



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ (ΔΠΜΣ)
«ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ»
ΣΧΟΛΕΣ ΜΗΧ. ΜΕΤΑΛΕΙΩΝ & ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ - ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
POSTGRADUATE PROGRAM
“DESIGN AND CONSTRUCTION OF UNDERGROUND WORKS”
SCHOOLS OF MINING & METALLURGICAL ENG. – CIVIL ENGINEERING

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΚΑΤΑΧΑΝΑΚΗ Ε. ΠΑΡΑΣΚΕΥΗ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ Ε.Μ.Π.

**Εφαρμογή του Ευρωκώδικα 7 για τον έλεγχο της ευστάθειας βραχοσφηνών
σε υπόγεια εκσκαφή**

Επιβλέπων : Α.Ι. Σοφιανός, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

**POSTGRADUATE COURSE THESIS BY
ΚΑΤΑΧΑΝΑΚΙ Ε. ΠΑΡΑΣΚΕΥΗ
CIVIL ENGINEER NTUA**

**Application of Eurocode 7 for the analysis of the rock block stability in an
underground excavation**

Supervisor: A. I. Sofianos, Professor NTUA

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέποντα καθηγητή κ. Α. Ι. Σοφιανό για την επιστημονική καθοδήγηση, την υποστήριξη και τη συνεχή βοήθεια που μου προσέφερε κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

ΣΥΝΟΨΗ

Μία πιθανοτική ανάλυση εφαρμόζεται για την ευστάθεια βραχοσφηνών στα τοιχώματα μίας υπόγειας εκσκαφής. Το να αποφασισθεί ένας αποδεκτός βαθμός πιθανότητας αστοχίας για μία συγκεκριμένη σφήνα είναι ένα από τα πιο κρίσιμα καθήκοντα για την αξιολόγηση ενός υπόγειου ανοίγματος. Στο ίδιο παράδειγμα, οι βραχοσφήνες εξετάζονται και στις οριακές καταστάσεις τους εφαρμόζοντας τους επιμέρους συντελεστές σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7. Ο σχεδιασμός σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα συγκρίνεται με τον παραδοσιακό συντελεστή ασφάλειας καθώς και με την πιθανότητα αστοχίας.

ABSTRACT

A probabilistic analysis of wedge failure is applied to rock block stability with an example case of a wedge which can slide from the walls of the excavation. To decide the acceptable risk of failure for a particular rock wedge is one of the critical tasks for the design of an underground excavation. The same tunnel wall wedges are examined in their limit states by applying the partial factors approach of Eurocode 7. The Eurocode design is compared to the traditional factor of safety and the probability design.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΣΥΝΟΨΗ.....	1
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΣΚΟΠΟΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	1
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΓΕΝΙΚΗ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΥΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ.....	3
2.1 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 0 – EN 1990: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού.....	6
2.1.1 Γενικά.....	6
2.1.2 Απαιτήσεις.....	6
2.1.3 Αρχές του σχεδιασμού με βάση τις οριακές καταστάσεις.....	10
2.1.4 Βασικές μεταβλητές.....	12
2.1.5 Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	13
2.1.6 Έλεγχος επάρκειας.....	15
2.2 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1 – EN 1991: Δράσεις επί των Κατασκευών.....	16
2.3 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 – EN 1997: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός.....	17
2.3.1 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 – ΜΕΡΟΣ 1: Γενικοί Κανόνες.....	19
2.3.1.1 Γενικά.....	21
2.3.1.2 Αρχές Γεωτεχνικού Σχεδιασμού.....	21
2.3.1.3 Θεμελιώσεις με πασσάλους.....	30
2.3.1.4 Ολική Ευστάθεια.....	34
2.3.2 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 – ΜΕΡΟΣ 2: ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΚΑΙ ΔΟΚΙΜΕΣ.....	37
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ.....	39
3.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	41
3.1.1 Αναλύσεις παραμόρφωσης (Deformation analyses).....	41
3.1.2 Αναλύσεις οριακής ισορροπίας (Limit Equilibrium Analyses).....	42
3.2 ΕΔΑΦΙΚΑ ΠΡΑΝΗ.....	43
3.2.1 Γραμμική μέθοδος.....	45
3.2.2 Μη γραμμικές μέθοδοι – Μέθοδοι των λωρίδων.....	46
3.3 ΒΡΑΧΩΔΗ ΠΡΑΝΗ.....	50
3.3.1 Επίπεδη Ολίσθηση.....	52
3.3.2 Σφηνοειδής Ολίσθηση.....	54
3.3.2.1 Η γεωμετρία της σφήνας και οι συνθήκες ολίσθησης.....	54
3.3.2.2 Κινηματική ανάλυση ευστάθειας σφηνοειδών ολισθήσεων με τη χρήση στερεογραφικής προβολής.....	55
3.3.2.3 Ανάλυση ευστάθειας σφήνας.....	57
3.3.2.4 Ανάλυση ολίσθησης σφήνας, με συνοχή c , γωνία τριβής ϕ και νερό.....	59
3.3.2.5 Ανάλυση ολίσθησης σφήνας μόνο με γωνία τριβής ϕ , χωρίς συνοχή c και νερό.....	62
3.3.3 Κυκλική αστοχία για κατακερματισμένο βραχώδες πρανές.....	66
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΒΡΑΧΟΣΦΗΝΩΝ ΣΕ ΥΠΟΓΕΙΑ ΕΚΣΚΑΦΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ UNWEDGE.....	71
4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ UNWEDGE.....	73
4.2 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ.....	75
4.2.1 Ντετερμινιστική Ανάλυση.....	77
4.2.2 Μέτρα υποστήριξης για τον έλεγχο έναντι αστοχίας των σφηνών.....	80
4.3 ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7.....	83

4.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ UNWEDGE.....	85
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ.....	92
5.1 ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	93
5.2 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	97
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ / ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....	99

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 4. 1: Γραφικό περιβάλλον του λογισμικού UNWEDGE.....	73
Εικόνα 4. 2: Σχηματιζόμενες σφήνες στην οροφή και στα πλευρικά τοιχώματα του ανοίγματος.	74
Εικόνα 4. 3: Μηχανισμός υποστήριξης με ηλώσεις για σφήνες στην οροφή και στα πλευρικά τοιχώματα των σηράγγων.....	74
Εικόνα 4. 4: Παρουσίαση πιθανών σφηνών στα τοιχώματα (6,3), στην οροφή (8) και στο δάπεδο (1) της σήραγγας σε τρισδιάστατη μορφή σε 4 – όψεις.....	77
Εικόνα 4. 5: Πείραμα διάτμησης ασυνεχειών – Κριτήριο Mohr - Coulomb.	78
Εικόνα 4. 6: Υποστήριξη των σφηνών έναντι αστοχίας με χρήση παθητικών ήλων (διαμήκων ράβδων) σε ολόσωμη επαφή με το πέτρωμα.....	81
Εικόνα 4. 7: Ήλος τριβής τύπου split-set (A. Σοφιανός).	82
Εικόνα 4. 8: Ήλος τύπου Swellex.	82
Εικόνα 5. 1: Παρουσίαση πιθανών σφηνών στα τοιχώματα (6,λεία3), στην οροφή (8) και στο δάπεδο (1) της σήραγγας και ο αντίστοιχος παραδοσιακός συντελεστής ασφάλειας.....	93

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1. 1: Επισκόπηση των μεθόδων αξιοπιστία κατά EN1990 (CEN 2002).	2
Σχήμα 2. 1: Ευρωπαϊκοί και Διεθνείς Γεωτεχνικοί Κανονισμοί και Προδιαγραφές.	19
Σχήμα 3. 1: Τύπο αστοχίας πρανών (Α) παράλληλη μετατόπιση, (Β,Γ) ολίσθηση σε τόξο κύκλου και (Δ) προκαθορισμένη επιφάνεια.	44
Σχήμα 3. 2: Διάγραμμα δυνάμεων στην περίπτωση ανάλυσης με τη μέθοδο του πρανούς μεγάλου μήκους.	45
Σχήμα 3. 3: Σουηδική μέθοδος ανάλυσης.	46
Σχήμα 3. 4: Μέθοδος Bishop - Εκτίμηση του «κρίσιμου κύκλου ολίσθησης».	47
Σχήμα 3. 5: Μέθοδος Janbu (Nash, 1987).....	48
Σχήμα 3. 6: Πρότυπος καμπύλη και γεωμετρικά στοιχεία για τον υπολογισμό του συντελεστή διόρθωσης f_0 στη μέθοδο του Janbu (Nash, 1987).	50
Σχήμα 3. 7: Μηχανισμοί εκδήλωσης αστοχιών σε βραχώδεις σχηματισμούς, α) επίπεδη ολίσθηση β) σφηνοειδής ολίσθηση γ) ανατροπή δ) κυκλική ή περιστροφική ολίσθηση.....	51
Σχήμα 3. 8: Γεωμετρία του πρανούς α) με ρωγμή εφελκυσμού στην άνω οριζόντια επιφάνεια του β) με ρωγμή εφελκυσμού επί της επιφάνειας του πρανούς.....	52
Σχήμα 3. 9: Γεωμετρία ολίσθησης σφήνας βραχώδους πρανούς (Hoek and Bray, Rock Slope Engineering, 4 TH Edition).....	55
Σχήμα 3. 10: Στερεογραφική παρουσίαση του test Markland (1972). Στο σχήμα απεικονίζεται ζεύγος επιφανειών που ορίζουν βραχοσφήνα η οποία δεν ευσταθεί.....	56
Σχήμα 3. 11: Βελτίωση Hocking. Σύμφωνα με τη βελτίωση το ζεύγος των επιφανειών του δικτύου (α) και (β) θα αστοχήσει κατά μήκος του άξονα της βραχοσφήνας. Ενώ η βραχοσφήνα του δικτύου (c) θα ολισθήσει κατά μήκος της επιφάνειας Α.....	57
Σχήμα 3. 12: Ανάλυση των δυνάμεων για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας της σφήνας (Christopher and Duncan, Rock Slope Engineering, 4 TH Edition).....	58
Σχήμα 3. 13: Σκαρίφημα της σφήνας όπου φαίνεται η αρίθμηση των γραμμών τομής και των επιπέδων όπου 1)Τομή του επιπέδου Α με το μέτωπο του πρανούς 2)Τομή του επιπέδου Β με το μέτωπο του πρανούς 3)Τομή του επιπέδου Α με την ανώτερη επιφάνεια του πρανούς 4)Τομή του επιπέδου Β με την ανώτερη επιφάνεια του πρανούς 5)Τομή των επιπέδων Α και Β (Christopher and Duncan, Rock Slope Engineering, 4 TH Edition).	60

Σχήμα 3. 14: Εγκάρσια τομή στη γραμμή τομής 5 που δείχνει το ολικό ύψος της σφήνας και την κατανομή της πίεσης του νερού (Hoek and Bray, Rock Slope Engineering, 4 TH Edition).....	60
Σχήμα 3. 15: Στερεοδιάγραμμα όπου προβάλλονται τα δεδομένα που απαιτούνται στην ανάλυση ευστάθειας σφήνας (Christopher and Duncan, , Rock Slope Engineering, 4 TH Edition).....	61
Σχήμα 3. 16: Βήματα υπολογισμού για τα νομογράφηματα	67
Σχήμα 3. 17: Διακριτά μοντέλα συνθηκών υπόγειου νερού	68
Σχήμα 3. 18: Νομογράφημα προσδιορισμού της θέσης της επιφάνειας αστοχίας και της εφελκυστικής ρωγμής σε αποστραγγισμένο πρανές.	71
Σχήμα 3. 19: Νομογράφημα προσδιορισμού της θέσης της επιφάνειας αστοχίας και της εφελκυστικής ρωγμής σε πρανές με παρουσία υπόγειου νερού.	72
Σχήμα 4. 1: Στερεογραφική προβολή των τριών οικογενειών ασυνεχειών.....	76

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 2. 1: Προσδιορισμός των κατηγοριών συνεπειών.	8
Πίνακας 2. 2: Ενδεικτικές τιμές για τη σκοπούμενη διάρκεια ζωής σχεδιασμού.	9
Πίνακας 2. 3: Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας.	14
Πίνακας 2. 4: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια.	14
Πίνακας 2. 5: Συγκρότηση Πρότυπου EN 1991.....	16
Πίνακας 2. 6: Επιμέρους συντελεστές επί των δράσεων (γ_F) ή επί των αποτελεσμάτων των δράσεων (γ_E). ...	30
Πίνακας 2. 7: Επιμέρους συντελεστές επί των εδαφικών παραμέτρων (γ_M).	30
Πίνακας 2. 8: Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για εμπηγνυόμενους πασσάλους.....	31
Πίνακας 2. 9: Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για πασσάλους δι' εκσκαφής.	31
Πίνακας 2. 10: Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για πασσάλους ελικοειδούς διάτρησης (CFA).	31
Πίνακας 2. 11: Συντελεστές συσχέτισης ξ για τον προσδιορισμό χαρακτηριστικών τιμών από στατικές δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων (n – αριθμός πασσάλων που υποβλήθηκαν σε δοκιμή).....	32
Πίνακας 2. 12: Συντελεστές συσχέτισης ξ για τον προσδιορισμό χαρακτηριστικών τιμών από αποτελέσματα εδαφικών δοκιμών (n – αριθμός των εδαφικών προφίλ στα οποία υπολογίσθηκε αντίσταση).....	33
Πίνακας 2. 13: Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για πρανή και ολική ευστάθεια.	36
Πίνακας 3. 1: Ενδεικτικές τιμές συντελεστών ασφάλειας (Κούκης και Σαμπατακάκης, Γεωλογία τεχνικών έργων, 2007).	43
Πίνακας 4. 1: Προσανατολισμοί οικογενειών ασυνεχειών.....	75
Πίνακας 4. 2: Υπολογισμός των χαρακτηριστικών της εκάστοτε βραχοσφήνα.....	78
Πίνακας 4. 3: Υπολογισμός των χαρακτηριστικών της εκάστοτε βραχοσφήνα.....	80
Πίνακας 4. 4: Επιρροή του κánaβου αγκυρίων στην υποστήριξη των σφηνών και τα χαρακτηριστικά του. ...	83
Πίνακας 4. 5: Επιμέρους συντελεστές που χρησιμοποιούνται στους τρεις εναλλακτικούς Τρόπους Ανάλυσης (DA) για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου GEO κατά τον EC7.	84
Πίνακας 4. 6: Συντελεστής ασφάλειας χρησιμοποιώντας τους τρεις εναλλακτικούς Τρόπους Ανάλυσης (DA) για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου GEO κατά τον EC7.....	85
Πίνακας 4. 7: Συντελεστής ασφάλειας για σχεδιασμό ($f_s, design$).	91
Πίνακας 4. 8: Πιθανότητα αστοχίας για διάφορες τιμές τυπικής απόκλισης του προσανατολισμού των συστημάτων ασυνεχειών.....	91
Πίνακας 5. 1: Συντελεστής ασφάλειας χρησιμοποιώντας τους τρεις εναλλακτικούς Τρόπους Ανάλυσης για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου GEO κατά τον EC7.	94

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

Διάγραμμα 3. 1: Ορθή τάση σ που δρα στο επίπεδο ολίσθησης (Hoek and Bray, Rock Slope Engineering, 4 TH Edition).....	54
Διάγραμμα 3. 2: Παράγοντας σφήνας K ως συνάρτηση της γεωμετρίας της σφήνας (Christopher and Duncan, Rock Slope Engineering, 4 TH Edition).....	59
Διάγραμμα 3. 3: Ανάλυση ευστάθειας βραχώδους πρανούς για ολίσθηση σφήνας με μηδενική συνοχή ($c = 0$) και διάγραμμα A/B με διαφορά κλίσης 0° μοίρες.	62
Διάγραμμα 3. 4: Διαγράμματα A και B για διαφορά κλίσης $10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$, και 70° μοίρες κατά περίπτωση.....	66
Διάγραμμα 3. 5: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας No 1 - πλήρως αποστραγγισμένο πρανές.	68
Διάγραμμα 3. 6: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας No 2 - Συνθήκες ροής 2.....	69
Διάγραμμα 3. 7: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας No 3 - Συνθήκες ροής 3.....	69
Διάγραμμα 3. 8: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας No 4 - Συνθήκες ροής 4.....	70
Διάγραμμα 3. 9: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας No 5 - Πλήρως Κορεσμένο Πρανές.....	70
Διάγραμμα 4. 1: Σχετική Συχνότητα και Αθροιστική Πιθανότητα για την δεξιά πλευρική Σφήνα (Wedge [3]).	87
Διάγραμμα 4. 2: Σχετική Συχνότητα και Αθροιστική Πιθανότητα για την αριστερή πλευρική Σφήνα (Wedge [6]).	89
Διάγραμμα 4. 3: Σχετική Συχνότητα και Αθροιστική Πιθανότητα για τη Σφήνα της οροφής (Wedge [8])......	90
Διάγραμμα 5. 1: Πιθανότητα αστοχίας P_f σε συνάρτηση με τη τυπική απόκλιση $St.Dev.$ του προσανατολισμού των επιπέδων των ασυνεχειών.....	96
Διάγραμμα 5. 2: Πιθανότητα εμφάνισης τιμών του συντελεστή ασφάλειας για τιμές μικρότερες ή και ίσες του παραδοσιακού συντελεστή ασφάλειας f_s Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.	
Διάγραμμα 5. 3: Σχετική Συχνότητα και Αθροιστική Πιθανότητα για τη Σφήνα της οροφής (Wedge [8]). Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΣΚΟΠΟΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η αβεβαιότητα στις ιδιότητες της βραχομάζας συχνά δημιουργεί δυσκολίες στην ανάλυση της ευστάθειας των ορυγμάτων. Ιδιαίτερη περίπτωση είναι η δημιουργία σφηνών καθώς το εύρος των γεολογικών και γεωμετρικών παραγόντων κάτω από το οποίο σχηματίζονται, είναι πολύ μεγάλο και δύσκολα προσδιορίσιμο. Η μελέτη της ευστάθειας της σφήνας αποτελεί ένα σημαντικό μέρος στο κλάδο της βραχομηχανικής γι' αυτό και έχει εκτενώς μελετηθεί και συζητηθεί στη διεθνή βιβλιογραφία (Hoek and Bray, 1981; Goodman, 1989; Jimenez & Sitar 2007).

Στα πλαίσια της εναρμόνισης των Ευρωπαϊκών χωρών σε ένα κοινό σύστημα για την αντιμετώπιση προβλημάτων και την επίλυση τεχνικών έργων πολιτικών μηχανικών, ήρθαν κάποιες αλλαγές στο γεωτεχνικό σχεδιασμό. Οι αλλαγές που έφερε στον γεωτεχνικό σχεδιασμό ο Ευρωκώδικας 7 (EN1997), αφορούν κυρίως τις τιμές των επιμέρους συντελεστών στις δράσεις σχεδιασμού και στις ιδιότητες των υλικών κατά τις Οριακές Καταστάσεις. Συγκεκριμένα στη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών οι βασικές μεταβλητές (δηλαδή δράσεις, αντιστάσεις και γεωμετρικές ιδιότητες) αποκτούν τιμές σχεδιασμού μέσω της χρήσης των επιμέρους συντελεστών γ και των συντελεστών ψ και ακολουθεί ένας έλεγχος ο οποίος πραγματοποιείται προκειμένου να εξασφαλισθεί ότι δεν έχει σημειωθεί υπέρβαση καμίας συναφούς οριακής κατάστασης.

Η λογική της εισαγωγής των επιμέρους συντελεστών έχει να κάνει με τη μεταβλητότητα και τις αβεβαιότητες των τιμών των χαρακτηριστικών δράσεων και των παραμέτρων των υλικών. Επομένως, η μέθοδος των μερικών συντελεστών ίσως θεωρείται ως μία μορφή αξιόπιστου σχεδιασμού, αν και δεν είναι σε θέση να μας παρέχει τη πιθανότητα για αστοχία.

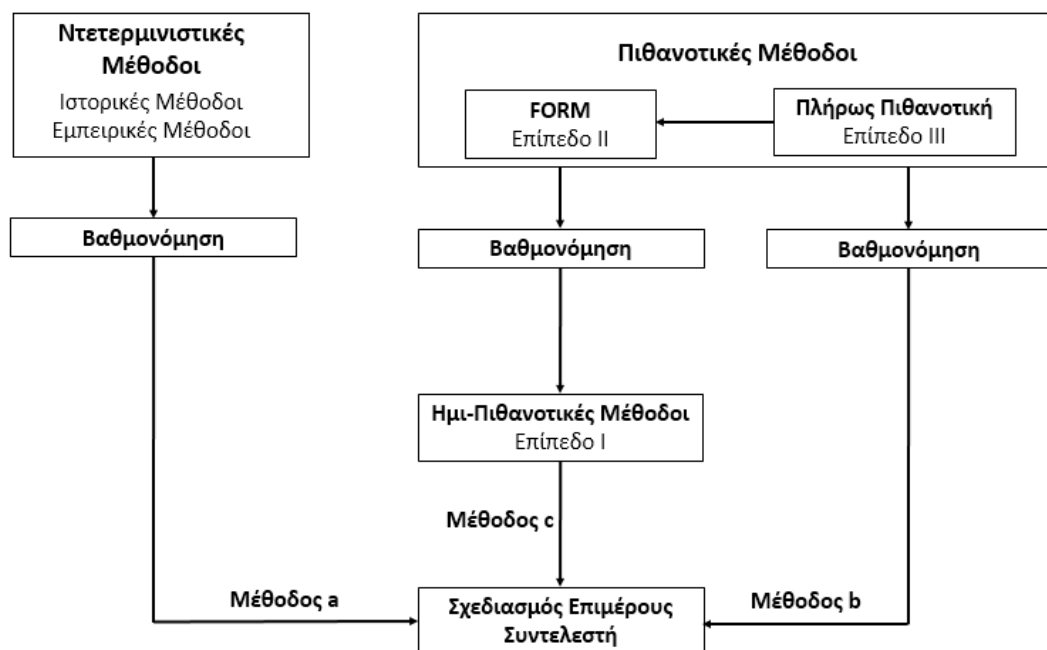
Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, στη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών, οι βασικές μεταβλητές αποκτούν τιμές σχεδιασμού μέσω των τιμών των επιμέρους συντελεστών γ και ψ , οι οποίοι μπορούν να προσδιορισθούν με έναν από τους εξής δύο τρόπους.

- i) Με βάση βαθμονόμηση μιας μακροχρόνιας εμπειρίας και παράδοσης στον τομέα των κατασκευών.
- ii) Με βάση στατιστική αξιολόγηση των πειραματικών δεδομένων και των επί τόπου παρατηρήσεων, η οποία θα πρέπει να διεξάγεται μέσα στα πλαίσια μιας πιθανοτικής θεώρησης της αξιοπιστίας.

Σε περίπτωση που χρησιμοποιείται η προσέγγιση ii) είτε αποκλειστικά ή σε συνδυασμό με την i), οι επιμέρους συντελεστές των οριακών καταστάσεων αστοχίας για διαφορετικά υλικά και δράσεις, θα πρέπει να βαθμονομούνται με τέτοιο τρόπο ώστε τα επίπεδα αξιοπιστίας για αντιπροσωπευτικούς φορείς να είναι όσο το δυνατόν πιο κοντά στον δείκτη της επιδιωκόμενης αξιοπιστίας, όπως εξηγείται στα επόμενα.

Στο επόμενο Σχήμα 1.1 παρουσιάζονται διαγραμματικά οι διάφορες διαθέσιμες μέθοδοι για τη βαθμονόμηση των εξισώσεων σχεδιασμού με βάση τους επιμέρους συντελεστές (οριακές καταστάσεις) και της σχέσης μεταξύ τους. Μεταξύ των πιθανοτικών μεθόδων αξιοπιστίας συνηθέστερα χρησιμοποιούνται μέθοδοι αξιοπιστίας 1^{ης} τάξης (First Order Reliability Methods - FORM), οι οποίες δεν είναι τόσο πολύπλοκες και μπορούν να οδηγήσουν στην πλειονότητα των περιπτώσεων σε επαρκώς ακριβή αποτελέσματα.

Και στις δύο μεθόδους Επιπέδου II και Επιπέδου III το μέτρο αξιοπιστίας θα πρέπει να ταυτοποιείται με την πιθανότητα επιβίωσης $P_s = (1 - P_f)$, όπου το P_f είναι η πιθανότητα αστοχίας για την υπό εξέταση μορφή αστοχίας μέσα σε μία κατάλληλη περίοδο αναφοράς. Εάν η πιθανότητα αστοχίας που προκύπτει από τους υπολογισμούς είναι μεγαλύτερη από την προκαθορισμένη επιδιωκόμενη τιμή P_0 , τότε ο φορέας θα πρέπει να θεωρηθεί μη ασφαλής.



Σχήμα 1. 1: Επισκόπηση των μεθόδων αξιοπιστία κατά EN1990 (CEN 2002).

Η μέθοδος της πιθανοτικής ανάλυσης και η εύρεση της πιθανότητας αστοχίας συμβάλλει στην ποσοτικοποίηση του ρίσκου και παρέχει περισσότερες δυνατότητες για την επίλυση του προβλήματος. Επιπλέον, για την περίπτωση της ανάλυσης της ευστάθειας μίας σφήνας έναντι ολίσθησης, δίνει περισσότερες πληροφορίες από ότι ένας παραδοσιακός συντελεστής ασφάλειας.

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία αποσκοπεί στην παρουσίαση της μεθόδου την πιθανοτικής ανάλυσης και σύγκρισης αυτής με την εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας, μέσω ενός παραδείγματος υπόγειας εκσκαφής η οποία τέμνεται από ένα σύστημα τριών ασυνεχειών. Γίνεται ανάλυση της ευστάθειας των σφηνών που σχηματίζονται, τόσο ντετερμινιστικά όσο και πιθανοτικά.

Πιο αναλυτικά, η δομή της παρούσας εργασίας είναι η εξής:

Στο *Κεφάλαιο 2* γίνεται εισαγωγή στους Ευρωκώδικες που στηρίχθηκε η παρούσα διπλωματική:

- EN1990: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού
- EN1991: Δράσεις επί των κατασκευών
- EN1997: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός

Στο *Κεφάλαιο 3* γίνεται μία παρουσίαση των μεθόδων ανάλυσης ευστάθειας των πρηνών, τόσο εδαφικών όσο και βραχώδων. Στα εδαφικά πρηνή, γίνεται αναφορά στις Γραμμικές και τις Μη Γραμμικές μεθόδους, ενώ στα βραχώδη πρηνή γίνεται παρουσίαση των μηχανισμών εκδήλωσης αστοχιών για τις εξής περιπτώσεις:

- Επίπεδη Ολίσθηση,
- Σφηνοειδής Ολίσθηση,
- Κυκλική αστοχία για κατακερματισμένο βραχώδες πρηνές.

Στο *Κεφάλαιο 4* παρουσιάζεται το παράδειγμα που χρησιμοποιήθηκε για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας. Ένας συντελεστής ασφάλειας προκύπτει για τις σχηματιζόμενες σφήνες τόσο ντετερμινιστικά όσο με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών κατά τον Ευρωκώδικα 7. Στη συνέχεια γίνεται αναλυτικός υπολογισμός της πιθανότητας αστοχίας με τη χρήση του λογισμικού UNWEDGE.

Στο *Κεφάλαιο 5* συνοψίζονται τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα που προέκυψαν από το Κεφάλαιο 4.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΓΕΝΙΚΗ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΥΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ

Στο πλαίσιο της Ευρωπαϊκής Ένωσης για εναρμόνιση των μεθόδων μελέτης και σχεδιασμού τεχνικών έργων για τα Κράτη – Μέλη της, η Επιτροπή Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων αποφάσισε την ανάπτυξη του συστήματος των Δομικών Ευρωκωδίκων, με σκοπό τον ενοποιημένο τρόπο αντιμετώπισης βασικών θεμάτων ασφάλειας και λειτουργικότητάς των τεχνικών έργων, συντάξεως των αντίστοιχων μελετών αλλά και παροχής πλαισίου Τεχνικών Προδιαγραφών εντός του χώρου της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Οι Δομικοί Ευρωκώδικες συνιστούν μία ομάδα προτύπων για το δομικό και γεωτεχνικό σχεδιασμό κτιρίων και έργων Πολιτικού Μηχανικού. Από το 1989 η Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN) ανέλαβε την προετοιμασία και την έκδοση των Ευρωκωδίκων με σκοπό να θεσπισθούν μελλοντικά ως Ευρωπαϊκά Πρότυπα (EN). Τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα περιλαμβάνουν τα ακόλουθα:

EN 1990	Ευρωκώδικας 0:	Βασικές Αρχές Σχεδιασμού	(1 Μέρος)
EN 1991	Ευρωκώδικας 1:	Δράσεις επί των Κατασκευών	(10 Μέρη)
EN 1992	Ευρωκώδικας 2:	Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα	(4 Μέρη)
EN 1993	Ευρωκώδικας 3:	Σχεδιασμός Χαλύβδινων Κατασκευών	(20 Μέρη)
EN 1994	Ευρωκώδικας 4:	Σχεδιασμός Σύμμεικτων Κατασκευών από Χάλυβα και Σκυρόδεμα	(3 Μέρη)
EN 1995	Ευρωκώδικας 5:	Σχεδιασμός Ξύλινων Κατασκευών	(3 Μέρη)
EN 1996	Ευρωκώδικας 6:	Σχεδιασμός Κατασκευών από λιθοδομή	(5 Μέρη)
EN 1997	Ευρωκώδικας 7:	Γεωτεχνικός Σχεδιασμός	(2 Μέρη)
EN 1998	Ευρωκώδικας 8:	Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών	(6 Μέρη)
EN 1999	Ευρωκώδικας 9:	Σχεδιασμός Κατασκευών από αλουμίνιο	(5 Μέρη)

Τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα υπάρχουν σε τρεις επίσημες εκδόσεις (αγγλικά, γαλλικά, γερμανικά). Μια έκδοση σε οποιαδήποτε άλλη γλώσσα γίνεται από μετάφραση υπό την ευθύνη ενός μέλους της CEN στη δική του γλώσσα και αφού γνωστοποιηθεί στην Κεντρική Γραμματεία έχει την ίδια ισχύ με τις επίσημες εκδόσεις.

Μέλη της CEN είναι οι εθνικοί φορείς τυποποίησης των χωρών: Αυστρία, Βέλγιου, Κύπρος, Τσεχική Δημοκρατία, Δανία, Εσθονία, Φινλανδία, Γαλλία, Γερμανία, Ελλάδα, Ουγγαρία, Ισλανδία, Ιρλανδία, Ιταλία, Λετονία, Λιθουανία, Λουξεμβούργο, Μάλτα, Ολλανδία, Νορβηγία, Πολωνία, Πορτογαλία, Σλοβακία, Σλοβενία, Ισπανία, Σουηδία, Ελβετία και Ηνωμένο Βασίλειο.

Για τη χρήση κάθε Ευρωπαϊκού Πρότυπου, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και τα Εθνικά Προσαρτήματα (Nationals Annexes), τα οποία περιέχουν πληροφορίες για τις παραμέτρους εκείνες (Εθνικά Προσδιοριζόμενοι Παράμετροι, National Determined Parameters-NPD), οι οποίες παραμένουν στον Ευρωκώδικα ανοιχτές για εθνική επιλογή και χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό κτιρίων και τεχνικών έργων, τα οποία πρόκειται να κατασκευαστούν στην συγκεκριμένη χώρα.

2.1 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 0 – EN 1990: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού

2.1.1 Γενικά

Το EN 1990 θέτει αρχές και απαιτήσεις για θέματα ασφάλειας, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας των κατασκευών, με βάση τη θεωρία των οριακών καταστάσεων και τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφάλειας. Επίσης στον Ευρωκώδικα EN 1990 καθορίζονται τα επίπεδα ασφάλειας και δίδονται οι βάσεις καθορισμού και ελέγχου της αξιοπιστίας τους.

Το EN 1990 προορίζεται για να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τα πρότυπα EN 1991 έως EN 1999, για το δομοστατικό σχεδιασμό, συμπεριλαμβανομένων των γεωτεχνικών συνιστωσών, του σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς αλλά και των περιπτώσεων που σχετίζονται με τους σεισμούς, με τη φάση ανέγερσης και με τις προσωρινές κατασκευές και αφορά κτιριακές φέρουσες κατασκευές, γέφυρες, δεξαμενές, σιλό, ιστούς, πύργους και καμινάδες.

Ο σχεδιασμός ειδικών τεχνικών έργων (π.χ. πυρηνικές εγκαταστάσεις, φράγματα κτλ.), δεν καλύπτεται από τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων EN 1990 έως EN 1999.

Ανάλογα με το χαρακτήρα των επιμέρους διατάξεων, στο EN 1990 γίνεται διάκριση μεταξύ **Αρχών** και **Κανόνων Εφαρμογής**. Οι Αρχές είναι απολύτως υποχρεωτικές διατάξεις, για τις οποίες είτε δεν υπάρχει άλλη επιλογή (λ.χ. ορισμοί) είτε πρόκειται για απαιτήσεις και αναλυτικά προσομοιώματα, για τα οποία δεν επιτρέπεται εναλλακτική επιλογή εκτός και αν αναφέρεται συγκεκριμένα κάτι τέτοιο. Οι Κανόνες Εφαρμογής είναι γενικώς αναγνωρισμένοι κανόνες οι οποίοι συμμορφώνονται με τις Αρχές και ικανοποιούν τις απαιτήσεις τους.

Για τη χρήση των Αρχών και των Κανόνων Εφαρμογής του EN 1990 έως EN 1999, θεωρείται απαραίτητη προϋπόθεση η ικανοποίηση κάποιων γενικών παραδοχών. Οι **Γενικές Παραδοχές** του EN 1990 είναι:

- Η επιλογή του δομικού συστήματος και ο σχεδιασμός του φορέα να εκτελείται από κατάλληλα εκπαιδευμένο και έμπειρο προσωπικό.
- Η εκτέλεση πραγματοποιείται από προσωπικό που έχει τις κατάλληλες δεξιότητες και εμπειρία.
- Υπάρχει επαρκής επίβλεψη και έλεγχος διασφάλισης ποιότητας κατά την εκτέλεση των εργασιών, τόσο στο εργοστάσιο όσο και στο εργοτάξιο.
- Τα υλικά της κατασκευής να είναι κατάλληλα και σύμφωνα με τα EN 1990 έως EN 1999 ή με άλλα σχετικά πρότυπα και προδιαγραφές.
- Να γίνεται επαρκής συντήρηση της κατασκευής.
- Η χρήση της κατασκευής να γίνεται σύμφωνα με τις παραδοχές σχεδιασμού.

2.1.2 Απαιτήσεις

Βασικές Απαιτήσεις

Ο σχεδιασμός μιας φέρουσας κατασκευής, καθώς και η κατασκευή και η συντήρησή της καθ' όλη τη σκοπούμενη διάρκεια ζωής της, με εύλογο οικονομικό κόστος και για τον απαιτούμενο βαθμό

αξιοπιστίας πρέπει να γίνονται με τρόπο που να εξασφαλίζονται οι ακόλουθες τέσσερις βασικές απαιτήσεις:

- Να διαθέτει επαρκή αντίσταση (resistance), λειτουργικότητα (serviceability), ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου (durability) και ευρωστία (robustness).
- Να φέρει όλες τις δράσεις και τις επιρροές που είναι πιθανό να συμβούν κατά την εκτέλεση και χρήση.
- Σε περίπτωση πυρκαγιάς η αντίστασή της θα πρέπει να είναι επαρκής για την απαιτούμενη χρονική περίοδο.
- Να μην υποστεί βλάβες εξαιτίας συμβάντων όπως λ.χ. έκρηξη, πρόσκρουση και συνέπειες ανθρωπίνων σφαλμάτων, σε βαθμό δυσανάλογο ως προς το αρχικό συμβάν.

Οι απαιτήσεις αυτές αποτελούν τις συνιστώσες της αξιοπιστίας (reliability) της φέρουσας κατασκευής.

Διαχείριση Αξιοπιστίας

Η επιλογή των επιπέδων αξιοπιστίας για έναν συγκεκριμένο φορέα πρέπει να λαμβάνει υπόψη:

- το σχεδιασμό σύμφωνα με τους EN 1990 έως EN 1999,
- κατάλληλη εκτέλεση και μέτρα διαχείρισης ποιότητας.

Ένας φορέας πρέπει επιπλέον να σχεδιάζεται ώστε να έχει επάρκεια σε:

- αντίσταση,
- λειτουργικότητα,
- ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου.

Επιπλέον, θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη και τους σχετικούς παράγοντες, μεταξύ των οποίων είναι:

- οι πιθανές αιτίες και/ή ο τρόπος επίτευξης της οριακής κατάστασης (λ.χ. μορφές αστοχίας),
- οι πιθανές συνέπειες της αστοχίας σε όρους κινδύνου της ζωής, κινδύνου τραυματισμού και ενδεχόμενης οικονομικής ζημίας,
- η αποστροφή του κοινού που προκαλείται από μια αστοχία (παράμετρος που σχετίζεται με την υποκειμενική πρόσληψη του γεγονότος και των συνεπειών του),
- τα έξοδα και οι διαδικασίες που είναι απαραίτητα για τη μείωση της πιθανότητας αστοχίας.

Τα επίπεδα αξιοπιστίας που ισχύουν για μία συγκεκριμένη κατασκευή μπορούν να προσδιοριστούν με έναν ή και τους δύο ακόλουθους τρόπους:

- με τη κατάταξη της κατασκευής ως σύνολο,
- με την κατάταξη των μελών της.

Τα επίπεδα αξιοπιστίας σχετικά με την αντίσταση και τη λειτουργικότητα μπορούν να επιτευχθούν με κατάλληλους συνδυασμούς :

A) τα αποτρεπτικά και προστατευτικά μέτρα (υλοποιώντας δικλείδες ασφαλείας, ενεργά και παθητικά προστατευτικά μέτρα έναντι πυρκαγιάς, προστασία έναντι του κινδύνου διάβρωσης είτε με βαφή είτε με καθοδική προστασία),

B) τα μέτρα τα οποία σχετίζονται με τους υπολογισμούς σχεδιασμού,

- αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων
- επιλογή των επιμέρους συντελεστών

Γ) τα μέτρα τα οποία σχετίζονται με τη διαχείριση ποιότητας,

Δ) τα μέτρα τα οποία στοχεύουν στη μείωση των σφαλμάτων κατά το σχεδιασμό και την εκτέλεση της κατασκευής και στη μείωση των χονδροειδών ανθρωπίνων σφαλμάτων,

Ε) άλλα μέτρα τα οποία σχετίζονται με τα ακόλουθα θέματα σχεδιασμού,

- βασικές απαιτήσεις
- βαθμό στερρότητας (ακεραιότητα του φορέα)
- ανθεκτικότητα, συμπεριλαμβανομένης και της επιλογής της διάρκειας ζωής σχεδιασμού
- την έκταση και ποιότητα της προκαταρκτικής εξέτασης του εδάφους και των πιθανών περιβαλλοντικών επιρροών
- την ακρίβεια των χρησιμοποιηθέντων μηχανικών προσομοιωμάτων
- τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες

ΣΤ) την ικανοποιητική εκτέλεση, για παράδειγμα σύμφωνα με τα πρότυπα εκτέλεσης τα οποία αναφέρονται στα EN 1991 έως EN 1999,

Ζ) την επαρκή επιθεώρηση και συντήρηση σύμφωνα με τις διαδικασίες οι οποίες προσδιορίζονται στα έγγραφα τεκμηρίωσης του έργου.

Για το σκοπό της δομικής αξιοπιστίας των κατασκευών, Κατηγορίες Συνεπειών (CC) μπορούν να καθοριστούν για την εξέταση των συνεπειών σε περίπτωση βλάβης ή δυσλειτουργίας της δομής όπως αναφέρεται στον Πίνακα 2.1 που ακολουθεί.

Πίνακας 2. 1: Προσδιορισμός των κατηγοριών συνεπειών.

Κατηγορία Συνεπειών	Περιγραφή	Παραδείγματα κτηρίων και Τεχνικών Έργων
CC3	Υψηλή συνέπεια από απώλεια ανθρώπινης ζωής, ή πολύ μεγάλες οικονομικές, κοινωνικές ή περιβαλλοντικές συνέπειες	Εξώστες σταδίων, δημόσια κτίρια όπου οι συνέπειες της αστοχίας είναι μεγάλες (π.χ. μία αίθουσα συναυλιών)
CC2	Μέτρια συνέπεια από απώλεια ανθρώπινης ζωής, σημαντικές οικονομικές, κοινωνικές ή περιβαλλοντικές συνέπειες	Κτίρια κατοικιών και γραφείων, δημόσια κτίρια όπου οι συνέπειες της αστοχίας είναι μέτριες (π.χ. κτίριο γραφείων)

CC1	Χαμηλή συνέπεια από απώλεια ανθρώπινης ζωής και μικρές ή αμελητέες οικονομικές, κοινωνικές ή περιβαλλοντικές συνέπειες	Αγροτικά κτίρια στα οποία οι άνθρωποι κανονικά δεν μπαίνουν (π.χ. κτίρια αποθήκευσης), θερμοκήπια.
------------	--	--

Διάρκεια ζωής σχεδιασμού

Η διάρκεια ζωής σχεδιασμού θα πρέπει να καθορίζεται.

Πίνακας 2. 2: Ενδεικτικές τιμές για τη σκοπούμενη διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Κατηγορία Διάρκειας Ζωής Έργου	Ενδεικτική Διάρκεια Ζωής Σχεδιασμού (σε χρόνια)	Παραδείγματα
1	10	Προσωρινές Κατασκευές ⁽¹⁾
2	25	Δομικά στοιχεία τα οποία μπορούν να αντικατασταθούν π.χ. εφέδρανα
3	25	Αγροτικές και παρεμφερείς κατασκευές
4	50	Κτίρια και παρεμφερή
5	100	Μνημειακά κτίρια, γέφυρες και άλλα τεχνικά έργα
(1) Οι φορείς και τα δομικά στοιχεία τα οποία μπορούν να αποσυναρμολογηθούν εν όψει επαναχρησιμοποίησής τους δεν θα πρέπει να θεωρούνται προσωρινά.		

Ανθεκτικότητα

Η φέρουσα κατασκευή θα πρέπει να σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε η φθορά κατά τη διάρκεια ζωής του έργου να μην εξασθενεί την επιτελεστικότητα της κάτω από την προσδοκώμενη, λαμβάνοντας υπόψη το περιβάλλον και τον αναμενόμενο επίπεδο συντήρησης.

Προκειμένου να επιτευχθεί μία επαρκώς ανθεκτική κατασκευή, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα ακόλουθα :

- η προοριζόμενη ή προβλεπόμενη χρήση της κατασκευής,
- τα απαιτούμενα κριτήρια σχεδιασμού,
- οι αναμενόμενες περιβαλλοντικές συνθήκες,
- η σύσταση, οι ιδιότητες και η επίδοση των υλικών και των προϊόντων,
- οι ιδιότητες του εδάφους,
- η επιλογή του στατικού συστήματος,
- το σχήμα των μελών και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες,
- η ποιότητα της εργασίας και το επίπεδο ελέγχου,
- τα συγκεκριμένα μέτρα προστασίας,
- η προβλεπόμενη συντήρηση κατά τη διάρκεια της ζωής σχεδιασμού.

Η εκτίμηση του αναμενόμενου βαθμού φθοράς μπορεί να βασίζεται σε υπολογισμούς, σε αποτελέσματα πειραματικών ερευνών, στην εμπειρία από προγενέστερες κατασκευές, ή σε συνδυασμό των παραπάνω παραγόντων.

Διαχείριση ποιότητας

Προκειμένου μία κατασκευή να ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις και στις παραδοχές που γίνονται κατά το σχεδιασμό, κατάλληλα μέτρα διαχείρισης ποιότητας πρέπει να εφαρμοστούν. Τα μέτρα αυτά περιλαμβάνουν:

- ορισμό των απαιτήσεων αξιοπιστίας,
- οργανωτικά μέτρα,
- ελέγχους στο στάδιο του σχεδιασμού, της κατασκευής και της συντήρησης.

2.1.3 Αρχές του σχεδιασμού με βάση τις οριακές καταστάσεις

Οι οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit States)
- Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (SLS: Serviceability Limit States)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέρα των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους κλπ.).

Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ¹ ταξινομούνται ως ακολούθως:

- Καταστάσεις διάρκειας (persistent), οι οποίες αντιστοιχούν στις συνθήκες κανονικής χρήσης,
- Παροδικές καταστάσεις (transient), οι οποίες αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά την κατασκευή ή την επισκευή.
- Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), οι οποίες αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τα αποτελέσματα τοπικής αστοχίας,
- Σεισμικές καταστάσεις (seismic), οι οποίες αντιστοιχούν σε συνθήκες που εφαρμόζονται στην κατασκευή όταν υπόκεινται σε σεισμικά γεγονότα.

¹ Πληροφορίες για συγκεκριμένες καταστάσεις σχεδιασμού εντός της κάθε μία από τις κατηγορίες αυτές δίνονται στα EN 1991 έως EN 1999.

Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ο.Κ.Α)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και/ή την ασφάλεια του φορέα, υπό ορισμένες δε συνθήκες και αυτές που αφορούν την προστασία των περιεχομένων. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι των εξής πέντε τύπων :

EQU (equilibrium): Απώλεια στατικής ισορροπίας της κατασκευής ή του εδάφους ως στερεού σώματος, χωρίς σημαντική συνεισφορά της διατμητικής αντοχής του εδάφους ή των δομικών υλικών στην αντίσταση (π.χ. αστοχία τοίχου αντιστηρίξεως λόγω ανατροπής χωρίς αστοχία του εδάφους θεμελίωσης).

STR (structural): Δομικού τύπου οριακή κατάσταση που περιλαμβάνει αστοχία δομικού στοιχείου του έργου ή υπερβολική παραμόρφωση της κατασκευής όπως π.χ. η καμπτική ή διατμητική αστοχία πασσάλου λόγω εγκάρσιας φόρτισης στην κεφαλή του, η καμπτική αστοχία εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως, η αστοχία αγκύρωσης λόγω θραύσης του τένοντα, κ.λπ.

GEO (geotechnical): Γεωτεχνικού τύπου αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους, κατά την οποία η αντοχή του εδάφους είναι σημαντική στην εξασφάλιση της αντοχής, όπως π.χ. η υπέρβαση της φέρουσας αντοχής πέδιλου ή πασσάλου, η διατμητική αστοχία πρανούς, η αστοχία τοίχου αντιστηρίξεως λόγω ολίσθησης στη βάση του, κ.λπ.

UPL: Απώλεια ισορροπίας της κατασκευής ή του εδάφους λόγω υδατικών πιέσεων ανώσεως (επίπλευση - **uplift**) ή άλλης κατακόρυφης δράσης, όπως π.χ. αστοχία στεγανολεκάνης λόγω άνωσης.

HYD: Υδραυλικού τύπου αστοχία (**hydraulic heave**), όπως εσωτερική διάβρωση και διασωλήνωση του εδάφους λόγω ροής με έντονη υδραυλική κλίση.

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Πρόκειται για τις οριακές καταστάσεις, οι οποίες αφορούν:

- τη λειτουργία ενός φορέα ή δομικών μελών υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης,
- την άνεση των ανθρώπων,
- την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών (σε σχέση με τη λειτουργικότητα, λ.χ. ρηγματώσεις, αισθητά βέλη).

Στην πράξη ο έλεγχος των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας (σε σχέση πάντα με τα προαναφερόμενα) θα αφορά :

- Παραμορφώσεις που επηρεάζουν:
 - την εμφάνιση,
 - την άνεση των χρηστών,
 - και τη λειτουργία της κατασκευής.
- Δονήσεις και ταλαντώσεις που :
 - προκαλούν ενόχληση στους ανθρώπους,
 - περιορίζουν την λειτουργική απόδοση του φορέα.
- Βλάβες (π.χ. η ρηγματώση) που πιθανόν να επηρεάσουν:

- την εμφάνιση,
- την ανθεκτικότητα,
- και τη λειτουργία του φορέα.

Οι Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) θα λαμβάνονται φυσικά υπόψη και για τον έλεγχο ανθεκτικότητας της φέρουσας κατασκευής (στη διάρκεια του χρόνου).

2.1.4 Βασικές μεταβλητές

Κατηγοριοποίηση δράσεων

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, διακρίνονται σε:

- Άμεσες (direct), π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία.
- Έμμεσες (indirect), π.χ. επιβαλλόμενη φόρτιση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση σεισμού.

Οι δράσεις αυτές, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες (**G**) (permanent), π.χ. ίδιον βάρος φορέων, σταθερός εξοπλισμός και οδοστρωσία κλπ.
- Μεταβλητές (**Q**) (variable), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς και στέγες, δράσεις ανέμου ή φορτία χιονιού.
- Τυχηματικές (**A**) (accidental), π.χ. εκρήξεις, ή πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

Ως προς τη θέση τους, οι δράσεις ταξινομούνται:

- Καθορισμένες (fixed), π.χ. το ίδιο βάρος.
- Ελεύθερες (free), π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογέφυρών.

Με βάση τη φύση τους και/ή την απόκριση της φέρουσας κατασκευής ταξινομούνται σε στατικές ή δυναμικές.

Η προένταση (**P**) είναι μόνιμη δράση. Οι έμμεσες δράσεις είναι είτε μόνιμες G_{ind} (π.χ. υποχώρηση στήριξης) είτε μεταβλητές Q_{ind} (π.χ. θερμοκρασιακή μεταβολή).

Χαρακτηριστικές τιμές δράσεων

Καταρχήν ως αντιπροσωπευτικές τιμές μιας δράσης (**F_{rep}**) ορίζονται οι τιμές που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο μιας οριακής κατάστασης, μπορούν δε να είναι η χαρακτηριστική τιμή (**F_k**) ή μια συνοδευτική τιμή (ψF_k), για τις οποίες γίνεται αναφορά αμέσως στη συνέχεια.

Η χαρακτηριστική τιμή **F_k** μιας δράσης είναι η κύρια αντιπροσωπευτική της τιμή και θα προσδιορίζεται ως μέση τιμή, ανώτερη ή κατώτερη τιμή, ή ονομαστική τιμή, κατ' εξαίρεση δε και

στα συμβατικά τεύχη, υπό την αυστηρή προϋπόθεση ότι προκύπτει με πιθανοτικές κ.ά. προσεγγίσεις συμβατές με τις μεθόδους που δίδονται στο EN 1991.

Η τιμή σχεδιασμού F_d μιας δράσης F μπορεί να εκφρασθεί σε γενικές γραμμές ως:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep} \text{ με } F_{rep} = \psi \cdot F_k, \text{ όπου:}$$

F_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της δράσης

F_{rep} είναι η συναφής αντιπροσωπευτική τιμή της δράσης

γ_f είναι ένας **επιμέρους συντελεστής για τη δράση**, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα δυσμενών αποκλίσεων των τιμών των δράσεων από τις αντιπροσωπευτικές τιμές

ψ^2 είναι είτε 1,00 είτε ψ_0 , ψ_1 , ή ψ_2 .

Στην περίπτωση μιας **μόνιμης** δράσης (λ.χ. G , P κ.ά.) κριτήριο για την υιοθέτηση μέσης τιμής ή ανώτερης και κατώτερης τιμής είναι το εύρος διακύμανσης της τιμής αυτής κατά τη διάρκεια της ζωής σχεδιασμού του φορέα. Γενικά ως κριτήριο χρησιμοποιείται ένας συντελεστής διακύμανσης μέχρι 5% έως 10%, το πολύ.

Στην περίπτωση μιας **μεταβλητής** δράσης, η χαρακτηριστική τιμή θα αντιστοιχεί γενικά σε μία ανώτερη τιμή με προσδοκούμενη πιθανότητα μη υπέρβασης ή σε μία κατώτερη τιμή με προσδοκούμενη πιθανότητα επίτευξής της, κατά τη διάρκεια κάποιας συγκεκριμένης περιόδου αναφοράς. Σε περιπτώσεις στις οποίες η στατιστική κατανομή δεν είναι γνωστή, θα καθορίζεται μία ονομαστική τιμή.

Για **τυχηματικές** δράσεις, η τιμή σχεδιασμού A_d θα πρέπει να προσδιορίζεται ξεχωριστά για κάθε συγκεκριμένο έργο. Για **σεισμικές** δράσεις η τιμή σχεδιασμού A_{Ed} θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω της χαρακτηριστικής τιμής A_{Ek} ή να καθορίζεται για κάθε συγκεκριμένο έργο.

2.1.5 Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο Πρότυπο αυτό για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

A) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

B) Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

² Οι $\psi_0 F_k$, $\psi_1 F_k$, $\psi_2 F_k$ είναι αντίστοιχα η τιμή συνδυασμού, η συχνή τιμή και η οιονεί-μόνιμη τιμή (της δράσης).

Γ) Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

- "+" σημαίνει "επαλληλία με"
- $G_{k,j}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- P είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων δράσεων
- A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- $\gamma_{G,j}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας για τη μόνιμη δράση j
- γ_p είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας για την προένταση
- $\gamma_{Q,i}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας για τη μεταβλητή δράση i
- $\Psi_{0,i}, \Psi_{1,i}, \Psi_{2,i}$ είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων.

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ή μέλους δίνονται στον Πίνακα 2.3.

Πίνακας 2. 3: Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας.

Δράση		Συμβολισμός	Συντελεστές
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1.35
	Ευμενής		1.00
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1.50
	Ευμενής		0

Οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων, δίδονται στον Πίνακα 2.4.

Πίνακας 2. 4: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια.

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που	0,70	0,50	0,20

βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000$ m Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα. ³			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

2.1.6 Έλεγχος επάρκειας

Ο βασικός έλεγχος, ο οποίος επιτάσσεται από τους Ευρωκώδικες, προκειμένου να διαπιστωθεί η επάρκεια της κατασκευής σε κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, αφορά πρακτικά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των δράσεων σε σχέση με τις αντιστάσεις. Πιο συγκεκριμένα, περιγράφεται από τη ανίσωση:

$$E_d \leq R_d \quad [2.1]$$

Όπου,

E_d : είναι το αποτέλεσμα (Effect) των συνδυασμών δράσεων σχεδιασμού (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.)

R_d : είναι η αντίστοιχη αντοχή (Resistance) σχεδιασμού της διατομής ή του μέλους που ελέγχεται, ή επιτρεπόμενη παραμόρφωση, εφόσον πρόκειται για έλεγχο σε λειτουργικότητα.

Η αντοχή σχεδιασμού προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad [2.2]$$

Όπου,

R_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή της συγκεκριμένης ιδιότητας του υλικού (π.χ. αντοχή διαρροής ή θραύση.)

γ_M : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού, που λαμβάνει υπόψη τυχόν δυσμενείς αποκλίσεις από τις χαρακτηριστικές τιμές, ανακρίβειες στους συντελεστές μετατροπής και αβεβαιότητες στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και στην προσομοίωση του φορέα.

Τιμές για τα παραπάνω μεγέθη περιλαμβάνονται στα EN 1992 έως EN 1999. Η σχέση [2.1] είναι γενική και εφαρμόζεται σε κάθε έλεγχο ο οποίος απαιτείται κατά περίπτωση (π.χ. έλεγχος στατικής ισορροπίας), μπορεί δε σε ορισμένες περιπτώσεις να αντικαθίσταται από μία σχέση αλληλεπίδρασης (μεταξύ αξονικών δυνάμεων και ροπών σε μία διατομή) η οποία ικανοποιεί την απαίτηση “το αποτέλεσμα των δράσεων να μην υπερβαίνει την αντοχή της διατομής ή του μέλους”.

³ Δεν υπάρχει διαφοροποίηση στις τιμές ψ στο Εθνικό Προσάρτημα ως προς το EN 1990

2.2 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1 – EN 1991: Δράσεις επί των Κατασκευών

Στο Ευρωκώδικα EN 1991 παρέχονται κατευθυντήριες οδηγίες σχεδιασμού και δράσεις για τον δομοστατικό σχεδιασμό κτιρίων και τεχνικών έργων, μεταξύ των οποίων συμπεριλαμβάνονται τα ακόλουθα:

Πυκνότητες κατασκευαστικών υλικών και αποθηκευμένων υλικών.

- Ίδιον βάρος στοιχείων κατασκευής και
- Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια

Ως κυριότερα θέματα στα οποία ο υπόψη Ευρωκώδικες καινοτομεί ή συμπληρώνει προγενέστερους κανονισμούς με το ίδιο αντικείμενο μπορούν να θεωρηθούν τα εξής :

- Λεπτομερέστερη διάκριση των επιβαλλόμενων φορτίων (τα αποκαλούμενα συνήθως «κινητά»), ανάλογα με τη χρήση των χώρων (φορτιζομένων επιφανειών) με δυνατότητα περαιτέρω (σε εθνικό επίπεδο) υποδιαίρεσης σε υποκατηγορίες.
- Προσδιορισμός των τιμών των φορτίων βασισμένος στο είδος κ.ά. της στατιστικής τους κατανομής.
- Κάλυψη ιδιαίτερων περιπτώσεων φόρτισης, όπως λ.χ. από περονοφόρα ανυψωτικά μηχανήματα, στάθμευση οχημάτων και προσγείωση ελικοπτέρων.
- Σε παραρτήματα, εκτεταμένος κατάλογος για τις ονομαστικές πυκνότητες υλικών και αποθηκευμένων προϊόντων και τις γωνίες εσωτερικής τριβής, κατά περίπτωση.

Το EN 1991-1-1 προορίζεται για να εφαρμόζεται μαζί με το EN 1990, τα υπόλοιπα μέρη του EN 1991 και τα EN 1992 έως EN 1999 για το σχεδιασμό φορέων. Το πρότυπο EN 1991 έχει συγκροτηθεί με τον παρακάτω τρόπο που παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.5:

Πίνακας 2. 5: Συγκρότηση Πρότυπου EN 1991.

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1	ΕΘΝΙΚΟ ΠΡΟΤΥΠΟ
EN 1991-1-1:2002 [AC:2009] Eurocode 1 - Actions on structures - General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.	ΕΛΟΤ EN 1991.01.01 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε δομήματα - Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδια βάρη και επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια.
EN 1991-1-2:2002 [AC:2009 + AC:2012 + AC: 2013] Eurocode 1 - Actions on structures - General actions - Actions on structures exposed to fire.	ΕΛΟΤ EN 1991.01.02 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε δομήματα - Μέρος 1-2: Γενικές δράσεις - Δράσεις σε δομήματα λόγω πυρκαγιάς.

<p>EN 1991-1-3:2003 [AC:2009] Eurocode 1 - Actions on structures - General actions – Snowloads.</p>	<p>ΕΛΟΤ EN 1991.01.03 Ευρωκώδικας 1 - Δράσεις σε δομήματα - Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις - Φορτία χιονιού.</p>
<p>EN 1991-1-4:2005 [AC:2009 + AC:2010 + A1:2010] Eurocode 1 - Actions on structures - General actions - Wind actions.</p>	<p>ΕΛΟΤ EN 1991.01.04 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε δομήματα - Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις - Δράσεις ανέμου. ΕΛΟΤ EN 1991.01.04/A1 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε δομήματα - Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις - Δράσεις ανέμου.</p>
<p>EN 1991-1-5:2003 [AC:2009] Eurocode 1 - Actions on structures - General actions - Thermal actions.</p>	<p>ΕΛΟΤ EN 1991.01.05 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε δομήματα - Μέρος 1-5: Γενικές δράσεις - Θερμικές δράσεις.</p>

2.3 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 – EN 1997: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός

Το EN 1997 προορίζεται να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με το πρότυπο EN 1990: 2002, το οποίο καθορίζει τις αρχές και τις απαιτήσεις για την ασφάλεια και λειτουργικότητα καθώς και τις απαιτήσεις για την αντοχή, τη σταθερότητα και την ανθεκτικότητα των δομικών φορέων. Άλλες απαιτήσεις, λ.χ. σχετικά με θερμική ή ηχητική μόνωση, δεν λαμβάνονται υπόψη.

Το EN 1997 προορίζεται να εφαρμοστεί στα γεωτεχνικά θέματα του σχεδιασμού των κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού και αποτελείται από δύο μέρη:

- EN 1997-1: Ευρωκώδικας 7 – Γεωτεχνικός Σχεδιασμός – Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες (CEN 2004).
- EN 1997-2: Ευρωκώδικας 7 – Γεωτεχνικός Σχεδιασμός – Μέρος 2: Γεωτεχνικές Έρευνες και Δοκιμές (CEN 2007).

Τα περιεχόμενα του Ευρωκώδικα 7 σκοπεύουν να ικανοποιήσουν δύο προϋποθέσεις:

- Εναρμόνιση του τρόπου μελέτης των γεωτεχνικών έργων στην Ε.Ε. με τη σύνταξη ενός ενιαίου κώδικα σχεδιασμού, ο οποίος θα αντικαθιστούσε τους μέχρι σήμερα χρησιμοποιούμενους κώδικες ή μεθοδολογίες σχεδιασμού στις διάφορες χώρες μέλη της Ε.Ε.
- Εναρμόνιση του γεωτεχνικού με τον δομικό σχεδιασμό των έργων Πολιτικού Μηχανικού σύμφωνα με το σύστημα των Ευρωκωδίκων.

Η τελευταία αυτή προϋπόθεση επιτεύχθηκε με την θέσπιση και στην γεωτεχνική της μεθοδολογίας των «οριακών καταστάσεων» ως βάση για τον σχεδιασμό των έργων. Πάντως, σήμερα υφίσταται μικρή εμπειρία στις χώρες της Ε.Ε. από πρακτικές εφαρμογές γεωτεχνικών μεθοδολογιών που βασίζονται στους επιμέρους συντελεστές (αντί του έως τώρα χρησιμοποιούμενου ενιαίου συντελεστή ασφαλείας), και γι' αυτό είναι αναγκαίο να γίνουν κατανοητές από τους Γεωτεχνικούς Μηχανικούς, που θα εφαρμόσουν το EN 1997 στις μελέτες, οι νέες (για την Γεωτεχνική) έννοιες που εισάγονται όπως : οριακές καταστάσεις αστοχίας / λειτουργικότητας, επιμέρους συντελεστές, χαρακτηριστικές τιμές και τιμές σχεδιασμού δράσεων / παραμέτρων κ.λπ.

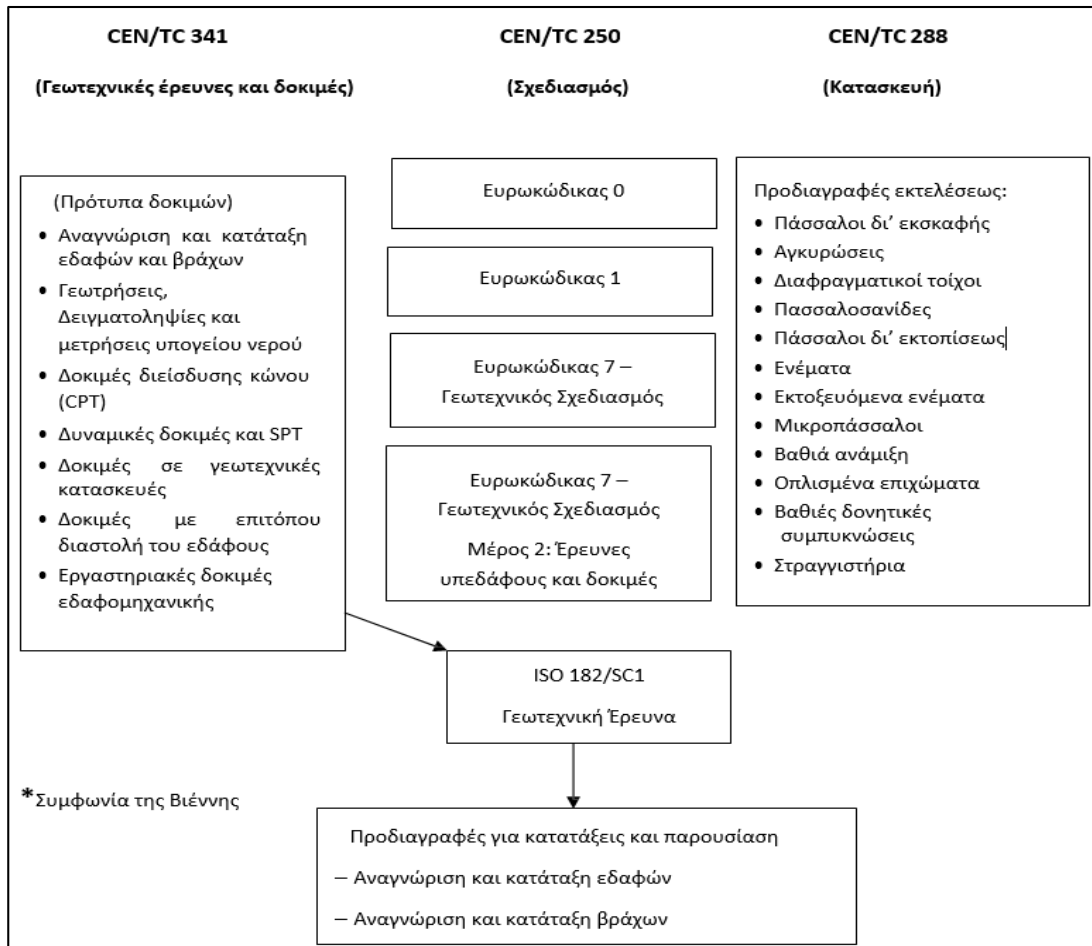
Μέσα στο σύστημα των Ευρωκωδίκων υπάρχουν πολλές διασυνδέσεις. Ο Ευρωκώδικας 7 συνδέεται κυρίως με τους ακόλουθους κώδικες :

- EN 1990: Περιλαμβάνει τις αρχές σχεδιασμού των δομικών έργων, καθορίζει τις διάφορες οριακές καταστάσεις που θα πρέπει να εξετασθούν, καθώς και κανόνες για τις δράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη τόσο από την κατασκευή όσο και από το έδαφος.
- EN 1998-5: Περιλαμβάνει τον αντισεισμικό σχεδιασμό θεμελιώσεων, έργων αντιστηρίξεως, πρανών, γεωκατασκευών κ.α.

Παράλληλα με την Τεχνική Επιτροπή 250 (CEN/TC250/SC7), η οποία είναι αρμόδια για τη σύνταξη του Ευρωκώδικα 7, υφίστανται και άλλες Τεχνικές Επιτροπές (TC) της CEN που ασχολούνται με προδιαγραφές θεμάτων που συνδέονται άμεσα με τον EC7 και είναι :

- CEN/TC 341: «Γεωτεχνικές έρευνες και δοκιμές».
- CEN/TC 288: «Εκτέλεση ειδικών γεωτεχνικών έργων».
- CEN/TC 189: «Γεωυφάσματα και συναφή προϊόντα».
- CEN/TC 288: «Υλικά Οδοποιίας».
- CEN/TC WG203: «Εδαφοκατασκευές».

Το Σχήμα 2.1 παρουσιάζει διαγραμματικά τους κώδικες και τα περιεχόμενα των αντικειμένων των Τεχνικών Επιτροπών TC 341 και TC 288, που συνδέονται άμεσα με τα θέματα σχεδιασμού και κατασκευών που καλύπτει ο EC7. Σημειώνεται ότι η TC 341 συνεργάζεται άμεσα με την αντίστοιχη Επιτροπή ISO/TC 182/SC1 σε θέματα Γεωτεχνικής Έρευνας και Δοκιμών, προκειμένου οι σχετικές προδιαγραφές να μπορούν να αποτελέσουν ταυτόχρονα προδιαγραφή ISO-EN (Συμφωνία της Βιέννης).



Σχήμα 2. 1: Ευρωπαϊκοί και Διεθνείς Γεωτεχνικοί Κανονισμοί και Προδιαγραφές.

2.3.1 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 – ΜΕΡΟΣ 1: Γενικοί Κανόνες

Τέσσερις είναι οι κύριες απαιτήσεις που θα πρέπει να καλύπτει ένας Κώδικας Γεωτεχνικής Μηχανικής κατά το σχεδιασμό ενός «συνήθους γεωτεχνικού έργου»:

- Εκτίμηση των φορτίων και επιλογή των αντιπροσωπευτικών τους τιμών
- Επιλογή αντιπροσωπευτικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων
- Επιλογή μιας αποδεκτής μεθόδου αναλύσεως του προβλήματος
- Επιλογή του αποδεκτού βαθμού ασφαλείας

Έτσι και ο Ευρωκώδικας 7-1 θα πρέπει να δίνει απαντήσεις και στις τέσσερις ανωτέρω απαιτήσεις, ικανοποιώντας επί πλέον τις απαιτήσεις των EN 1990 και EN 1991 (Βάσεις Σχεδιασμού, Δράσεις), οι οποίες ισχύουν και χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με τους λοιπούς Δομικούς Ευρωκώδικες (Structural Eurocodes), άρα και με το EN 1997. Επιπλέον, ο Ευρωκώδικας 7-1 θα πρέπει να «εξομαλύνει» τυχόν διαφορές που υφίστανται μέχρι σήμερα ως προς την φιλοσοφία σχεδιασμού, μεταξύ των ισχυόντων κανονισμών γεωτεχνικής στις διάφορες χώρες της Ε.Ε.

Γενικότερα οι επιπτώσεις από την εισαγωγή του EN 1997-1 συνοψίζονται παρακάτω:

- Εισάγει και στην Γεωτεχνική τον σχεδιασμό μέσω της μεθοδολογίας των οριακών καταστάσεων, δηλαδή τους υπολογισμούς μέσω τιμών σχεδιασμού οι οποίες προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές με επιβολή των επιμέρους συντελεστών. Οι επιμέρους συντελεστές αντικαθιστούν τον παλαιότερα χρησιμοποιούμενο ενιαίο συντελεστή ασφαλείας. Συνεπώς εισάγονται αρκετές νέες έννοιες για τους Γεωτεχνικούς Μηχανικούς.
- Διευκρινίζει τη διαφορά μεταξύ δράσεων και αντιστάσεων κατά το γεωτεχνικό σχεδιασμό σύνθετων έργων. Η διαφορά αυτή δεν είναι πάντοτε προφανής. Για παράδειγμα, η δύναμη αγκύρωσης ενός τοίχου αντιστηρίξεως ή πρανούς αποτελεί ευνοϊκή δράση και όχι αντίσταση. Η επιλογή αυτή έχει σημαντική επιρροή στους υπολογισμούς αφού οι επιμέρους συντελεστές δράσεων και αντιστάσεων είναι διαφορετικοί.
- Εξασφαλίζει ένα ενιαίο τρόπο μελέτης των γεωτεχνικών έργων με τα λοιπά έργα Πολιτικού Μηχανικού (ως προς τη χρήση της ανάλυσης μέσω Οριακών Καταστάσεων), αφού όλες οι μελέτες είναι πλέον σύμφωνες προς το σύστημα των Δομικών Ευρωκωδίκων.
- Εναρμονίζει τον τρόπο μελέτης των γεωτεχνικών έργων στην Ε.Ε. (ως προς τη χρήση της ανάλυσης μέσω Οριακών Καταστάσεων). Σημειώνεται ότι η εναρμόνιση δεν επιτυγχάνεται στις μεθόδους ανάλυσης των γεωτεχνικών έργων (αφού είναι δυνατή η χρήση οποιασδήποτε διεθνώς αποδεκτής μεθόδου ανάλυσης) ούτε στον βαθμό ασφαλείας (αφού αφήνει το δικαίωμα σε κάθε χώρα να επιλέξει τον επιθυμητό βαθμό ασφαλείας των γεωτεχνικών έργων μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων).
- Επιβάλλει τη σύνταξη Εκθέσεων Γεωτεχνικού Σχεδιασμού μετά το πέρας των υπολογισμών. Σημειώνεται ότι, σε ορισμένες περιπτώσεις, ο όγκος των υπολογισμών «αυξάνει» αφού ο Ευρωκώδικας επιβάλλει την ανάλυση όλων των πιθανών οριακών καταστάσεων τόσο κατά την αστοχία όσο και σε φάση λειτουργίας των έργων. Η «αύξηση» αυτή είναι θεωρητική, αφού και με την συμβατική μέθοδο ανάλυσης, οι ανωτέρω έλεγχοι θα έπρεπε να εκτελούνται.

Να σημειωθεί ότι ουδεμία αλλαγή απαιτείται στις μέχρι σήμερα εφαρμοζόμενες μεθόδους γεωτεχνικών αναλύσεων, αφού κατά τον Ευρωκώδικα 7 (και το Εθνικό Προσάρτημα) μπορεί να χρησιμοποιείται οποιαδήποτε διεθνώς αποδεκτή μέθοδος ανάλυσης. Οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων που έως τώρα χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις με την συμβατική μέθοδο (ενιαίος συντελεστής ασφαλείας) αποτελούν επαρκώς συντηρητικές εκτιμήσεις κατά τον Ευρωκώδικα 7 και συνεπώς μπορούν να λαμβάνονται ως χαρακτηριστικές τιμές.

Το κείμενο του Ευρωκώδικα 7 - Μέρος 1 (EN 1997-1) περιλαμβάνει τα ακόλουθα 12 Κεφάλαια:

Κεφάλαιο 1: Γενικά

Κεφάλαιο 2: Αρχές Γεωτεχνικού Σχεδιασμού

Κεφάλαιο 3: Γεωτεχνικά Στοιχεία

Κεφάλαιο 4: Επίβλεψη Κατασκευών, Ενόργανη Παρακολούθηση & Συντήρηση

Κεφάλαιο 5: Επιχώσεις, Απαντλήσεις Υδάτων, Βελτιώσεις και Ενισχύσεις Εδαφών

Κεφάλαιο 6: Επιφανειακές Θεμελιώσεις

Κεφάλαιο 7: Θεμελιώσεις με Πασσάλους

Κεφάλαιο 8: Αγκυρώσεις

Κεφάλαιο 9: Έργα Αντιστηρίξεως

Κεφάλαιο 10: Υδραυλική Αστοχία

Κεφάλαιο 11: Ολική Ευστάθεια

Κεφάλαιο 12: Επιχώματα

2.3.1.1 Γενικά

Ανάλογα με το χαρακτήρα των επιμέρους διατάξεων, γίνεται διάκριση στο EN 1997-1 μεταξύ των αρχών και των κανόνων εφαρμογής.

A) Οι Αρχές περιλαμβάνουν:

- Γενικές αναφορές και ορισμούς για τους οποίους δεν υπάρχει εναλλακτική δυνατότητα. Συνεπώς, οι Αρχές είναι υποχρεωτικής εφαρμογής.
- Απαιτήσεις και αναλυτικά προσομοιώματα για τα οποία δεν επιτρέπεται εναλλακτική θεώρηση εκτός εάν αναφέρεται ρητώς.

B) Οι Κανόνες Εφαρμογής:

- Αποτελούν παραδείγματα γενικώς παραδεκτών κανόνων οι οποίοι ακολουθούν τις Αρχές του EC7 και ικανοποιούν τις απαιτήσεις τους.
- Επιτρέπεται η χρήση εναλλακτικών Κανόνων Εφαρμογής (πέραν αυτών του EC7) υπό την προϋπόθεση ότι είναι σύμφωνοι προς τις Αρχές του EN 1997 και είναι τουλάχιστον ισοδύναμοι όσον αφορά τη δομική ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα, όπως θα αναμενόταν κατά τη χρήση των Ευρωκωδίκων.

2.3.1.2 Αρχές Γεωτεχνικού Σχεδιασμού

Κατά τον καθορισμό των καταστάσεων σχεδιασμού και των οριακών καταστάσεων, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη οι ακόλουθοι παράγοντες:

- Οι επιδράσεις από το περιβάλλον (όπως η υδρολογία, τα επιφανειακά νερά, οι κίνδυνοι συνιζήσεων, οι εποχιακές μεταβολές της φυσικής υγρασίας κ.ά.).
- Οι συνθήκες σε σχέση με τον περιβάλλοντα χώρο της κατασκευής (όπως οι γειτονικές κατασκευές, τα δίκτυα κοινής ωφέλειας, η κυκλοφορία κ.λπ.).
- Οι συνθήκες του υπεδάφους.
- Οι συνθήκες των υπογείων υδάτων.
- Η σεισμικότητα της περιοχής.
- Η ευαισθησία και το μέγεθος της κατασκευής.

Ο έλεγχος του γεωτεχνικού σχεδιασμού μπορεί να επιτευχθεί με την εφαρμογή μιας (ή ενός συνδυασμού) των ακόλουθων μεθόδων:

- Βάσει υπολογισμών. Η μέθοδος αυτή είναι η συνηθέστερη στην Γεωτεχνική, τόσο με την συμβατική μέθοδο όσο και με τον Ευρωκώδικα 7.
- Βάσει κανονιστικών διατάξεων (prescriptive measures). Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται κυρίως σε απλά έργα ή/και στις περιπτώσεις όπου υπάρχει εκτενής εμπειρία.
- Με χρήση πειραματικών προσομοιωμάτων και δοκιμαστικών φορτίσεων. Για παράδειγμα, ο σχεδιασμός θεμελιώσεων με πασσάλους συχνά γίνεται μέσω δοκιμαστικών φορτίσεων.
- Μέθοδος παρατήρησης (observational method).

Πριν από κάθε γεωτεχνική έρευνα θα πρέπει να γίνεται μία κατηγοριοποίηση του εκάστοτε Γεωτεχνικού Έργου σε μία Γεωτεχνική Κατηγορία. Η κατηγορία αυτή θα πρέπει να ελέγχεται και να αλλάζει, εάν είναι απαραίτητο, σε κάθε στάδιο της διαδικασίας σχεδιασμού και κατασκευής.

Στην **Γεωτεχνική Κατηγορία 1** εμπίπτουν παραδείγματα κατασκευών, όπως είναι οι μικρές σχετικά κατασκευές, σε γνωστές εδαφικές συνθήκες που δεν περιέχουν ενστρώσεις μαλακών ή χαλαρών εδαφών ή ακόμη που δεν βρίσκονται κοντά σε επικλινή πρανή, δηλαδή περιλαμβάνει έργα με περιορισμένες συνέπειες (σε τυχόν αστοχία).

Η **Γεωτεχνική Κατηγορία 2**⁴ περιλαμβάνει συμβατικούς τύπους δομικών έργων και θεμελιώσεων χωρίς ιδιαίτερο κίνδυνο ή δύσκολες συνθήκες υπεδάφους ή φόρτισης, δηλαδή έργα με μετρίου μεγέθους συνέπειες.

Τέλος, στην **Γεωτεχνική Κατηγορία 3** εμπίπτουν παραδείγματα κατασκευών που αποτελούν μεγάλες ή ασυνήθεις κατασκευές, οι κατασκευές σε εξαιρετικά πολύπλοκες συνθήκες υπεδάφους, ή διερεύνηση των οποίων απαιτεί ειδικές έρευνες και δοκιμές, δηλαδή έργα με σοβαρές συνέπειες.

2.3.1.2.1. Χαρακτηριστικές τιμές και τιμές σχεδιασμού των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων

Οι ορισμοί καθώς και ο τρόπος υπολογισμού των δράσεων δίδονται στους Ευρωκώδικες EN 1990 και EN 1991, αντιστοίχως. Στο εδάφιο 2.4.5 του EN 1997-1 αναφέρονται τα περί χαρακτηριστικών ιδιοτήτων των δράσεων και των εδαφικών παραμέτρων. Οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων (F_d) και των ιδιοτήτων των υλικών (X_d) υπολογίζονται από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές (characteristic values), F_k , X_k , μέσω των παρακάτω σχέσεων:

Για τις δράσεις: $F_d = \gamma_f F_{rep}$ με $F_{rep} = \psi F_k$, όπου:

F_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της δράσης

F_{rep} είναι η συναφής αντιπροσωπευτική τιμή της δράσης

γ_f είναι ένας **επιμέρους συντελεστής για τη δράση**, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα δυσμενών αποκλίσεων των τιμών των δράσεων από τις αντιπροσωπευτικές τιμές

ψ συντελεστής συνδυασμού των δράσεων (καθορίζεται στον Ευρωκώδικα EN 1990 - ίσος με

⁴ Τα εξής είναι παραδείγματα συμβατικών κατασκευών ή μέρη αυτών που συμμορφώνονται με τη Γεωτεχνική Κατηγορία 2: πασσαλοθεμελιώσεις, τοίχοι ή άλλα έργα αντιστήριξης ή υποστήριξης εδάφους ή νερού, εκσκαφές, βάθρα γεφύρων και αντερείσματα, αναχώματα και χωματοουργικές εργασίες, αγκύρια εδάφους και σήραγγες σε σκληρό, αδιατάρακτο βράχο οι οποίες δεν υπόκεινται σε ειδικές απαιτήσεις στεγανότητας ή άλλες.

την μονάδα για τους συνήθεις συνδυασμούς δράσεων).

Για τις ιδιότητες: $X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$ (ή με απευθείας εκτίμηση), όπου:

X_k χαρακτηριστική τιμή εδαφικής παραμέτρου X .

γ_M επιμέρους συντελεστής για τις εδαφικές παραμέτρους (ιδιότητες).

Η επιλογή των τιμών των ιδιοτήτων των εδαφικών υλικών γίνεται με υποκειμενικά κριτήρια και συχνά αποτελεί «τέχνη» και όχι μόνο επιστήμη. Για τον περιορισμό της υποκειμενικότητας στην επιλογή των τιμών των ιδιοτήτων των υλικών (αλλά και των φορτίσεων), οι Ευρωκώδικες εισάγουν την έννοια της χαρακτηριστικής τιμής (X_k), η οποία κατά τον Ευρωκώδικα EN 1997-1 «πρέπει να επιλέγεται ως συντηρητική εκτίμηση (cautious estimate) της μέσης τιμής της παραμέτρου (X), η οποία επηρεάζει την εμφάνιση της οριακής κατάστασης» (Εδάφιο 2.4.5.2 §2, EN 1997-1).

Ο Ευρωκώδικας 7-1 (Εδάφιο 2.4.5.2 §11), προσπαθώντας να ποσοτικοποιήσει τη «συντηρητικότητα» κατά τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής, αναφέρει ως σύσταση ότι, όπου τα διαθέσιμα στοιχεία είναι επαρκή για την εφαρμογή στατιστικών μεθόδων, «η χαρακτηριστική τιμή μιας παραμέτρου, η οποία διέπει την οριακή κατάσταση που εξετάζεται, θα πρέπει να προσδιορίζεται έτσι ώστε η εκτιμώμενη πιθανότητα εμφάνισης μιας δυσμενέστερης τιμής της παραμέτρου να μην υπερβαίνει το 5%».

Η χαρακτηριστική τιμή (X_k) λοιπόν επιλέγεται ως συντηρητική (cautious) εκτίμηση της μέσης τιμής της παραμέτρου (X), η οποία επηρεάζει τη δημιουργία μιας οριακής κατάστασης.

2.3.1.2.2 Σχεδιασμός σε Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας

Όλοι οι Δομικοί Ευρωκώδικες αναφέρονται στον EN 1990 ο οποίος απαιτεί ο σχεδιασμός των τεχνικών έργων να γίνεται μέσω του ελέγχου έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας. Για την Γεωτεχνική ειδικότερα:

- Η **οριακή κατάσταση αστοχίας** (ULS) συμβαίνει όταν δημιουργηθεί ένας μηχανισμός θραύσεως μέσα στο έδαφος (αστοχία τύπου GEO) είτε όταν δημιουργηθεί ένας μηχανισμός θραύσεως, ή σοβαρές βλάβες στην κατασκευή (αστοχία τύπου STR) λόγω μεγάλων παραμορφώσεων στο έδαφος θεμελιώσεως.
- Η **οριακή κατάσταση λειτουργικότητας** (SLS) συμβαίνει όταν οι παραμορφώσεις του εδάφους επιφέρουν προβλήματα στη λειτουργικότητα της κατασκευής ή δημιουργούν μη αποδεκτές μετακινήσεις γενικότερα.

Κατά τον Ευρωκώδικα 7-1, οι οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι των εξής πέντε τύπων (χωρίς να έχουν όλες εφαρμογή υποχρεωτικώς σε όλες τις περιπτώσεις γεωτεχνικών έργων) :

- EQU:** Απώλεια στατικής ισορροπίας της κατασκευής ή του εδάφους ως στερεού σώματος, χωρίς σημαντική συνεισφορά της διατμητικής αντοχής του εδάφους ή των δομικών υλικών στην αντίσταση (π.χ. αστοχία τοίχου αντιστηρίξεως λόγω ανατροπής χωρίς αστοχία του εδάφους θεμελίωσης).
- STR:** Δομικού τύπου οριακή κατάσταση που περιλαμβάνει αστοχία δομικού στοιχείου του έργου ή υπερβολική παραμόρφωση της κατασκευής όπως π.χ. η καμπτική ή διατμητική αστοχία πασσάλου λόγω εγκάρσιας φόρτισης στην κεφαλή του, η καμπτική αστοχία εύκαμπτου τοίχου αντιστηρίξεως, η αστοχία αγκύρωσης λόγω θραύσης του τένοντα, κ.λπ.
- GEO:** Γεωτεχνικού τύπου αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους, κατά την οποία η αντοχή του εδάφους είναι σημαντική στην εξασφάλιση της αντοχής, όπως π.χ. η υπέρβαση της φέρουσας αντοχής πεδύλου ή πασσάλου, η διατμητική αστοχία πρανούς, η αστοχία τοίχου αντιστηρίξεως λόγω ολίσθησης στη βάση του, κ.λπ.
- UPL:** Απώλεια ισορροπίας της κατασκευής ή του εδάφους λόγω υδατικών πιέσεων ανώσεως (επίπλευση - uplift) ή άλλης κατακόρυφης δράσης, όπως π.χ. αστοχία στεγανολεκάνης λόγω άνωσης
- HYD:** Υδραυλικού τύπου αστοχία (hydraulic heave), όπως εσωτερική διάβρωση και διασωλήνωση του εδάφους λόγω ροής με έντονη υδραυλική κλίση.

Κατά τον έλεγχο έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας του EN 1997, ελέγχεται η ισχύς της ανισώσεως:

$$E_d \leq R_d \quad [2.3]$$

και η μέθοδος ελέγχου κατά τον EC7 απαιτεί όπως η τιμή σχεδιασμού της έντασης (E_d) σε οποιαδήποτε θέση του έργου δεν υπερβαίνει την τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης (R_d).

Η χρήση των επιμέρους συντελεστών αυξάνει την πολυπλοκότητα του ελέγχου επάρκειας των γεωτεχνικών έργων, κυρίως λόγω του πολυσήμαντου υπολογισμού των τιμών σχεδιασμού των εντάσεων και αντιστάσεων. Ειδικότερα, η τιμή σχεδιασμού της έντασης (E_d) μπορεί να υπολογισθεί με τους εξής εναλλακτικούς τρόπους :

A) Μέσω της απευθείας χρήσης των τιμών σχεδιασμού των δράσεων (F_d) και εδαφικών παραμέτρων (X_d), δηλαδή από την σχέση :

$$E_d = E(F_d, X_d) = E(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad [2.4]$$

όπου (γ_F , γ_M) είναι οι επιμέρους συντελεστές προσαύξησης των δράσεων και απομείωσης των εδαφικών παραμέτρων, αντιστοίχως.

B) Με εφαρμογή του επιμέρους συντελεστή έντασης (γ_E) επί της χαρακτηριστικής τιμής της έντασης : $E_k = E(F_k, X_k)$, δηλαδή από την σχέση :

$$E_d = \gamma_E E(F_k, X_k) \quad [2.5]$$

όπου (F_k , X_k) είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων (φορτίων) και των εδαφικών παραμέτρων (π.χ. γωνία τριβής και συνοχή) αντιστοίχως.

Κατά τον υπολογισμό της τιμής σχεδιασμού της αντίστασης (R_d), οι επιμέρους συντελεστές μπορεί να εφαρμόζονται είτε στις εδαφικές ιδιότητες (X), είτε στην χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης του εδάφους (R_k), ως ακολούθως :

A) μέσω της χρήσης των τιμών σχεδιασμού των (F , X), δηλαδή:

$$R_d = R(F_d, X_d) = R(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad [2.6]$$

B) μέσω της χρήσης του επί μέρους συντελεστή αντίστασης (γ_R) επί της χαρακτηριστικής τιμής της αντίστασης $R_k = R(F_k, X_k)$, δηλαδή:

$$R_d = (1 / \gamma_R) R(F_k, X_k) \quad [2.7]$$

Ενίοτε, η σχέση (2.7) γράφεται με την εναλλακτική μορφή:

$$R_d = (1 / \gamma_R) R(\gamma_F F_k, X_k) \quad [2.8]$$

με το σκεπτικό ότι ο επιμέρους συντελεστής (γ_R) περιλαμβάνει μόνον την ασφάλεια έναντι της αβεβαιότητας των εδαφικών παραμέτρων (δηλαδή αντικαθιστά τον γ_M) και συνεπώς, απαιτείται και η χρήση του επιμέρους συντελεστή δράσεων (γ_F) στη σχέση [2.7].

Αντιστοίχως, οι τιμές σχεδιασμού των γεωτεχνικών δράσεων (G_d), δηλαδή των δράσεων που προκύπτουν από το έδαφος (όπως η ώθηση γαιών), μπορούν επίσης να υπολογισθούν με δύο εναλλακτικούς τρόπους:

A) Με επιβολή του επιμέρους συντελεστή δράσεων (γ_F) στη χαρακτηριστική τιμή της γεωτεχνικής δράσης (G_k):

$$G_d = \gamma_F \psi G_k = \gamma_F \psi G(X_k) \quad [2.9]$$

B) Με επιβολή των επιμέρους συντελεστών εδαφικών ιδιοτήτων (γ_M) στις χαρακτηριστικές τιμές των εδαφικών ιδιοτήτων (X_k) από τις οποίες εξαρτάται η γεωτεχνική δράση:

$$G_d = \psi G(X_k / \gamma_M) \quad [2.10]$$

Οι ανωτέρω τρόποι, αν και θεωρητικώς ισοδύναμοι, δίνουν πολύ διαφορετικές τιμές των τιμών σχεδιασμού επειδή οι σχέσεις υπολογισμού των γεωτεχνικών δράσεων είναι μη-γραμμικές ως προς τις γεωτεχνικές παραμέτρους.

2.3.1.2.3 Τρόποι ανάλυσης έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας

Στο Εδάφιο 2.4.7.3.4 του EN 1997-1 περιγράφονται οι τρεις εναλλακτικοί Τρόποι Ανάλυσης για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου GEO και STR. Οι τρόποι αυτοί διαφοροποιούνται στη μέθοδο με την οποία διανέμονται οι επιμέρους συντελεστές μεταξύ των δράσεων, αποτελεσμάτων των δράσεων, ιδιοτήτων των υλικών και αντιστάσεων.

Τρόπος Ανάλυσης 1 (DA-1)

Σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 1, στον έλεγχο μέσω της σχέσης [2.3]:

$$E_d \leq R_d \quad [2.3]$$

οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται μέσω των σχέσεων [2.4] και [2.6] οπότε προκύπτει η σχέση :

$$E (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \leq R (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M)$$

Στον Τρόπο Ανάλυσης 1 απαιτούνται δύο χωριστοί έλεγχοι (δηλαδή εφαρμογή της ανωτέρω σχέσης δύο φορές), με διαφορετικούς Συνδυασμούς (1 και 2) τιμών των επιμέρους συντελεστών (γ_F και γ_M), που αναφέρονται στο Παράρτημα Α του EN 1997-1. Συνήθως απαιτείται η εκτέλεση και των δύο ελέγχων (συνδυασμών) επειδή δεν είναι προφανές εκ των προτέρων, ποιος από τους δύο είναι κρίσιμος, ενώ ο σχεδιασμός γίνεται με τον δυσμενέστερο εκ των δύο συνδυασμών. Εξαιρέση αποτελεί ο έλεγχος θεμελιώσεων με πασσάλους και ο έλεγχος αγκυρώσεων όπου κατά τον EN 1997-1 απαιτείται ένας μόνον έλεγχος.

Ο **Συνδυασμός 1** περιλαμβάνει τις ομάδες των επιμέρους συντελεστών δράσεων (A1) και υλικών (M1), και ουσιαστικώς προσαυξάνει τις δράσεις ($\gamma_F > 1$) χωρίς ταυτόχρονη απομείωση των εδαφικών παραμέτρων ($\gamma_M = 1$), με σκοπό να καλύψει τις αβεβαιότητες των δράσεων.

Ο **Συνδυασμός 2** περιλαμβάνει τις ομάδες των επιμέρους συντελεστών δράσεων (A2) και υλικών (M2), και ουσιαστικώς απομειώνει τις εδαφικές ιδιότητες ($\gamma_M > 1$) χωρίς ταυτόχρονη προσαύξηση των δράσεων ($\gamma_F = 1$), με σκοπό να καλύψει τις αβεβαιότητες της υπολογιστικής μεθόδου.

Και στους δύο Συνδυασμούς, οι τιμές των επιμέρους συντελεστών αντιστάσεων (R1 και R2) είναι συνήθως ίσοι με τη μονάδα. Συνεπώς, οι δύο συνδυασμοί περιλαμβάνουν τις εξής ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων (A), υλικών (M) και αντιστάσεων (R) :

Συνδυασμός 1: A1 + M1 + R1

Συνδυασμός 2: A2 + M2 + R1

Ο Τρόπος Ανάλυσης 1 (DA-1) συχνά αναφέρεται και ως Τρόπος Ανάλυσης μέσω επιμέρους συντελεστών υλικών (Material Factor Approach - MFA) επειδή οι επιμέρους συντελεστές επιβάλλονται στα υλικά και όχι στις αντιστάσεις. Ο Τρόπος Σχεδιασμού 1 (DA-1) δεν αποτελεί Εθνική Επιλογή στα γεωτεχνικά έργα και συνεπώς δεν εφαρμόζεται στην Ελλάδα.

Για τον έλεγχο θεμελιώσεων με πασσάλους και αγκυρώσεων κατά τον EN 1997-1, οι δύο συνδυασμοί για τον Τρόπο Ανάλυσης είναι:

Συνδυασμός 1: A1 + M1 + R1

Συνδυασμός 2: A2 + (M1 ή M2) + R4

Τρόπος Ανάλυσης 2 (Παραλλαγές DA-2 και DA-2*)

Σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 2, στον έλεγχο μέσω της σχέσης (2.3) :

$$E_d \leq R_d \quad [2.3]$$

οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται είτε μέσω των σχέσεων [2.4] και [2.8] (Παραλλαγή DA-2) είτε μέσω των σχέσεων [2.5] και [2.7] (Παραλλαγή DA-2*), με τις ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων (A1), υλικών (M1) και αντιστάσεων (R2) του Παραρτήματος Α του EN1997-1.

Στον Τρόπο Ανάλυσης 2 οι συντελεστές υλικών (M1) είναι ίσοι με τη μονάδα ενώ οι συντελεστές αντιστάσεων (R2) είναι μεγαλύτεροι της μονάδας, οπότε ο Τρόπος Ανάλυσης 2 συχνά αναφέρεται και ως Τρόπος Ανάλυσης μέσω επιμέρους συντελεστών αντιστάσεων (Resistance Factor Approach - RFA) επειδή οι επιμέρους συντελεστές επιβάλλονται στις αντιστάσεις και όχι στα υλικά.

Κατά τον Τρόπο Ανάλυσης 2, η εφαρμογή της σχέσης [2.3] δίνει :

$$\text{Παραλλαγή DA-2 : } E(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M) \leq (1/\gamma_R)R(\gamma_F F_k, X_k)$$

$$\text{Παραλλαγή DA-2* : } \gamma_E E(F_k, X_k) \leq (1/\gamma_R)R(F_k, X_k)$$

με τον ακόλουθο συνδυασμό επιμέρους συντελεστών: A1 + M1 + R2.

Σημειώνεται ότι στην περίπτωση γραμμικών αναλύσεων, η τιμή σχεδιασμού της έντασης, δηλαδή το αριστερό μέλος των ανωτέρω εξισώσεων, υπολογίζεται ορθότερα στην παραλλαγή DA-2 με την επιβολή των επιμέρους συντελεστών των δράσεων στα επιμέρους φορτία (αντί στη συνιστάμενη ένταση) επειδή έτσι είναι ευχερέστερη η επιβολή διαφορετικών επιμέρους συντελεστών στις μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις ($\gamma_F = 1.35$ και 1.50 , αντιστοίχως) απ' ότι μέσω ενός ενιαίου (σταθμισμένου) συντελεστή γ_E περίπου ίσου με 1.40 . Έτσι, σε γραμμικές αναλύσεις και στην παραλλαγή DA-2*, το αριστερό μέλος υπολογίζεται από τη σχέση (2.4), δηλαδή : $E_d = E(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M)$ αντί της σχέσης [2.5] δηλαδή : $E_d = \gamma_E \cdot E(F_k, X_k)$, οπότε :

$$\text{Παραλλαγή DA-2* (σε γραμμικές αναλύσεις) : } E(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M) \leq (1/\gamma_R)R(F_k, X_k)$$

Σε περιπτώσεις μη-γραμμικών αναλύσεων, η χρήση της σχέσης [2.4] για τον υπολογισμό της έντασης (E_d) δίνει διαφορετικό αποτέλεσμα απ' ότι η εφαρμογή της σχέσης [2.5] και προτιμητέα είναι η εφαρμογή της σχέσης [2.5] οπότε :

$$\text{Παραλλαγή DA-2* (σε μη-γραμμικές αναλύσεις) : } \gamma_E E(F_k, X_k) \leq (1/\gamma_R)R(F_k, X_k)$$

Η κύρια διαφορά μεταξύ των παραλλαγών DA-2 και DA-2* είναι ότι κατά τον υπολογισμό των αντιστάσεων, οι δράσεις υπεισέρχονται είτε με τις χαρακτηριστικές τιμές (σχέση [2.7] - Παραλλαγή DA-2*) είτε με τις τιμές σχεδιασμού (σχέση [2.8] - Παραλλαγή DA-2). Βεβαίως, στις περιπτώσεις όπου στον υπολογισμό των αντιστάσεων δεν υπεισέρχονται οι δράσεις, οι δύο παραλλαγές εκφυλίζονται σε μία :

$$E(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M) \leq (1/\gamma_R)R(X_k)$$

Οι δράσεις υπεισέρχονται στον υπολογισμό της αντίστασης στις εξής δύο περιπτώσεις (στις οποίες οι δύο παραλλαγές δίνουν διαφορετικά αποτελέσματα):

- Έλεγχος έναντι φέρουσας ικανότητας επιφανειακών θεμελιώσεων υπό λοξή φόρτιση. Στην περίπτωση αυτή, η φέρουσα ικανότητα του πεδίου εξαρτάται από το οριζόντιο φορτίο (δράση).
- Έλεγχος έναντι ολίσθησης επιφανειακών θεμελιώσεων. Στην περίπτωση αυτή, η οριακή τριβή στη βάση της θεμελίωσης εξαρτάται από το ορθό φορτίο του πεδίου (δράση).

Ο Τρόπος Ανάλυσης 2, και συγκεκριμένα η Παραλλαγή DA-2* αποτελεί την Εθνική Επιλογή για το σύνολο σχεδόν των γεωτεχνικών έργων και συγκεκριμένα κατά τον έλεγχο των εξής οριακών καταστάσεων αστοχίας υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις:

- Γεωτεχνικές (GEO) και Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις θεμελιώσεων, αγκυρώσεων και έργων αντιστηρίξεως γενικώς (Κεφάλαια 6, 7, 8 και 9 του EN1997-1) με εξαίρεση τους ελέγχους ολικής ευστάθειας (Κεφάλαιο 12 του EN 1997-1) που θα γίνονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (βλέπε κατωτέρω).
- Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας πρηνών ή επιχωμάτων ενισχυμένων με δομικά στοιχεία (αγκυρώσεις, πασσάλους, ηλώσεις), σύμφωνα με τα Κεφάλαια 9 και 12 του EN 1997-1. Οι περιπτώσεις αυτές περιλαμβάνουν και τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων, ενώ οι αναλύσεις της ολικής ευστάθειας των ανωτέρω έργων (οριακές καταστάσεις τύπου GEO) θα γίνονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3).
- Γεωτεχνικές (GEO) και Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας με χρήση αριθμητικών μεθόδων καθώς και για όλες τις οριακές καταστάσεις αστοχίας υπό τυχηματικές και σεισμικές δράσεις.

Η εθνική επιλογή της Παραλλαγής DA-2* του Τρόπου Ανάλυσης 2 έγινε για τους εξής λόγους :

- Είναι ο απλούστερος εκ των τριών εναλλακτικών επιλογών του EN1997-1 ως προς τον όγκο των υπολογισμών, την ευχέρεια επιλογής τιμών των επιμέρους συντελεστών και το βαθμό απόκλισης των αποτελεσμάτων από τις έως σήμερα εφαρμοζόμενες μεθόδους (μέσω του ενιαίου συντελεστή ασφαλείας FS).
- Πλεονεκτεί σαφώς σε περιπτώσεις μη-γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων (π.χ. μέσω πεπερασμένων στοιχείων), όπου οι άλλοι τρόποι μπορεί να οδηγήσουν σε σημαντικά σφάλματα.
- Με τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2* είναι ευχερής η συσχέτιση του γνωστού ενιαίου συντελεστή ασφαλείας $FS = R (F_k, X_k) / E (F_k, X_k)$ με τους επιμέρους συντελεστές κατά τη σχέση:

$$FS = \gamma_E \cdot \gamma_R$$

Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3)

Σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 3, στον έλεγχο μέσω της σχέσης [2.3]:

$$E_d \leq R_d \quad [2.3]$$

οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται μέσω των σχέσεων [2.4] και [2.6] με τις ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων (A1) για δομικές δράσεις από την ανωδομή και (A2) για δράσεις από το έδαφος, υλικών (M2) και αντιστάσεων (R3) του Παραρτήματος Α του EN1997-1 : (A1 ή A2) + M2 + R3, δηλαδή με εφαρμογή της σχέσης :

$$E (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \leq R (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M)$$

Ο Τρόπος Σχεδιασμού 3 (DA-3) αποτελεί Εθνική Επιλογή κατά τον έλεγχο της Ολικής Ευστάθειας (Overall Stability) των εξής γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις:

- Ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων χωρίς δομικά στοιχεία αντιστήριξης, σύμφωνα με τα Κεφάλαια 11 και 12 του EN1997-1, όπως επιχώματα, φυσικά ή τεχνητά πρανή, φράγματα, ορύγματα και βαθιές εκσκαφές με ελεύθερα πρανή.
- Ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων με δομικά στοιχεία αντιστήριξης όπως :
 - ✓ οπλισμένα επιχώματα ή τεχνητά πρανή,
 - ✓ φυσικά πρανή, ορύγματα ή βαθιές εκσκαφές ενισχυμένες με ηλώσεις ή πασσάλους,
 - ✓ σύνθετα έργα (π.χ. πρανές στο εσωτερικό του οποίου διέρχεται σήραγγα).

Στις ανωτέρω περιπτώσεις, οι σταθεροποιητικές δυνάμεις των δομικών στοιχείων αντιστήριξης (δηλαδή οι δυνάμεις ή ροπές στήριξης εκ των δομικών στοιχείων, ενίσχυσης, όπως ηλώσεων, αγκυρώσεων, πασσάλων, σταθεροποιητικών αναβαθμών ποδός, ελεύθερου νερού στον πόδα του πρανού, κ.λπ.) θεωρούνται ως ευνοϊκές δράσεις (favourable actions) με επιμέρους συντελεστή δράσεων $\gamma_F = 1$.

Στην πολύ συνήθη περίπτωση ανάλυσης της ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων με οριακή ανάλυση ανωτέρου ορίου (Upper Bound Limit State Analysis) όπως η μέθοδος των λωρίδων με κυκλικές ή πολυγωνικές επιφάνειες ολίσθησης, ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (με επιμέρους συντελεστή υλικού $\gamma_M=1.25$) είναι ισοδύναμος με τον Τρόπο Ανάλυσης 2* (με επιμέρους συντελεστή αντίστασης $\gamma_R=1.25$).

Η εθνική επιλογή του Τρόπου Ανάλυσης 3 (αντί του 2*) έγινε μόνον για λόγους απλότητας, δεδομένου ότι στα υφιστάμενα προγράμματα Η/Υ είναι ευχερέστερη η επιβολή των επιμέρους συντελεστών υλικού (με απομείωση των εδαφικών ιδιοτήτων στα δεδομένα εισόδου) παρά η προσαύξηση των δράσεων και απομείωση των αντιστάσεων (οι οποίες συχνά δεν δίδονται). Για παράδειγμα, στα συνήθη προγράμματα ανάλυσης της ολικής ευστάθειας με τη μέθοδο των λωρίδων, δεν δίνεται χωριστά η τιμή της αντίστασης (ροπή της εδαφικής αντίστασης ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης) και της δράσης (ροπή του βάρους του εδάφους και των λοιπών δράσεων ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης) αλλά απευθείας ο συντελεστής ασφαλείας (δηλαδή ο λόγος της αντίστασης προς την δράση).

Σημειώνεται ότι η ανάλυση της ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων υπό τυχηματικές και σεισμικές δράσεις γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2* ο οποίος, όμως, είναι ισοδύναμος με τον Τρόπο Ανάλυσης

3 επειδή οι επιμέρους συντελεστές υλικού και αντίστασης είναι ίσοι με τη μονάδα ($\gamma_M = \gamma_R = 1$) (βλέπε Εθνικό Προσάρτημα).

2.3.1.3 Θεμελιώσεις με πασσάλους

Στους πασσάλους, οι οριακές καταστάσεις STR και GEO αποτελούν τις συνηθέστερες και σπουδαιότερες οριακές καταστάσεις αστοχίας, εξετάζονται δε παραλλήλως - συγχρόνως, δεδομένου ότι δεν είναι πάντα σαφές αν κατά τη συνεχή αύξηση π.χ. των εξωτερικών φορτίσεων επί της θεμελίωσης θα προηγηθεί αστοχία του εδάφους, ή αστοχία της θεμελίωσης ως δομικού στοιχείου, ή συγχρόνως θα αστοχήσει και το έδαφος και το δομικό στοιχείο.

Στην Ελλάδα, η ανάλυση των θεμελιώσεων με πασσάλους γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2* (DA-2*) (Συνδυασμός A1+M1+R2) κατά τον οποίο γίνεται χρήση των στηλών «A1», «M1» και «R2» στους παρακάτω Πίνακες.

Πίνακας 2. 6: Επιμέρους συντελεστές επί των δράσεων (γ_E) ή επί των αποτελεσμάτων των δράσεων (γ_E).

Δράση		Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1.35	1.0
	Ευμενής		1.0	1.0
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1.5	1.3
	Ευμενής		0	0

Πίνακας 2. 7: Επιμέρους συντελεστές επί των εδαφικών παραμέτρων (γ_M).

Εδαφικές παραμέτροι	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών	
		M1	M2
Γωνία εσωτερικής τριβής *	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Ενεργός συνοχή	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	γ_{cu}	1.0	1.40
Αντοχή ανεμποδίστου θλίψεως	γ_{qu}	1.0	1.40
Φαινόμενη πυκνότης (ίδιον βάρος)	γ_{γ}	1.0	1.0

* ο συντελεστής $\gamma_{\phi'}$ εφαρμόζεται επί του όρου $\tan \phi'$

Πίνακας 2. 8: Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για εμπηγνυόμενους πασσάλους.

Αντίσταση	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών			
		R1	R2	R3	R4
Αιχμής	γ_b	1.0	1.1	1.0	1.3
Εκ πλευρικών τριβών (θλιπτικά φορτία)	γ_s	1.0	1.1	1.0	1.3
Ολική/συνδυασμένη (θλίψη)	γ_t	1.0	1.1	1.0	1.3
Εκ πλευρικών τριβών - εφελκυσμός	$\gamma_{s,t}$	1.25	1.15	1.1	1.6

Πίνακας 2. 9: Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για πασσάλους δι' εκκααφής.

Αντίσταση	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών			
		R1	R2	R3	R4
Αιχμής	γ_b	1.25	1.1	1.0	1.6
Εκ πλευρικών τριβών (θλιπτικά φορτία)	γ_s	1.0	1.1	1.0	1.3
Ολική/συνδυασμένη (θλίψη)	γ_t	1.15	1.1	1.0	1.5
Εκ πλευρικών τριβών - εφελκυσμός	$\gamma_{s,t}$	1.25	1.15	1.1	1.6

Πίνακας 2. 10: Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για πασσάλους ελικοειδούς διάτρησης (CFA).

Αντίσταση	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών			
		R1	R2	R3	R4
Αιχμής	γ_b	1.1	1.1	1.0	1.45
Εκ πλευρικών τριβών (θλιπτικά φορτία)	γ_s	1.0	1.1	1.0	1.3
Ολική/συνδυασμένη (θλίψη)	γ_t	1.1	1.1	1.0	1.4
Εκ πλευρικών τριβών - εφελκυσμός	$\gamma_{s,t}$	1.25	1.15	1.1	1.6

2.3.1.3.1 Χαρακτηριστική αντοχή και αντοχή σχεδιασμού πασσάλου υπό θλιπτική φόρτιση

Για μεμονωμένο πάσσαλο φορτιζόμενο από θλιπτική, αξονική φόρτιση ή και για ομάδα πασσάλων, ο έλεγχος επάρκειας έναντι οριακής κατάστασης αστοχίας γίνεται μέσω της σχέσης :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad \text{όπου:}$$

Όπου $F_{c,d}$: η τιμή σχεδιασμού του αξονικού θλιπτικού φορτίου στην κεφαλή του πασσάλου
 $R_{c,d}$: η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης (φέρουσας ικανότητας) του πασσάλου

Η αντίσταση σχεδιασμού $R_{c,d}$ υπολογίζεται από την χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης ($R_{c,k}$) με εφαρμογή των κατάλληλων συντελεστών γ_R που δίδονται στους Πίνακες 2.9 και 2.10, δηλαδή :

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_R$$

Χαρακτηριστική αντοχή βάσει αποτελεσμάτων στατικών δοκιμαστικών φορτίσεων

Στην παράγραφο 7.6.2.2 του EN 1997-1 αναφέρονται οι όροι και οι προϋποθέσεις εκτέλεσης στατικών, δοκιμαστικών φορτίσεων πασσάλων. Για κάθε μία από τις (n) δοκιμές που εκτελούνται για ένα συγκεκριμένο έργο (συνήθως για $n \geq 2$) με κατάλληλη αξιολόγηση των αποτελεσμάτων προκύπτει το αντίστοιχο, οριακό φορτίο πασσάλου, όπως μετρήθηκε που συμβολίζεται με $R_{c,m}$. Από τις n λοιπόν δοκιμές, προκύπτουν ισάριθμα φορτία $R_{c,m}$ από τα οποία υπολογίζεται η μέση τιμή $(R_{c,m})_{mean}$, καθώς και η ελάχιστη $(R_{c,m})_{min}$. Η χαρακτηριστική αντοχή $R_{c,k}$ προκύπτει βάσει των λεγομένων συντελεστών συσχέτισης ξ_1 και ξ_2 (Πίνακας 2.11) με εφαρμογή του τύπου:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{mean}}{\xi_1} ; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Πίνακας 2. 11: Συντελεστές συσχέτισης ξ για τον προσδιορισμό χαρακτηριστικών τιμών από στατικές δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων (n – αριθμός πασσάλων που υποβλήθηκαν σε δοκιμή).

Συντελεστές ξ για n =	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00
ξ_2	1.40	1.20	1.05	1.00	1.00

Σημειώνεται ότι σε περιπτώσεις θεμελιώσεων με επαρκή ακαμψία και αντοχή, ώστε να είναι δυνατή η ανάπτυξη μηχανισμού ανακατανομής των φορτίσεων εντός μιας πασσαλομάδας, επιτρέπεται η εφαρμογή απομειωμένων τιμών των συντελεστών ξ , και συγκεκριμένα οι προκύπτοντες συντελεστές ξ_1 και ξ_2 , από τον Πίνακα 2.11 διαιρούνται με το 1.10 υπό την προϋπόθεση ότι η τελική τους τιμή δε μπορεί να ληφθεί μικρότερη από 1.00.

Στη συνέχεια, η αντοχή σχεδιασμού $R_{c,d}$ υπολογίζεται από τη χαρακτηριστική αντοχή $R_{c,k}$ βάσει του τύπου: $R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_t$, όπου $\gamma_R = \gamma_t$ είναι ο επί μέρους συντελεστής επί της συνολικής αντοχής $R_{c,k}$ (Πίνακες 2.8, 2.9 και 2.10).

Στις περιπτώσεις όπου εκ των δοκιμαστικών φορτίσεων είναι δυνατή η χωριστή εκτίμηση της χαρακτηριστικής αντοχής βάσεως ($R_{b,k}$) και πλευρικής τριβής ($R_{s,k}$), τότε:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k}$$

Εν συνεχεία, η εκτίμηση της αντοχής σχεδιασμού γίνεται μέσω των επί μέρους συντελεστών επί της αντοχής, γ_R (Πίνακες 2.8, 2.9 και 2.10) κατά τις σχέσεις:

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s \quad \text{ή} \quad R_{c,d} = R_{c,k}/\gamma_t$$

Χαρακτηριστική αντοχή βάσει αποτελεσμάτων γεωτεχνικών δοκιμών

Αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις “γεωτεχνικών δοκιμών” (ground tests), από τα αποτελέσματα των οποίων είναι δυνατή η εκτίμηση της χαρακτηριστικής αντοχής του μεμονωμένου πασσάλου υπό θλιπτική φόρτιση, είναι οι επί τόπου δοκιμές στατικής πενетроμετρήσεις (CPT), πρεσσιομετρήσεις (PT) και προτύπου δοκιμής διεισδύσεως (SPT) με ή χωρίς συνεκτίμηση εργαστηριακών δοκιμών. Από κάθε “θέση” εκτελέσεως επιτόπου δοκιμών, προκύπτει η αντίστοιχη (γεωτεχνική) τομή αποτελεσμάτων, ο δε συνολικός αριθμός (n) των “θέσεων” των δοκιμών υπεισέρχεται στους συντελεστές συσχέτισεως κατ’ ανάλογο τρόπο με αυτόν της προηγούμενης παραγράφου. Επί παραδείγματι, αν εκτελεσθούν 5 στατικές πενетроμετρήσεις σε ισάριθμες θέσεις, τότε n=5 και για κάθε μία πενетроμέτρηση προκύπτει το διάγραμμα μεταβολής της αντοχής κώνου q_c μετά του βάθους. Το διάγραμμα αυτό, στη συγκεκριμένη περίπτωση αποτελεί και τη (γεωτεχνική) τομή των αποτελεσμάτων.

Από κάθε (γεωτεχνική) τομή αποτελεσμάτων, με εφαρμογή της κατάλληλης μεθόδου υπολογίζονται η οριακή αντοχή αιχμής $R_{b,cal}$ και η οριακή αντοχή εκ πλευρικών τριβών $R_{s,cal}$. Στη συγκεκριμένη θέση τομής αποτελεσμάτων η συνολική, υπολογιστική, οριακή αντοχή του μεμονωμένου πασσάλου είναι :

$$R_{c,cal} = R_{b,cal} + R_{s,cal}$$

Τα ανωτέρω επαναλαμβάνονται για τις (n) θέσεις των δοκιμών και υπολογίζεται η μέση τιμή $(R_{c,cal})_{mean}$ και η ελάχιστη τιμή $(R_{c,cal})_{min}$ της συνολικής υπολογιστικής αντοχής $R_{c,cal}$ μεταξύ των (n) δοκιμών. Στη συνέχεια υπολογίζεται η χαρακτηριστική τιμή της οριακής αντοχής με χρήση των συντελεστών συσχέτισεως ξ_3 και ξ_4 που δίδονται από τον Πίνακα 2.12:

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,cal})_{mean} / \xi_3 ; (R_{c,cal})_{min} / \xi_4 \}$$

Πίνακας 2. 12: Συντελεστές συσχέτισης ξ για τον προσδιορισμό χαρακτηριστικών τιμών από αποτελέσματα εδαφικών δοκιμών (n – αριθμός των εδαφικών προφίλ στα οποία υπολογίσθηκε αντίσταση).

Συντελεστές ξ για n =	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Εν συνεχεία, η εκτίμηση της αντοχής σχεδιασμού γίνεται μέσω των επί μέρους συντελεστών επί της αντοχής, γ_R (Πίνακες 2.8, 2.9 και 2.10) κατά τις σχέσεις:

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s \quad \text{ή} \quad R_{c,d} = R_{c,k}/\gamma_t$$

2.3.1.4 Ολική Ευστάθεια

Στο Κεφάλαιο 11 του EN 1997-1 περιλαμβάνονται οι απαιτήσεις που πρέπει να εφαρμόζονται για την ολική ευστάθεια και τις μετακινήσεις φυσικού εδάφους ή επίχωσης, γύρω από θεμελιώσεις, έργα αντιστήριξης, φυσικά πρανή, επιχώματα ή εκσκαφές.

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

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

Η εδαφική ή βραχώδης μάζα, η οποία περιορίζεται από την επιφάνεια αστοχίας θα πρέπει κανονικά να θεωρείται ως στερεό σώμα ή ως διάφορα στερεά σώματα τα οποία κινούνται συγχρόνως. Οι επιφάνειες αστοχίας ή οι διεπιφάνειες μεταξύ των στερεών σωμάτων μπορεί να έχουν ποικίλα σχήματα όπως επίπεδα, κυκλικά και πιο περίπλοκα σχήματα. Εναλλακτικά, η ευστάθεια μπορεί να ελέγχεται με οριακή ανάλυση ή με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Όταν το υλικό του εδάφους ή του επιχώματος είναι σχετικά ομοιογενές και ισότροπο, κανονικά θα πρέπει να θεωρούνται κυκλικές επιφάνειες αστοχίας.

Για πρανή σε στρωσιγενή εδάφη με σημαντικές διακυμάνσεις της διατμητικής αντοχής, θα πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στις στρώσεις με χαμηλή διατμητική αντοχή. Για το σκοπό αυτό μπορεί να απαιτείται ανάλυση μή-κυκλικών επιφανειών αστοχίας.

Σε συνδεδεμένα (jointed) υλικά, τα οποία περιλαμβάνουν σκληρό βράχο και στρωσιγενή ή ρωγματωμένα εδάφη, το σχήμα της επιφάνειας αστοχίας μπορεί να εξαρτάται μερικώς ή ολικώς από τις ασυνέχειες. Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει κανονικά να γίνεται ανάλυση τριδιάστατων σφηνών.

Υφιστάμενα πρανή τα οποία έχουν αστοχήσει στο παρελθόν και η αστοχία μπορεί να επανενεργοποιηθεί, θα πρέπει να αναλύονται θεωρώντας κυκλικές και μή-κυκλικές επιφάνειες αστοχίας. Οι επιμέρους συντελεστές οι οποίοι κανονικά χρησιμοποιούνται για αναλύσεις ολικής ευστάθειας, επομένως, μπορεί να μην είναι κατάλληλοι.

Εάν η επιφάνεια αστοχίας δεν μπορεί να θεωρηθεί διδιάστατη, θα πρέπει να εξετάζεται η χρήση τριδιάστατων επιφανειών αστοχίας.

Μια ανάλυση πρανούς θα πρέπει να επαληθεύει την ολική ροπή και την κατακόρυφη ευστάθεια της ολισθαίνουσας μάζας. Εάν δεν ελέγχεται η ισορροπία στην οριζόντια διεύθυνση, οι δυνάμεις που ασκούνται μεταξύ των λωρίδων θα πρέπει να θεωρούνται οριζόντιες.

Σε περιπτώσεις όπου θα μπορούσε να συμβεί συνδυασμένη αστοχία των δομικών στοιχείων και του εδάφους, πρέπει να εξετάζεται η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη τη διαφορά στις σχετικές δυστροπίες. Τέτοιες περιπτώσεις περιλαμβάνουν επιφάνειες αστοχίας οι οποίες τέμνουν δομικά στοιχεία όπως πασσάλους και εύκαμπτους τοίχους.

Δεδομένου ότι δεν είναι δυνατή η διάκριση μεταξύ ευνοϊκών και δυσμενών φορτίων βαρύτητας κατά την εκτίμηση της δυσμενέστερης επιφάνειας ολίσθησης, η όποια αβεβαιότητα στο ειδικό βάρος του εδάφους θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με εφαρμογή μέγιστων και ελάχιστων χαρακτηριστικών τιμών αυτού.

Ο σχεδιασμός πρέπει να αποδεικνύει ότι η παραμόρφωση του εδάφους υπό τις δράσεις σχεδιασμού λόγω ερπυσμού ή τοπικών υποχωρήσεων δεν θα προκαλεί μη αποδεκτές βλάβες στις δομικές κατασκευές ή στις υποδομές οι οποίες εδράζονται πάνω ή κοντά στο συγκεκριμένο έδαφος.

Κατά το Εθνικό Προσάρτημα που ισχύει στην Ελλάδα, θα εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3) στον έλεγχο των γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας τύπου ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων χωρίς ή με δομικά στοιχεία αντιστήριξης. Οι σταθεροποιητικές δράσεις των δομικών στοιχείων αντιστήριξης (δηλαδή δυνάμεις ή ροπές στήριξης εκ των δομικών στοιχείων ενίσχυσης, όπως ηλώσεων, αγκυρώσεων ή πασσάλων) θα θεωρούνται ως ευνοϊκές δράσεις (favourable actions) με επιμέρους συντελεστή δράσεων $\gamma_F = 1$.

Ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3) θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με την σχέση για τις δράσεις :

$$E_d = E(F_d, X_d) = E(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M)$$

και την σχέση για τις αντιστάσεις :

$$R_d = R(F_d, X_d) = R(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M)$$

Δηλαδή με εφαρμογή της σχέσης:

$$E_d \leq R_d \Rightarrow E(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \leq R(\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M)$$

και τις εξής ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων και εδαφικών παραμέτρων (γ_F, γ_M) του Παραρτήματος Α του EN1997-1 (ή από τους Πίνακες 2.6 και 2.7):

- (A1) για δομικές δράσεις (από την ανωδομή), όπως φορτία κτιρίων και κυκλοφορίας στην επιφάνεια του εδάφους,
- (A2) για δράσεις από το έδαφος (γεωτεχνικές δράσεις), περιλαμβανομένου και του βάρους του εδάφους,
- (M2) για τις εδαφικές παραμέτρους.

Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για πρηνή και ολική ευστάθεια δίνονται από τον Πίνακα 2.13.

Πίνακας 2. 13: Επιμέρους συντελεστές αντίστασης (γ_R) για πρανή και ολική ευστάθεια.

Αντίσταση	Σύμβολο	Ομάδα		
		R1	R2	R3
Αντίσταση γαιών	γ_R	1.0	1.1	1.0

Ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3) αφορά μόνον στον έλεγχο τις ολικής ευστάθειας των γεωτεχνικών έργων. Για παράδειγμα, σε βαθιά εκσκαφή αντιστηριζόμενη με κατακόρυφο εύκαμπτο πέτασμα και προεντεταμένες αγκυρώσεις, το βάθος έμπηξης και η καμπτική επιπόνηση του πετάσματος, οι δυνάμεις αγκύρωσης και ο σχεδιασμός τις αγκύρωσης (μήκος πάκτωσης και αριθμός τενόντων) θα υπολογίζονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2 (DA-2). Στη συνέχεια, θα γίνεται ανάλυση τις ολικής ευστάθειας του συστήματος (έδαφος + αντιστήριξη) με τον Τρόπο DA-3 προκειμένου να υπολογισθεί η επάρκεια τις εκσκαφής έναντι συνολικής διατμητικής αστοχίας και να προσδιορισθεί το απαιτούμενο ελεύθερο μήκος των αγκυρών.

Κατά το Εθνικό Προσάρτημα που ισχύει στην Ελλάδα, στον υπολογισμό των τιμών σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων αντοχής (ενεργές τιμές c'_d , ϕ'_d και αστράγγιστη διατμητική αντοχή $c_{u;d}$) θα χρησιμοποιείται συντελεστής προσομοιώματος (γ_m), ως εξής:

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_m \gamma_M} \quad \tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_m \gamma_M} \quad c_{u;d} = \frac{c_k}{c_{u;d}}$$

όπου γ_M είναι ο επιμέρους συντελεστής εδαφικών παραμέτρων.

Ο συντελεστής προσομοιώματος εξαρτάται από τις παραδοχές των υδραυλικών συνθηκών και θα λαμβάνει τις εξής τιμές :

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

Η χρήση του ανωτέρω συντελεστή προσομοίωσης γίνεται ώστε ο ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας (FS) έναντι ολικής ευστάθειας να είναι :

- $FS = \gamma_M \gamma_m = 1.25 \times 1.1 = 1.38$ για αναλύσεις μέσω ενεργών τάσεων με χρήση ενεργών παραμέτρων αντοχής (c' , ϕ').
- $FS = \gamma_M \gamma_m = 1.40 \times 1.1 = 1.54$ για αναλύσεις μέσω ολικών τάσεων με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u).

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

Στην περίπτωση αυτή, ο ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας (FS) έναντι ολικής ευστάθειας είναι :

- $FS = \gamma_M \gamma_m = 1.25 \times 1 = 1.25$ για αναλύσεις μέσω ενεργών τάσεων με χρήση ενεργών παραμέτρων αντοχής (c' , ϕ').

- $FS = \gamma_M \gamma_m = 1.40 \times 1 = 1.40$ για αναλύσεις μέσω ολικών τάσεων με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.

2.3.2 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7 – ΜΕΡΟΣ 2: ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΚΑΙ ΔΟΚΙΜΕΣ

Ο Ευρωκώδικας 7-2 είναι ένα κείμενο 105 σελίδων που περιλαμβάνει 6 κεφάλαια και συνοδεύεται από 24 Πληροφοριακά Παραρτήματα (88 σελίδες). Το κείμενο περιλαμβάνει τα ακόλουθα κεφάλαια :

1. Γενικά
2. Προγραμματισμός γεωτεχνικών έργων.
3. Δειγματοληψία εδάφους και βράχου και μετρήσεις υπογείου νερού.
4. Επιτόπου δοκιμές σε έδαφος και βράχο.
5. Εργαστηριακές δοκιμές σε έδαφος και βράχο.
6. Έκθεση γεωτεχνικής έρευνας.

Προγραμματισμός γεωτεχνικών ερευνών

Οι γεωτεχνικές έρευνες θα προγραμματίζονται με τρόπο ώστε να διασφαλίζεται ότι οι σχετικές γεωτεχνικές πληροφορίες και δεδομένα θα είναι διαθέσιμα στα διάφορα στάδια της μελέτης. Οι γεωτεχνικές πληροφορίες θα είναι επαρκείς ώστε να γίνεται διαχείριση των αναγνωρισμένων και αναμενόμενων κινδύνων του έργου. Για τα ενδιάμεσα και τελικά στάδια κατασκευής, θα παρέχονται πληροφορίες και δεδομένα ώστε να καλύπτονται οι κίνδυνοι ατυχημάτων, καθυστερήσεων και ζημιών.

Στόχοι της γεωτεχνικής έρευνας είναι ο καθορισμός των συνθηκών του εδάφους, βράχου και υπόγειου νερού, ο προσδιορισμός των ιδιοτήτων του εδάφους και βράχου και η συγκέντρωση πρόσθετης σχετικής γνώσης για τη θέση του έργου.

Δειγματοληψία εδάφους και βράχου και μετρήσεις υπόγειου νερού

Ανάλογα με την επιθυμητή ποιότητα των δειγμάτων, θα πρέπει να εξετάζονται τρεις κατηγορίες μεθόδων δειγματοληψίας (EN ISO 22475-1), ως ακολούθως :

- Μέθοδοι δειγματοληψίας κατηγορίας Α: μπορούν να λαμβάνονται δείγματα κατηγορίας ποιότητας 1 έως 5.
- Μέθοδοι δειγματοληψίας κατηγορίας Β: μπορούν να λαμβάνονται δείγματα κατηγορίας ποιότητας 3 έως 5.
- Μέθοδοι δειγματοληψίας κατηγορίας Γ: μπορούν να λαμβάνονται δείγματα κατηγορίας ποιότητας 5.

Δείγματα κατηγορίας ποιότητας 1 ή 2 μπορούν να λαμβάνονται μόνον χρησιμοποιώντας μεθόδους δειγματοληψίας κατηγορίας Α. Η χρησιμοποίηση μεθόδων δειγματοληψίας κατηγορίας Β θα αποκλείει τη λήψη δειγμάτων κατηγορίας ποιότητας καλύτερης από 3. Τέλος με τη χρησιμοποίηση

μεθόδων δειγματοληψίας κατηγορίας Γ, δεν μπορούν να λαμβάνονται δείγματα κατηγορίας ποιότητας καλύτερης από 5.

Επιτόπου δοκιμές σε έδαφος και βράχο

Όταν εκτελούνται επιτόπου δοκιμές, αυτές θα συνδέονται με τη δειγματοληψία από εκσκαφή και διάνοιξη γεωτρήσεων, ώστε να συλλέγονται πληροφορίες για τη στρωματογραφία του εδάφους και να λαμβάνονται γεωτεχνικές παράμετροι ή άμεσα δεδομένα για τις μεθόδους σχεδιασμού (βλ. επίσης EN 1997 1:2004, 3.3).

Οι επιτόπου δοκιμές θα προγραμματίζονται λαμβάνοντας υπόψη τα ακόλουθα γενικά στοιχεία :

- τη γεωλογία/στρωματογραφία του εδάφους,
- τον τύπο του δομικού έργου, την πιθανή θεμελίωση και τις αναμενόμενες,
- εργασίες κατά τη διάρκεια της κατασκευής,
- τον τύπο της απαιτούμενης γεωτεχνικής παραμέτρου,
- τη μέθοδο σχεδιασμού που θα υιοθετείται.

Οι δοκιμές ή συνδυασμοί αυτών θα πρέπει να επιλέγονται από τους ακόλουθους τύπους που περιλαμβάνονται στα Μέρη του EN ISO 22476:

- δοκιμή διείδυσης κώνου,
- δοκιμές πρεσσιομέτρου και ντιλατομέτρου,
- πρότυπη δοκιμή διείδυσης,
- δυναμική δοκιμή,
- δοκιμή πτώσης βάρους,
- επιτόπου δοκιμή πτερυγίου,
- δοκιμή επίπεδου ντιλατομέτρου,
- Δοκιμή φόρτισης πλάκας.

Εργαστηριακές δοκιμές σε έδαφος και βράχο

Το πρόγραμμα εργαστηριακών δοκιμών θα καθορίζεται σε συνδυασμό με τα άλλα μέρη του προγράμματος γεωτεχνικών ερευνών. Όπου είναι δυνατόν, η πληροφόρηση που λαμβάνεται από δοκιμές πεδίου θα πρέπει να χρησιμοποιείται για την επιλογή των δειγμάτων που θα υποβάλλονται σε δοκιμή.

Έκθεση γεωτεχνικής έρευνας

Τα αποτελέσματα μιας γεωτεχνικής έρευνας θα συγκεντρώνονται στην Έκθεση Γεωτεχνικής Έρευνας (Ground Investigation Report), η οποία θα αποτελεί μέρος της Έκθεσης Γεωτεχνικού Σχεδιασμού (Geotechnical Design Report).

Η Έκθεση Γεωτεχνικής Έρευνας θα αποτελείται από τα εξής:

- παρουσίαση όλων των κατάλληλων γεωτεχνικών πληροφοριών συμπεριλαμβανομένων των γεωλογικών χαρακτηριστικών και σχετικών δεδομένων,
- γεωτεχνική αξιολόγηση των πληροφοριών, η οποία αναφέρει τις παραδοχές που έγιναν κατά την ερμηνεία των αποτελεσμάτων των δοκιμών.

Η παρουσίαση της γεωτεχνικής πληροφόρησης θα περιλαμβάνει έκθεση των γεωτεχνικών δεδομένων όλων των επιτόπου και εργαστηριακών ερευνών. Η έκθεση των γεωτεχνικών δεδομένων θα πρέπει να περιλαμβάνει την ακόλουθη πληροφόρηση, εάν απαιτείται:

- το σκοπό της γεωτεχνικής έρευνας συμπεριλαμβανομένης περιγραφής της θέσης και της τοπογραφίας της, της προβλεπόμενης κατασκευής και του σταδίου του σχεδιασμού στο οποίο αναφέρεται η έκθεση,
- κατάταξη της κατασκευής σε μια γεωτεχνική κατηγορία,
- τα ονόματα όλων των συμβούλων και υπεργολάβων,
- τις ημερομηνίες μεταξύ των οποίων εκτελέστηκαν οι επιτόπου και οι εργαστηριακές έρευνες,
- την αναγνώριση πεδίου της θέσης του έργου και του περιβάλλοντος χώρου, όπου θα σημειώνονται ιδιαίτερα:
 - ✓ η εμφάνιση υπόγειου νερού,
 - ✓ η συμπεριφορά γειτονικών κατασκευών,
 - ✓ εκθέσεις σε λατομεία και δανειοθαλάμους (exposures in quarries and borrow areas),
 - ✓ περιοχές αστάθειας,
 - ✓ πιθανές εκθέσεις σε εξορυκτική δραστηριότητα στην τοποθεσία και στη γειτονική περιοχή,
 - ✓ δυσκολίες κατά την εκσκαφή,
 - ✓ ιστορία της τοποθεσίας,
 - ✓ γεωλογία της τοποθεσίας, που περιλαμβάνει και ρήγματα (faulting),
 - ✓ τοπογραφικά δεδομένα με σχέδια που παρουσιάζουν την κατασκευή και τη θέση όλων των σημείων έρευνας,
 - ✓ πληροφορίες από αεροφωτογραφίες,
 - ✓ τοπική εμπειρία στην περιοχή,
 - ✓ πληροφόρηση για τη σεισμικότητα της περιοχής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η ανάλυση ευστάθειας των πρανών αναφέρεται στους βασικούς μηχανισμούς και στις αρχές που οδηγούν στη δημιουργία μια πιθανής αστοχίας (θραύσης) των πρανών καθώς επίσης και στην ανάπτυξη και εφαρμογή των αντίστοιχων μεθοδολογιών επίλυσης έναντι της προβλεπόμενης αυτής αστοχίας.

Για ένα πραγματικά ρεαλιστικό σχεδιασμό των πρανών, η ανάλυση ευστάθειας θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη όλους τους παρακάτω παράγοντες:

- αντιπροσωπευτικές σχέσεις τάσεων – παραμορφώσεων (από μέγιστες μέχρι παραμένουσες αντοχές) των γεωλογικών υλικών που συμμετέχουν,
- μεταβολές της πίεσης των πόρων,
- ανισοτροπία και ανομοιογένεια των γεωυλικών υλικών (μεταβολές υλικού με το βάθος, στρωσιγένεια, ασυνέχειες κ.λπ.),
- επίδραση αρχικών τάσεων,
- συνέπειες και επιφορτίσεις λόγω κατασκευών.

Οι κύριες μέθοδοι προσέγγισης – ανάλυσης της ευστάθειας των πρανών μπορούν να διακριθούν στις παρακάτω δύο κύριες κατηγορίες:

- Αναλύσεις οριακής ισορροπίας (Limit Equilibrium Analyses).
- Αναλύσεις παραμόρφωσης (Deformation Analyses).

Η βασική διαφοροποίηση των δύο παραπάνω μεθοδολογιών έχει σχέση με την εκτίμηση ή όχι των παραμορφώσεων πριν την αστοχία. Στην περίπτωση των αναλύσεων οριακής ισορροπίας δεν ενδιαφέρει η εκτίμηση των ελαστικών ή μη παραμορφώσεων, αλλά η αποτροπή της αστοχίας, ενώ στις αναλύσεις παραμόρφωσης η συμπεριφορά ενός πρανούς υπαγορεύεται από το εκτιμώμενο εύρος των παραμορφώσεων και μετακινήσεων.

3.1.1 Αναλύσεις παραμόρφωσης (Deformation analyses)

Οι μέθοδοι αυτές χρησιμοποιούν την τεχνική των πεπερασμένων στοιχείων (finite element method), για την ανάλυση των τάσεων και τον υπολογισμό των προκαλούμενων μετακινήσεων του εδαφικού υλικού του πρανούς. Απαιτούν γνώση των παραμέτρων της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων (stress-strain) των εδαφών ως εισαγόμενα δεδομένα για τον υπολογισμό των αναμενόμενων μετακινήσεων, καθώς και των διατμητικών αντοχών τους. Είναι δυσκολότερης χρήσης και πιο χρονοβόρες μέθοδοι από τις μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας, και απαιτούν ιδιαίτερη εμπειρία για την αποτελεσματική

εφαρμογή τους. Συνδυάζονται συνήθως με αποτελέσματα ενόργανων επιτόπου μετρήσεων των παραμέτρων κίνησης του πρανούς.

Δεν ενδείκνυνται για φυσικά εδαφικά πρανή και ιδίως αυτά με αυξημένη πολυπλοκότητα της μηχανικής τους συμπεριφοράς (λόγω ετερογένειας και ανισοτροπίας) όπως τα φλυσχικά. Επειδή, οι απαιτούμενες για τους υπολογισμούς παράμετροι τάσης και παραμόρφωσης, δεν είναι εύκολα αποτιμήσιμες μέσω εργαστηριακών δοκιμών, πολύ συχνά ακόμα και σε τεχνητά πρανή (επιχωμάτων), τα παρεχόμενα αποτελέσματα (πρόβλεψη μετακινήσεων) δεν προσεγγίζουν ικανοποιητικά την πραγματικότητα (ανάλυση 100 παραδειγμάτων εφαρμογής της μεθόδου: Duncan, 1992).

3.1.2 Αναλύσεις οριακής ισορροπίας (Limit Equilibrium Analyses)

Ο στόχος της εφαρμογής της μεθόδου οριακής ισορροπίας για την ανάλυση ευστάθειας πρανών είναι ο υπολογισμός του συντελεστή ασφάλειας. Ο συντελεστής ασφάλειας (F) ορίζεται με έναν από τους παρακάτω δύο τρόπους:

- I. Ο λόγος των δυνάμεων (ή ροπών) που αντιστέκονται στην ολίσθηση προς τις δυνάμεις (ή ροπές) που τείνουν να αποσταθεροποιήσουν το πρανές (σημείωση, ότι οι δυνάμεις αυτές υπολογίζονται υποθέτοντας οριακή ισορροπία)

$$F = \frac{\Sigma (\text{δυνάμεις αντίστασης})}{\Sigma (\text{δυνάμεις ανατροπής})}$$

- II. Ο όρος κατά τον οποίο πρέπει να μειωθεί η αντοχή του εδάφους για να φέρει το πρανές στην κατάσταση οριακής ισορροπίας. Αν δηλαδή τ είναι η διατμητική τάση στην επιφάνεια αστοχίας, τότε:

$$\tau = \frac{s_u}{F} = \frac{c'}{F} + \sigma' \cdot \frac{\tan \varphi'}{F}$$

Οι δύο αυτοί ορισμοί σε κάποιες περιπτώσεις δίνουν την ίδια τιμή για το συντελεστή ασφάλειας, αλλά όχι πάντα. Ας σημειωθεί όμως ότι ο ορισμός (II) είναι άμεσα συμβατός με τη θεώρηση της αστοχίας πρανούς ως την υπέρβαση της διατμητικής αντοχής.

Ο αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας είναι προφανώς μεγαλύτερος της μονάδας και έχει σκοπό να εξασφαλίσει ένα επαρκές περιθώριο ασφάλειας μεταξύ του πραγματικού φορτίου και του φορτίου αστοχίας, ώστε να περιληφθούν παράγοντες που δεν έχουν ληφθεί υπόψη στην ανάλυση όπως:

- Πιθανότητα απρόβλεπτης δυσμενούς αύξησης κάποιων φορτίων,
- Πιθανότητα απρόβλεπτης μείωσης κάποιων από τις εδαφικές παραμέτρους (ανομοιομορφία εδάφους, ανακρίβεια- ανεπάρκεια μεθόδων μέτρησης κ.λπ.),
- Πιθανό σφάλμα και διάφορες παραδοχές που εισάγονται από τα χρησιμοποιούμενα αναλυτικά προσομοιώματα των υπολογισμών.

Οι τιμές του Αποδεκτού Συντελεστή Ασφαλείας για την ευστάθεια των πρανών είναι της τάξης του 1.4 – 1.5 (F=1.4 κατά DIN4084, F=1.5 κατά USBR). Βέβαια, η εκάστοτε τιμή του συνήθως καθορίζεται με τις εκάστοτε επιβαλλόμενες συνθήκες (σεισμικές φορτίσεις, παρουσία υπεδαφικών νερών κ.λπ.).

Πίνακας 3. 1: Ενδεικτικές τιμές συντελεστών ασφαλείας (Κούκης και Σαμπατακάκης, Γεωλογία τεχνικών έργων, 2007).

F = 1.4	Για συνθήκες ομαλής φόρτισης και ομαλής λειτουργίας
F = 1.3	Για συνθήκες στατικής φόρτισης και πιθανή εκτιμώμενη ακραία περίπτωση ανύψωσης στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα για ζωή έργου 50 χρόνια
F = 1.0	Για την περίπτωση σεισμικής φόρτισης

Στην εφαρμογή του Ευρωκώδικα 7 (EN 1997) στις Γεωτεχνικές Μελέτες, εισάγονται σημαντικές τροποποιήσεις στις προσεγγίσεις ανάλυσης. Ο έλεγχος πλέον δεν γίνεται με το «μοναδικό» συντελεστή ασφαλείας αλλά με τη μέθοδο των επί μέρους συντελεστών τόσο για τα φορτία (δράσεις) όσο και για τα υλικά (έδαφος).

3.2 ΕΔΑΦΙΚΑ ΠΡΑΝΗ

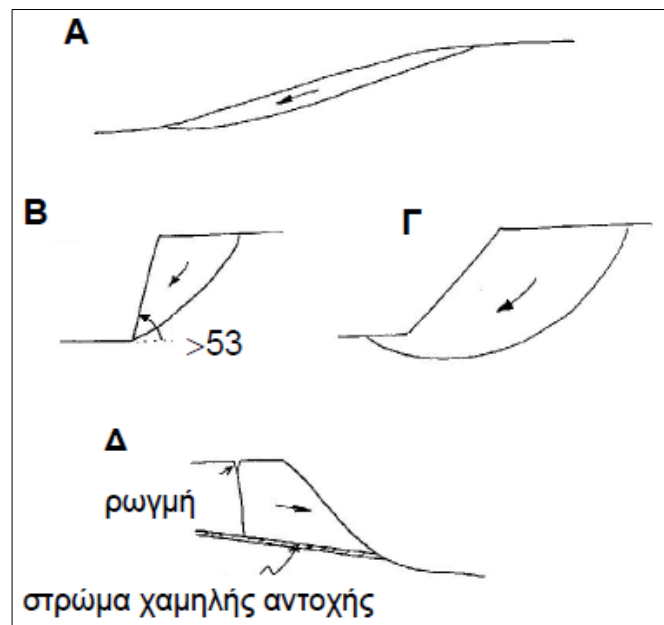
Ένα πρανές αστοχεί λόγω υπέρβασης της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Συνεπώς, η απώτερη αιτία αστοχίας είναι η αύξηση των διατμητικών τάσεων στο πρανές λόγω κάποιας αλλαγής στη φόρτιση ή/και η μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους.

Αλλαγές στη φόρτιση που μπορεί να επιφέρουν αύξηση διατμητικών τάσεων περιλαμβάνουν την επιβολή πρόσθετου φορτίου στην κορυφή του πρανούς καθώς και αλλαγές γεωμετρίας (π.χ. εκσκαφή κοντά στο πόδα του πρανούς). Αλλαγές στη φόρτιση επίσης συνδέονται με αλλαγές στην ποσότητα του νερού στο πρανές, όπως π.χ. αύξηση του βάρους του πρανούς λόγω διήθησης νερού και με υδροστατικές πιέσεις σε ρωγμές στην κορυφή του πρανούς αν αυτές γεμίσουν με νερό.

Η μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους συνδέεται και αυτή με αλλαγές στις συνθήκες του υπόγειου νερού. Μείωση της διατμητικής αντοχής οφείλεται επίσης σε αλλαγές της δομής του εδάφους και σε ερπυστικά φαινόμενα. Ανύψωση της στάθμης του υπόγειου νερού μειώνει την ενεργό τάση του εδάφους και άρα τη διατμητική του αντοχή. Αλλαγές της δομής του εδάφους περιλαμβάνουν την ανάπτυξη ρωγμών στην κορυφή του πρανούς και τη διόγκωση (αύξηση του δείκτη πόρων) αργιλικών εδαφών. Τέλος, σημαντική απώλεια αντοχής μπορεί να προκύψει και από φυσικοχημικές διεργασίες διάβρωσης λόγω έκθεσης στο νερό και στον αέρα.

Ο τύπος της αναμενόμενης ολίσθησης εξαρτάται από τη γεωμετρία του πρανούς και τα εδαφικά χαρακτηριστικά. Καθώς υπάρχει ποικιλία απλοποιητικών μεθόδων επίλυσης, κάποιες από τις οποίες είναι κατάλληλες για συγκεκριμένη γεωμετρία, είναι σημαντικό να υπάρχει εκ των προτέρων μία ιδέα για τη γεωμετρία της ολισθαίνουσας μάζας.

Το Σχήμα 3.1 δείχνει κάποιες βασικές κατηγορίες ολίσθησης πρανών. Για ήπιες κλίσεις, εξετάζεται ολίσθηση παράλληλη με την επιφάνεια του πρανούς (Α). Για απότομα πρανή, με κλίση μεγαλύτερη από 53° , αναμένεται επιφάνεια αστοχίας – τόξου κύκλου που περνάει από τον πόδα ου πρανούς (Β). Για εδάφη χαμηλής αντοχής, αναμένονται βαθείς κύκλοι (Γ), οι οποίοι γίνονται όλο και πιο βαθείς όσο η αντοχή του εδάφους μειώνεται. Τέλος, διακρίνεται και η περίπτωση όπου εδαφικές ανομοιογένειες, π.χ. ένα στρώμα χαμηλής αντοχής (Δ), που οδηγούν σε ολίσθηση σε προκαθορισμένο επίπεδο αστοχίας.



Σχήμα 3. 1: Τύπο αστοχίας πρανών (Α) παράλληλη μετατόπιση, (Β,Γ) ολίσθηση σε τόξο κύκλου και (Δ) προκαθορισμένη επιφάνεια.

Οι μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας εδαφικών πρανών, μπορούν να ταξινομηθούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

Α) Στις μεθόδους εκείνες στις οποίες η επίλυση γίνεται με πρώτου βαθμού εξισώσεις με μονοσήμαντη τιμή του αγνώστου (γραμμικές μέθοδοι) και οι οποίες περιλαμβάνουν:

- Την απειροστική ανάλυση (μέθοδος του απειρομήκους πρανούς).
- Τη Σουηδική μέθοδο (Συμβατική μέθοδος Fellenius).
- Την ανάλυση σφηνοειδούς τεμάχους.
- Τη μέθοδο $\Phi_u = 0$.

Β) Σε εκείνες τις μεθόδους, όπου η λύση προκύπτει από εξισώσεις με διαδοχικές επαναλήψεις για διάφορες τιμές του β' αγνώστου με σκοπό την προσέγγιση του συντελεστή ασφάλειας (μη γραμμικές μέθοδοι) και οι οποίες περιλαμβάνουν:

- Τη μέθοδο του Bishop.
- Την απλοποιημένη μέθοδο Janbu.
- Τη μέθοδο Spencer.

- Τη μέθοδο Morgenstern and Price.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται παρακάτω κάποιες από τις μεθόδους.

3.2.1 Γραμμική μέθοδος

Οι μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας εδαφικών πρηνών που είναι απλές στην επίλυση και έχουν λύση η οποία ορίζεται μονοσήμαντα, είναι οι γραμμικές μέθοδοι. Για κάθε μια από αυτές υπάρχει μια γραμμική εξίσωση, από την οποία προκύπτει η τιμή του συντελεστή ασφάλειας για το εδαφικό πρηνές. Για το λόγο αυτό είναι εξαιρετικά χρήσιμες στην πράξη.

1. Επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης σχεδόν παράλληλη στο φυσικό έδαφος (μέθοδος του απειρομήκους πρηνούς).

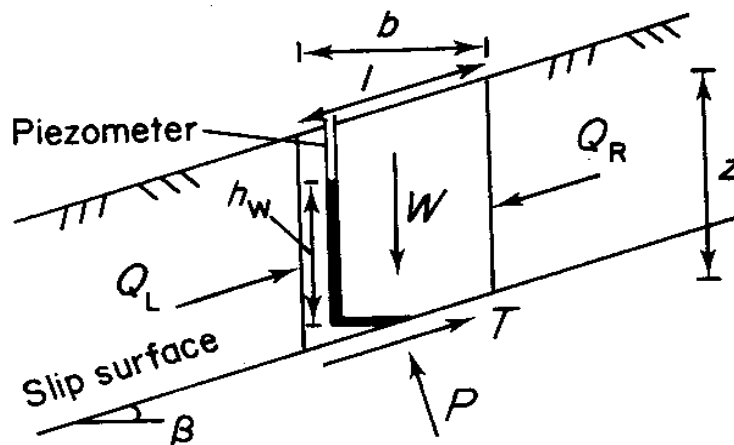
Στη γενικότερη περίπτωση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2, οι δυνάμεις που δρουν στη λωρίδα του εδάφους είναι το ίδιο το βάρος της, οι διατμητικές δυνάμεις στις κάθετες πλευρές της, καθώς και οι ορθές δυνάμεις. Ο συντελεστής ασφάλειας στην περίπτωση αυτή δίνεται από τη σχέση:

$$F = \frac{c' + (\gamma * z * \cos^2 \beta - u) \tan \varphi'}{\gamma * z * \sin \beta \cos \beta}$$

όπου:

- c' : η συνοχή του εδάφους
- γ : το ειδικό βάρος του εδάφους
- z : το πάχος του στρώματος του εδάφους
- β : η κλίση του πρηνούς και της επιφάνειας ολίσθησης
- u : η πίεση των πόρων στη βάση του πρηνούς
- φ' : η γωνία εσωτερικής τριβής του υλικού

Η πίεση πόρων (u) δίνεται από τη σχέση: $u = \gamma_w Z_w \cos^2 \beta$ με $Z_w = Z * m$



Σχήμα 3. 2: Διάγραμμα δυνάμεων στην περίπτωση ανάλυσης με τη μέθοδο του πρηνούς μεγάλου μήκους.

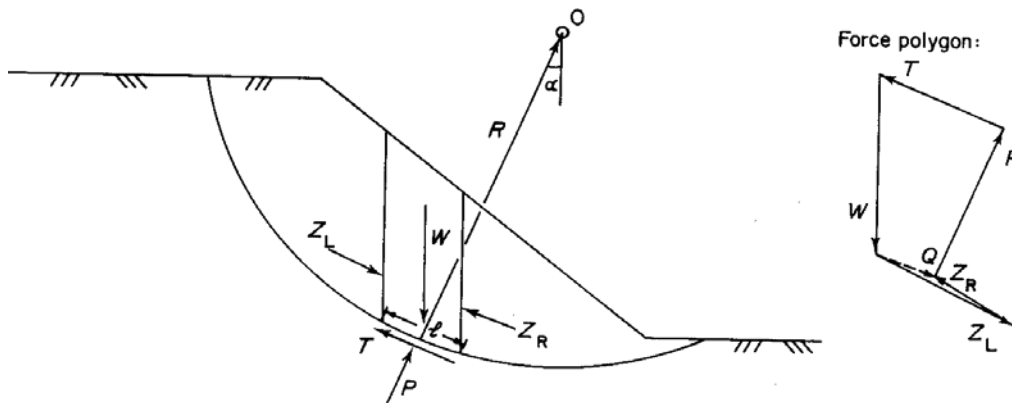
2. Κυκλοειδής επιφάνεια ολίσθησης - Σουηδική μέθοδος (Συμβατική μέθοδος Fellenius)

Η μέθοδος αυτή, είναι η απλούστερη στη χρήση από τις μεθόδους των λωρίδων, μια και επιλύεται εύκολα και χωρίς τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή. Η αστοχία θεωρείται ότι εμφανίζεται με περιστροφή ενός εδαφικού τεμάχους πάνω σε μια κυκλική επιφάνεια ολίσθησης με κέντρο το Ο, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.3. Ο συντελεστής ευστάθειας υπολογίζεται εξετάζοντας την ισορροπία ροπών που σχηματίζονται εξαιτίας των εφαρμοζόμενων δυνάμεων στο πρηνές, μεταβάλλοντας τη θέση του κέντρου Ο και επομένως και τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Ο συντελεστής ασφάλειας για όλο το εδαφικό πρηνές δίνεται από τη σχέση:

$$F = \frac{\Sigma(c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \varphi')}{\Sigma W \sin \alpha}$$

όπου:

- c' : η συνοχή του εδάφους,
- l : το μήκος βάσης της εδαφικής λωρίδας,
- W : το βάρος κάθε εδαφικής λωρίδας,
- α : η γωνία που σχηματίζει η κάθετη στην βάση της λωρίδας ακτίνα με την κατακόρυφο,
- u : η πίεση των πόρων στη βάση του πρηνούς,
- φ' : η γωνία εσωτερικής τριβής του υλικού.



Σχήμα 3. 3: Σουηδική μέθοδος ανάλυσης.

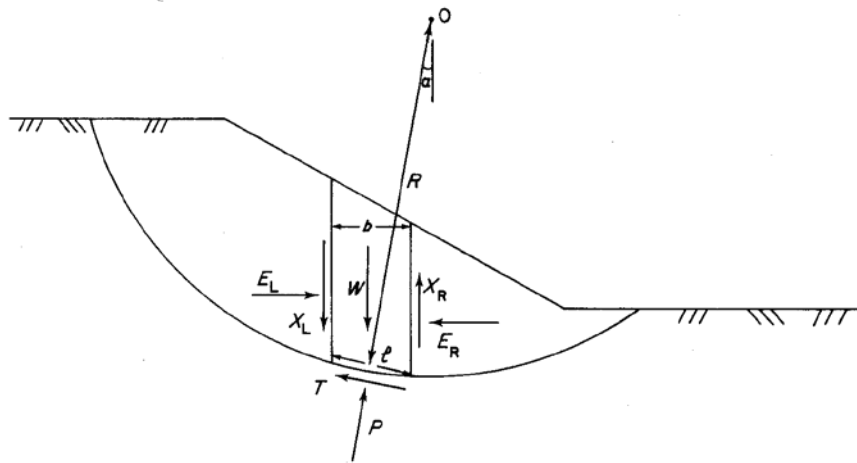
3.2.2 Μη γραμμικές μέθοδοι – Μέθοδοι των λωρίδων

Στην περίπτωση που πρόκειται να γίνει ανάλυση των ενεργών τάσεων σε ένα πρηνές, οι τάσεις αυτές πρέπει να οριστούν γύρω από την επιφάνεια αστοχίας. Πρακτικά, αυτό επιτυγχάνεται με το διαχωρισμό της εδαφικής μάζας σε κατακόρυφες λωρίδες. Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας χρησιμοποιούνται μη γραμμικές εξισώσεις (όχι κλειστού τύπου δηλαδή), η επίλυση των οποίων ακολουθεί μια επαναληπτική διαδικασία, δεδομένων πάντοτε κάποιων υποθέσεων που γίνονται εξαρχής και έχουν να κάνουν με:

- Τη συμβολή των κύριων τάσεων κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας.
- Τη θέση της γραμμής ώθησης των δυνάμεων μεταξύ των εδαφικών λωρίδων.
- Την διεύθυνση των δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων.

1. Μέθοδος Bishop

Η απλοποιημένη μέθοδος του Bishop (Σχήμα 3.4) μοιάζει αρκετά με τη Σουηδική διότι και σε αυτή την περίπτωση γίνεται η παραδοχή της αστοχίας σε τόξο κυκλικής επιφάνειας κέντρου O και ακτίνας R . Η επίλυση πραγματοποιείται με την ίδια μεθοδολογία όπως και στη Σουηδική. Και πάλι εξετάζεται η οριακή ισορροπία των ροπών που σχηματίζονται εξαιτίας των εφαρμοζόμενων δυνάμεων στο πρηνές. Οι διαφορές των δύο μεθόδων από άποψη παραδοχών, είναι ότι μεταξύ των λωρίδων, ασκούνται μόνο οι οριζόντιες δυνάμεις, ενώ οι κατακόρυφες θεωρούνται αμελητέες και λαμβάνουν μηδενικές τιμές.



Σχήμα 3. 4: Μέθοδος Bishop - Εκτίμηση του «κρίσιμου κύκλου ολίσθησης».

Ο συντελεστής ασφαλείας δίνεται από την ακόλουθα σχέση:

$$F = \frac{\sum \{ [c' + (W - ul)\tan\phi'] \left(\frac{1}{m_a} \right) \}}{\sum W \sin\alpha}$$

$$m_a = \cos\alpha \left[1 + \left(\frac{\tan\alpha * \tan\phi}{F} \right) \right]$$

Επειδή ο συντελεστής ασφάλειας F εμφανίζεται και στα δύο μέλη της εξίσωσης, οπότε επιλύεται με διαδοχικές επαναλήψεις όπου το ένα F θεωρείται και το άλλο υπολογίζεται. Η διαδικασία

επαναλαμβάνεται έως ότου τα δύο F εξισωθούν. Η σύγκλιση γίνεται σχετικά εύκολα, με αποτέλεσμα ο υπολογισμός του συντελεστή ασφάλειας να μπορεί να γίνει και χωρίς τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή, παρόλο που πρόκειται για μια αρκετά χρονοβόρα διαδικασία.

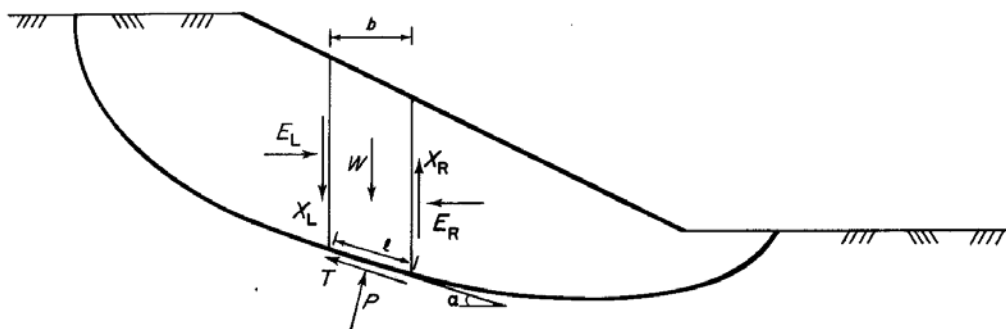
2. Μέθοδος Janbu

Οι Janbu et al., (1956) παρουσίασαν μια από τις πρώτες μεθόδους ανάλυσης μη κυκλικών επιφανειών αστοχίας (Σχήμα 3.5). Στη μέθοδο αυτή, η υπόθεση που λαμβάνει χώρα είναι ότι οι μεταξύ των λωρίδων, οι κατακόρυφες δυνάμεις είναι μηδενικές και έτσι η σχέση που προκύπτει για την ολική ορθή δύναμη στη βάση κάθε λωρίδας είναι η ίδια που προκύπτει από τη μέθοδο του Bishop.

Θεωρείται ότι ένα τεμάχιο εδάφους ολισθαίνει πάνω στη μη κυκλική επιφάνεια αστοχίας. Εξετάζοντας την ολική ισορροπία δυνάμεων προκύπτει μια σχέση για το συντελεστή ασφάλειας. Αρχικά θεωρείται ότι οι μεταξύ των λωρίδων δυνάμεις είναι μηδενικές, αλλά τελικά για την εισαγωγή τους στους υπολογισμούς εισάγεται ένας συντελεστής διόρθωσης, όπως επεξηγείται παρακάτω.

Στη βάση της λωρίδας του Σχήματος 3.5, ασκούνται η ορθή τάση σ , η διατμητική τάση τ και η πίεση των πόρων u . Το κριτήριο αστοχίας που εφαρμόζεται είναι:

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$



Σχήμα 3. 5: Μέθοδος Janbu.

Όπως και στην περίπτωση Bishop, για την ορθή δύναμη στη βάση της επιφάνειας αστοχίας προκύπτει ότι:

$$P = \left[W - \frac{1}{FS} (c'l \sin a - ul \tan \phi' \sin a) \right] / m_a \text{ με } m_a = \cos a \left(1 + \tan a \frac{\tan \phi'}{FS} \right)$$

Στην περίπτωση Janbu όμως, πραγματοποιείται και δεύτερη επίλυση της εξίσωσης ισορροπίας αυτή τη φορά για διεύθυνση παράλληλη προς τη βάση της λωρίδας. Έτσι:

$$T - (E_R - E_L) \cos a = [W - (X_R - X_L)] \sin a \quad [3.1]$$

Όπου,

$$T = \frac{1}{FS} (c'l + (P - ul) \tan \varphi') \quad [3.2]$$

Όπως και προηγουμένως, οι δυνάμεις X_R και X_L μεταξύ των λωρίδων είναι μηδενικές ($X_R = X_L = 0$). Από τις σχέσεις [3.1] και [3.2], προκύπτει ότι:

$$E_R - E_L = W \tan a - \frac{1}{FS} [c'l + (P - ul) \tan \varphi'] \sec a \quad [3.3]$$

Υπολογίζοντας στη συνέχεια την ισορροπία δυνάμεων για ολόκληρο το πρηνές, στην περίπτωση που δεν υπάρχουν εξωτερικά φορτία, προκύπτει ότι:

$$\sum (E_R - E_L) = 0 \quad [3.4]$$

Συνδυάζοντας τις σχέσεις [3.3] και [3.4] για ολόκληρο το εδαφικό πρηνές λαμβάνεται η σχέση:

$$\sum W \tan a - \frac{1}{FS} \sum [c'l + (P - ul) \tan \varphi'] \sec a = 0 \quad [3.5]$$

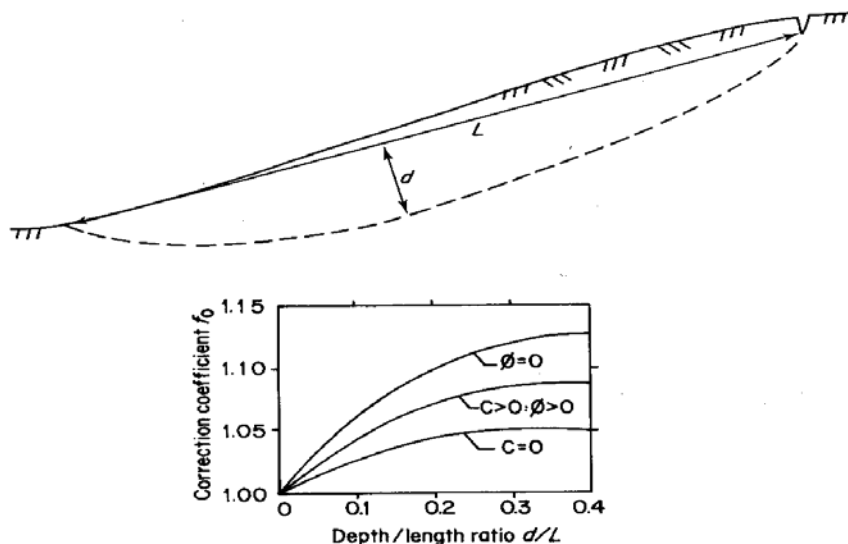
Άρα τελικά ο συνολικός συντελεστής ασφάλειας (FS_o) δίνεται από τη σχέση:

$$FS_o = \frac{\sum [c'l + (P - ul) \tan \varphi'] \sec a}{\sum W \tan a} \quad [3.6]$$

Εξαιτίας της υπόθεσης ότι οι διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων είναι μηδενικές, ένας διορθωτικός παράγοντας f_o πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή ασφάλειας που υπολογίζεται από τη Σχέση [3.6], ώστε τελικά να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα. Έτσι:

$$FS = f_o * FS_o \quad [3.7]$$

Για τη βαθμονόμηση αυτού του συντελεστή ο Janbu εξέτασε αρκετά εδαφικά πρηνή και διαπίστωσε ότι αυτός εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία του πρηνούς, όσο και από την κατάσταση του εδάφους. Τελικά, το 1956 οι Janbu et al. κατέληξαν έπειτα από εξέταση μεγάλου αριθμού εδαφικών πρηνών σε πρότυπες καμπύλες (Σχήμα 3.6) από τις οποίες προκύπτει ο συντελεστής f_o βάση του λόγου του μήκους του εδαφικού τεμάχους που αποκόπτεται προς το μέγιστο πάχος αυτού (Nash, 1987).



Σχήμα 3. 6: Πρότυπος καμπύλη και γεωμετρικά στοιχεία για τον υπολογισμό του συντελεστή διόρθωσης f_0 στη μέθοδο του Janbu (Nash, 1987).

3. Μέθοδος Morgenstern and Price

Οι Morgenstern and Price (1965) περιγράφουν μια μέθοδο ανάλυσης η οποία μπορεί να εφαρμοστεί και σε κυκλικές και σε μη κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης. Θεώρησαν ότι οι δυνάμεις και οι τάσεις ποικίλουν κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, και επιλύοντας κάθετα και παράλληλα στη βάση κάθε λωρίδας, προσδιόρισαν τις εξισώσεις ισορροπίας αρκετά γενικά. Έπειτα έγινε η θεώρηση ότι οι διατμητικές δυνάμεις X μεταξύ των λωρίδων, σχετίζονται με τις κύριες δυνάμεις E :

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x)$$

όπου $f(x)$ είναι μια συνάρτηση που μεταβάλλεται συνεχώς κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης και λ ένας συντελεστής. Για δεδομένη $f(x)$, προκύπτουν τιμές για τα λ και F , για τις οποίες ικανοποιείται η ισορροπία δυνάμεων αλλά και η ισορροπία ροπών. Οι Morgenstern and Price υποστηρίζουν ότι ο συντελεστής ασφάλειας δεν επηρεάζεται ιδιαίτερα από την επιλογή του $f(x)$. Η επιλογή της συνάρτησης $f(x)$, μπορεί να γίνει πιο εύκολα με την υπόθεση ότι οι κύριες τάσεις εφαρμόζονται στα όρια – διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων (Nash, 1987).

3.3 ΒΡΑΧΩΔΗ ΠΡΑΝΗ

Τα βραχώδη πρανή αστοχούν με μηχανισμούς ανάλογους του βαθμού κατακερματισμού αλλά και του βαθμού αποσάθρωσής τους. Οι μηχανισμοί εκδήλωσης αστοχιών διακρίνονται σε:

- Επίπεδες ολισθήσεις,
- Σφηνοειδής ολισθήσεις,
- Ανατροπές,

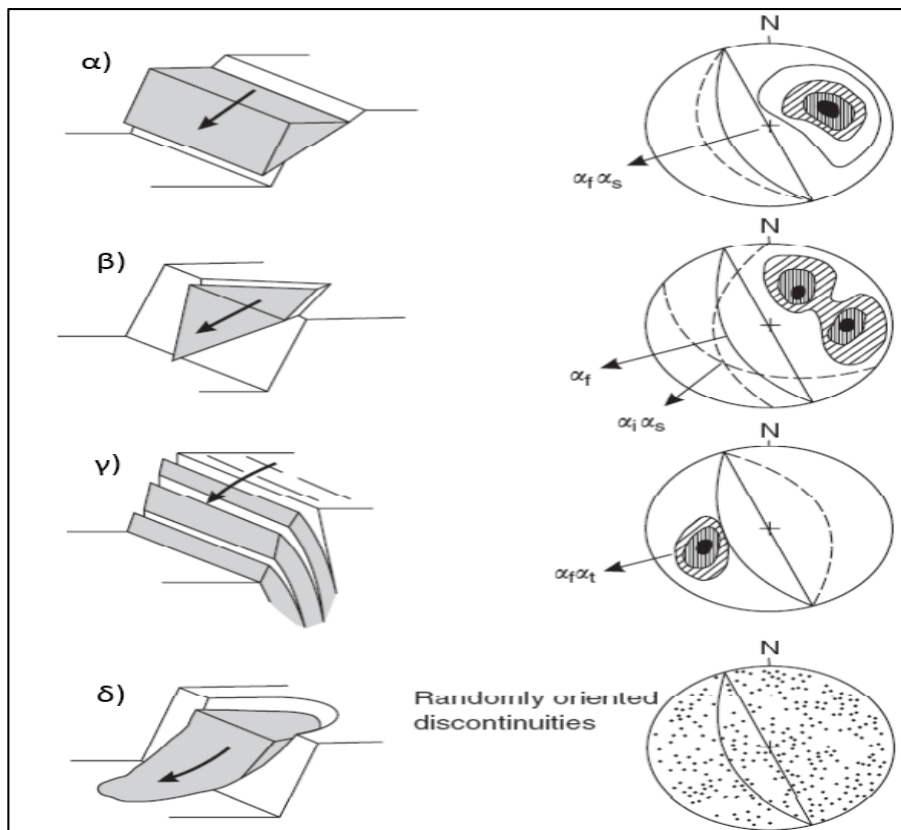
- Κυκλικές ή περιστροφικές ολισθήσεις.

Η εκδήλωση επίπεδων ή σφηνοειδών ολισθήσεων επηρεάζεται από τα υπάρχοντα συστήματα των συνεχειών. Ο αριθμός και ο προσανατολισμός των συστημάτων καθώς και η πυκνότητα των ασυνεχειών καθορίζουν τον ακριβή μηχανισμό ολίσθησης καθώς και το μέγεθος των οριζόμενων βραχοτεμαχίων.

Ανατροπές εκδηλώνονται στα πρηνή όπου οι επιφάνειες των ασυνεχειών (επιφάνειες σχιστότητας ή στρώσεις, διακλάσεις, ρήγματα) ορίζουν ανορθωμένα τεμάχια βράχου, κατακόρυφα ή με ελαφρώς αντίρροπη κλίση, τα οποία δύνανται να ανατραπούν προς το πρηνές.

Οι κυκλικές ή περιστροφικές ολισθήσεις εκδηλώνονται κατά αποκλειστικότητα σε εδαφικά υλικά. Ως εκ τούτου για να εκδηλωθεί αυτού του είδους η ολίσθηση σε βραχώδεις σχηματισμούς θα πρέπει η πυκνότητα των διακλάσεων και ο έντονος τεκτονισμός να έχουν υποβαθμίσει το βράχο σε σχηματισμό με χαρακτηριστικά εδάφους. Εκτός από τον έντονο τεκτονισμό η εκδήλωση έντονης αποσάθρωσης συμβάλει εξίσου στην υποβάθμιση των μηχανικών χαρακτηριστικών τους.

Στο Σχήμα 3.7 διακρίνονται οι βασικοί τύποι ολισθήσεων βραχωδών πρηνών και τα αντίστοιχα διαγράμματα στατικής επεξεργασίας πόλων ασυνεχειών – αποτύπωσης κυρίων επιπέδων.



Σχήμα 3. 7: Μηχανισμοί εκδήλωσης αστοχιών σε βραχώδεις σχηματισμούς, α) επίπεδη ολίσθηση β) σφηνοειδής ολίσθηση γ) ανατροπή δ) κυκλική ή περιστροφική ολίσθηση.

3.3.1 Επίπεδη Ολίσθηση

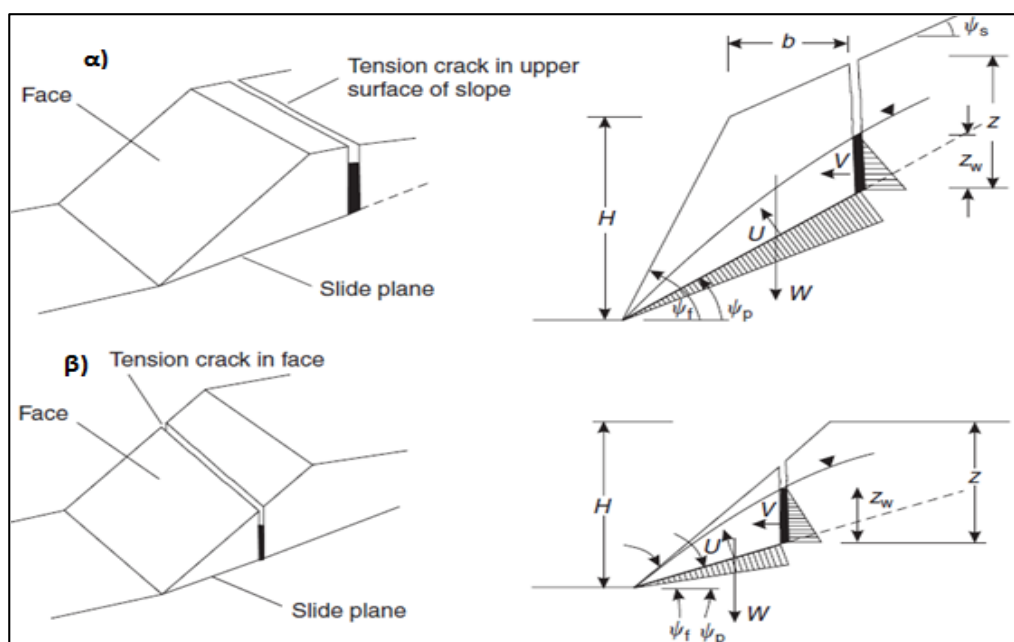
Η ολίσθηση κατά επίπεδο (**planar failure**) είναι μία σχετικά σπάνια περίπτωση σε βραχώδη πρανή, και αυτό επειδή σπάνια όλες οι γεωμετρικές συνθήκες που απαιτούνται για τη δημιουργία μιας τέτοιας αστοχίας μπορούν να υπάρχουν σ' ένα πρανές. Ο τύπος ολίσθησης κατά σφήνα, που εξετάζεται στην επόμενη ενότητα, είναι μια πιο γενική περίπτωση και πολύ ερευνητές αντιμετωπίζουν την επίπεδη ολίσθηση σαν μια μερική περίπτωση της πιο γενικής ανάλυσης αστοχίας κατά σφήνα.

Οι βασικές προϋποθέσεις για την εκδήλωση επίπεδης ολίσθησης είναι:

- Η διεύθυνση του επιπέδου ολίσθησης πρέπει να είναι σχεδόν παράλληλη ($\pm 20^\circ$) με τη διεύθυνση του πρανούς.
- Το επίπεδο ολίσθησης πρέπει να "ανατέλλει" στο μέτωπο του πρανούς, δηλαδή $\psi_f > \psi_p$.
- Η γωνία κλίσης του επιπέδου ολίσθησης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη γωνία τριβής των επιφανειών της ασυνέχειας, δηλαδή $\psi_p > \phi$.
- Για να διευκολυνθεί η ολίσθηση πρέπει να υπάρχει και άλλο εγκάρσιο προς το πρανές σύστημα ασυνεχειών ώστε να μπορεί να αποκολληθεί πλευρικά η ολισθαίνουσα μάζα από την υπόλοιπη βραχώμαζα.

Η γεωμετρία του πρανούς και της επίπεδης ολίσθησης δίνεται στο Σχήμα 3.8. Συνήθως διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

- Πρανές με εφελκυστική ρωγμή εφελκυσμού (tension crack) στην άνω οριζόντια επιφάνεια του.
- Πρανές με εφελκυστική ρωγμή να είναι επί της επιφάνειας του πρανούς (στο μέτωπο).



Σχήμα 3. 8: Γεωμετρία του πρανούς α) με ρωγμή εφελκυσμού στην άνω οριζόντια επιφάνεια του β) με ρωγμή εφελκυσμού επί της επιφάνειας του πρανούς.

Οι παρακάτω παραδοχές γίνονται σ' αυτή την ανάλυση:

1. Η επιφάνεια ολίσθησης και η ρωγμή εφελκυσμού είναι παράλληλες με την επιφάνεια τοι πρανούς.
2. Η εφελκυστική ρωγμή είναι κατακόρυφη και πληρωμένη με νερό έως ένα βάθος z_w .
3. Το νερό της εφελκυστικής ρωγμής διεισδύει στο άνοιγμα της ασυνέχειας (επιφάνεια ολίσθησης) και εκτονώνεται στον πόδα του πρανούς.
4. Οι δυνάμεις W (βάρους του block ολίσθησης), U και V (υδροστατικές πιέσεις στην επιφάνεια ολίσθησης και στη ρωγμή εφελκυσμού) δρουν στο κέντρο βάρους της ολισθαίνουσας μάζας. Με άλλα λόγια, θεωρείται ότι δεν υπάρχουν ροπές που θα προκαλέσουν περιστροφή του τέρμαχους (block) και ως εκ τούτου η αστοχία γίνεται μόνο με ολίσθηση. Τα σφάλματα που προκύπτουν από αυτή την παραδοχή είναι πολύ μικρά στην πράξη. Ωστόσο σε απότομα πρανή που έχουν ασυνέχειες με μεγάλη κλίση, θα πρέπει να ελέγχεται η πιθανότητα να συμβούν ανατροπές.
5. Η διατμητική αντοχή της επιφάνειας ολίσθησης σχετίζεται με τη γωνία εσωτερικής τριβής και τη συνοχή με τη σχέση: $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$. Η ορθή τάση που δρα πάνω στην επιφάνεια αστοχίας μπορούν να προσδιοριστεί από το γράφημα του Διαγράμματος 3.1.
6. Υπάρχουν πάντα εγκάρσιες επιφάνειες αποχωρισμού του τέρμαχους που ολισθαίνει, θεωρώντας μηδενική τη διατμητική αντοχή κατά μήκος των επιφανειών.

Ο συντελεστής ασφάλειας FS της επίπεδης ολίσθησης, δίνεται από τη σχέση:

$$FS = \frac{cA + (w \cos \Psi_p - U - V \sin \Psi_p) \tan \varphi}{W \sin \Psi_p + V \cos \Psi_p} \quad [3.1]$$

Όπου,

$$A = (H - z) \operatorname{cosec} \Psi_p$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w (H - z) \operatorname{cosec} \Psi_p$$

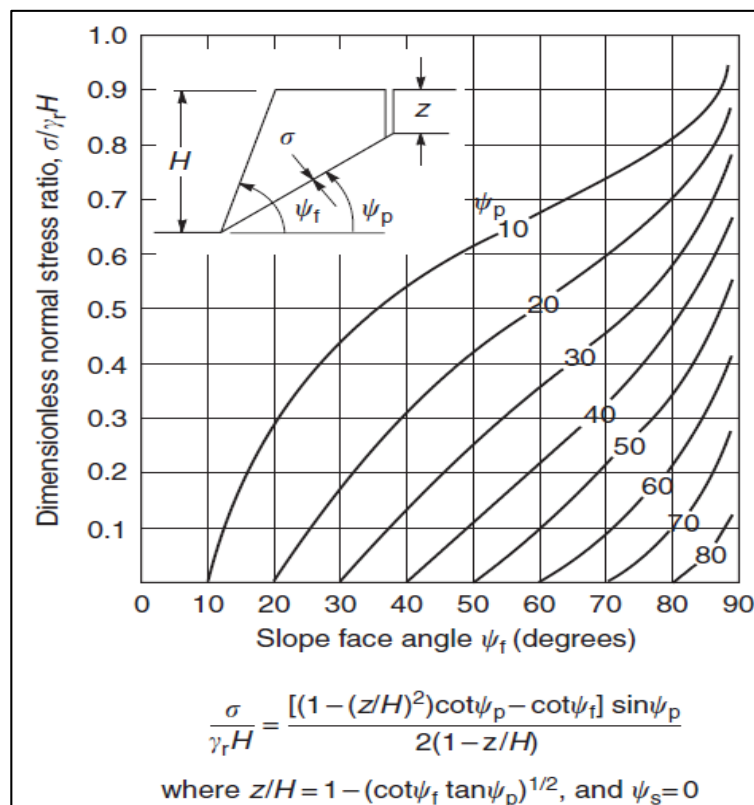
$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right) \cot \Psi_p - \cot \Psi_f \right]$$

Στην περίπτωση που δεν υπάρχει νερό μέσα στην εφελκυστική ρωγμή τότε η σχέση [3.1] γίνεται:

$$FS = \frac{cA}{W \sin \Psi_p} + \cot \Psi_p * \tan \varphi$$

Με τη βοήθεια του Διαγράμματος 3.1 των Hoek and Bray (1977) γίνεται ο υπολογισμός της ορθής τάσης που δρα πάνω στην επιφάνεια αστοχίας.



Διάγραμμα 3. 1: Ορθή τάση σ που δρα στο επίπεδο ολίσθησης (Hoek and Bray, Rock Slope Engineering, 4TH Edition).

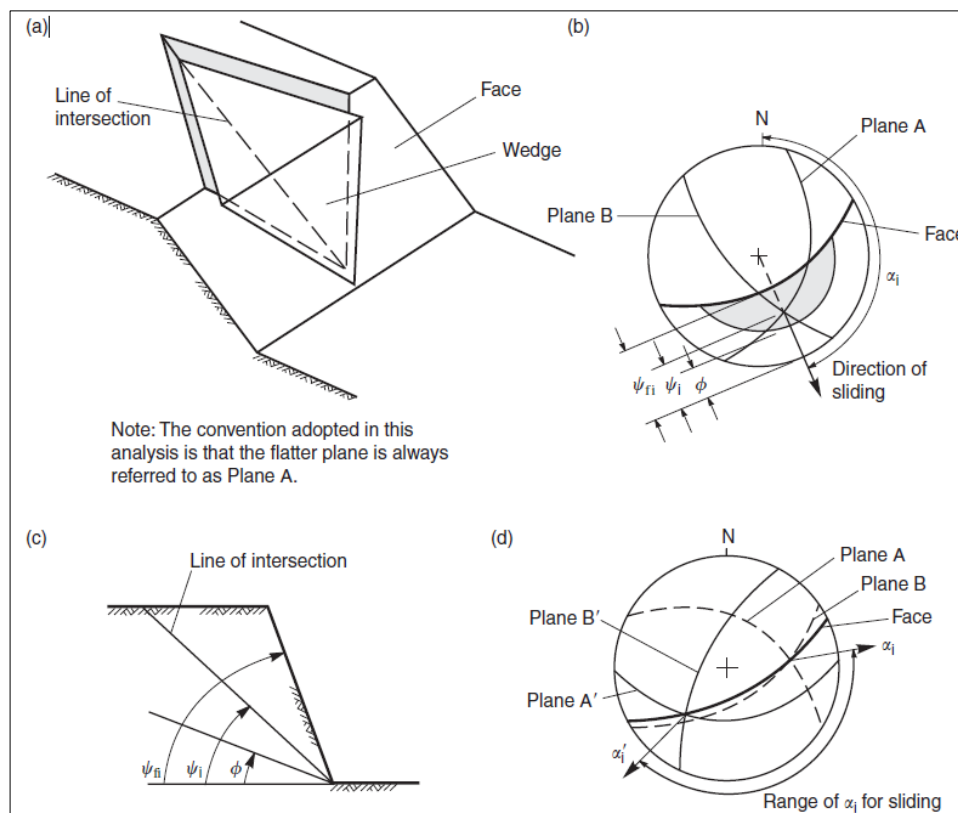
3.3.2 Σφηνοειδής Ολίσθηση

Η ολίσθηση σφήνας σε ένα βραχώδες πρανές είναι δυνατόν να εκδηλωθεί όταν υπάρχουν εγκάρσια προς το πρανές τεμνόμενα επίπεδα ασυνεχειών, πολύ καλά αναπτυγμένων με πολύ μεγάλη απόσταση μεταξύ τους, ώστε οι σφήνες που δημιουργούνται να έχουν ικανό όγκο. Στην περίπτωση που η απόσταση των ασυνεχειών είναι μικρή, δεν είναι δυνατόν να έχουμε ολίσθηση σημαντικών σφηνών, παρά μόνον περιοδικές αποσπάσεις και καταπτώσεις μικρών τεμαχών βράχων, ιδιαίτερα κατά την περίοδο έντονων και παρατεταμένων βροχοπτώσεων.

3.3.2.1 Η γεωμετρία της σφήνας και οι συνθήκες ολίσθησης

Η γεωμετρία της σφήνας, για το σκοπό της ανάλυσης του βασικού μηχανισμού ολίσθησης δίνεται στο Σχήμα 3.9. Σ' αυτή την ανάλυση έχουν γίνει οι παρακάτω παραδοχές:

- Όπως και στην περίπτωση της ολίσθησης κατά επίπεδο, η συνθήκη ολίσθησης είναι $\psi_{fi} > \psi_i > \phi$, όπου ψ_{fi} είναι η γωνία κλίσης του πρανού και ψ_i η γωνία κλίσης της γραμμής τομής των δύο επιπέδων ως προς την οριζόντια. Η γωνία που σχηματίζεται μεταξύ αυτών ορίζεται ως γωνία ξ . Η γωνία που σχηματίζεται από τη διάμεσο της γωνίας ξ και το οριζόντιο επίπεδο που περνάει από τον πόδα της σφήνας είναι η γωνία β .
- Αν θεωρήσουμε A και B τα επίπεδα δύο μεγάλων επιφανειών ασυνέχειας, ως B καλείται αυτό με τη μεγαλύτερη γωνία κλίσης.
- Η αστοχία σφήνας συμβαίνει μόνο με ολίσθηση και ελέγχεται μόνο από τη τριβή.
- Η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ είναι ίδια και για τα δύο επίπεδα.

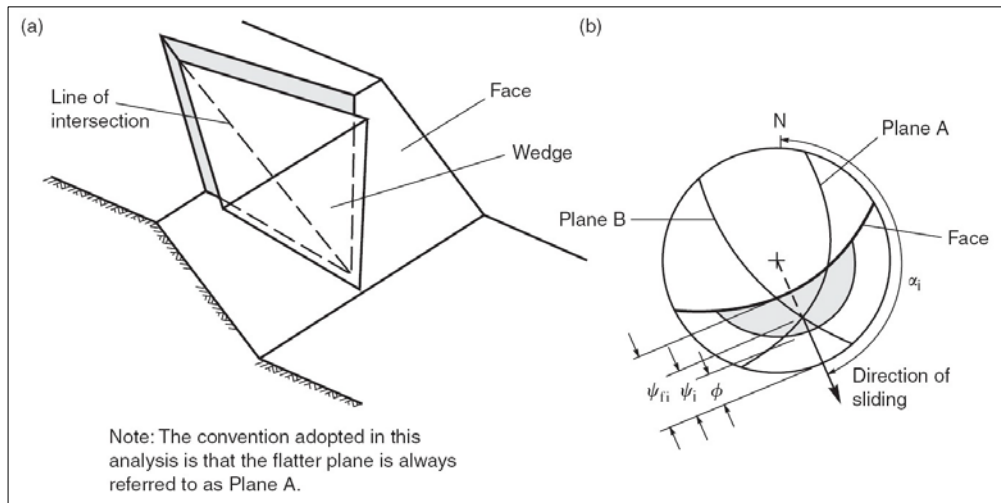


Σχήμα 3. 9: Γεωμετρία ολίσθησης σφήνας βραχώδους πρανού (Hoek and Bray, Rock Slope Engineering, 4TH Edition).

3.3.2.2 Κινηματική ανάλυση ευστάθειας σφηνοειδών ολισθήσεων με τη χρήση στερεογραφικής προβολής

Για τη διερεύνηση της δυνατότητας εκδήλωσης ολίσθησης κατά μήκος του άξονα βραχοσφήνας οριζόμενης από δύο επίπεδα υπάρχει το test Markland (1972). Σύμφωνα με το test αυτό, αν η τομή των δύο επιφανειών που ορίζουν τη βραχοσφήνα εντοπίζεται εντός της περιοχής που ορίζεται από τον μέγιστο κύκλο της επιφάνειας του πρανού και τον κώνο που απέχει από την περίμετρο του δικτύου απόσταση ϕ , τότε υπάρχει δυνατότητα εκδήλωσης ολίσθησης της βραχοσφήνας. Ουσιαστικά

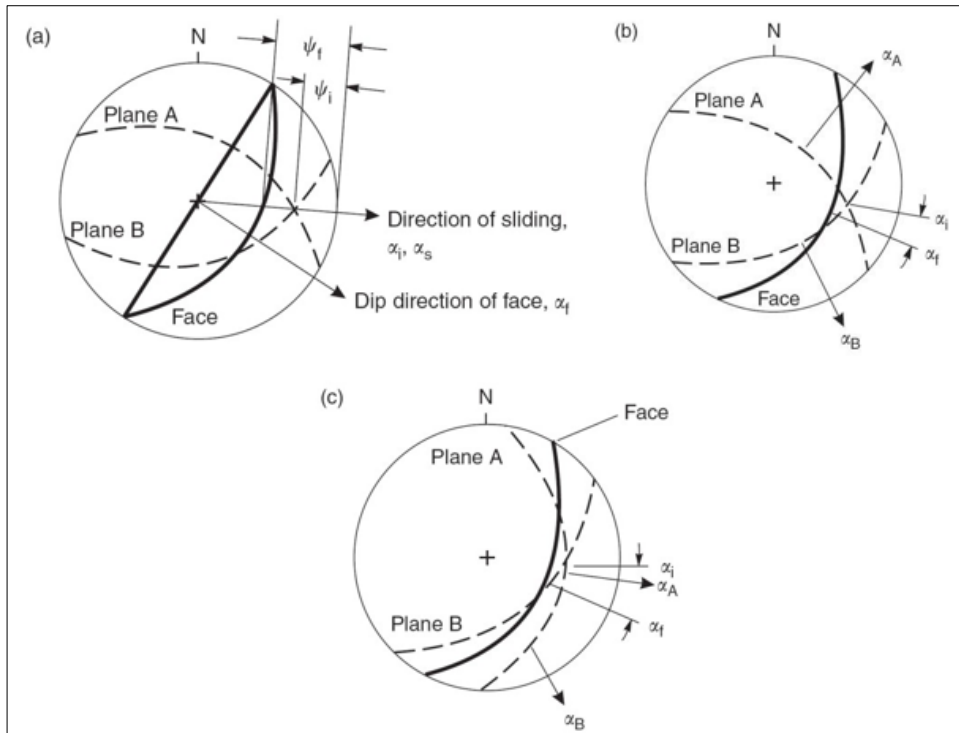
αν η τομή των δύο επιφανειών πληροί τις προϋποθέσεις του test Markland τότε η γωνία κλίσης του άξονα της βραχοσφήνας είναι μεγαλύτερη της γωνίας τριβής και μικρότερη της κλίσης του πρανούς. Επομένως η βραχοσφήνα «ανατέλλει» στο πρανές με γωνία μεγαλύτερη της ϕ (Σχήμα 3.10).



Σχήμα 3. 10: Στερεογραφική παρουσίαση του test Markland (1972). Στο σχήμα απεικονίζεται ζεύγος επιφανειών που ορίζουν βραχοσφήνα η οποία δεν ευσταθεί.

Το test Markland αν και επισημαίνει την επικινδυνότητα μιας βραχοσφήνας σε ολίσθηση δεν ορίζει με βεβαιότητα αν η ολίσθηση λάβει χώρα κατά μήκος του άξονα της βραχοσφήνας ή κατά τη διεύθυνση κλίσης μιας εκ των δύο επιφανειών που ορίζουν τη βραχοσφήνα. Η βελτίωση που έχει προταθεί από τον Hocking (1976) έρχεται να δώσει απάντηση στο ερώτημα αυτό.

Σύμφωνα με τη βελτίωση του Hocking, αν η διεύθυνση κλίσης μιας εκ των δύο επιφανειών που ορίζουν τη βραχοσφήνα βρίσκεται εντός της γωνίας που ορίζεται από τη διεύθυνση κλίσης του άξονα της βραχοσφήνας και τη διεύθυνση κλίσης του πρανούς, τότε η ολίσθηση δε θα λάβει χώρα κατά τη διεύθυνση του άξονα, αλλά κατά τη διεύθυνση κλίσης της συγγεγραμμένης επιφάνειας (Σχήμα 3.11). Αν η διεύθυνση κλίσης καμίας εκ των δύο επιφανειών δε βρίσκεται εντός της προαναφερόμενης γωνίας, τότε η ολίσθηση λαμβάνει χώρα κατά μήκος του άξονα της βραχοσφήνας. Αν τα μηχανικά χαρακτηριστικά διαφοροποιούνται μεταξύ των επιφανειών, π.χ. λόγω της παρουσίας αργλικών υλικών πλήρωσης σε μια από αυτές, ο προσδιορισμός της επιφάνειας ολίσθησης παίζει καθοριστικό ρόλο στην τιμή του συντελεστή ασφαλείας.



Σχήμα 3. 11: Βελτίωση Hocking. Σύμφωνα με τη βελτίωση το ζεύγος των επιφανειών του δικτύου (a) και (b) θα αστοχήσει κατά μήκος του άξονα της βραχοσφήνας. Ενώ η βραχοσφήνα του δικτύου (c) θα ολισθήσει κατά μήκος της επιφάνειας A.

3.3.2.3 Ανάλυση ευστάθειας σφήνας

Ο συντελεστής ασφάλειας της σφήνας που ορίζεται στο Σχήμα 3.12, θεωρώντας ότι η ολίσθηση ελέγχεται από την τριβή μόνο ($c=0$) και ότι η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ είναι ίδια και στα δύο επίπεδα, δίνεται από τη σχέση:

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \psi_i}$$

όπου R_A , R_B είναι οι ορθές αντιδράσεις κάθε επιπέδου και δίνονται από τις σχέσεις:

$$R_A \sin (\beta - \frac{1}{2}\xi) = R_B \sin (\beta + \frac{1}{2}\xi)$$

$$R_A \cos (\beta - \frac{1}{2}\xi) - R_B \cos (\beta + \frac{1}{2}\xi) = W \cos \psi_i$$

Επιλύοντας τις παραπάνω εξισώσεις ως προς R_A και R_B και αθροίζοντας έχουμε:

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \sin \beta}{\sin \frac{\xi}{2}}$$

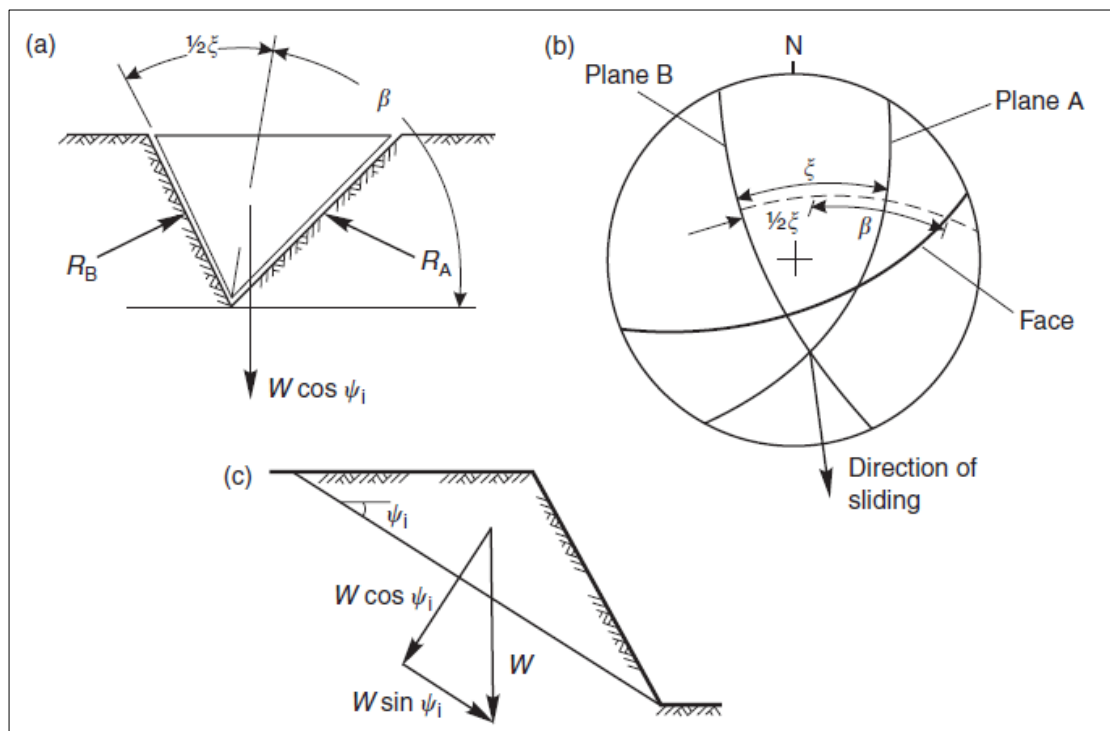
Οπότε,

$$FS = \frac{\sin \beta}{\sin \xi/2} \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i}$$

Τελικά,

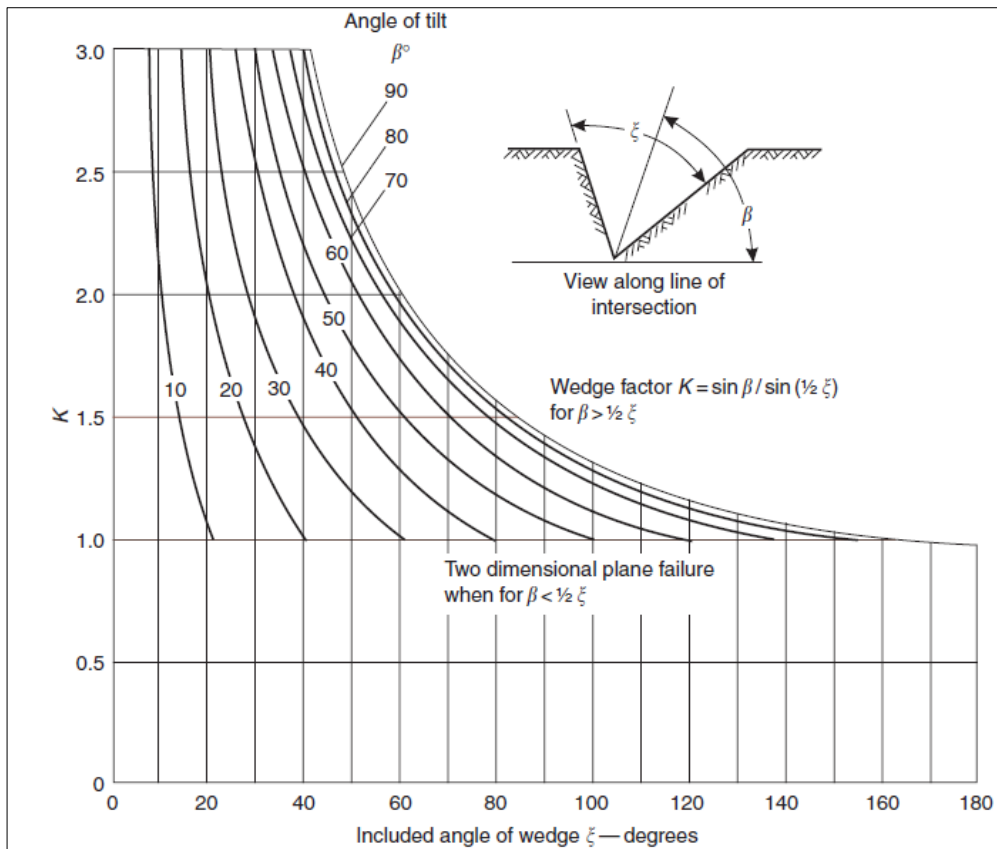
$$FS_w = FS_p K$$

όπου FS_w ο συντελεστής ασφάλειας της σφήνας και εξαρτάται μόνο από τη τριβή, FS_p ο συντελεστής ασφάλειας ενός επιπέδου ολίσθησης το οποίο κλίνει με γωνία ψ_i και το πρηνές με γωνία ψ_{fi} και K ο παράγοντας της σφήνας (wedge factor) που εξαρτάται από τη γωνία που σχηματίζεται μεταξύ των επιπέδων A και B για τη γωνία κλίσης της σφήνας. Τιμές για το συντελεστή K για μία σειρά τιμών των β και ξ , δίνονται στο Διάγραμμα 3.2.



Σχήμα 3. 12: Ανάλυση των δυνάμεων για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας της σφήνας (Christopher and Duncan, Rock Slope Engineering, 4TH Edition).

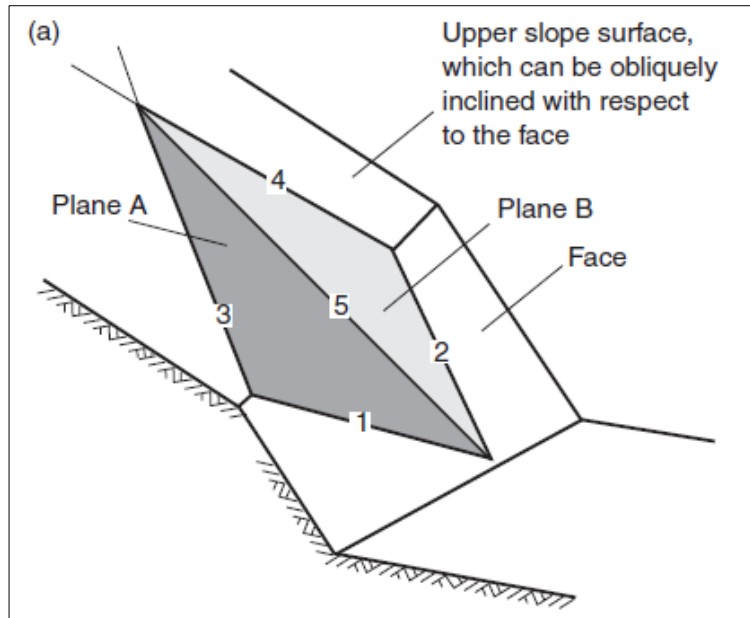
Οι γωνίες ξ και β μπορούν να καθοριστούν είτε από το Σχήμα 3.12a είτε μπορούν να υπολογιστούν στον μέγιστο κύκλο όπως φαίνεται στο στερεοδιάγραμμα (Σχήμα 3.12b), ο πόλος του οποίου είναι η γραμμή τομής των δύο επιπέδων. Επομένως, η στερεογραφική προβολή των χαρακτηριστικών που καθορίζουν το πρηνές και τη γεωμετρία της σφήνας, μπορεί να δώσει όλες τις πληροφορίες που απαιτούνται για τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφάλειας. Η περίπτωση αυτή είναι πολύ απλή αφού δεν λαμβάνονται διαφορετικές τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής και η επίδραση της συνοχής και της πίεσης του νερού.



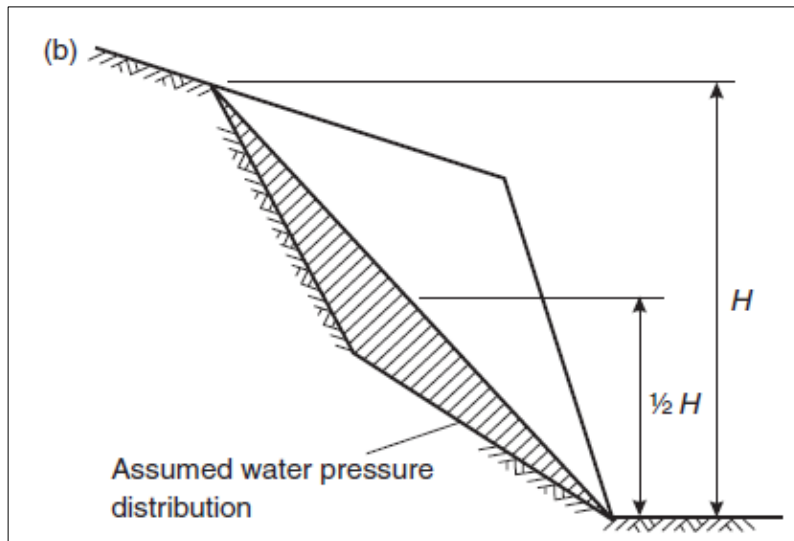
Διάγραμμα 3. 2: Παράγοντας σφήνας K ως συνάρτηση της γεωμετρίας της σφήνας (Christopher and Duncan, *Rock Slope Engineering*, 4TH Edition).

3.3.2.4 Ανάλυση ολίσθησης σφήνας, με συνοχή c , γωνία τριβής ϕ και νερό

Στην ανάλυση αυτή λαμβάνονται υπόψη η επίδραση του νερού και της συνοχής. Στα Σχήματα 3.13 και 3.14 φαίνεται η γεωμετρία της σφήνας. Σημειώνεται ότι η άνω επιφάνεια του πρσανούς μπορεί να κλίνει με γωνία διάφορη της ορθής (όπως θεωρούνται στις προηγούμενες περιπτώσεις) σε σχέση με το μέτωπο του πρσανούς. Το ολικό ύψος του πρσανούς H ορίζεται ως η κάθετη απόσταση μεταξύ του χαμηλότερου και ανώτερου σημείου της γραμμής τομής όπου κατά μήκος της γίνεται η ολίσθηση.



Σχήμα 3. 13: Σκαρίφημα της σφήνας όπου φαίνεται η αρίθμηση των γραμμών τομής και των επιπέδων όπου 1)Τομή του επιπέδου A με το μέτωπο του πρανούς 2)Τομή του επιπέδου B με το μέτωπο του πρανούς 3)Τομή του επιπέδου A με την ανώτερη επιφάνεια του πρανούς 4)Τομή του επιπέδου B με την ανώτερη επιφάνεια του πρανούς 5)Τομή των επιπέδων A και B (Christopher and Duncan, Rock Slope Engineering, 4TH Edition).



Σχήμα 3. 14: Εγκάρσια τομή στη γραμμή τομής 5 που δείχνει το ολικό ύψος της σφήνας και την κατανομή της πίεσης του νερού (Hoek and Bray, Rock Slope Engineering, 4TH Edition).

Ο συντελεστής ασφάλειας σ' αυτή την περίπτωση δίνεται από τη σχέση (Hoek, Bray and Boyd, 1973):

$$FS = \frac{3}{H\gamma_r} (c_A X + c_B Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{\gamma_r} X \right) \tan \varphi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{\gamma_r} Y \right) \tan \varphi_B$$

C_A, C_B : η συνοχή στα επίπεδα A και B,

- φ_A, φ_B : η γωνία εσωτερικής τριβής στα επίπεδα A και B,
 γ_r : το φαινόμενο βάρος του πετρώματος,
 γ_w : το φαινόμενο βάρος του νερού,
 H : το ολικό ύψος της σφήνας,
 X, Y, A, B : αδιάστατοι συντελεστές που προσδιορίζονται από τις παρακάτω σχέσεις .

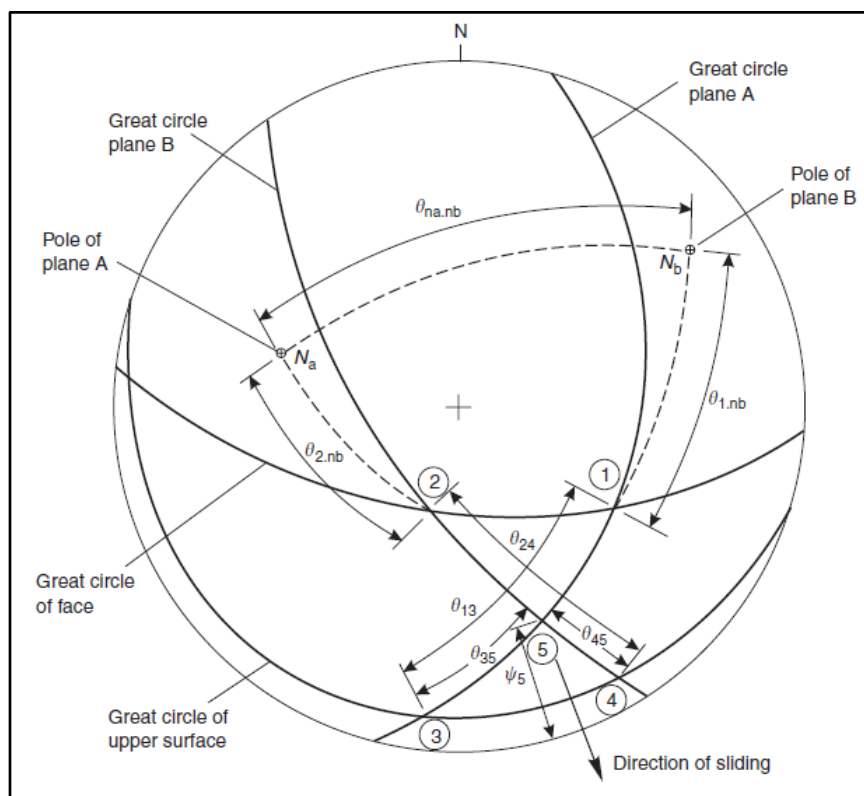
$$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cos \theta_{2.na}}$$

$$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cos \theta_{1.nb}}$$

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 \sin^2 \theta_{na.nb}}$$

$$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{na.nb}}{\sin \psi_5 \sin^2 \theta_{na.nb}}$$

Οι γωνίες που απαιτούνται για την επίλυση των παραπάνω εξισώσεων μπορούν να μετρηθούν σε στερεογραφικό διάγραμμα, όπου καθορίζεται η γεωμετρία της σφήνας και του πρηνούς (Σχήμα 3.15).



Σχήμα 3. 15: Στερεοδιάγραμμα όπου προβάλλονται τα δεδομένα που απαιτούνται στην ανάλυση ευστάθειας σφήνας (Christopher and Duncan, , Rock Slope Engineering, 4TH Edition).

3.3.2.5 Ανάλυση ολίσθησης σφήνας μόνο με γωνία τριβής ϕ , χωρίς συνοχή c και νερό

Στην περίπτωση που δεν αναπτύσσονται υδροστατικές πιέσεις σε τυχόν εφελκυστικές ρωγμές και στα επίπεδα ολίσθησης των ασυνεχειών A και B και ότι η συνοχή στα δύο επίπεδα της σφήνας είναι μηδενική, τότε ο συντελεστής ασφάλειας FS δίνεται από τη σχέση:

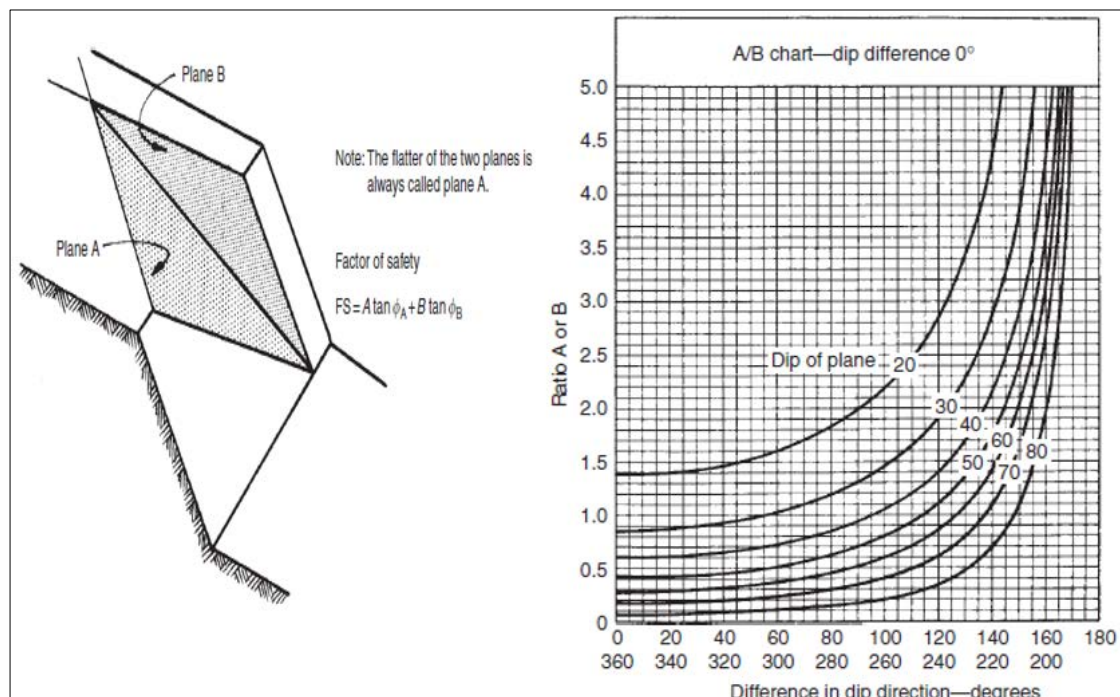
$$FS = A \tan \phi_A + B \tan \phi_B$$

Εννοείται ότι και στην περίπτωση αυτή ικανοποιούνται οι απαιτήσεις των γεωμετρικών χαρακτηριστικών για σφηνοειδής ολίσθηση καθώς επίσης και η βασική συνθήκη:

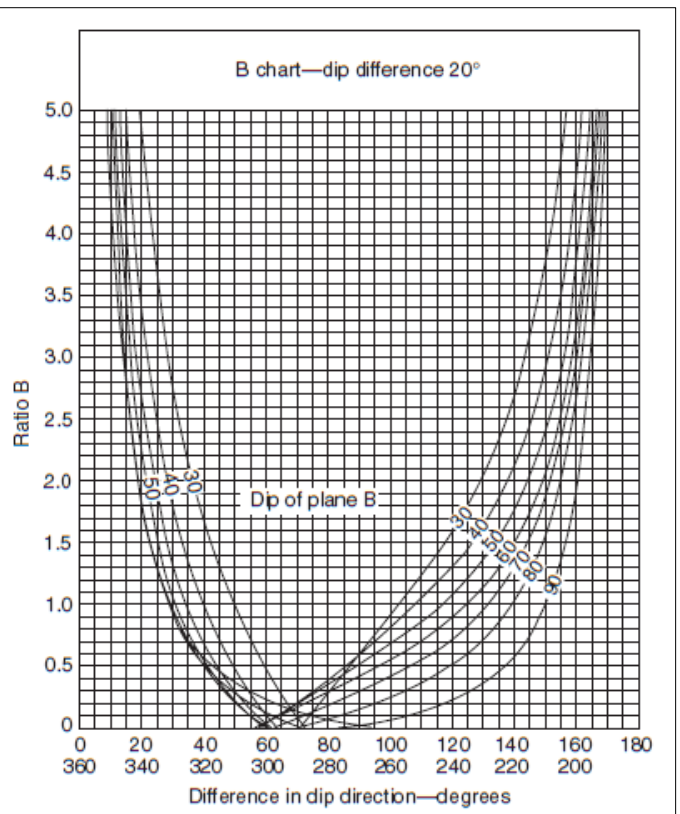
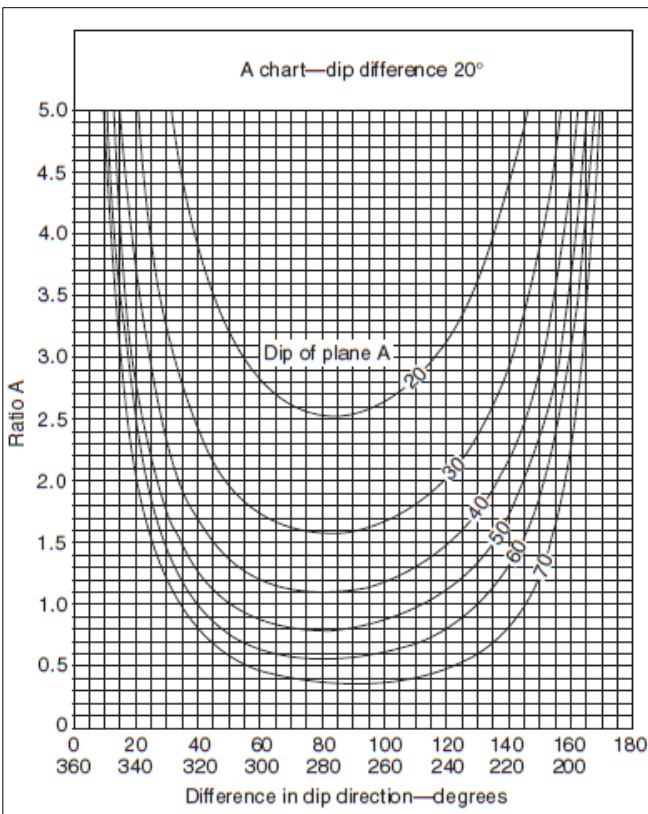
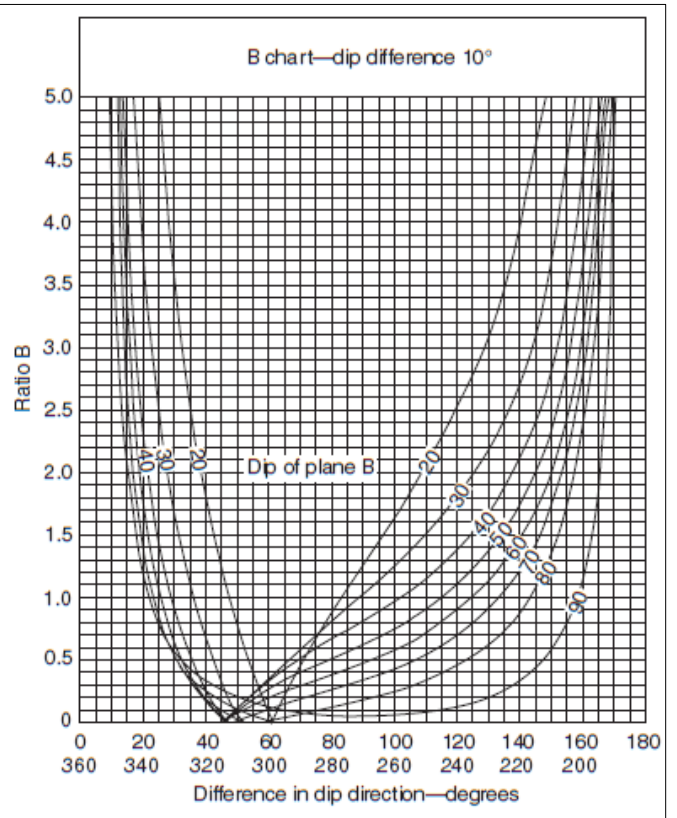
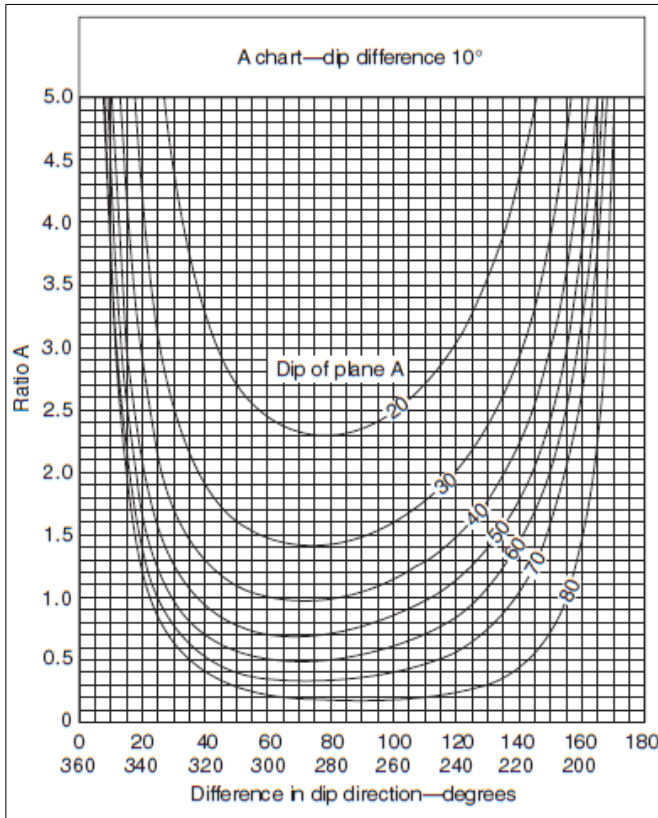
$$\psi_{fi} > \psi_i > \Phi_{A,B}$$

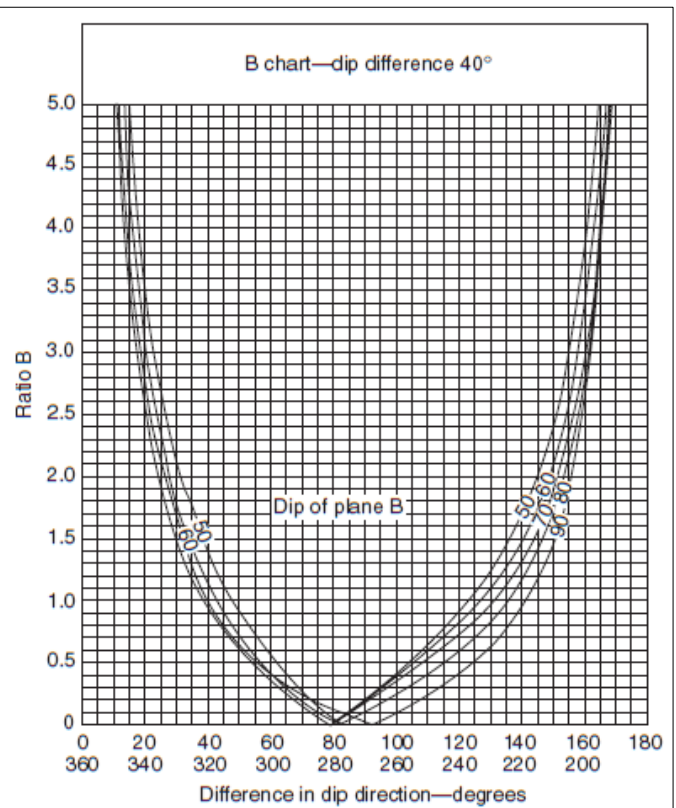
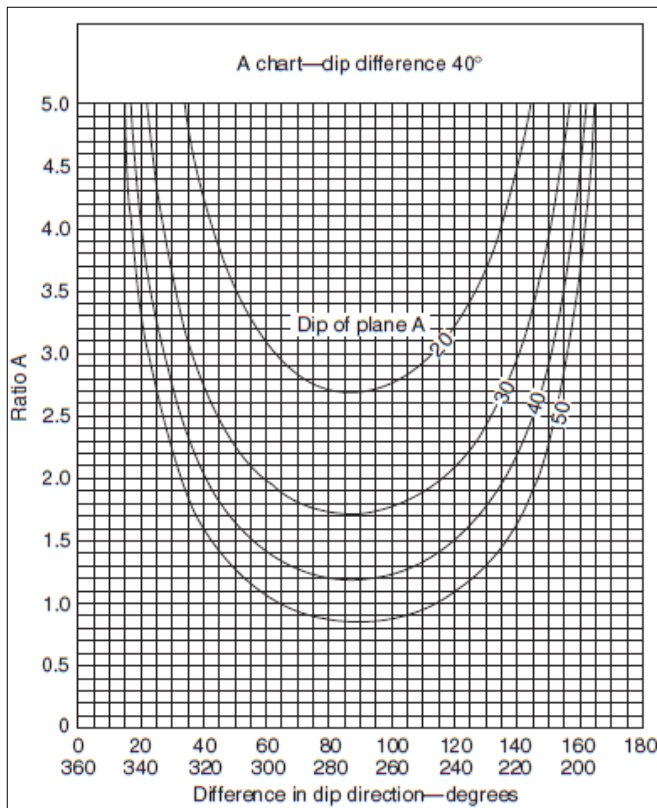
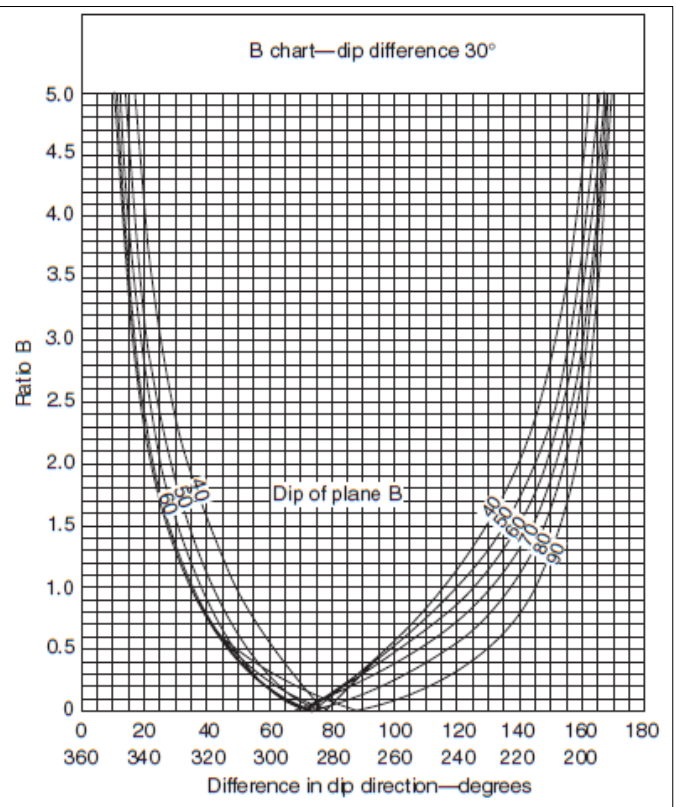
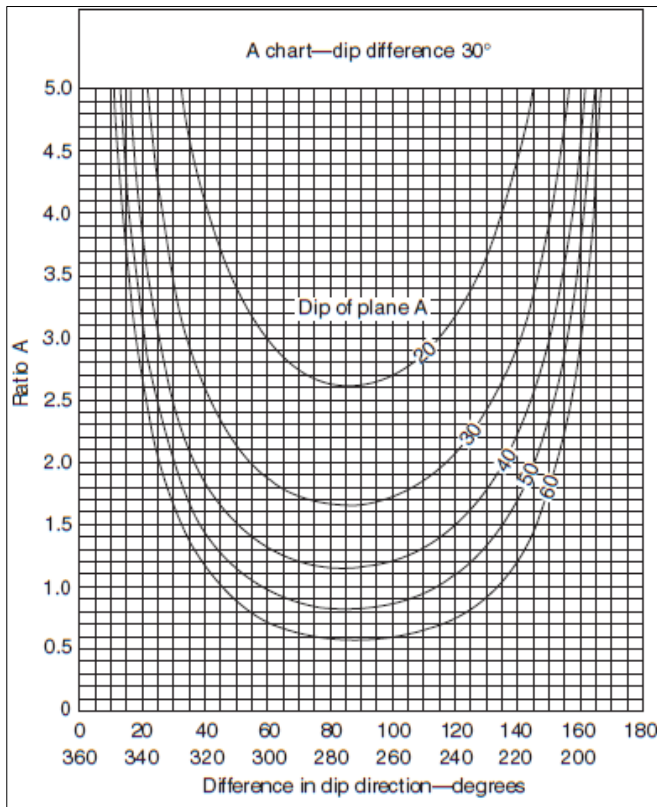
Οι αδιάστατοι παράγοντες A και B αντίστοιχα μπορούν να υπολογιστούν για διάφορες γεωμετρίες της σφήνας με βάση τα επόμενα διαγράμματα. Ως ασυνέχεια A θεωρείται πάντοτε αυτή με τη μικρότερη κλίση. Οι αδιάστατοι παράγοντες A και B εξαρτώνται άμεσα από τη διαφορά α) της φοράς μέγιστης κλίσεως όσο και β) της κλίσεως μεταξύ των επιπέδων A και B καθώς και από τη μέγιστη κλίση των ασυνεχειών αυτών.

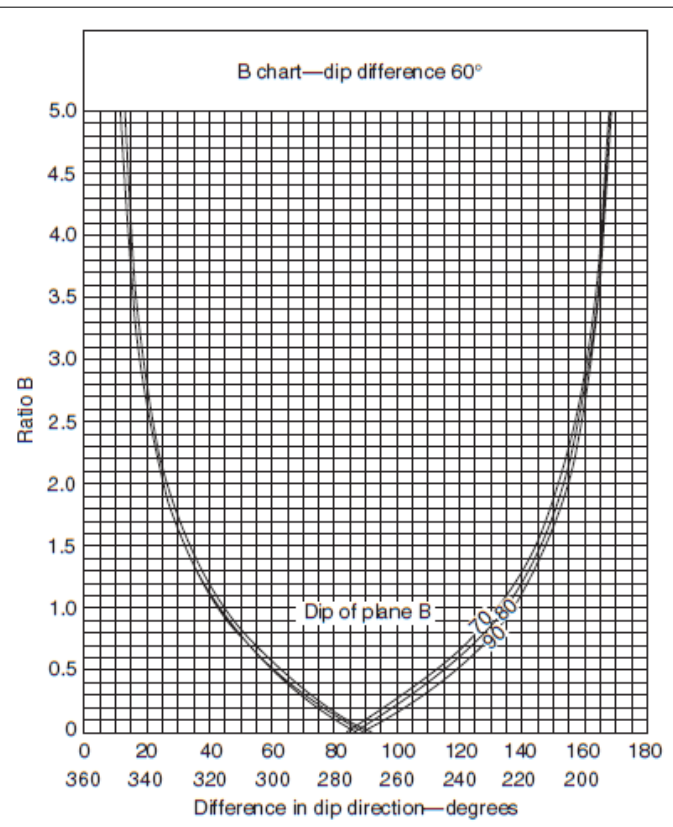
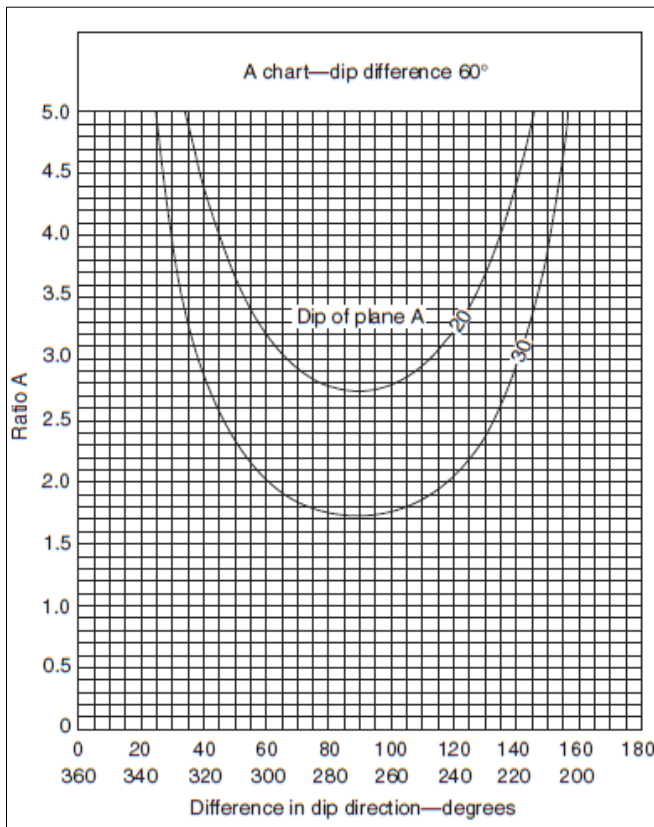
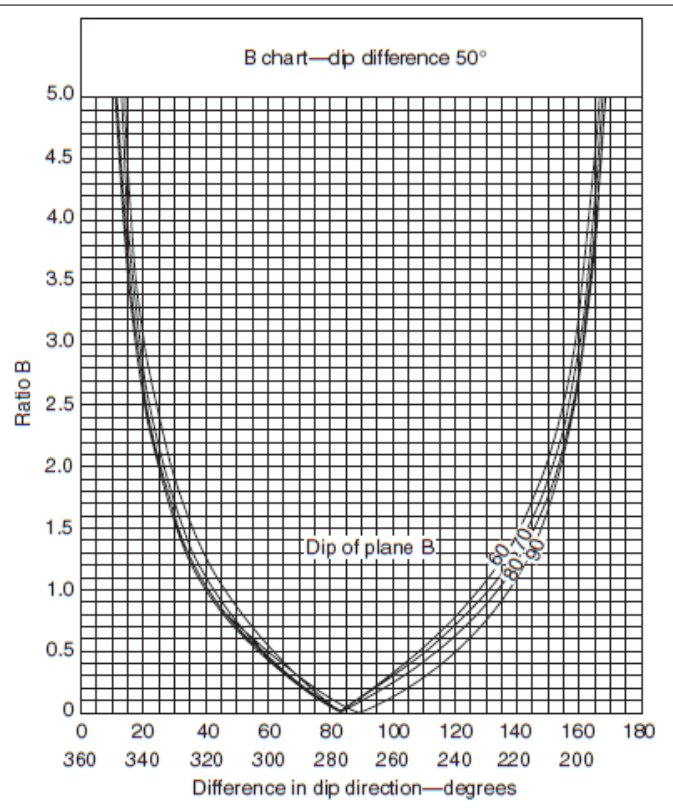
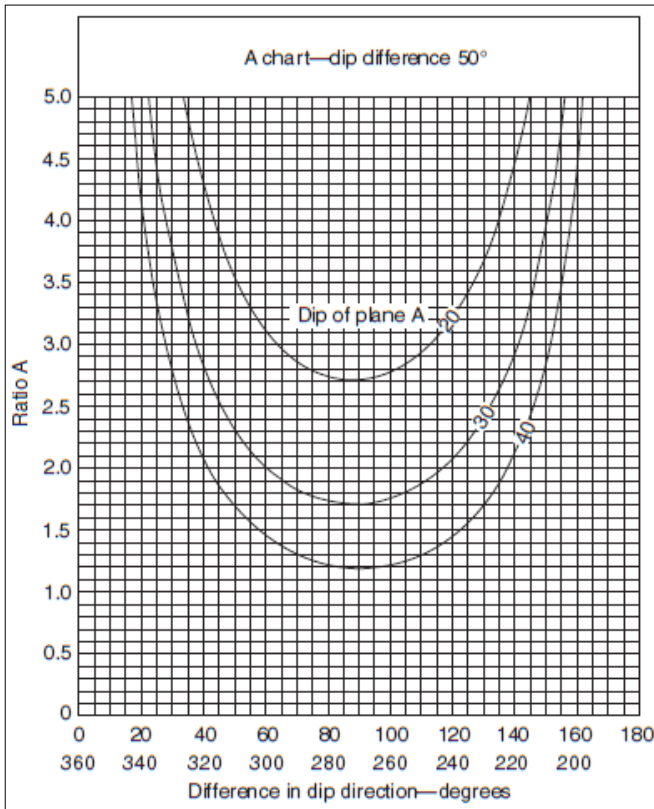
Έχει αποδειχθεί ότι εάν ο συντελεστής ασφάλεια FS είναι μεγαλύτερος του 2, όπως υπολογίζεται από τα διαγράμματα αυτά, τότε είναι σχεδόν αδύνατο η σφήνα να ολισθήσει κάτω και από τις πιο δυσμενείς συνθήκες (μεγάλες υδροστατικές πιέσεις και μηδενική συνοχή).

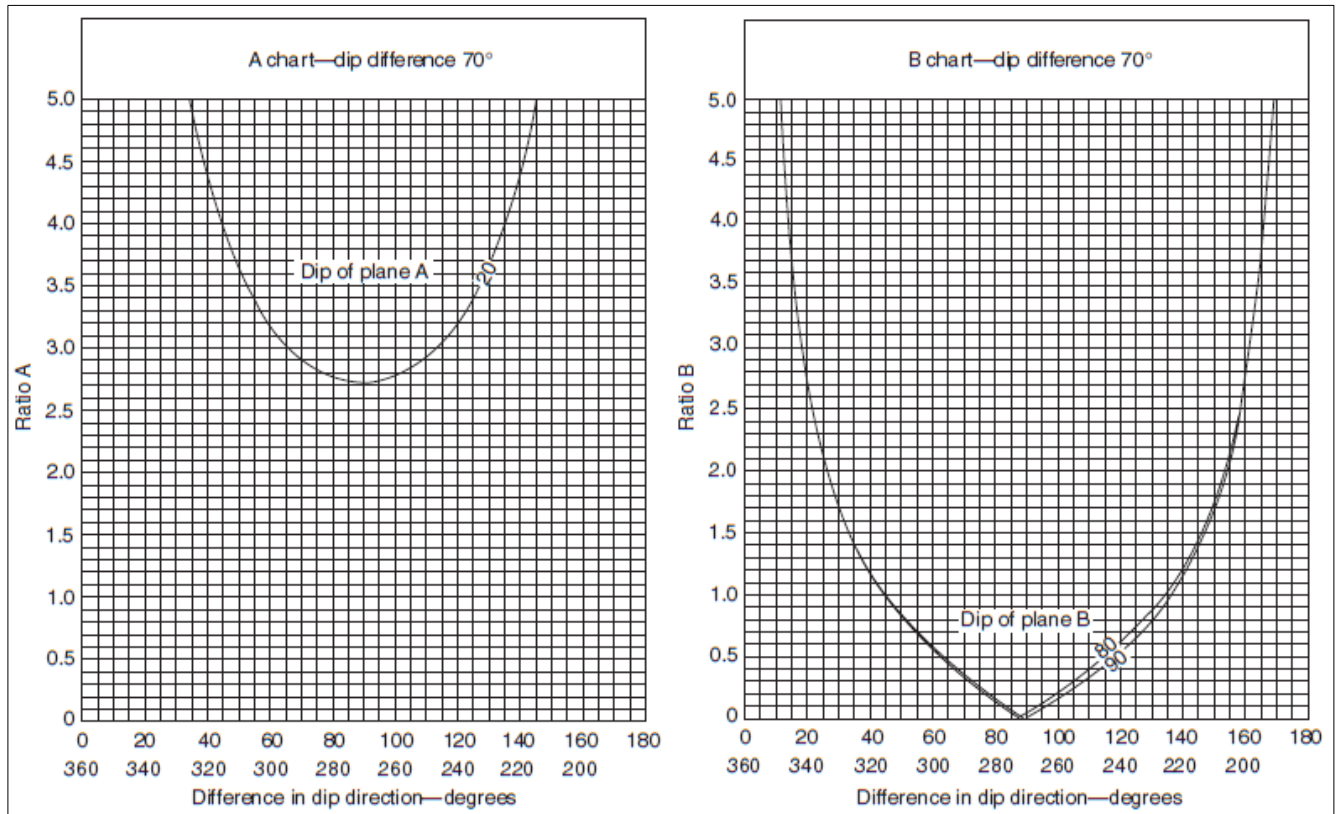


Διάγραμμα 3. 3: Ανάλυση ευστάθειας βραχώδους πρσανούς για ολίσθηση σφήνας με μηδενική συνοχή ($c = 0$) και διάγραμμα A/B με διαφορά κλίσης 0° μοίρες.









Διάγραμμα 3. 4: Διαγράμματα Α και Β για διαφορά κλίσης 10°, 20°, 30°, 40°, 50°, 60°, και 70° μοίρες κατά περίπτωση.

3.3.3 Κυκλική αστοχία για κατακερματισμένο βραχώδες πρανές

Η μέθοδος ανάλυσης ευστάθειας με τη χρήση νομογραφημάτων Hoek & Bray (1977) υπάγεται στις συμβατικές μεθόδους. Με τη μέθοδο αυτή γίνεται εκτίμηση των τιμών του συντελεστή ασφάλειας FS, σε έντονα κατακερματισμένα και αποσαθρωμένα πρανή που αστοχούν με την εκδήλωση κυκλικής αστοχίας. Η θεωρούμενη γεωμετρία των υπό επίλυση πρανών είναι απλή, ενώ η μέθοδος παρέχει τη δυνατότητα επίλυσης για διάφορες συνθήκες υπόγειου νερού. Με τη χρήση συμπληρωματικών νομογραφημάτων δίνεται η δυνατότητα εκτίμησης της γεωμετρίας της επιφάνειας ολίσθησης.

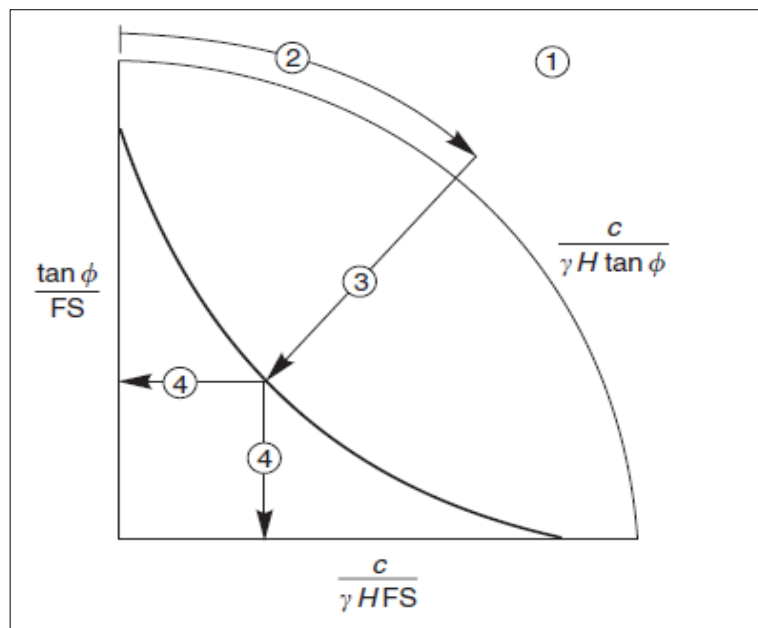
Πρόκειται για μια ιδιαίτερα εύχρηστη μέθοδο με περιορισμούς και προϋποθέσεις που την καθιστούν συντηρητική. Οι περιορισμοί προκύπτουν από τις παραδοχές βάσει των οποίων έχουν υπολογιστεί τα νομογραφήματα, και οι οποίες διατυπώθηκαν ως εξής:

- Το εδαφικό υλικό του πρανούς είναι ομογενές και οι παράμετροι διατμητικής αντοχής είναι σταθερές κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας.
- Η αντοχή του εδάφους ορίζεται σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb ($\tau=c+\sigma\cdot\tan\phi$). Παραδοχή ελαστικής - τέλεια πλαστικής συμπεριφοράς.
- Υπάρχει κατακόρυφη εφελκυστική ρωγμή στην επιφάνεια του πρανούς.
- Το πρανές αστοχεί σε κυκλική επιφάνεια που διέρχεται από τον πόδα του.

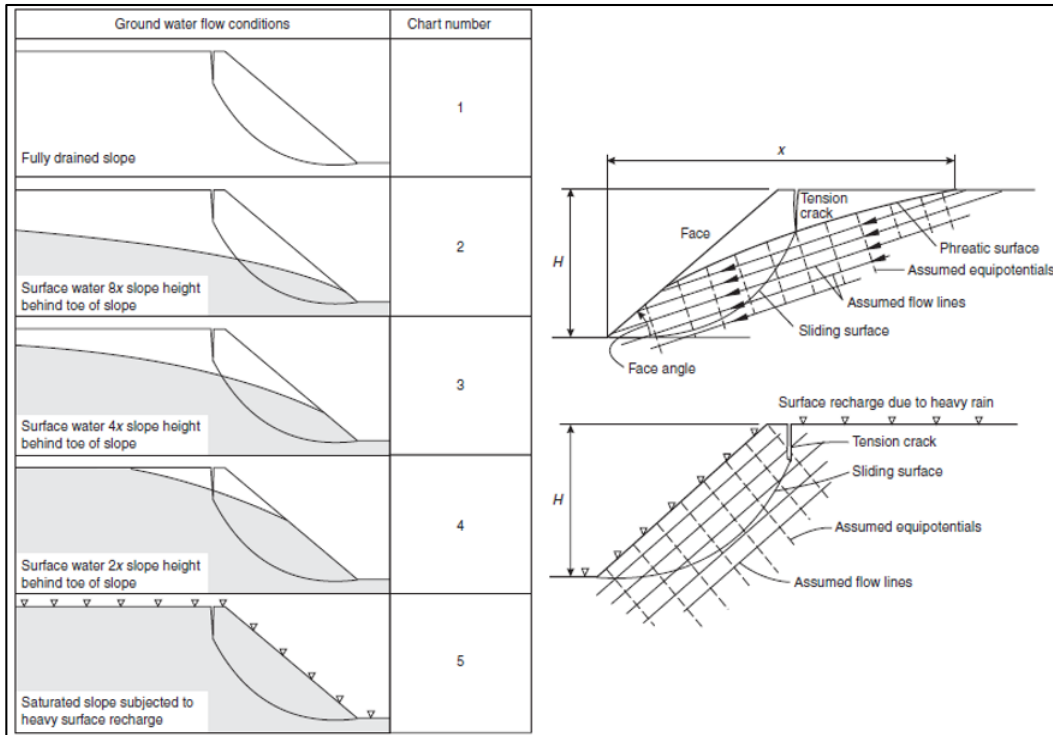
- Τα διαγράμματα αυτά ισχύουν για πέντε επιλεγμένες συνθήκες κορεσμού και υπόγειας ροής νερού προς το μέτωπο του πρανούς.
- Η θέση της εφελκυστικής ρωγμής καθώς και η επιφάνεια της κυκλικής αστοχίας, είναι τέτοιες ώστε, να λαμβάνεται η ελάχιστη τιμή συντελεστή ασφαλείας για το πρανές, ανάλογα με τη γεωμετρία και τις συνθήκες κορεσμού του πρανούς.
- Τα νομογραφήματα έχουν υπολογιστεί για πετρώματα με πυκνότητα $18,9\text{kN/m}^3$. Για μικρότερες τιμές πυκνότητας προκύπτουν μικρότερες τιμές συντελεστή ασφαλείας ενώ για υψηλότερες το αντίστροφο. Όταν οι τιμές της πυκνότητας διαφοροποιούνται σημαντικά η χρήση των διαγραμμάτων κρίνεται επισφαλής.

Τα βήματα υπολογισμού (Σχήμα 3.16) που ακολουθούνται για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας είναι τα εξής:

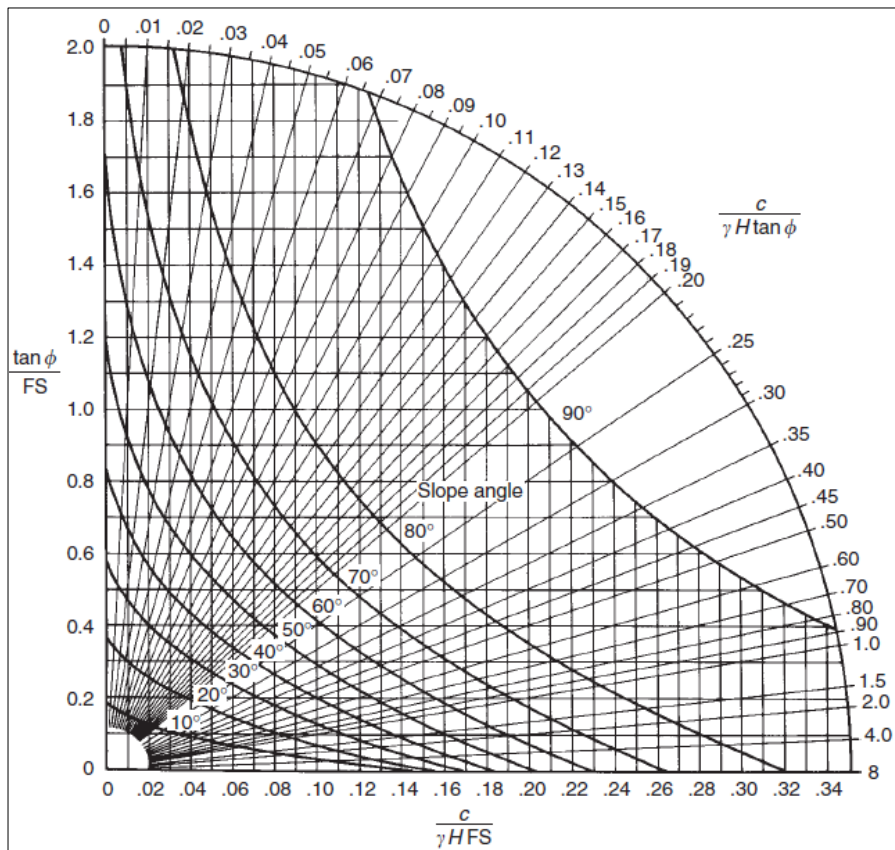
1. Εκτιμώνται οι συνθήκες υπόγειας ροής και επιλέγεται το κατάλληλο νομογράφημα (Σχήμα 3.18).
2. Υπολογίζεται η τιμή του λόγου $c/(\gamma \cdot H \cdot \tan \phi)$ και εντοπίζεται η τιμή του λόγου αυτού στην περιφέρεια του αντίστοιχου νομογραφήματος (Διαγράμματα 3.5-3.9).
3. Εντοπίζεται το σημείο τομής της καμπύλης που αντιστοιχεί στην κλίση του πρανούς, με την ακτίνα που ξεκινά από την τιμή στην περιφέρεια του νομογραφήματος που υπολογίστηκε στο πρώτο βήμα (Διαγράμματα 3.5-3.9).
4. Βρίσκεται η αντίστοιχη τιμή των λόγων $\tan \phi / F$ και $c / \gamma H F$ στους άξονες του νομογραφήματος και υπολογίζεται η τιμή του συντελεστή ασφαλείας F με όποια από τις δύο σχέσεις κρίνεται περισσότερο εύχρηστη (Διαγράμματα 3.5-3.9).



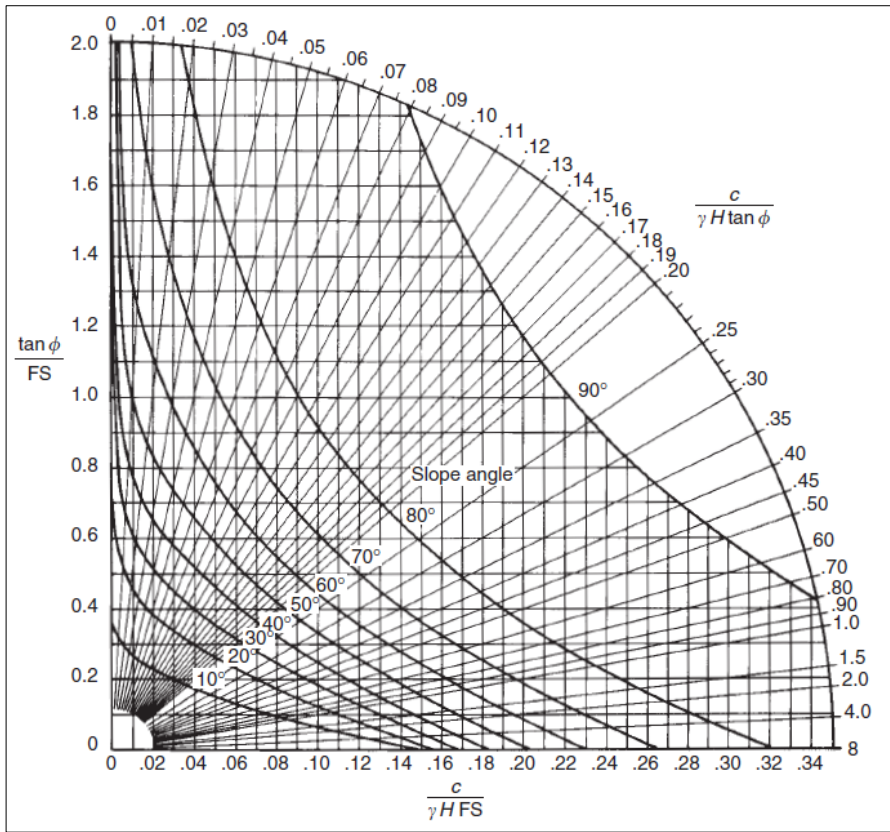
Σχήμα 3. 16: Βήματα υπολογισμού για τα νομογραφήματα



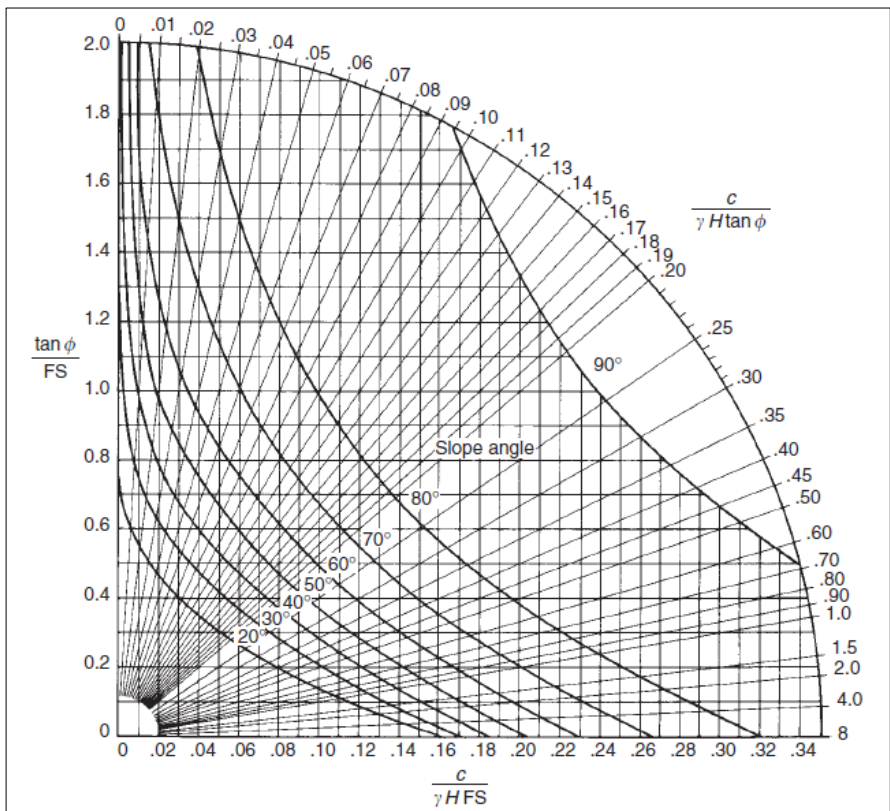
Σχήμα 3. 17: Διακριτά μοντέλα συνθηκών υπόγειου νερού



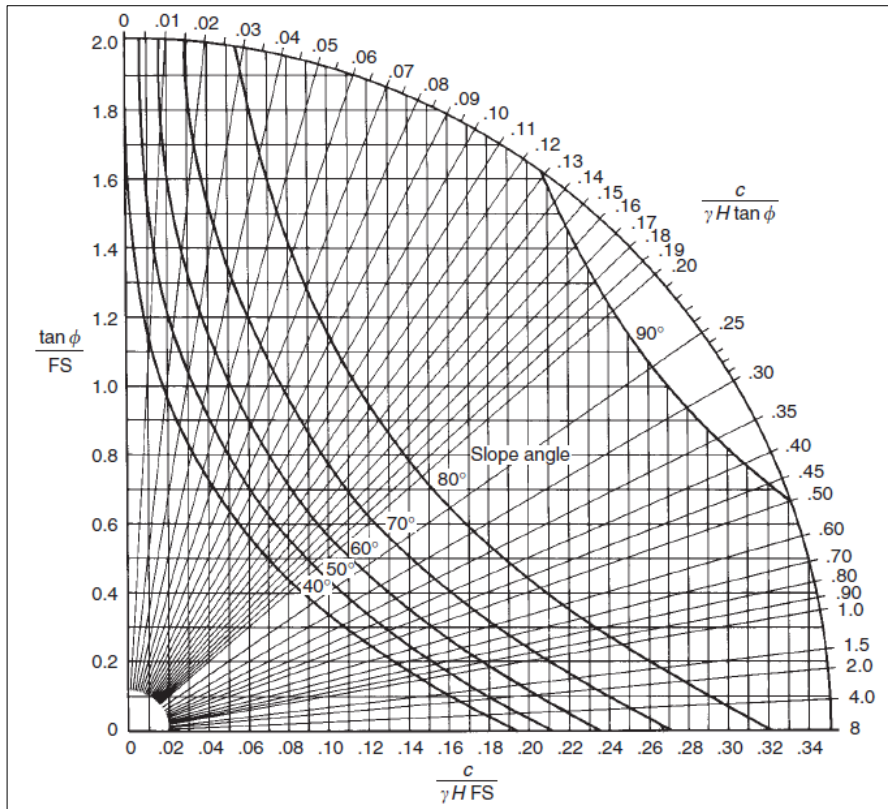
Διάγραμμα 3. 5: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας Νο 1 - πλήρως αποστραγγισμένο πρανές.



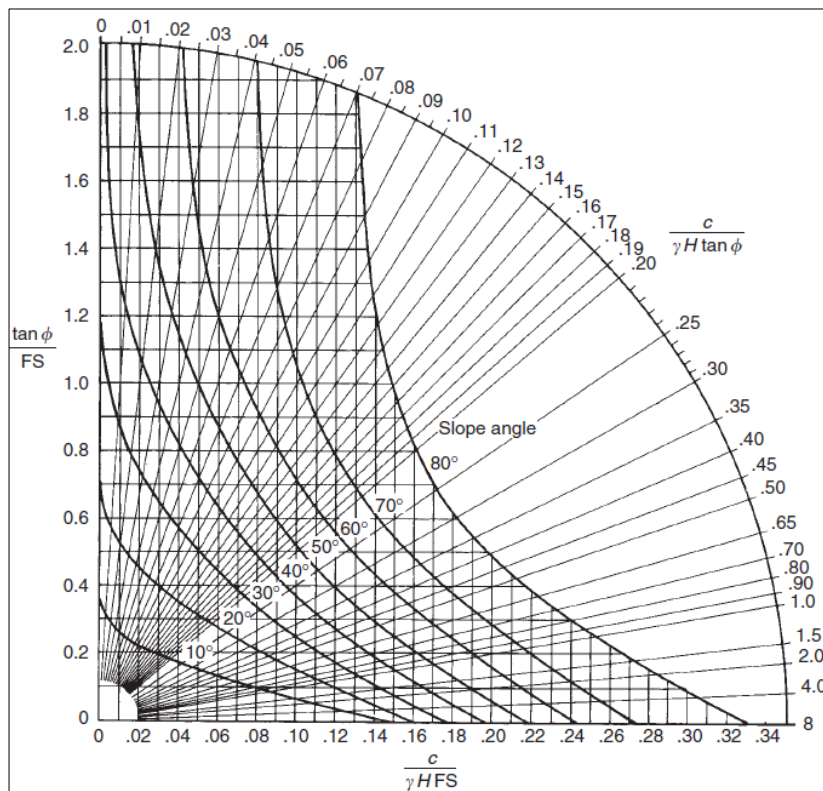
Διάγραμμα 3. 6: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας Νο 2 - Συνθήκες ροής 2.



Διάγραμμα 3. 7: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας Νο 3 - Συνθήκες ροής 3.



Διάγραμμα 3. 8: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας Νο 4 - Συνθήκης ροής 4.

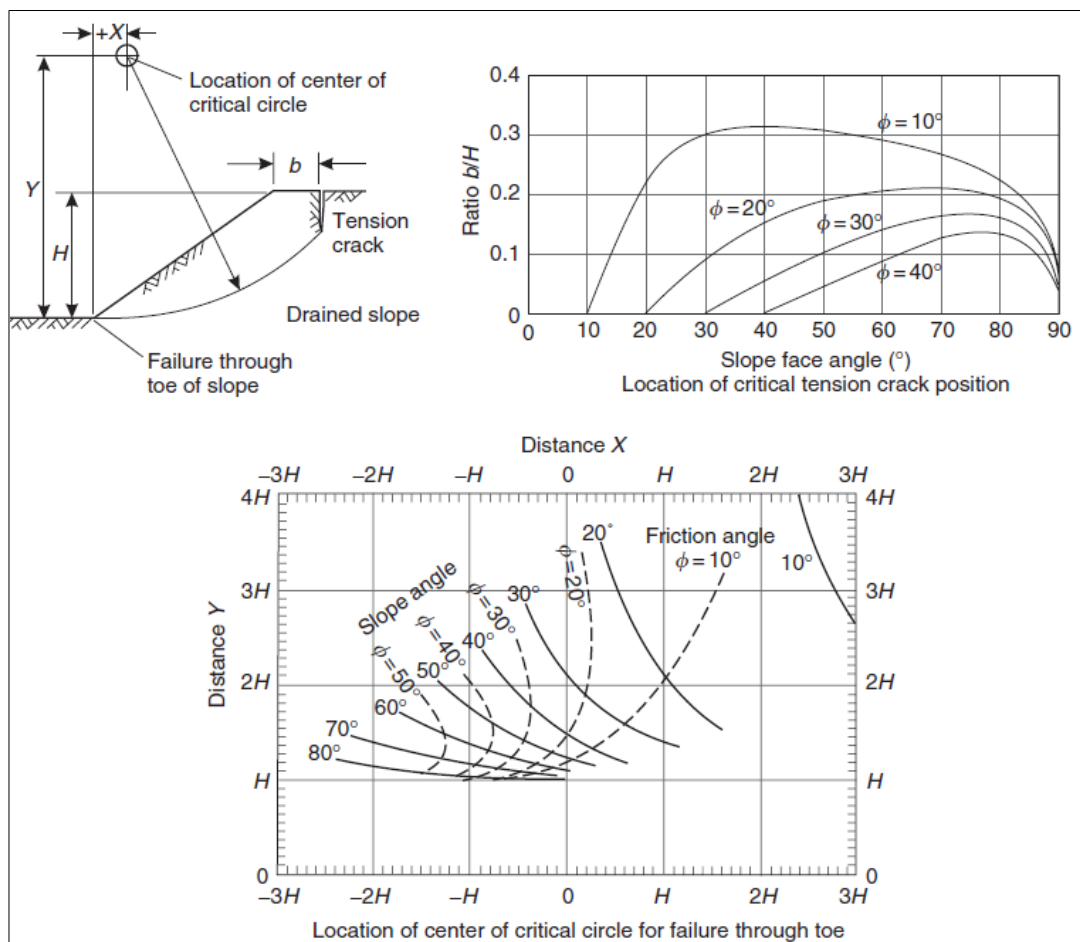


Διάγραμμα 3. 9: Νομογράφημα κυκλικής αστοχίας Νο 5 - Πλήρως Κορεσμένο Πρανές.

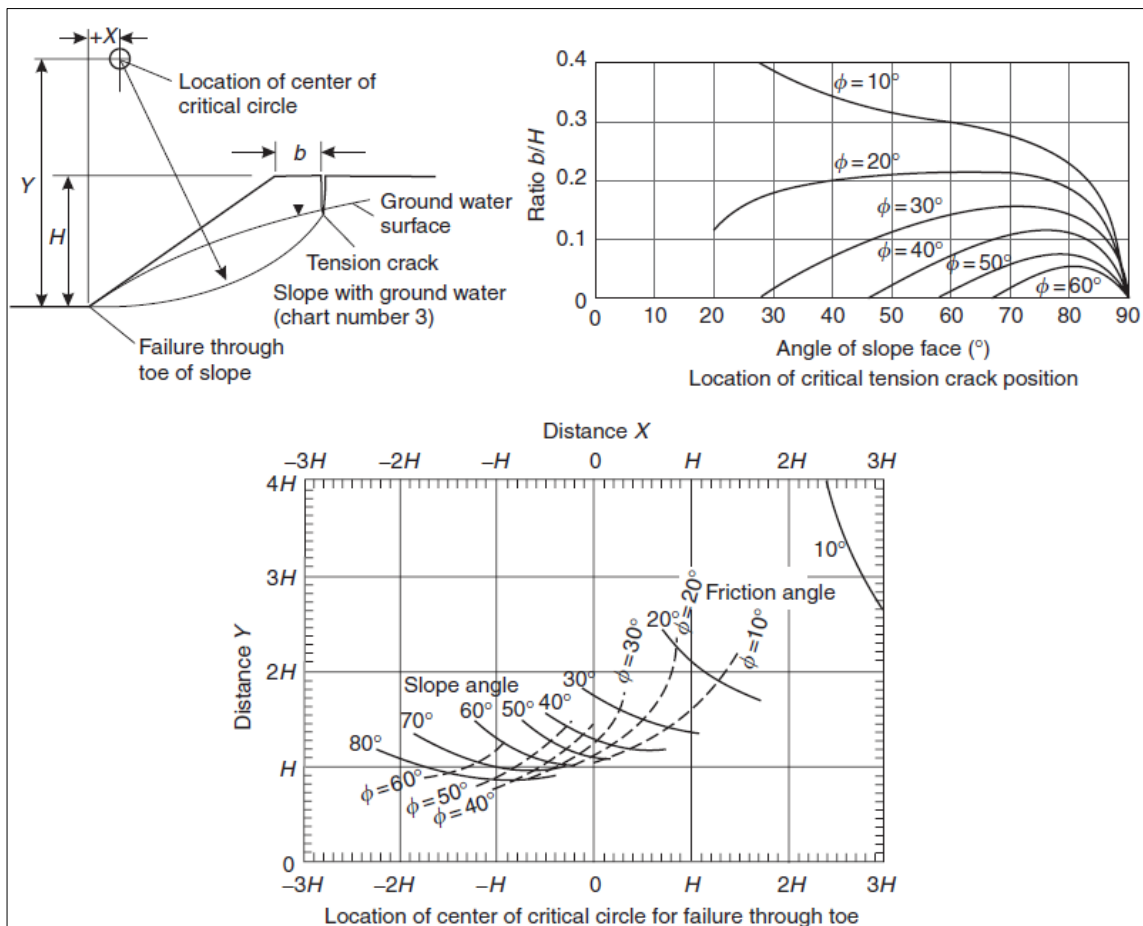
Συμπληρωματικά, για τον ορισμό της θέσης του κύκλου ολίσθησης και της εφελκυστικής ρωγμής έχουν προταθεί δύο νομογραφήματα (Σχήματα 3.18, 3.19), ένα για αποστραγγισμένο πρανές και ένα για πρανές με παρουσία νερού. Τα νομογραφήματα είναι μόνο δύο καθώς η γνώση της παρουσίας του υπόγειου νερού αρκεί και δεν είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του εύρους της επιφάνειας διατάραξης.

Απαραίτητες γνώσεις για τον πλήρη ορισμό του κύκλου ολίσθησης είναι η ακτίνα, R , και η θέση του κέντρου περιστροφής, βάσει του οποίου χαράσσεται ο κύκλος. Ενώ, για τον ορισμό της θέσης της εφελκυστικής ρωγμής απαιτείται η γνώση της απόστασής της από το χείλος του πρανού. Επισημαίνεται ότι ως εφελκυστική ρωγμή ορίζεται η ρωγμή που ανοίγει στη στέψη της ολίσθησης λόγω των εφελκυστικών, και όχι των διατμητικών, τάσεων που αναπτύσσονται στη συγκεκριμένη θέση.

Η γνώση των στοιχείων αυτών είναι απαραίτητη για το σχεδιασμό των μέτρων προστασίας και αντιστήριξης του πρανού. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι η θέση της επιφάνειας αστοχίας καθορίζει το μήκος των αγκυρίων ή των πασσάλων που θα εφαρμοστούν για την αντιστήριξη του πρανού. Ενώ ο όγκος του ολισθαίνοντος τεμαχίου θα καθορίσει το σχεδιασμό του τοίχου βαρύτητας.



Σχήμα 3. 18: Νομογράφημα προσδιορισμού της θέσης της επιφάνειας αστοχίας και της εφελκυστικής ρωγμής σε αποστραγγισμένο πρανές.



Σχήμα 3. 19: Νομογράφημα προσδιορισμού της θέσης της επιφάνειας αστοχίας και της εφελκυστικής ρωγμής σε πρανές με παρουσία υπόγειου νερού.

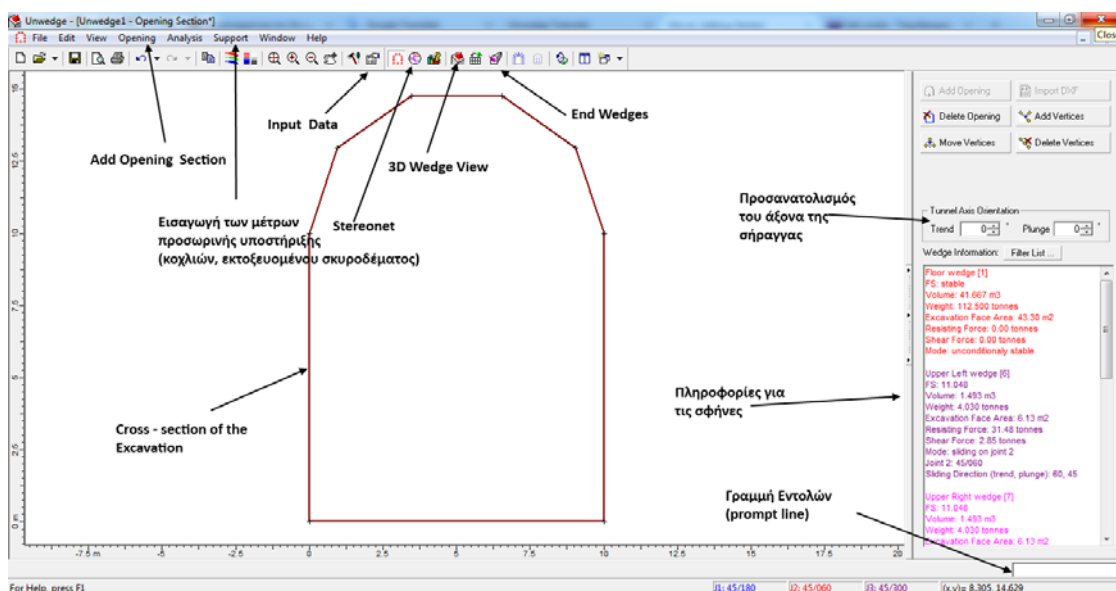
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΒΡΑΧΟΣΦΗΝΩΝ ΣΕ ΥΠΟΓΕΙΑ ΕΚΣΚΑΦΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ UNWEDGE

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ UNWEDGE

Για την ανάλυση της γεωμετρίας και της ευστάθειας σφηνών οι οποίες διαμορφώνονται από ένα σύστημα τεμνόμενων ασυνεχειών σε μία βραχώμαζα η οποία περιβάλλει έναν υπόγειο χώρο εκσκαφής, χρησιμοποιείται το λογισμικό UNWEDGE του τμήματος Rock Engineering του Πανεπιστημίου του Toronto. Η γεωμετρία της εκσκαφής μπορεί να έχει δημιουργηθεί από πριν με τη βοήθεια του AUTOCAD™ και να εισαχθεί στο λογισμικό με τη μορφή αρχείου DXF (Import section from a dxf file). Διαφορετικά, μπορεί να εισαχθούν οι συντεταγμένες της διατομής (Opening → Add Opening Section) στην γραμμή εντολών (prompt line) στο κάτω μέρος δεξιά της οθόνης.

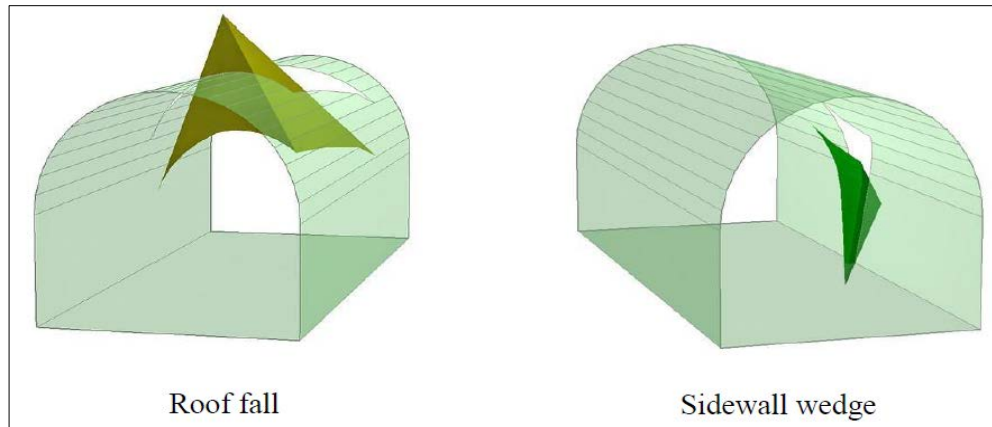
Το πρόγραμμα βασίζεται στη θεώρηση ότι οι σφήνες ορίζονται από τρία επίπεδα ασυνεχειών και φέρουν μόνο το ίδιο βάρος τους. Η επίλυση παρέχει το βάρος και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σφήνας καθώς και τον συντελεστή ασφάλειας έναντι ολίσθησης. Σημειώνεται ότι δεν υπολογίζονται στην ανάλυση διαδοχικές ολισθήσεις σφηνών, αλλά ολισθαίνει μία σφήνα κάθε φορά. Επίσης γίνεται η παραδοχή ότι οι μετακινήσεις λαμβάνουν χώρα επί των ασυνεχειών και ότι οι σφήνες κινούνται ως άκαμπτα σώματα χωρίς εσωτερική παραμόρφωση ή ρηγματώση.

Στην παρακάτω Εικόνα 4.1, απεικονίζεται το γραφικό περιβάλλον του λογισμικού και τέλος, να αναφερθεί ότι παρέχεται η δυνατότητα προσομοίωσης μέτρων προσωρινής υποστήριξης με τη μορφή ηλώσεων ή εκτοξευμένου σκυροδέματος δίνοντας την αντίστοιχη βελτίωση στο συντελεστή ασφάλειας.



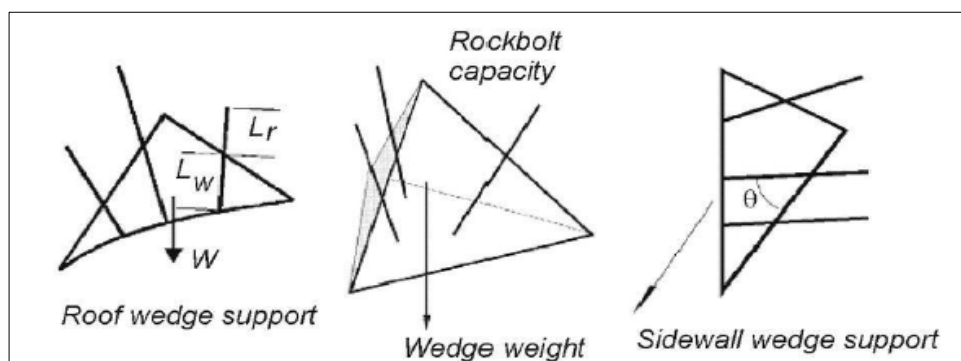
Εικόνα 4. 1: Γραφικό περιβάλλον του λογισμικού UNWEDGE.

Σε σήραγγες οι οποίες διανοίγονται σε τεμαχισμένη βραχομάζα σε σχετικά μικρό βάθος, οι πιο συνηθισμένοι τύποι αστοχίας είναι εκείνοι που περιλαμβάνουν καταπτώσεις σφηνών από την οροφή (roof fall) ή ολίσθηση τους από τα πλευρικά τοιχώματα (sidewall wedge) των υπόγειων ανοιγμάτων (Εικόνα 4.2). Αυτές οι σφήνες που σχηματίζονται από τεμνόμενα επίπεδα ασυνεχειών, όπως τα επίπεδα στρώσεως και οι διακλάσεις, διαχωρίζουν τη βραχομάζα σε διακριτά αλλά αλληλοσυνδεόμενα ογκοτεμάχια.



Εικόνα 4. 2: Σχηματιζόμενες σφήνες στην οροφή και στα πλευρικά τοιχώματα του ανοίγματος.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, το λογισμικό UNWEDGE παρέχει τη δυνατότητα προσθήκης ενός συστήματος υποστήριξης των σφηνών που σχηματίζονται περιμετρικά στα τοιχώματα της σήραγγας με την προσθήκη ενός κάναβου ηλώσεων και χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Στην Εικόνα 4.3 φαίνεται ο μηχανισμός υποστήριξης με χρήση ηλώσεων (rockbolts).



Εικόνα 4. 3: Μηχανισμός υποστήριξης με ηλώσεις για σφήνες στην οροφή και στα πλευρικά τοιχώματα των σήραγγων.

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, όπως αναφέρθηκε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την πρόσθετη στήριξη των σφηνών σε τεμαχισμένη βραχομάζα και μπορεί να είναι πολύ αποτελεσματικό εάν εφαρμοστεί σωστά. Είναι σημαντικό να εξασφαλιστεί καλή σύνδεση της στρώσης του εκτοξευόμενου

σκυροδέματος με την επιφάνεια του πετρώματος προκειμένου να αποφευχθεί η μείωση της ικανότητας υποστήριξης.

Το μειονέκτημα στη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος για την υποστήριξη των σφηνών είναι ότι η αντοχή του είναι μικρή κατά τη στιγμή της εφαρμογής του και απαιτείται μία περίοδος αρκετών ημερών μέχρι να αποκτήσει την μέγιστη αντοχή του. Επομένως, σε περίπτωση σφηνών που απαιτούν άμεση στήριξη, η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος για βραχυπρόθεσμη σταθεροποίηση είναι σαφώς ακατάλληλη. Ωστόσο, εάν ένας ελάχιστος αριθμός ηλώσεων βράχου τοποθετηθεί για να εξασφαλίσει την προσωρινή σταθερότητα της βραχώμαζας, τότε ένα στρώμα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα θα παράσχει πρόσθετη ασφάλεια μακροπρόθεσμα.

Γενικά τα βήματα που απαιτούνται για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος της αστοχίας των σφηνών είναι τα εξής:

- Καθορισμός της μέσης κλίσης και της διεύθυνσης κλίσης των σημαντικότερων οικογενειών ασυνεχειών.
- Προσδιορισμός των ενδεχόμενων σφηνών που μπορούν να ολισθήσουν ή να πέσουν από την οροφή ή τους τοίχους.
- Υπολογισμός του συντελεστή ασφάλειας αυτών των σφηνών, ανάλογα με τον τρόπο αστοχίας τους.
- Υπολογισμός της ποσότητας του σπλισμού που απαιτείται για την βελτίωση του συντελεστή ασφάλειας των μεμονωμένων σφηνών έως ένα αποδεκτό επίπεδο.

Στη συνέχεια ακολουθεί ένα παράδειγμα πιθανής ολίσθησης σφήνας από τα τοιχώματα υπόγειου ορθογώνιου ανοίγματος.

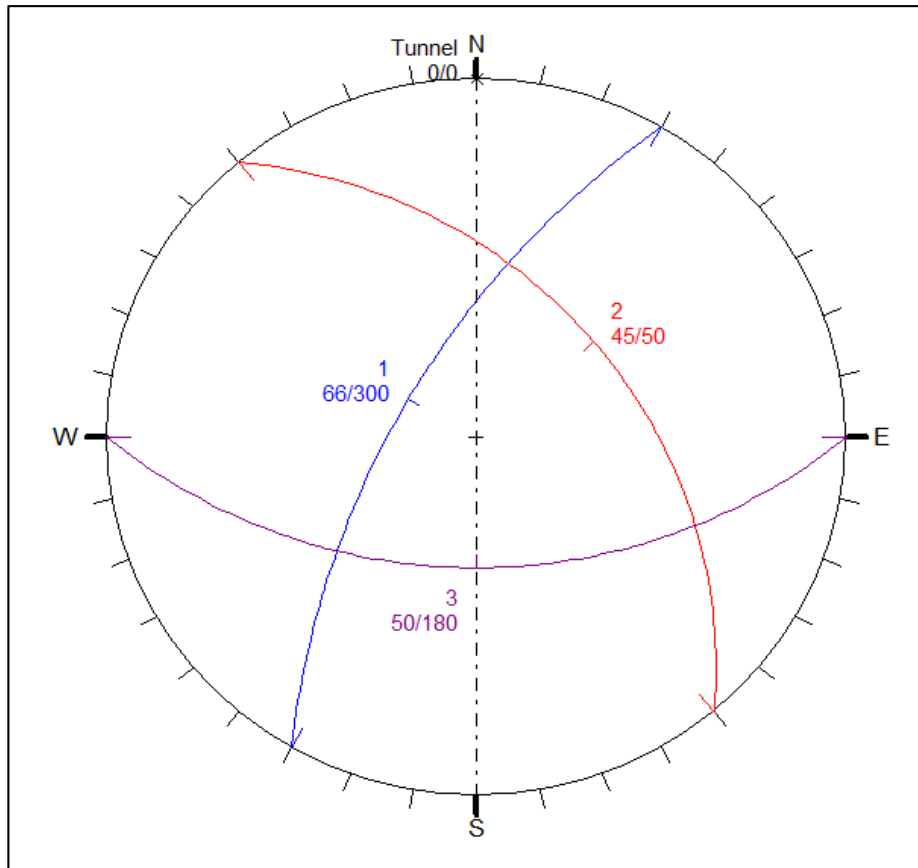
4.2 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

Έστω σήραγγα τετραγωνικής διατομής με ύψος 10m και πλάτος 10m, της οποίας άξονας έχει βύθιση 0° και διεύθυνση 000° . Η σήραγγα ορύσσεται σε ασυνεχές πέτρωμα μοναδιαίου βάρους 0.026 MN/m^3 και διασχίζεται από τρία συστήματα ασυνεχειών, οι προσανατολισμοί των οποίων φαίνονται στον Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4. 1: Προσανατολισμοί οικογενειών ασυνεχειών.

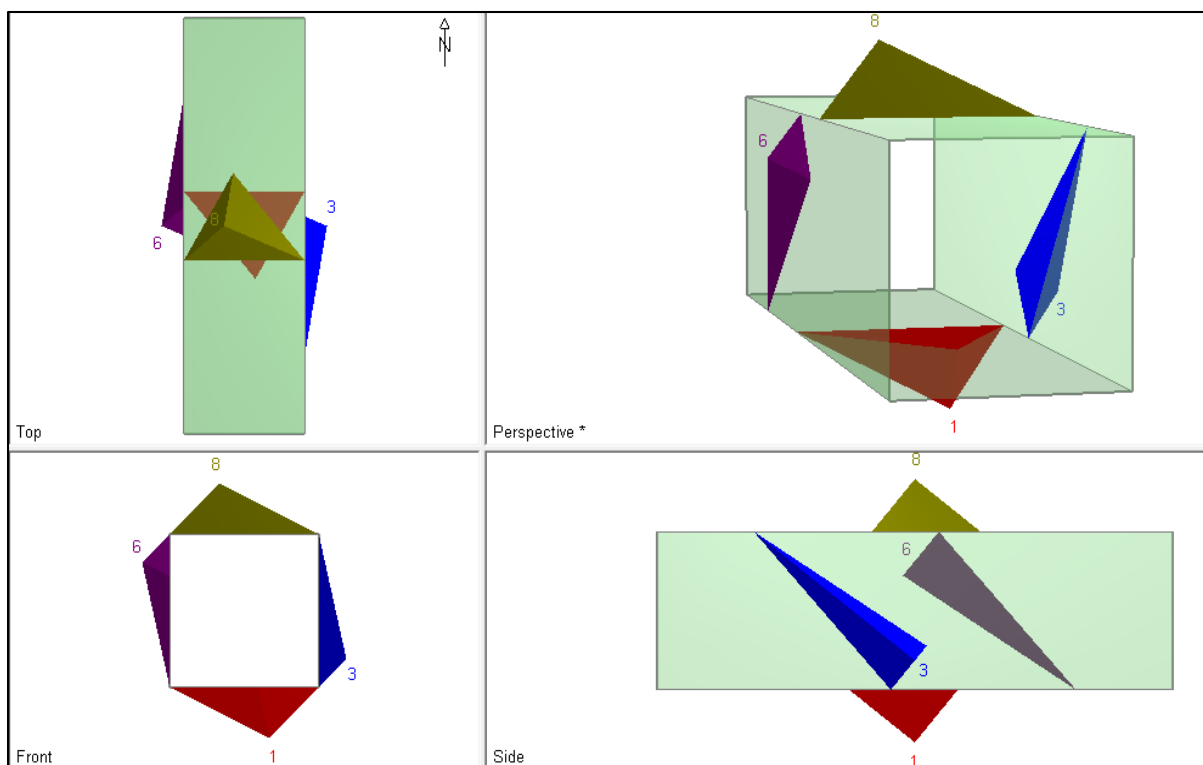
Οικογένεια	Κλίση ($^\circ$)	Διεύθυνση Κλίσης ($^\circ$)
J1	66	300
J2	45	50
J3	50	180

Με βάση τα δεδομένα του προσανατολισμού του άξονα της σήραγγας και των τριών συστημάτων ασυνεχειών, κατασκευάζεται η στερεογραφική προβολή αυτών (Σχήμα 4.1). Η βύθιση της σήραγγας παρουσιάζεται με σταυρό με αυτό το σχήμα, ενώ η προβολή αυτής με διακεκομμένη γραμμή.



Σχήμα 4. 1: Στερεογραφική προβολή των τριών οικογενειών ασυνεχειών.

Έπειτα από την εισαγωγή των δεδομένων στο λογισμικό UNWEDGE, το πρόγραμμα υπολογίζει τις μεγαλύτερες δυνατές σφήνες που μπορεί να σχηματισθούν και να ολισθήσουν εντός της εκσκαφής, το βάρος και το όγκο της καθεμίας, τον συντελεστή ασφάλειας, τον τρόπο αστοχίας και πολλές ακόμη παραμέτρους οι οποίες είναι διαθέσιμες. Στην Εικόνα 4.4 φαίνονται σε τριδιάστατη μορφή οι σφήνες που σχηματίζονται για το ανώτερο παράδειγμα.



Εικόνα 4. 4: Παρουσίαση πιθανών σφηνών στα τοιχώματα (6,3), στην οροφή (8) και στο δάπεδο (1) της σήραγγας σε τρισδιάστατη μορφή σε 4 – όψεις.

4.2.1 Ντετερμινιστική Ανάλυση

Ένας παραδοσιακός συντελεστής ασφάλειας FS προκύπτει με την ντετερμινιστική μέθοδο, ενώ εξετάζονται δύο περιπτώσεις συστημάτων ασυνεχειών, μία περίπτωση όπου οι ασυνέχειες είναι λείες με μηδενική συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής ίση με 40° και μία δεύτερη περίπτωση τραχείας ασυνέχειας με $\phi_r = 30^\circ$, $i = 10^\circ$, $JRC_n = 10$ και $JCS_n = 100\text{MPa}$.

1. Περίπτωση λείας επιφάνειας ασυνέχειας με μηδενική συνοχή ($c = 0$) και $\phi = 40^\circ$.

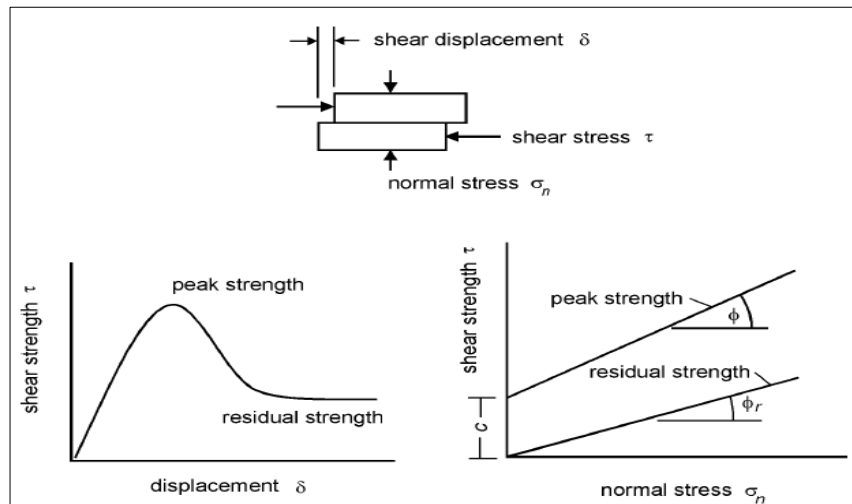
Η διατμητική αντοχή του πετρώματος εξαρτάται από δύο παράγοντες:

- Τη βασική γωνία τριβής που προσδιορίζεται σε λεία επιφάνεια του πετρώματος και είναι γενικά ίση με τη παραμένουσα διατμητική αντοχή των ασυνεχειών και εξαρτάται κυρίως από την ορυκτολογική σύσταση του πετρώματος.
- Την τραχύτητα που παρουσιάζουν οι επιφάνειες των ασυνεχειών και έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη μια φαινόμενης συνοχής ή την αύξηση της γωνίας τριβής των ασυνεχειών.

Αν σ_n είναι η ορθή τάση που εφαρμόζεται στην επιφάνεια μίας ασυνέχειας, c είναι η φαινόμενη συνοχή και ϕ η γωνία τριβής, τότε το κριτήριο Mohr-Coulomb δίνει την αντοχή σε διάτμηση μίας ασυνέχειας και είναι:

$$\tau = c + \sigma_n \tan\phi$$

Το κριτήριο αυτό παραδέχεται μία γραμμική σχέση μεταξύ της διατμητικής αντοχής και της γωνίας τριβής (Εικόνα 4.4). Στο λογισμικό UNWEDGE, υπάρχουν τρεις επιλογές κριτηρίων (Mohr - Coulomb, Barton – Bandis και Power Curve) ανάλογα με τα δεδομένα που είναι διαθέσιμα και για το εάν γίνεται λόγος για λεία ή τραχεία ασυνέχεια.



Εικόνα 4. 5: Πείραμα διάτμησης ασυνεχειών – Κριτήριο Mohr - Coulomb.

Στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για την κάθε σφήνα.

Πίνακας 4. 2: Υπολογισμός των χαρακτηριστικών της εκάστοτε βραχοσφήνα.

	Συντελεστής Ασφάλειας (FS)	Βάρος Σφήνας (MN)	Όγκος Σφήνας (m ³)	Τρόπος Αστοχίας	Κατεύθυνση Ολίσθησης
Left Side Wedge (6)	0.839	0.386	14.839	Ολίσθηση στην J2	050/45
Right Side Wedge (3)	1.588	0.386	14.839	Ολίσθηση στην τομή των J1/J3	230/37
Floor Wedge (1)	∞	1.017	39.117	stable	-
Roof Wedge (8)	0.000	1.907	39.177	falling wedge	000/90

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του λογισμικού UNWEDGE, έχουμε την δημιουργία πιθανών σφηνών στα τοιχώματα της σήραγγας, στην οροφή και στο δάπεδο. Οι σφήνες που σχηματίζονται στο αριστερό τοίχωμα της σήραγγας (Wedge [6]) και στην οροφή (Wedge [8]) φαίνεται να είναι επιρρεπείς έναντι ολίσθησης και κατάπτωσης αντίστοιχα από τα τοιχώματα της σήραγγας, καθώς προέκυψε ένας συντελεστή ασφάλειας μικρότερος της μονάδας.

2. Περίπτωση τραχείας επιφάνειας ασυνέχειας με $\phi_r = 30^\circ$, $i = 10^\circ$, $JRC_n = 10$ και $JCS_n = 100\text{MPa}$.

Το κριτήριο Mohr-Coulomb αδυνατεί να περιγράψει με ακρίβεια τη μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών, καθώς οι επιφάνειες τους σπάνια είναι λείες και η αντοχή τους είναι μία μη γραμμική συνάρτηση με τη γωνία τριβής. Η επίδραση της τραχύτητας των ασυνεχειών στη διατμητική αντοχή αυτών, για πρώτη φορά τονίσθηκε από τον Patton (1966) ο οποίος έδειξε ότι η μέγιστη διατμητική αντοχή (Peak Shear Strength) τραχείων επιφανειών πετρώματος ακολουθεί τη σχέση:

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi + i)$$

όπου:

- σ_n : η ορθή τάση
- φ ($^\circ$): βασική γωνία τριβής λείων επιφανειών
- i ($^\circ$): η μέση κλίση των «δοντιών» της ασυνέχειας, που εκφράζει τη τραχύτητα της επιφάνειας αυτής του πετρώματος (γωνία τραχύτητας)

Μία άλλη εμπειρική σχέση για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής των επιφανειών του πετρώματος, προτάθηκε από τον Barton (1971), έπειτα από δοκιμές σε τεχνητές επιφάνειες τραχείων ασυνεχειών:

$$\tau = \sigma_n \tan\left[JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi_b \right]$$

Όπου,

- σ_n : η ορθή τάση
- φ_b ($^\circ$): βασική γωνία τριβής λείων επιφανειών
- i ($^\circ$): η γωνία τραχύτητας
- JRC : συντελεστής τραχύτητας
- JCS (MPa): η αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη των τοιχωμάτων των ασυνεχειών

Ωστόσο η τραχύτητα φαίνεται να εξαρτάται από την κλίμακα της πειραματικής δοκιμής. Οι τιμές των JRC και JCS μειώνονται με την αύξηση της κλίμακας, δηλαδή με το πραγματικό εύρος της ασυνέχειας, σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις Barton and Bandis (1982):

$$JRC_n = JRC_0 \frac{L_n^{-0.02 \cdot JRC_0}}{L_0} \qquad JCS_n = JCS_0 \frac{L_n^{-0.03 \cdot JRC_0}}{L_0}$$

Όπου JCS_0 , JRC_0 και L_0 αναφέρονται σε δείγματα των 100mm ενώ JCS_n , JRC_n και L_n στις επί τόπου διαστάσεις των βραχωδών τεμαχιών. Επομένως, το κριτήριο Barton and Bandis διατυπώνεται ως εξής:

$$\tau = \sigma_n \tan\left[JRC_n \log_{10} \frac{JCS_n}{\sigma_n} + \varphi_r \right]$$

όπου φ_r η παραμένουσα γωνία τριβής.

Στον Πίνακα 4.3 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για την εκάστοτε σφήνα.

Πίνακας 4. 3: Υπολογισμός των χαρακτηριστικών της εκάστοτε βραχοσφήνα.

	Συντελεστής Ασφάλειας (FS)	Βάρος Σφήνας (MN)	Όγκος Σφήνας (m ³)	Τρόπος Αστοχίας	Κατεύθυνση Ολίσθησης
Left Side Wedge (6)	2.569	0.386	14.839	Ολίσθηση στην J2	230/37
Right Side Wedge (3)	4.476	0.386	14.839	Ολίσθηση στην τομή των J1/J3	050/45
Floor Wedge (1)	∞	1.017	39.117	stable	-
Roof Wedge (8)	0.000	1.907	39.177	falling wedge	000/90

Παρομοίως με την προηγούμενη περίπτωση, έχουμε την δημιουργία τεσσάρων πιθανών σφηνών περιμετρικά στη σήραγγα. Μόνο η σφήνα Wedge [8], η οποία σχηματίζεται στην οροφή της σήραγγας, έχει χαμηλό συντελεστή ασφάλειας ($FS < 1$) και η συγκράτηση αυτής μπορεί να γίνει με χρήση ηλώσεων ή/και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Γενικά, στην περίπτωση των τραχείων επιφανειών των ασυνχειών, προκύπτουν αυξημένοι συντελεστές ασφάλειας σε σχέση με την πρώτη περίπτωση, καθώς η δύναμη αντίστασης του ογκοτεμάχου βραχώμαζας που σχηματίζεται στην εκάστοτε περίπτωση είναι αυξημένη.

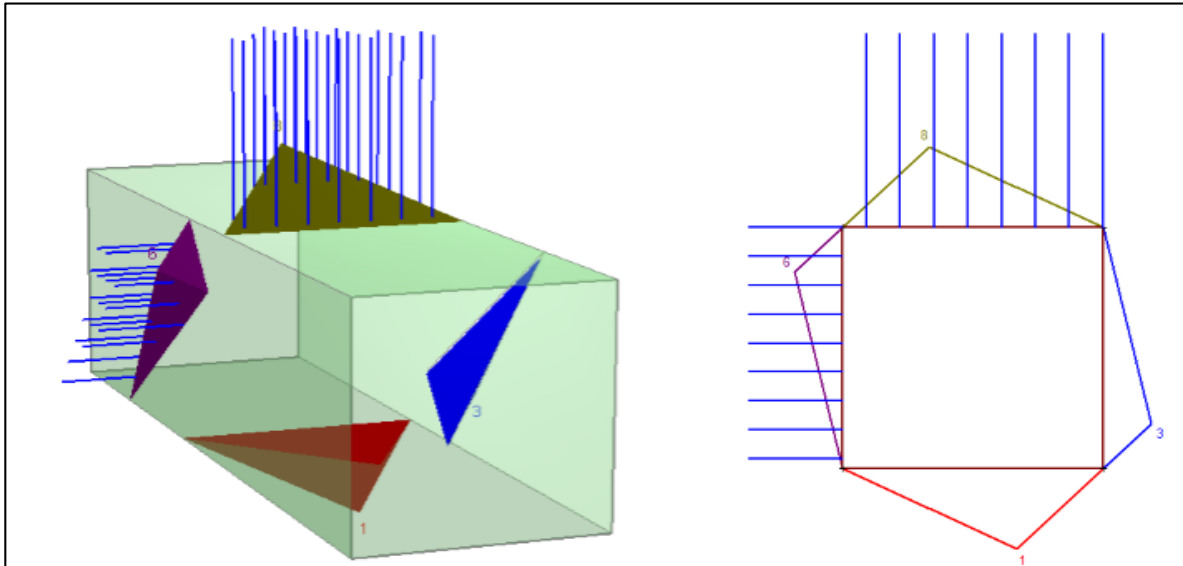
4.2.2 Μέτρα υποστήριξης για τον έλεγχο έναντι αστοχίας των σφηνών

Ένα ιδιαίτερο χαρακτηριστικό της σφηνοειδούς ολίσθησης σε τεμαχισμένη βραχώμαζα είναι ότι πολύ λίγη κίνηση παρατηρείται στη βραχώμαζα πριν από την αστοχία της σφήνας. Στην περίπτωση της κατάρπτωσης μίας σφήνας οροφής, η αστοχία μπορεί να συμβεί μόλις η βάση της σφήνας είναι πλήρως εκτεθειμένη από την εκσκαφή του ανοιγματος. Για σφήνες στο πλευρικό τοίχωμα της σήραγγας, ολίσθηση λίγων χιλιοστών κατά μήκος ενός επιπέδου ή της γραμμής τομής των δύο επιπέδων είναι γενικά επαρκής για να υπερνικήσει την διατμητική αντοχή αυτών των επιφανειών. Αυτό υπαγορεύει ότι η κίνηση κατά μήκος των επιφανειών πρέπει να ελαχιστοποιηθεί. Κατά συνέπεια, το σύστημα υποστήριξης πρέπει να παρέχει μία «άκαμπτη» αντίδραση στην κίνηση. Αυτό σημαίνει ότι μια εσωτερική ενίσχυση του πετρώματος θα πρέπει να εφαρμοστεί, με ένα σύστημα παθητικών ηλώσεων, ικανών να παραλάβουν σημαντικές εφελκυστικές ή διατμητικές δυνάμεις γύρω από το άνοιγμα του πετρώματος, για την αποφυγή αστοχίας μεμονωμένων όγκων.

Από την ανάλυση των αποτελεσμάτων, ένας χαμηλός συντελεστής ασφάλειας προκύπτει για τη βραχοσφήνα στο αριστερό τοίχωμα και τη βραχοσφήνα της οροφής, για την περίπτωση των λείων συστημάτων ασυνχειών με γωνία εσωτερικής τριβής $\phi=40^\circ$. Επομένως κρίνεται αναγκαία η εφαρμογή ενός συστήματος σποραδικών ηλώσεων για την στήριξη των σφηνών. Όπως έχει

αναφερθεί, το λογισμικό UNWEDGE παρέχει τη δυνατότητα προσθήκης ενός κάρναβου ηλώσεων και χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος, προκειμένου να αυξήσει τον συντελεστή ασφάλειας των σφηνών.

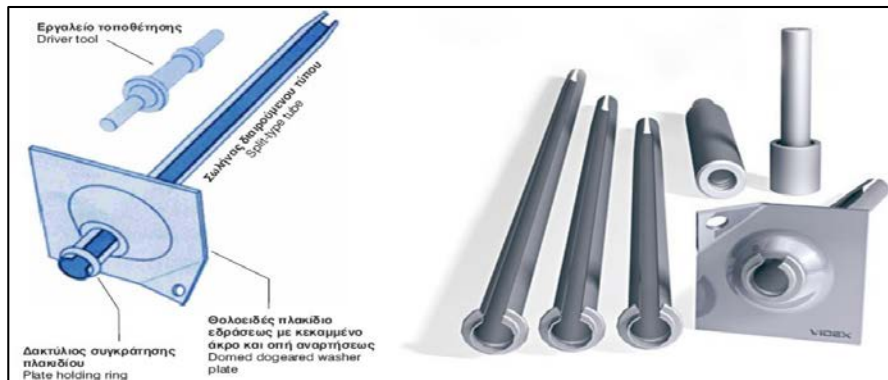
Για τις περιπτώσεις των Σφηνών [6] και [8], έγινε χρήση παθητικών ήλων (διαμήκων ράβδων) σε ολόσωμη επαφή με το πέτρωμα (Εικόνα 4.6). Για την ακρίβεια, χρησιμοποιήθηκαν ήλοι ολόσωμης σύζευξης δια τριβής, τύπου split-set για το αριστερό τοίχωμα της σήραγγας (Wedge [6]) και τύπου Swellex για την οροφή (Wedge [8]) (Εικόνα 4.6).



Εικόνα 4. 6: Υποστήριξη των σφηνών έναντι αστοχίας με χρήση παθητικών ήλων (διαμήκων ράβδων) σε ολόσωμη επαφή με το πέτρωμα.

Ο μηχανισμός λειτουργίας των ηλώσεων δια τριβής βασίζεται στην ανάπτυξη δυνάμεων τριβής, λόγω της άσκησης ακτινικών πιέσεων κατά τη διόγκωση του σωλήνα και της μηχανικής αλληλεμπλοκής του με τα τοιχώματα της οπής. Η αποτελεσματικότητα της αγκύρωσης αυξάνεται σε περίπτωση μικρομετακινήσεων των τεμαχών της βραχώμαζας κατά μήκος των ασυνχειών, ενώ το φορτίο από το πέτρωμα μεταφέρεται απευθείας, χωρίς την παρεμβολή βοηθητικών μέσων όπως το ένεμα του οποίου η ποιότητα δύσκολα ελέγχεται. Βασικό πλεονέκτημα των ηλώσεων του τύπου αυτού, είναι ότι μπορούν να τοποθετηθούν εύκολα σε όλες τις ποιότητες βραχώμαζας και αναλαμβάνουν φορτία πολύ γρήγορα (Κούκης & Σαμπατακάκης, 2007).

Ο ήλος τύπου split-set φέρει χαλύβδινο μεταλλικό σωλήνα με διαμήκη σχισμή που διογκώνεται με την εφαρμογή πίεσης. Το ελεύθερο άκρος του, μέσω πλάκας διανομής, στερεώνεται στα στοιχεία της άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Παρασκευάζεται σε μήκη από 0.9 έως 3.6m, σε διαμέτρους προ της εισαγωγής 33, 39 και 46mm, και με μέσες αντοχές σε θραύση $109 \div 163$ kN (Εικόνα 4.7).



Εικόνα 4. 7: Ήλος τριβής τύπου split-set (Α. Σοφιανός).

Ο ήλος τύπου Swellex αποτελείται από σωληνωτό στέλεχος όλκιμου χάλυβα υψηλής αντοχής που επιτρέπει σημαντική παραμόρφωση χωρίς απώλεια αντοχής, από διαμόρφωση στο εσωτερικό άκρο, και πλάκα και εξωτερική βαλβίδα στο εξωτερικό άκρο. Έχει διάμετρο $41 \div 54 \text{mm}$, αλλά διαμορφώνεται διπλωμένος σε μικρότερη διάμετρο $26 \div 36 \text{mm}$, ώστε να μπορεί να εισάγεται σε διάτρημα διαμέτρου 35 έως 51mm χωρίς δύναμη ώθησης (Εικόνα 4.8). Η λειτουργία του συνίσταται στην ανάληψη εφελκυστικών δυνάμεων στο ελεύθερο άκρο του και στην ενίσχυση του πετρώματος με τις τάσεις συμπίεσης και τριβής. Είναι κατάλληλος για μέτρια έως ισχυρά πετρώματα, και είναι αποτελεσματικός στην συγκράτηση διαμορφούμενων σφηνών σε σκληρές βραχομάζες λόγω της άμεσης δράσης του (Σοφιανός, 2010).



Εικόνα 4. 8: Ήλος τύπου Swellex.

Πριν γίνει η εισαγωγή του κάναβου αγκυρίων με το λογισμικό UNWEDGE, πρώτα εντοπίστηκε το μέγιστο ύψος της εκάστοτε σφήνας, ώστε να υπάρχει μία ιδέα για το μήκος των αγκυρίων που θα επιλεγεί. Στον Πίνακα 4.4 που ακολουθεί, διακρίνονται τα χαρακτηριστικά του σχεδιασμού υποστήριξης με τετραγωνικό κάναβο αγκυρίων καθώς και η βελτίωση του συντελεστή ασφαλείας έπειτα από αυτή. Παρατηρείται μία σημαντική αύξηση και στους δύο συντελεστές ασφαλείας, ενώ για περαιτέρω ενίσχυση της ευστάθειας των σφηνών μπορεί να γίνει χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Πίνακας 4. 4: Επιρροή του κάναβου αγκυρίων στην υποστήριξη των σφηνών και τα χαρακτηριστικά του.

	Wedge [6] (τοιχώμα)	Wedge [8] (οροφή)
FS (no support)	0.839	0.000
FS (support)	1.456	1.498
Βάρος Σφήνας (KN)	386	1017
Χαρακτηριστικά Κάναβου		
Τύπος Ήλωσης	split-set	Swellex
Κάναβος $s_c \times s_l$	1.2m x 1.2m	1.3m x 1.3m
Φορτίο Εξόλκευσης (KN)	100	100
Μήκος Αγκυρίων (m)	3.6	8
Αριθμός Αγκυρίων (που χρησιμοποιήθηκαν στην κάθε σφήνα)	16	24

4.3 ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7

Κατά τον έλεγχο έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας του EN 1997, ελέγχεται η ισχύς της ανισώσεως:

$$E_d \leq R_d$$

και η μέθοδος ελέγχου κατά τον EC7 απαιτεί η τιμή σχεδιασμού της δράσης (E_d) να μην υπερβαίνει την τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης (R_d).

Η τιμή σχεδιασμού της έντασης (E_d) μπορεί να υπολογισθεί με τους εξής εναλλακτικούς τρόπους:

$$E_d = E (F_d, X_d) = E (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M)$$

$$\text{ή } E_d = \gamma_E E (F_k, X_k)$$

Ενώ ο υπολογισμός της τιμής σχεδιασμού της αντίστασης (R_d), γίνεται με τις σχέσεις:

$$R_d = R (F_d, X_d) = R (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M)$$

$$\text{ή } R_d = (1 / \gamma_R) R (\gamma_F F_k, X_k)$$

Για τη χαρακτηριστική τιμή της ενεργού γωνίας τριβής ϕ_{ak} εισέρχεται ένας επιμέρους συντελεστής επί των εδαφικών παραμέτρων (γ_M) και συμβολίζεται με γ_ϕ . Επιπλέον, για τους επιμέρους συντελεστές επί των δράσεων (γ_F) ή επί των αποτελεσμάτων των δράσεων (γ_E) ανάλογα αν η μόνιμη δράση είναι δυσμενής (unfavourable) ή ευμενής (favourable), χρησιμοποιούνται οι συντελεστές γ_G και $\gamma_{G,fav}$ αντίστοιχα. Τέλος, κατά τον υπολογισμό της αντίστασης R_d , υπεισέρχεται ένας επιμέρους συντελεστής αντίστασης γ_R .

Κατά το EN 1997-1 περιγράφονται τρεις εναλλακτικοί Τρόποι Ανάλυσης (Design Approach) για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου GEO. Οι τρόποι αυτοί διαφοροποιούνται στη μέθοδο με την οποία διανέμονται οι επιμέρους συντελεστές μεταξύ των δράσεων, αποτελεσμάτων των δράσεων, ιδιοτήτων των υλικών και αντιστάσεων (Πίνακας 4.5).

Πίνακας 4. 5: Επιμέρους συντελεστές που χρησιμοποιούνται στους τρεις εναλλακτικούς Τρόπους Ανάλυσης (DA) για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου GEO κατά τον EC7.

Ομάδα Συντελεστών	DA-1		DA-2	DA-3	
	Συνδυασμός 1	Συνδυασμός 2			
A1 ή A2	γ_G	1.35	1.00	1.35	1.00
	$\gamma_{G,fav}$	1.00	1.00	1.00	1.00
M1 ή M2	γ_ϕ	1.00	1.25	1.00	1.25
R1 ή R2 ή R3	γ_R	1.00	1.00	1.10	1.00
Συνδυασμοί		A1 +M1+R1	A2 +M2+R1	A1 +M1+R2	(A1 ή A2) + M2 + R3

Οι Τρόποι Ανάλυσης κατά τον Ευρωκώδικα 7 περιλαμβάνουν τις ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων (A), υλικών (M) και αντιστάσεων (R). Συγκεκριμένα η ομάδα συντελεστών A1 εφαρμόζεται προκειμένου να υπολογισθούν οι δράσεις εκ της ανωδομής, ενώ η ομάδα A2 για τις δράσεις που επηρεάζονται από τις εδαφικές παραμέτρους. Η ομάδα συντελεστών M1 εφαρμόζεται προκειμένου να υπολογισθεί η αντοχή των πασσάλων, ενώ η M2 εφαρμόζεται στην περίπτωση όπου οι εδαφικές ιδιότητες επηρεάζουν το μέγεθος δυσμενών φορτίων. Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών δίνονται στους Πίνακες 2.6, 2.7 και 2.13 στην Ενότητα 2 της παρούσας εργασίας.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας εφαρμόζονται για όλους τους συνδυασμούς για το παράδειγμα που παρουσιάστηκε στη Ενότητα 4.2 και τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται στον Πίνακα 4.6. Να σημειωθεί ότι κατά το Εθνικό Προσάρτημα που ισχύει στην Ελλάδα, εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3) στον έλεγχο των γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας τύπου ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων χωρίς ή με δομικά στοιχεία αντιστήριξης.

Πίνακας 4. 6: Συντελεστής ασφάλειας χρησιμοποιώντας τους τρεις εναλλακτικούς Τρόπους Ανάλυσης (DA) για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου GEO κατά τον EC7.

		DA-1		DA-2	DA-3
		Comb. 1	Comb. 2		
Wedge [6]	Support	1.225	1.181	1.161	1.232
	Ποσοστό μείωσης του FS κατά EC7 από τον παραδοσιακό FS	15.87%	18.89%	20.26%	15.38%
Wedge [3]	No Support	1.588	1.270	1.444	1.270
	Ποσοστό μείωσης του FS κατά EC7 από τον παραδοσιακό FS	0%	20.02%	9.07%	20.02%
Wedge [8]	Support	1.009	1.362	1.009	1.498
	Ποσοστό μείωσης του FS κατά EC7 από τον παραδοσιακό FS	32.64%	9.08%	32.64%	0%

Από τα αποτελέσματα του Πίνακα είναι φανερό ότι υπάρχει μία μείωση του συντελεστή ασφάλειας FS κατά τον Ευρωκώδικα σε σύγκριση με τον παραδοσιακό συντελεστή ασφάλειας FS. Στον πίνακα παρουσιάζονται και τα αντίστοιχα ποσοστά μείωσης.

Κατά τον Ευρωκώδικα 7, ο βαθμό αβεβαιότητας (ή πιθανό σφάλμα) κατά τον προσδιορισμό των αντιστοιχων παραμέτρων, έχει ήδη ληφθεί υπόψη κατά τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών τιμών προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μεταβλητότητα και κάποιες αβεβαιότητες τους.

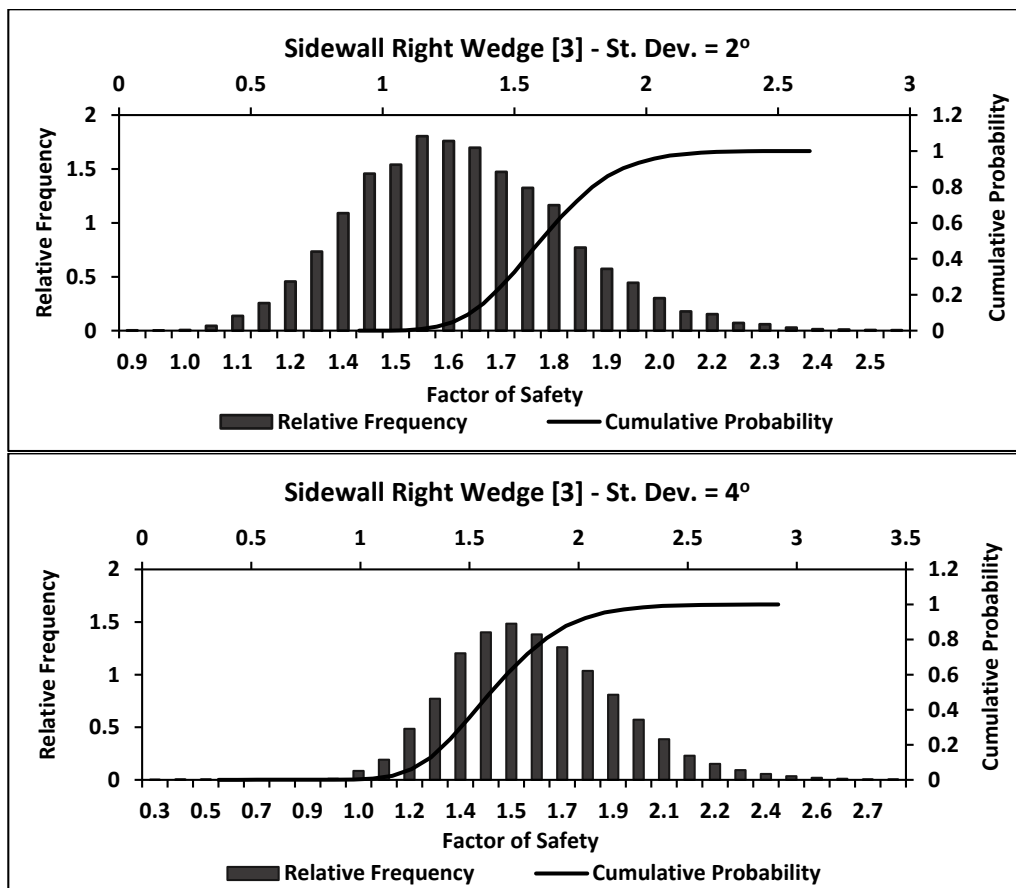
4.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ UNWEDGE

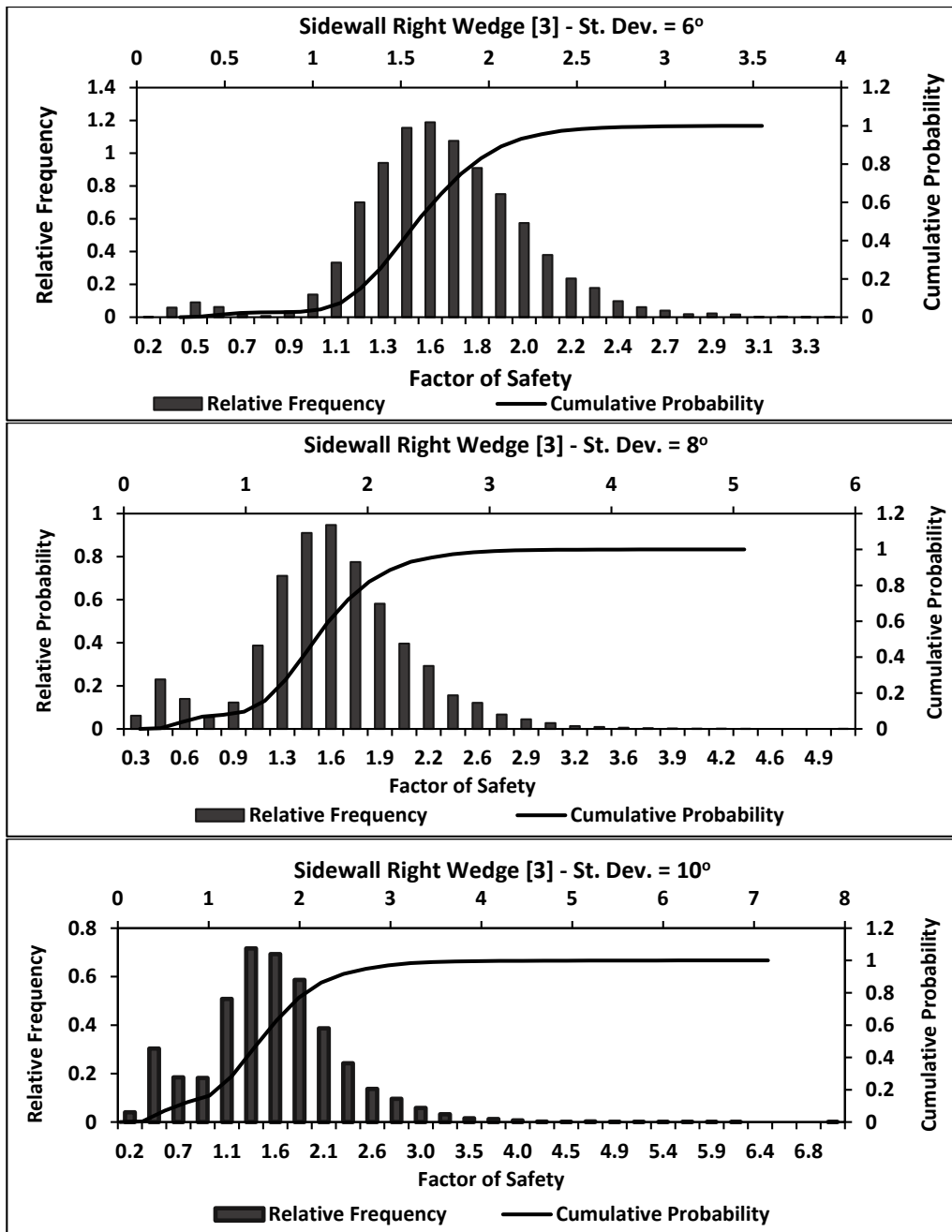
Η εκτίμηση της σημαντικότητας της έκτασης της αστοχίας των σφηνών αποτελεί σημαντικό παράγοντα για την λήψη αποφάσεων για τον σχεδιασμό που πρέπει να ακολουθηθεί. Στην Ενότητα 4.2, παρουσιάστηκε ένα παράδειγμα υπόγειου ανοίγματος το οποίο διασχίζεται από τρία συστήματα ασυνεχειών. Με τη χρήση του λογισμικού UNWEDGE, προσδιορίστηκαν οι σφήνες οι οποίες σχηματίζονται από το σύστημα των ασυνεχειών, καθώς και ο συντελεστής ασφάλειας της εκάστοτε σφήνας.

Γενικότερα, η ευστοχία ενός δομήματος θεωρείται ότι εξασφαλίζεται από ένα συντελεστή ασφάλειας, μεγαλύτερο της μονάδας από κανονισμούς ή οδηγίες με βάση την πρότερη εμπειρία. Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας αναλαμβάνει τη μεταβλητότητα των παραμέτρων, τις αδυναμίες των μεθόδων ανάλυσης και τις αποκλίσεις κατά την κατασκευή.

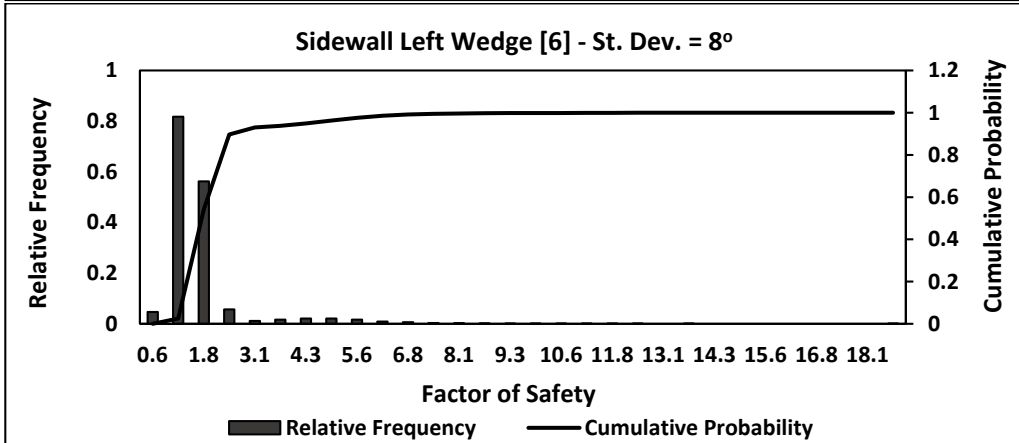
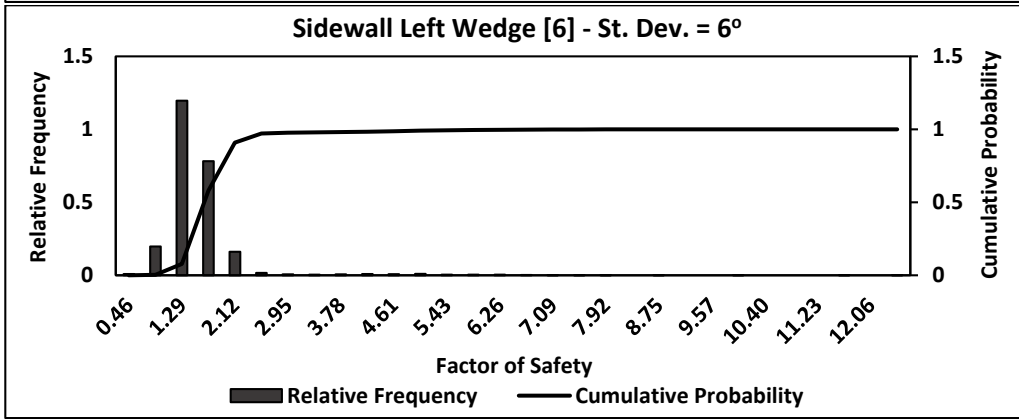
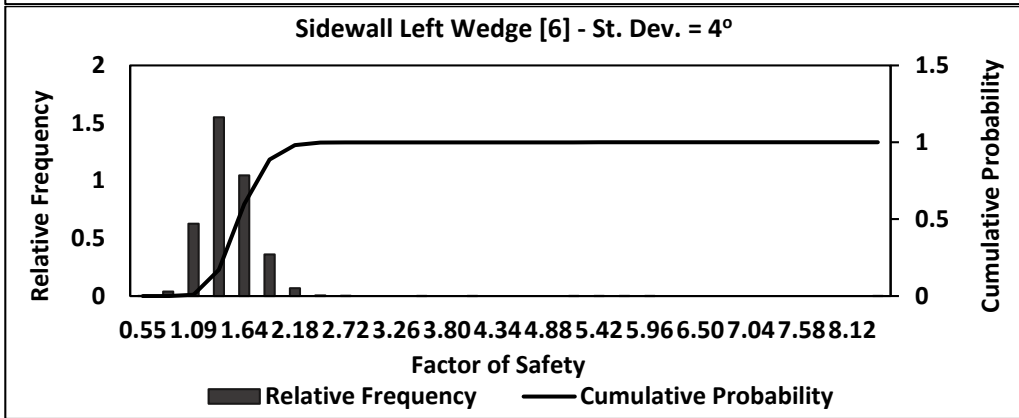
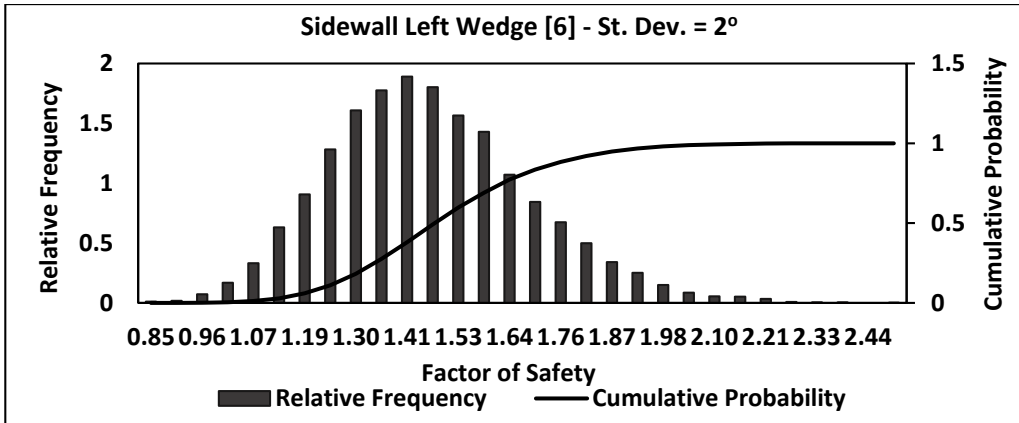
Το λογισμικό UNWEDGE της Rocscience παρέχει την δυνατότητα της πιθανοτικής ανάλυσης του συντελεστή ασφάλειας των σφηνών σε ένα υπόγειο άνοιγμα. Με τη βοήθεια του λογισμικού μπορούν να οριστούν οι στατιστικές κατανομές των παραμέτρων εισόδου (π.χ. προσανατολισμοί ασυνεχειών, παράμετροι της ασυνέχειας, πίεση νερού, ιδιότητες εντατικού πεδίου, εφελκυστική ικανότητα αγκυρίων κ.α.) λαμβάνοντας υπόψη τις αβεβαιότητες στις τιμές τους.

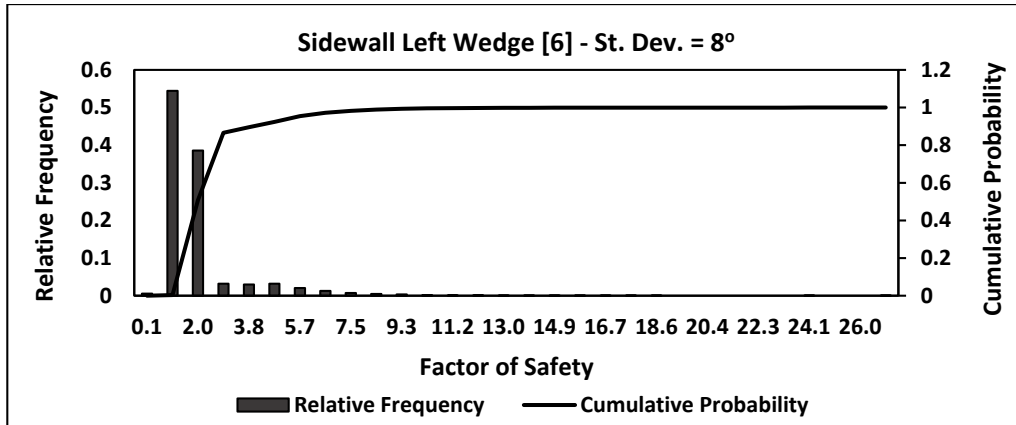
Για το παράδειγμα που παρουσιάστηκε στην Ενότητα 4.2, ο προσανατολισμός των κύριων οικογενειών ασυνεχειών (κλίση/διεύθυνση κλίσης) θεωρήθηκε ως ανεξάρτητη τυχαία μεταβλητή και εξετάστηκαν πέντε περιπτώσεις τυπικής απόκλισης (St.Dev. = 10°, 8°, 6°, 4°, και 2°). Επιπλέον η γωνία εσωτερικής τριβής φ, θεωρήθηκε και αυτή ως ανεξάρτητη τυχαία μεταβλητή με τυπική απόκλιση St.Dev.=5°. Στα Διαγράμματα 4.1, 4.2 και 4.3 απεικονίζονται η κατανομή της σχετικής συχνότητα (Relative Frequency) του συντελεστή ασφάλειας f_s και η συνάρτηση αθροιστικής κατανομής (Cumulative Distribution Function) για την κάθε περίπτωση σφήνας και για όλες τις τιμές της τυπικής απόκλισης που λαμβάνει ο προσανατολισμός των συστημάτων των ασυνεχειών.



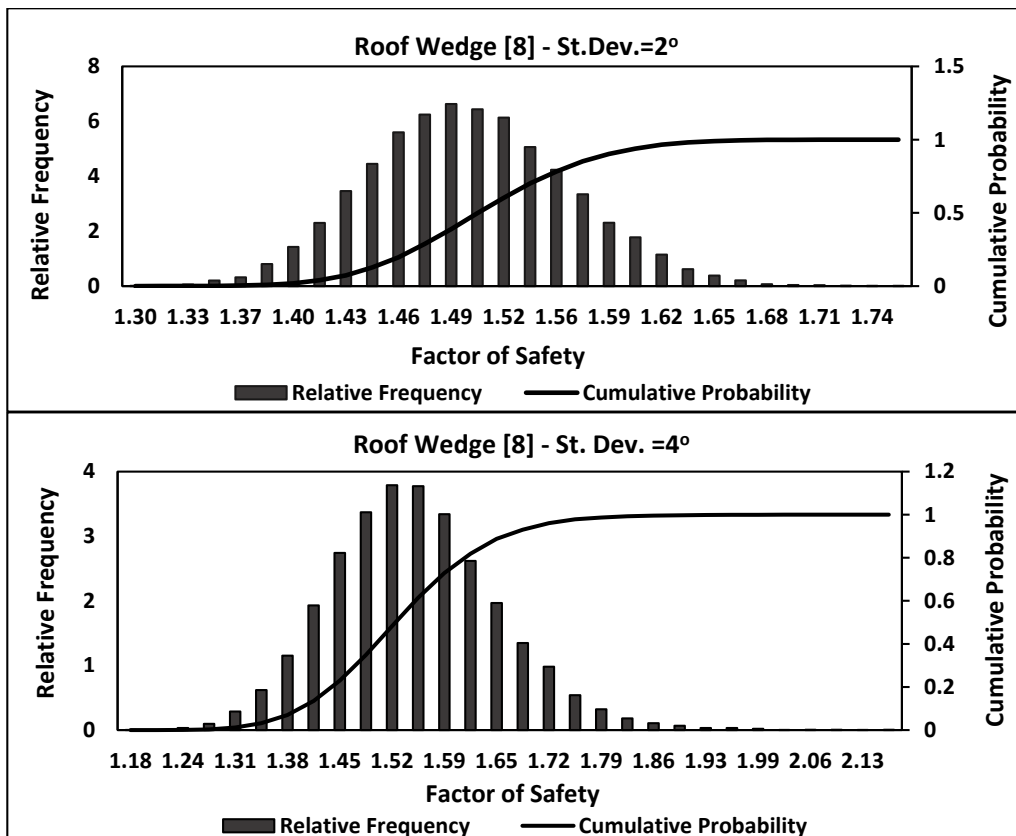


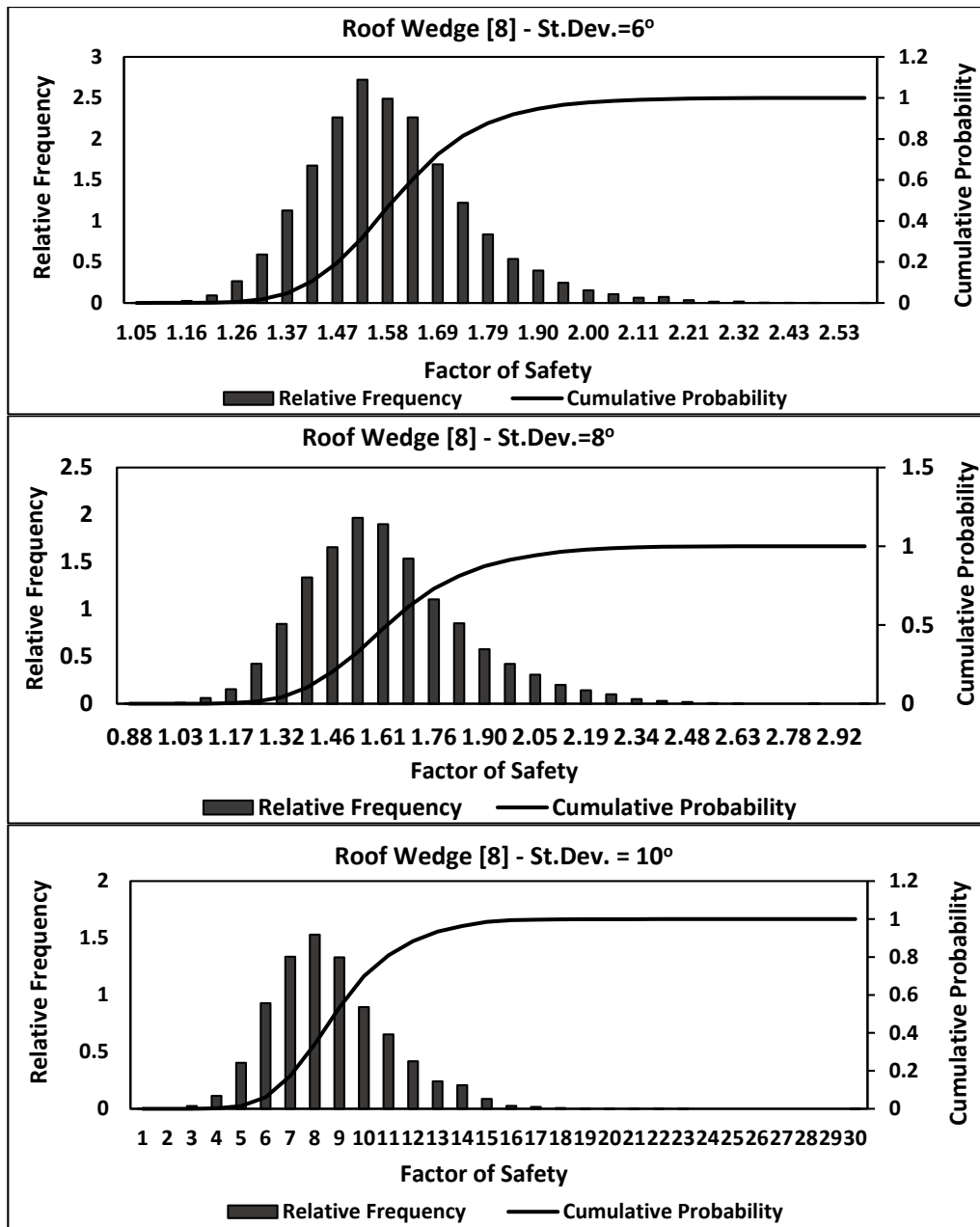
Διάγραμμα 4. 1: Σχετική Συχνότητα και Αθροιστική Πιθανότητα για την δεξιά πλευρική Σφήνα (Wedge [3]).





Διάγραμμα 4. 2: Σχετική Συχνότητα και Αθροιστική Πιθανότητα για την αριστερή πλευρική Σφήνα (Wedge [6]).





Διάγραμμα 4. 3: Σχετική Συχνότητα και Αθροιστική Πιθανότητα για τη Σφήνα της οροφής (Wedge [8]).

Στον Πίνακα 4.8 φαίνονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν. Συγκεκριμένα παρουσιάζεται η ελάχιστη ($min fs$) και η μέγιστη ($max fs$) τιμή του συντελεστή ασφάλειας για την κάθε βραχοσφήνα και για όλες τις περιπτώσεις των διάφορων τιμών της τυπικής απόκλισης. Επιπλέον, από την καμπύλη της αθροιστικής συνάρτησης της κατανομής, εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την Πιθανότητα Αστοχίας P_{fs} , ενώ μπορεί εύκολα να προκύψει η τιμή της πιθανότητας, για την οποία ο συντελεστή ασφάλειας να λάβει τιμές μικρότερες ή και ίσες του παραδοσιακού συντελεστή ασφάλειας fs . Ο παραδοσιακός συντελεστής ασφάλειας, προέκυψε για την κάθε σφήνα από την ντετερμινιστική ανάλυση, με τα αντίστοιχα μέτρα υποστήριξης που λήφθηκαν υπόψη για την αριστερή πλευρική σφήνα και τη σφήνα της οροφής (Πίνακας 4.7).

Πίνακας 4. 7: Συντελεστής ασφάλειας για σχεδιασμό (fs,design).

Συντελεστής ασφάλειας (fs,design)	
Wedge [3], δεξιό τοίχωμα	1.588
Wedge [6], αριστερό τοίχωμα	1.456
Wedge [8], οροφής	1.498

Πίνακας 4. 8: Πιθανότητα αστοχίας για διάφορες τιμές τυπικής απόκλισης του προσανατολισμού των συστημάτων ασυνεχειών.

		Τυπική απόκλιση για τη διεύθυνση κλίση/κλίση του κάθε συστήματος ασυνεχειών.				
		St. Dev. = 10°	St. Dev. = 8°	St. Dev. = 6°	St. Dev. = 4°	St. Dev. = 2°
Sidewall Right Wedge [3]	minfs	0.025	0.1325	0.247	0.352	0.911
	maxfs	7.154	5.09	3.55	2.92	2.62
	P _{fs} *	16.38%	10.02%	4.00%	0.76%	0.05%
Sidewall Left Wedge [6]	minfs	0	0.203	0.214	0.381	0.792
	maxfs	27.32	19	12.648	8.494	2.502
	P _{fs} *	24.41%	14.36%	6.45%	4.30%	0.81%
Roof Wedge [8]	minfs	0.62	0.82	1.01	1.18	1.29
	maxfs	4.27	3.01	2.60	2.21	1.76
	P _{fs} *	0.26%	0.05%	0.00%	0.00%	0.00%
* P _{fs} : Πιθανότητα Αστοχίας για fs = 1.						

Αυτό που παρατηρείται από τον παραπάνω πίνακα είναι ότι τα μικρότερα ποσοστά πιθανότητας αστοχίας αντιστοιχούν σε μικρότερες τιμές της τυπικής απόκλισης, ενώ όσο μεγαλώνει η τυπική απόκλιση του προσανατολισμού (dip direction/dip) των τριών συστημάτων ασυνεχειών, αυξάνεται δραματικά και η πιθανότητα για αστοχία με ολίσθηση της βραχοσφήνας από τα τοιχώματα της σήραγγας. Αυτό είναι λογικό καθώς η δυνατότητα πραγματοποίησης σφηνοειδούς ολίσθησης σε ένα συγκεκριμένο πρηνές είναι θέμα προσανατολισμού των επιπέδων ασυνεχειών και ως εκ τούτου της γεωμετρίας της σφήνας που σχηματίζεται.

Έπειτα όμως από μία πιθανοτική ανάλυση, περισσότερες πληροφορίες είναι διαθέσιμες. Για παράδειγμα, για τη σφήνα του δεξιού τοιχώματος της σήραγγας (Wedge [3]) για τυπική απόκλιση St. Dev. = 10°, η πιθανότητα αστοχίας ισούται με P_{fs} = 16.38%. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι 16 περίπου από τις 100 παρόμοιες σφήνες οι οποίες σχηματίζονται στο αριστερό τοίχωμα της σήραγγας αναμένεται να αστοχήσουν κατά τη διάρκεια ζωής της σήραγγας. Εναλλακτικά, μπορεί να ερμηνευθεί ότι ένα μήκος των 16.38m θα μπορούσε να αναμένεται ότι θα αστοχήσει κάθε 100m κατά μήκος του αριστερού τοιχώματος της σήραγγας.

Για μία τυπική απόκλιση $St.Dev. = 2^\circ$, η πιθανότητα αστοχίας ισούται με $P_{fs} = 0.05\%$. Δηλαδή, 0.05 σφήνες στις 100 αναμένεται να αστοχήσουν, διαφορετικά ένα μήκος των 0.05m θα μπορεί να αστοχήσει κάθε 100m κατά μήκος του δεξιού τοιχώματος της σήραγγας.

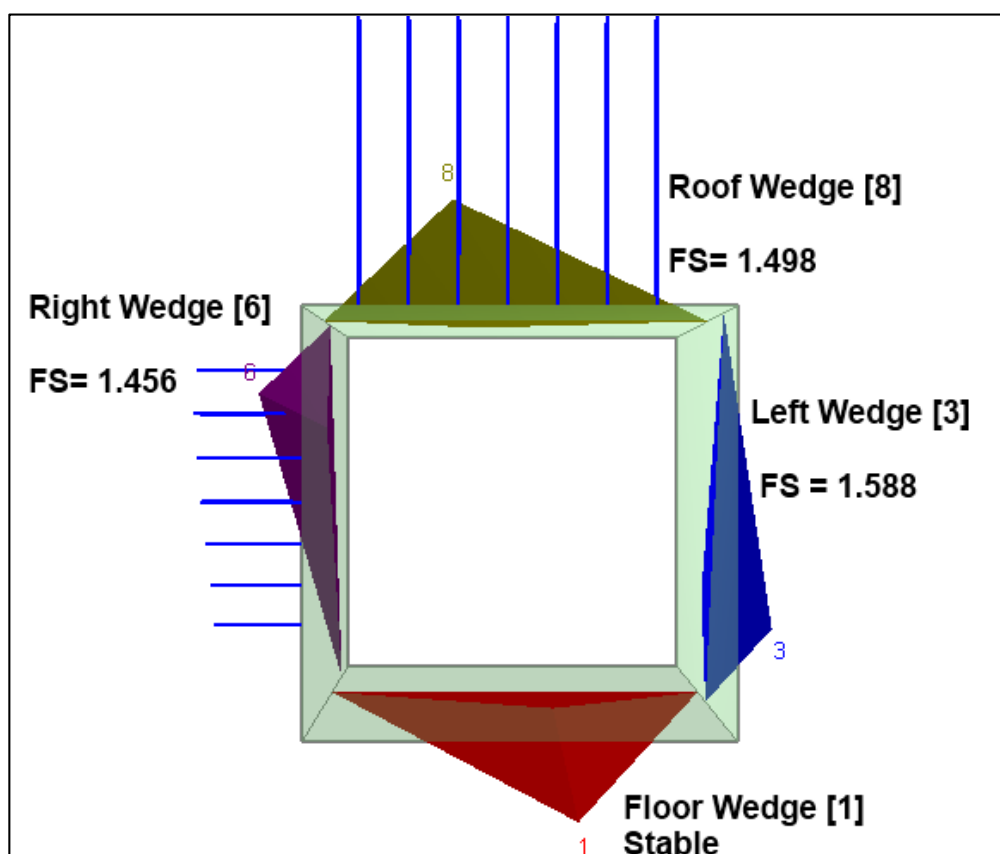
Για την σφήνα που σχηματίζεται στην οροφή της σήραγγας, υπήρχε ανάγκη παρέμβασης για την αύξηση του συντελεστή ασφάλειας όπως αναφέρθηκε και στην Ενότητα 4.2.2. Ένας βελτιωμένος συντελεστής ασφάλειας ($FS = 1.498$) προέκυψε έπειτα από την τοποθέτηση κάρβου αγκυρίων. Από τον Πίνακα 4.11 παρατηρείται ότι η πιθανότητα αστοχίας είναι σχεδόν μηδενική για όλες τις περιπτώσεις της τυπικής απόκλισης του προσανατολισμού των επιπέδων ασυνεχειών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

5.1 ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Η ανάλυση της ευστάθειας μία σφήνας είναι συνήθως μαθηματικά πολύπλοκη διαδικασία, κυρίως όταν υπεισέρχεται και η επίδραση των υδροστατικών πιέσεων και έτσι είναι απαραίτητη η χρήση προγραμμάτων Η/Υ. Στην παρούσα εργασία, παρουσιάστηκε ένα παράδειγμα υπόγειου ανοίγματος το οποίο τέμνεται από ένα σύστημα τριών ασυνεχειών. Το συγκεκριμένο παράδειγμα χρησιμοποιήθηκε με σκοπό να επεξηγήσει την εφαρμογή παραδοσιακών, επιμέρους συντελεστών ασφαλείας και πιθανοτικών μεθόδων για την ανάλυση της αξιοπιστίας έναντι σταθερότητας των σφηνών ενός υπόγειου ανοίγματος.

Στην Εικόνα 5.1, απεικονίζονται οι βραχοσφήνες που σχηματίζονται από το σύστημα των τριών ασυνεχειών καθώς και ο συντελεστής ασφάλειας, ο οποίος προέκυψε από την παραδοσιακή ντετερμινιστική μέθοδο. Για την πλευρική δεξιά σφήνα και για τη σφήνα της οροφής, τοποθετήθηκε ένας κánaβος ηλώσεων προκειμένου να αυξήσει τον συντελεστή ασφάλειας.



Εικόνα 5. 1: Παρουσίαση πιθανών σφηνών στα τοιχώματα (6,λεία3), στην οροφή (8) και στο δάπεδο (1) της σήραγγας και ο αντίστοιχος παραδοσιακός συντελεστής ασφάλειας.

Ένας παραδοσιακός συντελεστής ασφάλειας συχνά λαμβάνεται υπόψη για τον σχεδιασμό, βασιζόμενος κυρίως στην εμπειρία ή σε κανονισμούς, αγνοώντας τις πολλές αβεβαιότητες που αφορούν την ανομοιογένεια και την ανισοτροπία των μηχανικών χαρακτηριστικών της βραχομάζας.

Ο Ευρωκώδικας 7 εισάγει στη γεωτεχνική τον σχεδιασμό μέσω της μεθοδολογίας των οριακών καταστάσεων, δηλαδή τους υπολογισμούς μέσω τιμών σχεδιασμού οι οποίες προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές με επιβολή επιμέρους συντελεστών. Οι επιμέρους συντελεστές αντικαθιστούν τον παλαιότερα χρησιμοποιούμενο συντελεστή ασφαλείας. Συνεπώς, εισάγονται αρκετές νέες έννοιες για τον Γεωτεχνικό Μηχανικό. Στο παρελθόν τόσο οι δράσεις και τα αποτελέσματά τους, όσο και οι αντιστάσεις καθορίζονταν μονοσήμαντα (ντετερμινιστικά), πράγμα που ισοδυναμεί να θεωρηθεί ότι εκφράζονται από μια μόνον τιμή. Η εισαγωγή των επιμέρους συντελεστών στις χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων και των ιδιοτήτων των υλικών χρησιμοποιείται για να λάβει υπόψη την πιθανότητα δυσμενών αποκλίσεων των δράσεων ή των ιδιοτήτων των υλικών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

Το λογισμικό UNWEDGE 4, προσφέρει τη δυνατότητα σχεδίασης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7. Οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας εφαρμόζονται για όλους τους συνδυασμούς για το παράδειγμα της υπόγειας εκσκαφής και τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται στον Πίνακα 5.1. Είναι φανερό ότι ο σχεδιασμός σύμφωνα με τον EC7 καταλήγει σε ένα πιο «συντηρητικό» συντελεστή ασφάλειας απ' ό,τι ο παραδοσιακός τρόπος σχεδιασμού. Για παράδειγμα ο συντελεστής ασφάλειας για τη σφήνα οροφής, αν ο σχεδιασμός πραγματοποιηθεί σύμφωνα με τους επιμέρους συντελεστές για τον συνδυασμό DA-1.1 του EC7, μειώνεται δραματικά στο $FS = 1.009$. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι οι επιμέρους συντελεστές των δράσεων και των παραμέτρων των υλικών λαμβάνουν υπόψη τη μεταβλητότητα και κάποιες αβεβαιότητες τους. Επομένως ο σχεδιασμός με βάση τους νέους κανονισμούς που έφερε ο Ευρωκώδικας μπορεί να θεωρηθεί αξιόπιστος.

Πίνακας 5. 1: Συντελεστής ασφάλειας χρησιμοποιώντας τους τρεις εναλλακτικούς Τρόπους Ανάλυσης για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου GEO κατά τον EC7.

		DA-1		DA-2	DA-3
		Comb. 1	Comb. 2		
Wedge [6]	Support	1.225	1.181	1.161	1.232
Wedge [3]	No Support	1.588	1.270	1.444	1.270
Wedge [8]	Support	1.009	1.362	1.009	1.498

Αξίζει να τονιστεί σε αυτό το σημείο ότι οι επιμέρους συντελεστές δράσεων και εδαφικών παραμέτρων δεν αποσκοπούν να περιλάβουν τον βαθμό αβεβαιότητας (ή πιθανό σφάλμα) κατά τον προσδιορισμό των αντιστοιχών παραμέτρων, γιατί τούτο έχει ήδη ληφθεί υπόψη κατά τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών τιμών. Αντίθετα, οι επιμέρους συντελεστές περιλαμβάνουν:

α) Ένα μέσο πιθανό σφάλμα που εισάγεται λόγω της αναλυτικής προσομοίωσης του φυσικού προβλήματος, δηλαδή το πιθανό σφάλμα της χρησιμοποιούμενης αναλυτικής μεθόδου προσομοίωσης.

β) Ένα πρόσθετο περιθώριο ασφαλείας ως προς την κατάσταση αστοχίας. Το περιθώριο αυτό, ουσιαστικώς έχει επιλεγεί κατά τέτοιο τρόπο ώστε γενικά τα αποτελέσματα της μεθόδου του Ευρωκώδικα να μην αποκλίνουν σημαντικά από αντίστοιχα αποτελέσματα της παλαιότερης συμβατικής μεθοδολογίας, δηλαδή αυτής με χρήση ενός ενιαίου συντελεστή ασφαλείας, με το σκεπτικό ότι η χρήση του ενιαίου συντελεστή ασφαλείας έδινε ικανοποιητική ασφάλεια στα έργα (κρινόμενη εκ του αποτελέσματος με βάση τις παρατηρούμενες αστοχίες).

Σημειώνεται ότι οι δύο μεθοδολογίες (του παλαιότερου ενιαίου συντελεστή ασφαλείας και των επιμέρους συντελεστών κατά τον EC7) δεν δίνουν τα ίδια ακριβώς αποτελέσματα σε όλες τις περιπτώσεις έργων, παρά τις προσπάθειες για την κατά το δυνατόν προσέγγιση των δύο μεθοδολογιών.

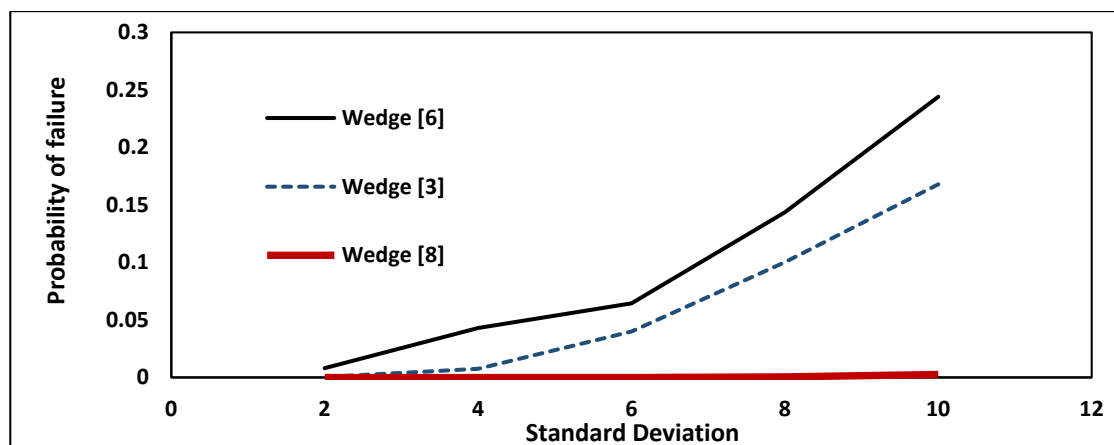
Με βάση όμως τις (ημι-πιθανοτικές) θεωρήσεις των νεότερων κανονισμών και φυσικά των Ευρωκωδίκων, τόσο οι αντιστάσεις όσο και τα αποτελέσματα των δράσεων δε χαρακτηρίζονται από μια μοναδική τιμή, αλλά είναι (τυχαίες) μεταβλητές με στατιστική κατανομή και συνεπώς παρουσιάζουν διασπορά. Προκύπτει λοιπόν στην περίπτωση αυτή το σημαντικό συμπέρασμα ότι, λόγω της στατιστικής διακύμανσης των τιμών των αντιστάσεων και των αποτελεσμάτων των δράσεων, ο δείκτης αξιοπιστίας είναι άμεσα συνδεδεμένος με τον (κεντρικό, δηλαδή μονοσήμαντα ορισμένο) συντελεστή ασφαλείας, όπως φυσικά και το αντίστροφο, αλλά ταυτόχρονα αμφότεροι εξαρτώνται από τη διακύμανση τόσο των αντιστάσεων, όσο και των αποτελεσμάτων των δράσεων.

Για την περίπτωση της μελέτης ευστάθειας βραχωδών πρανών είναι γνωστό ότι εμπεριέχονται αβεβαιότητες, που οφείλονται στην ίδια τη φύση των βραχωδών σχηματισμών. Ένας από τους βασικούς παράγοντες αβεβαιότητας είναι η ανομοιογένεια και η ανισοτροπία που παρουσιάζουν τα χαρακτηριστικά της βραχομάζας, λαμβάνοντας υπόψη και τις αντικειμενικές δυσκολίες αξιόπιστης και αντιπροσωπευτικής ποσοτικοποίησης των ευρημάτων, κατά τις γεωλογικές έρευνες. Γι' αυτό το λόγο αρκετές παραδοσιακές ντετερμινιστικές μέθοδοι έχουν αντικατασταθεί με τις πιθανοτικές μεθόδους.

Έτσι για τη περίπτωση του παραδείγματος που παρουσιάστηκε, εφαρμόστηκε η μέθοδος της πιθανοτικής ανάλυσης για τον έλεγχο αξιοπιστίας έναντι ευστάθειας των σφηνών. Οι προσανατολισμοί των τριών συστημάτων ασυνεχειών και οι παράμετροι του υλικού (γωνία εσωτερικής τριβής ϕ) θεωρήθηκαν τυχαίες μεταβλητές οι οποίες παρουσιάζουν διασπορά.

Πιο συγκεκριμένα, ο προσανατολισμός των κύριων οικογενειών ασυνεχειών (κλίση/διεύθυνση κλίσης) θεωρήθηκε ως ανεξάρτητη τυχαία μεταβλητή και εξετάστηκαν πέντε περιπτώσεις τυπικής απόκλισης του προσανατολισμού ($St.Dev. = 10^\circ, 8^\circ, 6^\circ, 4^\circ, \text{ και } 2^\circ$). Επιπλέον η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ , θεωρήθηκε και αυτή ως ανεξάρτητη τυχαία μεταβλητή με τυπική απόκλιση $St.Dev.=5^\circ$.

Μία καλύτερη εικόνα για το πώς μεταβάλλεται η πιθανότητα αστοχίας με την μεταβολή της τυπικής απόκλισης του προσανατολισμού των συστημάτων των ασυνεχειών φαίνεται στα Διάγραμμα 5.1.



Διάγραμμα 5. 1: Πιθανότητα αστοχίας P_f σε συνάρτηση με τη τυπική απόκλιση St.Dev. του προσανατολισμού των επιπέδων των ασυνεχειών.

Από το Διάγραμμα 5.1 είναι φανερό ότι η αύξηση της τυπικής απόκλισης του προσανατολισμού των τριών συστημάτων ασυνεχειών αυξάνει δραματικά την πιθανότητα για αστοχία. Η μεγαλύτερη πιθανότητα αστοχίας εμφανίζεται για τη βραχοσφήνα του δεξιού τοιχώματος της σήραγγας για τυπική απόκλιση $St.Dev. = 10^\circ$ και ισούται με $P_{fs} = 24.41\%$. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι 24 περίπου από τις 100 παρόμοιες σφήνες οι οποίες σχηματίζονται στο αριστερό τοίχωμα της σήραγγας αναμένεται να αστοχήσουν κατά τη διάρκεια ζωής της σήραγγας. Εναλλακτικά, μπορεί να ερμηνευθεί ότι ένα μήκος των 24.41m θα μπορούσε να αναμένεται ότι θα αστοχήσει κάθε 100m κατά μήκος του δεξιού τοιχώματος της σήραγγας.

Η σφήνα της οροφής της σήραγγας έπειτα από την εφαρμογή ενός κানাβο αγκυριών 1.3x1.3m τύπου Swellex, εμφανίζει σχεδόν μηδενική πιθανότητα αστοχίας για όλες τις περιπτώσεις της τυπικής απόκλισης.

Όπως έχει αναφερθεί και στην Ενότητα 4.3, κατά το Εθνικό Προσάρτημα που ισχύει στην Ελλάδα, εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3) στον έλεγχο των γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας τύπου ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων με ή χωρίς δομικά στοιχεία αντιστήριξης.

Κάνοντας μία σύγκριση των τιμών του παραδοσιακού συντελεστή ασφάλειας και των τιμών που προκύπτουν σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3), προκύπτει για τις σφήνες που σχηματίζονται στα τοιχώματα της σήραγγας ένας μειωμένος συντελεστής ασφάλειας κατά EC7 ($FS_{Wedge6,EC7}$) ενώ για την οροφή την οροφή, η τιμή του συντελεστή ασφάλειας παραμένει ίδια και για τις δύο περιπτώσεις. Συγκεκριμένα, για τη σφήνα του αριστερού τοιχώματος Wedge [6], προκύπτει $FS_{EC7} = 1.232 < FS_{\text{παραδ.}} = 1.456$. Για τη σφήνα του δεξιού τοιχώματος Wedge [3], ισχύει $FS_{EC7} = 1.270 < FS_{\text{παραδ.}} = 1.488$.

Αν ως συντελεστής σχεδιασμού είχε ληφθεί υπόψη ο συντελεστής ασφάλειας σύμφωνα με τον EC7, και για τυπική απόκλιση $St.Dev. = 2^\circ$, τότε η πιθανότητα αστοχίας της σφήνας του αριστερού τοιχώματος Wedge [6] είναι $P_{fs,EC7} = 14.71\% > P_{fs} = 0.81\%$ και για τη σφήνα του δεξιού τοιχώματος Wedge [3], $P_{fs,EC7} = 5.12\% > P_{fs} = 0.05\%$. Είναι φανερό ότι η πιθανότητα να υπάρχει αστοχία έναντι της ευστάθειας των βραχοσφηνών αυξάνει δραματικά σε σχέση με την παραδοσιακή μέθοδο, εάν

αποφασιστεί να γίνει σχεδιασμός κατά τον Ευρωκώδικα 7, καθώς ένας μειωμένος συντελεστής ασφάλειας, για τον οποίο ένας βαθμός αβεβαιότητας έχει ήδη ληφθεί υπόψη κατά τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών τιμών προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μεταβλητότητα και κάποιες αβεβαιότητες τους.

Είναι ολοφάνερο ότι η πιθανοτική ανάλυση παρέχει μία μεθοδολογία για την εκτίμηση της σταθερότητας των σφηνών, η οποία δίνει περισσότερες χρήσιμες πληροφορίες από μία μοναδική και μόνο τιμή ενός συντελεστή ασφάλειας. Οι υπολογισμοί είναι σχετικά απλοί με την χρήση H/Y και η μέθοδος παρέχει μία εκτίμηση για την πιθανότητα αστοχίας. Επιπρόσθετα, η πιθανοτική ανάλυση βοηθάει για την ποσοτικοποίηση του ρίσκου και προάγει μεγαλύτερη κατανόηση των προβλημάτων. Αυξάνει τις πιθανότητες για επιτυχία μέσω ενός προηγμένου και οικονομικού σχεδιασμού των μέτρων υποστήριξης των υπόγειων σηράγγων, ενώ συγχρόνως βελτιώνει τις μεθόδους παρακολούθησης.

5.2 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Παρότι η πιθανοτική ανάλυση προσφέρει περισσότερες πληροφορίες, παραμένει ακόμη το πρόβλημα της απόφασης για το τι ποσοστό αστοχίας είναι κοινώς αποδεκτό. Ωστόσο, παρά τις δυσκολίες που αντιμετωπίζει η κάθε μέθοδος σχεδιασμού, υπάρχει μία σταθερή στάση από πολλούς οι οποίοι δέχονται τη λογική της ανάλυσης του ρίσκου πιο πρόθυμα απ' ότι στο παρελθόν. Η γεωτεχνική κοινότητα έχει την υποχρέωση να λάβει υπόψη αυτές τις εξελίξεις και να ενθαρρύνει τη διδασκαλία και τη χρήση της μεθόδου της πιθανοτικής ανάλυσης.

Όσον αφορά το παράδειγμα που παρουσιάστηκε θα ήταν ενδιαφέρον οι επιφάνειες των τριών συστημάτων ασυνεχειών να διερευνηθούν περαιτέρω ως προς την γεωμετρική τους σημασία (εμμονή, συχνότητα εμφάνισης κλπ.) αλλά και τα υπόλοιπα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά τους (συνοχή, υδρογεωλογικές συνθήκες κλπ.), προκειμένου να εξαχθούν ασφαλή συμπεράσματα σχετικά με τη δυνατότητά τους να δημιουργήσουν αξιοσημείωτη αστοχία.

Τέλος, στο παράδειγμα που παρουσιάστηκε έγινε η υπόθεση ότι στο πέτρωμα επικρατούν τρία συστήματα ασυνεχειών. Θα είχε ενδιαφέρον να ερευνηθεί και η περίπτωση ενός πετρώματος, το οποίο τέμνεται με περισσότερα των τριών συστημάτων ασυνεχειών. Σε αυτή την περίπτωση, θα μπορούσε να γίνει ο προσδιορισμός όλων των δυνατών συνδυασμών των ασυνεχειών προκειμένου να προκύψουν οι δυσμενέστερες δυνατικές μορφές δομικών αστοχιών, σφηνοειδούς μορφής.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ / ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Αναγνωστόπουλος Α, Παπαδόπουλο Β. (2004). «Θεμελιώσεις με πασσάλου». Εκδόσεις Συμμεών.
- Αναγνωστόπουλος Α, Καββαδάς Μ, Παπαδόπουλος Β. (2009). Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7. Έκδοση Τ.Ε.Ε.
- Ερμόπουλος Ι.Χ. (2008). «Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Καββαδάς Μ. (2012). *Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Κούκης Γ.Χ., Σαμπατακάκης Ν.Στ. (2007). «Γεωλογία Τεχνικών Έργων». Εκδόσεις «Παπασωτηρίου».
- Μαλακάτας Ν, Τρέζος Κ. (2011). Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων EN1990 και EN1991. Έκδοση Τ.Ε.Ε.
- Σοφιανός Α.Ι. (2010). *Μέτρα Υποστήριξης Σηράγγων*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Τσιαμπάος Γ.Κ. (2013). *Στόμια σηράγγων σε βραχώδεις σχηματισμούς*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- British Standards Institution, 2002. *Eurocode 0: Basis of structural design*, BS EN1990, London, UK.
- British Standards Institution, 2002. *Eurocode 1: Actions of structure*, BS EN1991, London, UK.
- British Standards Institution, 2002. *Eurocode 7: Geotechnical design*, BSEN19971, London, UK.
- Christopher W.M., Duncan C.W. (2005). *Rock slope engineering*, 4TH edn. Civil and Mining. London.
- Goodman R.E. (1989). *Introduction to rock mechanics*, 2nd edn. Wiley, New York.
- Janbu N, Bjerrum L and Kjaernsli B. (1956). *Soil Mechanics Applied to some Engineering Problems*. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publ. 16, pp. 5-26.
- Jimenez R, Sitar N. (2007). Rock wedge stability analysis using system reliability methods. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 40(4):419–427.
- Markland J.T. (1972), *A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected*, Imperial College Rock Mechanics Research Report No. 19, 10 pp.
- Nomikos P.P., Sofianos A.I. (2011). An analytical probability distribution for the factor of safety in underground rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 48(4):597–605.
- Nomikos P.P., Sofianos A.I. (2014). Reliability against translational slip of rock slopes designed according to Eurocode 7. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*: 1487-1492.

Sofianos A.I., Nomikos P.P., Papantonopoulos G.Y. (2014). *Distribution of the factor of safety, in geotechnical engineering, for independent piecewise linear capacity and demand density functions*. Computers and Geotechnics 55:440-447.

Tutorials of the Software UNWEDGE 4.

