standard) - ENV 1997-3

Στάδια θέσπισης των Ευρωκωδίκων

- Pre-standard (ENV)
- Pre-EuroNorm (prEN)
- EuroNorm (EN)

Τρόπος προσαρμογής της Ελλάδας στον Ευρωκώδικα 7

Πριν τη θέσπιση του EC-7 ως EN (δηλαδή έως το 2003 περίπου) :

- Προαιρετική εφαρμογή

Μετά τη θέσπιση του EC-7 ως EN :

- Η εφαρμογή του είναι :
 1. Παράλληλη με τους υφιστάμενους Εθνικούς Κανονισμούς για τρία χρόνια (έως το 2006 περίπου)
 2. Υποχρεωτική μετά τα τρία χρόνια (με ταυτόχρονη απόσυρση των Εθνικών Κανονισμών)
- Επιτρέπεται μόνον η προσθήκη μιας «Εθνικής Εισαγωγής» (National Forward) στην οποία μπορούν να περιλαμβάνονται :
 1. Τιμές του επιθυμητού βαθμού ασφάλειας των έργων
 2. Κατάλογος των συμβατών κειμένων υποστήριξης (που δεν μπορούν να αντίκεινται στον Ευρωκώδικα)

Περιεχόμενα του Ευρωκώδικα 7 – Μέρος 1 (ENV 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 πιασσάλους
8. Αγκυρώσεις (προσθήκη στο prEN 1997-1)
9. Έργα αντιστηρίξεως
10. Υδραυλική αστοχία (προσθήκη στο prEN 1997-1)
11. Γενικευμένη ευστάθεια (προσθήκη στο prEN 1997-1)
12. Επιχώματα και πρηνή

Παρατήρηση : Το Μέρος 1 του EC-7, περιέχει μόνον Γενικές Αρχές (General rules) δηλαδή δεν περιλαμβάνει συγκεκριμένες μεθόδους υπολογισμού, αλλά μόνον τις αρχές που ισχύουν σε όλες τις μεθόδους

ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ EC-7 Γεωτεχνικές Κατηγορίες Έργων

Οι γεωτεχνικές κατασκευές διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες :

Κατηγορία 1:

- Απλές κατασκευές (π.χ. κτίρια με 1-2 ορόφους)
- Έργα αντιστηρίξεως ύψους έως 2μ
- Μικρά ορύγματα (π.χ. για τοποθέτηση σωληνώσεων)

Για τις κατασκευές αυτές μπορούν να εφαρμοσθούν εμπειρικές μέθοδοι σχεδιασμού, πρακτικώς χωρίς έρευνες και υπολογισμούς.

Κατηγορία 2:

- Τα περισσότερα συνήθη γεωτεχνικά έργα

Ο EC-7 αφορά κυρίως αυτές τις κατασκευές (π.χ. ως προς τους συντελεστές ασφαλείας). Αντιθέτως, οι γενικές αρχές ισχύουν σε όλες τις κατηγορίες.

Κατηγορία 3:

- Πολύ μεγάλες και ασυνήθεις κατασκευές
- Έργα με πολύ δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες
- Έργα με ασυνήθη επικινδυνότητα
- Έργα με υψηλή σεισμική επικινδυνότητα

Οι απαιτήσεις των έργων αυτών υπερβαίνουν τις απαιτήσεις του EC-7.

Τί άλλαξε με την εισαγωγή του Ευρωκώδικα 7

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΠΡΙΝ ΤΗΝ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ EC-7

1. Συνήθως ο έλεγχος γινόταν μόνον έναντι αστοχίας :

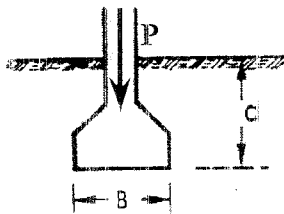
π.χ. στα πέδιλα : $P/A = \sigma < \sigma_{επ}$, όπου $\sigma_{επ} = \sigma_u / FS$

δηλαδή δεν γινόταν έλεγχος αποδεκτών παραμορφώσεων

2. Οι δράσεις (F) και οι εδαφικές παράμετροι (X)

υπεισέρχονταν στους υπολογισμούς με τις «ονομαστικές τιμές», δηλαδή κάποιες συντηρητικές εκτιμήσεις «της επιλογής του μελετητή».

Π.χ. γωνία τριβής (φ) και συνοχή του εδάφους (c)



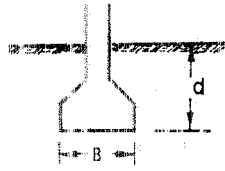
Παράδειγμα : Θεμελίωση με πέδιλα

$$\sigma_u = cN_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma d N_q$$

όπου :

$$N_c, N_\gamma, N_q = f(\varphi)$$

Παράδειγμα εφαρμογής της παλαιάς μεθόδου
Επιφανειακή θεμελίωση (πέδιλο)

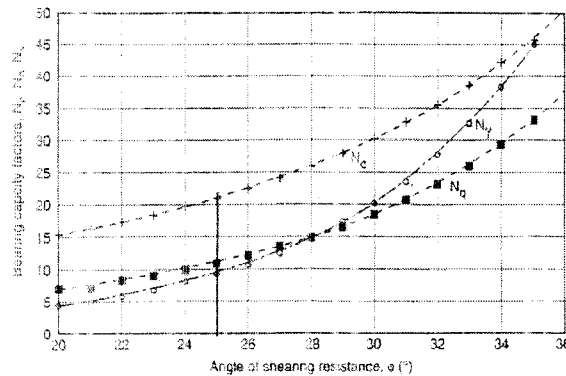


$$B=2.5\text{m}, d=1.5\text{m}, \gamma=20\text{ kN/m}^3, c=10\text{ kPa}, \varphi=25^\circ$$

$$N_c, N_\gamma, N_q = f(\varphi) \Rightarrow N_c = 21, N_q = 11, N_\gamma = 9.5$$

$$\sigma_u = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + \gamma dN_q$$

$$\sigma_u = 10 \cdot 21 + 0.5 \cdot 20 \cdot 2.5 \cdot 9.5 + 20 \cdot 1.5 \cdot 11 = 210 + 237.5 + 330 = 777.5\text{ kPa}$$



$$\sigma_{\text{επ}} = \sigma_u / FS$$

$$\sigma_{\text{επ}} = 777.5 / 3 =$$

$$= 259\text{ kPa} = 2.6\text{ kg/cm}^2$$

Παρατήρηση : Η τιμή αυτή συνήθως αποβλέπει και στον περιορισμό της υποχώρησης του πεδίλου σε αποδεκτά όρια (ποιά ??)

ΤΙ ΑΛΛΑΞΕ ΜΕ ΤΗΝ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ EC-7 :

1. Απαιτούνται πλέον δύο έλεγχοι (χωριστά) :
 - Σε οριακή κατάσταση λειτουργίας
Υπολογισμός των παραμορφώσεων υπό τα φορτία λειτουργίας
Παραμορφώσεις μικρότερες από τις αποδεκτές τιμές ($\delta < \delta_{max}$)
 - Σε οριακή κατάσταση αστοχίας
«Δράσεις» μικρότερες από τις «αντοχές» ($\sigma_d < \sigma_{ud}$)
2. Στους ελέγχους υπεισέρχονται οι «χαρακτηριστικές τιμές» δράσεων (F_k) και εδαφικών παραμέτρων (X_k), αντί των «ονομαστικών τιμών»
Συχνά θεωρείται ότι οι «χαρακτηριστικές» τιμές είναι ίδιες με τις «ονομαστικές» τιμές
3. Οι έλεγχοι γίνονται μέσω των "επιμέρους συντελεστών" δράσεων και εδαφικών παραμέτρων (γ_F, γ_M) αντί ενός ενιαίου "συντελεστή ασφαλείας" (FS)

ΤΙ ΑΛΛΑΞΕ ΜΕ ΤΗΝ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ EC-7 :

Έλεγχος μέσω των "επιμέρους συντελεστών" (γ_F, γ_M) αντί ενός ενιαίου "συντελεστή ασφαλείας" (FS)

Εως τώρα : $\frac{R(F, X)}{E(F, X)} \geq FS \Rightarrow R(F, X) \geq (FS) \cdot E(F, X)$

F =φόρτιση, X =εδαφ. ιδιότητα, R =αντοχή, E =εντατικό μέγεθος (π.χ. τάση)

π.χ. στα πέδιλα : $P/A = \sigma \leq \sigma_{επ} = \sigma_u / FS$, δηλαδή : $\frac{\sigma_u}{\sigma} \geq FS$

Κατά EC-7:
(δύο μέθοδοι)

1. $R_d \left(\gamma_f \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right) \geq E_d \left(\gamma_f \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$
2. $\frac{R(F_k, X_k)}{\gamma_R} \geq \gamma_F \cdot E(F_k, X_k)$

π.χ. στα πέδιλα : $\sigma_{ud} \geq \sigma_d \Rightarrow \frac{\sigma_u}{\gamma_R} \geq \gamma_F \cdot \sigma \Rightarrow \frac{\sigma_u}{\sigma} \geq \gamma_R \cdot \gamma_F \equiv FS$

ΤΙ ΑΛΛΑΞΕ ΜΕ ΤΗΝ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ EC-7 :

Ο έλεγχος μέσω των "επιμέρους συντελεστών" (γ_F, γ_M) αντί ενός ενιαίου "συντελεστή ασφαλείας" (FS), είναι κοινός σε όλους του Ευρωκώδικες :

Για παράδειγμα στον Ευρωκώδικα 2 (Σκυρόδεμα) :

Αντοχή (αριακή ροπή διατομής) > Εξωτερικώς επιβεβλημένη ροπή

$$M_{id} \left(\frac{\sigma_b}{\gamma_{bM}}, \frac{\sigma_s}{\gamma_{sM}} \right) \geq M_{ed} (\gamma_k \cdot F_k)$$

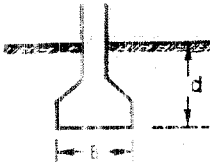
$$\frac{M_{id} (\sigma_b, \sigma_s)}{\gamma_M} \geq \gamma_k \cdot M_{ed} (F_k) \Rightarrow$$

$$\frac{M_{id} (\sigma_b, \sigma_s)}{M_{ed} (F_k)} \geq \gamma_M \cdot \gamma_k \approx 1.30 \times 1.35 = 1.25 \times 1.40 = 1.75$$

1.75 = Ενιαίος συντελεστής ασφαλείας κατά την παλαιά μέθοδο

Παράδειγμα εφαρμογής της μεθόδου του EC-7
Επιφανειακή θεμελίωση (πέδιλο)

$$B=2.5\text{m}, d=1.5\text{m}, \gamma=20\text{ kN/m}^3$$



$$c_k=10\text{ kPa}, \varphi_k=25^\circ$$

$$c_d = \frac{c_k}{1.60} = 6.25\text{ kPa}$$

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{1.25} \Rightarrow \varphi_d = 20.46^\circ$$

$$N_c = 15.3, N_q = 7.5, N_\gamma = 4.5$$

$$\sigma_{ud} = \alpha V_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma d N_q \Rightarrow \sigma_{ud} = 6.25 \cdot 15.3 + 0.5 \cdot 20 \cdot 2.5 \cdot 4.5 + 20 \cdot 1.5 \cdot 7.5 = 95.6 + 112.5 + 225 = 433\text{ kPa}$$

$$\sigma_{si} \geq \sigma_d$$

$$\sigma \leq 433 / 1.0 = 433\text{ kPa} \quad (\text{μόνιμες δράσεις})$$

$$\sigma_{ud} \geq \gamma_F \cdot \sigma$$

$$\sigma \leq 433 / 1.3 = 333\text{ kPa} \quad (\text{πρόσκαιρες δράσεις})$$

Παρατήρηση : Απαιτείται και έλεγχος σε κατάσταση λειτουργίας (έλεγχος αποδεκτών υποχωρήσεων) που συχνά είναι κρίσιμος

ΤΙ ΔΕΝ ΑΛΛΑΞΕ :

- Οι μέθοδοι ανάλυσης (π.χ. μέθοδος Bishop για ανάλυση ευστάθειας πρηνών, μέθοδος ανάλυσης της φέρουσας ικανότητας θεμελίων)

ΓΙΑΤΙ ΑΠΑΙΤΗΘΗΚΑΝ ΟΙ ΑΛΛΑΓΕΣ :

1. Ενιαίος τρόπος σχεδιασμού δομικών-γεωτεχνικών έργων
2. Ενιαίος τρόπος σχεδιασμού στην Ευρωπαϊκή Ένωση
3. Επαγγελματική «κάλυψη» των Μηχανικών
4. Πιο ορθολογική αντιμετώπιση θεμάτων ασφαλείας, π.χ.
 - γιατί στα πέδιλα FS=3, ενώ στα φράγματα FS=1.5 ;
 - γιατί ενιαίος FS, ενώ οι αβεβαιότητες των (c,φ) διαφέρουν ;

ΠΟΙΕΣ ΟΙ ΣΥΝΕΠΕΙΕΣ ΤΩΝ ΑΛΛΑΓΩΝ :

1. Ανάγκη επιμόρφωσης στη νέα μέθοδο
2. Αύξηση του αριθμού των απαιτούμενων ελέγχων
3. Κάποια τροποποίηση των αποτελεσμάτων

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟ ΤΗΣ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗΣ

1. Σύνοψη των νέων εννοιών

- Δράσεις (μόνιμες, μεταβλητές, τυχηματικές, σεισμικές)
- Οριακές καταστάσεις (λειτουργίας, αστοχίας)
- Καταστάσεις σχεδιασμού (συνδυασμοί δράσεων)
- Περιπτώσεις αστοχίας (Α, Β, Γ)
- Χαρακτηριστικές τιμές (δράσεων, εδαφικών παραμέτρων)
- Επιμέρους συντελεστές (δράσεων, εδαφικών παραμέτρων)

2. Αρχές σχεδιασμού των έργων

- Ελεγχος σε κατάσταση λειτουργίας
- Ελεγχος σε κατάσταση αστοχίας

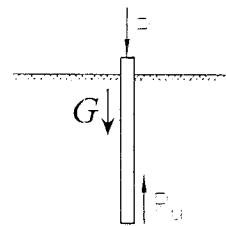
ΔΡΑΣΕΙΣ (Actions)

- Επιβαλλόμενα φορτία (P) γνωστού μεγέθους
- Επιβαλλόμενες παραμορφώσεις γνωστού μεγέθους (διαφορικές υποχωρήσεις στηρίξεων, θερμοκρασιακές μεταβολές)

Παρατήρηση :

Οι «γεωτεχνικές δράσεις» (π.χ. ωθήσεις γαιών) συνήθως δεν έχουν εκ των προτέρων γνωστό μέγεθος

$$G = G(X)$$



Παράδειγμα 1 : Αρνητική τριβή πασσάλων

- Μπορεί να θεωρηθεί με τη μέγιστη δυνατή τιμή (δράση)
- Μπορεί να θεωρηθεί ως συνάρτηση της σχετικής ολίσθησης πασσάλου-εδάφους (συνάρτηση των εδαφικών ιδιοτήτων - X)

Παράδειγμα 2 : Υποχώρηση στηρίξεως βάθρου γέφυρας

- Μπορεί να θεωρηθεί ως γνωστή τιμή (π.χ. 1 cm) - δράση
- Μπορεί να θεωρηθεί ως συνάρτηση της ενδοσιμότητας του εδάφους (π.χ. μέσω ελατηρίου) - συνάρτηση των εδαφικών ιδιοτήτων

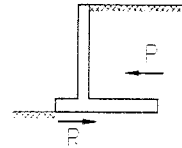
ΔΡΑΣΕΙΣ (Actions)

Τύποι δράσεων :

- Μόνιμες (βάρους, ώθηση γαιών, αρνητική τριβή πασσάλων)
- Μεταβλητές (π.χ. κινητά φορτία)
- Τυχηματικές (π.χ. πρόσκρουση)
- Σεισμικές (κατά ΝΕΑΚ υπάγονται στις τυχηματικές)

Τιμές σχεδιασμού δράσεων : $F_d = \gamma_F \cdot \left(\sum \psi F_k \right)$

ψ = συντελεστής συνδυασμού δράσεων



Οι δράσεις (F) προκαλούν ένταση (action effects E) : τάσεις, ροπές, ...

Εναλλακτικοί τρόποι υπολογισμού των τιμών σχεδιασμού των εντάσεων :

$$E_d = E \left\{ \gamma_f \cdot (\psi F_k), \frac{X_k}{\gamma_M} \right\} \quad \text{ή} \quad E_d = \gamma_F \cdot E \{ (\psi F_k), X_k \}$$

ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

- Καταστάσεις πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις των προδιαγραφών
- Απαιτείται έλεγχος μή-υπέρβασης των καταστάσεων αυτών

1. Οριακές καταστάσεις λειτουργίας : $\delta < \delta_{max}$

- Υπέρβαση των λειτουργικών απαιτήσεων παραμόρφωσης, εισροής υδάτων, αισθητικής (άνοιγμα ρωγμών, κλπ)

2. Οριακές καταστάσεις αστοχίας : $R_d > E_d$

- Απώλεια στατικής ισορροπίας (επίπλευση λόγω άνωσης)
- Υπέρβαση της αντοχής δομικού στοιχείου
- Υπέρβαση της αντοχής του εδάφους

ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ

Σχεδιασμός: Το σύνολο των παραδοχών και υπολογισμών με σκοπό να δειχθεί ότι δεν είναι δυνατή η υπέρβαση των οριακών καταστάσεων λειτουργίας και αστοχίας

Ο σχεδιασμός γίνεται με ανάλυση των "καταστάσεων σχεδιασμού"

1. Καταστάσεις σχεδιασμού - συνδυασμοί δράσεων :
 - 1.1 Σε οριακή κατάσταση λειτουργίας και αστοχίας :
 - Οιονεί-μόνιμες (μόνιμες και συνήθεις μεταβλητές δράσεις)
 - Πρόσκαιρες (οιονεί-μόνιμες + μία ασυνήθης μεταβλητή δράση)
 - 1.2 Σε οριακή κατάσταση αστοχίας :
 - Τυχηματικές (πρόσκαιρες + μία τυχηματική ή σεισμική δράση)
2. Καταστάσεις σχεδιασμού - τύποι αστοχίας :
 - Περίπτωση Α (απώλεια στατικής ισορροπίας)
 - Περίπτωση Β (αστοχία δομικού στοιχείου)
 - Περίπτωση Γ (αστοχία του εδάφους)

ΣΥΝΟΨΗ ΤΩΝ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ

1. Οριακή κατάσταση λειτουργίας:
 - 1.1 Οιονεί-μόνιμοι συνδυασμοί δράσεων
 - 1.2 Πρόσκαιροι συνδυασμοί δράσεων

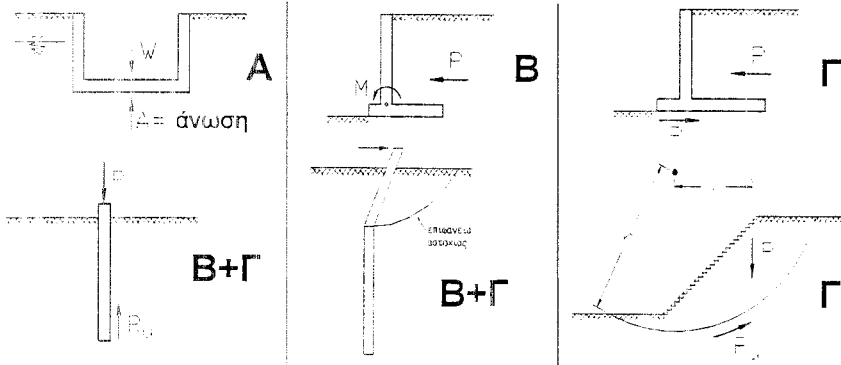
* Δεν απαιτείται έλεγχος τυχηματικών/σεισμικών συνδυασμών
2. Οριακή κατάσταση αστοχίας:
 - 2.1 Περίπτωση Α (απώλεια στατικής ισορροπίας)
 - 2.1.1 Οιονεί-μόνιμοι συνδυασμοί
 - 2.1.2 Πρόσκαιροι συνδυασμοί
 - 2.1.3 Τυχηματικοί και σεισμικοί συνδυασμοί
 - 2.2 Περίπτωση Β (υπέρβαση αντοχής δομικού στοιχείου)
 - 2.2.1 Οιονεί-μόνιμοι συνδυασμοί
 - 2.2.2 Πρόσκαιροι συνδυασμοί
 - 2.2.3 Τυχηματικοί και σεισμικοί συνδυασμοί
 - 2.3 Περίπτωση Γ (υπέρβαση αντοχής εδάφους)
 - 2.3.1 Οιονεί-μόνιμοι συνδυασμοί
 - 2.3.2 Πρόσκαιροι συνδυασμοί
 - 2.3.3 Τυχηματικοί και σεισμικοί συνδυασμοί

ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ : Α, Β, Γ

Περίπτωση Α: Απώλεια στατικής ισορροπίας, χωρίς αξιόλογη συμμετοχή της αντοχής του εδάφους

Περίπτωση Β: Αστοχία (υπέρβαση αντοχής) δομικού στοιχείου, με ή χωρίς αστοχία του εδάφους

Περίπτωση Γ: Αστοχία (υπέρβαση αντοχής) του εδάφους, με ή χωρίς αστοχία δομικού στοιχείου



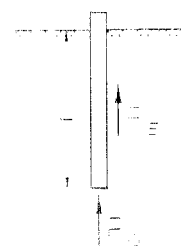
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Σκοπός : Πλέον αντικειμενικός προσδιορισμός σε σύγκριση με την κλασσική μέθοδο επιλογής παραμέτρων (... *εκτίμηση του μηχανικού*)

Χαρακτηριστική τιμή μιας παραμέτρου :

Συντηρητική εκτίμηση της τιμής της παραμέτρου που επηρεάζει τη συμπεριφορά του έργου

- Εάν χρησιμοποιείται στατιστική μέθοδος, θα λαμβάνεται η τιμή με πιθανότητα υπέρβασης 5% επί το δυσμενέστερον
- Άλλως, θα λαμβάνεται τιμή με αξιοπιστία της τάξεως του 95%



$$R_s = \pi DL(\alpha c_u)$$

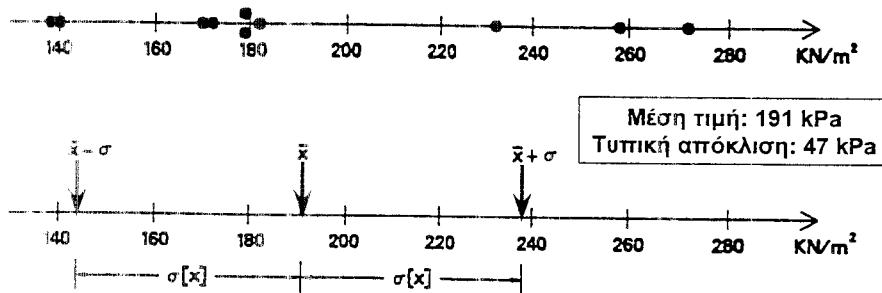
$$R_b = \frac{\pi D^2}{4}(9 c_u)$$

Τα c_u αιχμής-τριβής διαφέρουν λόγω διαφοράς μεγέθους του εδαφικού όγκου που επηρεάζει την αντοχή αιχμής-τριβής:

$$c_u \text{ (αιχμής)} < c_u \text{ (τριβής)}$$

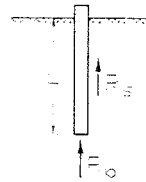
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Παράδειγμα: μετρηθείσες τιμές της αντοχής (q_u) σε ομοιογενές εδάφος :
138, 140, 170, 171, 179, 179, 182, 232, 258, 272 (σε kPa)



Τι θα διαλέγατε ως χαρακτηριστική τιμή :

1. Για την αντοχή τριβής του πασσάλου
2. Για την αντοχή αιχμής του πασσάλου



ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗΣ ΤΙΜΗΣ

1. Για πολύ μικρό όγκο εδάφους (5% fractile):

$$X_k = \bar{X} - 1.645 \cdot s \quad \bar{X} = \frac{1}{n} \left(\sum_i X_i \right) \quad s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \left(\sum_i (X_i - \bar{X})^2 \right)}$$

$$X_k = 191 - 1.645 \cdot 47 = 114 \text{ kPa}$$

2. Για αρκετά μεγάλο όγκο εδάφους (5% - Student):

$$X_k = \bar{X} - f_n \cdot s$$

$$X_k = 191 - 0.58 \cdot 47 = 164 \text{ kPa}$$

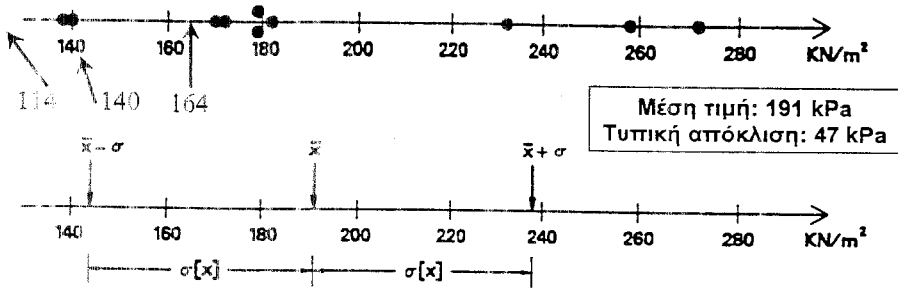
n	f_n
3	1.68
5	0.95
10	0.58
12	0.50
20	0.39

3. Για ενδιάμεσο όγκο εδάφους: $114 \text{ kPa} < X_k < 164 \text{ kPa}$

π.χ. $q_{u-αιχμής} = 140 \text{ kPa}$ $q_{u-τριβής} = 164 \text{ kPa}$

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Παράδειγμα: μετρηθείσες τιμές της αντοχής (q_u) σε ομοιογενές έδαφος
138, 140, 170, 171, 179, 179, 182, 232, 258, 272 (σε kPa)



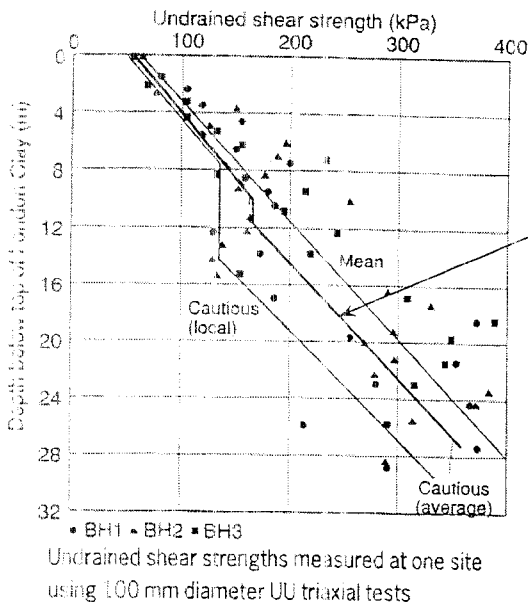
Τι θα διαλέγατε ως χαρακτηριστική τιμή :

1. Για την αντοχή τριβής του πασσάλου
2. Για την αντοχή αιχμής του πασσάλου

$$q_{u-αιχμής} = 140 \text{ kPa}$$

$$q_{u-τριβής} = 164 \text{ kPa}$$

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ



Παράδειγμα επιλογής χαρακτηριστικής τιμής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (στην περίπτωση που μεταβάλλεται με το βάθος) με βάση το 5% της κατανομής Student

Κατά προσέγγιση εκτίμηση της χαρακτηριστικής τιμής για μεγάλους όγκους εδάφους :

$$X_k = \bar{X} - 0.50 \cdot s$$

Μέση τιμή μείον 1/2 τυπική απόκλιση

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Στους υπολογισμούς υπεισέρχονται οι "τιμές σχεδιασμού"
δράσεων (P_d) και εδαφικών παραμέτρων (X_d)

$$P_d = \gamma_F \cdot P_k \qquad X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

γ_F = επιμέρους συντελεστής δράσεων

γ_M = επιμέρους συντελεστής εδαφικών παραμέτρων

- Οι επιμέρους συντελεστές στην κατάσταση λειτουργίας είναι ίσοι με "1"
- Οι επιμέρους συντελεστές αστοχίας των δράσεων και των εδαφικών παραμέτρων αντοχής είναι εν γένει ≥ 1
- Οι επιμέρους συντελεστές αστοχίας των λοιπών εδαφικών παραμέτρων εκτός της αντοχής (δηλαδή E, ν, \dots) είναι $= 1$
- Το ειδικό βάρος του εδάφους θεωρείται ως δράση (δυσμενής ή ευμενής) αναλόγως των συνθηκών

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ - ΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΟΙΟΝΕΙ-ΜΟΝΙΜΟΙ ΚΑΙ ΠΡΟΣΚΑΙΡΟΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ (για τυχηματικούς συνδυασμούς οι επιμέρους συντελεστές είναι "1")

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ

Περίπτωση αστοχίας	Μόνιμες δράσεις		Πρόσκαιρες δράσεις	
	Δυσμενείς	Ευμενείς	Δυσμενείς	Ευμενείς
A	1.00	0.95	1.50	0
B	1.35	1.00	1.50	0
Γ	1.00	1.00	1.30	0

$$P_d = \gamma_F \cdot P_k$$

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ

Περίπτωση αστοχίας	$\tan \phi'$	c'	c_u
A	1.10	1.30	1.20
B	1.00	1.00	1.00
Γ	1.25	1.60	1.40

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

Περίπτωση αστοχίας	Έγχυτοι πάσσαλοι		Εμπηγνόμενοι πάσσαλοι		Πάσσαλοι ελικοειδούς διάνοιξης (CFA)		Αγκύρια	
	πλευρική τριβή	αντοχή αιχμής	πλευρική τριβή	αντοχή αιχμής	πλευρική τριβή	αντοχή αιχμής	προσωρινά	μόνιμα
A	1.30	1.60	1.30	1.30	1.30	1.45	1.25	1.50
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Γ	1.30	1.60	1.30	1.30	1.30	1.45	1.25	1.50

$$R_k = R(X_k)$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

- Τιμές σχεδιασμού = χαρακτηριστικές τιμές ($\gamma_F = \gamma_M = 1$)
- Ανάλυση με οποιαδήποτε δόκιμη μέθοδο που υπολογίζει παραμορφώσεις (όχι με μεθόδους οριακής ισορροπίας)
- Σκοπός του ελέγχου : η μή-υπέρβαση των ανεκτών παραμορφώσεων, στροφών, ανοίγματος ρωγμών, εισροών ...
- Ανάλυση για οιονε-μόνιμους και πρόσκαιρους συνδυασμούς δράσεων (όχι τυχηματικούς/σεισμικούς)
- Ο έλεγχος λειτουργίας είναι απαραίτητος, αφού ο έλεγχος αστοχίας δεν εξασφαλίζει έναντι μεγάλων παραμορφώσεων



Παραδείγματα :

- Έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων τοίχου
- Έλεγχος καθιζήσεων πεδίου
- Έλεγχος καθιζήσεων πασσάλου

ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

- Τιμές σχεδιασμού εν γένει διάφορες των χαρακτηριστικών τιμών (αύξηση των δράσεων - μείωση των εδαφικών παραμέτρων / αντιστάσεων)
- Παραμορφωσιακά μεγέθη (E, ν) υπεισέρχονται με τις χαρακτηριστικές τιμές. Το ειδικό βάρος (γ) του εδάφους θεωρείται ως δράση (ευμενής ή δυσμενής αναλόγως των συνθηκών).
- Ανάλυση με οποιαδήποτε δόκιμη μέθοδο (εμπειρική ή αναλυτική) :
 - Μέθοδοι οριακής ισορροπίας : Έλεγχος με τη μέθοδο 1 ή 2
 - Μέθοδοι με πεπερασμένα στοιχεία : Συνήθως, έλεγχος με τη μέθοδο 2

$$1. \quad R_d \left(\gamma_f \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right) \geq E_d \left(\gamma_f \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$

$$2. \quad \frac{R(F_k, X_k)}{\gamma_R} \geq \gamma_F \cdot E(F_k, X_k)$$

ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

• Μέθοδοι με πεπερασμένα στοιχεία : Συνήθως, έλεγχος με τη μέθοδο 2

Μέθοδος 2 :
$$\frac{R(F_k, X_k)}{\gamma_R} \geq \gamma_F \cdot E(F_k, X_k)$$

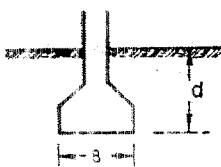
Παράδειγμα : Ανάλυση της διάνοιξης και υποστήριξης σήραγγας

1. Ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία και χρήση των χαρακτηριστικών τιμών των δράσεων (F_k) και εδαφικών παραμέτρων (X_k).
2. Υπολογισμός εντατικών μεγεθών, π.χ. επιβαλλόμενη θλιπτική δύναμη (E) στο εκτοξ. σκυρόδεμα (χαρακτηριστική τιμή).
3. Υπολογισμός της οριακής θλιπτικής δύναμης (R) που μπορεί να αναλάβει το εκτοξ. σκυρόδεμα (με χρήση των χαρακτηριστικών τιμών των ιδιοτήτων του).
4. Έλεγχος επάρκειας :
$$\frac{R}{1.30} \geq 1.35 \times E \Rightarrow \frac{R}{E} \geq 1.75$$

Παρατήρηση : Ο έλεγχος με τη μέθοδο 1 δίνει πλασματικές μετακινήσεις και εύρος πλαστικής ζώνης. Δεν συνιστάται σε αναλύσεις με προσδιορισμό παραμορφώσεων (μόνον σε μεθόδους οριακής αντοχής)

Παράδειγμα : Έλεγχος έναντι αστοχίας επιφανειακής θεμελίωσης (μέθοδος οριακής αντοχής)

Μέθοδος 1:
$$R_d \left(\gamma_f \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right) \geq E_d \left(\gamma_f \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$



$B=2.5\text{m}, d=1.5\text{m}, \gamma=20\text{ kN/m}^3$

$c_k=10\text{ kPa}, \varphi_k=25^\circ \Rightarrow c_d = \frac{c_k}{1.60} = 6.25\text{ kPa}$

$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \Rightarrow \tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{1.25} \Rightarrow \varphi_d = 20.46^\circ$

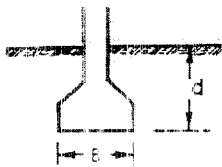
$N_c = 15.3, N_q = 7.5, N_\gamma = 4.5$

$\sigma_{ud} = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + \gamma dN_q \Rightarrow \sigma_{ud} = 6.25 \cdot 15.3 + 0.5 \cdot 20 \cdot 2.5 \cdot 4.5 + 20 \cdot 1.5 \cdot 7.5 = 95.6 + 112.5 + 225 = 433\text{ kPa}$

$\sigma_{ud} = \gamma_F \cdot \sigma \Rightarrow \begin{cases} \sigma = 433 / 1.0 = 433\text{ kPa} & (\text{μόνιμες δράσεις}) \\ \sigma = 433 / 1.3 = 333\text{ kPa} & (\text{πρόσκαιρες δράσεις}) \end{cases}$

Παράδειγμα : Ελεγχος έναντι αστοχίας επιφανειακής θεμελίωσης

Μέθοδος 2 :
$$\frac{R(F_k, X_k)}{\gamma_R} \geq \gamma_F \cdot E(F_k, X_k)$$



$B=2.5\text{m}, d=1.5\text{m}, \gamma=20\text{ kN/m}^3$

$c_k=10\text{ kPa}, \phi_k=25^\circ \Rightarrow N_c=21, N_q=11, N_\gamma=9.5$

$\sigma_u = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + \gamma dN_q$

$R = c_u = 10 \cdot 21 + 0.5 \cdot 20 \cdot 2.5 \cdot 9.5 + 20 \cdot 1.5 \cdot 11 = 210 + 237.5 + 330 = 777.5\text{ kPa}$

$\gamma_F=1.40$

$R / \gamma_R = 777.5 / 1.40 = 555.3\text{ kPa}$

$\gamma_F=1.35-1.50$

$R / \gamma_R \geq \gamma_F \cdot \sigma \Rightarrow \sigma \leq \frac{555.3}{1.35 \div 1.50} = 370 \div 411\text{ kPa}$

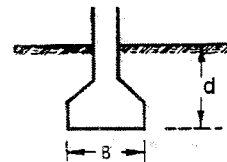
$\sigma = 555.3 / 1.35 = 411\text{ kPa}$ (μόνιμες δράσεις)

$\sigma = 555.3 / 1.50 = 370\text{ kPa}$ (πρόσκαιρες δράσεις)

Παράδειγμα : Ελεγχος έναντι αστοχίας επιφανειακής θεμελίωσης

$B=2.5\text{m}, d=1.5\text{m}, \gamma=20\text{ kN/m}^3$

$c_k=10\text{ kPa}, \phi_k=25^\circ$



EC-7, Μέθοδος 1:

$R_d \left(\gamma_f \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right) \geq E_d \left(\gamma_f \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$

$\sigma = 433\text{ kPa}$ (μόνιμες δράσεις)
 $\sigma = 333\text{ kPa}$ (πρόσκαιρες δράσεις)

EC-7, Μέθοδος 2 :

$\frac{R(F_k, X_k)}{\gamma_R} \geq \gamma_F \cdot E(F_k, X_k)$

$\sigma = 411\text{ kPa}$ (μόνιμες δράσεις)
 $\sigma = 370\text{ kPa}$ (πρόσκαιρες δράσεις)

Παλαιά μέθοδος (ενισχύς συντελεστής ασφαλείας) :

$\sigma_{\text{επ}} = 777.5 / 3 = 259\text{ kPa}$

Η παλαιά μέθοδος προσπαθεί να περιορίσει τις καθιζήσεις μέσω του αυξημένου συντελεστή ασφαλείας (FS=3)

ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (συνέχεια)

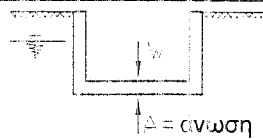
- Έλεγχος για οιονεί-μόνιμους, πρόσκαιρους και τυχηματικούς/σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων
- Στους τυχηματικούς/σεισμικούς συνδυασμούς: $\gamma_F = \gamma_M = 1$,
δηλαδή, " συντελεστής ασφαλείας = 1 "
- Έλεγχος όλων των περιπτώσεων αστοχίας : Α, Β και Γ
- Σκοποί του ελέγχου :
 - η εξασφάλιση της στατικής ισορροπίας (περίπτωση Α)
 - η μη-υπέρβαση της αντοχής του εδάφους και των δομικών στοιχείων (περιπτώσεις Β και Γ)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

(Αντοχή σχεδιασμού) \geq (Αποτέλεσμα των δράσεων σχεδιασμού)

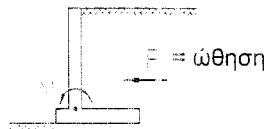
$$R_d(P_d, X_d) \geq E_d(P_d, X_d) \quad \text{Όπου: } P_d = \gamma_F \cdot P_k \quad X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

Α



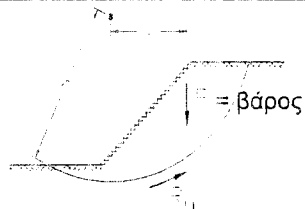
$R_d = \text{βάρους, ...}$
 $E_d = \text{άνωση}$

Β



$R_d = \text{ροπή αντοχής της διατομής}$
 $E_d = \text{ροπή ώθησης γαιών, ...}$

Γ



$R_d = \text{ροπή διατμητικής αντοχής}$
 $E_d = \text{ροπή δράσεων}$

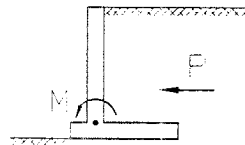
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Α

- Αφορά μόνον επίπλευση λόγω ανώσεως
με πολύ μικρή συμμετοχή της αντοχής του εδάφους

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β

- Αφορά πιθανή αστοχία δομικού στοιχείου. Δεν εξετάζεται όταν δεν υπάρχουν δομικά στοιχεία (π.χ. σε πρανή)
- Περιλαμβάνει αυξημένες δράσεις ($\gamma_F > 1$) και μή-μειωμένες εδαφικές ιδιότητες ($\gamma_M = 1$)
- Οι υπολογιζόμενες δράσεις που οφείλονται στο έδαφος (π.χ. ωθήσεις γαιών) είναι χαρακτηριστικές τιμές (αφού $\gamma_M = 1$). Στη συνέχεια πολλαπλασιάζονται με $\gamma_F > 1$
- Σε αναλύσεις με τεπερασμένα στοιχεία είναι δυσχερής ο πολλαπλασιασμός των δράσεων που οφείλονται στο έδαφος με γ_F . Έτσι, υπολογίζονται τα ενστικά μεγέθη των δομικών στοιχείων $E_k = E(P_k)$, και ο συντελεστής γ_F εφαρμόζεται κατά τον έλεγχο των διατομών, δηλαδή: $E_d = \gamma_F \cdot E_k$.



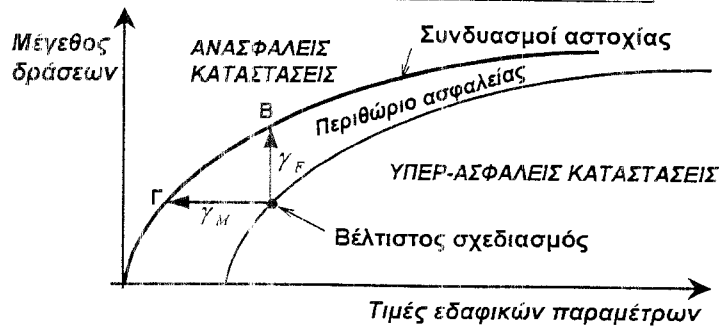
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Γ

- Αφορά πιθανή αστοχία του εδάφους και αποτελεί τον κυριότερο έλεγχο των γεωτεχνικών έργων (πέδιλα, πάσσαλοι, πρανή, κλπ).
- Δεν εξετάζεται όταν δεν υφίσταται δυνατότητα αστοχίας του εδάφους (π.χ. ανένδοτα τοιχώματα υπογείων)
- Αποτελεί την μόνη περίπτωση ελέγχου όταν δεν υπάρχουν δομικά στοιχεία (π.χ. σε πρανή)
- Περιλαμβάνει μή-αυξημένες δράσεις ($\gamma_F = 1$) και μειωμένες εδαφικές ιδιότητες ($\gamma_M > 1$)
- Οι υπολογιζόμενες δράσεις που οφείλονται στο έδαφος (π.χ. ωθήσεις γαιών) είναι τιμές σχεδιασμού (αφού $\gamma_M > 1$)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ
 (Αντοχή σχεδιασμού) \geq (Αποτέλεσμα των δράσεων σχεδιασμού)

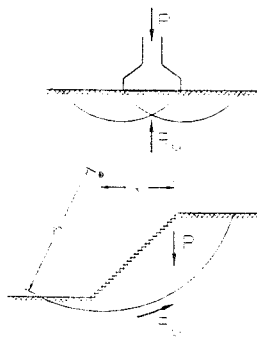
$$R_d \left(P_k \cdot \gamma_F, \frac{X_k}{\gamma_M} \right) \geq E_d \left(P_k \cdot \gamma_F, \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$



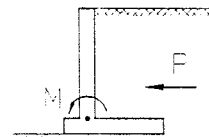
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β: Αυξημένες δράσεις, μή-μειωμένες εδαφικές ιδιότητες
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Γ: Μή-αυξημένες δράσεις, μειωμένες εδαφικές ιδιότητες
 Μπορούν οι δύο περιπτώσεις να συνδυασθούν; (όπως στα δομικά έργα)

ΓΙΑΤΙ ΑΠΑΙΤΟΥΝΤΑΙ ΧΩΡΙΣΤΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ Β και Γ

- Η περίπτωση Β περιλαμβάνει τους εξής επιμέρους συντελεστές μόνιμων δράσεων:
 $\gamma_F=1.35$ για δυσμενείς $\gamma_F=1.00$ για ευμενείς.
 Στις δράσεις που οφείλονται στο έδαφος δεν είναι πάντα ευχερής η διάκριση σε ευμενείς-δυσμενείς.
- Η προσαύξηση των δυσμενών δράσεων κατά $\gamma_F=1.35$ δεν προκαλεί πάντα μείωση της ασφάλειας (π.χ. η αντοχή τριβής αυξάνει αναλογικά με την αύξηση της ορθής δύναμης).
- Τέλος, είναι δυσχερής ο έλεγχος της περίπτωσης Β με πεπερασμένα στοιχεία στο έδαφος (διάκριση ευμενών-δυσμενών δράσεων λόγω του βάρους του εδάφους).



Η περίπτωση Β δεν μπορεί να καταργηθεί γιατί περιλαμβάνει τις απαιτήσεις σχεδιασμού των δομικών έργων (π.χ. ώθηση γαιών σε τοίχο αντιστηρίξεως)



ΓΙΑΤΙ ΑΠΑΙΤΟΥΝΤΑΙ ΧΩΡΙΣΤΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ Β και Γ

2. Η περίπτωση Γ έχει προκύψει από τις ανωτέρω ανάγκες. Ετσι:

- $\gamma_f=1$ ώστε να μην υπάρξει πρόβλημα στη διάκριση ευμενούς-δυσμενούς δράσης από εδαφικές μάζες
- $\gamma_M>1$ ώστε να ληφθεί η επιρροή της απομείωσης των εδαφικών ιδιοτήτων (π.χ. αύξηση της ώθησης, μείωση της αντοχής, ...)

Δεν είναι βέβαιο ότι η ανωτέρω αύξηση της ώθησης ικανοποιεί τις απαιτήσεις των δομικών έργων (π.χ. τοίχων). Ετσι παραμένει και η περίπτωση Β.

ΔΥΣΧΕΡΕΙΕΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΥΠΑΡΞΗ ΤΩΝ ΔΥΟ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ (Β και Γ)

1. Ανάγκη εκτέλεσης δύο ελέγχων έναντι αστοχίας (Β και Γ)

2. Συχνά οι δύο έλεγχοι δεν είναι συμβατοί μεταξύ τους

Παράδειγμα: Εύκαμπτο πέτασμα πασσαλοσανίδας

Το μήκος έμπτυξης που προκύπτει από τον δυσμενέστερο έλεγχο (Β ή Γ) δεν ισορροπεί με τις ωθήσεις του άλλου ελέγχου, στην περίπτωση όπου ο άλλος έλεγχος είναι κρίσιμος για τη διαστασιολόγηση της διατομής.

Παράδειγμα εφαρμογής : Θεμελίωση με πασσάλους

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ

Περίπτωση αστοχίας	Μόνιμες δράσεις		Πρόσκαιρες δράσεις	
	Δυσμενείς	Ευμενείς	Δυσμενείς	Ευμενείς
A	1.00	0.95	1.50	0
B	1.35	1.00	1.50	0
Γ	1.00	1.00	1.30	0

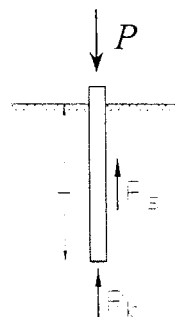
γ_f

$$P_d = \gamma_f \cdot P_k$$

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

Περίπτωση αστοχίας	Εγχυτοι πάσσαλοι		Εμπηγνύόμενοι πάσσαλοι		Πάσσαλοι ελικοειδούς διάνοιξης (CFA)	
	πλευρική τριβή	αντοχή αιχμής	πλευρική τριβή	αντοχή αιχμής	πλευρική τριβή	αντοχή αιχμής
A	1.30	1.60	1.30	1.30	1.30	1.45
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Γ	1.30	1.60	1.30	1.30	1.30	1.45

γ_R

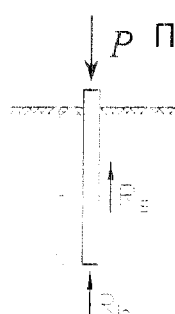


$$R_k = \frac{R(X_m)}{1.50}$$

X_m = μέσες τιμές εδαφικών ιδιοτήτων

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

ΕΛΕΥΧΟΣ : $R_d > P_d$


 Παράδειγμα εφαρμογής : Θεμελίωση με πασσάλους
 $D=0.80\text{m}$, $L=15\text{m}$, $c_u=50\text{kPa}$ (μέση τιμή), $\alpha=0.75$

$$R_s = \pi DL(\alpha c_u) \quad R_b = \frac{\pi D^2}{4}(9 c_u)$$

$$R_s = 3.14 \times 0.80 \times 15 \times 0.75 \times 50 = 1413 \text{ kN (τριβή)}$$

$$R_b = 0.25 \times 3.14 \times 0.80^2 \times 9 \times 50 = 226 \text{ kN (αιχμή)}$$

$$R_{sk} = 1413 / 1.5 = 942 \text{ kN}$$

$$R_{bk} = 226 / 1.5 = 151 \text{ kN}$$

$$R_d = \frac{R_{sk}}{\gamma_{sR}} + \frac{R_{bk}}{\gamma_{sR}} = \frac{942}{1.30} + \frac{151}{1.60} = 819 \text{ kN}$$

$$P_d \leq R_d \Rightarrow \gamma_F \cdot P_k \leq R_d \Rightarrow 1.0 \times P_k \leq 819 \Rightarrow P_k \leq 819 \text{ kN}$$

Συντελεστής ασφαλείας με την παλιά μέθοδο : $FS = \frac{R_u}{P} = \frac{1413 + 226}{819} = 2.00$

$$R_k = \frac{R(X_m)}{1.50}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

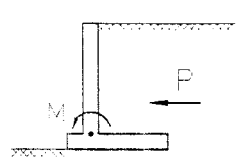
$$P_d = \gamma_F \cdot P_k$$

Παρατήρηση: Πώς θα γινόταν ο έλεγχος με αρνητικές τριβές (R_s-T_n), ($P+T_n$)

ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΕΝΙΑΙΟ ΤΡΟΠΟ ΕΛΕΓΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (αντί των Β, Γ)

1. Γερμανική πρόταση

- Ανάλυση με τις χαρακτηριστικές τιμές όλων των μεγεθών (δράσεις και εδαφικές παράμετροι)
- Επιβολή των επιμέρους συντελεστών δράσεων ($\gamma_F > 1$) και αντοχών ($\gamma_R > 1$) στο τέλος, δηλαδή στην ενεργητική ώθηση γαιών (δράση), στην παθητική ώθηση γαιών (αντοχή), στη δύναμη τριβής πασσάλου (αντοχή), αντοχή αγκυρίου, διατμητική αντοχή εδάφους (σε πρανή), κλπ

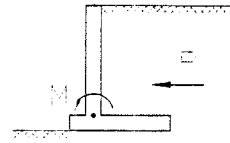
$$\frac{R_k(P_k, X_k)}{\gamma_R} \geq \gamma_F \cdot E_k(P_k, X_k)$$


ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΕΝΙΑΙΟ ΤΡΟΠΟ
ΕΛΕΓΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (αντί των Β, Γ)

2. Γαλλική πρόταση

- Επιβολή των επιμέρους συντελεστών δράσεων ($\gamma_F > 1$) και εδαφικών παραμέτρων ($\gamma_M > 1$) στην αρχή
- Ανάλυση με τις τιμές σχεδιασμού

$$R_d \left(P_k \cdot \gamma_F, \frac{X_k}{\gamma_M} \right) \geq E_d \left(P_k \cdot \gamma_F, \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$



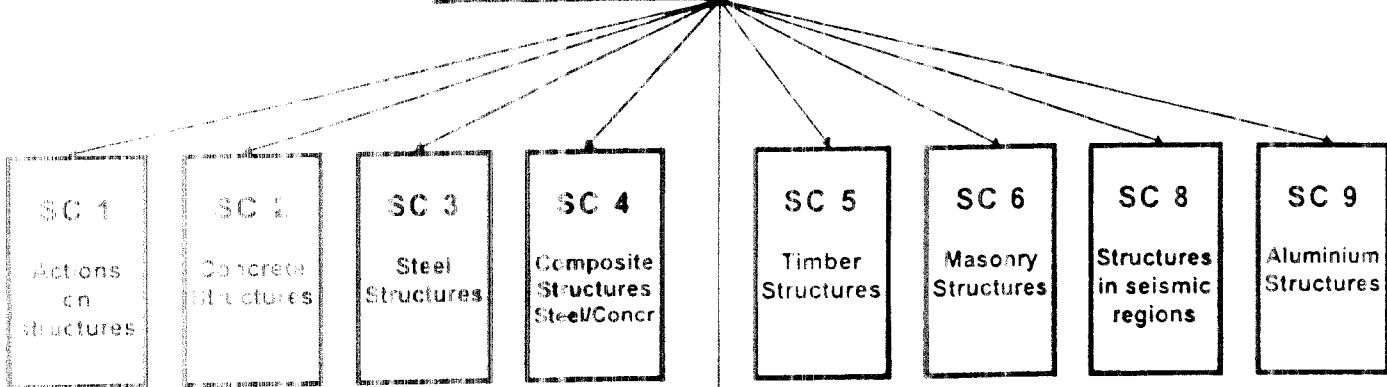
Αρχές του Ευρωκώδικα 7

Γεωτεχνικός Σχεδιασμός - Μέρος 1

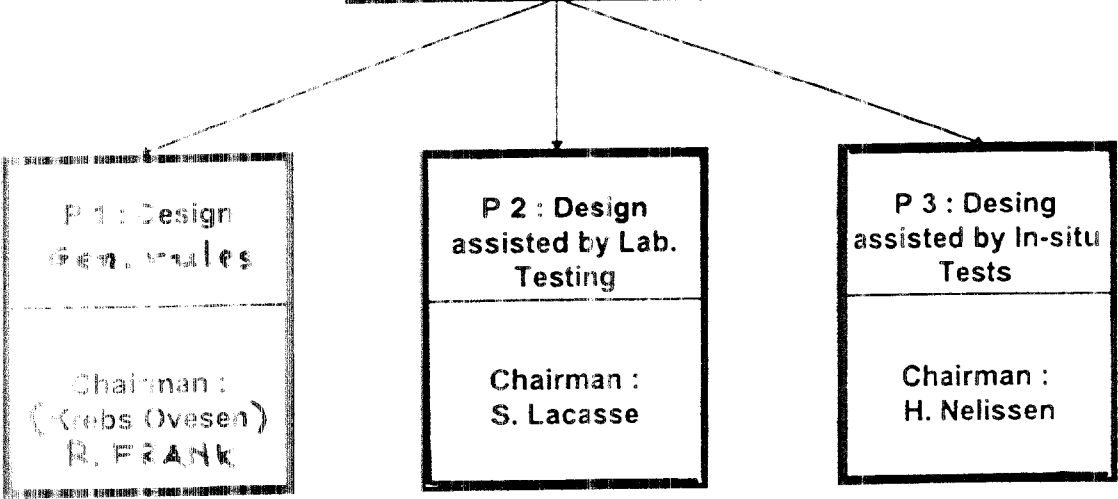
Α. Αναγνωστόπουλος
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ ΜΑΡΤΙΟΣ 1999

TECHNICAL COMMITTEE
CEN/TC 250
Structural Eurocodes



SC 7
GEOTECHNICS



ΑΝΑΓΚΗ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ ΤΟΥ EC-7

- 1. Ενιαίος τρόπος μελέτης των έργων Πολιτικού Μηχανικού (σύστημα Ευρωκωδίκων)**
- 2. Ενιαίος τρόπος μελέτης των γεωτεχνικών έργων στην Ε.Ε.**
 - δυνατότητα εκπόνησης μελετών διεθνώς*
- 3. Βάση για την προστασία των πολιτών**
 - ενιαία ασφάλεια των έργων στην Ε.Ε.*
- 4. Βάση για την νομική προστασία των Μηχανικών**
 - η συμμόρφωση με τους Ευρωκώδικες είναι αναγκαία σε θέματα επαγγελματικής ευθύνης και ασφάλισης των έργων*

Code of Practice

Κείμενα που περιέχουν μεθοδολογίες σχεδιασμού ή και οδηγίες για την κατασκευή έργων με βάση συγκεκριμένες αρχές και τεχνικές απαιτήσεις ώστε να εξασφαλίζεται ένα ικανοποιητικό επίπεδο "τεχνικής λύσεως"

Απαιτήσεις από ένα κώδικα Γεωτεχνικής:

1. Εκτίμηση των φορτίων
2. Προσδιορισμό αντιπροσωπευτικών γεωτεχνικών παραμέτρων
3. Μεθοδολογίες αναλύσεως
4. Να εξασφαλίζει ένα επιθυμητό βαθμό ασφαλείας

- Ένας Κανονισμός Γεωτεχνικής περιέχει κυρίως τις απαραίτητες οδηγίες για το σχεδιασμό, τη μελέτη και την κατασκευή θεμελιώσεων ή γεωκατασκευών “συνήθων έργων Μηχανικού”.
- Ως “συνήθη έργα” μπορούμε να θεωρήσουμε τις αβαθείς θεμελιώσεις, τις κατασκευές αντιστηρίξεως, τις εκσκαφές, τα επιχώματα καθώς και την διαμόρφωση πρανών.
- Είναι σημαντικό λοιπόν, για τα ανωτέρω έργα του Μηχανικού, να καθιερωθούν μεθοδολογίες σχεδιασμού και κατασκευής υπό μορφή Κανονισμών ή Κωδίκων, οι οποίες χωρίς να είναι πολύπλοκες ή δυσνόητες να εξασφαλίζουν την ασφάλεια των έργων καθ’ όλα τα στάδια της μελέτης και της κατασκευής.
- Στην περίπτωση όμως σοβαρών έργων ή ακόμη σε περιπτώσεις πολύπλοκων συνθηκών υπεδάφους είναι πρακτικά αδύνατο ένας Κώδικας να μπορεί να καλύψει όλα τα προκύπτοντα προβλήματα.
- Θα πρέπει λοιπόν, στην τελευταία αυτή περίπτωση, να επαφίεται η επίλυσή τους στην κρίση και την πρωτοβουλία του Γεωτεχνικού Μηχανικού με βάση την αντίστοιχη γνωστή διεθνή εμπειρία και βιβλιογραφία.

**Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1 :
General rules
ENV 1997-1 - October 1994**

- 1. ΓΕΝΙΚΟΤΗΤΕΣ**
- 2. ΒΑΣΗ ΤΟΥ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**
- 3. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ**
- 4. ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ, ΟΡΓΑΝΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ &
ΣΥΝΤΗΡΗΣΗ**
- 5. ΕΠΙΧΩΣΕΙΣ, ΚΑΤΑΒΙΒΑΣΜΟΣ Σ.Υ.Υ., ΒΕΛΤΙΩΣΕΙΣ
ΕΔΑΦΩΝ**
- 6. ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ**
- 7. ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ**
- 8. ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ**
- 9. ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ & ΠΡΑΝΗ**

Ευρωκώδικας 7 : Γεωτεχνικός Σχεδιασμός - Μέρος 1

Ευρωπαϊκό Δοκιμαστικό Πρότυπο ENV 1997-1/Οκτ. 1994

- περιέχει απαραίτητες οδηγίες για το σχεδιασμό μελέτη και κατασκευή Θεμελιώσεων - Γεωκατασκευών κ.ά. “συνήθων” έργων Μηχανικού.
- οι μεθοδολογίες σχεδιασμού δεν πρέπει να είναι δυσνόητες ή πολύπλοκες και πρέπει να εξασφαλίζουν την ασφάλεια του έργου καθ’ όλο το στάδιο της κατασκευής - λειτουργίας του.

EC-7

1. Σκοπεύει να δώσει ένα πλαίσιο κανόνων, για εναρμόνιση των μεθόδων σχεδιασμού και όχι ένα Εγχειρίδιο Σχεδιασμού.
2. Καλύπτει την εκτέλεση και τον έλεγχο των κατασκευών ως προς το σκέλος ότι οι κατασκευές είναι σύμφωνες προς τις παραδοχές των κανόνων σχεδιασμού.
3. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί από προσωπικό που έχει την κατάλληλη εξειδίκευση (qualified personnel) αλλά και εμπειρία.
4. Σε κάθε περίπτωση ο Γεωτεχνικός Σχεδιασμός με βάση τον EC-7 απευθύνεται κυρίως σε Πολιτικούς Μηχανικούς με αντίστοιχη εξειδίκευση στη Γεωτεχνική.

Στο κείμενο γίνεται διάκριση μεταξύ Αρχών και Κανόνων Εφαρμογής με βάση τον χαρακτήρα κάθε εδαφίου.

Οι Αρχές περιλαμβάνουν :

- γενικές αναφορές και ορισμούς για τους οποίους δεν υπάρχει εναλλακτική δυνατότητα.
- απαιτήσεις και αναλυτικά προσομοιώματα για τα οποία δεν επιτρέπεται εναλλακτική θεώρηση εκτός εάν αναφέρεται ρητώς.

Οι κανόνες Εφαρμογής (Συστάσεις):

- αποτελούν παραδείματα γενικών παραδεκτών κανόνων οι οποίοι ακολουθούν τις Αρχές και ικανοποιούν τις απαιτήσεις τους.

Επιτρέπεται η χρήση εναλλακτικών κανόνων (πέραν αυτών του EC-7) υπό την προϋπόθεση ότι είναι σύμφωνοι προς τις Αρχές του EC-7.

§ 2.8 Εκθεση Γεωτεχνικού σχεδιασμού (Geotechnical Design Report)

- Παραδοχές και δεδομένα σχεδιασμού
- Υπολογισμοί και αποτελέσματα ελέγχων ασφαλείας - λειτουργικότητας.

Θα περιλαμβάνει περιγραφές :

- Ευρύτερης περιοχής
- Εδαφικών συνθηκών
- Της κατασκευής και των δράσεων
- Τιμών σχεδιασμού
- Κανονισμών και προτύπων
- Μεγέθους και αποδεκτών κινδύνων
- Υπολογισμούς και σχέδια Γεωτεχνικής Μελέτης
- Στοιχείων τα οποία πρέπει να ελέγχονται κατά την κατασκευή

§ 3.4 Έκθεση Γεωτεχνικών Ερευνών (Ground Investigation Report)

- Συγκέντρωση αποτελεσμάτων Γεωτεχνικής Έρευνας
(Βάση Έκθεσης Γεωτεχνικού Σχεδιασμού)

- α. Παρουσίαση των Γεωτεχνικών Πληροφοριών
Εργασίες υπαίθρου
Εργαστηριακές δοκιμές
Σκοπός Έρευνας - Περιγραφή Έργου -
Αναμενόμενη Γεωτεχνική Κατηγορία
Έδαφος ευρύτερης περιοχής

- β. Αξιολόγηση των Γεωτεχνικών Πληροφοριών
Ανασκόπηση των ερευνών :
 - Γεωτεχνικές τομές, Σ.Υ.Υ.
 - Ομαδοποίηση και παρουσίαση εύρους τιμών ανα στρώση κ.λ.π.
 - Σχόλια για την επάρκεια των στοιχείων
 - Προτάσεις για τυχόν πρόσθετες εργασίες

ΣΥΝΕΠΕΙΕΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ EC-7

1. Ουδεμία αλλαγή στις μεθόδους υπολογισμού των θεμελιώσεων - γεωτεχνικών έργων, π.χ. :

- φέρουσα ικανότητα (π.χ. μέθοδοι *Terzaghi*, κ.λ.π.)
- εκτίμηση καθιζήσεων (π.χ. με τη θεωρία ελαστικότητας)
- φέρουσα ικανότητα πασσάλων
- ωθήσεις γαιών (μέθοδοι *Rankine*, *Coulomb*)
- ευστάθεια πρανών (μέθοδοι *Bishop*, *Janbu*, κ.λ.π.)

2. Διαφοροποιείται όμως ο τρόπος εφαρμογής τους στη μελέτη των γεωτεχνικών έργων διότι εισάγει την μεθοδολογία σχεδιασμού μέσω των ΟΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ (LIMIT STATE DESIGN)

3. Κατανόηση νέων εννοιών, όπως:

- *σοσιακές καταστάσεις λειτουργίας / αστοχίας*
- *περιπτώσεις σχεδιασμού - συνδυασμοί δράσεων*
- *χαρακτηριστικές τιμές δράσεων / παραμέτρων*
- *επιμέρους συντελεστές - τιμές σχεδιασμού*
(έννοιες κοινές σ' όλους τους Ευρωκώδικες)

4. Εφαρμογή των νέων εννοιών στις μελέτες

Αποτέλεσμα:

- *κατάργηση του "συντελεστή ασφαλείας"*
- *αύξηση των απαιτούμενων ελέγχων*

ΕΠΙΠΤΩΣΕΙΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΤΟΥ EC-7

- Ουδεμία αλλαγή στις μεθόδους ανάλυσης
- Εισαγωγή νέων εννοιών
- Οι έως τώρα τιμές των εδαφικών παραμέτρων μπορούν συνήθως να λαμβάνονται ως χαρακτηριστικές
- Αύξηση του όγκου των υπολογισμών
- Συχνά δίνεται υπέρμετρη έμφαση στην επιλογή των χαρακτηριστικών τιμών και τις τιμές των επιμέρους συντελεστών, ενώ δεν πρέπει να υποβαθμίζονται άλλοι σημαντικοί παράγοντες όπως:
 - *η κατανόηση του πραγματικού μηχανισμού αστοχίας*
 - *η ορθή εκτίμηση των πιέσεων πόρων*
 - *η γεωλογική ιστορία της περιοχής*
- Σημερινή κατάσταση: Μικρή εμπειρία από εφαρμογές στη γεωτεχνική πράξη μεθοδολογιών σχεδιασμού μέσω οριακών καταστάσεων

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 - ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΕΡΓΩΝ

Μ. Καββαδάς, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ

ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗΣ:

- Τι άλλαξε με την εισαγωγή του EC-7
- Γιατί απαιτήθηκαν οι αλλαγές
- Ποιές οι συνέπειες των αλλαγών

Παρουσίαση στο ΤΕΕ

ΤΙ ΑΛΛΑΞΕ:

1. Απαιτούνται πλέον (και τύποις) δύο έλεγχοι:

- Σε οριακή κατάσταση λειτουργίας ($\delta < \delta_{max}$)
- Σε οριακή κατάσταση αστοχίας ($R_d > E_d$)

2. Οι έλεγχοι γίνονται μέσω "επιμέρους συντελεστών" (γ_F, γ_M) αντί ενός ενιαίου "συντελεστή ασφαλείας" (FS_{min})

3. Εισάγονται οι "χαρακτηριστικές τιμές" δράσεων (F_k) και εδαφικών παραμέτρων (X_k), αντί των "ονομαστικών τιμών"

Εως τώρα:
$$\frac{R(X)}{E} \geq FS_{min} \Rightarrow R(X) \geq (FS_{min}) \cdot E$$

EC-7:
$$R_d \left(\gamma_F \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right) \geq E_d \left(\gamma_F \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$

R =αντοχή

E =εντατικό μέγεθος (π.χ. ροπή)

ΤΙ ΔΕΝ ΑΛΛΑΞΕ:

Οι μέθοδοι ανάλυσης (π.χ. Μέθοδος Bishop για πρηνή)

ΓΙΑΤΙ ΑΠΑΙΤΗΘΗΚΑΝ ΟΙ ΑΛΛΑΓΕΣ:

- 1. Ενιαίος τρόπος σχεδιασμού δομικών-γεωτεχνικών έργων**
- 2. Ενιαίος τρόπος σχεδιασμού στην Ε.Ε.**
- 3. Πιο ορθολογική αντιμετώπιση θεμάτων ασφαλείας, π.χ.**
 - γιατί στα πέδιλα $FS=3$, ενώ στα φράγματα $FS=1.5$;**
 - γιατί ενιαίος FS , ενώ οι αβεβαιότητες των (c,φ) διαφέρουν ;**

ΠΟΙΕΣ ΟΙ ΣΥΝΕΠΕΙΕΣ ΤΩΝ ΑΛΛΑΓΩΝ:

- 1. Ανάγκη επιμόρφωσης στη νέα μέθοδο**
- 2. Αύξηση του αριθμού των απαιτούμενων ελέγχων**
- 3. Κάποια τροποποίηση των αποτελεσμάτων**

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟ ΤΗΣ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗΣ

1. Σύνοψη των νέων εννοιών

- Δράσεις (μόνιμες, μεταβλητές, τυχηματικές, σεισμικές)
- Οριακές καταστάσεις (λειτουργίας, αστοχίας)
- Καταστάσεις σχεδιασμού (συνδυασμοί δράσεων)
- Περιπτώσεις αστοχίας (Α, Β, Γ)
- Χαρακτηριστικές τιμές (δράσεων, εδαφικών παραμέτρων)
- Επιμέρους συντελεστές (δράσεων, εδαφικών παραμέτρων)

2. Αρχές σχεδιασμού των έργων

- Ελεγχος σε κατάσταση λειτουργίας
- Ελεγχος σε κατάσταση αστοχίας

ΔΡΑΣΕΙΣ

- Επιβαλλόμενα φορτία
- Επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (υποχωρήσεις, θερμοκρασία)



Οι δράσεις (F) προκαλούν ένταση (E)

Τύποι δράσεων:

- Μόνιμες (βάρος, ώθηση γαιών, αρνητική τριβή πασσάλων)
- Μεταβλητές (π.χ. κινητά φορτία)
- Τυχηματικές (π.χ. πρόσκρουση)
- Σεισμικές (κατά ΝΕΑΚ υπάγονται στις τυχηματικές)

ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

**Καταστάσεις πέραν των οποίων η κατασκευή
δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις των προδιαγραφών**

1. Οριακές καταστάσεις λειτουργίας:

- Υπέρβαση των λειτουργικών απαιτήσεων παραμόρφωσης, εισροής υδάτων, αισθητικής (άνοιγμα ρωγμών, κλπ)

2. Οριακές καταστάσεις αστοχίας:

- Απώλεια στατικής ισορροπίας (επίπλευση λόγω άνωσης)
- Υπέρβαση της αντοχής δομικού στοιχείου
- Υπέρβαση της αντοχής του εδάφους

ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΑΤΑ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ

Σχεδιασμός: Το σύνολο των παραδοχών και υπολογισμών με σκοπό να δείξουν ότι δεν είναι δυνατή η υπέρβαση των οριακών καταστάσεων (λειτουργίας και αστοχίας)

Ο σχεδιασμός γίνεται με ανάλυση "καταστάσεων σχεδιασμού"

1. Καταστάσεις σχεδιασμού - συνδυασμοί δράσεων :

1.1 Σε οριακή κατάσταση λειτουργίας και αστοχίας:

- Οιονεί-μόνιμες (μόνιμες και συνήθεις μεταβλητές δράσεις)
- Πρόσκαιρες (οιονεί-μόνιμες + μία ασυνήθης μεταβλητή δράση)

1.2 Σε οριακή κατάσταση αστοχίας:

- Τυχηματικές (πρόσκαιρες + μία τυχηματική ή σεισμική δράση)

2. Καταστάσεις σχεδιασμού - τύποι αστοχίας :

- Περίπτωση Α (απώλεια στατικής ισορροπίας)
- Περίπτωση Β (αστοχία δομικού στοιχείου)
- Περίπτωση Γ (αστοχία του εδάφους)

ΣΥΝΟΨΗ ΤΩΝ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ

1. Οριακή κατάσταση λειτουργίας:

1.1 Οιονεί-μόνιμοι συνδυασμοί δράσεων

1.2 Πρόσκαιροι συνδυασμοί δράσεων

** Δεν απαιτείται έλεγχος τυχηματικών/σεισμικών συνδυασμών*

2. Οριακή κατάσταση αστοχίας:

2.1 Περίπτωση Α (απώλεια στατικής ισορροπίας)

2.1.1 Οιονεί-μόνιμοι συνδυασμοί

2.1.2 Πρόσκαιροι συνδυασμοί

2.1.3 Τυχηματικοί και σεισμικοί συνδυασμοί

2.2 Περίπτωση Β (υπέρβαση αντοχής δομικού στοιχείου)

2.2.1 Οιονεί-μόνιμοι συνδυασμοί

2.2.2 Πρόσκαιροι συνδυασμοί

2.2.3 Τυχηματικοί και σεισμικοί συνδυασμοί

2.3 Περίπτωση Γ (υπέρβαση αντοχής εδάφους)

2.3.1 Οιονεί-μόνιμοι συνδυασμοί

2.3.2 Πρόσκαιροι συνδυασμοί

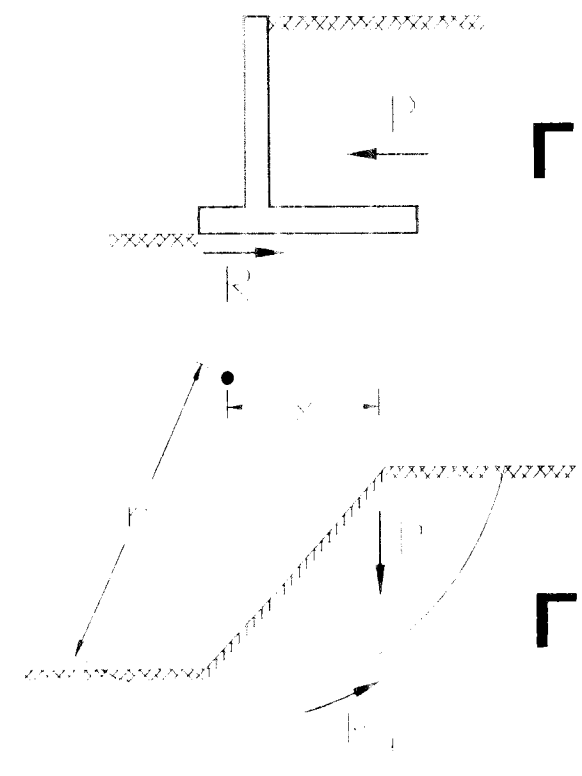
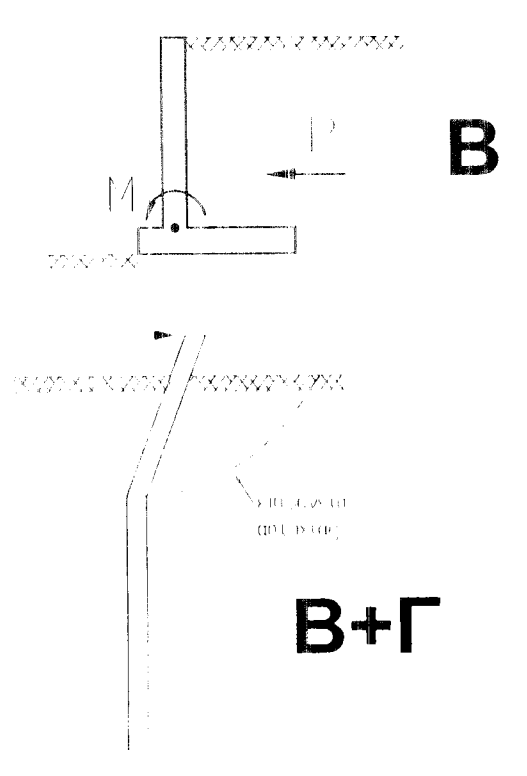
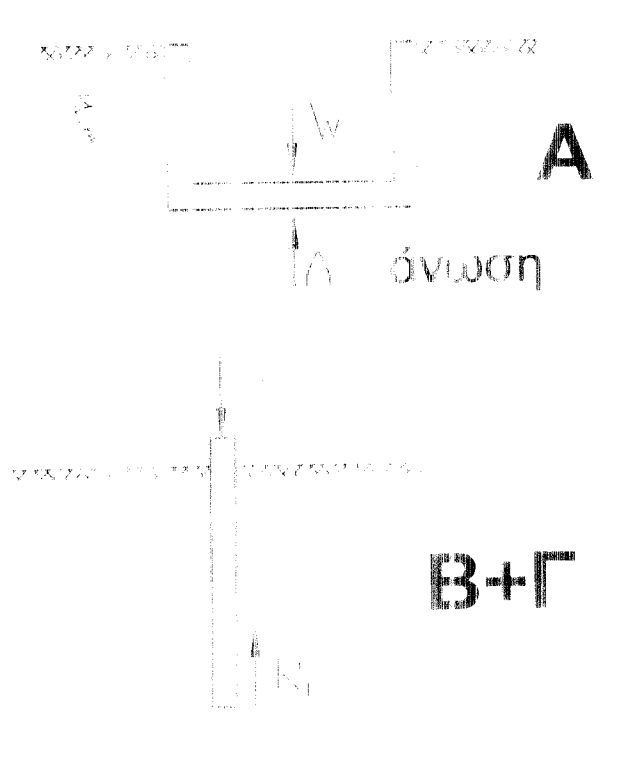
2.3.3 Τυχηματικοί και σεισμικοί συνδυασμοί

ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ: Α, Β, Γ

Περίπτωση Α: Απώλεια στατικής ισορροπίας, χωρίς αξιόλογη συμμετοχή της αντοχής του εδάφους

Περίπτωση Β: Αστοχία (υπέρβαση αντοχής) δομικού στοιχείου, με ή χωρίς αστοχία του εδάφους

Περίπτωση Γ: Αστοχία (υπέρβαση αντοχής) του εδάφους, με ή χωρίς αστοχία δομικού στοιχείου

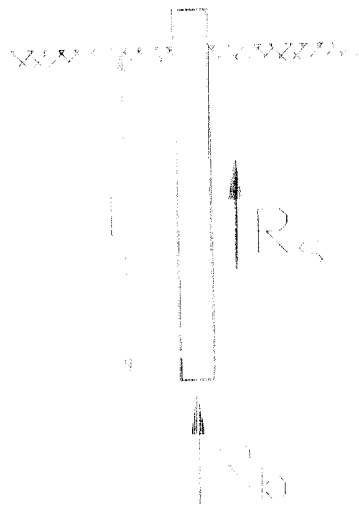


ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Χαρακτηριστική τιμή μιας παραμέτρου:

*Συντηρητική εκτίμηση της τιμής της παραμέτρου
που επηρεάζει τη συμπεριφορά του έργου*

- Εάν χρησιμοποιείται στατιστική μέθοδος, θα λαμβάνεται η τιμή με πιθανότητα υπέρβασης 5% επί το δυσμενέστερον



$$R_s = \pi DL(\alpha c_u)$$

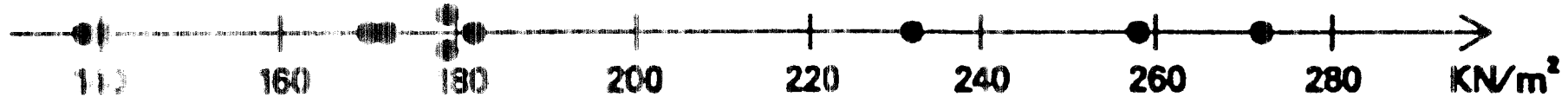
$$R_b = \frac{\pi D^2}{4}(9 c_u)$$

Τα c_u αιχμής-τριβής διαφέρουν λόγω διαφοράς μεγέθους του εδαφικού όγκου που επηρεάζει την αντοχή αιχμής-τριβής:

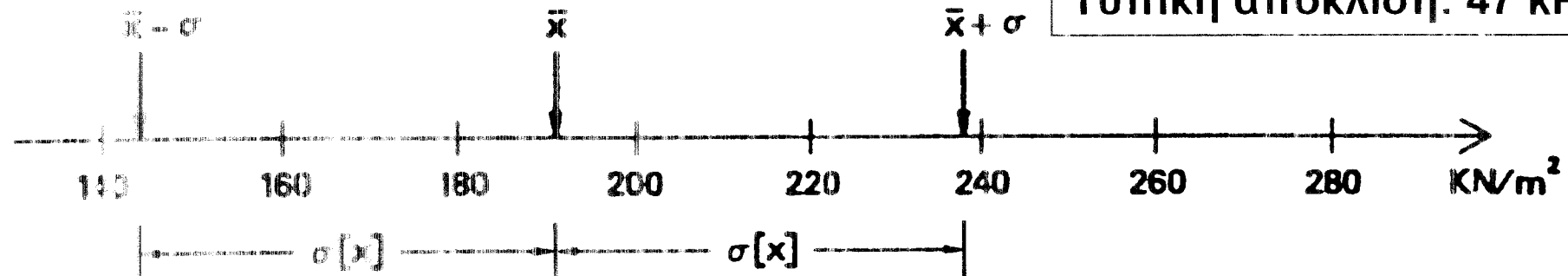
$$c_u \text{ (αιχμής)} < c_u \text{ (τριβής)}$$

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Παράδειγμα: μετρηθείσες τιμές της αντοχής (q_u) σε ομοιογενές έδαφος
138, 140, 170, 171, 179, 179, 182, 232, 258, 272



Μέση τιμή: 191 kPa
Τυπική απόκλιση: 47 kPa



Τι θα διαλέγατε ως χαρακτηριστική τιμή:

1. Για την αντοχή τριβής του πασσάλου
2. Για την αντοχή αιχμής του πασσάλου

ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΗΣ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗΣ ΤΙΜΗΣ

1. Για πολύ μικρό όγκο εδάφους (5% *fractile*):

$$X_k = \bar{X} - 1.645 \cdot s \quad \bar{X} = \frac{1}{n} \left(\sum_i X_i \right) \quad s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \left(\sum_i (X_i - \bar{X})^2 \right)}$$

$$X_k = 191 - 1.645 * 47 = 114 \text{ kPa}$$

2. Για αρκετά μεγάλο όγκο εδάφους (5% - *Student*):

$$X_k = \bar{X} - f_n \cdot s$$

$$X_k = 191 - 0.58 * 47 = 164 \text{ kPa}$$

n	f_n
3	1.68
5	0.95
10	0.58
20	0.39

3. Για ενδιάμεσο όγκο εδάφους: $114 \text{ kPa} < X_k < 164 \text{ kPa}$

Αρα:

qu-αιχμής=

qu-τριβής=

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Στους υπολογισμούς υπεισέρχονται οι "τιμές σχεδιασμού"
δράσεων (P_d) και εδαφικών παραμέτρων (X_d)

$$P_d = \gamma_F \cdot P_k \qquad X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

γ_F = επιμέρους συντελεστής δράσεων

γ_M = επιμέρους συντελεστής εδαφικών παραμέτρων

Οι επιμέρους συντελεστές λειτουργίας είναι ίσοι με "1"

Οι επιμέρους συντελεστές αστοχίας των δράσεων και των
εδαφικών παραμέτρων αντοχής είναι ενγένει ≥ 1

Οι επιμέρους συντελεστές αστοχίας των λοιπών εδαφικών
παραμέτρων (εκτός της αντοχής, δηλαδή E, ν, γ, \dots) είναι $= 1$

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ - ΔΡΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΡΑΣΕΩΝ

ΓΙΑ ΜΗ-ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ* ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Περιγραφή αστοχίας	Μόνιμες δράσεις		Πρόσκαιρες δράσεις	
	Δυσμενείς	Ευμενείς	Δυσμενείς	Ευμενείς
Α	1.00	0.95	1.50	0
Β	1.35	1.00	1.50	0
Γ	1.00	1.00	1.30	0

* Για τυχηματικούς συνδυασμούς, οι επιμέρους συντελεστές είναι 1.00.

$$P_d = \gamma_F \cdot P_k$$

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΝΤΟΧΗΣ

ΓΙΑ ΜΗ-ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ* ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Περιγραφή αστοχίας	$\tan \phi'$	c'	c_u
Α	1.10	1.30	1.20
Β	1.00	1.00	1.00
Γ	1.25	1.60	1.40

* Για τυχηματικούς συνδυασμούς, οι επιμέρους συντελεστές είναι 1.00.

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ

ΓΙΑ ΜΗ-ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ* ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Περιγραφή αστοχίας	Έγκυτοι πάσσαλοι		Εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι		Πάσσαλοι ελικοειδούς διάνοιξης (CFA)		Αγκύρια	
	πλευρική τριβή	αντοχή σχιμής	πλευρική τριβή	αντοχή σχιμής	πλευρική τριβή	αντοχή σχιμής	προσωρινά	μόνιμα
Α	1.30	1.00	1.30	1.30	1.30	1.45	1.25	1.50
Β	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Γ	1.30	1.00	1.30	1.30	1.30	1.45	1.25	1.50

* Για τυχηματικούς συνδυασμούς, οι επιμέρους συντελεστές είναι 1.00.

$$R_k = R(X_k)$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

- Τιμές σχεδιασμού = χαρακτηριστικές τιμές ($\gamma_F = \gamma_M = 1$)
- Ανάλυση με οποιαδήποτε δόκιμη μέθοδο που υπολογίζει παραμορφώσεις (όχι με μεθόδους οριακής ισορροπίας)
- Έκδοτος του ελέγχου: η μή-υπέρβαση των ανεκτών παραμορφώσεων, στρωφών, ανοίγματος ρωγμών, εισροών ...
- Ανάλυση για οιονεί-μόνιμους και πρόσκαιρους συνδυασμούς δράσεων (όχι τυχηματικούς/σεισμικούς)
- Ο έλεγχος λειτουργίας είναι απαραίτητος, αφού ο έλεγχος αστοχίας δεν εξασφαλίζει έναντι μεγάλων παραμορφώσεων

ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

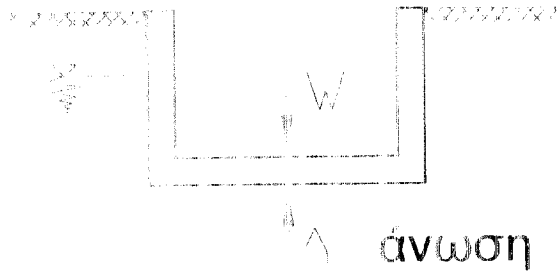
- Τιμές σχεδιασμού ενγένηι διάφορες των χαρακτηριστικών τιμών
- Παραμορφωσιακά και λοιπά μεγέθη (E, ν, γ) υπεισέρχονται με τις χαρακτηριστικές τιμές
- Ανάλυση με οποιαδήποτε δόκιμη μέθοδο (οριακής ισορροπίας, εμπειρική, αναλυτική, πεπερασμένα στοιχεία, κλπ.)
- Έλεγχος για οιονεί-μόνιμους, πρόσκαιρους και τυχηματικούς/σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων
- Έτους τυχηματικούς/σεισμικούς συνδυασμούς: $\gamma_F = \gamma_M = 1$, δηλαδή, " συντελεστής ασφαλείας = 1 "
- Έλεγχος όλων των περιπτώσεων αστοχίας: Α, Β και Γ
- Σκοποί του ελέγχου:
 - η εξασφάλιση της στατικής ισορροπίας (περίπτωση Α)
 - η μή-υπέρβαση της αντοχής του έδάφους και των δομικών στοιχείων (περιπτώσεις Β και Γ)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

(Αντοχή σχεδιασμού) \geq (Αποτέλεσμα των δράσεων σχεδιασμού)

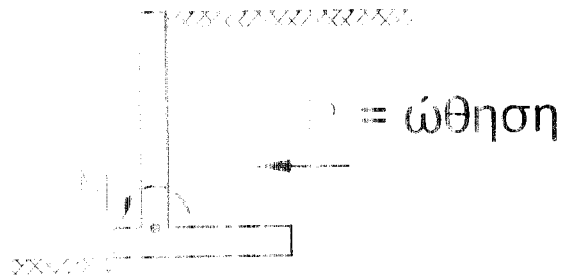
$$R_d(P_d, X_d) \geq E_d(P_d, X_d) \quad \text{Όπου:} \quad P_d = \gamma_F \cdot P_k \quad X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

A



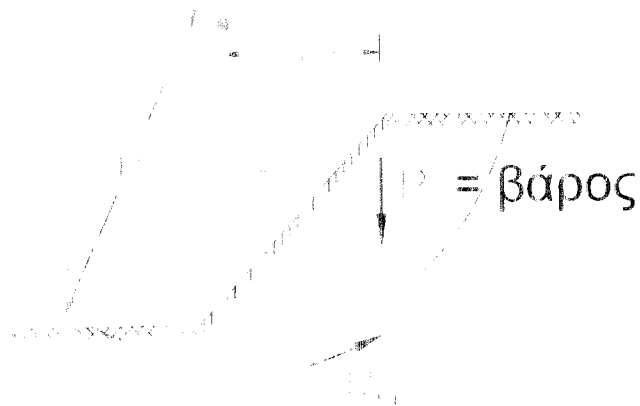
$$R_d = \text{βάρος, ...}$$
$$E_d = \text{άνωση}$$

B



$$R_d = \text{ροπή αντοχής της διατομής}$$
$$E_d = \text{ροπή ώθησης γαιών, ...}$$

Γ



$$R_d = \text{ροπή διατμητικής αντοχής}$$
$$E_d = \text{ροπή δράσεων}$$

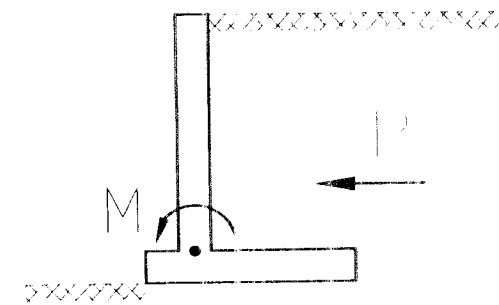
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Α

- Αφορά μόνον επίπλευση λόγω ανώσεως
με πολύ μικρή συμμετοχή της αντοχής του εδάφους

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β

- Αφορά πιθανή αστοχία δομικού στοιχείου. Δεν εξετάζεται όταν δεν υπάρχουν δομικά στοιχεία (π.χ. σε πρανή)
- Περιλαμβάνει αυξημένες δράσεις ($\gamma_F > 1$) και μή-μειωμένες εδαφικές ιδιότητες ($\gamma_M = 1$)
- Οι υπολογιζόμενες δράσεις που οφείλονται στο έδαφος (π.χ. ωθήσεις γαιών) είναι χαρακτηριστικές τιμές (αφού $\gamma_M = 1$). Στη συνέχεια πολλαπλασιάζονται με $\gamma_F > 1$
- Σε αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία είναι δυσχερές ο πολλαπλασιασμός των δράσεων που οφείλονται στο έδαφος με γ_F . Είτσι, υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων $E_k = E(P_k)$, και ο συντελεστής γ_F εφαρμόζεται κατά τον έλεγχο των διατομών, δηλαδή: $E_d = \gamma_F E_k$.



ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

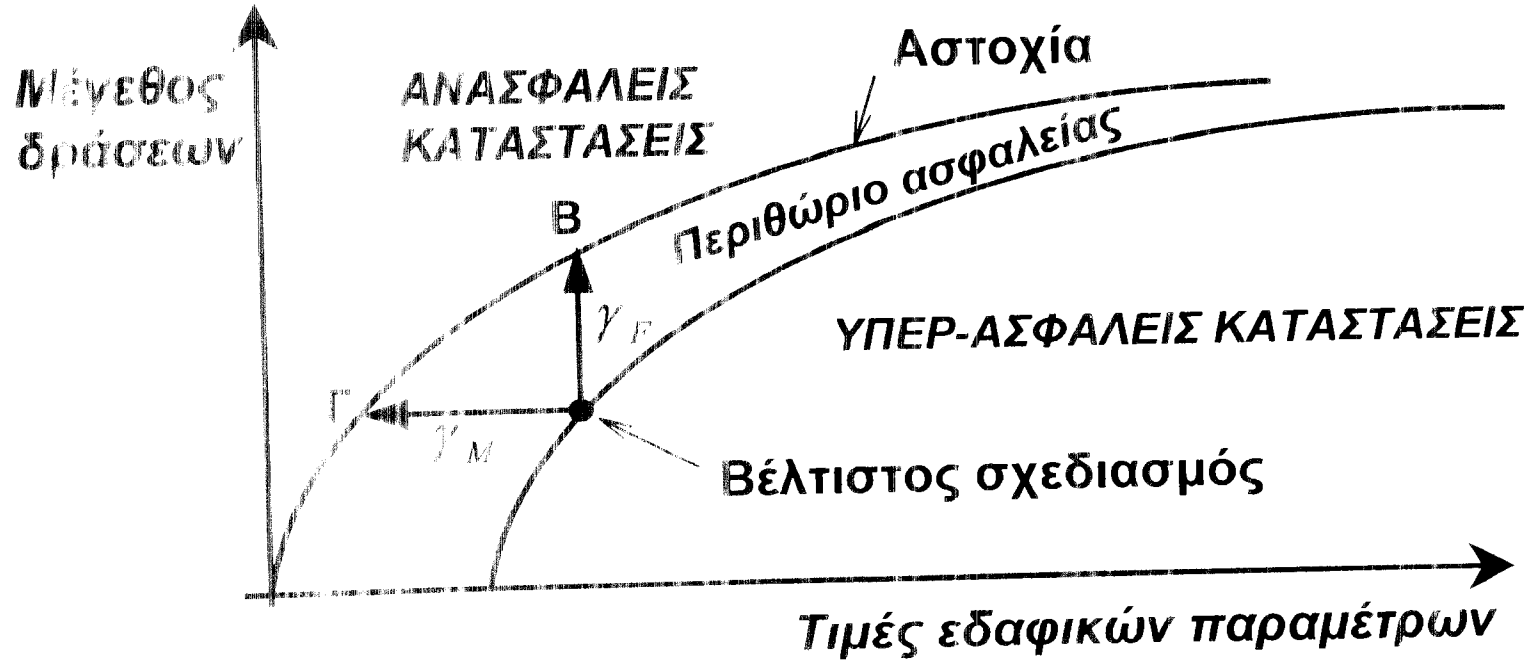
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Γ

- Αφορά πιθανή αστοχία του εδάφους και αποτελεί τον κυριότερο έλεγχο των γεωτεχνικών έργων (πέδιλα, πάσσαλοι, πρανή, κλπ).
- Δεν εξετάζεται όταν δεν υφίσταται δυνατότητα αστοχίας του εδάφους (π.χ. ανένδοτα τοιχώματα υπογείων)
- Αποτελεί την μόνη περίπτωση ελέγχου όταν δεν υπάρχουν δομικά στοιχεία (π.χ. σε πρανή)
- Περιλαμβάνει μη-αυξημένες δράσεις ($\gamma_F=1$) και μειωμένες εδαφικές ιδιότητες ($\gamma_M>1$)
- Οι υπολογιζόμενες δράσεις που οφείλονται στο έδαφος (π.χ. ωθήσεις γαιών) είναι τιμές σχεδιασμού (αφού $\gamma_M>1$)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

(Αντοχή σχεδιασμού) \geq (Αποτέλεσμα των δράσεων σχεδιασμού)

$$R_d \left(P_k \cdot \gamma_F, \frac{X_k}{\gamma_M} \right) \geq E_d \left(P_k \cdot \gamma_F, \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$

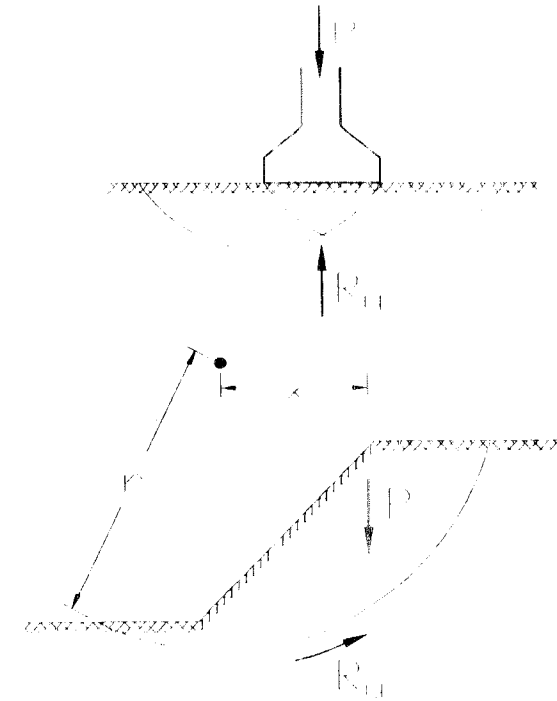


ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β: Αυξημένες δράσεις, μή-μειωμένες εδαφικές ιδιότητες
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Γ: Μή-αυξημένες δράσεις, μειωμένες εδαφικές ιδιότητες

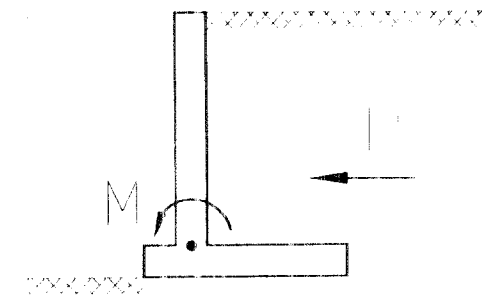
Μήπως, οι δύο περιπτώσεις μπορούν να συνδυασθούν σε μία;
(όπως στα δομικά έργα)

ΓΙΑΤΙ ΑΠΑΙΤΟΥΝΤΑΙ ΧΩΡΙΣΤΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ Β και Γ

- Η περίπτωση Β περιλαμβάνει τους εξής επιμέρους συντελεστές μόνιμων δράσεων:
 $\gamma_p=1.35$ για δυσμενείς $\gamma_f=1.00$ για ευμενείς.
Στις δράσεις που οφείλονται στο έδαφος δεν είναι πάντα ευχερής η διάκριση σε ευμενείς-δυσμενείς.
- Η προσαύξηση των δυσμενών δράσεων κατά $\gamma_f=1.35$ δεν προκαλεί πάντα μείωση της ασφάλειας (π.χ. η αντοχή τριβής αυξάνει αναλογικά με την αύξηση της ορθής δύναμης).
- Τέλος, είναι δυσχερής ο έλεγχος της περίπτωσης Β με πεπερασμένα στοιχεία στο έδαφος (διάκριση ευμενών-δυσμενών δράσεων λόγω του βάρους του εδάφους).



Ομως, η περίπτωση Β δεν μπορεί να καταργηθεί γιατί περιλαμβάνει τις απαιτήσεις σχεδιασμού των δομικών έργων (π.χ. ώθηση γαιών σε τοίχο αντιστηρίξεως)



ΓΙΑΤΙ ΑΠΑΙΤΟΥΝΤΑΙ ΧΩΡΙΣΤΕΣ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ Β και Γ

2. Η περίπτωση Γ έχει προκύψει από τις ανωτέρω ανάγκες. Έτσι:

- $\gamma_f = 1$ ώστε να μην υπάρχει πρόβλημα στη διάκριση ευμενούς-δυσμενούς δράσης από εδαφικές μάζες

- $\gamma_f > 1$ ώστε να ληφθεί η επιρροή της απομείωσης των εδαφικών ιδιοτήτων (π.χ. αύξηση της ώθησης, μείωση της αντοχής, ...)

Ομως, δεν είναι βέβαιο ότι η ανωτέρω αύξηση της ώθησης ικανοποιεί τις απαιτήσεις των δομικών έργων (π.χ. τοίχων). Έτσι προορίζεται και η περίπτωση Β.

ΔΥΣΧΕΡΕΙΕΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΥΠΑΡΞΗ ΤΩΝ ΔΥΟ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ (Β και Γ)

1. Ανάγκη εκτέλεσης δύο ελέγχων έναντι αστοχίας (Β και Γ)

2. Συχνά οι δύο έλεγχοι δεν είναι συμβατοί μεταξύ τους

Παράδειγμα: Εύκαμπτο πέτασμα πασσαλοσανίδας

Το μήκος έμπηξης που προκύπτει από τον δυσμενέστερο έλεγχο (Β ή Γ) δεν ισορροπεί με τις ωθήσεις του άλλου ελέγχου, στην περίπτωση όπου ο άλλος έλεγχος είναι κρίσιμος για τη διαστασιολόγηση της διατομής.

ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΕΝΙΑΙΟ ΤΡΟΠΟ ΕΛΕΓΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (αντί των Β, Γ)

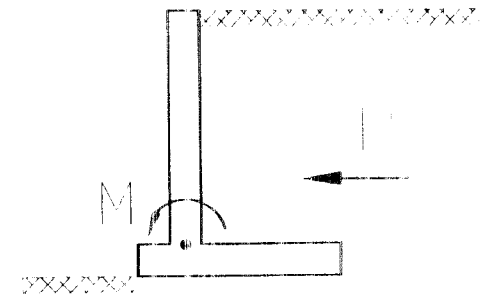
1. Γερμανική πρόταση

- Ανάλυση με τις χαρακτηριστικές τιμές όλων των μεγεθών (δράσεις και εδαφικές παράμετροι)
- Επιβολή των επιμέρους συντελεστών δράσεων ($\gamma_F > 1$) και αντοχών ($\gamma_R > 1$) στο τέλος, δηλαδή στην ενεργητική ώθηση γαιών (δράση), στην παθητική ώθηση γαιών (αντοχή), στη δύναμη τριβής πιασάλου (αντοχή), αντοχή αγκυρίου, διατμητική αντοχή εδάφους (σε τρανή), κλπ.

Μειονεκτήματα: Δυσχέρεια στις αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία.

Απαιτούνται ποικίλοι επιμέρους συντελεστές

$$\frac{R_k(P_k, X_k)}{\gamma_R} \geq \gamma_F \cdot E_k(P_k, X_k)$$



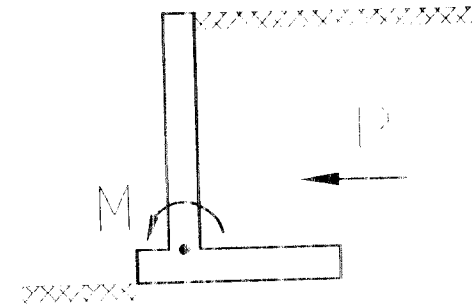
ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΕΝΙΑΙΟ ΤΡΟΠΟ ΕΛΕΓΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (αντί των Β, Γ)

2. Γαλλική πρόταση

- Επιβολή των επιμέρους συντελεστών δράσεων ($\gamma_F > 1$) και εδαφικών παραμέτρων ($\gamma_M > 1$) στην αρχή.
- Ανάλυση με τις τιμές σχεδιασμού

Μειονέκτημα: Απαιτούνται ποικίλοι επιμέρους συντελεστές

$$R_d \left(P_k \cdot \gamma_F \cdot \frac{X_k}{\gamma_M} \right) \geq E_d \left(P_k \cdot \gamma_F \cdot \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$



ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΟΣ

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7: ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΕΡΓΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΑΝΑΧΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΑΝΗ

Ενημερωτική Εκδήλωση στο ΤΕΕ

Δημήτριος Γ. Κούμouλος
Δρ Πολιτικός Μηχανικός, ΚΑΣΤΩΡ ΕΠΕ

Στο τεύχος αυτό παρουσιάζονται:

	<u>σελίδες</u>
α. Οι πίνακες περιεχομένων των Κεφαλαίων 8 και 9 του Ευρωκώδικα 7 (EC7) όπως αναφέρονται στο κείμενο ENV 1997:1	2-3
β. Αποσπάσματα από τα κυριώτερα σημεία των Κεφαλαίων 8 και 9 με αποσπάσματα εδαφίων από άλλα κεφάλαια	4-15
γ. Παραδείγματα υπολογισμών και σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ συμβατικών μεθόδων και νέας μεθόδου	Παράρτημα Α

Ευρωκώδικας 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός
Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες
ENV 1997-1: 1995

Περιεχόμενα Κεφαλαίων 8 και 9

8. ΕΡΓΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

- 8.1 Γενικά
- 8.2 Οριακές καταστάσεις
- 8.3 Δράσεις, γεωμετρικά στοιχεία και καταστάσεις μελέτης
 - 8.3.1 Δράσεις
 - 8.3.2 Γεωμετρικά στοιχεία
 - 8.3.3 Καταστάσεις μελέτης
- 8.4 Στοιχεία μελέτης και κατασκευής
- 8.5 Υπολογισμός ώθησεων γαιών και υδατικών πιέσεων
 - 8.5.1 Ωθήσεις γαιών μελέτης
 - 8.5.2 Ωθήσεις γαιών σε κατάσταση ηρεμίας
 - 8.5.3 Οριακές τιμές της ώθησης γαιών
 - 8.5.4 Ενδιάμεσες τιμές της ώθησης γαιών
 - 8.5.5 Επίδραση της συμπύκνωσης
 - 8.5.6 Υδατικές πιέσεις
- 8.6 Μελέτη της οριακής κατάστασης αστοχίας
 - 8.6.1 Γενικά
 - 8.6.2 Ολική ευστάθεια
 - 8.6.3 Αστοχία της θεμελίωσης τοίχων βαρύτητας
 - 8.6.4 Αστοχία λόγω περιστροφής εγκιβωτισμένων τοίχων
 - 8.6.5 Κατακόρυφη αστοχία εγκιβωτισμένων τοίχων
 - 8.6.6 Στατική μελέτη έργων αντιστήριξης
 - 8.6.7 Αστοχία λόγω εξόλκευσης των αγκυρίων
- 8.7 Μελέτη οριακής κατάστασης λειτουργικότητας
 - 8.7.1 Γενικά
 - 8.7.2 Μετατοπίσεις
 - 8.7.3 Δονήσεις
 - 8.7.4 Στατικές οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας
- 8.8 Αγκυρώσεις
 - 8.8.1 Γενικά
 - 8.8.2 Μελέτη των αγκυρώσεων
 - 8.8.3 Κατασκευαστικά σχέδια
 - 8.8.4 Δοκιμές αγκυρώσεων
 - 8.8.5 Δοκιμές εκτίμησης
 - 8.8.6 Δοκιμές παραλαβής
 - 8.8.7 Επίβλεψη κατασκευής και παρακολούθηση

9. ΑΝΑΧΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΑΝΗ

9.1 Γενικά

9.2 Οριακές καταστάσεις

9.3 Δράσεις και καταστάσεις μελέτης

9.4 Στοιχεία μελέτης και κατασκευής

9.5 Μελέτη έναντι οριακής κατάστασης αστοχίας

9.5.1 Απώλεια συνολικής ευστάθειας

9.5.2 Παραμορφώσεις

9.5.3 Επιφανειακή διάβρωση, εσωτερική διάβρωση και υδραυλική ανύψωση

9.5.4 Κατολισθήσεις βράχων

9.5.5 Καταπτώσεις βράχων

9.5.6 Ερπυσμός

9.6 Μελέτη έναντι οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

9.7 Παρακολούθηση της συμπεριφοράς

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ

Ενδεικτικές Μέθοδοι Υπολογισμού των Οριακών Τιμών της Ωθησης Γαιών

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 ΕΡΓΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζονται τα κυριώτερα σημεία του κεφαλαίου αυτού.

8.1 Γενικά

(1)Α Οι όροι του κεφαλαίου αυτού εφαρμόζονται σε κατασκευές οι οποίες αντιστηρίζουν έδαφος, άλλο παρόμοιο υλικό ή νερό. Το υλικό αντιστηρίζεται εάν διατηρείται σε κλίση πιο απότομη από όση θα αποκτούσε τελικώς εάν δεν υπήρχε η κατασκευή. Τα έργα αντιστήριξης περιλαμβάνουν όλους τους τύπους τοίχων και συστημάτων αντιστήριξης στα οποία τα δομικά στοιχεία συνδυάζονται με έδαφος ή βράχο.

(2) Κατά τη μελέτη των έργων αντιστήριξης μπορεί να είναι χρήσιμο να γίνει διάκριση μεταξύ των ακόλουθων τριών κυρίων τύπων έργων αντιστήριξης:

- τοίχοι βαρύτητας. Παραδείγματα τέτοιων τοίχων περιλαμβάνουν τοίχους βαρύτητας από σκυρόδεμα με σταθερό ή μεταβαλλόμενο πάχος, τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα με επιφανειακό πέδιλο, αντηριδωτούς τοίχους, κλπ.
- εγκιβωτισμένοι τοίχοι. Παραδείγματα τέτοιων τοίχων περιλαμβάνουν: τοίχους τύπου προβόλου από χαλύβδινες πασσαλοσανίδες, αγκυρωμένους ή αντηριδωτούς τοίχους από χαλύβδινες ή εκ σκυροδέματος πασσαλοσανίδες, διαφραγματικούς τοίχους, κλπ.
- σύνθετα έργα αντιστήριξης, τα οποία περιλαμβάνουν τοίχους οι οποίοι αποτελούνται από στοιχεία των ανωτέρω δύο τύπων τοίχων. Υπάρχει μεγάλη ποικιλία τέτοιων τοίχων. Παραδείγματα αποτελούν οι τοίχοι με διπλή σειρά πασσαλοσανίδων, οι χωμάτινες κατασκευές οπλισμένες με τένοντες, γεφυράσματα ή τσιμεντενέσεις, οι κατασκευές με πολλαπλές σειρές αγκυρίων ή ηλώσεων, κλπ.

8.2 Οριακές Καταστάσεις

(1)Α Θα καταρτίζεται κατάλογος των οριακών καταστάσεων που θα εξετάζονται. Κατ'ελάχιστο θα εξετάζονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις για όλους τους τύπους έργων αντιστήριξης:

- η απώλεια ολικής ευστάθειας
- η αστοχία κάποιου δομικού στοιχείου όπως τοίχου, αγκυρίου, ή αντηρίδας ή η αστοχία της σύνδεσης μεταξύ τέτοιων στοιχείων
- η συνδυασμένη αστοχία στο έδαφος και σε κάποιο δομικό στοιχείο
- μετακινήσεις του έργου αντιστήριξης οι οποίες μπορεί να προκαλέσουν κατάρρευση ή να επηρεάσουν την εμφάνιση ή την αποτελεσματική λειτουργικότητα του έργου, γειτονικών κατασκευών ή δικτύων εξυπηρέτησης που εξαρτώνται από αυτό
- μή-αποδεκτή διαρροή διαμέσου ή κάτω από τον τοίχο
- μή-αποδεκτή μεταφορά εδαφικών κόκκων διαμέσου ή κάτω από τον τοίχο
- μή-αποδεκτή μεταβολή στην υπόγεια ροή

Συμπληρωματικά, θα εξετάζονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις για έργα αντιστήριξης βαρύτητας και για σύνθετα έργα αντιστήριξης:

- αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους κάτω από τη βάση
- αστοχία λόγω ολίσθησης στη βάση του τοίχου
- αστοχία λόγω ανατροπής του τοίχου

και για εγκλιβωτισμένα έργα αντιστήριξης:

- αστοχία λόγω στροφής ή μετάθεσης του τοίχου ή τμημάτων του
- αστοχία λόγω έλλειψης κατακόρυφης ισορροπίας του τοίχου

(3)A Για όλους τους τύπους των έργων αντιστήριξης θα εξετάζονται και συνδυασμοί των οριακών καταστάσεων που αναφέρθηκαν ανωτέρω.

8.2.(4) Η μελέτη των έργων αντιστήριξης δια βαρύτητας συχνά συναντά τον ίδιο τύπο προβλημάτων που συναντώνται στη μελέτη των επιφανειακών θεμελιώσεων και των αναχωμάτων και πρανών. Επομένως, όταν εξετάζονται οι οριακές καταστάσεις για έργα αντιστήριξης δια βαρύτητας θα πρέπει να εφαρμόζονται οι αρχές του κεφαλαίου 6 κατά περίπτωση. Ειδική προσοχή θα πρέπει να δίδεται στον υπολογισμό της αστοχίας λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους κάτω από τη βάση του τοίχου υπό φορτία με μεγάλες εκκεντρότητες και κλίσεις, βλ. 6.5.4.

8.3 Δράσεις, γεωμετρικά στοιχεία και καταστάσεις μελέτης

8.3.1 Δράσεις

(1)A Κατά την επιλογή των δράσεων για τον υπολογισμό των οριακών καταστάσεων, θα λαμβάνονται υπόψη οι δράσεις που αναφέρονται στο 2.4.2.

Απόσπασμα από το 2.4.2

2.4.2 (17) Κατά τον υπολογισμό των τιμών μελέτης των ωθήσεων γαιών στην Περίπτωση Β, οι επιμέρους συντελεστές που δίνονται στον Πίνακα 2.1 εφαρμόζονται στις χαρακτηριστικές τιμές των ωθήσεων γαιών. Οι χαρακτηριστικές ωθήσεις γαιών αποτελούνται από τις χαρακτηριστικές υδατικές πιέσεις σε συνδυασμό με τάσεις οι οποίες είναι αποδεκτές σε σχέση με τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του εδάφους και τα χαρακτηριστικά επιφανειακά φορτία.

Όλες οι μονιμες χαρακτηριστικές ωθήσεις γαιών και στις δύο πλευρές ενός τοίχου παλλαπλασιάζονται επί [1.35] εάν η ολική προκύπτουσα δράση είναι δυσμενής και επί [1.00] εάν η ολική προκύπτουσα δράση είναι ευνοϊκή. Έτσι όλες οι χαρακτηριστικές ωθήσεις γαιών αντιμετωπίζονται ως προερχόμενες από ένα αίτιο σύμφωνα με όσα καθορίζονται στον ENV 1991-1.

Σε μερικές περιπτώσεις, η εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών στις χαρακτηριστικές ωθήσεις γαιών θα μπορούσε να οδηγήσει σε τιμές μελέτης παράλογες ή ακόμα και φυσικά αδύνατες. Στις περιπτώσεις αυτές, οι επιμέρους συντελεστές για τις δράσεις που δίνονται στον Πίνακα 2.1 μπορούν να θεωρούνται ως

συντελεστές προσομοίωσης. Στην περίπτωση αυτή εφαρμόζονται κατ' ευθείαν στις επιρροές των δράσεων (π.χ. εσωτερικές στατικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές) οι οποίες προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές ωθήσεις γαιών.

Κατά τον υπολογισμό των τιμών μελέτης των ωθήσεων γαιών στην περίπτωση Γ, οι επιμέρους συντελεστές που δίδονται στον Πίνακα 2.1 εφαρμόζονται στη χαρακτηριστική αντοχή του εδάφους και στα χαρακτηριστικά επιφανειακά φορτία.

2.4.2 (18)A Για τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας, θα χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές ίσοι με τη μονάδα για όλες τις μόνιμες και μεταβλητές δράσεις εκτός εάν προδιαγράφεται διαφορετικά.

8.3.1.2 Επιφορτίσεις

(1)A Ο προσδιορισμός των τιμών μελέτης των επιφορτίσεων θα λαμβάνει υπόψη την παρουσία πάνω ή κοντά στην επιφάνεια του εδάφους γειτονικών κτιρίων, σταθμευμένων ή κινούμενων οχημάτων ή γερανών, αποθηκευμένου κοκκώδους υλικού, άλλων υλικών, εμπορευματοκιβωτίων, κλπ.

(2) Προσοχή χρειάζεται στην περίπτωση επαναλαμβανόμενης επιφόρτισης όπως γερανογέφυρας η οποία εδράζεται σε κρηπιδότοιχο. Οι πιέσεις που ασκούνται από τέτοιες επιφορτίσεις μπορεί να υπερβαίνουν σημαντικά τις πιέσεις που οφείλονται στην αρχική φόρτιση ή στη στατική εφαρμογή ή φορτίου ίσου μεγέθους.

Σχόλιο: Ο Ευρωκώδικας 7 δεν επιβάλλει ελάχιστες τιμές για επιφορτίσεις.

8.3.1.5 Δυνάμεις υποστήριξης

(1)A Οι συνιστώσεις των δυνάμεων που προκαλούνται από συστήματα προέντασης θα θεωρούνται ως δράσεις. Οι τιμές μελέτης θα επιλέγονται λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση πιθανής υπέρτασης του αγκυρίου και την επίδραση τυχόν χαλάρωσης του αγκυρίου.

8.3.2 Γεωμετρικά στοιχεία

8.3.2.1 Εδαφικές Επιφάνειες

(2) Στις περιπτώσεις όπου η ευστάθεια του τοίχου αντιστήριξης εξαρτάται από την παθητική αντίσταση του εδάφους μπροστά από το έργο, η στάθμη του παθητικού εδάφους θα πρέπει να ελαττώνεται κατά το μέγεθος Δ_a στους υπολογισμούς της οριακής κατάστασης αστοχίας. Για τοίχο τύπου προβόλου, το Δ_a θα πρέπει να ισούται με το 10% του ύψους του τοίχου και για υποστηριζόμενο τοίχο, το Δ_a θα πρέπει να ισούται με το 10% του ύψους κάτω από την χαμηλότερη θέση στήριξης με ανώτατο όριο του Δ_a το 0.5m.

8.5 Υπολογισμός ωθήσεων και υδατικών πιέσεων

8.5.1 Ωθήσεις γαιών μελέτης

(4) Το μέγεθος της διατμητικής τάσης που μπορεί να ενεργοποιηθεί στην επιφάνεια επαφής τοίχου-εδάφους περιορίζεται από τις παραμέτρους δ και a της επιφάνειας επαφής τοίχου-εδάφους. Για απολύτως λείο τοίχο $\delta = 0$ και $a = 0$ και για απολύτως τραχύ τοίχο $\delta = \varphi$ και $a = c$. (δ = γωνία διατμητικής αντοχής μεταξύ εδάφους και κατασκευής, a = πρόσφυση)

Ενας τοίχος με πασσαλοσανίδες από σκυρόδεμα ή χάλυβα ο οποίος αντιστηρίζει άμμο ή αμμοχάλικο κανονικά μπορεί να θεωρηθεί ότι έχει $\delta = k\varphi$ και $a \neq 0$, όπου το φ λόγω διατάραξης στην επιφάνεια επαφής εδάφους - τοίχου δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την γωνία τριβής του εδάφους στην κρίσιμη κατάσταση και όπου το k δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 2/3 για πασσαλοσανίδες από προκατασκευασμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα ενώ μπορεί να λαμβάνει την τιμή 1 για έγχυτο σκυρόδεμα, επί του εδάφους. Μία χαλύβδινη πασσαλοσανίδα σε άργιλο υπό αστράγγιστες συνθήκες κανονικά θα πρέπει να θεωρείται ότι έχει $\delta = 0$ και $a = 0$ αμέσως μετά την έμπηξη. Ανάκτηση μπορεί να λάβει χώρα μετά από κάποιο χρονικό διάστημα.

(7)A Στην περίπτωση έργων αντιστήριξης για βραχώμαζες, οι υπολογισμοί της ώθησης γαιών θα λαμβάνουν υπόψη της επίδραση των ασυνεχειών με ιδιαίτερη έμφαση στον προσανατολισμό, το άνοιγμα, την τραχύτητα και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού πλήρωσης.

8.5.2 Ωθήσεις γαιών σε κατάσταση ηρεμίας

(1)A Όταν δεν υπάρχει μετακίνηση του τοίχου ως προς το έδαφος, η ώθηση γαιών θα υπολογίζεται από την κατάσταση των τάσεων σε ηρεμία. Ο προσδιορισμός της κατάστασης ηρεμίας θα λαμβάνει υπόψη την προϊστορία των εδαφικών τάσεων.

(2) Η διεύθυνση της δύναμης ώθησης γαιών μπορεί τότε να θεωρείται ότι είναι παράλληλη προς την επιφάνεια του εδάφους.

8.5.3 Οριακές τιμές της ώθησης γαιών

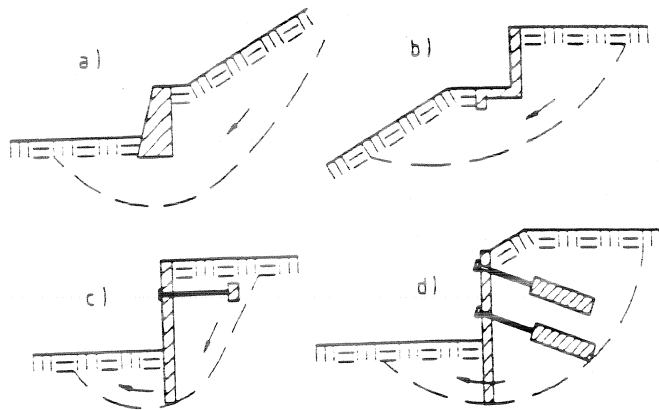
(1)A Το παράρτημα Z δίδει ενδεικτικές διαδικασίες για τον υπολογισμό των οριακών τιμών της ώθησης γαιών.

8.6 Μελέτη της οριακής κατάστασης αστοχίας

8.6.1 Γενικά

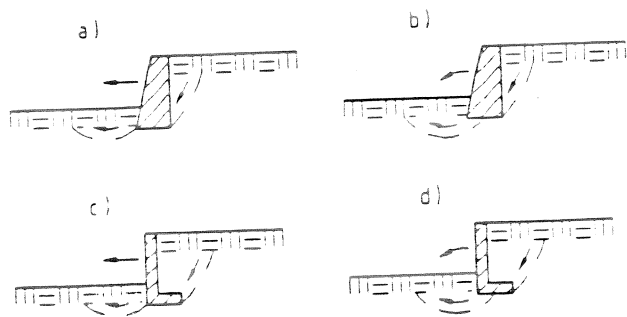
(3) Κατ'ελάχιστον, θα πρέπει να εξετάζονται οι οριακές καταστάσεις των τύπων που φαίνονται στα Σχήματα 8.1 έως 8.6 για τα συνηθέστερα χρησιμοποιούμενα έργα αντιστήριξης.

8.6.2 Ολική ευστάθεια



Σχήμα 8.1: Παραδείγματα οριακών καταστάσεων έναντι ολικής ευστάθειας έργων αντιστήριξης.

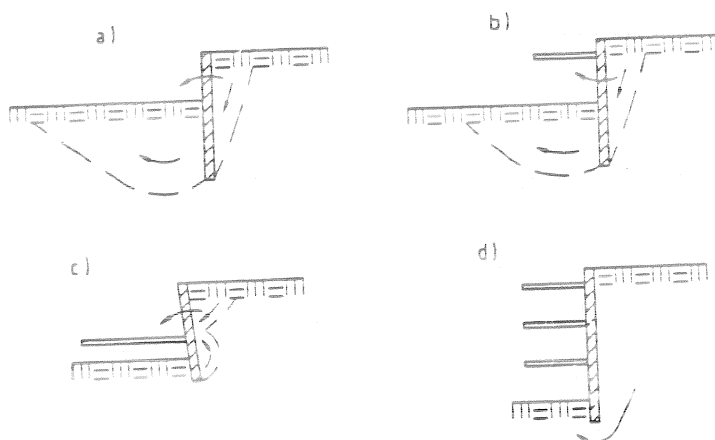
8.6.3 Αστοχία θεμελίωσης τοίχων βαρύτητας



Σχήμα 8.2: Παραδείγματα οριακών μορφών για αστοχία θεμελίωσης τοίχων βαρύτητας.

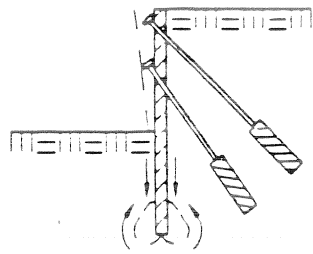
8.6.4 Αστοχία λόγω περιστροφής εγκιβωτισμένων τοίχων

Θα αποδεικνύεται μέσω υπολογισμού ότι οι εγκιβωτισμένοι τοίχοι έχουν επαρκή διεύθυνση ώστε να εμποδίζεται η αστοχία λόγω περιστροφής.



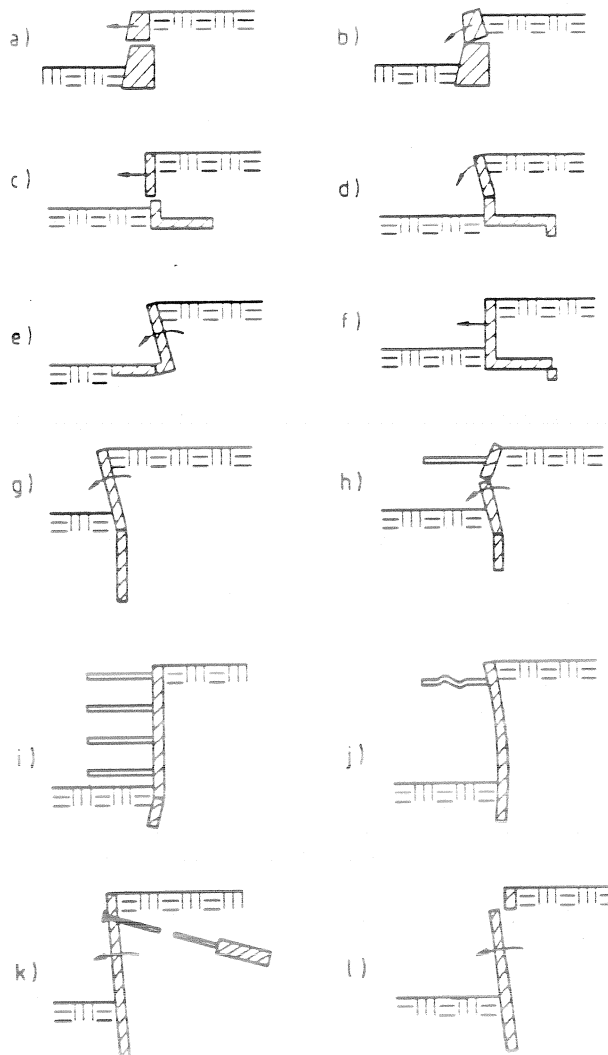
Σχήμα 8.3: Παραδείγματα οριακών καταστάσεων αστοχίας λόγω περιστροφής εγκιβωτισμένων τοίχων.

8.6.5 Κατακόρυφη αστοχία εγκιβωτισμένων τοίχων



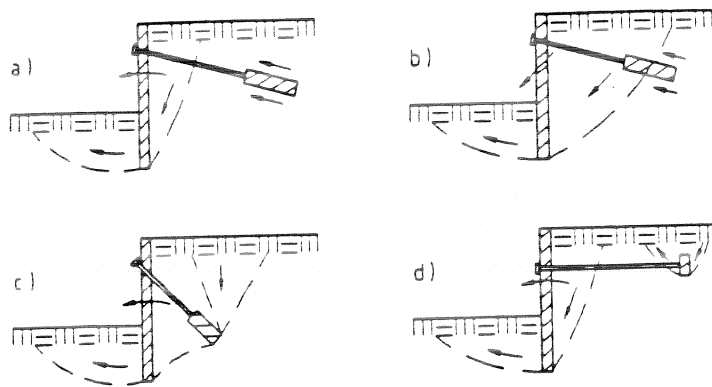
Σχήμα 8.4: Παράδειγμα οριακής κατάστασης για κατακόρυφη αστοχία εγκιβωτισμένων τοίχων.

8.6.6 Στατική μελέτη έργων αντιστήριξης



Σχήμα 8.5: Παραδείγματα οριακών μορφών για στατική αστοχία έργων αντιστήριξης.

8.6.7 Αστοχία λόγω εξόλκευσης των αγκυριών



Σχήμα 8.6: Παραδείγματα οριακών καταστάσεων αστοχίας λόγω εξόλκευσης των αγκυριών.

8.7 Μελέτη οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

8.7.1 Γενικά

(1)A Η μελέτη των έργων αντιστήριξης θα ελέγχεται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας με χρήση των καταλλήλων καταστάσεων μελέτης όπως προδιαγράφονται στο 8.3.

8.7.2 Μετατοπίσεις

(1)A Οι οριακές τιμές των επιτρεπόμενων μετατοπίσεων των τοίχων και του γειτονικού εδάφους θα καθορίζονται σύμφωνα με το 2.4.6, λαμβάνοντας υπόψη την ανοχή έναντι μετατόπισης των εδραζόμενων κατασκευών και δικτύων εξυπηρέτησης.

(2)A Θα γίνεται πάντοτε προσεκτική εκτίμηση της στρέβλωσης και μετατόπισης των τοίχων αντιστήριξης, και των επιδράσεων τους στις εδραζόμενες κατασκευές και δίκτυα εξυπηρέτησης με βάση συναφή εμπειρία. Η εκτίμηση αυτή θα περιλαμβάνει τις επιδράσεις του τρόπου κατασκευής του τοίχου. Θα επαληθεύεται ότι οι εκτιμώμενες μετατοπίσεις δεν υπερβαίνουν τις οριακές τιμές.

8.7.4 Στατικές οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

(1)A Οι τιμές μελέτης των ωθήσεων γαιών για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας των δομικών στοιχείων θα προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές τιμές όλων των εδαφικών παραμέτρων.

8.8 Αγκυρώσεις

8.8.2 Μελέτη των αγκυρώσεων

(1)A Η μελέτη των αγκυρώσεων θα λαμβάνει υπόψη όλες τις περιστάσεις κατά τη διάρκεια ζωής της αγκύρωσης που προβλέπεται από τη μελέτη. Θα λαμβάνονται υπόψη η διάβρωση και ο ερπυσμός των μόνιμων αγκυρώσεων.

Κατά προτίμηση θα πρέπει να χρησιμοποιούνται συστήματα αγκυρώσεων για τα οποία έχει τεκμηριωθεί επιτυχής μακροχρόνια εμπειρία.

(2)A Η έρευνα του εδάφους πριν από τη μελέτη και την κατασκευή της αγκύρωσης θα περιλαμβάνει και εδαφικούς σχηματισμούς εκτός της πραγματικής θέσης του έργου εφόσον μεταφέρονται σ' αυτούς οι εφελκυστικές δυνάμεις.

(3)A Οι αγκυρώσεις οι οποίες πρόκειται να λειτουργήσουν για περισσότερο από δύο έτη θα μελετώνται ως μόνιμες αγκυρώσεις.

(4)A Για τον έλεγχο μιας αγκύρωσης έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας, θα αναλύονται οι εξής τρεις μηχανισμοί αστοχίας:

- . η αστοχία του τένοντα ή της κεφαλής του αγκυρίου ως προς την αντοχή του υλικού ή η αστοχία της συνάφειας στις εσωτερικές διεπιφάνειες.
- . η αστοχία της αγκύρωσης στη διεπιφάνεια μεταξύ τένοντα-τσιμεντενέματος ή τσιμεντενέματος-εδάφους. Η τιμή μελέτης της αντοχής σε εξόλκευση θα υπερβαίνει το φορτίο μελέτης του αγκυρίου.
- . η αστοχία του έργου έναντι ολικής ευστάθειας συμπεριλαμβανομένων των αγκυρώσεων σύμφωνα με τις αρχές που δίδονται στο 8.6.

(5) Η αντοχή σε εξόλκευση μίας συγκεκριμένης κατάστασης μελέτης εξαρτάται από τη γεωμετρία της αγκύρωσης, αλλά η μεταφορά των τάσεων στο περιβάλλον έδαφος επηρεάζεται και από την τεχνική της κατασκευής.

Αυτό ισχύει ιδιαίτερα για αγκυρώσεις με τσιμεντένεμα όπου η διαδικασία και, σε μικρότερη έκταση, η επιλεγείσα τεχνική της διάτρησης και η μέθοδος έκπλυσης είναι ουσιώδης.

(6)A Οι χαλύβδινοι τένοντες και ράβδοι που χρησιμοποιούνται για αγκύρια, θα μελετώνται σύμφωνα με τις αρχές του ENV 1993-1 Ευρωκώδικας 3 Μελέτη Χαλύβδινων κατασκευών.

(7) Το ελάχιστο ελεύθερο μήκος του αγκυρίου θα πρέπει να είναι περίπου 5 μέτρα.

8.8.4 Δοκιμές αγκυρώσεων

(1)A Η δυνατότητα ανάληψης των φορτίων μιας αγκύρωσης θα εκτιμάται από αποτελέσματα δοκιμών ή από τοπική εμπειρία. Οι ακόλουθες δοκιμαστικές φορτίσεις μπορούν να εκτελούνται επιτόπου σε αγκύρια:

- . δοκιμές εκτίμησης
- . δοκιμές παραλαβής

8.8.5 Δοκιμές εκτίμησης

(1)Α Τουλάχιστον μια δοκιμή εκτίμησης θα εκτελείται για κάθε διαφορετική περίπτωση εδαφικών συνθηκών και τρόπου κατασκευής εκτός εάν υπάρχει συναφής εμπειρία.

(6) Η τιμή μελέτης της αντοχής, R_a , θα προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση με βάση την χαρακτηριστική αντοχή αστοχίας R_{ak} :

$$R_a = R_{ak} / \gamma_m \quad (7.11)$$

όπου:

γ_m = [1.25] για προσωρινές αγκυρώσεις και

γ_m = [1.5] για μόνιμες αγκυρώσεις

Η τιμή μελέτης της αντοχής θα συγκρίνεται εν συνεχεία με το μέγιστο φορτίο μελέτης στην οριακή κατάσταση αστοχίας το οποίο πρόκειται να αναληφθεί από την αγκύρωση.

8.8.6 Δοκιμές παραλαβής

(1)Α Όλες οι αγκυρώσεις με τσιμεντένεμα θα υπόκεινται σε δοκιμή παραλαβής πρίν τεθούν σε λειτουργία και πρίν από τη διαδικασία σφήνωσης της κεφαλής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΑΝΑΧΩΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΑΝΗ

Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζονται τα κυριώτερα σημεία του κεφαλαίου αυτού.

9.1 Γενικά

(1)Α Οι όροι του κεφαλαίου αυτού ισχύουν για αναχώματα και πρανή αλλά όχι για αναχώματα εκατέρωθεν αποστραγγιστικών τάφρων και φράγματα.

(2)Α Η κατασκευή και συμπύκνωση επιχωμάτων εξετάζονται στο κεφάλαιο 5 και τα έργα αντιστήριξης τα οποία παρέχουν στήριξη πρανών εξετάζονται στο κεφάλαιο 8.

9.2 Οριακές καταστάσεις

(1)Α Για την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων αναχωμάτων και πρανών σε σχέση με την ευστάθεια, τον περιορισμό των παραμορφώσεων, τη διάρκεια ζωής και τον περιορισμό των ζημιών σε γειτονικές κατασκευές ή δίκτυα, θα εξετάζονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις:

- . απώλεια ολικής ευστάθειας ή φέρουσας ικανότητα
- . αστοχία λόγω εσωτερικής διάβρωσης
- . αστοχία λόγω επιφανειακής διάβρωσης ή υποσκαφής
- . αστοχία λόγω υδραυλικής ανύψωσης
- . παραμορφώσεις (συμπεριλαμβανομένων και των ερπυστικών) του αναχώματος ή πρανού και των θεμελιώσεών τους οι οποίες προκαλούν δομική βλάβη σε γειτονικές κατασκευές, δρόμους ή δίκτυα.
- . πτώσεις βράχων
- . παραμορφώσεις του αναχώματος ή πρανού, συμπεριλαμβανομένων και των ερπυστικών οι οποίες προκαλούν απώλεια της λειτουργικότητας
- . επιφανειακή διάβρωση

9.5 Μελέτη έναντι οριακής κατάστασης αστοχίας

9.5.1 Απώλεια συνολικής ευστάθειας

(4) Σε εδάφη και μαλακούς βράχους που δεν παρουσιάζουν έντονη ανισοτροπία αντοχής, μπορεί να χρησιμοποιείται η μέθοδος των λωρίδων. Η μέθοδος θα επαληθεύει την ευστάθεια των μαζών που ολισθαίνουν ως προς τις ροπές και τις κατακόρυφες δυνάμεις. Εάν δεν ελέγχεται η ισορροπία στην οριζόντια διεύθυνση, οι δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των λωρίδων θα πρέπει να θεωρούνται ότι είναι οριζόντιες. Μία συντηρητική ανάλυση μπορεί να εκτελείται χρησιμοποιώντας τις ωθήσεις γαιών αναχωμάτων οι οποίες υπολογίζονται σύμφωνα με το κεφάλαιο 8 και τη φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.

Σχόλιο: Οι παρακάτω μέθοδοι ελέγχου ευστάθειας πρανών είναι αποδεκτές:

- α. Bishop (1955) για οριζόντιες ή κεκλιμένες οριζόντιες δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων.*
- β. Janbu (1957) για κεκλιμένες δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων.*
- γ. Morgenstern και Price (1965)*
- δ. Spencer (1967)*

Οι παρακάτω μέθοδοι δεν είναι αποδεκτές:

- ε. Fellenius (1927)*
- ζ. Janbu (1957) για οριζόντιες δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων.*

(5)A Στους υπολογισμούς της ολικής ευστάθειας πρανών και αναχωμάτων, μπορεί γενικά να παραλείπεται η περίπτωση Α.

Σχόλιο: Το ίδιο ισχύει και για την περίπτωση Β. Έτσι οι υπολογισμοί γίνονται σχεδόν πάντα για την περίπτωση Γ.

9.5.2 Παραμορφώσεις

(1)A Η μελέτη θα αποδεικνύει ότι η παραμόρφωση του αναχώματος ή πρανούς υπό τις δράσεις της μελέτης δεν προκαλεί σοβαρή βλάβη σε κατασκευές, συγκοινωνιακά δίκτυα ή δίκτυα εξυπηρέτησης εγκατεστημένα πάνω ή κοντά στο ανάχωμα ή το πρανές.

(2)A Η παραμόρφωση εντός του αναχώματος θα λαμβάνεται υπόψη συγχρόνως με την παραμόρφωση του εδάφους κάτω από αυτό.

(3) Επειδή οι αναλυτικές και αριθμητικές μέθοδοι οι οποίες διατίθενται προς το παρόν δεν παρέχουν συνήθως αξιόπιστες προβλέψεις της παραμόρφωσης ενός πρανούς πριν από την αστοχία, η εμφάνιση οριακών καταστάσεων αστοχίας μπορεί να αποφεύγεται με κάποιον από τους ακόλουθους τρόπους:

- με περιορισμό της ενεργοποιούμενης διατμητικής αντοχής, ή
- με παρατήρηση των μετακινήσεων και λήψη μέτρων για τον έλεγχό τους εάν κάτι τέτοιο καταστεί αναγκαίο.

9.6 Μελέτη εναντι οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

(1)A Η μελέτη θα αποδεικνύει ότι η παραμόρφωση του αναχώματος ή πρανούς υπό τις δράσεις της μελέτης δεν προκαλεί απώλεια της λειτουργικής ικανότητας κατασκευών, δρόμων ή δικτύων τα οποία εδράζονται πάνω ή κοντά στο ανάχωμα ή το πρανές.

(2) Ο κανόνας εφαρμογής 9.5.2(3) για τον υπολογισμό της υποχώρησης αναχώματος σε συμπιεστή εδαφική στρώση μπορεί να εφαρμοστεί και στην περίπτωση αυτή. Τα δοκιμαστικά αναχώματα μπορεί να χρησιμεύσουν για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς των αναχωμάτων στις περιπτώσεις όπου πρέπει να αποφεύγονται οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.

9.7 Παρακολούθηση της συμπεριφοράς

(1)A Τα αναχώματα και πρανή θα παρακολουθούνται χρησιμοποιώντας κατάλληλο εξοπλισμό εάν:

- δεν είναι δυνατόν να αποδειχθεί με υπολογισμούς ή με την εφαρμογή κανόνων ότι δεν θα εμφανισθούν όλες οι οριακές καταστάσεις που δίδονται στο 9.2, ή
- οι παραδοχές των υπολογισμών δεν βασίζονται σε επαρκή και αξιόπιστα στοιχεία.

(2) Η κατασκευή αναχωμάτων σε μαλακό έδαφος χαμηλής διαπερατότητας θα παρακολουθείται και θα ελέγχεται μέσω μετρήσεων της πίεσης πόρων στις μαλακές στρώσεις και μετρήσεων των υποχωρήσεων της επίχωσης.

Η παρακολούθηση της συμπεριφοράς θα πρέπει κανονικά να εφαρμόζεται σε αναχώματα που κατατάσσονται στη Γεωτεχνική Κατηγορία 3.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ (δεν περιλαμβάνεται στο ENV 1997:1)

Bishop AW (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. Géotechnique 5 7-17.

Fellenius W (1927). Earth static calculations with friction and cohesion and use of circular sliding surfaces.

Janbu N (1957). Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices. IV ICSMFE. 2, pp 207-12.

Morgernstern N R and Price V E (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique 15 79-93.

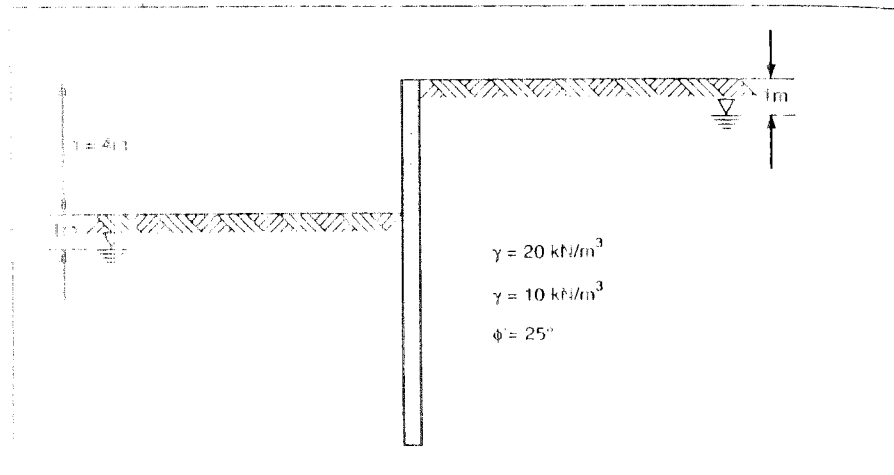
Spencer EE (1967). A method of the analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Géotechnique 17 11-26.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ
ΜΕΤΑΞΥ ΣΥΜΒΑΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΚΑΙ ΝΕΑΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Α1. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΕΥΚΑΜΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ

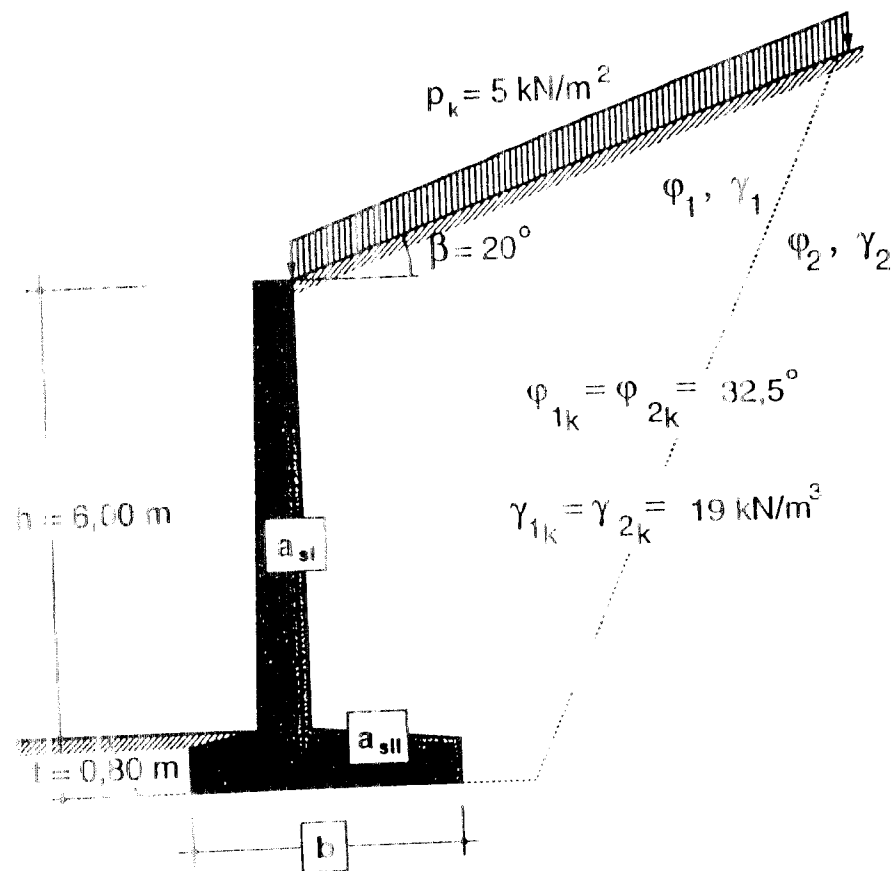
Σύγκριση Αποτελεσμάτων χωρίς υπερεκσκαφή και με υπερεκσκαφή 0.4m



ΠΙΝΑΚΑΣ Α1.1 Σύνοψη Υπολογισμών - Περίπτωση Γ

Περιγραφή	Χωρίς Υπερεκσκαφή	Με Υπερεκσκαφή	Παρατηρήσεις
Χαμηλότερη οριζική τιμή α_R	25°	25°	
Επιμέρους συντελεστής γ_{ϕ}	1.25	1.25	βλ. πίνακα 2.1
Τύπος σχεδιασμού ϕ_c	20.5°	20.5°	
δ/μ ενεργητική	2/3	2/3	βλ. 8.5.1 (4)
δ/μ παθητική	2/3	2/3	βλ. 8.5.1 (4)
Συντελεστής ενεργητικής ώθησης γαιών K_a	0.43	0.43	από παράρτημα Z
Συντελεστής παθητικής ώθησης γαιών K_p	2.8	2.8	από παράρτημα Z
Υπερεκσκαφή (m)	0	0.4	
Αποτελέσματα Υπολογισμών			
Μήκος τοίχου (m)	12.28	14.42	
Ρύθμιση (kNm/m)	507	808	

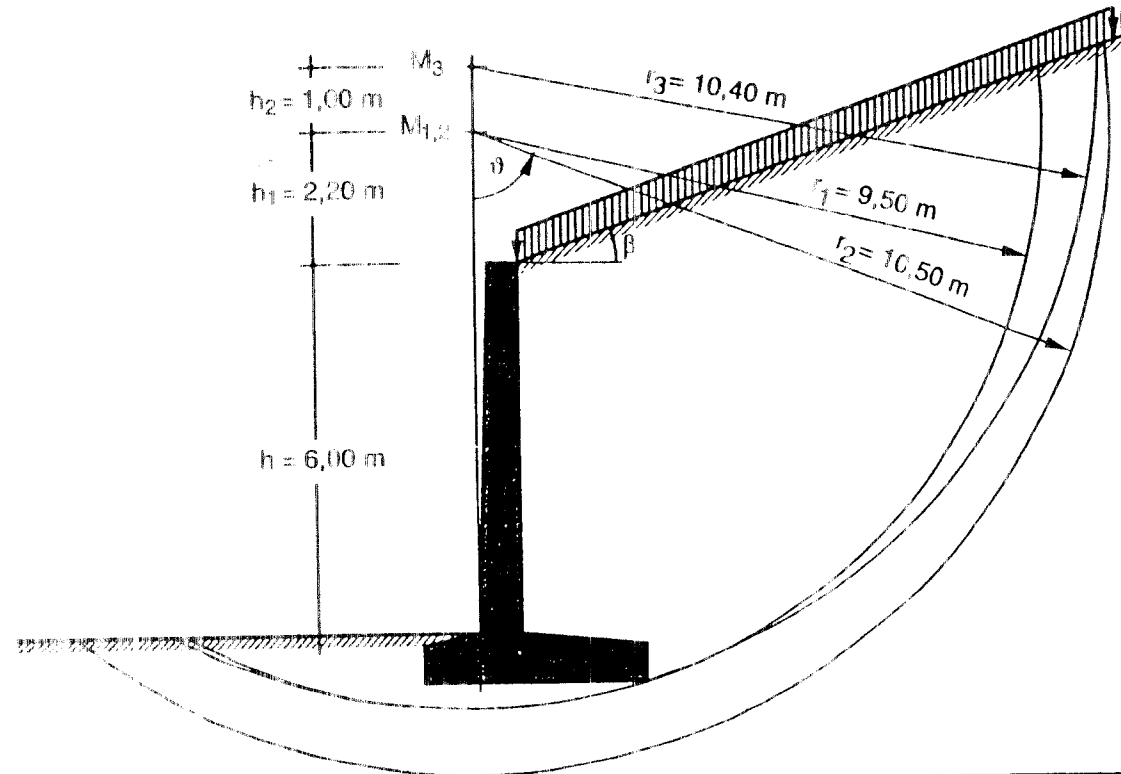
A2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑ DIN ΚΑΙ EC7



ΠΙΝΑΚΑΣ A2.1 Θραύση Εδάφους και Ολίσθηση

	DIN 1054, DIN 1045	DIN V 1054-100, EC2	EC7, EC2
Γ_1 άνω b(m) Θραύση εδάφους	3.86	3.82	4.98
Γ_2 άνω b(m) Ολίσθηση	3.43	3.46	3.94
Οι άνω a_{sl} (cm ² /σ)	16.30	13.63	13.63
Οι άνω a_{sll} (cm ²)	11.86	11.28	11.45

A2. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑ DIN ΚΑΙ EC7

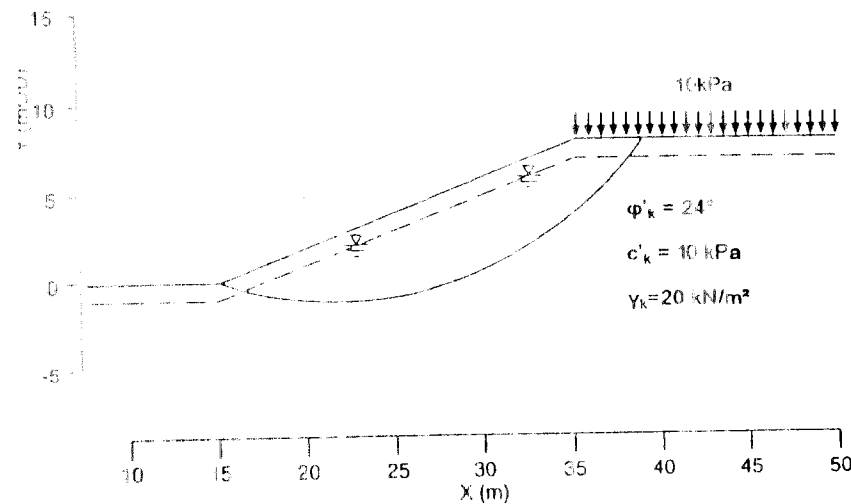


ΠΙΝΑΚΑΣ Α2.2 Ολική Ευστάθεια

Κλίση/Ολοσθένση:	DIN 4084	DIN V 1054-100	EC7
1 (r=9.50 m)	$\eta = \frac{810.5}{571.1} = 1.42$	583.2 < 681.3	583.2 < 681.3
2 (r=10.50 m)	$\eta = \frac{1115.4}{719.8} = 1.55$	726.2 < 940.5	726.2 < 940.5
2 (r=10.50 m)	$\eta = \frac{876.8}{631.5} = 1.39$	645.8 < 742.8	645.8 < 742.8

Εκπόνηση: von Wolfersdorf (1996) "Massive Stützbauwerke" (Gemeinschaftstagung Eurocode, Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, DIN, DCGT, BFA, 8-9 Mai 1996, Mannheim.

A3. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ



ΠΙΝΑΚΑΣ Α3.1 Σύνοψη Υπολογισμού - Περίπτωση Γ

Κινητό φορτίο	10 kPa	
Επιμέρους συντελεστής	1.30	(βλ. Πίνακα 2.1)
Τμή σχεδιασμού	13 kPa	
Χαρακτηριστική τιμή ϕ'_k	24°	
Επιμέρους συντελεστής γ_ϕ	1.25	(βλ. Πίνακα 2.1)
Τμή σχεδιασμού σ'_a	19.6	
Χαρακτηριστική τιμή c'_k	10 kN/m ²	
Χαρακτηριστική τιμή γ_c	1.6	(βλ. Πίνακα 2.1)
Τμή σχεδιασμού σ'_a	6.25 kN/m ²	
Μέθοδος Υπολογισμού Bishop (1955)		
Προτελέσματα		
Γωνία πρανούς	22°	
Συντελεστής "υπερσχεδιασμού"	1.01	

© Simpson B and R Driscoll (1998) "Eurocode 7 a Commentary", British Research Establishment.

ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΑΣ

ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΗ ΕΚΔΗΛΩΣΗ

Ευρωκώδικας 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός

Μέρος 1ο: Γενικοί Κανόνες

-
- Κεφ. 7: Θεμελιώσεις με Πασσάλους

Μιχ. Παχάκης
Πολ. Μηχανικός, MPhil.

7.6 Θλιβόμενοι πάσσαλοι

7.6.3 Φέρουσα ικανότητα

Βασική σχέση για εξασφάλιση από οριακή κατάσταση αστοχίας (ο.κ.α.):

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

F_{cd} : αξονικό θλιπτικό φορτίο σχεδιασμού στην ο.κ.α.

R_{cd} : συνολική φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού της θεμελίωσης με πρισσόλους σε αξονικά φορτία στην ο.κ.α.

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

R_{bd} , R_{sd} : αντιστάσεις σχεδιασμού, αιχμής και πλευρικής επιφάνειας αντίστοιχα

Οι τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων προκύπτουν από τις σχέσεις:

$$R_{cd} = R_{ck} / \gamma_t \quad \text{ή} \quad R_{cd} = R_{bk} / \gamma_b + R_{sk} / \gamma_s$$

R_{ck} , R_{bk} , R_{sk} : χαρακτηριστικές τιμές της συνολικής φέρουσας ικανότητας και των συνιστωσών της αντίστοιχα.

γ_t , γ_b , γ_s : επί μέρους συντελεστές ασφαλείας από τον πίνακα 7.2

Πίνακας 7.2 Τιμές των γ_b , γ_s και γ_t

Συντελεστές των συνιστωσών	γ_b	γ_s	γ_t
Εμπτηγνυόμενοι πάσσαλοι	[1.3]	[1.3]	[1.3]
Πάσσαλοι δι' εκκαφής	[1.6]	[1.3]	[1.5]
Πάσσαλοι συνεχούς έλικος (Continuous Flight Auger - CFA)	[1.45]	[1.3]	[1.4]

Σημείωση:

- Οι αριθμητικές τιμές είναι σε αγκύλες, που σημαίνει ότι είναι ενδεικτικές και πρέπει να οριστικοποιηθούν στο Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής κάθε χώρας.

Παρατηρήσεις:

1. Ο κώδικας δεν διευκρινίζει σε ποιά περίπτωση (Α, Β ή Γ) αναφέρονται οι παραπάνω επί μέρους συντελεστές. Κατά γενική παραδοχή θεωρείται ότι αφορούν την περίπτωση Γ.

Για τις περιπτώσεις Α και Β δεν δίνονται τιμές. Κατ' αναλογία με το κεφάλαιο 2, παρ. 2.4.2(14)Α/πιν.2.1, γίνεται δεκτό ότι για την περίπτωση Β όλοι οι επί μέρους συντελεστές των αντιστάσεων έχουν τιμή [1].

Για την περίπτωση Α μπορούν να δοθούν τιμές των επί μέρους συντελεστών των αντιστάσεων κατ' αναλογία με εκείνες των εδαφικών παραμέτρων του πίνακα 2.1, πολλαπλασιάζοντας τις τιμές του πίνακα 7.2 επί τον λόγο των τιμών των συντελεστών εδαφικών παραμέτρων των περιπτώσεων Α και Γ, δηλαδή της $\tan \varphi'$ ($1.1/1.25=0.88$) ή της C_u ($1.2/1.4=0.86$), ανάλογα εάν οι αντιστάσεις προέρχονται από κοκκώδη ή συνεκτικά υλικά.

2. Οι επί μέρους συντελεστές των δράσεων λαμβάνονται από τον πίνακα 2.1
3. Για ατυχηματικές δράσεις και οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας όλοι οι επί μέρους συντελεστές μπορούν να έχουν τιμή [1], σύμφωνα με το πνεύμα του κεφ. 2, παρόλον ότι αυτό δεν αναφέρεται ρητά στο κεφ.7.

Οι χαρακτηριστικές τιμές R_{ck} , R_{bk} , R_{sk} προκύπτουν με αναγωγή από τιμές που προέρχονται από μετρήσεις είτε άμεσα (δοκιμαστικές φορτίσεις πιασάλων) είτε έμμεσα (δοκιμές αντοχής εδάφους/βράχου) διαιρώντας με ένα συντελεστή αναγωγής ξ , δηλαδή :

$$R_{ck} = R_{cm}/\xi, \quad R_{bk} = R_{bm}/\xi, \quad R_{sk} = R_{sm}/\xi$$

όπου R_{cm} , R_{bm} , R_{sm} οι τιμές που προέρχονται από μετρήσεις.

Για τις τιμές του ξ ο κώδικας ορίζει τα εξής:

- α. Οριακή φέρουσα ικανότητα από δοκ. φορτίσεις πιασάλων (7.6.3.2(6)Α)

Οι τιμές ξ λαμβάνονται από τον Πίνακα 7.1 ανάλογα με τον αριθμό των δοκιμών

Πίνακας 7.1: Συντελεστές ξ για τον προσδιορισμό του R_{ck}

Αριθμός δοκιμαστικών φορτίσεων	1	2	3
(α) Συντελεστής ξ στο μέσο R_{cm}	[1.5]	[1.35]	[1.3]
(β) Συντελεστής ξ στο ελάχιστο R_{cm}	[1.5]	[1.25]	[1.1]

β. Οριακή φέρουσα ικανότητα από αποτελέσματα δοκιμών εδαφούς/βράχου (7.6.3.2(6)Α)

Στην περίπτωση αυτή οι χαρακτηριστικές τιμές των αντιστάσεων λαμβάνονται με εφαρμογή συντελεστή αναγωγής: $\xi = [1.5]$ στις οριακές τιμές αντιστάσεων R_{bm} και R_{sm} που προκύπτουν από τις γνωστές σχέσεις:

$$R_{bm} = q_{bm} \times A_b \quad \text{και} \quad R_{sm} = \sum_1^n q_{sim} \times A_{si}$$

q_{bm} : αντίσταση αιχμής ανά μονάδα επιφάνειας

q_{sim} : πλευρική αντίσταση ανά μονάδα επιφάνειας στην εδαφική στρώση i

A_b : ονομαστική επιφάνεια διατομής πασσάλου στη βάση

A_{si} : ονομαστική επιφάνεια παράπλευρης επιφάνειας στη στρώση i //

Οι τιμές q_{bm} , q_{sim} προκύπτουν από υπολογιστικούς κανόνες οι οποίοι βασίζονται σε ευρέως αποδεκτές συσχετίσεις μεταξύ των αποτελεσμάτων στατικών δοκιμαστικών φορτίσεων και των αποτελεσμάτων επί τόπου ή εργαστηριακών δοκιμών σε εδαφικά/βραχώδη δείγματα.

Επειδή τέτοιοι συσχετισμοί γίνονται κατά κανόνα με τις μέσες τιμές των παραμέτρων αντοχής που προκύπτουν από τις δοκιμές, για τον υπολογισμό των q_{bm} , q_{sim} είναι λογικό να χρησιμοποιούνται μέσες τιμές (ή "πιο πιθανές" τιμές) των εδαφικών παραμέτρων. Αυτό αποτελεί γενικώς αποδεκτή ερμηνεία της παραγράφου 7.6.3.2 (6) Α του κώδικα που δεν είναι πολύ σαφής.

Συνολικός συντελεστής ασφαλείας:

Με βάση τα προηγούμενα, η βασική σχέση για εξασφάλιση από ο.κ.α γίνεται:

$$F_{\text{ed}} \leq R_{\text{ed}} \Rightarrow \gamma_F * F_{\text{ck}} \leq R_{\text{ck}} / \gamma_t = R_{\text{cm}} / \gamma_t * \xi$$

$$\text{και } F_{\text{ck}} \leq R_{\text{cm}} / \gamma_F * \gamma_F * \gamma_t * \xi = R_{\text{cm}} / FS$$

$$\text{δηλαδή } FS = \gamma_F * \gamma_t * \xi$$

όπου FS: ολικός συντελεστής ασφαλείας

και γ_F : μερικός συντελεστής για τις δράσεις
(από τον πίνακα 2.1 του Κεφ. 2)

- Για την περίπτωση Γ, μόνιμα φορτία και εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας από μια δοκιμαστική φόρτιση ή από εδαφικές δοκιμές προκύπτει:

- εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι: $FS = 1,0 * 1,3 * 1,5 = 1,95$
- πάσσαλοι εκκαφής: $FS = 1,0 * 1,5 * 1,5 = 2,25$

- Για την περίπτωση Β:

$$\text{πάσσαλοι παντός τύπου: } FS = 1,35 * 1,0 * 1,5 = 2,03$$

Αρα η συνολική ασφάλεια παραμένει περίπου στα επίπεδα που ισχύουν μέχρι σήμερα.

7.7 Εφελκυσμένοι πάσσαλοι

7.2 Οριακή εφελκυστική αντοχή

Κατ'αναλογία με τους θλιβομένους πασσάλους, για όλες τις περιπτώσεις και συνδυασμούς φορτίσεων πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα :

$$F_{td} \leq R_{td}$$

όπου ο δείκτης t σημαίνει εφελκυσμό.

Εξετάζονται δύο μηχανισμοί αστοχίας :

- εξόλκευση των πασσάλων από την εδαφική μάζα
- ανύψωση της συνολικής εδαφικής μάζας που περιλαμβάνει τους πασσάλους (Σχ. 7.1)

Λαμβάνονται υπόψη η επίδραση της ομάδας και τυχόν σοβαρή δυσμενής επίδραση ανακυκλικής φόρτισης.

Όταν η οριακή εφελκυστική αντοχή του μεμονωμένου πασσάλου προσδιορίζεται από δοκιμαστικές φορτίσεις, η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής προκύπτει από τις μετρούμενες τιμές με βάση τη σχέση:

$$R_{tk} = R_{tm}/\xi$$

και η αντοχή σχεδιασμού από τη σχέση:

$$R_{td} = R_{tk}/\gamma_m$$

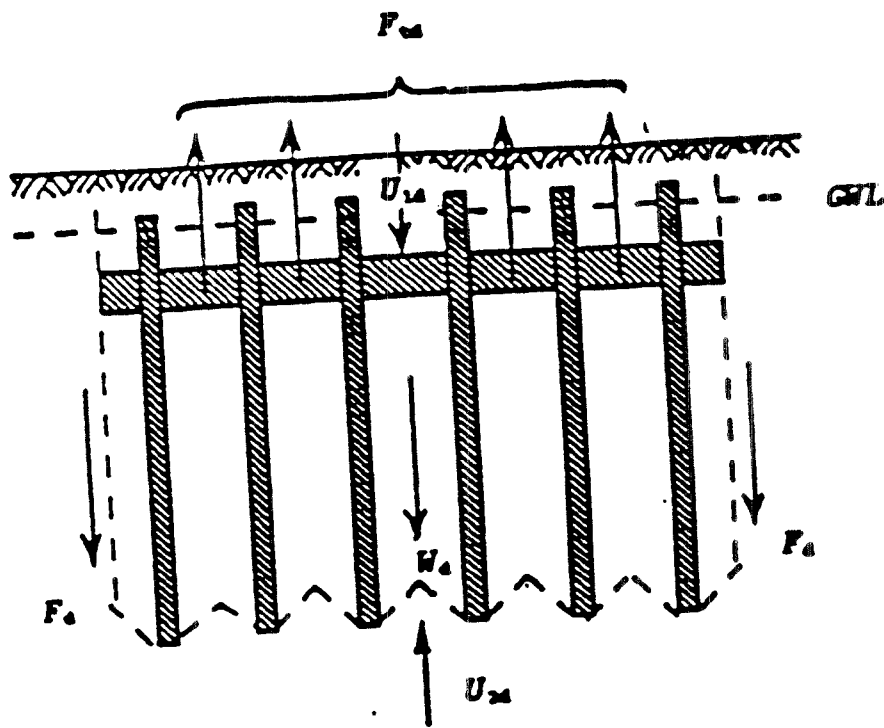
Ο επί μέρους συντελεστής γ_m λαμβάνει τιμή $\gamma_m = [1.6]$, η δε τιμή του συντελεστή ξ λαμβάνεται από τον πίνακα 7.3

Πίνακας 7.3 Συντελεστές ξ για τον προσδιορισμό του R_{tk}

Αριθμός δοκιμαστικών φορτίσεων	1	2	3
(1) Συντελεστής ξ στο μέσο R_{tm}	[1.5]	[1.35]	[1.3]
(3) Συντελεστής ξ στο ελάχιστο R_{tm}	[1.5]	[1.25]	[1.1]

Ο κώδικας ορίζει (7.7.2.3.A) ότι μέθοδοι υπολογισμού με βάση αποτελέσματα δοκιμών εδάφους/βράχου θα χρησιμοποιούνται "μόνον όταν έχουν επαληθευθεί από δοκιμαστικές φορτίσεις σε παρόμοιους πασσάλους, όμοιου μήκους και διατομής υπό συγκρίσιμες εδαφικές συνθήκες".

Στην περίπτωση αυτή, παρόλον ότι δεν αναφέρεται ρητά στον κώδικα, είναι λογικό να εφαρμόζεται στις τιμές R_{tm} που προκύπτουν από τις μέσες μετρημένες τιμές παραμέτρων αντοχής, ένας συντελεστής αναγωγής $\xi = [1.5]$ για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών τιμών, κατ' αναλογία με τους θλιβομένους πασσάλους, και επί μέρους συντελεστής $\gamma_m = [1.6]$ για την αναγωγή σε τιμές σχεδιασμού.



$$F_{1d} \leq W_d - (U_{2d} - U_{1d}) + F_d$$

Σχήμα 7.1: Αστοχία λόγω ανύψωσης ομάδας εφελκυσμένων πασσάλων

7.8 Πάσσαλοι με εγκάρσια φόρτιση

7.8.2 Οριακή αντοχή σε εγκάρσια φόρτιση

Πρέπει για όλες τις περιπτώσεις και συνδυασμούς φορτίσεων να ικανοποιείται η ανισότητα:

$$F_{\text{ταδ}} \leq R_{\text{ταδ}}$$

όπου $F_{\text{ταδ}}$: εγκάρσιο φορτίο σχεδιασμού στην ο.κ.α.
 $R_{\text{ταδ}}$: αντοχή σχεδιασμού στην ο.κ.α. έναντι εγκάρσιων φορτίων

Πρέπει να εξετάζονται οι γνωστοί μηχανισμοί αστοχίας για βραχείς ή λυγηρούς πασσάλους (π.χ. μέθοδος Broms)

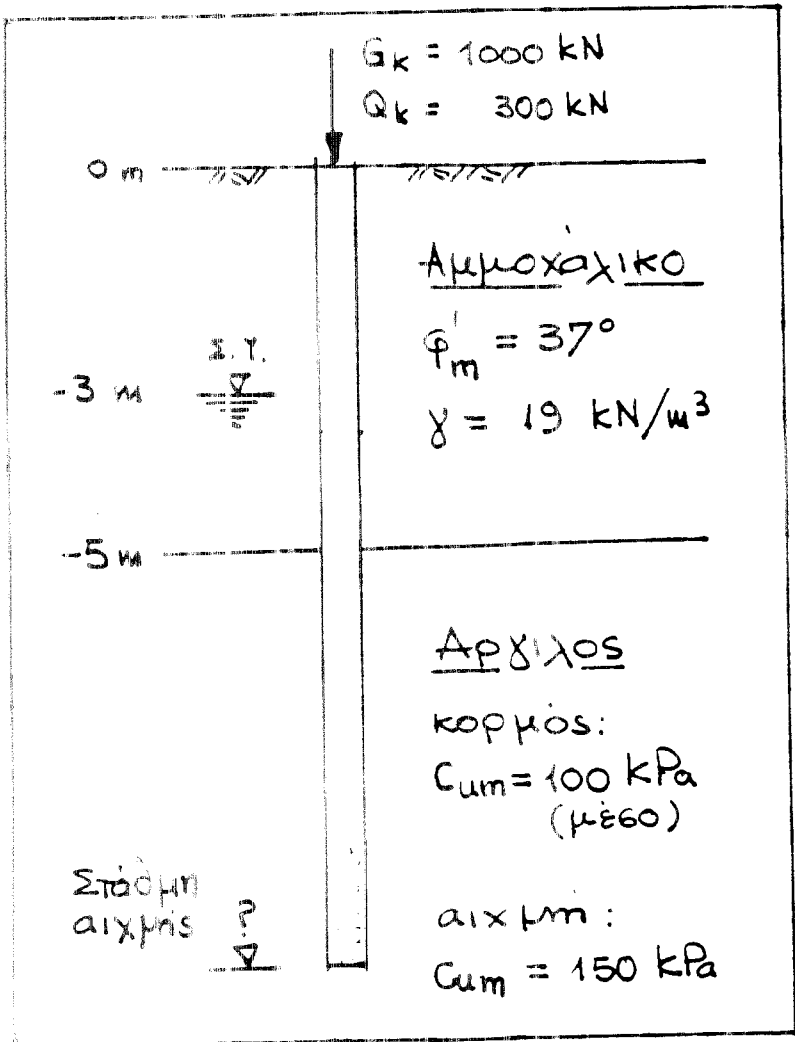
Η οριακή αντοχή μπορεί να προσδιορίζεται από δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων ή με βάση αποτελέσματα εδαφικών δοκιμών, ο κώδικας όμως δεν δίνει επί μέρους συντελεστές για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών και των τιμών σχεδιασμού της αντοχής.

Ενδεχομένως μπορεί να εφαρμοστεί μεθόδευση ανάλογη με τα προβλεπόμενα στο κεφάλαιο 2 (2.4.2, 2.4.3) και στο υποκεφάλαιο 7.6.

**ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΑΣΣΑΛΩΝ**

(Από Simpson B. & Driscoll R., 1998:
"Eurocode 7 - a commentary"
British Research Establishment)

Α ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΑΣΣΑΛΟΥ
ΣΕ ΟΡΙΑΧΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΕΤΟΧΙΑΣ



Για τον πάσσαλο του σχήματος Α1, διαμέτρου 0.6m, δι' ευκαφής, ζητείται η απαιτούμενη στάθμη αιχμής.

Ο δείκτης "m" των εδαφικών παραμέτρων σημαίνει "μέσες" ή "πιθανές" τιμές από μετρήσεις εδαφικών δοκιμών.

Σχ. Α1: Θλιβόμενος πάσσαλος με χαρακτηριστικές δράσεις και μέσες εδαφικές παραμέτρους.

Για τον υπολογισμό των μέσων τιμών των ανιστάσεων χρησιμοποιούνται οι παραπάνω σχέσεις που θεωρείται ότι βασίζονται στα αποτελέσματα μεγάλου αριθμού δοκιμαστικών φορτίσεων πασσάλων σε παρόμοιες εδαφικές συνθήκες σύμφωνα με το εδάφιο 7.4.1(1)Α :

- Πλευρική αντίσταση στο αμμοχάλικο (ανά m^2):

$$q_{sim} = k_s \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta_m = 0.7 \sigma_v' \tan \phi_m'$$

(Broms, 1966 $\Rightarrow k_s = 1.0$, $\delta_m = \frac{3}{4} \phi_m'$)

- Πλευρική αντίσταση στην άρχη (ανά m^2):

$$q_{sim} = 0.6 \cdot C_{um}$$

- Αντίσταση αιχμής στην άρχη (ανά m^2):

$$q_{bm} = 9 \cdot C_{um}$$

Ακολουθεί η διαδικασία του εδαφίου 7.6.3.3 οι χαρακτηριστικές τιμές των αντιστάσεων υπολογίζονται από τις μέγες τιμές τους διαιρούσας με συντελεστή αναγωγής $\xi = 1.5$ σύμφωνα με την παράγραφο 7.6.3.3 (4)Α :

- Χαρακτηριστική πλευρική αντίσταση στο αμμοχάλικο:

$$q_{sik} = 0.7 \sigma_v' \tan \phi_m' / 1.5 = 0.35 \sigma_v'$$

- Χαρακτηριστική πλευρική αντίσταση στην άρχη:

$$q_{sik} = 0.6 \cdot C_{um} / 1.5 = 0.4 C_{um}$$

- Χαρακτηριστική αντίσταση αιχμής στην άρχη:

$$q_{bik} = 9 C_{um} / 1.5 = 6 \cdot C_{um}$$

Για σχεδιασμό σε οριακή κατάσταση ατοχίας πρέπει να εξεταστούν οι περιπτώσεις Β και Γ (η περίπτωση Α δεν έχει εφαρμογή στην προκειμένη περίπτωση). Ο συνδυασμός των επιμέρους συντελεστών για τον

υπολογισμό των δράσεων και αντιδράσεων σχεδιασμού με βάση τους πίνακες 2.1 και 7.2 είναι :

	Δράσεις (Πιν. 2.1)		Αντιδράσεις (πάσσαλος εγκάρσιος)	
	Μόνιμη γ_G	Μεταβλητή γ_Q	γ_b	γ_s
Περίπτωση Β	1.35	1.5	1.0 (Πιν. 2.1)	1.0 (Πιν. 2.1)
Περίπτωση Γ	1.0	1.3	1.6 (Πιν. 7.2)	1.3 (Πιν. 7.2)

Οι ολικές δράσεις σχεδιασμού είναι :

- Περίπτωση Β :

$$V_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1.35 \times 1000 + 1.5 \times 300 = 1800 \text{ kN}$$

- Περίπτωση Γ :

$$V_d = 1.0 \times 1000 + 1.3 \times 300 = 1390 \text{ kN}$$

Οι ανά μονάδα επιφάνειας αντιδράσεις σχεδιασμού για την περίπτωση Β είναι ίδιες με τις χαρακτηριστικές τιμές που προδιορίστηκαν παραπάνω αφού $\gamma_b = \gamma_s = 1.0$ -

Οι αντιδράσεις σχεδιασμού για την περίπτωση Γ είναι (ανά μον. επιφάνειας) :

- Πλευρ. αντίσταση στο αμφωχάλιμο : $q_{sid} = q_{sik} / \gamma_s = 0.35 \text{ kN} / 1.3 = 0.27 \text{ kN}$

- Πλευρ. αντίσταση στον άρχιλο : $q_{sid} = q_{sik} / \gamma_s = 0.4 \text{ kN} / 1.3 = 0.31 \text{ kN}$

- Αντίσταση αυχένα στην αρχή: $q_{bd} = q_{bk} / \gamma_b = 6 \text{ Ccm} / 1.6 = 3.75 \text{ Ccm}$

Οι συνοχικές αντιστάσεις σχεδιασμού είναι:

Αιχμή: $R_{bd} = q_{bd} \cdot A_b$ ($A_b = \text{επιφ. διατ.} = \pi D^2 / 4$)

Πλευρική: $R_{sd} = \sum q_{sid} \cdot A_{si}$ ($A_{si} = \pi D L_i$, $L_i = \text{μήκος πασσάλου στο έδαφος}$)

Το απαιτούμενο μήκος πασσάλου για τις δύο περιπτώσεις, Β και Γ υπολογίζεται ως εξής:

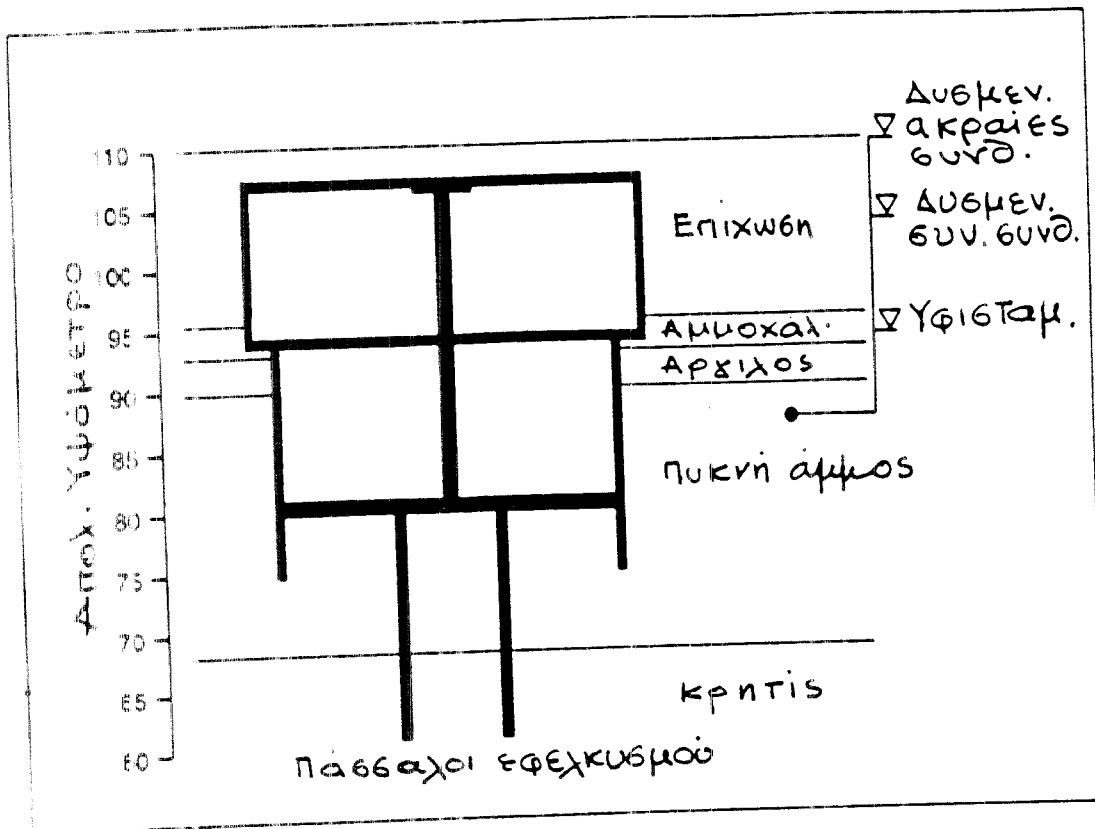
	Περίπτ. Β	Περίπτ. Γ
Μήκος πασσ. στο αμμοχ. (m)	5	5
Μέσο βρ' στο αμμοχ. (kN/m ²)	43.5	43.5
R_{sk} αμμοχ. (kN)	144	144
R_{sd} αμμοχ. (kN)	144	110
R_{bk} αρχή. (kN)	254	254
R_{bd} αρχή. (kN)	254	159
Δράση σχεδ. V_d (kN)	1800	1390
Απαιτ. R_{sd} αρχή. (kN)	$1800 - 144 - 254 = 1402$	$1390 - 110 - 159 = 1121$
Απαιτ. R_{sk} αρχή. (kN)	$1402 \times 1.0 = 1402$	$1121 \times 1.3 = 1457$
	οχι κρίσιμη	κρίσιμη

$$R_{sk} (\text{αρχή}) = q_{sik} \cdot \pi \cdot D \cdot L_i = 0.4 \times 100 \times \pi \times 0.6 L_i = 1457$$

$$\text{και } L_i = 19.4 \text{ m}$$

Αρα στάθμη αυχένα - 24.4

Β. ΕΦΕΛΚΥΣΜΕΝΟΙ ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΛΟΓΩ ΑΝΩΣΗΣ
ΣΕ ΥΠΟΓΕΙΟ ΣΤΑΘΜΟ



Σχ. Β.1 Υπόγειος σταθμός με εφελευσμένους πασσαλούς

Ο υπόγειος σταθμός του οχήματος, μετά την κατασκευή του, θα βρίσκεται υπό άνωση και θα συκρατείται με πασσαλούς εφελευσμού. Στο οχήμα δίνονται: η υφιστάμενη στάθμη υπόγειου νερού ($\nu + 95$), η δυσμενέστερη στάθμη που αναμένεται υπό συνθήκες συνθήκες ($\nu + 104$) και η δυσμενέστερη πιθανή στάθμη υπό ακραίες συνθήκες ($\nu + 110$).

Σύμφωνα με το εδάφιο 2.4.2 (10)Α, ο σχεδιασμός του σταθμού πρέπει να λάβει υπόψη την άνωση που θα αναπτυχθεί με τις πιο δυσμενείς στάθμες, τόσο

υπό συνθήκες όμο και αιραιές συνθήκες.

Ζητείται να υπολογιστεί η απαιτούμενη εφερχωστική αντοχή των πασσάλων, που πρέπει να διαπιστωθεί από μία δομηματική φόρτιση εξόγκωσης πασσάλου.

Οι δυνάμεις άνωσης που αντιστοιχούν σε κάθε πάσσαλο για τις δύο δυσμενέστερες στάθμες (χωρίς το Ι.Β.) είναι:

Περίπτωση	Στάθμη νερού	Δύν. άνωσης ανά πάσσαλο
Δυσμενέστερη υ.β.β.	+ 104	70 722 kN
Δυσμενέστερη ακραία	+ 110	13 259 kN (χαρακτηριστικές τιμές)

Η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης από το ίδιο βάρος της κατασκευής (ευνοϊκή) είναι 8880 kN ανά πάσσαλο.

Σύμφωνα με τον Ε.Σ.1 παρ. 1.5.3.3 οι δυνάμεις άνωσης θεωρούνται μόνιμες δράσεις διότι "η μεταβολή τους είναι πάντα προς την ίδια διεύθυνση (μονοτονίες) μέχρι η δράση να αποκτήσει κάποια οριακή τιμή".

Το εδάφιο 2.4.2 (10)Α απαιτεί οι τιμές σχεδιασμού για οριακή κατάσταση αντοχής να αντιστοιχούν στις αιραιές συνθήκες. Για οριακή κατάσταση λειτουργικότητας μπορεί να χρησιμοποιηθεί η δυσμενέστερη τιμή υπό συνθήκες συνθήκες. Είναι προφανές ότι το εδάφιο αυτό χράφτηκε έχοντας κατά νου την περίπτωση Α ή C διότι είναι παράλογο να πολλαπλασιαστεί η αιραία τιμή της άνωσης επί 1.35, δεδομέ-

νου αλλιώςτε ότι, όπως φαίνεται από το σχήμα, η άνοδος της στάθμης πάνω από το υψόμετρο +107.5 δε προκαλεί περαιτέρω αύξηση της άνωσης και επομένως η δύναμη των 13 259 kN είναι η μέγιστη δυνατή να αναπτυχθεί.

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα ελήφθη υπόψη, ειδικά για την περίπτωση Β στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η δυσμενέστερη τιμή υπό συνθήκες υψόμενης, ως ανώτατη χαρακτηριστική τιμή για την άνοση.

Με βάση τους επιμέρους συντελεστές του πίνακα 2.1 του Κεφ. 2, υπολογιστικών οι δυνάμεις εφελασμού σχεδιασμού (ανά πάσσαλο), όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα, για τις περιπτώσεις Α, Β, Γ:

Περίπτωση	Επιμέρους συντελ. δράσεων			Συνθήκες νερού		Δύναμη εφελασμού σχεδιασμού (kN)
	Μονιμες		Μεταβλητές δυσμενείς	Στάθμη	Δύναμη άνωσης (kN)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές				
A	1.00	0.95	1.5	+ 110	-13259	- 4823
B	1.35	1.00	1.5	+ 104	-10722	- <u>5595</u>
Γ	1.00	1.00	1.3	+ 110	-13259	- 4379

Η περίπτωση Β δίνει τη μεγαλύτερη δύναμη σχεδιασμού για τον υπολογισμό ενδρυνας της ολωτομής του πασσαλού σε εφελασμό.

Η δύναμη αυτή προέωψε ως εξής :

$$1.35 \times (-10722) + 1.0 \times 8880 = -5595 \text{ kN}$$

(δυσμ. μον. δράση) (ευνοϊκή μόν. δράση)

Αποχούδως υπολογίζεται η απαιτούμενη εφελκυστική φέρουσα ικανότητα (σειακή) των πασσάλων, όπως θα πρέπει να προκύψει από μία δοκιμή φόρτισης, ώστε να εξασφαλιστεί η ευστάθεια του έργου:

Περίπτωση	Εφελκυστική δύναμη έχεδραβμού (kN)	ξ για 1 δοκιμή φόρτισης	γ_m για πασσάλου εφελκυσμού	Ολικός συντελεστής $\xi \cdot \gamma_m$	Απαιτούμ. οριακή αντίσταση δοκιμής (kN)
A	-4823	1.5	1.4	2.1	-10.176
B	-5595	1.5	1.0	1.5	-8.393
Γ	-4379	1.5	1.6	2.4	<u>-10.510</u>

Κρίσιμη περίπτωση είναι η Γ, και άρα η εφελκυστική αντίσταση που θα πρέπει κατ'ελάχιστον να προκύψει από τη μία δοκιμή φόρτισης είναι 10.510 kN.

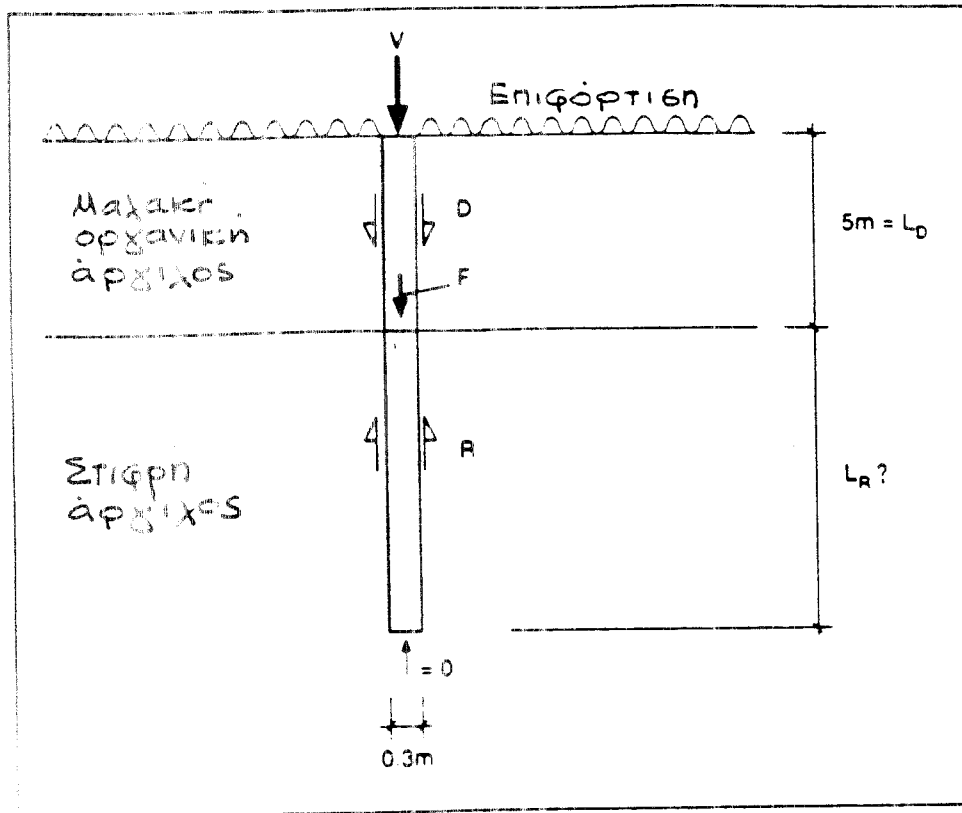
Σημείωση :

Η τιμή του συντελεστή γ_m για την περίπτωση Α προέκυψε αναλογικά με βάση τις τιμές γ_m των περιπτώσεων Α και Γ για την $\tan \varphi'$ από τον πίνακα 2.1 του κεφαλαίου 2, δηλαδή :

$$\gamma_m^A = \gamma_m^{\Gamma} \times \frac{\gamma_m^A \tan \varphi'}{\gamma_m^{\Gamma} \tan \varphi'} = 1.6 \times \frac{1.1}{1.25} \cong 1.4$$

Ενεργεί η $\tan \varphi'$ για την αναγωγή διότι οι πάσσαλοι είναι σε άψυχο.

Γ. ΠΑΣΣΑΛΟΣ ΥΠΟΚΕΙΜΕΝΟΣ ΣΕ ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΤΡΙΒΗ



Ο πάσσαλος του σχήματος, $\phi 0.3\text{m}$, διέρχεται από στρώμα συμπίεστης οργανικής άργιλλου και καταλήγει σε αρδευτικότερο υποείλετο άργιλλο στρώμα.

Σκ. Γ.1 Πάσσαλος που επιβαρύνεται με αρνητική τριβή.

Κατά τον χρόνο που ο πάσσαλος θα τεθεί σε λειτουργία, πρόκειται να επιβληθεί επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους ώστε να υποτεθεί οριακή αρνητική τριβή στην επιφάνεια του κορμού του πασσαλου, λόγω καλίσθησης του μαλακού άργιλλου στρώματος. Αν και η ανάσχεση της αλληλεπίδρασης πασσαλου/μαλακού εδάφους, που θα ελάμβανε υπόψη τη σχετική μεταξύ τους μετατόπιση, θα οδηγούσε πιθανώς στην υιοθέτηση μεταβλητών τιμών της αρνητικής με το βάθος, για λόγους απλότητας θεωρείται

οπ η χαρακτηριστική τιμή της αρνητικής τριβής είναι 20 kPa σταθερή με το βάθος. Ομοίως θεωρείται ότι η χαρακτηριστική πλευρική αντίσταση του πασσάλου μέσα στο φέρων στρώμα είναι 50 kPa σταθερή με το βάθος. Η αντίσταση αιχμής θεωρείται αμελητέα και αγνοείται.

Ο πάσσαλος προορίζεται να φέρει χαρακτηριστικό μόνιμο κατακόρυφο φορτίο: $V_k = 300 \text{ kN}$

Ζητείται να υπολογιστεί το απαιτούμενο μήκος διεύθυνσης L_R του πασσάλου στο φέρων στρώμα και η μέγιστη οριζική δύναμη στον πάσσαλο F_d για έλεγχο στατικής ενδυνάμησης της διατομής.

Χαρακτηριστικές τιμές δράσεων:

- Χαρακτηριστικό ακούμενο φορτίο: $V_k = 300 \text{ kN}$
- Χαρακτηριστική αρνητική τριβή:

$$D_k = \pi \cdot D \cdot L_D \cdot q_{Dk} = \pi \times 0.3 \times 5 \times 20 = 94.2 \text{ kN}$$

- Χαρακτηριστική πλευρική αντίσταση:

$$R_k = \pi \cdot D \cdot L_R \cdot q_{sk} = \pi \times 0.3 \times 50 L_R = 47.1 L_R \text{ kN}$$

Απαιτείται έλεγχος για τις περιπτώσεις Β και Γ σύμφωνα με το εδάφιο 7.3.2.1, ο φελετής μπορεί να επιλέξει ως δράση είτε την υποχώρηση του εδάφους είτε την αρνητική τριβή στον πάσσαλο. Η δεικτική της κοίωσης ως δράσης αποτελεί πιο περιεκτική προσέχηση, αλλά μπορεί να οδηγήσει σε μικρό-

μεγαλύτερες αρνητικές τριβές από την οριακή και
σε οικονομικότερο σχεδιασμό. Πάντως στο παρά-
δειγμα χμφώνεται υπόψη η προαναφερθείσα σταθε-
ρή οριακή τιμή, χάρην ανχότητας.

α. Περίπτωση C1 - Αρνητική τριβή (D) ως δράση.

- Επί μέρους συντελεστές δράσεων:
 - Μόνιμο κατακόρυφο φορτίο V : $\gamma_G = 1.0$ (niv.2.1)
 - Αρνητική τριβή D : $\gamma_G = 1.0$ (niv.2.1)

(# αρνητική τριβή κατατάσσεται στις μόνιμες
δράσεις ως μονοτονική με οριακή τιμή σύμφωνα
να με ΕΓ1, 1.5.3.3)

- Επί μέρους συντελεστές αντιστάσεων:
 - Πλευρική αντίσταση ωρού R : $\gamma_S = 1.3$ (niv.7.2)

• Συνολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού:

$$F_d = V_d + D_d = V_k \cdot \gamma_G + D_k \cdot \gamma_G =$$

$$= 300 \times 1.0 + 94.2 \times 1.0 = \underline{394.2 \text{ kN}}$$

• Πλευρική αντίσταση σχεδιασμού:

$$R_d = R_k / \gamma_S = 47.1 \times L_R / 1.3 = 36.2 L_R$$

Πρέπει : $R_d \geq F_d$

$$\text{Άρα } 36.2 L_R \geq 394.2 \Rightarrow L_R \geq 10.88 \text{ m}$$

Δύναμη σχεδιασμού για τη διατομή του σωροδέματος:

$$F_d = 394.2 \text{ kN.}$$

β. Περίπτωση C2 - Καθίζηση ως δράση

- Επi μέρους συνυψεστίς δράσεων:

- Κατακόρυφο φορτίο V : $\gamma_G = 1.0$ (Πιν. 2.1)
- Καθίζηση: $\gamma_G = 1.0$ (Πιν. 2.1)

- Επi μέρους συνυψεστίς ανυψτάσεων:

- Πλευρική ανυψτάση R : $\gamma_S = 1.3$ (Πιν. 7.2)

Όταν ως δράση λαμβάνεται η καθίζηση το αποτελέσματiς μεταφέρεται στον πάσσαλο μέσω της αντοχής του εδάφους η οποία δρά δύσμενως.

παραγράφος 2.4.3 (10)Α ορίζει ότι στην περίπτωση αυτή πρέπει να εφαρμοστέι επi μέρους συνυψεστίς μικρότερος του 1.0, χωρίς να είνιεται καί ποια τιμή. Θα μπορούσε να ληφθεί $1/\gamma_S$ από τον Πίνακα 7.2 ή $1/\gamma_{m,cu}$ από τον Πίνακα 2.1, δηλαδή $1/1.3 = 0.769$ ή $1/1.4 = 0.714$ αντίστοιχα. Εν προκειμένω επιλέγεται ενδιαμέση

τιμή $\gamma_D = 0.75$, οπότε:

$$D_d = 94.2 / \gamma_D = 94.2 / 0.75 = 125.7 \text{ kN}$$

- Συσχικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιαστού:

$$F_d = V_d + D_d = V_k \times \gamma_G + D_d = 300 \times 1.0 + 125.7 = \underline{425.7 \text{ kN}}$$

- Πλευρική ανυψτάση σχεδιασμού:

$$R_d = R_k / \gamma_S = 47.1 \times L_R / 1.3 = 36.2 \times L_R$$

- Πρέπει $R_d \geq F_d$

$$\text{Άρα } 36.2 \times L_R \geq 425.7 \quad \text{και } L_R = 11.75 \text{ m}$$

- Δύναμη σχεδιαστού για τη διατομή του πασσαλού:

$$F_1 = 425.7 \text{ kN}$$

8. Περίπτωση Β1 - Αρμητική τριβή ως δράση

• Επιμέρους συντελεστές για δράσεις:

- κατακόρυφο φορτίο, V : $\gamma_G = 1.35$ (Πιν. 2.1)

- Αρμτ. τριβή, D : $\gamma_G = 1.35$ (Πιν. 2.1)

• Επιμέρους συντελεστές ανιστάσεων:

- Πλευρική ανιστ. R : $\gamma_S = 1.0$ (Πιν. 7.2)

• Συνολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού:

$$F_d = V_d + D_d = V_k \cdot \gamma_G + D_k \cdot \gamma_G =$$

$$= 300 \times 1.35 + 94.2 \times 1.35 = \underline{532.2 \text{ kN}}$$

• Συνολική πλευρική ανιστάση:

$$R_d = R_k / \gamma_S = 47.1 \times L_R / 1.0 = 47.1 \times L_R$$

• Πρέπει $R_d \geq F_d$

Άρα $47.1 \times L_R \geq 532.2 \text{ kN}$ και $L_R = 11.29 \text{ m}$

• Δύναμη σχεδιασμού για τη διατομή του πασσάλου:

$$F_d = 532.2 \text{ kN}$$

8. Περίπτωση Β2 - κλίση ως δράση

• Επιμέρους συντελεστές δράσεων:

- κατακόρυφο φορτίο V : $\gamma_G = 1.35$ (Πιν. 2.1)

Επιμέρους συντελεστής για την κλίση δεν έχει αποτέλεσμα εφόσον η οριζική

τήξη της αρμητικής τριβής.

• Επιμέρους συντελεστές ανιστάσεων:

- Πλευρική ανιστάση R : $\gamma_S = 1.0$ (Πιν. 7.2)

• Επιμέρους συντελεστής για δυσμενή αντοχή εδάφους που μεταφέρει το αποτέλεσμα της κλίσης στον

πάσσαλο : $\gamma_D = 1.0$

Αρτητική τριβή σχεδιασμού : $D_d = 94.2 \text{ kN}$

• Ενοχικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού :

$$F_d = V_d + D_d = V_k \times \gamma_G + D_d = 300 \times 1.35 + 94.2 = 499.2 \text{ kN}$$

• Ενοχική πλευρική αντίσταση σχεδιασμού :

$$R_d = R_k / \gamma_s = 47.1 \times L_R / 1.0 = 47.1 \times L_R$$

• Πρέπει $R_d \geq F_d$

Άρα $47.1 L_R \geq 499.2 \text{ kN}$ και $L_R \geq 10.6 \text{ m}$.

• Δύναμη σχεδιασμού για τη διατομή του πασσάλου :

$$F_d = 499.2 \text{ kN}$$

Δυσμενέστερη προκύπτει η περίπτωση C2 για το μήκος του πασσάλου και η B1 για τη δύναμη σχεδιασμού του βελόν, όπως φαίνεται στον παρακάτω ελκυστικό πίνακα :

Σύνοψη αποτελεσμάτων

περίπτωση	Δεδομένα	L_R (m)	F_d (kN)
C1	Αρμτ. τριβή	10.88	374.2
C2	Καθίστησις	11.75	425.7
B1	Αρμτ. τριβή	11.29	532.2
B2	Καθίστησις	10.60	499.2

ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΑΣ

ΕΝΗΜΕΡΩΤΙΚΗ ΕΚΔΗΛΩΣΗ

Ευρωκώδικας 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός

Μέρος 1ο: Γενικοί Κανόνες

- Κεφ. 3: Γεωτεχνικά Στοιχεία
- Κεφ. 4: Επίβλεψη της Κατασκευής
Ενόργανη Παρακολούθηση
και Συντήρηση
- Κεφ. 5: Επιχώσεις, Αποστραγγίσεις
Υδάτων, Βελτιώσεις και
Ενισχύσεις Εδαφών

Μιχ. Παχάκης
Πολ. Μηχανικός, MPhil.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Στο κεφάλαιο 3 ο Ευρωκώδικας 7-1 (EC7-1) καθορίζει τις γενικές αρχές και απαιτήσεις που πρέπει να διέπουν τις γεωτεχνικές έρευνες οι οποίες είναι αναγκαίες για την απόκτηση των απαραίτητων στοιχείων και πληροφοριών (γεωλογικών, γεωτεχνικών και άλλων) που αφορούν και επηρεάζουν το γεωτεχνικό σχεδιασμό των έργων.

Στα κεφάλαια 3.1 και 3.2 γίνεται αναφορά στους στόχους στην έκταση και στο είδος των ερευνών, που συναρτώνται με τις γεωτεχνικές κατηγορίες (1,2 και 3), απαριθμούνται τα στοιχεία που πρέπει να ερευνηθούν κατά περίπτωση και εφιστάται η προσοχή σε ορισμένα δυσμενή γεωλογικά χαρακτηριστικά που, αν συναντηθούν, απαιτούν ειδική αντιμετώπιση κατά το σχεδιασμό.

Δεδομένου ότι ο χαρακτήρας και η έκταση των ερευνών σχετίζεται με τη γεωτεχνική κατηγορία του έργου, συνιστάται οι εδαφικές συνθήκες που μπορεί να επηρεάσουν την απόφαση για την κατάταξη σε κάποια κατηγορία να προσδιορίζονται κατά το δυνατόν σε αρχικό στάδιο της έρευνας.

Για την Γεωτεχνική Κατηγορία 1 ο Κώδικας προβλέπει πολύ στοιχειώδη έρευνα, με μακροσκοπική επιθεώρηση της θέσης του έργου, αβαθή φρέατα, δοκιμές διείσδυσης ή γεωτρήσεις τύπου auger, ως ελάχιστη όμως απαίτηση ορίζει ότι οι παραδοχές της μελέτης θα πρέπει να επιβεβαιώνονται το αργότερο κατά τη διάρκεια της επίβλεψης της κατασκευής.

Για τις Γεωτεχνικές Κατηγορίες 2 και 3 προβλέπονται τρεις φάσεις ερευνών οι οποίες μπορεί και να επικαλύπτονται:

- προκαταρκτικές έρευνες
- έρευνες σχεδιασμού
- έρευνες ελέγχου

Με τις τελευταίες ασχολείται το Κεφάλαιο 4 (υποκεφάλαιο 4.3) του EC7-1.

Οι προκαταρκτικές έρευνες (ενότητα 3.2.2) περιλαμβάνουν γεωτεχνική αναγνώριση της περιοχής του έργου, καθώς επίσης συλλογή και εξέταση σχετικών διαθέσιμων στοιχείων και πληροφοριών από προηγούμενες μελέτες και έρευνες (χάρτες, αεροφωτογραφίες, γεωλογικές, υδρολογικές και σεισμολογικές μελέτες κλπ). Σκοπός της προκαταρκτικής έρευνας είναι κυρίως η εκτίμηση της καταλληλότητας της θέσης του έργου, η επισήμανση κινδύνων και/ή ειδικών συνθηκών που συνδέονται με το έδαφος και ο προγραμματισμός των ερευνών σχεδιασμού.

Οι έρευνες σχεδιασμού (ενότητα 3.2.3) είναι οι καθ' αυτό γεωτεχνικές έρευνες και στοχεύουν στη διερεύνηση των κινδύνων και/ή ειδικών συνθηκών που εντοπίστηκαν από την προκαταρκτική έρευνα και στην παροχή όλων των απαραίτητων γεωτεχνικών πληροφοριών, στοιχείων και παραμέτρων για τον ασφαλή και οικονομικό σχεδιασμό των μόνιμων και προσωρινών έργων και τον προγραμματισμό της μεθόδου κατασκευής.

Για την επίτευξη των στόχων, ο κώδικας ορίζει ότι θα πρέπει να χρησιμοποιείται κατάλληλος συνδυασμός των συνήθων μεθόδων έρευνας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν

ευρέως διαδεδομένες δοκιμές που θα εκτελούνται σύμφωνα με γενικώς παραδεκτές ή τυποποιημένες διαδικασίες.

Θέτει επίσης απαιτήσεις σχετικά με την έκταση και την πυκνότητα των ερευνών ανάλογα με τις εδαφικές συνθήκες και το είδος των κατασκευών.

Στο υποκεφάλαιο 3.3 δίνονται βασικές απαιτήσεις σε ότι αφορά τη διαδικασία αξιολόγησης των αποτελεσμάτων των ερευνών και εκτίμησης των τιμών των κυριώτερων γεωτεχνικών παραμέτρων που θα χρησιμοποιηθούν στους υπολογισμούς. Επισημαίνονται οι παράγοντες που μπορεί να επηρεάσουν τις διάφορες δοκιμές και τη σχετικότητα τους με την πραγματική κατάσταση επί τόπου και οι οποίοι θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά την αξιολόγηση.

Γενικώς, στο κεφάλαιο αυτό του Ευρωκώδικα 7 δίνονται οι βασικές αρχές για τις γεωτεχνικές έρευνες και για την εκτίμηση των τιμών των παραμέτρων και όχι λεπτομέρειες μεθόδων εκτέλεσης επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών ή εκτίμησης των τιμών των παραμέτρων. Οι βασικές απαιτήσεις των γεωτεχνικών ερευνών και οι διαδικασίες των δοκιμών αντιμετωπίζονται λεπτομερέστερα στα Μέρη 2 και 3 του Ευρωκώδικα 7 (EC7-2, EC7-3), τα οποία περιλαμβάνουν και μεθοδολογία εξαγωγής τιμών παραμέτρων από τις διάφορες δοκιμές.

Τέλος στο υποκεφάλαιο 3.4 ο κώδικας απαιτεί την σύνταξη Γεωτεχνικής Εκθέσης η οποία θα αποτελείται από δύο μέρη:

- παρουσίαση των διατιθέμενων γεωτεχνικών στοιχείων
- γεωτεχνική αξιολόγηση των στοιχείων αυτών

Τα μέρη αυτά μπορούν να αποτελούν και χωριστές εκθέσεις.

Στις ενότητες 3.4.1 και 3.4.2 καθορίζεται αντίστοιχα το περιεχόμενο των ως άνω εκθέσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΕΠΙΒΛΕΨΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ, ΕΝΟΡΓΑΝΗ ΠΑΡΑΚΟΛΟΥΘΗΣΗ ΚΑΙ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗ

Στο κεφάλαιο αυτό, σαν γενική απαίτηση (4.1), ο κώδικας ορίζει ότι για την εξασφάλιση της ασφάλειας και ποιότητας ενός έργου θα πρέπει:

- να επιβλέπονται οι διαδικασίες και η ποιότητα της κατασκευής
- να παρακολουθείται η συμπεριφορά του έργου κατά τη διάρκεια και μετά το πέρας της κατασκευής και
- το έργο να συντηρείται επαρκώς

"όπως απαιτείται κατά περίπτωση" (as appropriate).

Ο όρος "όπως απαιτείται κατά περίπτωση" επαναλαμβάνεται πολλές φορές στο κείμενο. Κατά τον κώδικα αποτελεί ευθύνη του μελετητή του έργου να προσδιορίσει αυτά που απαιτούνται κατά περίπτωση, από άποψη επίβλεψης, παρακολούθησης συμπεριφοράς και συντήρησης, να τα επισημάνει στην Εκθεση Γεωτεχνικού Σχεδιασμού και να τα προδιαγράψει στη μελέτη.

Το Κεφάλαιο 4 συνοδεύεται από ένα πληροφοριακό Παράρτημα (Α), το οποίο αποτελεί κατάλογο ελέγχου (check list) και περιέχει τα σημαντικότερα θέματα που θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά την επίβλεψη της κατασκευής ή την παρακολούθηση της συμπεριφοράς του ολοκληρωμένου έργου.

Η βασική απαίτηση του κώδικα στο κεφάλαιο αυτό είναι ότι η επίβλεψη της κατασκευής, η παρακολούθηση της συμπεριφοράς και η συντήρηση του έργου πρέπει να γίνονται με τρόπο τεκνικό και συστηματικό, να καταγράφονται όλα τα στοιχεία των επιθεώρησεων των ελέγχων και των μετρήσεων και να τηρούνται σε αρχείο. Τα στοιχεία της επίβλεψης και της παρακολούθησης πρέπει να κοινοποιούνται στο μελετητή και γενικά οι κατάλληλες πληροφορίες πρέπει να διοχετεύονται έγκαιρα στους αρμόδιους συντελεστές του έργου, οι οποίοι να μπορούν να πάρουν τις κατάλληλες αποφάσεις στον κατάλληλο χρόνο. Αυτή η τάξη σύμφωνα με τον κώδικα πρέπει να περνάει και να προδιαγράφεται μέσα από τη μελέτη.

Ειδικότερα, στο υποκεφάλαιο 4.2 καθορίζεται ότι η επίβλεψη πρέπει να γίνεται με βάση σχέδιο που θα περιλαμβάνεται στην Εκθεση Γεωτεχνικού Σχεδιασμού και θα προσδιορίζει τον τύπο, την ποιότητα και τη συχνότητα της επίβλεψης. Ορίζονται επίσης οι γενικές απαιτήσεις για επιθεώρηση και ελέγχους της κατασκευής, ανάλογα με τη γεωτεχνική κατηγορία του έργου και απαριθμούνται τα στοιχεία των οποίων απαιτείται η καταγραφή. Τέλος διατυπώνεται η απαίτηση για την επανεξέταση της καταλληλότητας των κατασκευαστικών διαδικασιών, καθώς και για την αξιολόγηση του σχεδιασμού, με βάση τις συναντώμενες εδαφικές συνθήκες και τη σύγκριση της προβλεπόμενης συμπεριφοράς του έργου με την παρατηρούμενη. Εάν είναι απαραίτητο η κατασκευή θα επανασχεδιάζεται.

Στο υποκεφάλαιο 4.3 περιλαμβάνονται οι απαιτήσεις για τον έλεγχο των εδαφικών συνθηκών κατά τη διάρκεια της κατασκευής και συγκεκριμένα των περιγραφών και γεωτεχνικών ιδιοτήτων εδαφών και βράχων και του καθεστώτος του υπόγειου νερού, με σκοπό την επαλήθευση των αρχών σχεδιασμού, ή την επισήμανση αποκλίσεων για λήψη μέτρων.

Στο υποκεφάλαιο 4.4 διατυπώνεται απαίτηση για έλεγχο ότι οι επι τόπου εργασίες εκτελούνται σύμφωνα με τη μέθοδο κατασκευής που ενδεχομένως θεωρήθηκε στη μελέτη και περιγράφεται στην Έκθεση Γεωτεχνικού σχεδιασμού, καθώς και για την επαλήθευση ότι οι αρχές σχεδιασμού είναι κατάλληλες για την ακολουθία των κατασκευαστικών δραστηριοτήτων που εφαρμόζονται.

Στο υποκεφάλαιο 4.5 τίθενται οι στόχοι και οι απαιτήσεις για την παρακολούθηση και την αξιολόγηση της συμπεριφοράς του ολοκληρωμένου έργου, η οποία κατά τον Κώδικα πρέπει να γίνεται με βάση πρόγραμμα που θα δίνεται στην Έκθεση Γεωτεχνικού Σχεδιασμού, οι δε λεπτομέρειές της θα προδιαγράφονται από το μελετητή για τον κύριο του έργου.

Τέλος, στο υποκεφάλαιο 4.6 ορίζεται ότι η απαιτούμενη για την ασφάλεια και λειτουργικότητα του έργου συντήρηση θα προδιαγράφεται στη μελέτη για τον κύριο του έργου, οι δε προδιαγραφές θα παρέχουν πληροφορίες για τα κρίσιμα τμήματα του έργου που απαιτούν συντήρηση, καθώς και για τη συχνότητα της επιθεώρησης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΕΠΙΧΩΣΕΙΣ, ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΕΙΣ ΥΔΑΤΩΝ, ΒΕΛΤΙΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΕΔΑΦΩΝ

- Το κεφάλαιο αυτό αποτελεί στην ουσία ένα κατάλογο ελέγχου (check list), με στοιχεία που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό επιχώσεων, προσωρινών ή μόνιμων αποστραγγιστικών έργων και εργασιών βελτίωσης και ενίσχυσης του εδάφους, προκειμένου να εξασφαλίζονται οι βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού (5.2) που είναι :

οι επιχώσεις, το έδαφος στο οποίο αυτές εδράζονται και τα εδάφη που έχουν υποστεί αποστράγγιση, βελτίωση ή ενίσχυση να είναι ικανά να αναλάβουν τις δράσεις και επιδράσεις στις οποίες πρόκειται να υποβληθούν (φορτία, διηθήσεις, δονήσεις κλπ)

Γενικώς δεν δίνονται ειδικές λεπτομέρειες.

- Το υποκεφάλαιο 5.3 αναφέρεται στην επιλογή υλικών, μεθόδων διάστρωσης, συμπύκνωσης και ελέγχου επιχώσεων. Περιέχει γενικές απαιτήσεις οι οποίες θα πρέπει να καλύπτονται στις προδιαγραφές των χωματουργικών εργασιών. Ειδική μνεία γίνεται για την αποφυγή υπερσυμπύκνωσης όταν αυτή μπορεί να προκαλέσει δυσμενείς επιδράσεις (π.χ. αυξημένες ωθήσεις σε επιχωμένες κατασκευές και αντιστηρίξεις). Οπως και για το φυσικό έδαφος, οι υπολογισμοί σχεδιασμού που αφορούν επιχώσεις απαιτούν την εκτίμηση χαρακτηριστικών τιμών για τις ιδιότητες των υλικών. Η εκτίμηση αυτή θα ακολουθεί τις αρχές του κεφαλαίου 2 (2.4.3).

- Στο υποκεφάλαιο 5.4 που αφορά αποστραγγίσεις τίθεται εν πρώτοις σαν αρχή η απαίτηση οποιαδήποτε μέθοδος για αποστράγγιση υδάτων ή μείωση των υδατικών πιέσεων στο έδαφος να βασίζεται στα αποτελέσματα γεωτεχνικής έρευνας. Στη συνέχεια αναφέρονται οι συνθήκες που θα πρέπει να ικανοποιεί η μέθοδος αποστράγγισης, οι οποίες αφορούν την ασφάλεια των πρανών και του πυθμένα των σκαμμάτων, την αποφυγή υπερβολικών καθιζήσεων που μπορεί να επηρεάσουν γειτονικές κατασκευές, την αποφυγή εσωτερικής διάβρωσης και απώλειας εδαφικού υλικού, την εξασφάλιση εφεδρικού εξοπλισμού για περίπτωση βλάβης και διευκόλυνση της συντήρησης κλπ.

Γέλος διατυπώνονται απαιτήσεις για τον έλεγχο της αποτελεσματικότητας της αποστράγγισης, καθώς και για τον έλεγχο των υπόγειων υδάτων για παρουσία επιβλαβών ουσιών (αερίων, διαλυμένων αλάτων, βακτηρίων κλπ) που μπορούν να προκαλέσουν διαβρώσεις και αποφράξεις του συστήματος στράγγισης σε περίπτωση που αυτή προβλέπεται να έχει μεγάλη διάρκεια.

- Στο υποκεφάλαιο 5.5 που αφορά βελτιώσεις και ενισχύσεις εδαφών ο κώδικας απαιτεί κατ'αρχήν η επιλογή κάποιας μεθόδου βελτίωσης ή ενίσχυσης να στηρίζεται σε επαρκή γνώση των εδαφικών συνθηκών, με βάση προηγούμενη γεωτεχνική έρευνα. Στη συνέχεια απαριθμούνται διάφοροι παράγοντες που πρέπει να λαμβάνονται κατά περίπτωση υπόψη για την επιλογή της μεθόδου βελτίωσης και διατυπώνεται απαίτηση για έλεγχο της αποτελεσματικότητάς της με βάση τα κριτήρια αποδοχής, με προσδιορισμό των μεταβολών που επέρχονται στις εδαφικές συνθήκες και ιδιότητες σαν αποτέλεσμα της βελτίωσης / ενίσχυσης.

Ο κώδικας δεν δίνει λεπτομερείς οδηγίες για τις βελτιώσεις και ενισχύσεις εδαφών και έτσι επαφίεται στις ικανότητες των ειδικών μελετητών. Αναφέρεται ότι "σε πολλές

περιπτώσεις οι εργασίες βελτίωσης και ενίσχυσης εδαφών θα πρέπει να κατατάσσονται στην Γεωτεχνική Κατηγορία 3.

Οι εργασίες αυτές προβλέπεται να εισαχθούν στο 4ο Μέρος του EC7 που θα αφορά σχεδιασμό ειδικών γεωτεχνικών έργων και του οποίου η σύνταξη δεν έχει ακόμη ανατεθεί.

Ο ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7: ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

ΤΩΝ Δ.Π. ΑΝΔΡΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ*, Δ.Π. ΚΟΥΜΟΥΛΟΥ** και Μ.Δ. ΠΑΧΑΚΗ***

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η καθιέρωση ενός ενιαίου Κώδικα Γεωτεχνικής Μηχανικής στις Χώρες Μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης επιπίπτει στους ευρύτερους σκοπούς της δημιουργίας μίας ενιαίας αγοράς στον κατασκευαστικό τομέα. Σήμερα στις διάφορες χώρες της Ευρώπης εφαρμόζονται οι Εθνικοί Κανονισμοί ή Κώδικες οι οποίοι είναι κατά κάποιο τρόπο προσαρμοσμένοι στις ιδιαιτερότητες κάθε χώρας. Στο άρθρο αυτό γίνεται μία συνοπτική παρουσίαση των προβλημάτων που παρουσιάζονται τόσο κατά τη σύνταξη όσο και κατά τη χρήση ενός Κώδικα Γεωτεχνικής Μηχανικής. Παρουσιάζονται συνοπτικά οι υφιστάμενοι Κώδικες Γεωτεχνικής Μηχανικής στις Χώρες Μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης και ο νέος Ευρωκώδικας 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Εντός των ετοιμένων 10 ετών ο σχεδιασμός των έργων σε 18 χώρες της Ευρώπης θα γίνεται με τους ίδιους Κώδικες και σε 20 χρόνια από σήμερα το ίδιο αναμένεται να γίνει και στις περισσότερες χώρες του κόσμου. Έτσι στο προσεχές μέλλον, με την καθιέρωση των Ευρωκωδικίων, όλοι οι τύποι των κατασκευών και όλες οι κατηγορίες υλικών θα αντιμετωπίζονται με έναν ενιαίο τρόπο από τους μηχανικούς όλων των Ευρωπαϊκών κρατών.

Ήδη από το 1972 η Επιτροπή Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων, στη πλαίσια της επιδιώξεώς της για την δημιουργία ενιαίας αγοράς και για τον κατασκευαστικό τομέα, απετέλεσε τόσο την εξάλειψη των τεχνικών και νομικών διαφορών στον τομέα αυτό, όσο και τη θέσπιση ενιαίων Ευρωπαϊκών Κανονισμών για την μελέτη και την κατασκευή των έργων. Οι Κανονισμοί αυτοί πέραν της νομικής τους ισχύος μέσα στο χώρο της Ευρωπαϊκής Ένωσης θα καθιερώσουν κι ένα ενιαίο τρόπο για την αντιμετώπιση του γενικότερου θέματος της ασφαλείας των κατασκευών, για όλο το κύκλωμα μελέτη-κατασκευή ενός έργου.

Το 1975 η Επιτροπή Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων ενέκρινε την συγκρότηση μίας Ομάδας Εργασίας η οποία ασχολήθηκε με το παραπάνω θέμα των Κανονισμών, κι έτσι πρακτικά δημιουργήθηκε η λειτουργία του θεσμού των Ευρωκωδικίων. Από το 1978 άρχισαν οι σχετικές εργασίες για την σύνταξη του

πρώτου Ευρωκώδικα 1: Βάσεις Σχεδιασμού και Φορτίσεις στις Κατασκευές.

Οι Ευρωκώδικες θα καλύπτουν θέματα σχεδιασμού για τις παρακάτω ενότητες και κατασκευές:

Ευρωκώδικας 1: Βάσεις Σχεδιασμού και Φορτίσεις στις Κατασκευές

Ευρωκώδικας 2: Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Ευρωκώδικας 3: Μεταλλικές Κατασκευές

Ευρωκώδικας 4: Συνθετα Υλικά

Ευρωκώδικας 5: Ξύλινες Κατασκευές

Ευρωκώδικας 6: Λίθινες Κατασκευές

Ευρωκώδικας 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός

Ευρωκώδικας 8: Κατασκευές σε Σεισμικές Περιοχές

Ευρωκώδικας 9: Κατασκευές από Κράματα Αλουμινίου

Από τους παραπάνω Ευρωκώδικες, εγκρίθηκαν και ήδη άρχισαν να εφαρμόζονται δοκιμαστικά (σαν ENV κείμενα, βλ. παράγραφο 4.1) τα τμήματα των Ευρωκωδικίων 2, 3 και 4 που αφορούν σε συνήθεις κατασκευές.

1.1 Γενικές Αρχές των Ευρωκωδικίων

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, σκοπός των Ευρωκωδικίων είναι η καθιέρωση μίας σειράς εναρμονισμένων τεχνικών για τον σχεδιασμό των έργων. Οι Ευρωκώδικες θα χρησιμοποιηθούν παράλληλα ή εναλλακτικά με τους ισχύοντες Κανονισμούς στις Χώρες Μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης με σκοπό να αντικαταστατήσουν τελικά τους υπάρχοντες κανονισμούς.

* Καθηγητής ΕΜΠ, Τομέας Γεωτεχνικής

** Δρ Πολιτικός Μηχανικός, ΚΑΣΤΩΡ ΕΠΕ

*** Πολιτικός Μηχανικός, ΜΡΗΠ ΚΕΔΕ

Ένας Κανονισμός Γεωτεχνικής περιέχει κυρίως τις απαραίτητες οδηγίες για τον σχεδιασμό την μελέτη και την κατασκευή θεμελιώσεων ή και κατασκευών κενόθωπων έργων Μηχανικού». Για την καθημερινή πρακτική της Γεωτεχνικής Μηχανικής ως «συνήθη πράξη» μπορούμε να θεωρήσουμε τις αδαθείς και βλάβες θεμελιώσεων, τις κατασκευές αντιστήριξης, τις εκσκαφές, τα επιχώματα καθώς και την διαμετάθεση πρηνών. Είναι σημαντικό λοιπόν, για αυτά τα έργα του Μηχανικού, να καθιερωθούν μεθοδολογίες σχεδιασμού και κατασκευής υπό μορφή Κανονισμών ή Κωδικών, οι οποίες μεθοδολογίες χωρίς να είναι πολύπλοκες ή δυσνόητες να εξασφαλίζουν την ασφάλεια των έργων σε όλα τα στάδια της μελέτης και της κατασκευής.

Σε πολλές χώρες της Ευρώπης έχουν ήδη καθιερωθεί τέτοιες διαδικασίες σχεδιασμού-κατασκευής υπό την μορφή Κανονισμών ή Κωδικών. Οι όροι Code, Standard και Norm χρησιμοποιούνται στην διεθνή βιβλιογραφία κατά ένα μάλλον τυχαίο τρόπο.

Σύμφωνα με την ορολογία που καθιέρωσε ο Διεθνής Οργανισμός Προτυποποίησης ISO (1986), ο όρος Standard αναφέρεται σε ένα ευρέως αποδεκτό κείμενο το οποίο επιβάλλεται για επαναλαμβανόμενη χρήση, παραδείγματος χάριν για την εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών, δοκιμών υπαίθρου, ελέγχων υλικών κλπ. Διάφοροι εθνικοί οργανισμοί τυποποίησης έχουν καθιερώσει Standards που είναι γνωστά σαν ASTM, BSI, DIN, AFNOR, GOCT κλπ.

Σύμφωνα πάλι με την ορολογία του ISO, ο όρος Code of Practice αναφέρεται σε κείμενα στα οποία δίδονται περιγραφές μεθόδων σχεδιασμού ή και οδηγίες για την κατασκευή έργων με βάση συγκεκριμένες αρχές και τεχνικές απαιτήσεις ώστε να εξασφαλιστεί ένα κανονιστικό επίπεδο «τεχνικής λύσεως».

Οι παραπάνω όροι έχουν καθιερωθεί στις διάφορες χώρες ως εξής:

Αγγλία	standard	code of practice
Γαλλία	norme	code de bonne pratique
Γερμανία	Norm	Anleitung für die Praxis
Δανία	standard	norm
Ισπανία	norma	codigo de practica
Ιταλία	norma	codice di pratica
Ολλανδία	norm	practijkrichtlijn
Ρωσία & πρώην Σ.Ε.	standart	svod pravil
Εσθονία	standard	rihtiliner
Ελλάς	προδιαγραφή	κανονισμός κώδικας

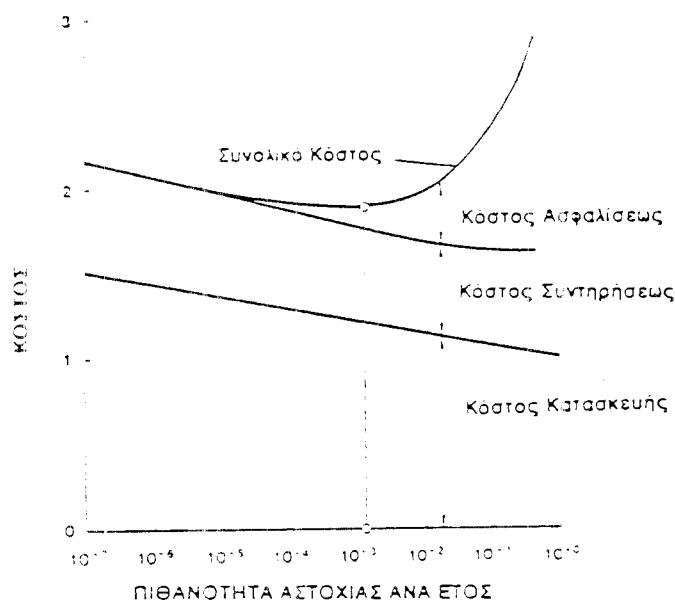
Η διαφορά μεταξύ Κωδικών και Standards είναι ότι οι Κώδικες έχουν στόχο την εξασφάλιση ενός ικανοποιητικού επιπέδου «τεχνικής λύσεως», ενώ τα

Standards επιβάλλουν συγκεκριμένες οδηγίες και έχουν σαν στόχο την εξασφάλιση ενός συγκεκριμένου βαθμού ακριβείας.

1.2 Βαθμός Ασφαλείας των Κατασκευών

Το πιο βασικό ερώτημα που δημιουργείται κατά την σύνταξη ενός Κώδικα είναι ο βαθμός ασφαλείας που πρέπει να έχουν οι κατασκευές. Ένας υψηλός βαθμός ασφαλείας συνεπάγεται αύξηση του κόστους της κατασκευής. Αντίθετα μείωση του κόστους της κατασκευής συνεπάγεται μεγαλύτερο κίνδυνο αστοχίας και σημαντική αύξηση του ποσού ασφαλίσεως της κατασκευής.

Οι αρχές αυτές παρουσιάζονται ενδεικτικά στο σχήμα 1 το οποίο συσχετίζει, σε αυθαίρετες μονάδες, το κόστος κατασκευής, συντηρήσεως και ασφαλίσεως με την πιθανότητα αστοχίας. Από το υποθετικό αυτό παράδειγμα προκύπτει ότι η βέλτιστη πιθανότητα αστοχίας είναι κατά τι μεγαλύτερη από 10^{-3} .



Σχ. 1 Συσχέτιση κόστους με πιθανότητα αστοχίας (Ovesen 1989).
Fig. 1 Relative cost vs. probability of failure (Ovesen 1989).

Οι Κώδικες πρέπει να δίνουν περιγραφές μεθόδων σχεδιασμού με τις οποίες να επιτυγχάνεται ο απαιτούμενος βαθμός ασφαλείας σε σχέση με την σπουδαιότητα της κατασκευής και τις συνέπειες μιας αστοχίας.

Ο βαθμός ασφαλείας σε Κανονισμούς και Κώδικες διαφόρων χωρών βασίζεται στην κρίση του Μηχανικού η οποία προκύπτει από την εις βάθος γνώση των επί τόπου συνθηκών, την συσσωρευμένη εμπειρία και την παράδοση. Όπως είναι γνωστόν, οι

Κανονισμοί προποτίουνται μετά από αστοχίες και με βάση παρατηρήσεις επί της συμπεριφοράς των κατασκευών κατά την λειτουργία τους και σε ειδικές συνθήκες καταπονήσεως τους από θεομηνίες, σεισμούς κλπ.

2. ΙΔΙΑΙΤΕΡΟΤΗΤΕΣ ΤΩΝ ΚΩΔΙΚΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ

Ένα ειδικό πρόβλημα του παρουσιάζεται τόσο κατά τη συγγραφή όσο και κατά τη χρήση ενός Κώδικα Γεωτεχνικής, είναι το ότι θα πρέπει να καλύπτει τόσο περιπτώσεις απλών έργων όσο και ορισμένες περιπτώσεις σοβαρών έργων. Και για μεν τις περιπτώσεις μικρών έργων με απλές γεωτεχνικές συνθήκες υπεδάφους δεν υφίσταται ανάγκη εκτεταμένων ερευνών και ειδικών υπολογισμών. Στην περίπτωση όμως των σοβαρών έργων ή ακόμη σε περιπτώσεις πολύπλοκων συνθηκών υπεδάφους είναι πρακτικά αδύνατο ένας Κώδικας να μπορεί να καλύψει όλα τα προκαπτοντα προβλήματα. Θα πρέπει λοιπόν, στην τελευταία αυτή περίπτωση, να επαφιετα η επίλυση τους στην κρίση και την πρωτοβουλία του Γεωτεχνικού Μηχανικού με βάση την αντίστοιχη γνώστη διεθνή εμπειρία και βιβλιογραφία.

Τεσσερεις είναι οι απαιτήσεις που θα πρέπει να καλύπτει ένας Κώδικας Γεωτεχνικής Μηχανικής, όπως αυτές προκύπτουν κατά τον σχεδιασμό ενός «συνήθους γεωτεχνικού έργου», π.χ. της θεμελίωσης ενός οικοδομικού έργου:

- η εκτίμηση των φορτίων
- η επίλυση αντιπροσωπευτικών εδαφικών παραμέτρων
- η μεθοδολογία της ανάλυσης και
- ένας αποδεκτός βαθμός ασφαλείας

Οι απαιτήσεις αυτές απεικονίζονται παραστατικά στο σχήμα 2.

Για τις γεωτεχνικές παραμέτρους ο Κώδικας θα πρέπει να δίνει απαντήσεις σε ερωτήματα σχετικά με τις μεθόδους με τις οποίες προσδιορίζονται οι παραμετροί αυτές. Παραδείγματος χάριν, προκειμένου περί τριαξονικών δοκιμών θα πρέπει να καθορίζεται η διαμετροί των δοκιμίων, ο λόγος διαμέτρου προς ύψος, η περιβάλλουσα πίεση, η ταχύτητα επιβολής φορτίσεως κλπ.

Η μέθοδος υπολογισμού που εφαρμόζεται συνήθως για τον έλεγχο της ευστάθειας ενός θεμελίου εναντι θραύσεως του εδάφους βασίζεται στη θεωρία της ελαστικότητας. Με βάση τη θεωρία αυτή, διάφοροι ερευνητές έχουν προσδιορίσει συντελεστές σφραύσεως ικανότητας (βλ. σχ. 2) οι οποίοι όμως πολλές φορές διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους. Παρα-

δείγματος χάριν, δημιουργούνται πολλά ερωτηματικά σχετικά με την τιμή του N_y και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του θεμελίου. Από σύγκριση που έγινε από τους Malcharek και Smolczyk (1981) προέκυψε ότι για $\phi=30^\circ$ δίδονται στο N_y τιμές κυμαινόμενες μεταξύ 8 και 30 στις χώρες Δανία, Γαλλία, Γερμανία, ΗΠΑ, Πολωνία, Ρωσία και Τσεχοσλοβακία.

Είναι λογικό λοιπόν ότι εάν χρησιμοποιηθούν Κώδικες διαφόρων χωρών για ένα συγκεκριμένο πρόβλημα, θα έχουμε διαφορετικές απαντήσεις. Αυτό σημαίνει ότι ένας Κώδικας δεν εξασφαλίζει την «πραγματική» λύση αλλά αποτελεί ένα εργαλείο μέσω του οποίου λαμβάνονται «ορθές αποφάσεις» για την επίλυση ενός προβλήματος. Έτσι τελικά μόνο τα αποτελέσματα από την εφαρμογή του στην πράξη μπορούν να αποδείξουν την «αξία» ενός Κώδικα. Ένας «καλός» Κώδικας πρέπει να οδηγεί σε σωστές αποφάσεις, δηλαδή σε λύσεις ασφαλείς και οικονομικές, οι οποίες –με πολύ απλά λόγια– μόνο σε εξαιρετικά σπάνιες περιπτώσεις μπορούν να προκαλέσουν αστοχία.

Με την ουσιαστική κατάργηση των συνόρων μεταξύ των Χωρών Μελών της Ευρωπαϊκής Ενώσεως (Ε.Ε.), από απόψεως οικονομικής και τεχνικής τουλάχιστον, οι Ευρωπαίοι Γεωτεχνικοί Μηχανικοί (μελετητές, κατασκευαστές, μέλη της δημόσιας διοίκησης ή διαφόρων οργανισμών), αναγκαστικά πλέον έρχονται σε μία συνεχή επαφή μεταξύ τους είτε συνεργαζόμενοι είτε ανταγωνιζόμενοι. Είναι λοιπόν ενδιαφέρον να γνωρίζει κανείς για την άσκηση της γεωτεχνικής επιστήμης, τόσο το τεχνικό όσο και το διοικητικό-νομικό πλαίσιο που ισχύει στις διάφορες χώρες της Ε.Ε., αλλά και το ιστορικό και το σκεπτικό που ακολουθήθηκε για την σύνταξη του Ευρωκώδικα 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός.

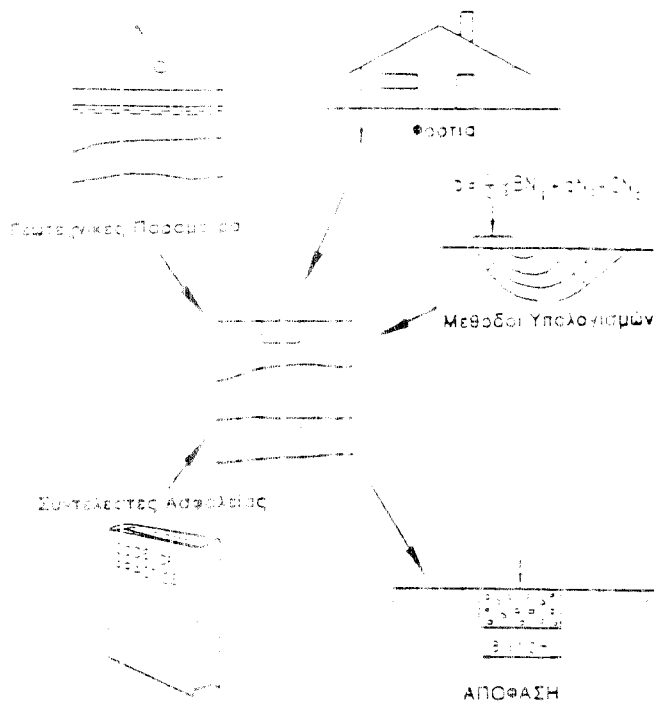
Αφού παρουσιασθούν συνοπτικά, για κάθε Χώρα Μέλος της Ε.Ε. οι υφιστάμενοι Γεωτεχνικοί Κανονισμοί ή Κώδικες, τα περιεχόμενά τους και οι προϋποθέσεις εφαρμογής τους, θα γίνει αναφορά στο ιστορικό της συντάξεως του Ευρωκώδικα 7 και στο περιεχόμενό του.

3. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΣΤΙΣ ΧΩΡΕΣ ΜΕΛΗ ΤΗΣ ΕΥΡΩΠΑΪΚΗΣ ΕΝΩΣΕΩΣ

3.1 Αγγλία

Οι διάφοροι Βρετανικοί Κανονισμοί Γεωτεχνικής Μηχανικής μπορούν να καταταγούν, από απόψεως νομικής ισχύος ως ακολούθως:

- Οι Κανονισμοί - British Standards (BS)
- Οι Κώδικες - Codes of Practice (CP)



Σχ. 2. Συναρτήσεις ανά τον γεωτεχνικό σχεδιασμό (Ovesen 1981).
Fig. 2. Connections of the geotechnical design (Ovesen 1981).

- Οι Προδιαγραφές
- Οι Συστάσεις Οδηγίες κ.λ.π.

Οι Κανονισμοί BS είναι υποχρεωτικοί σύμφωνα με το νόμο και γενικά είναι ακριβείς ως προς την προτεινόμενη μεθοδολογία αλλά όχι και ως προς την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων.

Οι Κώδικες CP αναφέρονται στα BS καθώς και σε άλλα γενικά αποδεκτά τεχνικά κείμενα και αποτελούν ουσιαστικά ένα εγχειρίδιο-οδηγό του χρήστη το οποίο του εξισορροφεί ένα καθορισμένο επίπεδο ποιότητας «καλής πρακτικής».

Οι Προδιαγραφές εκδίδονται από διάφορους φορείς όπως το Υπουργείο Μεταφορών, Οργανισμοί Δημοσίου, το Ινστιτούτο Πολιτικών Μηχανικών κ.ά. Έχουν σκοπό να εξασφαλίζουν την ορθή εκτέλεση των εργασιών τόσο από τεχνικής όσο και οικονομικής απόψεως.

Τέλος υπάρχει μία πληθώρα Συστάσεων, Οδηγιών κ.λ.π. που εκδίδονται και αυτές από διάφορους οργανισμούς όπως το BRE, TRRL, CIRIA κ.α., οι οποίες αναφέρονται σε διάφορα ειδικά αντικείμενα γεωτεχνικής. Τα κείμενα αυτά βασίζονται κυρίως σε αποτελέσματα ερευνών και τεχνικής εμπειρίας από την Μεγάλη Βρετανία.

3.2 Βέλγιο

Στο Βέλγιο δεν υφίστανται Κανονισμοί ή Κώδικες Γεωτεχνικής Μηχανικής. Στην πράξη χρησιμο-

ποιούνται ελεύθερα διάφοροι Κανονισμοί άλλων χωρών, όπως τα DIN, ASTM κ.λ.π. αλλά παντού το Δημόσιο καθώς και διάφοροι Κρατικοί Φορείς για ορισμένες περιπτώσεις έργων εκδίδουν ειδικές τεχνικές προδιαγραφές.

3.3 Γαλλία

Στη Γαλλία σήμερα υφίστανται διάφοροι τύποι Κανονισμών με διαφορετική νομική ισχύ ή περιοχές εφαρμογής:

- Οι Ενοποιημένες Τεχνικές Προδιαγραφές (Documents Techniques Unifiés-DTU)
- Τα Τεύχη Γενικών Συγγραφών Υποχρεώσεων (Fascicules du Cahier des Prescriptions Communes - CPC)
- Οι Κανονισμοί AFNOR
- Οι Προδιαγραφές, Συστάσεις, Οδηγίες και διάφορα Τεχνικά Κείμενα που εκδίδονται από διάφορες Υπηρεσίες ή Οργανισμούς.

Τα DTU είναι υποχρεωτικά ειδικά για τα κτιριακά έργα του Δημοσίου ενώ τα Fascicules CPC είναι υποχρεωτικά στα λοιπά Δημόσια Έργα, όπως υπόγεια έργα, έργα οδοποιίας κ.λ.π. Οι Κανονισμοί AFNOR είναι επίσης υποχρεωτικοί στα Δημόσια Έργα και σκοπεύουν να καλύψουν όλα τα αντικείμενα γεωτεχνικής ώστε τελικά να αντικαταστήσουν τα DTU και CPC σε μία ενοποιημένη έκδοση Κανονισμών από την AFNOR.

Τα διάφορα κείμενα Οδηγιών, Προδιαγραφών κ.λ.π. όπως π.χ. Fond 72, Mur 73, TA 86, Εγχειτοί Πάσσαλοι LCPC κ.λ.π. χρησιμοποιούνται ευρέως στην πρακτική για τα αντίστοιχα ειδικά θέματα καθώς και σε περιπτώσεις διαιτησιών τόσο από Δημοσίους όσο και Ιδιωτικούς Φορείς. Τα κείμενα αυτά βασίζονται κυρίως σε αποτελέσματα αντιστοιχών ερευνών στην Γαλλία.

3.4 Γερμανία

Οι Γερμανικοί Κανονισμοί Γεωτεχνικής μπορούν να διαχωρισθούν σε δύο γενικές κατηγορίες: α) τους Κανονισμούς DIN και β) τις διάφορες Οδηγίες και Συστάσεις που εκδίδονται από διάφορες Επιστημονικές Ενώσεις, Φορείς και την Διοίκηση.

Το Ινστιτούτο Εκδόσεως Κανονισμών DIN, είναι ένας οργανισμός Ιδιωτικού Δικαίου ανεξάρτητος από το Δημόσιο. Κατά την σύνταξη όμως των διαφόρων Κανονισμών συμμετέχουν όλα τα ενδιαφερόμενα μέρη δηλαδή το Δημόσιο, Ινστιτούτα, Πανεπιστήμια καθώς και αντίστοιχες Επαγγελματικές Ενώσεις. Η Γερμανική νομοθεσία δεν καθιστά υποχρεω-

τική την εφαρμογή των DIN, αλλά όμως διάφορες εγκύκλιοι της Διοικήσεως ή και ιδιωτικές συμβάσεις μεταξύ των συμβαλλομένων μερών, τα καθιστούν ουσιαστικά υπερωτικά. Η εφαρμογή τους πάντως στην πράξη δεν απαλλάσσει τον χρήστη από τις ευθύνες του.

Ειδικότερα για την Γεωτεχνική Μηχανική υφίστανται περί τα 40 DIN που καλύπτουν ευρύ φάσμα αντικειμένων. Είναι αξιοσημείωτο ότι οι ανωτέρω Κανονισμοί DIN αναθεωρούνται συχνά – με συγκεκριμένη διαδικασία – ακολουθώντας νεώτερες τάσεις ή διαπιστώσεις με βάση αντίστοιχα αποτελέσματα από την εφαρμογή τους ή και από νεώτερες έρευνες.

3.5 Δανία

Στην Δανία υφίσταται Κώδικας Θεμελιώσεως (DS415) ο οποίος περιλαμβάνει μεθόδους γεωτεχνικών διερευνήσεων, υπολογισμού των θεμελιώσεων, κατασκευών αντιστηρίξεως καθώς και ορισμένων άλλων γεωτεχνικών κατασκευών. Πρόκειται για ένα «συμπυκνωμένο» κείμενο στο οποίο δίδονται συγκεκριμένες μέθοδοι και στάδια υπολογισμού. Τόσον οι μέθοδοι υπολογισμού όσο και οι προτεινόμενοι συντελεστές ασφαλείας είναι μεν γενικά υποχρεωτικές για τον χρήστη, επιτρέπεται όμως μετά από κατάλληλη αιτιολόγηση η χρήση και άλλων διαφορετικών μεθοδολογιών. Σημειώνεται ότι η φιλοσοφία του Κανονισμού αυτού βασίζεται στην μεθοδολογία των οριακών καταστάσεων και την χρήση των μερικών συντελεστών.

Ένα ιδιαίτερο χαρακτηριστικό του Κώδικα DS415 είναι και η κατάταξη των γεωτεχνικών προβλημάτων σε τρεις κατηγορίες, οι οποίες είναι οι εξής: Η «Χαμηλή» (Low) κατηγορία, η οποία αφορά τις περιπτώσεις μικρών κατασκευών σε υπεδάφος με απλές γεωτεχνικές συνθήκες, όπου ουσιαστικά δεν απαιτούνται γεωστατικοί υπολογισμοί. Η «Κανονική» (Normal) κατηγορία, η οποία αφορά μεγαλύτερες κατασκευές ή υπεδάφος με πολύπλοκες γεωτεχνικές συνθήκες, όπου για τους υπολογισμούς των θεμελιώσεων απαιτείται η εκτέλεση συμβατικών δοκιμών και πειρατικών εδαφομηχανικής. Τέλος η «Υψηλή» (High) κατηγορία, η οποία αφορά πολύ μεγάλες ή πολύπλοκες κατασκευές ή ακόμη περιπτώσεις έργων με υψηλή επικινδυνότητα. Για την τελευταία αυτή κατηγορία στον Κώδικα DS415, δεν περιλαμβάνονται ειδικές συστάσεις.

3.6 Ελλάδα

Ο βασικός φορέας που εκδίδει τους Κανονισμούς Γεωτεχνικής Μηχανικής και Τεχνικής Γεωλογίας

στην Ελλάδα είναι το ΥΠΕΧΩΔΕ και πιο συγκεκριμένα η ΓΓΔΕ κυρίως με το ΚΕΔΕ αλλά και άλλες Διενσεις μελετών και κατασκευών.

Υφίστανται με ισχύ νόμου οι ακόλουθες Τεχνικές Προδιαγραφές που αφορούν στον τρόπο εκτέλεσης των γεωτεχνικών εργασιών:

- Δειγματοληπτικές Γεωτρήσεις Ξηράς (E101-83)
- Επιτόπου Δοκιμές Βραχομηχανικής (E102-84)
- Εργαστηριακές Δοκιμές Βραχομηχανικής (E103-84)
- Εργαστηριακές Δοκιμές Εδαφομηχανικής (E105-86)
- Επιτόπου Δοκιμές Εδαφομηχανικής (E106-86)
- Γεωλογικές Εργασίες μέσα στα Πλαίσια των Μεγάλων Τεχνικών Έργων (E104-85).

Υπάρχουν επίσης αναφορές σε αντικείμενα Γεωτεχνικής Μηχανικής σε κείμενα Προδιαγραφών με ισχύ νόμου που αφορούν ευρύτερα αντικείμενα όπως υδραυλικά και συγκοινωνιακά έργα (Π.Δ. 696/74) και στον Αντισεισμικό Κανονισμό. Οι αναφορές αυτές είναι γενικά πολύ συνοπτικές. Πρόσφατα (1994) συντάχθηκε από ομάδα εργασίας του ΤΕΕ σχέδιο νέας Τεχνικής Προδιαγραφής για τις Μελέτες Φραγμάτων, όπου τα γεωτεχνικά αντικείμενα αντιμετωπίζονται διεξοδικότερα.

Όσον αφορά τις θεμελιώσεις υφίστανται τα ακόλουθα:

- Οδηγίες για την μελέτη και κατασκευή των θεμελιώσεων οι οποίες συντάχτησαν από σχετική Επιτροπή ΥΔΕ-ΕΜΠ το 1959.
- Εγκύκλιοι του ΥΔΕ (Α.49/1961 και Α.144/1975), οι οποίες αναφέρουν ότι «για τις μελέτες των τεχνικών έργων μέχρι εκδόσεως Ελληνικών Κανονισμών ή Διεθνών γενικής ισχύος, ισχύουν παρ' ημίν οι Γερμανικοί Κανονισμοί».
- Προσωρινές Οδηγίες για μελέτη και κατασκευή έργων αντιστηρίξεως με «οπλισμένες επιχώσεις», ΥΠΕΧΩΔΕ (1991).
- Έχουν επίσης συνταχθεί από ομάδα εργασίας του Τομέα Γεωτεχνικής του ΕΜΠ για το ΥΠΕΧΩΔΕ (1992): α) Σχέδιο Οδηγιών διαστασιολογήσεως θεμελιώσεων σε πασσάλους και β) Σχέδιο Προδιαγραφής για την κατασκευή εγχύτων πασσάλων σκυροδέματος.

Συμπερασματικά μπορεί να λεχθεί ότι στην Ελλάδα πέραν των Προδιαγραφών ή Κανονισμών με ισχύ νόμου που υφίστανται, επιτρέπεται και η χρήση Κανονισμών ή μεθοδολογιών Γεωτεχνικής Μηχανικής διεθνώς αποδεκτών, μετά από σχετική αιτιολόγηση και έγκριση.

3.7 Ιρλανδία

Ο μοναδικός Κανονισμός στην Ιρλανδία ο οποίος αναφέρεται σε θέματα Γεωτεχνικής είναι ο Κανονισμός Building Regulations (1991). Ο Κανονισμός αυτός αφορά τους κώδικες με υψος έως και τρεις ορόφους και βασίζεται στην Γεωτεχνική, αναφέρεται σε θέματα εδαφομετρικών θεμελιώσεων των υπόγειων κτιρίων.

Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις προβλημάτων Γεωτεχνικής γίνεται χρήση των αντιστοιχών Βρετανικών Κανονισμών, π.χ. BS 8004, BS 5930, BS 1377 κ.λπ. Η χρήση των ανωτέρω κανονισμών είναι καθιερωμένη αλλά όχι και υποχρεωτική. Η χρησιμοποίησή τους στην πράξη δεν απαλλάσσει τον μελετητή από τις ευθύνες του.

3.8 Ισπανία

Στην Ισπανία υφίστανται διάφοροι τύποι Κανονισμών Γεωτεχνικής οι οποίοι καλύπτουν διάφορα αντικείμενα και ορισμένους φορές αναφέρονται σε συγκεκριμένους τύπους έργων. Οι Κανονισμοί αυτοί είναι:

- Οι Κανονισμοί (Normas) NTE: αφορούν τον σχεδιασμό, την κατασκευή καθώς και την επίβλεψη θεμελιώσεων, όπως επιφανειακών θεμελιώσεων, πασσαλών, διαφραγμάτων αντιστηρίξεως κ.λπ.
- Οι Κανονισμοί (Normas) NLT: ουσιαστικά αποτελούν τεχνικές προδιαγραφές δοκιμών εδαφομηχανικής.
- Οι Κανονισμοί (Normas) AENOR: Κανονισμοί που εκδίδονται από τον ομώνυμο οργανισμό AENOR ο οποίος εκδίδει Κανονισμούς σε αντικείμενα αντίστοιχα με τον CEN. Ειδικότερα για την Γεωτεχνική έχουν εκδοθεί Κανονισμοί οι οποίοι αφορούν στην εκτέλεση εργαστηριακών και επί τοπου δοκιμών.
- Οι Κανονισμοί (Normas) ROM: οι οποίοι ουσιαστικά αποτελούν Συστάσεις σε αντικείμενα γεωτεχνικής τα οποία έχουν σχέση με λιμενικά έργα και θαλάσσιες κατασκευές.
- Οι Προδιαγραφές PG-3: οι οποίες αναφέρονται σε αντικείμενα γεωτεχνικής που έχουν σχέση με έργα οδοποιίας.

Η εφαρμογή των ανωτέρω Κανονισμών είναι υποχρεωτική π.χ. οι Κανονισμοί NTE είναι υποχρεωτικοί για τα δημόσια κτίρια. Στην πράξη όμως λόγω των πολλαπλών γεωτεχνικών συνθηκών της Ισπανίας, δεν υφίσταται η καθιέρωση «αυστηρά υποχρεωτικών» Γεωτεχνικών Κανονισμών, γι' αυτό τελικά η εφαρμογή τους πρέπει να θεωρείται ως «μερικώς υποχρεωτική».

Ετσι με κατάλληλη αιτιολόγηση και κατοπιν σχετικής αδείας από την επιβλεπύσα Υπηρεσία είναι δυνατόν σ' ένα έργο να εφαρμοσθεί μία μεθοδολογία έρευνας και σχεδιασμού διεθνώς αποδεκτή, διαφορετική όμως από αυτή του προβλεπουν οι αντιστοιχοί Ισπανικοί Κανονισμοί Γεωτεχνικής.

3.9 Ιταλία

Ο πλέον σημαντικός Κανονισμός Γεωτεχνικής Μηχανικής στην Ιταλία με ισχύ νόμου (Π.Δ. της 11.3.88) είναι ο «Κανονισμός για τις έρευνες σε γαιώδη και βραχώδη εδάφη, την ευστάθεια των πρανών καθώς και γενικά κριτήρια για την μελέτη και επίβλεψη έργων αντιστηρίξεων και θεμελιώσεων».

Ο κανονισμός αυτός είναι αρκετά «φιλελεύθερος» ως προς τον τρόπο εκτέλεσης των γεωτεχνικών ερευνών, δεν περιέχει μεθόδους υπολογισμού αλλά κυρίως επιστράτη την προσοχή του χρήστη στα απαραίτητα στάδια έρευνας και μελέτης ενός γεωτεχνικού έργου και παρέχει ελευθερία στην επιλογή των συντελεστών ασφαλείας. Μπορεί να χαρακτηριστεί ως ένας Κανονισμός αρχών σχεδιασμού.

Σε θέματα Γεωτεχνικής Μηχανικής αναφέρονται και άλλοι Κανονισμοί όπως π.χ. ο Αντισεισμικός Κανονισμός (Π.Δ. Νο. 64/2.2.74) ο Κανονισμός Τεχνικών Κατασκευών (Π.Δ. της 24.1.86) κ.λπ. Πλέον των ανωτέρω Κανονισμών υφίστανται και διάφορες Προδιαγραφές ή Συστάσεις για αντικείμενα γεωτεχνικής, οι οποίες έχουν εκδοθεί από την A.G.I. ή διάφορους άλλους Κρατικούς Οργανισμούς και Ινστιτούτα.

Συμπερασματικά στην Ιταλία, χώρα με πολύπλοκες γεωτεχνικές συνθήκες, η εφαρμογή των Κανονισμών Γεωτεχνικής θεωρείται ως «μερικώς υποχρεωτική» και επιτρέπεται, μετά από σχετική αιτιολόγηση, η χρησιμοποίηση μεθόδων υπολογισμού ήδη καθιερωμένων στη διεθνή πρακτική. Σημειώνεται ότι η ευθύνη των γεωστατικών υπολογισμών ανήκει πάντα εξ ολοκλήρου στον Γεωτεχνικό Μελετητή.

3.10 Ολλανδία

Σχετικά πρόσφατα στην Ολλανδία έχει γίνει μία μεγάλη προσπάθεια εκδόσεως Κανονισμών Γεωτεχνικής, ως αποτέλεσμα μιας αποφάσεως καθιερώσεως ενός ενιαίου πλαισίου Εθνικών Κανονισμών. Μέχρι πρόσφατα οι μεθοδολογίες που είχαν καθιερωθεί από το Delft Geotechnics εθεωρούντο ως de facto Κανονισμοί για τη Γεωτεχνική.

Ετσι μέσα στο πλαίσιο εκδόσεως Εθνικών Κανονισμών (NEN) το Ολλανδικό Ινστιτούτο NNI, έχει εκδόσει και μία σειρά Κανονισμών Γεωτεχνικής.

κής, οι οποίοι μπορούν να καταταγούν σε τρεις κατηγορίες: α) την γενική, που αναφέρεται σε σύμβολα, φορτίσεις, θεμελιώσεις δια πασσάλων κ.λπ. β) τις ερευνησιακές δοκιμές και γ) τις επί τόπου δοκιμές.

Η εφαρμογή των ανωτέρω Κανονισμών δεν έχει καθιερωθεί ακόμη ως υποχρεωτική, αλλά παρά ταύτα η χρήση τους έχει γίνει γενικώτερα αποδεκτή. Για αντικείμενα Γεωτεχνικής για τα οποία δεν υφίστανται Κανονισμοί ΝΕΝ συνήθως ακολουθούνται Αγγλικοί ή Αμερικάνικοι Κανονισμοί.

3.1.1 Πορτογαλία

Κανονισμοί σε αντικείμενα Γεωτεχνικής Μηχανικής στην Πορτογαλία, περιλαμβάνονται α) σε κείμενα Κανονισμών – με ισχύ νόμου – ευρύτερων αντικειμένων β) σε κείμενα Κανονισμών (NP) που αφορούν καθαρά αντικείμενα Γεωτεχνικής και τέλος γ) σε Προδιαγραφές αντικειμένων Γεωτεχνικής που εκδίδονται από το εργαστήριο LNEC.

Έτσι οι δύο Κανονισμοί α) Κανονισμός για την κατασκευή μικρών χωματινών φραγμάτων (1968) και β) Κανονισμός για την ασφάλεια των φραγμάτων (1990) – του αφορά όλους τους τύπους των φραγμάτων – περιλαμβάνουν αντικείμενα που αφορούν τις γεωτεχνικές έρευνες για την καταλληλότητα μιας περιοχής για την κατασκευή ενός φράγματος, τα υλικά για την κατασκευή του, την ευστάθεια των πρανών κ.λπ.

Οι Πορτογαλικοί Κανονισμοί (NP), αναφέρονται μόνο σε τρεις δοκιμές κατατάξεως των εδαφών ενώ οι Προδιαγραφές LNEC περιλαμβάνουν ένα μεγάλο αριθμό προδιαγραφών για την εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής. Οι προδιαγραφές αυτές έχουν ευρεία εφαρμογή τόσο στον Δημόσιο όσο και στον ιδιωτικό τομέα.

Συνυψίζοντας, στην Πορτογαλία ουσιαστικά μόνο για την περίπτωση μελέτης – κατασκευής φραγμάτων υπάρχουν Κανονισμοί με ισχύ νόμου. Για τα λοιπά έργα υφίσταται ελευθερία επιλογής μεθόδου έρευνας – σχεδιασμού-κατασκευής, μετά από κατάλληλη αιτιολόγηση.

4. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

4.1 Ιστορικό της Δημιουργίας του Ευρωκώδικα 7

Το 1980 μετά από σχετική συμφωνία της Επιτροπής των Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων με την Διεθνή Επιστημονική Εταιρεία Εδαφομηχανικής και Θεμελιοσειών (ISSMFΕ) ανέλαβε η ISSMFΕ την σύνταξη ενός σχεδίου Ευρωκώδικα (ECT) για τις Θεμελιώσεις, και ταυτόχρονα την διερεύνηση των ισχυόντων

αντιστοίχων Κωδικών στις χώρες της ΕΟΚ.

Για το σκοπό αυτό η ISSMFΕ ίδρυσε μία ειδική (ad hoc) επιτροπή στην οποία συμμετείχαν εκπρόσωποι από τα κράτη μέλη της ΕΟΚ με στόχο την συγγραφή ενός σχεδίου του Ευρωκώδικα 7. Από ελληνικής πλευράς στην επιτροπή αυτή συμμετείχαν οι κ.κ. Α.Γ. Αναγνωστόπουλος και Δ.Γ. Κουμουλος.

Η εργασία της ειδικής επιτροπής ολοκληρώθηκε τον Δεκέμβριο του 1987. Στη συνέχεια η Επιτροπή Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων, το 1988 ανέθεσε την επεξεργασία και συγγραφή του τελικού κειμένου του Ευρωκώδικα 7, σύμφωνα με τις γενικές προδιαγραφές κειμένου που είχαν εν τω μεταξύ θεσπισθεί για τα κείμενα των Ευρωκωδικών, σε μία ολιγομελή Συντακτική Επιτροπή (Draft Panel).

Το 1989 η όλη εργασία συντάξεως των Ευρωκωδικών ανατέθη στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Κωδικοποιήσεων (CEN). Έτσι η Επιτροπή Συντάξεως του Ευρωκώδικα 7 υπό την ονομασία Τεχνική Επιτροπή CEN/TC250/SC7, συνέχισε το έργο της και συνέταξε το πρώτο Μέρος του Ευρωκώδικα 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός (EC7-Part 1). [Σημείωση: TC 250 είναι η Τεχνική Επιτροπή του CEN που συντονίζει το έργο συντάξεως όλων των Ευρωκωδικών που έχουν σχέση με έργα Πολιτικού Μηχανικού. SC7 είναι η Επιστημονική Επιτροπή συντάξεως του πρώτου Μέρους του Ευρωκώδικα 7].

Μετά από μία σειρά συνεδριάσεων στις οποίες συμμετείχαν Γεωτεχνικοί Μηχανικοί επιστήμονες, εκπρόσωποι όλων των Χωρών Μελών της Ευρωπαϊκής Ενώσεως, το προσχέδιο αυτό εγκρίθηκε μετά από σχετική ψηφοφορία τον Μάιο του 1993 ως προσχέδιο Κανονισμού (ENV). Η έγκριση αυτή σημαίνει ότι ένα προσχέδιο ENV τίθεται σε ισχύ, δοκιμαστικά επί μία τριετία, έτσι ώστε προ της τελικής αποδοχής του ως Ευρωκώδικα εν ισχύ, να διατυπωθούν από τους διάφορους χρήστες παρατηρήσεις και εποικοδομητικά σχόλια, τα οποία είναι δυνατόν να ληφθούν υπό όψη κατά τη διατύπωση του τελικού κειμένου. Το πρώτο μέρος του Ευρωκώδικα 7 αναμένεται να τεθεί σε δοκιμαστική ισχύ ως ENV εντός του 1994.

4.2 Κριτήρια Σχεδιασμού

Ο Ευρωκώδικας 7 όπως και οι άλλοι Ευρωκωδικες πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με το 1ο Μέρος (Βάσεις Σχεδιασμού) του Ευρωκώδικα 1 (Βάσεις Σχεδιασμού και Φορτίσεις στις Κατασκευές) το οποίο καθορίζει τις αρχές και τις απαιτήσεις για ασφάλεια και λειτουργικότητα, περιγράφει τις βάσεις σχεδιασμού και ελέγχου και παρέχει κατευθυντήριες γραμμές για θέματα που έχουν σχέση με τη στατική επάρκεια και αξιοπιστία των κατασκευών.

Ο Ευρωκώδικας 1 εισάγει σαν κριτήρια σχεδιασμού την εξέταση έναντι οριακών καταστάσεων Limit States Design.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, απαιτείται να εξετάζονται ο παρακάτω δύο περιπτώσεις:

α. Η οριακή κατάσταση αστοχίας (Ultimate Limit State) η οποία αφορά στην απώλεια της στατικής ισορροπίας της κατασκευής, ή σε αστοχία της κατασκευής ή στοιχείων της κατασκευής (συμπεριλαμβανομένων των θεμελίων, τασσάλων, τοίχων αντιστήριξης, εκσκαρών κλπ) λόγω μη επαρκούς αντοχής του υλικού κατασκευής τους ή του εδάφους θεμελίωσης ή τελος σε αστοχία η οποία προκαλείται από κοπήση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται απο το χρόνο.

Ειδικά σε ότι αφορά τη Γεωτεχνική Μηχανική η οριακή κατάσταση αστοχίας λαμβάνει χώραν:

- είτε όταν δημιουργηθεί ένας μηχανισμός θραύσεως στο εδάφος
- είτε όταν δημιουργηθεί ένας μηχανισμός θραύσεως ή σοβαρές βλάβες στην κατασκευή, λόγω παραμορφώσεων του εδαφους θεμελίωσης.

β. Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Service ability Limit State) η οποία αντιστοιχεί σε καταστάσεις πέραν από τις οποίες η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις λειτουργικότητας που έχουν προδιαγραφεί.

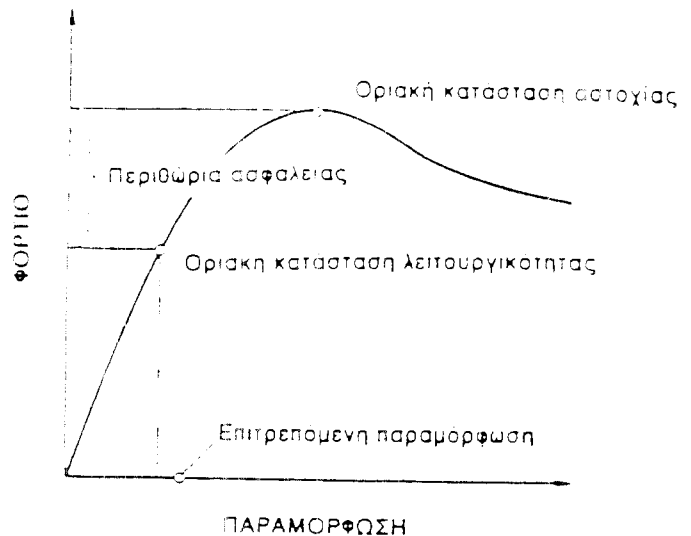
Στη Γεωτεχνική Μηχανική η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας λαμβάνει χώραν όταν οι παραμορφώσεις του εδαφους επιφέρουν προβλήματα στη λειτουργικότητα της κατασκευής.

Η διαφορά των παραπάνω δύο τύπων οριακών καταστάσεων απεικονίζεται στο σχήμα 3. Από το ίδιο σχήμα αυτό προκύπτει ότι:

- η οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί να αποτραπεί με την εισαγωγή περιθωρίων ασφαλείας τα οποία εκφράζονται με ένα ή περισσότερους αδιάστατους αριθμούς
- η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας μπορεί να αποτραπεί με τον περιορισμό των παραμορφώσεων.

Παραδείγματα οριακής κατάστασης λειτουργικότητας είναι οι καθιζήσεις οι οποίες μπορεί να έχουν σαν συνέπεια τη δημιουργία ρωγμών σε επιχρίσματα ή ακόμα μη φέροντα στοιχεία ή ακόμα να δημιουργήσουν προβλήματα στη σωστή λειτουργία του κτιρίου.

Στην πράξη είναι πολλές φορές δύσκολο να διαπιστωθεί ποιος απο τους δύο τύπους οριακής κατάστασης είναι επικρατέστερος για τον σχεδιασμό και για τον λόγο αυτό είναι απαραίτητο να εξετάζονται και οι δύο καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Η απαίτηση αυτή οφείλεται σε διαφόρους πα-



Σχ. 3. Η αρχή των οριακών καταστάσεων σχεδιασμού (Ovesen 1989).

Fig. 3. The concept of Limit States Design (Ovesen 1989).

ράγοντες όπως είναι η ακαμψία και ο τύπος της ανωδομής, οι συνθήκες υπεδάφους, η γεωμετρία της θεμελίωσης, τα φορτία κλπ.

Υπό ορισμένες συνθήκες, εύκαμπτες και άκαμπτες κατασκευές μπορούν να θεωρηθούν ως μη ευαίσθητες σε καθιζήσεις γιατί οι μεν εύκαμπτες κατασκευές μπορούν να υποστούν καθιζήσεις χωρίς σοβαρές συνέπειες στην ανωδομή, οι δε άκαμπτες υφίστανται ομοιόμορφες καθιζήσεις. Για παράδειγμα, εύκαμπτες κατασκευές είναι οι δεξαμενές πετρελαιοειδών ενώ ως άκαμπτες κατασκευές μπορούν να θεωρηθούν τα σιλό από σκυρόδεμα.

Σε σχέση με το υπεδάφος, το κριτήριο καθιζήσεων δεν αναμένεται να είναι αποφασιστικό όταν η θεμελίωση είναι σε άμμο μέσης ή πυκνής αποθέσεως οπότε οι καθιζήσεις είναι συνήθως μικρές. Αντίθετα για θεμελιώσεις σε μαλακή άργιλο το κριτήριο των καθιζήσεων καθίσταται το επικρατέστερο για τον σχεδιασμό.

Στον παρακάτω πίνακα δίδονται ενδείξεις για ποια απο τις δύο οριακές καταστάσεις είναι επικρατέστερη (Bjinch Hansen 1967).

Αστοχία	Λειτουργικότητα
• μικρά θεμέλια	• μεγάλα θεμέλια
• μεγάλης πυκνότητας ή σκληρά εδάφη	• χαλαρά ή μαλακά εδάφη
• ευαίσθητες κατασκευές	• μη ευαίσθητες κατασκευές

4.3 Το Κριτήριο Λειτουργικότητας

Αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο 4.2, ότι οριακή κατάσταση λειτουργικότητας μπορεί να

αποτραπεί με τον περιορισμό των παραμορφώσεων (καθιζήσεων, οριζόντιων μετακινήσεων κλπ).

Στις θεμελιώσεις ο περιορισμός των παραμορφώσεων εκφράζεται ετήθως υπό την μορφήν επιτρεπομένων οριζώντων ή διαφορικών καθιζήσεων, γωνιακών παραμορφώσεων, οριζόντιων μετακινήσεων κλπ.

Σε ένα Κώδικα δεν είναι εύκολο να δοθούν συγκεκριμένες σόηγες και αριθμητικές τιμές για τον περιορισμό των παραμορφώσεων λόγω του περίπλοκου του προβλήματος της αλληλεπιδράσεως εδάφους-κατασκευής. Οι Burland, Broms και de Mello (1977), απαριθμούν μερικούς ακόμα λόγους, οι οποίοι είναι οι εξής:

- (α) Το κριτήριο της λειτουργικότητας είναι υποκειμενικό ως προς την χρήση ενός κτιρίου, από την πλευρά του χρήστη και από την πλευρά του ιδιοκτήτη.
- (β) Οι κατασκευές διαφέρουν μεταξύ τους ως προς την στατική μορφή, τα υλικά κατασκευής, κατασκευαστικές λεπτομέρειες κλπ.
- (γ) Είναι γνωστόν ότι οι θεμελιώσεις κτιρίων και άλλων κατασκευών σπανίως συμπεριφέρονται όπως υπολογίστηκαν λόγω των πολλών απλοποιητικών παραδοχών που γίνονται, κυρίως για το υπέδαφος, στο στάδιο του σχεδιασμού.

Τα πιο γνωστά κριτήρια για τις επιτρεπόμενες διαφορικές καθιζήσεις είναι αυτά που έχουν δοθεί από τον Bjerrum (1963). Σύμφωνα με τα κριτήρια αυτά μία γωνιακή παραμόρφωση της τάξεως του 0,300 προκαλεί συνήθως ρωγμές στους τοίχους και για τον λόγο αυτό συνιστάται να αποφεύγονται γωνιακές παραμορφώσεις μεγαλύτερες του 1/500 για συνήθεις κατασκευές. Τα κριτήρια αυτά με μικρές παραλλαγές έχουν υιοθετηθεί από πολλούς εν χρήσει Κανονισμούς. Στη δημοσίευση των Burland, Broms και de Mello (1977) δίδονται, κατά γενικήν αποδοχή, οι πληρέστερες κατευθύνσεις σχετικά με τις επιτρεπόμενες καθιζήσεις των γεωτεχνικών κατασκευών.

Από την παραπάνω ανάπτυξη προκύπτει ότι σήμερα υπάρχουν ακόμα δυσκολίες στην γενική αποδοχή συγκεκριμένων κριτηρίων λειτουργικότητας στη Γεωτεχνική Μηχανική λόγω των πολλών παραγόντων που υπεισέρχονται.

Ο Ευρωκώδικας 1, αναγνωρίζοντας αυτές τις δυσκολίες, αναφέρει ότι εφ' όσον δεν ορίζονται κριτήρια λειτουργικότητας σε υφιστάμενους Κώδικες ή Κανονισμούς, τότε αυτά θα πρέπει να καθορίζονται κατά το στάδιο του σχεδιασμού και να περιλαμβάνονται στις συμβάσεις κατασκευής των έργων.

4.4 Μερικοί Συντελεστές Ασφαλείας

Οι παραδοσιακές μέθοδοι υπολογισμού που εφαρμόζονται σήμερα αναφέρονται στην «επιτρεπόμενη τάση εδάφους» για μία επιφανειακή θεμελίωση ή στη συσχέτιση των ροπών ανατροπής και εξισορροπήσεως για την ευστάθεια ενός πρανούς. Με την ανάπτυξη των κριτηρίων σχεδιασμού με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας έγινε αντιληπτό ότι πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν στους υπολογισμούς αβεβαιότητες που υπάρχουν στην επιλογή των εδαφικών παραμέτρων, ασάφειες στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του προβλήματος όπως είναι η στρωματογραφία του υπεδάφους και το βάθος των υπογείων υδάτων, αποκλίσεις από τις πραγματικές τιμές των φορτίων, και λάθη που μπορεί να προέρχονται από απλοποιήσεις στην εφαρμογή των μεθόδων υπολογισμού.

Οι παραπάνω λόγοι οδήγησαν στην υιοθέτηση των μερικών συντελεστών ασφαλείας. Στον Ευρωκώδικα 7 οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας εφαρμόζονται τόσο στα φορτία όσο και στις παραμέτρους αντοχής του εδάφους.

Τα φορτία σχεδιασμού προκύπτουν μετά από πολλαπλασιασμό των χαρακτηριστικών τιμών με τους αντίστοιχους μερικούς συντελεστές ασφαλείας.

$$\begin{array}{ll} \text{Μόνιμα φορτία} & G_d = Y_G G_k \\ \text{Μεταβλητά φορτία} & Q_d = Y_Q Q_k \end{array}$$

Όπου οι δείκτες d και k αντιστοιχούν στα φορτία σχεδιασμού και τα χαρακτηριστικά φορτία, ενώ οι δείκτες G και Q αναφέρονται στα μόνιμα και τα μεταβλητά φορτία.

Τα μόνιμα φορτία που μεταφέρονται στις θεμελιώσεις είναι συνήθως γνωστά με αρκετή ακρίβεια. Μικρές αλλαγές μπορεί να προκύψουν από διαφορές στα φαινόμενα βάρη και τις διαστάσεις και για τον λόγο αυτό θα μπορούσε να θεωρηθεί σωστό να εφαρμόζεται ένας μικρός μερικός συντελεστής ίσος με 1,05. Επειδή δεν είναι πάντα όλα τα μόνιμα φορτία δυσμενή, στη Δανία για όλα τα μόνιμα φορτία εφαρμόζεται εκ παραδόσεως ο μερικός συντελεστής $Y_G = 1,0$. Η ίδια τιμή προτείνεται και στον Ευρωκώδικα 7.

Οι τιμές σχεδιασμού για τις εδαφικές παραμέτρους προκύπτουν μετά από διαίρεση των αντιστοιχών χαρακτηριστικών τιμών με τους αντίστοιχους μερικούς συντελεστές ασφαλείας Y_m (material factors):

$$e\phi\phi_d = \frac{e\phi\phi_k}{Y_{m\phi}}$$

$$c_d = \frac{c_k}{Y_{mc}}$$

Στη Δανία επιβάλλεται να εφαρμόζεται η τιμή $Y_{H_2} = 1.2$. Για ελέγχους ειςτάθειας εφαρμόζεται η τιμή $Y_{H_2} = 1.3$. Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι πρώτοι οι Δανοί υιοθέτησαν πριν από 40 χρόνια, στους Δανικούς Κανονισμούς Γεωτεχνικής την μεθοδολογία των οριακών καταστάσεων.

Σύμφωνα με τις αρχές των οριακών καταστάσεων, πρέπει να υπάρχει συνοχή μεταξύ δράσεων λόγω φορτίων και αντιστάσεων λόγω εδάφους.

Στον παρακάτω πίνακα δίδονται τιμές προτεινόμενων μερικών συντελεστών ασφαλείας για οριακές καταστάσεις αστοχίας οι οποίες περιλαμβάνονται στον Ευρωκώδικα 7 που εγκρίθηκε σαν κείμενο ENV.

Περιπτώσεις	Φορτία			Παράμετροι αντοχής εδάφους			
	Μόνιμα		Μεταβλητά	ε _{φσ}	c	c _υ	q _υ
	Μη ευνοϊκά	Ευνοϊκά	Μη ευνοϊκά				
A	(1.00)	(0.85)	(1.50)	(1.1)	(1.3)	(1.2)	(1.2)
B	(1.35)	(1.00)	(1.50)	(1.0)	(1.0)	(1.0)	(1.0)
Γ	(1.00)	(1.00)	(1.30)	(1.25)	(1.6)	(1.4)	(1.4)

c_υ αντοχή σε ανεμτόξιστη θλίψη

Οι συντελεστές για τα φορτία είναι ταυτοσημοί με αυτούς που προτείνονται στον Ευρωκώδικα 1 και είναι κοινοί για όλους τους Ευρωκώδικες.

Στον πίνακα δίδονται τρεις ομάδες μερικών συντελεστών ασφαλείας οι οποίες αφορούν στις περιπτώσεις ελέγχων αστοχίας A, B και Γ, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

- Η περίπτωση A αφορά στην απώλεια της στατικής ισορροπίας της κατασκευής που δεν επηρεάζεται από την αντοχή του υλικού της κατασκευής ή του εδάφους.
- Η περίπτωση B αφορά στην αστοχία της κατασκευής ή ενός στοιχείου της κατασκευής (συμπεριλαμβανομένων και των πεδίων, πασσάλων, τοίχων αντιστηρίξεως εκσκαφών κλπ.) λόγω μη επαρκούς αντοχής του υλικού κατασκευής.
- Η περίπτωση Γ αφορά σε αστοχία του εδάφους θεμελίωσης.

Πρέπει να σημειωθεί ότι για την περίπτωση Γ, οι τιμές των μερικών συντελεστών ασφαλείας για τα μόνιμα φορτία προτείνονται ίσες με 1.0. Αντιθέτως στην περίπτωση B η οποία αφορά στον έλεγχο στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος και μεταλλικών κατασκευών, ο αντίστοιχος μερικός συντελεστής ασφαλείας για μη ευνοϊκές συνθήκες φορτίσεως είναι ίσος με 1.35.

Το κυριώτερο πρόβλημα στη Γεωτεχνική Μηχανική είναι, συνήθως η επιλογή των χαρακτηριστικών τι-

μών των παραμέτρων αντοχής του εδάφους c , και εις ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου ο αριθμός των αποτελεσμάτων είναι περιορισμένος. Η επιλογή των εδαρικών παραμέτρων θα πρέπει τότε να γίνεται μετά από προσεκτική αξιολόγηση και συνεκτίμηση όλων των υπάρχοντων στοιχείων που υπεισέρχονται στο συγκεκριμένο πρόβλημα.

Οι προτάσεις για την υιοθέτηση των μερικών συντελεστών ασφαλείας στη Γεωτεχνική Μηχανική έχουν αποτελέσει το αντικείμενο πολλών συζητήσεων και το πρόβλημα δεν έχει ακόμα λυθεί πλήρως. Το έδαφος δεν είναι ένα βιομηχανικό υλικό, δεν έχει ομοιογένεια και η συμπεριφορά του διαφέρει σημαν-

τικά από άλλα γνωστά υλικά. Η κυριώτερη δυσκολία οφείλεται στο μεγάλο εύρος διακυμάνσεων τιμών αντοχής και μέτρου συμπιεστότητας μεταξύ των πολύ μαλακών αργίλων και των σκληρών εδαφών και μπορεί να είναι της τάξεως του 10^3 . Επί του θέματος αυτού υπάρχει πλήθος δημοσιεύσεων όπως επί παραδείγματι αυτές των Simpson et al (1981), Semple (1981) και πιο πρόσφατα του Fleming (1992).

Επειδή στην Ευρώπη σήμερα υπάρχει περιορισμένη εμπειρία στην χρήση των μερικών συντελεστών ασφαλείας σε προβλήματα Γεωτεχνικής Μηχανικής, θα απαιτηθεί ικανός χρόνος για τον συσχετισμό των αποτελεσμάτων, όπως προκύπτουν από την εφαρμογή των οριακών καταστάσεων, με αυτά που προκύπτουν από την εφαρμογή των κλασικών μεθόδων που βασίζονται σε επιλύσεις με χρήση των ολικών συντελεστών ασφαλείας, πριν τελικά καθιερωθούν συγκεκριμένες τιμές μερικών συντελεστών ασφαλείας για καθημερινή χρήση στη Γεωτεχνική πρακτική. Η απαίτηση όμως εναρμονίσεως των κανόνων σχεδιασμού στα έργα Πολιτικού Μηχανικού επέβαλε την καθιέρωση των μερικών συντελεστών ασφαλείας και για τα προβλήματα της Γεωτεχνικής Μηχανικής.

Μια άλλη ιδιομορφία του Ευρωκώδικα 7 είναι το γεγονός ότι το κείμενό του αποτελεί μάλλον ένα καθοδηγητικό πλαίσιο σχεδιασμού, παρά ένα εγχειρίδιο σχεδιασμού, όπως συμβαίνει με τα κείμενα άλλων Ευρωκωδικών, όπως π.χ. για τον σχεδιασμό των κατα-

σκευών από σπασμένο σκυρόδεμα ή για τις μεταλλικές κατασκευές. Το γεγονός αυτό θα πρέπει να αποδοθεί όχι μόνο στην φύση της Γεωτεχνικής επιστήμης αλλά και στις διαφορές όσον αφορά στην μεθοδολογία σχεδιασμού, όπως αυτή εφαρμόζεται στις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

Έτσι καθίσταται αναγκαίο όπως κάθε Χώρα Μέλος της Ευρωπαϊκής Ένωσης συμπληρώσει τον Ευρωπαϊκό Κώδικα 7 με ένα «Εθνικό Εγχειρίδιο Εφαρμογής» (National Application Document) ώστε τελικά το ολοκληρωμένο κείμενο να αποτελέσει ένα εγχειρίδιο σχεδιασμού σε Εθνικό κλίμακα. Οι προτεινόμενες τιμές των μερικών συντελεστών ασφαλείας του πίνακα είναι ενδεικτικές και όχι υποχρεωτικές και γι' αυτό δίδονται σε παρένθεση. Οι οριστικές τιμές τους θα περιλαμβάνονται στο Εθνικό Εγχειρίδιο Εφαρμογής της κάθε χώρας.

4.5 Περιεχόμενα του Ευρωπαϊκού Κώδικα 7

Λόγω των πολλών αντικειμένων που θα πρέπει να καλύπτει ένας Κώδικας που αναφέρεται στον σχεδιασμό Γεωτεχνικών έργων αποφασίστηκε ο διαχωρισμός του Ευρωπαϊκού Κώδικα 7 σε τέσσερα μέρη ως εξής:

- Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες Σχεδιασμού
- Μέρος 2: Προδιαγραφές για την Εκτέλεση Εργαστηριακών Δοκιμών
- Μέρος 3: Προδιαγραφές για την Εκτέλεση Δοκιμών επί τόπου
- Μέρος 4: Κανόνες για τον Σχεδιασμό Ειδικών Θεμελιώσεων και Γεωτεχνικών Κατασκευών

Το Μέρος 1 του Ευρωπαϊκού Κώδικα 7 αναμένεται να κυκλοφορήσει σαν κείμενο ENV (βλ. παράγραφο 4.1) εντός του 1994. Η σύνταξη των Μερών 2 και 3 αναμένεται να ολοκληρωθεί το 1997 ενώ δεν υπάρχει προγραμματισμός για το Μέρος 4.

Στις επόμενες παραγράφους 4.5 έως 4.7 δίδεται σύνοψη περιγραφή των περιεχομένων των καθενός από τα ανωτέρω Μέρη του Ευρωπαϊκού Κώδικα 7.

4.6 Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες Σχεδιασμού

Το Μέρος 1 του Ευρωπαϊκού Κώδικα 7 αποτελείται από τα παρακάτω κεφάλαια:

- Κεφάλαιο 1: Γενικά
- Κεφάλαιο 2: Βάση του Γεωτεχνικού Σχεδιασμού
- Κεφάλαιο 3: Γεωτεχνικά στοιχεία
- Κεφάλαιο 4: Επιβλεψη κατά την κατασκευή, παρακολούθηση συμπεριφοράς και συντήρηση
- Κεφάλαιο 5: Υλικά επιχώσεων, αντλήσεις, βελτίωση των εδαφών
- Κεφάλαιο 6: Επιφανειακές θεμελιώσεις

Κεφάλαιο 7: Θεμελιώσεις με πασσάλους

Κεφάλαιο 8: Κατασκευές αντιστηρίξεως

Κεφάλαιο 9: Επιχώματα και πρανή

Όπως όλοι οι Ευρωπαϊκοί Κώδικες έτσι και το Μέρος 1 του Ευρωπαϊκού Κώδικα 7 εισάγει ως βάση για τον σχεδιασμό τις αρχές των οριακών καταστάσεων και αναφέρεται στους ελέγχους αστοχίας και λειτουργικότητας. Η μεθοδολογία αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως νέα για τους Ευρωπαίους Γεωτεχνικούς Μηχανικούς (πλην της Δανίας) και αναμένεται ότι θα υπάρξουν ορισμένες δυσχέρειες κατά το αρχικό στάδιο δοκιμαστικής εφαρμογής του Ευρωπαϊκού Κώδικα 7. Θα πρέπει όμως να σημειωθεί ότι κατά το αρχικό στάδιο της δοκιμαστικής εφαρμογής του θα ισχύουν παράλληλα και οι υπάρχοντες Εθνικοί Κώδικες.

Στο Μέρος 1 του Ευρωπαϊκού Κώδικα 7 εισάγεται υπό μορφήν κανόνος εφαρμογής μία νέα έννοια, η έννοια των «Γεωτεχνικών Κατηγοριών» σύμφωνα με τις οποίες καθορίζονται οι ελάχιστες απαιτήσεις για την έκταση της γεωτεχνικής έρευνας, τους υπολογισμούς, και τους ελέγχους κατά την διάρκεια της κατασκευής. Για την απόφαση εντάξεως μίας κατασκευής στην κατάλληλη γεωτεχνική κατηγορία λαμβάνονται υπ' όψιν τα εξής:

- τύπος και μέγεθος της κατασκευής και ιδιαιτερότητες κατά την λειτουργία της
- ειδικές συνθήκες στην άμεση περιοχή του έργου (όμορα κτίρια, κυκλοφορία, βλάστηση, επικίνδυνα χημικά κλπ)
- συνθήκες υπεδάφους
- σεισμικότητα της περιοχής
- υδρολογικές συνθήκες της περιοχής, εποχιακές διακυμάνσεις στάθμης υπογείων υδάτων, καθιζήσεις κλπ.

Προτείνονται οι παρακάτω τρεις Γεωτεχνικές Κατηγορίες:

Η Γεωτεχνική Κατηγορία 1 η οποία περιλαμβάνει μικρές και σχετικά απλές κατασκευές, η θεμελίωση των οποίων μπορεί να γίνει με βάση την υπάρχουσα εμπειρία από την περιοχή.

Η Γεωτεχνική Κατηγορία 2 η οποία περιλαμβάνει κατασκευές για τις οποίες απαιτείται η εκτέλεση γεωτεχνικής έρευνας και η εφαρμογή συνήθων μεθόδων υπολογισμού.

Η Γεωτεχνική Κατηγορία 3 η οποία περιλαμβάνει σημαντικές ή/και ασυνήθεις κατασκευές ή κατασκευές με δυσμενείς συνθήκες θεμελιώσεως ή δυσμενείς φορτίσεις σε περιοχές έντονης σεισμικότητας.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι Γεωτεχνικές Κατηγορίες (οι οποίες ισχύουν και στον Δανικό Κανονισμό) είχαν αρχικά περιληφθεί στο κυρίως κείμενο του Ευρωπαϊκού Κώδικα 7. Τελικά αυτό δεν έγινε αποδεκτό από όλες

των Χωρών Μελών της Ευρωπαϊκής Ένωσης και έτσι οι Γεωτεχνικές Κατηγορίες εμφανίζονται στον Ευρωκώδικα 7 στην «κανόνα εφαρμογής» (application rule) και όχι σαν «αρχή» (principle).

Στα κείμενα των επί μέρους κεφαλαίων δίνεται περισσότερο έμφαση στη διερεύνηση, χαρακτηρισμό και μεταφορά του εδάφους που αφορούν ένα συγκεκριμένο πρόβλημα και πολύ λιγότερο και εντελώς γενικά α υπολογιστικά πρότυπα. Αυτό θα πρέπει να αποδοθεί κυρίως στο γεγονός ότι ένας Ευρωκώδικας Γεωτεχνικής, θα πρέπει να είναι αποδεκτός από όλες τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης οι οποίες στη Γεωτεχνική πρακτική δεν αντιμετωπίζουν πάντα την επίλυση των διαφόρων προβλημάτων με την αυτή φιλοσοφία σχεδιασμού. Έτσι στην φάση αυτή κρίθηκε σκόπιμο και προτιμότερο να καθιερωθεί ένας κώδικας-πλαίσιο κανόνων σχεδιασμού παρά ένας κώδικας υπό την μορφή χειριδίου σχεδιασμού.

Όσον αφορά τη διάρθρωση του κειμένου διακρίνεται α) σε κείμενα «αρχών» (principles), δηλαδή ορισμούς, απαιτήσεις και αναλυτικά πρότυπα υποχρεωτικά για τον χρήστη και β) σε κείμενα «κανόνων εφαρμογής» (application rules), δηλαδή παραδείγματα από κανόνες γεωτεχνικής που είναι γενικώς αποδεκτοί και οι οποίοι είναι σε συμφωνία με τα κείμενα «αρχών» του Κώδικα. Πάντως ο χρήστης έχει δικαίωμα να χρησιμοποιήσει στην εφαρμογή και άλλους κανόνες, έναν αυτών που περιέχονται στον Κώδικα, υπό την προϋπόθεση ότι και πάλι η μεθοδολογία τους είναι σύμφωνη προς τις απαιτήσεις του κειμένου των «αρχών». Τέλος, το κείμενο του 1ου Μέρους του Ευρωκώδικα 7 συμπληρώνεται με επτά Παραρτήματα (Annexes) που περιέχουν κυρίως υποδείγματα για τις αποδεκτές μεθοδολογίες που μπορούν να ακολουθούνται σε συνηθισμένα προβλήματα, όπως φέρουσες ικανότητες, καθιζήσεων κλπ.

4.7 Μέρη 2 και 3 του Ευρωκώδικα 7: Προδιαγραφές για την Εκτέλεση Εργαστηριακών και επί Τόπου Δοκιμών

Λόγω του πλήθους των εργαστηριακών δοκιμών και των επιτόπου δοκιμών στη Γεωτεχνική Μηχανική, εδόθη προτεραιότητα στην σύνταξη προδιαγραφών για τις πλέον συνηθισμένες δοκιμές που εκτελούνται στην πράξη, ως εξής:

(α) Εργαστηριακές δοκιμές

- φυσική υγρασία
- φαινόμενο βάρος
- ειδικό βάρος κόκκων
- κοσκομετρική ανάλυση με κόσκινα και υδρόμετρο
- όρια Atterberg

- τριαξονική δοκιμή
- δοκιμή στερεοποίησης

(β) Δοκιμές επί τόπου:

- στατική πενетроμέτρηση (CPT)
- δοκιμή τυποποιημένης διεισδύσεως (SPT)
- δοκιμή πρεσσομέτρου (PMT)
- δοκιμή δυναμικής διεισδύσεως (DPT)
- μετρήσεις πιέσεων πόρων
- δοκιμές υδατοπερατότητας
- δοκιμή πτερυγίου (VST)

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι το έργο της CEN για την σύνταξη των προδιαγραφών εργαστηριακών δοκιμών ενισχύεται και από το έργο Ομάδος Εργασίας 10 Ευρωπαϊκών Ινστιτούτων και Πανεπιστημίων, η οποία έχει δημιουργηθεί στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού Προγράμματος SPRINT. Επίσης αντίστοιχες Ευρωπαϊκές Τεχνικές Επιτροπές οι οποίες λειτουργούν κάτω από την αιγίδα της ISSMFE συνεργάζονται για την σύνταξη προδιαγραφών τόσο εργαστηριακών, όσο και επί τόπου δοκιμών.

4.8 Μέρος 4 του Ευρωκώδικα 7: Κανόνες για τον Σχεδιασμό Ειδικών Θεμελιώσεων και Γεωτεχνικών Κατασκευών

Από συζητήσεις που έγιναν στο παρελθόν αποφασίστηκε να δοθεί πρώτη προτεραιότητα στις μεθόδους σχεδιασμού των παρακάτω ειδικών κατασκευών:

- έγχυτοι πάσσαλοι, εμπηγνύομενοι πάσσαλοι, αγκυρώσεις, διαφραγματικοί τοίχοι, τσιμεντενέσεις, πασσαλοσανίδες, βαθειά δονητική αντικατάσταση (vibroflotation), βαθειά δονητική συμπίκνωση (vibrocompaction), χαλικοπάσσαλοι, αντλήσεις, οπλισμένη γη, εδαφοηλώσεις, μικροπάσσαλοι.

Δεύτερη σειρά προτεραιότητας αποφασίστηκε να δοθεί στα εξής:

- σπραγγες και υπόγειες κατασκευές, θαλάσσιες κατασκευές, γέφυρες, φράγματα και οδοστρώματα.

Λόγω οικονομικών δυσχερειών δεν έχει ακόμη δραστηριοποιηθεί η αντίστοιχη Συντακτική Επιτροπή. Το 1992 όμως ιδρύθηκε από την CEN μία νέα Τεχνική Επιτροπή, η TC 288, το αντικείμενο της οποίας είναι οι προδιαγραφές για την κατασκευή των γεωτεχνικών έργων θεμελιώσεων. Η Επιτροπή αυτή ενισχύθηκε οικονομικά από τις αντίστοιχες Ευρωπαϊκές κατασκευαστικές Εταιρίες, κι έτσι το έργο της αναμένεται να ολοκληρωθεί σε πολύ σύντομο χρονικό διάστημα. Θα πρέπει να σημειωθεί σχετικά ότι το έργο της TC 288 βασίζεται στις αρχές του Ευρωκώδικα 7 και ότι υπάρχει πλήρης συνεργασία με την αντίστοιχη Επιτροπή TC250/SC7.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Η σχετική μεγάλη ελευθερία στην επιλογή μεθοδολογίας έρευνας και σχεδιασμού όπως ισχύει για τα προβλήματα της Γεωτεχνικής δεν απαντάται συνήθως σε άλλους κλάδους της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού. Το γεγονός αυτό πρέπει να αποδοθεί στην ιδιαιτερότητα της Γεωτεχνικής Επιστήμης, λόγω της φύσεως των εδαφικών υλικών.

Μεταξύ των Χωρών Μελών της Ευρωπαϊκής Ένωσης υφίστανται ορισμένες διαφορές στον τρόπο προσεγγίσεως και επίλυσεως των γεωτεχνικών προβλημάτων.

Για τις έρευνες υπεδάφους και τις εργαστηριακές δοκιμές σχεδόν όλες οι Χώρες Μέλη διαθέτουν αντιστοίχους Κανονισμούς ή Τεχνικές Προδιαγραφές.

Όσον αφορά τις θεμελιώσεις και διάφορες γεωκατασκευές σε πολλές από τις χώρες της Ε.Ε. υφίστανται σχετικοί Κανονισμοί οι οποίοι όμως καλύπτουν κυρίως αντικείμενα που έχουν ιδιαίτερο τεχνικό ενδιαφέρον για την συγκεκριμένη Χώρα Μέλος. Οι Κανονισμοί αυτοί είτε αποτελούν κείμενα στα οποία διατυπώνονται αρχές σχεδιασμού είτε αποτελούν κείμενα στα οποία διατυπώνονται συγκεκριμένες μεθοδολογίες σχεδιασμού.

Η ισχύς των διαφόρων Γεωτεχνικών Κανονισμών των Χωρών Μελών της Ε.Ε. μπορεί να θεωρηθεί ως υποχρεωτική για τα Δημόσια Έργα κυρίως. Σε ορισμένες όμως Χώρες Μέλη η εφαρμογή των κωτερώ Κανονισμών μπορεί να χαρακτηριστεί ως κριερικώς υποχρεωτική.

Όλες οι Χώρες Μέλη της Ε.Ε. για την περίπτωση σοβαρών γεωτεχνικών έργων επιτρέπουν την χρήση μεθόδων σχεδιασμού που δεν περιλαμβάνονται στους Εθνικούς Κανονισμούς, είναι όμως διεθνώς καθιερωμένες.

Για την εξάλειψη των τεχνικών και νομικών διαφορών στον τομέα μελέτη-κατασκευή έργων Πολιτικού Μηχανικού και την δημιουργία μιας πραγματικά ενιαίας αγοράς στον τομέα αυτό κατέστη αναγκαία η θέσπιση ενιαίων Ευρωπαϊκών Κανονισμών, των Ευρωκωδίκων.

Ο σχεδιασμός των θεμελιώσεων και διαφόρων γεωκατασκευών αποτελεί το αντικείμενο του Ευρωκωδίκου 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός. Ο Κώδικας αυτός έχει περισσότερο τη μορφή ενός κειμένου πλαισίου-αρχών γεωτεχνικού σχεδιασμού παρά την μορ-

φή ενός εγχειριδίου σχεδιασμού. Μέθοδοι γεωτεχνικού σχεδιασμού, σύμφωνες προς τις αρχές του Ευρωκωδίκου 7, είναι αποδεκτές κατά τον Κώδικα.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Anagnostopoulos A. and Zenoyiannis Ch. (1987) La réglementation géotechnique dans les autres pays de la CEE. «La réglementation Française et étrangère en géotechnique» Presses E.N. Ponts et Chaussées, Paris pp 81-88.
2. Bjerrum L. (1963) «Allowable Settlements of Structures», Discussion, Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden 1963, Vol. 2, pp 135-137.
3. Brinch Hansen J. (1967) «The Philosophy of Foundation Design: Design Criteria, Safety Factors and Settlement Limits», Proceedings Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, pp 9-13, Duke University, Durham, North Carolina.
4. Burland J.B., Broms B.B. and de Mello V.F.B. (1977) «Behaviour of Foundations and Structures», Proceedings IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977, Vol. 2 pp 495.
5. Eurocode 7-Part 1: Geotechnical Design - General Rules, 6th version October 1993.
6. Fleming W. G.K. (1992) «Limit States and Partial Factors in Foundation Engineering», Civil Engineering, Proceedings of the Institution of Civil Engineering, November 1992, Vol. 92, pp 185-191.
7. ISO (1986) Guide 2, «General Terms and their Definition Concerning Standardization and Related Activities», The International Standard Organization.
8. La pratique de la géotechnique dans l'Europe des 12, υπό δημοσίευση, Presses E.N. Ponts et Chaussées, Paris.
9. Malcharek K. and Smolczyk U. (1981) «Vergleich Nationaler Richtlinien für Berechnung von Fundamenten», Baugrundinstitut, Mitteilung 16, Stuttgart.
10. Orr T.L.L. (1993) «Partial Safety Factors in Geotechnical Design», Paper presented to the Geotechnical Society of Ireland, 9 November 1993, pp 10.
11. Ovesen N.K. (1981) «Towards a European Code for Foundation Engineering», Ground Engineering, Vol. 4, October 1981, pp 25-28.
12. Ovesen N.K. (1989) «General Report, Discussion session 30: Codes and Standards» Proceedings XII International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, August 1989, Vol. 4 pp 2751-2764.
13. Ovesen N.K. (1992) EC-7: Geotechnical Code of Practice, IABSE Conference, Davos, pp 261-280.
14. Semple R.M. (1981) «Partial Coefficient Design in Geotechnics», Ground Engineering September 1981, Vol. 4 (6), pp 21-28.
15. Simpson B., Pappin J.W. and Croft D.D. (1981) «An Approach to Limit State Calculations in Geotechnics», Ground Engineering, September 1981, Vol 4 (6), pp 21-28.
16. SPRINT Program, RA 216 European Network: Report 1993 -01-11, DGI.

EUROCODE 7: GEOTECHNICAL DESIGN

By A.G. ANAGNOSTOPOULOS*, D.G. COUMOULOS** and M.D. PACHAKIS***

SUMMARY

The establishment of a unified Code of Practice which will ensure harmonization of geotechnical design methods throughout Europe, has not been achieved yet because of considerable differences that exist in the professional geotechnical practice in the various member states of the European Union.

Until now the individual countries of Europe are applying their own National Codes and Standards for the design and construction of foundations and other geotechnical structures. The existing geotechnical practice in all member states of the European Union is presented in the Paper in some detail.

Like all Eurocodes, Eurocode 7: Geotechnical Design, aims at the uniformity of safety standards and design calculation procedures.

Eurocode 7 consists of four parts. Part 1: General Design Rules which will be published later this year, Parts 2 and 3 which cover laboratory and field testing are expected to be published by 1998, while Part 4 which will cover rules for special foundations and geotechnical structures, has not been programmed yet.

Part 1 of Eurocode 7, in accordance with Part 1 of Eurocode 1, has introduced the Limit States Design approach, and verification of safety and serviceability are based on the use of Partial Factors of Safety, which are common in structural engineering but less familiar to geotechnics.

According to Eurocode 7, the following two types of limit states should be considered for the design:

- The Ultimate Limit State which occurs:
 - (i) either when a mechanism is formed in the ground
 - (ii) or a mechanism is formed in the structure, or se-

vere structural damage occurs due to movements in the ground.

- The serviceability Limit State, at which deformation in the ground will cause loss of serviceability in the structure.

In practice it is not always straight forward to know which of the two types of limit states will be the predominant criterion for the design and for this reason both limit states should be investigated.

In connection with the serviceability Limit State, it should be realized that it is not easy to include in a geotechnical code specific instructions and/or numerical values on serviceability constraints, because of the complexity of the soil-structure interaction problems and the difficulties to predict the behaviour of the ground.

According to the Partial Factors System in Eurocode 7, actions, i.e. dead loads, live loads, wind loads etc. are multiplied by different values of partial factors, while resistances, i.e. strength parameters c and $\tan \phi$ are divided by other partial factors. The actions and resistances so calculated must be in equilibrium.

Although the Partial Factors System is logical, has theoretical advantages, and is been applied for industrially produced materials there has been little experience with the magnitudes of partial safety factors in soils. Soil is not a man-made material, is not homogeneous and its stiffness exhibits a very wide range of values between very soft and hard soils, whereas concrete and steel have near constant stiffness.

The suggestions to adopt the Partial Factors System in Eurocode 7 have initiated much criticism and numerous discussions between geotechnical engineers in Europe. The problem is still under close consideration by the geotechnical community.

* Professor, National Technical University of Athens, Geotechnical Division

** Civil Engineer, PhD (Cambridge), Partner Castor Ltd, Athens

*** Civil Engineer, MPhil, Geotechnical Section of the Central Public Works Laboratory, Athens.

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ, ΧΩΡΟΤΑΞΙΑΣ
ΚΑΙ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ - ΓΕΝ. ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΔΗΜ. ΕΡΓΩΝ
ΚΕΝΤΡΙΚΟ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΔΗΜ. ΕΡΓΩΝ

**ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7
ΣΤΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ**

Των
Μ. Γ. ΚΑΒΒΑΛΑ, Α. Γ. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ



ΑΝΑΓΥΠΟ ΑΠΟ ΤΟ «ΔΕΛΤΙΟ Κ.Ε.Δ.Ε.» (ΤΕΥΧΗ 125-132/1995-96)

ΑΘΗΝΑ
1997

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7 ΣΤΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

Των Μ. Ι. ΚΑΒΒΑΔΑ*, Α. Γ. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ**

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Συνοψίζονται οι νέες έννοιες του Ευρωκώδικα 7 (που αναφέρεται στη Μελέτη Γεωτεχνικών Έργων) και περιγράφεται ο τρόπος εφαρμογής τους σε συνήθη έργα (θεμελιώσεις με πέδιλα και πασσάλους, τοίχοι αντιστηρίξεως βαρύτητας, εικάμπτα πετάσματα αντιστηρίξεως χωρίς και με ανωθήσεις). Τα αποτελέσματα των ελέγχων κατά τον Ευρωκώδικα στην οριακή κατάσταση ασφάλειας συγκρίνονται με τα αντίστοιχα αποτελέσματα της μέχρι πρόσφατα εφαρμοζόμενης μεθόδου του μοναδικού συντελεστή ασφαλείας και σχολιάζονται οι διαφορές των δυο μεθόδων. Από τη σύγκριση των δύο μεθόδων μέσω των παραδειγμάτων προκύπτουν τα εξής:

1. Για θεμελιώσεις με μεμονωμένα πέδιλα, η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι λιγότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο και αντιστοιχεί σε συντελεστή ασφαλείας 1.3-3 (ανάλογως της περίπτωσης)
2. Για θεμελιώσεις με πασσάλους δι' εκσκαφής, η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι λιγότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο και αντιστοιχεί σε συντελεστή ασφαλείας 1.4-1.5.
3. Για τοίχους αντιστηρίξεως βαρύτητας, η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι περισσότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο και αντιστοιχεί σε συντελεστές ασφαλείας 1.6-1.75 (ολίσθηση) και 1.55-2 (ανατροπή).
4. Για εικάμπτα πετάσματα τύπου προβόλου (χωρίς αγκύρωση), η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι περισσότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο ως προς το απαιτούμενο βάθος έμπτυξης (κατά 10-60%), και συνήθως είναι πιο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο ως προς την καιπτική ροπή σχεδιασμού του τοίχου.
5. Για εικάμπτα πετάσματα με μία στάθμη αγκύρωσης, η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι περισσότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο ως προς το απαιτούμενο βάθος έμπτυξης (έως και 60% σε ορισμένες περιπτώσεις), ενώ τα μεγέθη της δύναμης αγκύρωσης και της μεριστής ροπής διαφέρουν έως και κατά $\pm 20\%$.

Τα ανωτέρω συμπεράσματα έχουν προκύψει από παραμετρικές αναλύσεις με συγκεκριμένο εύρος τιμών των γεωτεχνικών παραμετρών και συνεπώς δεν θα πρέπει να γενικευθούν χωρίς περαιτέρω επαλήθευση.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η πρόσφατη (1994) θέσπιση της προκαταρκτικής εφαρμογής του Ευρωκώδικα 7 (CEN 1994 - Eurocode 7) και η προοπτική της υποχρεωτικής του ισχύος από το 1997 ως Ελβετικού Κανονισμού, απαιτούν την κατανόηση ορισμένων νέων εννοιών και την ουσιαστική τροποποίηση των έως πρόσφατα εφαρμοζόμενων μεθόδων στη μελέτη των θεμελιώσεων και λοιπών

γεωτεχνικών έργων. Οι αλλαγές αυτές οφείλονται κυρίως στην εισαγωγή, και στη γεωτεχνική, των μεθόδων του ικανοτικού σχεδιασμού (limit state design), ώστε πλέον ο σχεδιασμός όλων των έργων Πολιτικού Μηχανικού να αντιμετωπίζεται από τους Ευρωκώδικες κατά ενιαίο τρόπο.

Οι δυσχέρειες της εφαρμογής του Ευρωκώδικα 7 στη μελέτη των γεωτεχνικών έργων είναι ίσως αντίστοιχες με αυτές που ανέκυψαν κατά την πρόσφατη εισαγωγή του Νέου Ελληνικού Κανονισμού στον σχεδιασμό των κατασκευών από σπλισμένο σκυρόδεμα. Στην περίπτωση μάλιστα του Ευρωκώδικα 7 δεν λείπουν και οι απόψεις ότι ο νέος κανονισμός

* Επίκουρος Καθηγήτης, Τομέας Γεωτεχνικής ΕΜΠ

** Καθηγήτρια, Τομέας Γεωτεχνικής ΕΜΠ

περιορίζεται σε γενικότητες των οποίων ο τρόπος εφαρμογής απαιτεί διευκρινίσεις και ότι, σε αρκετές περιπτώσεις τα αποτελέσματα είναι πολύ διαφορετικά από αυτά τις μέχρι πρότινος εφαρμοζόμενες μεθόδους μελέτης των γεωτεχνικών έργων. Αν και είναι προφανές ότι η καθιέρωση των μεθόδων εφαρμογής του Ευρωκώδικα 7 στη μελέτη των γεωτεχνικών έργων θα απαιτήσει αρκετό ακόμη χρόνο (και πιθανώς κάποιες τροποποιήσεις του Ευρωκώδικα 7), η παρούσα εργασία αποτελεί μια προσπάθεια ώστε να διευκρινισθούν ορισμένες έννοιες και απαιτήσεις και να δοθούν κατευθυντήριες οδηγίες και παραδείγματα ως προς τον τρόπο εφαρμογής του νέου κανονισμού σε συνήθη γεωτεχνικά έργα (θεμελίωσεις με πέδιλα και πασσάλους, τοίχους αντιστηρίξεως βαρύτητας και εζαμπτα πετάσματα αντιστηρίξεως με ή χωρίς αγκυρώσεις).

Ανεξαρτήτως κανονισμού και μεθόδου ανάλυσης, τα γεωτεχνικά έργα πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες βασικές απαιτήσεις:

1. Να έχουν αποδεκτές μετακινήσεις και γενικότερα αποδεκτή συμπεριφορά υπό τα συνήθη φορτία λειτουργίας, δηλαδή έναντι των λεγόμενων "οριακών καταστάσεων λειτουργίας" (serviceability limit states) κατά την ονοματολογία του Ευρωκώδικα 7.
2. Να διαθέτουν επαρκές περιθώριο ασφαλείας έναντι αστοχίας, δηλαδή έναντι των λεγόμενων "οριακών καταστάσεων αστοχίας" (ultimate limit states) κατά την ονοματολογία του Ευρωκώδικα 7.

Συνεπώς, η διαστασιολόγηση των γεωτεχνικών έργων γίνεται με το δυσμενέστερο εκ των ανωτέρω κριτηρίων, που όμως δεν είναι γνωστόν εκ των προτέρων επειδή δεν εξαρτάται μόνον από το είδος του εδάφους αλλά και από το είδος και τις λειτουργικές απαιτήσεις της κατασκευής.

Ο Ευρωκώδικας 7 διατηρεί τους παραπάνω δυο τύπους ελέγχων χωρίς μάλιστα ουσιαστικές τροποποιήσεις στον πρώτον εξ αυτών (έλεγχος έναντι οριακών καταστάσεων λειτουργίας), εκτός από κάποιες αλλαγές στην ονοματολογία που έχουν ως κύριο σκοπό την ενοποίηση των όρων μεταξύ των Ευρωκωδικών. Έτσι, π.χ. το μέχρι πρότινος ονομαζόμενο "επιτρεπόμενο φορτίο" ή "φορτίο λειτουργίας" αντικαθίσταται από τον όρο "δράση σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργίας" (serviceability limit state design action) χωρίς όμως ουσιαστική τροποποίηση της σημασίας του. Αντίθετα, ο Ευρωκώδικας 7 εισάγει σημαντικές τροποποιήσεις σε όρους, έννοιες και μεθόδους κατά τον έλεγχο έναντι των οριακών

καταστάσεων αστοχίας. Συγκεκριμένα, ενώ μέχρι πρόσφατα ο έλεγχος έναντι αστοχίας γινόταν με τη μέθοδο του μοναδικού "συντελεστή ασφαλείας" κατά τον Ευρωκώδικα 7 γίνεται με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών (partial factors), η οποία εισαχθέντα τόσο στα μεστέ των φορτίων (από εδαφούς και στις ιδιότητες των υλικών). Στα πλαίσια αυτής από μια σύντομη αναφορά στη μέθοδο του μοναδικού συντελεστή ασφαλείας, παρουσιάζεται η αλλαγή του Ευρωκώδικα για τον έλεγχο έναντι αστοχίας και ο τρόπος εφαρμογής της σε συνήθη γεωτεχνικά έργα.

2. Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Μέχρι πρόσφατα, η μελέτη των γεωτεχνικών έργων έναντι αστοχίας γινόταν με τον υπολογισμό του εφ'ορτίου αστοχίας (R_u), δηλαδή του φορτίου που μπορεί να προκαλέσει την αστοχία της κατασκευής, και τη σύγκρισή του με το αντιστάχο φορτίο λειτουργίας (P), δηλαδή το πραγματικό φορτίο κατασκευής. Ειδικότερα, η διαστασιολόγηση γίνεταν έτσι ώστε ο λόγος R_u/P που ονομαζόταν *συντελεστής ασφαλείας* να είναι περίπου ίσος με μια συμβατικώς οριζόμενη τιμή F που ονομάζεται *αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας*, δηλαδή:

$$\frac{R_u}{P} \geq F \quad (1)$$

Η τιμή του αποδεκτού συντελεστή ασφαλείας είναι προφανώς μεγαλύτερη της μονάδας και εχεύεται από να εξασφαλίσει επαρκές περιθώριο ασφαλείας μεταξύ του φορτίου λειτουργίας (P) και του εφ'ορτίου αστοχίας (R_u) της κατασκευής, ώστε να περιληφθούν και απροβλεπτοί παράγοντες (δηλαδή παράγοντες που δεν έχουν λογισθεί στη μελέτη), όπως:

1. Η αύξηση του μεγέθους κάποιων δραστικών π.χ. η αύξηση του φορτίου ενός θεμελίου λόγω ανεπιμέλειας των εντατικών μεγεθών στην ανάλυση λόγω απροβλεπτής αύξησης των κλητών φορτίων ή λόγω κάποιου συνδυασμού φορτίσεων που δεν είχε ληφθεί υπόψη στη μελέτη.
2. Η μείωση των τιμών κάποιων από τις φυσικές παραμέτρους λόγω τυχαίας ενομοιογένειας των εδαφικών σχηματισμών ή λόγω αντικρίβειας των μεθόδων μέτρησης των παραμέτρων τους (π.χ. αδυναμία επιβολής στο εργαστήριο της πραγματικής επιτόπου εντατικής κατάστασης).
3. Το σφάλμα που εισάγεται λόγω των χρησιμοποιούμενων αναλυτικών προσομοιωμάτων (μοντέλων), όπως π.χ. το σφάλμα που εισάγεται στις μεθόδους ανάλυσης της ευστάθειας πρηνών υμείσδαι κωρίδων) λόγω των παραδοχών ως προς τις διεκθεισείς των δυνάμεων που ασκούνται μεταξύ των κωρίδων.

Κατά τη μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας, το φορτίο αστοχίας και το φορτίο λειτουργίας της κατασκευής υπολογίζονται κατά παγια τακτική με βάση αρχικά υπολογιστικές επιπτώσεις των διαφορών ασφαλείας ανάλογα με κάποιο λογικό κάτω όριο τιμών των εδαφικών παραμέτρων αστοχίας (ε.φ.) και κάποιο λογικό άνω όριο τιμών των εδαφικών δράσεων (ε.δ.) και κάποιων ε.φ. και ε.δ. (ε.φ. και ε.δ. υδροστατικό φορτίο κ.λπ.). Η ως άνω επιλογή των τιμών των δράσεων γινεται επιβουλευτικά από τους κανονισμούς για την επιλογή των κατάλληλων τιμών των εδαφικών παραμέτρων συνήθως επαφίεται στην χρήση του μηχανικού.

Ως οριακή αστοχία συνήθως χρησιμοποιείται κάποια στιγμή π.χ. το κατακόρυφο φορτίο αστοχίας ενός πεδίου ή ενός πασσαλίου, το οριζόντιο φορτίο που προκαλεί την ολισθήση ενός τοίχου βαρύτητας, το φορτίο εξόλκευσης ενός αγκυρίου κ.λπ., και ως φορτίο π.χ. η ροπή ανατροπής ενός τοίχου βαρύτητας ή η ορπή ολισθήσεως ενός πρανού ή επιχώματος κ.λπ. ή τέλος κάποια τάση (π.χ. η

διατηρητική τάση κατά μήκος της επιφάνειας ολισθήσεως ενός πρανού ή επιχώματος). Κατά συνέπεια, το εντάτικό μέγεθος ως προς το οποίο γίνεται ο έλεγχος έναντι αστοχίας δεν είναι ενιαίο μεταξύ των διαφορών τύπων γεωτεχνικών έργων αλλά συχνά ούτε και στο ίδιο έργο (π.χ. χρήση είτε της ροπής είτε της διατηρητικής τάσης κατά τον έλεγχο έναντι ολισθήσεως ενός πρανού). Επιπλέον, δεν είναι σαφές εάν κάποια μόνιμα φορτία με ευμενής επιρροή στο συντελεστή ασφαλείας θα πρέπει να λογίζονται μέσω μείωσης του φορτίου λειτουργίας ή μέσω αύξησης του φορτίου αστοχίας της κατασκευής, δηλαδή αν θα πρέπει να αφαιρούνται από τον παρονομαστή ή να προστίθενται στον αριθμητή του κλασματος που δίνει το διαθέσιμο συντελεστή ασφαλείας. Κλασσικό παράδειγμα αποτελεί η ευμενής επιρροή του ανακουφιστικού αναβαθμού στον πόδα ενός πρανού, εάν δηλαδή το βάρος του αναβαθμού θα πρέπει να λογίζεται μέσω μείωσης των ροπών ανατροπής ή μέσω αύξησης των ροπών στηρίξεως, πράγμα που οδηγεί σε διαφορετική τιμή του διαθέσιμου συντελεστή ασφαλείας.

Πίνακας 1 : Τιμές του Αποδεκτού Συντελεστή Ασφαλείας (παλαιά μέθοδος)
Table 1 : Values of the Acceptable Factor of Safety (old method)

Έργο	Αποδεκτός συντελεστής Ασφαλείας (F)
Πεδίο αβάνταρ βελτίωσης	2-4*
Πασσάλος σε εξονική φορτίση	2-3**
Εύκαμπτος τοίχος αντιστηρίξης (υπολογισμός βάθους έμπτυξης)	2
Τοίχος αντιστηρίξης βαρύτητας (έλεγχος ολισθήσης ή ανατροπής)	1.5
Ευστάθεια περιών, αναχωμάτων και φραγμάτων	1.4-1.5***

* F=2 κατά το DIN 1054, F=2-4 αναλόγως του είδους της κατασκευής (Αναγνώστούπουλος και Παπαδόπουλος, 1989)

** F=2 κατά το DIN 1054 και το DIN 4014, F=2-3 για διάφορες άλλες μεθόδους

*** F=1.4 κατά το DIN 4084, F=1.5 κατά το USBR (Sherard et al, 1963)

Ενα άλλο με σένημα της μέχρι πρόσφατα εφαρμοσόμενης μεθόδου για τον έλεγχο έναντι αστοχίας είναι ότι ο τιμή του αποδεκτού συντελεστή ασφαλείας δεν είναι ενιαία για τους διάφορους τύπους έργων (βλ. και Πίνακα 1). Το γεγονός αυτό θα μπορούσε ίσως να δικαιολογηθεί εάν η διαφοροποίηση της τιμής του αποδεκτού συντελεστή ασφαλείας συσχετιζόταν με τη σημασία των έργων ή τις πιθανές συνέπειες εκ της αστοχίας των. Όπως όμως φαίνεται στον Πίνακα 1, ο έλεγχος έναντι αστοχίας ενός πεδίου διορύφου κτηρίου σπειρε, που μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας (F=2-4) από το έλεγχο έναντι αστοχίας ενός υψηλού φραγματος (F=1.4-1.5) αν και οι συνέπειες της αστοχίας του φράγματος είναι προφανώς πολύ μεγαλύτερες από ότι του διορύφου κτηρίου. Η εκ

πρώτης όψεως τριεργη αυτή επιλογή οφείλεται στο ότι η παλαιά μέθοδος περιλαμβάνει σε ένα μοναδικό συντελεστή (τον αποδεκτό συντελεστή ασφαλείας) ποικίλους παράγοντες αβεβαιότητας ως προς τα φορτία και τις ιδιότητες των υλικών, τυχόν συστηματικά σφάλματα της χρησιμοποιούμενης μεθόδου ανάλυσης, αλλά και άλλες σκοπιμότητες, όπως π.χ. τον έμμεσο περιορισμό της υποχώρησης των πεδίων θεμελίωσης μέσω του υψηλού συντελεστή ασφαλείας. Ο τελευταίος αυτός παράγων, σε συνδυασμό με τη εγγενή συντηρητικότητα των μεθόδων που συνήθως χρησιμοποιούνται για την ανάλυση της ευστάθειας των φραγμάτων, ερμηνεύει τη φαινομενικά "παράλογη" απαίτηση συντελεστή ασφαλείας 2-4 στα πεδία και 1.4 - 1.5 στα φράγματα.

3. Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7

3.1 Περίπτωσης Αστοχίας και Καταστάσεις Σχεδιασμού

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο εδάφιο, ο Ευρωκώδικας 7 διατηρεί τους δύο συνημείς τύπους ελέγχων (έναντι αστοχίας και έναντι αποδεκτών μετακινήσεων) και υφίσταται χωρίς ουσιαστικές τροποποιήσεις όσον αφορά τον έλεγχο έναντι αποδεκτών μετακινήσεων (έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας). Αντίθετα, ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας αλλάζει σημαντικά με την εισαγωγή νέων εννοιών και μεθόδων. Στα επόμενα συνοψίζονται οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 7 για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι απαιτήσεις αυτές είναι εναρμονισμένες με τις αντίστοιχες απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 1 (CEN 1994 - Eurocode 1), με συνέπεια τον ενιαίο τρόπο αντιμετώπισης της κατάστασης αστοχίας στο σύνολο των έργων Πολιτικού Μηχανικού.

Κατά τους Ευρωκώδικες 1 και 7, η μελέτη των έργων έναντι αστοχίας πρέπει να γίνεται για τρεις περιπτώσεις (cases) πιθανών οριακών καταστάσεων αστοχίας:

1. *Περίπτωση Α:* Περιλαμβάνει την απώλεια της στατικής ισορροπίας της κατασκευής ως στερεού σώματος, δηλαδή χωρίς αστοχία είτε της ίδιας της κατασκευής είτε του περιβάλλοντος εδάφους. Κατά τον Ευρωκώδικα 7 (εδάφιο 2.4.2.15), η Περίπτωση Α αναφέρεται μόνον σε προβλήματα επίπλευσης λόγω υδροστατικών δυνάμεων (π.χ. κτίριο με στεγανολεκάνη).
2. *Περίπτωση Β:* Περιλαμβάνει τους μηχανισμούς αστοχίας που μπορούν να αναπτυχθούν σε δομικά στοιχεία της κατασκευής λόγω παραμόρφωσης του εδάφους θεμελίωσης ή λόγω φόρτισης της κατασκευής από το περιβάλλον έδαφος. Τέτοιες περιπτώσεις αποτελούν π.χ. η αστοχία υπερστατικού φορέα γέφυρας λόγω υποχώρησης της θεμελίωσης ενός βαθρού ή η αστοχία ενός υπογείου τοιχείου λόγω υπερβολικής αύξησης της ωθήσεως γαιών. Είναι προφανές ότι η Περίπτωση Β πρέπει να ελέγχεται μόνον εάν το έργο περιλαμβάνει και δομικά στοιχεία (π.χ. τοίχοι αντιστηρίξεως, πάσ-

σαλοι, επενδεδυμένες σήραγγες, κλπ) και όχι απλώς καθαρώς γεωτεχνικούς φορείς (π.χ. φυσικά) πλάνης ή επίχωμα.

3. *Περίπτωση Γ:* Περιλαμβάνει τους μηχανισμούς αστοχίας που μπορούν να αναπτυχθούν στο έδαφος, όπως π.χ. η αστοχία του εδάφους κάτω από ένα πέδιλο γύρω από ένα πάσσαλο ή ένα αγκυρίο, η διατμητική αστοχία φυσικού προσόχου επ' χάρματος ή φράγματος, η ολίσθησις ή η ανατομή τοίχου βαρύτητας λόγω αστοχίας του αντιστηρίξιμου εδάφους ή λόγω υπέρβασης της αντοχής του εδάφους στη βάση του τοίχου ή αστοχίας του εδάφους στο μέτωπο ή την οροφή σήραγγας κλπ.

Κατά τον Ευρωκώδικα 7 (εδόσια 2.4.2.14 και 2.4.2.15), στον έλεγχο έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας θα πρέπει να εξετάζονται και οι τρεις ανωτέρω περιπτώσεις αστοχίας (όπου βεβαίως εφαρμόζονται) και η διαστασιολόγηση κάθε στοίχου τοίχου έργου να γίνεται με τη δυσμενέστερη επί των. Διευκρινίζεται ότι τα ανωτέρω ισχύουν και για τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων του έργου η οποία θα πρέπει επίσης να γίνεται με τη δυσμενέστερη εκ των περιπτώσεων Α, Β, Γ και όχι ιδίον με την περίπτωση Β που αναφέρεται σε αστοχία του ίδιου του δομικού στοιχείου. Τυπικά παραδείγματα αποτελούν οι τοίχοι αντιστηρίξεως τύπου Β και οι εύκαμπτοι τοίχοι αντιστηρίξεως στους οποίους, όπως φαίνεται από τις παραμετρικές αναλύσεις που παρουσιάζονται στα επόμενα εδάφια, η περίπτωση Γ είναι δυσμενέστερη της Β για τη διαστασιολόγηση του τοίχου ως δομικού στοιχείου (η κομψική ροπή της περίπτωσης Γ είναι μεγαλύτερη από τη ροπή της περίπτωσης Β).

Οι Περιπτώσεις Β και Γ, αν και συχνά σγηνώνονται, είναι απολύτως διακριτές. Για παράδειγμα, σε τοίχους αντιστηρίξεως χωρίς δυνατότητα μετακίνησης (π.χ. περιμετρικά τοίχια υπογείων) δεν υπάρχει δυνατότητα ανάπτυξης μηχανισμού αστοχίας στο έδαφος και συνεπώς η διαστασιολόγηση θα γίνεται μόνον κατά την περίπτωση αστοχίας Β με ωθήσεις γαιών που αντιστοιχούν στην κατάσταση ηρεμίας (τύπου Κο ή κάτι παρόμοιο). Αντίθετα, σε τοίχους αντιστηρίξεως με δυνατότητα μετακίνησης (π.χ. τοίχους αντιστηρίξεως τύπου L) θα πρέπει να εξετάζονται και οι δύο περιπτώσεις αστοχίας (Β και Γ), επειδή υπάρχει δυνατότητα αστοχίας του τοίχου ως δομικού στοιχείου¹ αλλά και δυνατότητα αστοχίας του εδάφους πίσω από τον τοίχο². Στο ανωτέρω παράδειγμα, οι ωθήσεις σχεδιασμού του τοίχου στις περιπτώσεις Β και Γ θα είναι

1. π.χ. λόγω υπερβολικής ροπής στη βάση, πριν η μετακίνηση του τοίχου ως στερεού σώματος μειώσει την ώθηση γαιών στην ενεργητική τιμή.

2. π.χ. εάν ο τοίχος ολισθήσει κατά μήκος της βάσης του και η ώθηση γαιών μειωθεί στην ενεργητική τιμή, πριν από την αστοχία του τοίχου ως δομικού στοιχείου μέσω ανάπτυξης πλαστικής άρθρωσης.

διαφορετικές: ο έλεγχος της περίπτωσης Β θα πρέπει να γίνεται με ωθήσεις ηρεμίας (η κάτι παραπάνω) επειδή δεν έχει αναπτυχθεί μηχανισμός αστοχίας στο έδαφος ώστε να μειώσουν οι ωθήσεις γαιών στην ενεργητική κατάσταση. Ο έλεγχος της περίπτωσης Γ θα πρέπει να γίνεται με ενεργητικές ωθήσεις από τον εξορισμό γρήγορα αναπτυχθεί μηχανισμός αστοχίας εντός του εδάφους. Τέλος, ο έλεγχος έναντι αστοχίας τοίχων αντίστησης βάρυτητας απαιτεί εξέταση μόνον της περίπτωσης Γ επειδή δεν είναι πιθανή η αστοχία του τοίχου ως δομικού στοιχείου λόγω του μεγάλου πάχους του. Με όλα τα ανωτέρω παραδείγματα, η περίπτωση Γ θα πρέπει να περιλαμβάνει όλους τους δυνατούς μηχανισμούς αστοχίας στο έδαφος δηλαδή αστοχία τύπου Rankine-Coulomb πίσω από τον τοίχο, αστοχία κατά μήκος της βάσης του τοίχου (ολίσθηση και γενικευμένη αστοχία με επιφάνεια ολίσθησης που περιλαμβάνει το σύνολο του τοίχου και το περιβάλλον έδαφος).

Κατά τον Ευρωκώδικα 1 (εδάφιο 4.1), οι δράσεις (φορτίσεις) επί των κατασκευών διακρίνονται σε μόνιμες (π.χ. διαβάρη των στοιχείων της κατασκευής και του εδάφους, αθήσεις γαιών, υδροστατικά φορτία, κλπ.), πρόσκαιρες (π.χ. κινητά φορτία κυκλοφορίας, άνεμος, χιονιά, φορτία λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής, κλπ.), *ατυχηματικές* (π.χ. δράσεις λόγω τροσκρόνησης οχήματος, φορτίση λόγω αστοχίας κάποιου άλλου μέλους της κατασκευής, κλπ) και *σεισμικές δράσεις* (λόγω σεισμού). Κατ' αναλογία, ορίζονται οι ακόλουθες τέσσερις καταστάσεις σχεδιασμού (design situations) αναλόγως του είδους των δράσεων που περιλαμβάνουν:

1. Μόνιμες (permanent), που περιλαμβάνουν μόνον τις μόνιμες δράσεις της κατασκευής.
2. Πρόσκαιρες (transient), που περιλαμβάνουν όλες τις μόνιμες δράσεις και κάποιο πιθανό συνδυασμό πρόσκαιρων δράσεων.
3. Ατυχηματικές (accidental), που περιλαμβάνουν όλες τις μόνιμες δράσεις, τις συνήθεις τιμές των κύριων πρόσκαιρων δράσεων, τις οιονει-μόνιμες τιμές των λοιπων πρόσκαιρων δράσεων και μια από τις πιθανές ατυχηματικές δράσεις.
4. Σεισμικές (seismic), που περιλαμβάνουν όλες τις μόνιμες δράσεις, τις οιονει-μόνιμες τιμές των πρόσκαιρων δράσεων και τις σεισμικές δράσεις.

Οι συνδυασμοί των δράσεων που περιλαμβάνονται σε κ.θε μια από τις ανωτέρω καταστάσεις σχεδιασμού αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 1 (εδάφιο 9.4.2). Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 και 7, οι έλεγχοι των οριακών καταστάσεων αστοχίας (περιπτώσεις Α,

Β,Γ) θα πρέπει να γίνονται για όλες τις πιθανές καταστάσεις σχεδιασμού.

3.2 Τιμές σχεδιασμού, χαρακτηριστικές τιμές και επιμέρους συντελεστές

Κατά τον έλεγχο των περιπτώσεων οριακής κατάστασης αστοχίας (Α, Β, Γ) μέσω των διαφορών καταστάσεων σχεδιασμού (μόνιμες, πρόσκαιρες, ατυχηματικές και σεισμικές), τα μεγέθη των δράσεων και των ιδιοτήτων των υλικών υπεισέρχονται με τις λεγόμενες τιμές σχεδιασμού (design values). Η έννοια της τιμής σχεδιασμού μιας δράσης ή ιδιότητας υλικού, αλλά και οι σχετικές μ' αυτήν έννοιες της *χαρακτηριστικής τιμής* (characteristic value) και του *επιμέρους συντελεστή* (partial factor), αποτελούν τη βάση της μεθόδου των Ευρωκωδικών και αντικαθιστούν αφενός μεν τον μοναδικό συντελεστή ασφαλείας των παλαιότερων μεθόδων, αφετέρου δε τις συνήθεις τιμές των φορτίων και των ιδιοτήτων των υλικών που υπεισέρχοντο στους υπολογισμούς.

Στη γεωτεχνική, οι μέχρι σήμερα χρησιμοποιούμενες τιμές των ιδιοτήτων των εδαφικών υλικών κατά πάγια τακτική αποτελούν αρκετά συντηρητικές εκτιμήσεις των μεγεθών αυτών και περιλαμβάνουν (κατά την εκτίμηση του μελετητή) την τυχαία μεταβλητότητα του εδάφους, την αναπόφευκτη διατάραξη των δοκιμών κατά τη δειγματοληψία, τον μικρό αριθμό των εκτελούμενων δοκιμών και τις γνωστές ατέλειες των εργαστηριακών συσκευών, το είδος και τη σημασία του υπό μελέτη έργου και τέλος την εμπειρία του μηχανικού στον συγκεκριμένο τύπο εδάφους και έργου. Πάντως αναμφισβήτητα, η επιλογή των τιμών των ιδιοτήτων των εδαφικών υλικών γίνεται κυρίως με υποκειμενικά κριτήρια και συχνά αποτελεί τέχνη (και όχι επιστήμη). Για τον περιορισμό της υποκειμενικότητας στην επιλογή των τιμών των ιδιοτήτων των υλικών (αλλά και των φορτίσεων), οι Ευρωκωδικες εισήγαγαν την έννοια της *χαρακτηριστικής τιμής* η οποία κατά τον Ευρωκώδικα 7.1 (εδάφιο 2.4.3) αποτελεί μια συντηρητική εκτίμηση (cautious estimate) της μέσης τιμής της συγκεκριμένης παραμέτρου. Ο ορισμός αυτός εξειδικεύεται στις περιπτώσεις όπου τα διαθέσιμα στοιχεία είναι επαρκή για την εφαρμογή στατιστικών μεθόδων, οπότε ως χαρακτηριστική τιμή θεωρείται η τιμή της παραμέτρου με πιθανότητα υπέρβασης (επί το δυσμενέστερον) ίση με 5%. Ο Ευρωκώδικας 1.1 (εδάφιο 5) διευκρινίζει ότι η ανωτέρω πιθανότητα υπέρβασης ισχύει για τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στους

ελέγχους των οριακών καταστάσεων αστοχίας (π.χ. οι τιμές των παραμέτρων αντοχής σ_c και οι χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων παραμορφωσιμότητας) που κυρίως χρησιμοποιούνται στην ανάλυση των οριακών καταστάσεων λειτουργίας) να λαμβάνονται ίσες με τις νέες τιμές (πιθανότητα υπέρβασης 50%). Τέλος ο Ευρωκώδικας 1.1 (εδαφίο 5) διευκρινίζει ότι όταν τα διαθέσιμα στοιχεία δεν είναι επαρκή για την εκτίμηση της στατιστικής κατανομής μιας παραμέτρου (κυρίως λόγω μικρού αριθμού διαθέσιμων δοκιμών - πράγμα σύνηθες στη γεωτεχνική), ως χαρακτηριστική τιμή μπορεί να χρησιμοποιείται η "ονομαστική τιμή" (nominal value) της παραμέτρου¹. Συνεπώς, τουλάχιστον στη γεωτεχνική, η εισαγωγή του κλάσματος "5%" στην έννοια της χαρακτηριστικής τιμής δεν έγινε με σκοπό την γενική απεικόνιση εφαρμογής στατιστικών μεθόδων στην εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων, αλλά για τον κατά το δυνατόν αντικειμενικό καθορισμό του όρου "συντηρητική εκτίμηση" στη διαδικασία επιλογής των χαρακτηριστικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων. Σύμφωνα με τα ανωτέρω, οι συγγραφείς πιστεύουν ότι οι εκτιμήσεις των εδαφικών παραμέτρων με τον τρόπο που κατά πάγια τακτική γίνονται στην Ελλάδα αποτελούν "συντηρητικές εκτιμήσεις" και συνεπώς ταυτίζονται με τις χαρακτηριστικές τιμές του Ευρωκώδικα 7 χωρίς περαιτέρω διορθώσεις. Στις περιπτώσεις όπου ο μελετητής επιθυμεί την εφαρμογή στατιστικών μεθόδων για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων, συνιστάται η μέθοδος που παρουσιάζεται στο Παράρτημα Α.

Οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων (F_d) και των ιδιοτήτων των υλικών (X_d) που υφίστανται στους ελέγχους έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας υπολογίζονται από τις χαρακτηριστικές τιμές των αντιστοιχών παραμέτρων (F_k και X_k) μέσω των σχέσεων:

$$F_d = \gamma_F F_k \text{ και } X_d = \eta X_k \gamma_M$$

όπου: γ_F είναι ο επιμέρους συντελεστής των δράσεων, γ_M είναι ο επιμέρους συντελεστής των εδαφικών ιδιοτήτων και η είναι ένας συντελεστής μετατροπής (conversion factor). Ο συντελεστής μετατροπής² συνήθως είναι ίσος με τη μονάδα, αλλά όπου απαιτείται μπορεί να χρησιμεύσει στην κατάλληλη προσαρμογή της τιμής σχεδιασμού π.χ. ως

1. ο όρος δεν είναι σαφής αλλά πρέπει να υποδηλώνει μια ποιοτική συντηρητική εκτίμηση της παραμέτρου
2. Ευρωκώδικας 1.1, εδαφίο 9.3.3 και Ευρωκώδικας 7.1, εδαφίο 2.4.3(3)
3. Ευρωκώδικας 7.1, εδαφίο 2.4.2 (15)

συντελεστής προσαρμογής³ επειδή βασίζεται κυρίως λόγω των παραδοχών της χρησιμοποιούμενης μεθόδου ανάλυσης. Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων παρουσιάζονται στους Πίνακες 2, 3, 4 και εξαρτώνται από (i) την εξεταζόμενη περίπτωση αστοχίας και (ii) την κατάσταση σχεδιασμού. Τονίζεται και πάλι ότι οι επιμέρους συντελεστές των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων δεν αποκλίνουν για τις ίδιες βαθμύς αβεβαιότητας ή το πιθανό σφάλμα κατά τον προσδιορισμό των αντιστοιχών παραμέτρων, δεδομένου ότι οι παραγοντες αυτοί έχουν ήδη ληφθεί υπόψη στις χαρακτηριστικές τιμές των διασπορών ποσότητων. Αντίθετα, οι επιμέρους συντελεστές που λαμβάνουν:

(i) Ένα μέσο πιθανό σφάλμα που εισέρχεται στην αναλυτική προσομοίωση του συζήτησης σφάλματος. Επειδή οι διάφορες μέθοδοι ανά της εισαγούν διαφορετικά σφάλματα, διατίθεται και ο συντελεστής μετατροπής η για την προσαρμογή του σφάλματος εκ της μεθόδου προσαρμογής στις περιπτώσεις όπου μια αναλυτική μέθοδος εισαγει σφάλμα που αφίσταται σημαντικά του ανωτέρω

(ii) Ένα πρόσθετο περιθώριο ασφαλείας της πρώτης κατάστασι αστοχίας το οποίο έχει επιλεγεί κατά τρόπο ώστε γενικώς τα αποτελέσματα της μεθόδου του Ευρωκώδικα να μην αποκλίνουν σημαντικά από τα αντίστοιχα αποτελέσματα της κατάλληλης μεθόδου του μοναδικού συντελεστή ασφαλείας (Meyershoff, 1970). Βεβαίως, δεν είναι δυνατόν όλες οι μέθοδοι να δίνουν τα ίδια ακριβώς αποτελέσματα σε όλες τις περιπτώσεις επειδή, σε αντίθεση με τον αποδεκτό συντελεστή ασφαλείας (Πίνακας 1), οι επιμέρους συντελεστές δεν εξαρτώνται από τον τύπο του γεωτεχνικού έργου. Οι διαφορές των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων που οφείλονται στον παράγοντα αυτό διερευνώνται στα παραδείγματα των εδαφίων που ακολουθούν.

Οι δράσεις που οφείλονται στη βαρύτητα (π.χ. το ίδιο βάρος του εδάφους, οι ωθήσεις γαιών και οι υδροστατικές δυνάμεις) θεωρούνται ως μόνιμες δράσεις και συνεπώς οι τιμές σχεδιασμού υπολογίζονται με τους επιμέρους συντελεστές των μόνιμων δράσεων (Πίνακας 2) και τις χαρακτηριστικές τιμές του φαινομένου βάρους του εδάφους και του νερού. Σύμφωνα με την υποσημείωση (3) του Πίνακα 9.2 του Ευρωκώδικα 1.1, θα πρέπει να εφαρμόζεται ο ίδιος επιμέρους συντελεστής σε όλες τις μόνιμες δράσεις που προέρχονται από το ίδιο αίτιο (στην

Πίνακας 2 : Επιμέρους Συντελεστές Δράσεων (Y_F)
Table 2 : Partial Factors for Actions (Y_F)

Περίπτωση Αστοχίας	Κατάσταση Σχεδιασμού	Είδος δράσης (φόρτισης)					
		Μόνιμη		Πρόσκαιρη		Ατυχηματική#	
		Ευμενής	Δυσμενής	Ευμενής	Δυσμενής	Ευμενής	Δυσμενής
Α	Μόνιμη	0.95*	1.0**	0	0	0	0
	Πρόσκαιρη	0.95*	1.0**	0	1.5	0	0
	Ατυχηματική#	1.0	1.0	0	1.0	0	1.0
Β	Μόνιμη	1.0	1.35	0	0	0	0
	Πρόσκαιρη	1.0	1.35	0	1.5	0	0
	Ατυχηματική#	1.0	1.0	0	1.0	0	1.0
Γ	Μόνιμη	1.0	1.0	0	0	0	0
	Πρόσκαιρη	1.0	1.0	0	1.3	0	0
	Ατυχηματική#	1.0	1.0	0	1.0	0	1.0

* τιμή του Ευρωκώδικα 7.1. ίση με 0.90 κατά τον Ευρωκώδικα 1.1 (Πίνακας 9.2)

** τιμή του Ευρωκώδικα 7.1. ίση με 1.10 κατά τον Ευρωκώδικα 1.1 (Πίνακας 9.2)

περιλαμβάνει και τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Πίνακας 3 : Επιμέρους Συντελεστές Εδαφικών Ιδιοτήτων * (Y_M)
Table 3 : Partial Factors for Ground Properties (Y_M)

Περίπτωση Αστοχίας	Επιμέρους συντελεστής για μόνιμες και πρόσκαιρες καταστάσεις σχεδιασμού**		
	Ενεργός γωνία τριβής (tan φ')	Ενεργός συνοχή (c')	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή (c _u ή q _u)
Α	1.1	1.3	1.2
Β	1.0	1.0	1.0
Γ	1.25	1.6	1.4

* Δεν ισχύουν για έλεγχο της αστοχίας πασσάλων (βλέπε Πίνακα 4).

** Για ατυχηματικές και σεισμικές καταστάσεις σχεδιασμού, όλοι οι επιμέρους συντελεστές είναι ίσοι με τη μονάδα.

Πίνακας 4 : Επιμέρους Συντελεστές Εδαφικών Ιδιοτήτων για τη Μελέτη Πασσάλων
Table 4 : Partial Factors for Ground Properties for the Design of Piles

Είδος Πασσαλού	Επιμέρους συντελεστες για την περίπτωση Γ*		
	Πλευρική τριβή	Αντοχή αιχμής	Ολική αντοχή**
Έγχυτοι διεξακαρής	1.3	1.6	1.5
Γυμνωμένοι	1.3	1.3	1.3
Συνεχώς εκκρεμούςς διανοίξης (Continuous Flight Auger)	1.3	1.45	1.4

Οι παραπάνω συντελεστές ισχύουν για μόνιμες και πρόσκαιρες καταστάσεις σχεδιασμού. Για ατυχηματικές και σεισμικές καταστάσεις σχεδιασμού, όλοι οι επιμέρους συντελεστές είναι ίσοι με τη μονάδα.

* Στην περίπτωση αστοχίας Β όλοι οι επιμέρους συντελεστές είναι ίσοι με τη μονάδα. Η περίπτωση Α δεν εφαρμόζεται στους πασσάλους.

** Αφορά την περίπτωση όπου υπολογίζεται η χαρακτηριστική τιμή της ολικής αντοχής του πασσάλου (π.χ. από επιτόπου δοκιμές αραχής τασσάλων).

προκειμένη περίπτωση τη βαρύτητα). Έτσι, ακόμη και στην περίπτωση όπου το βάρος του εδάφους ή του νερού, ή οι ωθήσεις του προέρχονται απ' αυτά δρουν ευμενώς σε ένα τμήμα του έργου και δυσμενώς σε ένα άλλο τμήμα, θα πρέπει να εφαρμόζεται ενιαίος επιμέρους συντελεστής με την ευμενή ή δυσμενή τιμή

του Πίνακα 2 αναλόγως του εάν η συνισταμένη δράση είναι ευμενής ή δυσμενής. Τέτοια είναι η περίπτωση των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων και των διαφορικών υδροστατικών ωθήσεων στις εκατέρωθεν παρειές ενός τοίχου αντιστηρίξεως, καθώς και η δράση του βάρους του εδάφους στη ζώνη αστοχίας

κάτω από ένα πέδιλο ή σε ένα πρσανές (οπου τμήμα του εδάφους δρά ευμενώς και τμήμα δυσμενώς).

Σε αρκετές περιπτώσεις δημιουργείται συγχυση μεταξύ των επιμέρους συντελεστών των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων επειδή συχνά οι δράσεις εξαρτώνται και από τις ιδιότητες του εδάφους. Κλασσικό παράδειγμα αποτελεί η ενεργητική ώθηση (P_d) γαιών σε τοίχο αντιστηρίξεως που δίνεται από τη γνωστή σχέση :

$$P_d = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + qHK_a \quad (3)$$

όπου (H) είναι το ύψος του τοίχου, (q) είναι η επιφορτίση στην επιφάνεια του εδάφους πίσω από τον τοίχο, (γ) είναι το φαινόμενο βάρος του εδάφους και (K_a) είναι ο συντελεστής ενεργητικής ώθησης που εξαρτάται από τις παραμέτρους αντοχής (c, ϕ) του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή, η τιμή σχεδιασμού της ώθησης (P_d) υπολογίζεται από τις τιμές σχεδιασμού των (γ) και (q) θεωρούμενων ως δράσεων και την τιμή σχεδιασμού του (K_a) η οποία υπολογίζεται από τις τιμές σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων αντοχής.

3.3 Έλεγχος έναντι της οριακής κατάστασης αστοχίας

Μετά τον προσδιορισμό των τιμών σχεδιασμού των δράσεων (F_d) και των εδαφικών ιδιοτήτων (X_d), υπολογίζονται :

1. Το οριακό φορτίο σχεδιασμού (P_d - ultimate limit state design load) της κατασκευής, που προκύπτει από τις τιμές σχεδιασμού των δράσεων. Στην περίπτωση πεδίων θεμελίωσης, πασσάλων και αγκυριών, το φορτίο (P_d) είναι το αξονικό ή το εγκάρσιο φορτίο του στοιχείου αναλόγως της οριακής κατάστασης που ελέγχεται. Στην περίπτωση τοίχων αντιστηρίξεως, το φορτίο (P_d) είναι η ώθηση σχεδιασμού ή η ροπή ανατροπής σχεδιασμού του τοίχου αναλόγως της οριακής κατάστασης που ελέγχεται. Στην περίπτωση ανάλυσης της ευστάθειας πρσανών μέσω ισορροπίας ροπών (μέθοδος Bishop), το φορτίο (P_d) είναι η οριακή ροπή σχεδιασμού (λόγω βάρους του εδάφους, κλπ) που συντείνει στην αστοχία του πρσανούς. Τέλος, στην περίπτωση ανάλυσης της ευστάθειας πρσανών μέσω ισορροπίας δυνάμεων (μέθοδος Janbu), το φορτίο (P_d) είναι η οριακή δύναμη σχεδιασμού που συντείνει στην αστοχία του πρσανούς.
2. Η οριακή αντοχή σχεδιασμού (R_d - ultimate limit state bearing resistance) της κατασκευής, που προκύπτει από τις τιμές σχεδιασμού των εδαφικών ιδιοτήτων. Στην περίπτωση πεδίων θεμελίωσης, πασσάλων ή αγκυριών, η οριακή αντοχή σχεδιασμού είναι η "φέρουσα ικανότητα" των στοιχείων

αυτών υπολογισμένη με τις τιμές σχεδιασμού των εδαφικών ιδιοτήτων. Στην περίπτωση τοίχων βάρυτητας, ή οριακή αντοχή σχεδιασμού είναι η οριακή ροπή στηρίξεως ή η αντοχή τριβής στη βάση του τοίχου και πάλι υπολογισμένη με τις τιμές σχεδιασμού των αντιστοιχών παραμέτρων. Στην περίπτωση ελέγχου της ευστάθειας πρσανών, η οριακή αντοχή σχεδιασμού είναι η οριακή ροπή (ή η οριακή δύναμη αντιστήσεως) του πρσανούς υπολογισμένη και πάλι με τις τιμές σχεδιασμού των εδαφικών ιδιοτήτων.

Τέλος, ο έλεγχος επάρκειας της ικανοποίησης της συγκεκριμένης οριακής κατάστασης αστοχίας απαιτεί ικανοποίηση της συνθήκης :

$$P_d \leq R_d \quad (4)$$

Συνεπώς, ο έλεγχος επάρκειας έναντι αστοχίας με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα εξασφαλίζει ότι τα πραγματικά φορτία του έργου προσεγγίζονται με τους αντίστοιχους επιμέρους συντελεστές δράσεων (Υπ) δεν υπερβαίνουν την αντοχή της κατασκευής, η οποία έχει υπολογισθεί με βάση τις πραγματικές χαρακτηριστικές εδαφικές ιδιότητες μειωμένες με τους αντίστοιχους επιμέρους συντελεστές τιμών (Υμ). Στην περίπτωση ισότητας ($P_d = R_d$), η κατασκευή έχει ακριβώς το ελάχιστο περιθώριο ασφαλείας που απαιτεί ο Ευρωκώδικας, δηλαδή η επιπλέον απαιτούμενη ονοματολογία ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας είναι ίσος με τον αποδεκτό συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση ανισότητας ($P_d < R_d$), η κατασκευή είναι υπερασχεδιασμένη, οπότε μπορεί να υπολογισθεί ο συντελεστής υπερασχεδιασμού (overdesign factor - OD) :

$$OD = R_d / P_d \geq 1 \quad (5)$$

ο οποίος εκφράζει το διαθέσιμο περιθώριο ασφαλείας πέραν του ελαχίστου που απαιτεί ο Ευρωκώδικας.

3.4 Σύνοψη της μεθόδου σχεδιασμού κατά τον Ευρωκώδικα 7

Ο έλεγχος ενός γεωτεχνικού έργου για συγκεκριμένη περίπτωση αστοχίας (Α, Β ή Γ) και κατάσταση σχεδιασμού (μόνιμη, πρόσκαιρη, σεισμική ή σεισμική) περιλαμβάνει τα εξής βήματα κατά τον Ευρωκώδικα :

1. Εκτίμηση των χαρακτηριστικών τιμών των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων. Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων (π.χ. κινητα φορτία, ανεμοπιέσεις, κλπ) συνήθως δίδονται από τους κινονισμούς ή τις προδιαγραφές του έργου και αποτελούν συντηρητικές εκτιμήσεις των μεγεθών αυτών. Οι χαρακτηριστικές τιμές των εδαφικών ιδιοτήτων προκύπτουν από τη γεωτεχνική έρευνα ως "συντη-

- ρητικές εκτιμήσεις¹ των αντιστοιχών παραμέτρων (σε περίπτωση εφαρμογής στατιστικής μεθόδου : πιθανότητα υπέρβιουης επί το δυσμενέστερον 5%).
2. Υπολογισμός των τιμών σχεδιασμού των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων με εφαρμογή των σχέσεων (2) και κατάλληλων επιμέρους συντελεστών από τους Πίνακες 2, 3 και 4.
 3. Υπολογισμός του οριακού φορτίου σχεδιασμού και της οριακής αντοχής σχεδιασμού του έργου με εφαρμογή ενός κατάλληλου υπολογιστικού προσομοιώματος (μοντέλου) και χρήση των τιμών σχεδιασμού των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων από το βήμα 2).
 4. Έλεγχος επάρκειας της κατασκευής με εφαρμογή της σχέσης (4). Σε περίπτωση ανεπαρκούς σχεδιασμού ή σημαντικού υπερσχεδιασμού ακολουθεί επαναδιαστασιολόγηση του έργου και επανάληψη των βημάτων 3 και 4.

Η αναπάνω μεθολογία του Ευρωκώδικα δεν διαφέρει σημαντικά από τη μεθολογία του μοναδικού συντελεστή ασφαλείας που περιλαμβάνει τα εξής ανάλογα βήματα :

1. Εκτίμηση των φορτίων (δράσεων) και των εδαφικών ιδιοτήτων. Οι τιμές των φορτίων συνήθως δίδονται από τους κανονισμούς ή τις προδιαγραφές του έργου (π.χ. κινητά φορτία, ανεμοπιέσεις κλπ) και αποτελούν "συντηρητικές εκτιμήσεις" των διάφορων ποσοτήτων. Οι τιμές των εδαφικών ιδιοτήτων προκύπτουν από τη γεωτεχνική έρευνα ως "συντηρητικές εκτιμήσεις" των αντιστοιχών παραμέτρων.
2. Δεν υπάρχει.
3. Υπολογισμός του φορτίου λειτουργίας και του φορτίου αστοχίας του έργου με εφαρμογή κατάλληλου υπολογιστικού προσομοιώματος (μοντέλου) και χρήση των τιμών των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων από το βήμα 1.
4. Έλεγχος επάρκειας της κατασκευής με εφαρμογή της σχέσης (1). Σε περίπτωση ανεπαρκούς σχεδιασμού ή σημαντικού υπερσχεδιασμού, ακολουθεί επαναδιαστασιολόγηση του έργου και επανάληψη των βημάτων 3 και 4.

Κατ' συνέπεια, οι κύριες διαφορές μεταξύ των ανωτέρω δυο μεθόδων είναι :

1. Κατ' την εφαρμογή του υπολογιστικού προσομοιώματος (βήμα 3), εις μεν τη μεθοδο του

¹ δηλαδή στις περισσότερες περιπτώσεις οι "χαρακτηριστικές τιμές" των παραμέτρων

Ευρωκώδικα υπεισερχονται οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων, εις δε τη μεθοδο του συντελεστή ασφαλείας υπεισερχονται κάποιες "συντηρητικές εκτιμήσεις" των παραμέτρων¹. Τονίζεται ότι με την εισαγωγή του Ευρωκώδικα δεν απαιτείται καμία τροποποίηση των έως σήμερα χρησιμοποιούμενων υπολογιστικών προσομοιωμάτων (αναλυτικών μεθόδων). Η διαφορά μεταξύ των δύο μεθόδων έγκειται στις τιμές των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων που υπεισερχονται στους υπολογισμούς.

2. Ο έλεγχος επάρκειας έναντι αστοχίας, εις μεν τη μεθοδο του Ευρωκώδικα γίνεται με τη σχέση (4), εις δε τη μεθοδο του συντελεστή ασφαλείας με τη σχέση (1).

Σημειώνεται ότι η απαίτηση του Ευρωκώδικα για έλεγχο όλων των δυνατών περιπτώσεων αστοχίας (Α, Β και Γ) και όλων των δυνατών καταστάσεων σχεδιασμού (μονιμων, πρόσκαιρων, ατυχηματικών και σεισμικών) δεν αποτελεί ουσιαστική διαφορά σε σύγκριση με την παλαιά μεθοδο, δεδομένου ότι και η παλαιά μεθοδος απαιτούσε την εξέταση όλων των πιθανών μηχανισμών αστοχίας (στο έδαφος και την κατασκευή) και των αντιστοιχών καταστάσεων σχεδιασμού. Παρά ταύτα, η μεθοδος του Ευρωκώδικα απαιτεί πρόσθετους υπολογισμούς σε σχέση με την παλαιά μεθοδο : για παράδειγμα, κατά τον Ευρωκώδικα η διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστηρίξεως τόσο από πλευράς μεγέθους (διαστάσεις τοίχου βαρύτητας ή βάθος έμπτυξης εύκαμπτου τοίχου) όσο και ως δομικού στοιχείου (απαιτούμενο πάχος για την ανάληψη της καμπτικής ροπής) πρέπει να γίνεται και με τις δύο περιπτώσεις Β και Γ (Ευρωκώδικας 7, εδάφιο 2.4.2.15). Αντίθετα, κατά την παλαιά μεθοδο η διαστασιολόγηση του τοίχου από πλευράς μεγέθους συνήθως γινόταν μόνον με εξέταση μηχανισμού αστοχίας στο έδαφος (περίπτωση Γ) και η διαστασιολόγηση ως δομικού στοιχείου, δηλαδή ο έλεγχος έναντι κάμψως, γινόταν μόνον με εξέταση ανάπτυξης πλαστικής άρθρωσης στον ίδιο τον τοίχο (περίπτωση αστοχίας Β).

Ο έλεγχος στην (οριακή) κατάσταση λειτουργίας με την νέα μεθοδο του Ευρωκώδικα και με την παλαιά μεθοδο δίνει ακριβώς τα ίδια αποτελέσματα. Πράγματι, κατά τον Ευρωκώδικα ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας περιλαμβάνει τα εξής βήματα :

1. Εκτίμηση των χαρακτηριστικών τιμών των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων. Οι χαρακτηριστικές

τιμές των δράσεων (π.χ. κινητά φορτία, ανεμοπιέσεις, κλπ.) συνήθως δίδονται από τους κανονισμούς ή τις προδιαγραφές του έργου και αποτελούν συντηρητικές εκτιμήσεις των μεγεθών αυτών. Οι χαρακτηριστικές τιμές των εδαφικών παραμέτρων παραμορφωσιμότητας προκύπτουν από τη γεωτεχνική έρευνα ως "μέσες τιμές" των αντίστοιχων μεγεθών (Ευρωκώδικας 1, εδάφιο 5).

2. Υπολογισμός των τιμών σχεδιασμού των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων με εφαρμογή των σχέσεων (2) και μοναδιαίων τιμών των επιμέρους συντελεστών, δηλαδή $\gamma_F = \gamma_M = 1$ (Ευρωκώδικας 1 - Πίνακας 9.4 και Ευρωκώδικας 7 - εδάφιο 2.4.3.13).
3. Υπολογισμός των δράσεων λειτουργίας του έργου και των παραμορφώσεων που οφείλονται στις δράσεις αυτές με εφαρμογή ενός κατάλληλου υπολογιστικού προσομοιώματος (μοντέλου) και χρήση των τιμών σχεδιασμού των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων (από το βήμα 2).
4. Έλεγχος επάρκειας στην κατάσταση λειτουργίας μέσω συγκρίσης των ανωτέρω παραμορφώσεων με τις αποδεκτές παραμορφώσεις της κατασκευής. Σε περίπτωση μη-αποδεκτής συμπεριφοράς, ακολουθεί επαναδιαστασιολόγηση του έργου και επανάληψη των βημάτων 3 και 4.

Ο έλεγχος στην κατάσταση λειτουργίας κατά την παλαιά μέθοδο είναι ακριβώς ίδιος δεδομένου ότι :

1. Η εκτίμηση των τιμών των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων γίνεται με τον ίδιο τρόπο (συντηρητικές τιμές για τις δράσεις και μέσες τιμές για την παραμορφωσιμότητα)
2. Δεν χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές, γεγονός που ταυτίζεται με τη χρήση μοναδιαίων επιμέρους συντελεστών.
3. Ο υπολογισμός των δράσεων λειτουργίας και των αντίστοιχων παραμορφώσεων μπορεί να γίνει με το ίδιο αναλυτικό προσομοίωμα και με την παλαιά και με τη νέα μέθοδο.
4. Ο έλεγχος επάρκειας γίνεται με τον ίδιο τρόπο και στις δύο μεθόδους.

4. ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7

4.1 Θεμελιώσεις με πέδιλα

Στο Παραρτήμα Β του Ευρωκώδικα 7 προτείνεται μια μέθοδος ανάλυσης της οριακής κατάστασης

1. όπως άλλωστε και όλες οι αναλυτικές μέθοδοι (βλέπε εδάφιο 3.4 ανωτέρω)
2. οι οποίες είναι πρακτικώς ίδιες με τις χαρακτηριστικές τιμές του Ευρωκώδικα (βλέπε εδάφιο 3.2 ανωτέρω)

αστοχίας θεμελιώσεων με μεμονωμένα πέδιλα, η οποία είναι πρακτικώς ίδια με την μέθοδο του DIN 4017 : 1990 και του ISO TC182 SC3. Η μέθοδος αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί τόσο με τους επιμέρους συντελεστές του Ευρωκώδικα όσο και με την απλοποιημένη μέθοδο του μοναδικού συντελεστή ασφαλείας και συνεπώς προσφέρεται για συγκριση των δύο μεθόδων. Η μόνη διαφορά στον τρόπο ανάλυσης είναι ότι κατά την παλαιά μέθοδο οι υπολογισμοί γίνονται με τις συνήθεις τιμές των εδαφικών παραμέτρων, ενώ κατά τη μέθοδο του Ευρωκώδικα χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού.

Το Σχήμα 1 συγκρίνει το αποτέλεσμα των δύο μεθόδων για την περίπτωση κεντρικής φόρτισης τετραγωνικού πεδίου (με μόνιμες και προσωρινές δράσεις σε αναλογία 80%-20%). Η διαστασιολόγηση του πεδίου έγινε με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα με μοναδιαίο συντελεστή υπερσχεδιασμού και στη συνέχεια υπολογίσθηκε ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας κατά την παλαιά μέθοδο. Το ένα μέρος του Σχήματος αφορά καθαρώς αξονική φόρτιση του πεδίου ενώ το κάτω μέρος του Σχήματος αφορά λοξή φόρτιση με οριζόντια συνιστώσα ίση με 20% της κατακόρυφης. Οι συνεχείς γραμμές αφορούν επιφανειακό πέδιλο και οι εστιγμένες γραμμές οι οποίες αντιστοιχούν σε βάθος 1.50m ($c = 10 \text{ kPa}$). Σε κάθε περίπτωση διακρίνονται τρεις γραμμές που αντιστοιχούν σε τιμές της συνοχής $c = 0, 10, 20$ και 40 kPa (από κάτω προς τα άνω). Από τις αναλύσεις που εκτελέστηκαν προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα :

1. Η περίπτωση αστοχίας Γ είναι δυσμενέστερη της περίπτωσης Β σε όλες τις αναλύσεις και συνεπώς η διαστασιολόγηση του πεδίου έγινε πάντοτε ως την περίπτωση Γ.
2. Υπό αστραγγιστές συνθήκες ($\varphi = 0$) και επιφανειακό πέδιλο, ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας της παλαιάς μεθόδου είναι 1.484 ($\gamma = 1.40 \times 1.06$) για κεντρική φόρτιση και 1.783 για λοξή φόρτιση. Στην περίπτωση πεδίου σε βάθος 1.50m, οι τιμές του διαθέσιμου συντελεστή ασφαλείας μειώνονται έως και κατά 12%.
3. Υπό συνθήκες πλήρους στραγγίσεως ($\varphi > 0$), ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας αυξάνει με την αύξηση των (c, φ) και υπερβαίνει την τιμή δύο (2) για $\varphi > 20^\circ$ και $c > 20 \text{ kPa}$, δηλαδή στο σύνολο σχεδόν των πρακτικών εφαρμογών.
4. Για όμοιες εδαφικές συνθήκες, ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας στην περίπτωση λοξής φόρτισης ($H/V = 0.20$) είναι μεγαλύτερος από τον

αντιστάσει συντελεστή ασφαλείας της κεντρικής φόρτισης έως και κατά 20%.

Από τα ανωτέρω προκύπτει ότι στην περίπτωση αβαθών τοίχων η μέθοδος ελέγχου έναντι αστοχίας του Ευρωκώδικα Γ αντιστοιχεί σε "διαθέσιμο συντελεστή ασφαλείας" της παλαιάς μεθόδου ίσο με 2-3 για στραγγισμένη φόρτιση και 1,3-1,75 για αστραγγιστή φόρτιση. Οι μικρότερες τιμές του συντελεστή ασφαλείας στην περίπτωση της αστραγγιστής φόρτισης ίσως δικαιολογούνται από τους εξής παράγοντες :

1. Λόγω των μεθόδων δειγματοληψίας και της κάποιας διαταραχής των εδαφικών δειγμάτων, η μετρούμενη τιμή της αστραγγιστής διατμητικής αντοχής είναι συνήθως μικρότερη από την επιτόπου τιμή. Το ίδιο ίσως δικαιολογεί και τον μικρότερο επιμέρους συντελεστή του c_u ως προς το c' (1.40 ως προς 1.50).
2. Οι αστραγγιστές συνθήκες έχουν μικρή χρονική διαφορά και επιπλέον, κατά το διάστημα αυτό συνήθως η κατασκευή δε έχει αναλάβει τα πλήρη φορτία με συνέπεια να μπορεί ίσως να δικαιολογηθεί το μειωμένο περιθώριο ασφαλείας έναντι αστοχίας.

Πάντως, αν θεωρηθεί ότι ο συνήθως αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας της παλαιάς μεθόδου είναι $F = 3$, η μέθοδος του Ευρωκώδικα δίνει πεδία αρκετά μικρότερα διαστάσεων και συνεπώς είναι λιγότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο. Βεβαίως, θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο υψηλός αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας ($F = 3$) της παλαιάς μεθόδου είχε ως κύριο σκοπό τον έμμεσο περιορισμό των καθιζήσεων, πράγμα που κατά τον Ευρωκώδικα Γ θα πρέπει να ελεγχθεί ανεξάρτητα (έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας).

4.2 Θεμελίωση με πάσσλους

Το Σχήμα 1 συνοψίζει τα αποτελέσματα του ελέγχου έναντι αστοχίας εγχύτων πάσσλων σε αργίλους υπό εξονική θλιπτική φόρτιση, για διάφορες τιμές της αστραγγιστής διατμητικής αντοχής (c_u), μικρή πάσσαλου 15, 20 και 30μ και διάμετρο 0.80μ (συνεχής γραμμή) και 1.20μ (εστιαγμένη γραμμή). Το φορτίο του πάσσλου θεωρήθηκε κατά 80% μόνιμο και 20% πρόσκαιρο. Ο υπολογισμός της οριακής πλευρικής τριβής και της αντοχής αιχμής έγινε με τη μέθοδο του DIN 4014 (με βάση το c_u). Ο πάσσαλος διαστασιολογήθηκε με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα (με μοναδιαίο συντελεστή υπερσχεδιασμού) και στη συνέχεια υπολογίστηκε ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας με την παλαιά μέθοδο. Η ανάλυση έγινε

με τον ίδιο τρόπο και με τις δύο μεθόδους, με μόνη διαφορά ότι στη μέθοδο του Ευρωκώδικα χρησιμοποιήθηκε η τιμή μελέτης της αστραγγιστής διατμητικής αντοχής (με εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών του Πίνακα 4) ενώ στην παλαιά μέθοδο οι υπολογισμοί έγιναν με τη "συνήθη" τιμή του c_u (που θεωρήθηκε ίση με τη χαρακτηριστική τιμή του Ευρωκώδικα). Από τις αναλύσεις προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα :

1. Κρίσιμος για τη διαστασιολόγηση είναι ο έλεγχος της Περίπτωσης Γ του Ευρωκώδικα, ενώ ο έλεγχος της Περίπτωσης Β είναι ελαφρά ευμενέστερος (1-6%).
2. Ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας κατά την παλαιά μέθοδο κυμαίνεται μεταξύ 1.4 και 1.5. Δεδομένου ότι ο αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας με την παλαιά μέθοδο είναι συνήθως ίσος με 2 (π.χ. DIN 1054), η διαστασιολόγηση των εγχύτων πάσσων με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα είναι ευμενέστερη κατά 20-30%, δηλαδή οδηγεί σε πάσσλους με αρκετά μικρότερο μήκος. Η διαφορά αυτή μπορεί να περιορισθεί αν κατά τον υπολογισμό των τιμών σχεδιασμού χρησιμοποιηθεί ένας συντελεστής μετατροπής $\eta = 0.70$ για την περαιτέρω μείωση των τιμών των εδαφικών ιδιοτήτων.

4.3 Τοίχοι αντιστηρίξεως βαρύτητας

Το Σχήμα 3 συνοψίζει τα αποτελέσματα των ελέγχων έναντι αστοχίας τοίχου αντιστηρίξεως βαρύτητας, για διάφορα ύψη τοίχου και διάφορες τιμές της γωνίας τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους. Το έδαφος που αντιστηρίζεται από τον τοίχο θεωρείται ξηρό και μη-συνεκτικό ($c = 0$), η γωνία τριβής γαιών-τοίχου στην αντιστηριζόμενη παρεία ίση με $\varphi/2$, η αντιστοιχη γωνία τριβής στη βάση του τοίχου ίση με $2\varphi/3$, ενώ στην επιφάνεια του εδάφους θεωρήθηκε ότι ενεργεί πρόσκαιρη δράση $q = 20\text{kPa}$.

Η διαστασιολόγηση του τοίχου έγινε με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα (έλεγχος αστοχίας σε ολίσθηση και ανατροπή) και στη συνέχεια υπολογίστηκε ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας με την παλαιά μέθοδο. Ειδικότερα, ο έλεγχος σε ολίσθηση έγινε με τον υπολογισμό της δράσης ολίσθησης ($P_{o\lambda}$) και της αντοχής έναντι ολίσθησης ($R_{o\lambda}$) από τις γνωστές σχέσεις :

$$P_{o\lambda} = P_a \cos(\varphi/2), R_{o\lambda} = \{W + P_a \sin(\varphi/2)\} \tan(2\varphi/3) \quad (6)$$

όπου (W) είναι το βάρος του τοίχου και (P_a) είναι η ενεργητική ώθηση (σχέση 3). Η διαστασιολόγηση του

τοίχου με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα έγινε με εφαρμογή της σχέσης $R_{δλ} = R_{δλ}$ και στη συνέχεια ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας κατά την παλαιά μέθοδο υπολογίστηκε από τη σχέση $FS = R_{δλ} / R_{δλ}$. Η διαφορά μεταξύ των δύο μεθόδων έγκειται στο ότι κατά τον Ευρωκώδικα όλα τα ανωτέρω μεγέθη (δράσεις και εδαφικές ιδιότητες) υπεισερχονται στους υπολογισμούς με τις τιμές σχεδιασμού, ενώ στην παλαιά μέθοδο χρησιμοποιούνται οι "συνήθεις" (δηλαδή οι χαρακτηριστικές) τιμές. Ο έλεγχος έναντι ανατροπής έγινε με ανάλογο τρόπο, δηλαδή με υπολογισμό της ροπής ανατροπής ($M_{αν}$) και της ροπής αντιστάσεως έναντι ανατροπής ($M_{στηθ}$) και εφαρμογή των σχέσεων $M_{αν} = M_{στηθ}$ (Ευρωκώδικας) και $FS = M_{στηθ} / M_{αν}$ (παλαιά μέθοδος), όπου βεβαίως και πάλι τα μεγέθη υπεισερχονται με τις τιμές σχεδιασμού και τις συνήθεις τιμές τους, αντίστοιχως. Από τις αναλύσεις προέκυψαν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

1. Κρίσιμος για τη διαστασιολόγηση του τοίχου είναι ο έλεγχος έναντι ολίσθησης της Περίπτωσης Γ του Ευρωκώδικα.
2. Ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης κατά την παλαιά μέθοδο κυμαίνεται μεταξύ 1.6-1.75. Δεδομένου ότι ο αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας με την παλαιά μέθοδο είναι συνήθως 1.5, προκύπτει ότι η διαστασιολόγηση τοίχων βαρύτερος με την μέθοδο του Ευρωκώδικα είναι πιο συντηρητική κατά 7-17% δηλαδή οδηγεί σε τοίχους με ελαφρώς μεγαλύτερες διαστάσεις απ' ό,τι η παλαιά μέθοδος.
3. Ο έλεγχος έναντι ανατροπής της Περίπτωσης Γ είναι δυσμενέστερος της Περίπτωσης Β (αν και κρίσιμος για τη διαστασιολόγηση είναι ο έλεγχος έναντι ολίσθησης). Το κάτω μέρος του Σχήματος 3 παρουσιάζει το λόγο του διαθέσιμου συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής (FS) της παλαιάς μεθόδου προς τον αντίστοιχο συντελεστή υπερσχεδιασμού (OD) της μεθόδου του Ευρωκώδικα. Ο λόγος FS/OD ουσιαστικά δίνει το διαθέσιμο συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής της παλαιάς μεθόδου για τοίχο που έχει διαστασιολογηθεί οριακά έναντι ανατροπής κατά τον Ευρωκώδικα. Ο συντελεστής αυτός κυμαίνεται μεταξύ 1.55-2 και συνεπώς η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι πιο συντηρητική (κατά 3-25%) από την παλαιότερη μέθοδο (η οποία συνήθως έχει αποδεκτό συντελεστή ασφαλείας $F = 1.5$).

4.4 Εύκαμπτα πετάσματα χωρίς αγκυρώσεις (Πρόβλημα 4)

Το Σχήμα 4 συνοψίζει τα αποτελέσματα του ελέγχου έναντι αστοχίας εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως (πετάσματος) χωρίς αγκυρώση για διαφορετική ύψη τοίχου, ζευγή χαρακτηριστικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων αντοχής (c, ϕ) και γωνίας τριβής γαιών-τοίχου (δ). Στην επιράνεια του εδάφους πίσω από τον τοίχο θεωρήθηκε ότι ενεργεί πρόσκαιρη δράση $q = 20 \text{ kPa}$.

Ο προσδιορισμός του ελάχιστου απαιτούμενου βάθους έμπτυξης (d) του τοίχου έγινε με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα και με τη μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας. Και στις δύο περιπτώσεις το βάθος έμπτυξης προσδιορίστηκε ως το βάθος στο οποίο οι ροπές των ενεργητικών και παθητικών αθήσεων είναι ίσες. Η διαφορά μεταξύ των δύο μεθόδων έγκειται στο ότι κατά τον Ευρωκώδικα όλα τα μεγέθη (δράσεις και εδαφικές ιδιότητες) υπεισερχονται στους υπολογισμούς με τις τιμές σχεδιασμού, ενώ κατά την παλαιά μέθοδο χρησιμοποιούνται οι "συνήθεις" (δηλαδή οι χαρακτηριστικές) τιμές. Επιπλέον στη μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας, κατά τη συνήθη πρακτική εφαρμόστηκε συντελεστής ασφαλείας όχι όχι στις παθητικές αθήσεις. Το άνω μέρος του Σχήματος 4 παρουσιάζει το λόγο του ελάχιστου βάθου έμπτυξης κατά τη μέθοδο του Ευρωκώδικα προς το αντίστοιχο βάθος της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας. Το κάτω μέρος του Σχήματος 4 παρουσιάζει το αντίστοιχο λόγο των μεγίστων καμπτικών ροπών στο πέτασμα. Η καμπτική ροπή της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας πολλαπλασιάστηκε με 1.5 ώστε οι ροπές και των δύο μεθόδων να αναφέρονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας και συνεπώς να είναι συγκρίσιμες. Από τις αναλύσεις προέκυψαν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

1. Η περίπτωση αστοχίας Γ του Ευρωκώδικα είναι σαφώς δυσμενέστερη της περίπτωσης Β και δίνει κατά 50% περίπου μεγαλύτερο βάθος έμπτυξης και κατά 20-50% μεγαλύτερες ροπές απ' ό,τι η Β.
2. Η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι περισσότερο συντηρητική (κατά 10-60%) από την παλαιά μέθοδο σε σχέση με το απαιτούμενο βάθος έμπτυξης (άνω μέρος του Σχήματος 4). Οι διαφορές μεταξύ των δύο μεθόδων μειώνονται όσο αυξάνει το ύψος του τοίχου.
3. Η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι συνήθως περισσότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο σε σχέση με τη μέγιστη καμπτική ροπή (κάτω μέρος του Σχήματος 4). Οι διαφορές μεταξύ των δύο

μεθόδων εμφανονται όσο αυξάνει το ύψος του τοίχου. Συνεπώς, ό,τι στην περίπτωση τοίχου με κυκλική δράση ($e=0$), η μέθοδος του Ευρωκώδικα δίνει καμπτικές ροπές κατά 20% περίπου μικρότερες απ' ό,τι η παλαιά μέθοδος (και συνεπώς είναι λιγότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο).

4.5 Εικαστικά τετάγματα με μία στάθμη αγκύρωσης

Τα Σχήματα 5 και 6 συνοψίζουν τα αποτελέσματα του ελέγχου έναντι αστοχίας εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως (πετασμός) με μία στάθμη αγκύρωσης για διαφορετικά ύψη τοίχου, ζεύγη χαρακτηριστικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων αντοχής (c, φ) και γωνίας τριβής δ στον τοίχο (δ). Στην επισήμεια του εδαφούς πίσω από τον τοίχο θεωρήθηκε ότι ενεργεί προσκαίρι δράση $q=20\text{kPa}$. Η στάθμη της αγκύρωσης θεωρήθηκε π.1/3 του ύψους του τοίχου.

Ο προσδιορισμός του ελαχίστου απαιτούμενου βάθους έμπτυξης (μ) του τοίχου έγινε με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα και με τη μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας με την παραδοχή ελεύθερης στήριξης στη βάση του τοίχου (free-earth support). Η διαφορά μεταξύ των δύο μεθόδων εγκνεται στο ότι κατά τον Ευρωκώδικα όλα τα μεγέθη (δράσεις και εδαφικές ιδιότητες) υπεισέρχονται στους υπολογισμούς με τις τιμές σχεδιασμού, ενώ κατά την παλαιά μέθοδο χρησιμοποιούνται οι "συνήθεις" (δηλαδή οι χαρακτηριστικές) τιμές. Επαίτησαν, στη μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας, κατά τη συνήθη πρακτική εφαρμόστηκε συντελεστής ασφαλείας δύο (2) στις παθητικές ωθήσεις. Το Σχήμα 5 παρουσιάζει το λόγο του ελάχιστου βάθους έμπτυξης κατά τη μέθοδο του Ευρωκώδικα προς το αντίστοιχο βάθος της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας. Το άνω μέρος του Σχήματος 6 παρουσιάζει το λόγο των μέγιστων καμπτικών ροπών που πέτουμεν κατά τις δύο μεθόδους ενώ το κάτω μέρος του Σχήματος 6 παρουσιάζει το λόγο των αντίστοιχων δυνάμεων στην αγκύρωση. Η δύναμη αγκύρωσης και η καμπτική ροπή κατά τη μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας πολλαπλασιάστηκαν με 1.75 ώστε οι δυνάμεις αγκύρωσης και οι καμπτικές ροπές των δυο μεθόδων να αναφέρονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας και συνεπώς να είναι συγκρίσιμες. Από τις αναλύσεις προέκυψαν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

1. Η περίπτωση αστοχίας Γ του Ευρωκώδικα είναι σαφώς δυσμενέστερη της περίπτωσης Β και δίνει κατά 25-60% περίπου μεγαλύτερο βάθος έμπτυξης.

κατά 20-40% μεγαλύτερες ροπές και κατά 10-30% μεγαλύτερες δυνάμεις αγκύρωσης απ' ό,τι η Β.

2. Η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι περισσότερο συντηρητική (έως και 60% σε ορισμένες περιπτώσεις) από την παλαιά μέθοδο σε σχέση με το απαιτούμενο βάθος έμπτυξης (Σχήμα 5). Οι διαφορές μεταξύ των δύο μεθόδων μειώνονται όσο αυξάνει το ύψος του τοίχου και για ύψη τοίχου ανω των 7 μέτρων οι διαφορές στο βάθος έμπτυξης είναι μικρότερες από 20%.
3. Η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι άλλοτε περισσότερο και άλλοτε λιγότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο σε σχέση με τη μέγιστη καμπτική ροπή και τη δύναμη στην αγκύρωση (Σχήμα 6). Οι διαφορές μεταξύ των δύο μεθόδων είναι γενικώς $\pm 20\%$ και μειώνονται όσο αυξάνει το ύψος του τοίχου.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τις ανωτέρω θεωρήσεις προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

1. Κατά την εφαρμογή του Ευρωκώδικα 7 μπορούν να χρησιμοποιούνται ως "χαρακτηριστικές τιμές" των εδαφικών ιδιοτήτων οι συνήθεις συντηρητικές εκτιμήσεις των αντίστοιχων μεγεθών χωρίς περαιτέρω διορθώσεις.
2. Ο έλεγχος στην (οριακή) κατάσταση λειτουργίας κατά τον Ευρωκώδικα είναι ίδιος με τον αντίστοιχο έλεγχο της παλαιότερης μεθόδου.
3. Με την εισαγωγή του Ευρωκώδικα δεν απαιτείται τροποποίηση των χρησιμοποιούμενων αναλυτικών ή άλλων μεθόδων μελέτης των γεωτεχνικών έργων. Ομως, κατά τον έλεγχο στην (οριακή) κατάσταση αστοχίας με μία από τις ανωτέρω αποδεκτές μεθόδους θα πρέπει:
 - (α) Να χρησιμοποιούνται οι "τιμές σχεδιασμού" των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων αντί των συνήθων τιμών.
 - (β) Ο έλεγχος επάρκειας να γίνεται με εξίσωση των οριακών τιμών σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων ($P_d = R_d$) αντί της εξασφάλισης μιας ελάχιστης τιμής του συντελεστή ασφαλείας ($R_d/P_d > 1$).
4. Σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, ο έλεγχος αστοχίας της Περίπτωσης Γ του Ευρωκώδικα ήταν δυσμενέστερος από τον αντίστοιχο έλεγχο αστοχίας της Περίπτωσης Β, με συνέπεια η διαστασιολόγηση του έργου να γίνεται με την Περίπτωση Γ. Το συμπέρασμα αυτό δεν θα πρέπει

να γενικευθεί επειδή προέκυψε από περιορισμένο αριθμό παραμετρικών αναλύσεων.

5. Συγκριση των αποτελεσμάτων των ελεγχών έναντι αστοχίας κατά τη μέθοδο του Ευρωκώδικα και κατά τη μέθοδο του μοναδικού συντελεστή ασφαλείας κατέληξε στα εξής :

- α. Για θεμελιώσεις με μεμονωμένα πεδία, η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι λιγότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο και αντιστοιχεί σε συντελεστή ασφαλείας 1.3-3 (ανάλογως της περίπτωσης).
- β. Για θεμελιώσεις με πασσάλους εγκύτους δι' εκκαψής, η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι λιγότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο και αντιστοιχεί σε συντελεστή ασφαλείας 1.4-1.5.
- γ. Για τοίχους αντιστηρίξεως βαρύτητας, η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι περισσότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο και αντιστοιχεί σε συντελεστές ασφαλείας 1.6-1.75 (ολίσθηση) και 1.55-2 (ανατροπή).
- δ. Για εύκαμπτα πετάσματα τύπου προβόλου (χωρίς αγκύρωση), η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι περισσότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο ως προς το απαιτούμενο βάθος έμπτυξης (κατά 10-60%), και συνήθως είναι πιο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο ως προς την καμπτική ροπή σχεδιασμού του τοίχου.
- ε. Για εύκαμπτα πετάσματα με μία σταθμη αγκύρωσης, η μέθοδος του Ευρωκώδικα είναι περισσότερο συντηρητική από την παλαιά μέθοδο ως προς το απαιτούμενο βάθος έμπτυξης (έως και 60% σε ορισμένες περιπτώσεις),

ενώ τα μεγέθη της δύναμης απενδύσης και της μέγιστης ροπής διαφέρουν έως και κατά 20%. Τα ανωτέρω συμπεράσματα έχουν προκύψει από παραμετρικές αναλύσεις και συνεπώς δεν θα πρέπει να γενικευθούν χωρίς περαιτέρω επαλήθευση.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Αναγνωστόπουλος Α. και Παπαδόπουλος Β. (1988) "Επιφανειακές θεμελιώσεις" Εκδόσεις Συμπί, Αθήνα.
- Αναγνωστόπουλος Α.Γ., Κούσουλος Δ.Γ. και Τζιγαντζή Μ.Δ. (1993) "Ο Ευρωκώδικας 7 - Γεωτεχνικός Σχολιασμός", Δελτίο ΚΕΔΕ, Τεύχος 117-121, σελ. 27-40.
- CEN (1994) "Eurocode 1 : Basis of design and actions on structures - Part 1 : Basis of design, ENV 199-1" Brussels.
- CEN (1994) "Eurocode 7 : Geotechnical design - Part 1 : General rules, ENV 1997-1" Brussels.
- Ευσταθίου Α. (1996) "Εφαρμογή του Ευρωκώδικα 7 στη φέρουσα ικανότητα αβάντων θεμελίων" Διπλωματική Εργασία στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ.
- Καββαδάς Μ.Ι. και Αναγνωστόπουλος Α.Γ. (1997) "Εφαρμογή του Ευρωκώδικα 7 στις Γεωτεχνικές Μηχανικές", 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, Γαττάρα.
- Meyernhof G.G. (1970) "Safety factors in Soil Mechanics", Canadian Geotechnical Journal, Vol 7, No 4, pp. 343-355.
- Orr, T.L.L. (1993) "Partial Safety Factors in Geotechnical Design" Paper presented to the Geotechnical Society of Ireland (November 1993).
- Sherard J.L., Woodward R.J., Gizienski S.F. and Clevenger W.A. (1963) "Earth and Earth-Rock Dams", John Wiley and Sons, New York.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗΣ ΤΙΜΗΣ ΕΛΑΦΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΜΕ ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ

Ως προς τη χαρακτηριστική τιμή (X_c) μίας παραμέτρου (X) θεωρείται η τιμή της παραμέτρου με πιθανότητα πτώσης περί το δυνάμειότερον (σημ με 5%). Εάν η παραμέτρος X θεωρηθεί ως τυχαία μεταβλητή τότε πιθανόν να τον αντιπροσφρισμό η πραγματική μέση τιμή της X υπερβάνει την τιμή X_c (η υπόλειπεται της τιμής της X_c επί το δυσμενέστερον κατά περίπτωση) με πιθανότητα 95%.

Στον πλοστόστοστο είναι επιθυμητό η χαρακτηριστική τιμή της παραμέτρου X να εκτιμηθεί με στατιστική μέθοδο επί τη βάσει των τιμών (n) πειραματικών αποτελεσμάτων: X_1, X_2, \dots, X_n , ιστορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση:

$$X_c = X_m \pm t_c \frac{s}{\sqrt{n}} \quad (A-1)$$

όπου (X_m) είναι η μέση τιμή και η τυπική απόκλιση του δείγματος:

$$X_m = \frac{1}{n} (X_1 + X_2 + \dots + X_n) \quad (A-2a)$$

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - X_m)^2 \quad (A-2b)$$

Ισοδύναμα, αν ορισθεί ο συντελεστής διασποράς του δείγματος:

$$v = s^2 X_m \quad (A-3)$$

η σχέση (A-1) δίνει:

$$X_c = X_m \left(1 \pm t_c \frac{v}{X_m} \right) \quad (A-4)$$

Οι σχέσεις (A-1) και (A-4) θεωρούν ότι η μέση τιμή του δείγματος ακολουθεί τη στατιστική κατανομή Student (n -μεταβλητών), οπότε η παράμετρος t_c της κατανομής Student για πιθανότητα 95% δίνεται στον ακόλουθο Πίνακα:

ΤΙΜΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΥ t_c της κατανομής Student

n	2	4	5	6	10	20	40	α
t_c	2.78	2.15	2.02	1.95	1.83	1.73	1.68	1.64

Σημείωση: Για $\alpha < 3$, η στατιστική εκτίμηση δεν είναι αξιόπιστη

Στην περίπτωση όπου το μέγεθος του δείγματος είναι ανεπαρκές για μια αξιόπιστη εκτίμηση της τυπικής απόκλισης, συνήθως (με βάση τη διεθνή εμπειρία) να χρησιμοποιούνται οι τιμές του συντελεστή διασποράς που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο Πίνακα:

ΣΥΝΙΣΤΩΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΔΙΑΣΠΟΡΑΣ (σε περίπτωση ανεπαρκών πειραματικών δεδομένων)

Εδαφική ιδιότητα	Συντελεστής διασποράς (v)
πυκνότητα	0.01-0.10
υγρασία τοίβης	0.05-0.15
απόδοση	0.3-0.5
απόδοση στη διαπερατική αντοχή	0.2-0.4
απόδοση αντοχής	0.2-0.7

Παράδειγμα εφαρμογής:

Πέντε δείγματα τριβξονικών δοκιμών έδωσαν τις εξής τιμές της γωνίας τριβής μιας στρώσης άμμου: $X_1 = 36^\circ$, $X_2 = 28^\circ$, $X_3 = 30^\circ$, $X_4 = 31^\circ$, $X_5 = 32^\circ$. Από τις ανωτέρω σχέσεις υπολογίζονται:

$$X_m = 31.4^\circ, \quad s = 2.9^\circ, \quad v = 2.97/31.4 = 0.0945$$

Στη συνέχεια, με εφαρμογή της σχέσης (A-4) υπολογίζεται η χαρακτηριστική τιμή της γωνίας τριβής:

$$X_c = 31.4 \cdot \left(1 - 2.02 \cdot \frac{0.0945}{\sqrt{5}} \right) = 28.7^\circ$$

Η τιμή αυτή πράγματι αποτελεί μια συντηρητική εκτίμηση της γωνίας τριβής με βάση τα αποτελέσματα των πέντε δοκιμών.

APPLICATION OF EUROCODE 7 IN GEOTECHNICAL DESIGN

By M.L.KAVVADAS* and A.G.ANAGNOSTOPOULOS**

SUMMARY

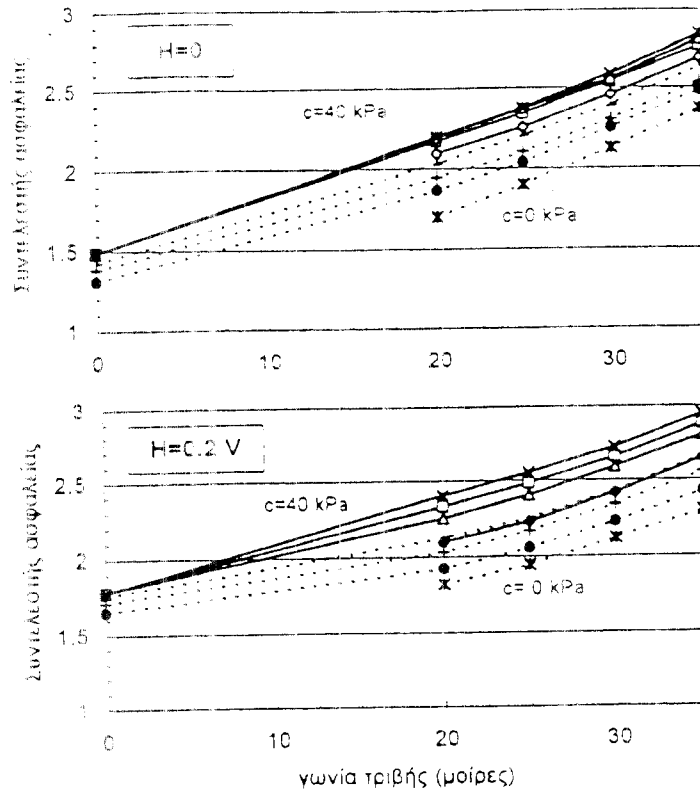
The paper summarises the new concepts introduced in Eurocode 7 (Geotechnical Design) and describes their application in common geotechnical problems (spread foundations, piled foundations, gravity retaining walls and flexible retaining structures with or without anchors). The results of the ultimate limit state design according to Eurocode 7 are compared with the corresponding results of the "single safety factor method" and the differences are discussed. Comparison of the two methods leads to the following conclusions :

1. For spread foundations, the Eurocode method is less conservative than the old method and corresponds to a factor of safety equal to 1.3-3 (depending on the specific problem).
2. For piled foundations, the Eurocode method is less conservative than the old method and corresponds to a factor of safety equal to 1.4-1.5.
3. For gravity retaining walls, the Eurocode method is more conservative than the old method and corresponds to factors of safety equal to 1.6-1.75 (sliding) and 1.55-2 (overturning).
4. For flexible retaining structures without anchors (cantilevers) the Eurocode method is more conservative than the old method with respect to the required penetration depth (about 10-60%) and is usually more conservative than the old method with respect to the design bending moment along the wall.
5. For flexible retaining structures with one anchor level, the Eurocode method is more conservative than the old method with respect to the required penetration depth (up to 60% in certain cases) while the force in the tie-rod and the maximum bending moments may differ by $\pm 20\%$.

The previous conclusions are based on parametric analyses and thus should not be generalised without further verification.

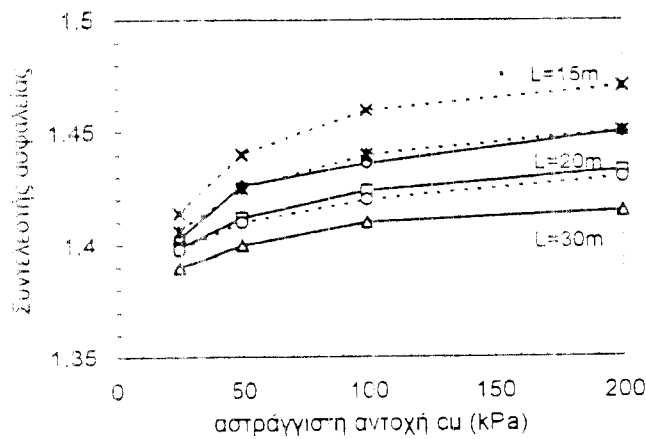
* Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, National Technical University of Athens

** Professor, Dept. of Civil Engineering, National Technical University of Athens



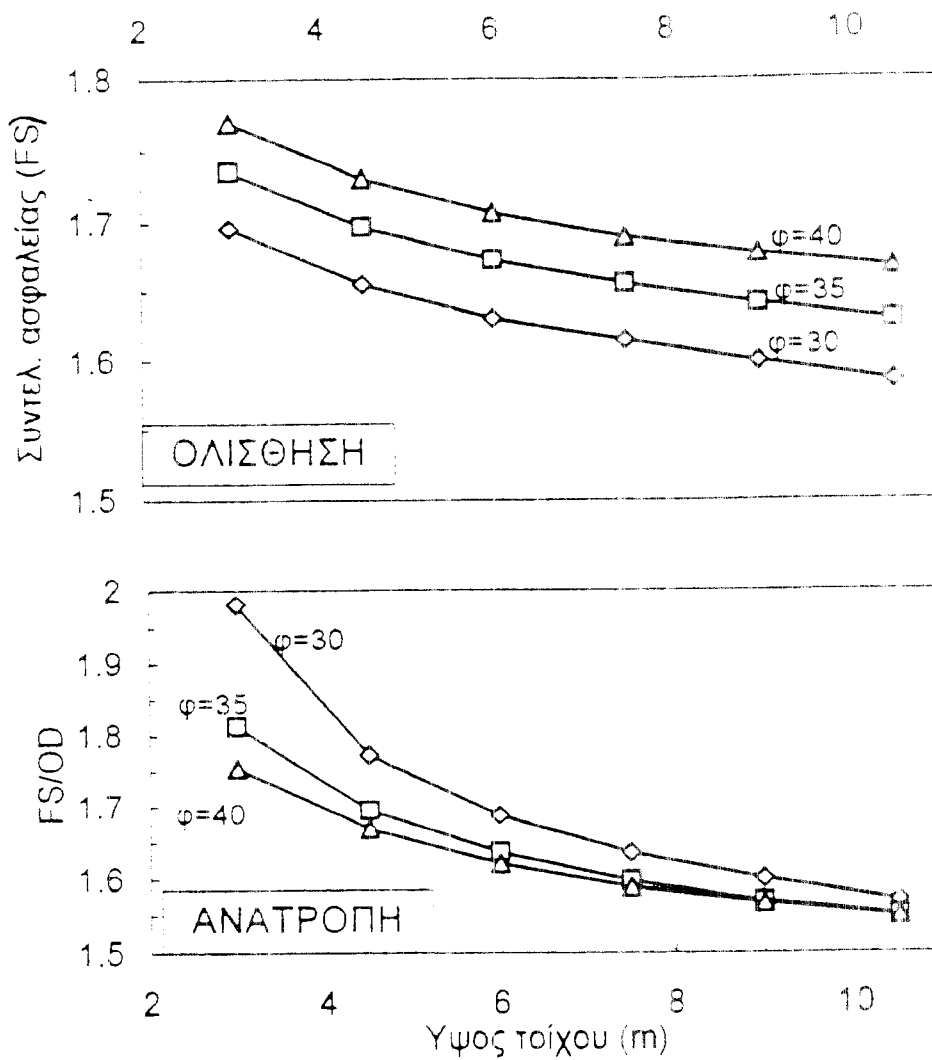
Σχήμα 1. Τιμές του διαθέσιμου συντελεστή ασφαλείας (παλαιά μέθοδος) τετραγωνικών πεδίων για διαστασιολόγηση έναντι απότομης με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα 7 για επιφανειακή θεμελίωση (συνεχής γραμμή) και θεμελίωση σε βάθος 1.50 m (πunctuated γραμμή).

Figure 1. Values of the available safety factor (old method) of square spread foundations for ultimate limit state design according to Eurocode 7, for surface foundations (continuous lines) and foundations at a depth of 1.5 m (dotted lines).



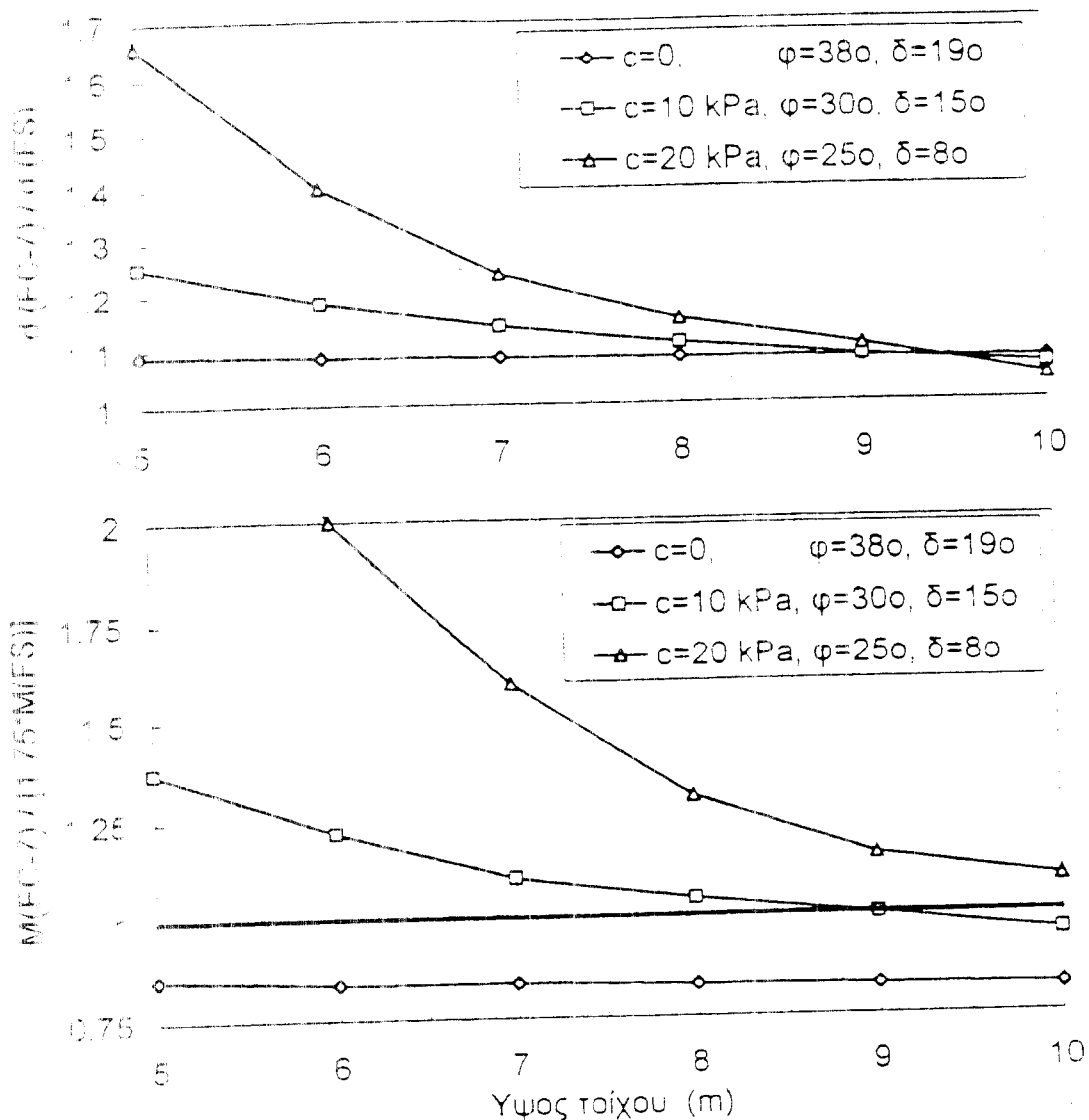
Σχήμα 2. Τιμές του διαθέσιμου συντελεστή ασφαλείας (παλαιά μέθοδος) εγχύτων πασσάλων για διαστασιολόγηση έναντι απότομης με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα 7.

Figure 2. Values of the available safety factor (old method) of bored piles for ultimate limit state design according to Eurocode 7.

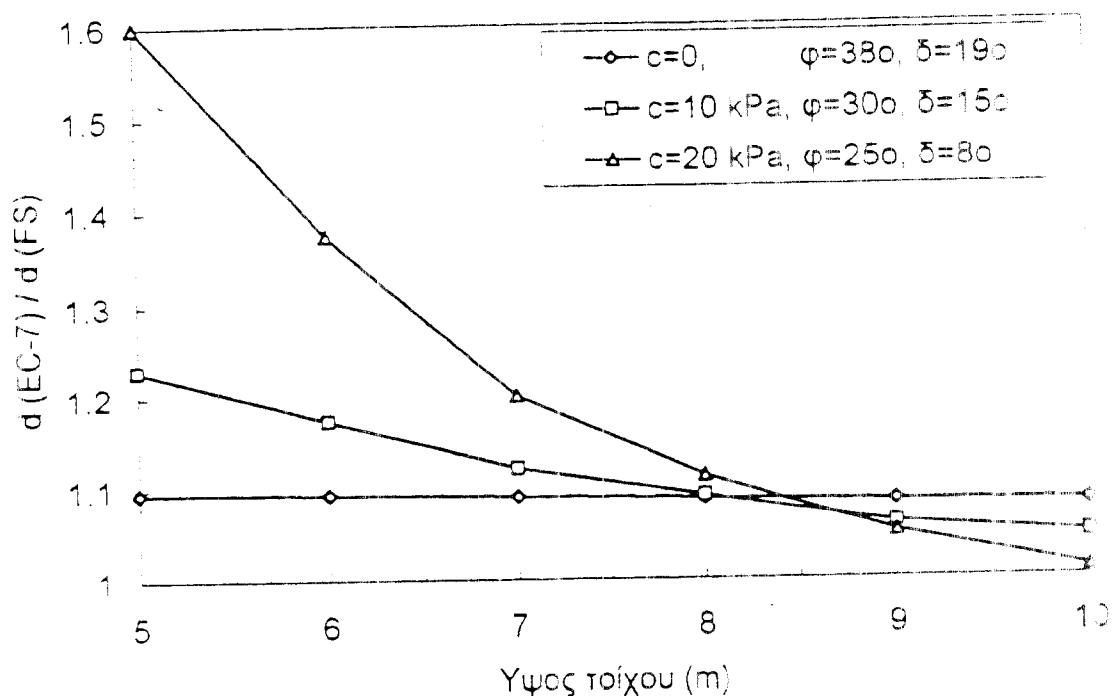


Σχήμα 3. Τιμές του διαθέσιμου συντελεστή ασφαλείας (παλαιά μέθοδος) τοίχων αντιστηρίξεως βαρύτητας για διαστασιολόγηση έναντι αστοχίας με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα 7.

Figure 3. Values of the available safety factor (old method) of gravity retaining walls for ultimate limit state design according to Eurocode 7.

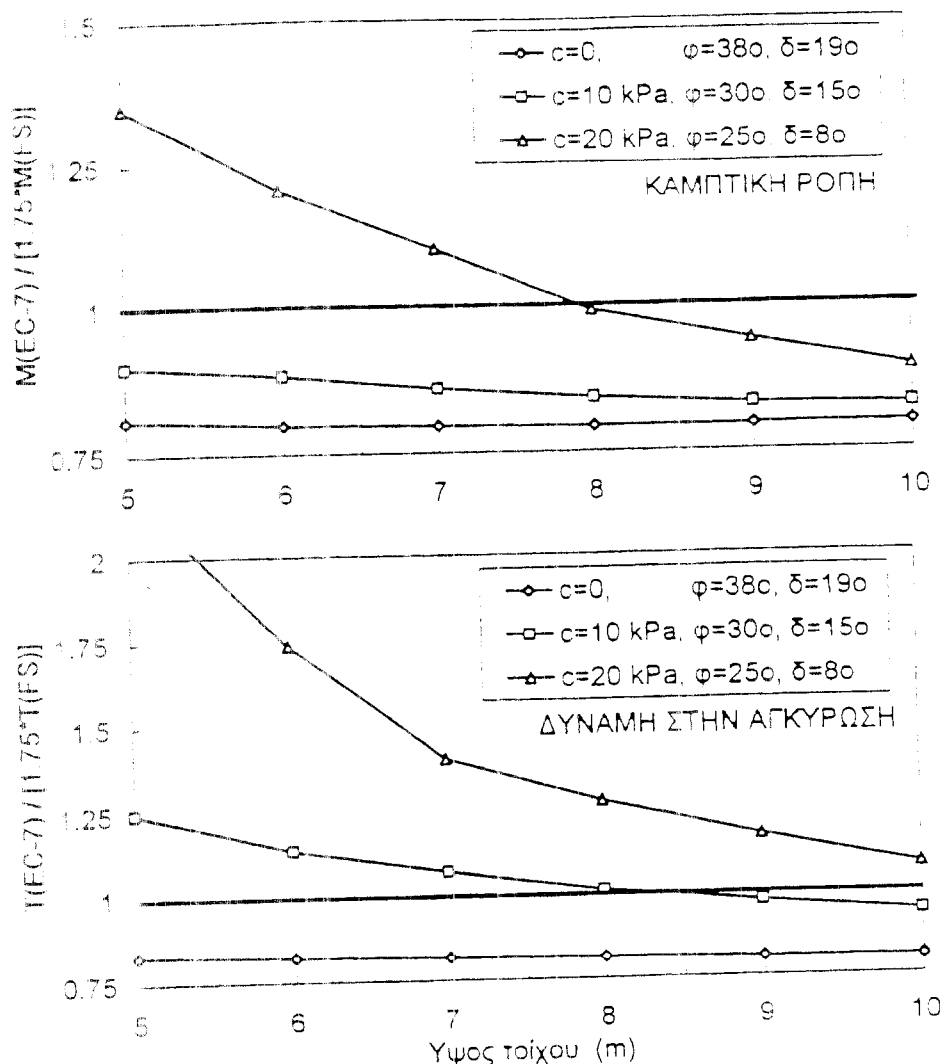


Σχήμα 4. Οριστική κατάσταση σχεδίασης ενός αγκυρωμένου τοίχου αντιστηρίξεως χωρίς αγκύρωση με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα (EC-7) και τη μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας (FS).
 (α) Βάθος του ελάχιστου βάθους επιπήξης (d) κατά τη μέθοδο του Ευρωκώδικα προς το αντίστοιχο βάθος της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας για διάφορα ύψη τοίχου και τιμές των εδαφικών παραμέτρων.
 (β) Ροπή της μέγιστης καμπτικής ροπής (M) κατά μήκος του τοίχου με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα προς την αντίστοιχη ροπή της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας (η καμπτική ροπή της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας πολλαπλασιάζεται με 1,75 ώστε οι ροπές και των δύο μεθόδων να αναφέρονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας).
 Figure 4. Ultimate limit state design of a cantilever flexible wall using the Eurocode 7 (EC-7) and the Safety Factor (FS) methods.
 (a) Depth of the minimum penetration depth (d) according to Eurocode 7 and the corresponding depth of the Safety Factor method for various wall heights and sets of ground properties.
 (b) Factor of the maximum bending moment (M) along the wall according to Eurocode 7 and the corresponding moment of the safety factor method (the bending moment of the safety factor method is multiplied by 1.75 in order to obtain its value at the ultimate limit state).



Σχήμα 5. Έλεγχος εναντι αστοχίας εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως με μία αγκύρωση και ελεύθερη στηρίξη στη βάση (free-earth support) με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα (EC-7) και τη μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας (FS). Γινώσκος του ελάχιστου βιθούσος έμπτηξης (d) κατά τη μέθοδο του Ευρωκώδικα προς το αντίστοιχο βάθος της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας για διάφορα ύψη τοίχου και τιμές των εδαφικών παραμέτρων.

Figure 5. Ultimate limit state design of a flexible wall with one anchor level and free-earth support at its base, using the Eurocode 7 (EC-7) and the Safety Factor (FS) methods. Ratio of the minimum penetration depth (d) according to Eurocode 7 and the corresponding depth of the Safety Factor method for various wall heights and sets of ground properties.



Σχήμα 6. Έκτατος εναντι αστοχίας εύκαμπτου τοίχου αντιστηριξεως με μία αγκύρωση και ελεύθερη στηρίξη στη βάση (free-earth support) με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα (EC-7) και τη μέθοδο του συντελεστή ασφαλείας (FS).

α) Ρατίο της μέγιστης καμπτικής ροπής (M) με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα προς την αντίστοιχη ροπή της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας (η καμπτική ροπή της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας πολλαπλασιάσθηκε με 1.75 ώστε οι ροπές και των δύο μεθόδων να αναφέρονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας).

β) Ρατίο της δύναμης αγκύρωσης (T) με τη μέθοδο του Ευρωκώδικα προς την αντίστοιχη δύναμη της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας (η δύναμη αγκύρωσης της μεθόδου του συντελεστή ασφαλείας πολλαπλασιάσθηκε με 1.75 ώστε οι δυνάμεις και των δύο μεθόδων να αναφέρονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας).

Figure 6. Ultimate limit state design of a flexible wall with one anchor and free-earth support at its base, using the Eurocode 7 (EC-7) and the Safety Factor (FS) methods.

a) Ratio of the maximum bending moment (M) according to Eurocode 7 and the corresponding moment of the Safety Factor method (the bending moment of the safety factor method is multiplied by 1.75 in order to obtain its value at the ultimate limit state).

b) Ratio of the force in the tie-rod (T) according to Eurocode 7 and the corresponding force of the Safety Factor method (the force of the safety factor method is multiplied by 1.75 in order to obtain its value at the ultimate limit state).