



ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΟΥ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟΥ
ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

του

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ Γ. ΓΚΟΤΣΗ

Επιβλέπων : Δρ. Λύσανδρος Παντελίδης

Λέκτορας ΤΕ.ΠΑ.Κ

Λεμεσός, Σεπτέμβριος 2015



ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΟΥ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

του

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ Γ. ΓΚΟΤΣΗ

Επιβλέπων : Δρ. Λύσανδρος Παντελίδης

Λέκτορας ΤΕ.ΠΑ.Κ

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την 28^η Μαΐου 2015.

(Υπογραφή)

(Υπογραφή)

(Υπογραφή)

Λύσανδρος Παντελίδης

Λέκτορας ΤΕ.ΠΑ.Κ

Λεμεσός, Σεπτέμβριος 2015

Πνευματικά δικαιώματα

Copyright © Κωνσταντίνος Γ. Γκότσης, 2015

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Η έγκριση της πτυχιακής μελέτης από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον Δρ. Λύσανδρο Παντελίδη για την ανάθεση του θέματος της μεταπτυχιακής διατριβής, για την βοήθεια του και τις πολύ σημαντικές συμβουλές του σε κρίσιμα σημεία της διατριβής, καθώς και για την προσπάθεια που κατέβαλλε και την υπομονή που έδειξε έναντι στον ιδιόρρυθμο χαρακτήρα μου. Ένα απλό ευχαριστώ δεν μπορεί με τίποτα να αποδώσει επαρκώς την ευγνωμοσύνη που αισθάνομαι ως προς το πρόσωπο του, διότι εκτός από του ότι είναι το άτομο το οποίο ευθύνεται για την αγάπη μου στη Γεωτεχνική Μηχανική, είναι επίσης το μοναδικό άτομο που πίστεψε σε εμένα, με εμπιστεύτηκε σε ερευνητικό επίπεδο και με έβλεπε πάντα ως συνεργάτη. Γνωρίζω ότι κάπου στην πορεία ίσως να τον απογοήτευσα με τις επιλογές μου, αλλά ακόμη και τότε ήταν δίπλα μου για να μου συμπαρασταθεί και προπαντός να σεβαστεί τις όποιες επιλογές μου. Η στάση του αυτή είναι κάτι που δεν θα ξεχάσω ποτέ. Τέλος, η απλότητα του χαρακτήρα του, το ευρύ γνωστικό του επίπεδο και το πάθος του για έρευνα έχουν ορίσει ένα πρότυπο για εμένα, το οποίο εύχομαι κάποια στιγμή να φτάσω.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω το Δρ. Ηλία Γραβάνη για την πολύτιμη βοήθειά του στην μοντελοποίηση του προβλήματος στο λογισμικό Wolfram Mathematica.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η αστάθεια πρανών αποτελεί ένα σημαντικό κίνδυνο για τις ανθρώπινες δραστηριότητες και συχνά συνοδεύεται με την καταστροφή περιουσιών, τραυματισμούς και απώλειες ανθρώπινων ζώων. Η ανάγκη εκτίμησης λοιπόν της ευστάθειας τους έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη μεθόδων ανάλυσης, αναφερόμενων είτε σε δύο είτε σε τρεις διαστάσεις. Τα πρανή δείχνουν σημάδια παραμόρφωσης πριν να συμβεί ολική αστοχία και μια τέτοια εκδήλωση είναι η εμφάνιση ρηγμάτων κατά μήκος της κορυφής του πρανούς. Αποτελούν συχνά την πρώτη ένδειξη ότι το πρανές μπορεί να είναι ασταθές και η παρουσία ή η απουσία τους εκλαμβάνεται συχνά σαν ένας δείκτης ευστάθειας του πρανούς. Δεδομένου ότι η διατμητική αντοχή κατά μήκος του ρήγματος είναι μηδενική, η ενσωμάτωση του ρήγματος στην ανάλυση δίνει συχνά χαμηλότερο συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας σε σχέση με αυτόν που προκύπτει αν δεν ληφθεί υπόψη η παρουσία του ρήγματος.

Η ύπαρξη τέτοιων ρηγμάτων φανερώνει ότι σε μία συγκεκριμένη περιοχή του πρανούς, η εφελκυστική τάση που ασκείται ξεπερνά την εφελκυστική τάση που το έδαφος μπορεί να αντέξει. Τα εφελκυστικά ρήγματα επηρεάζουν την ευστάθεια πρανών με διάφορους τρόπους. Πιο συγκεκριμένα, η ύπαρξη εφελκυστικού ρήγματος σε ένα πρανές σημαίνει αυτομάτως και μικρότερο μήκος επιφάνειας αστοχίας δηλαδή μείωση της ικανότητας αντίστασης του πρανούς σε αστοχία. Επιπροσθέτως, η πίεση του νερού που δρα στο πρόσωπο του εφελκυστικού ρήγματος συνιστά μία επιπλέον δύναμη η οποία βοηθά στην πραγματοποίηση της αστοχίας, και τέλος, το νερό που βρίσκεται στο εφελκυστικό ρήγμα τείνει να μαλακώνει το έδαφος, υποβαθμίζοντας έτσι τις μηχανικές του αντοχές.

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή πραγματεύεται την επίδραση του εφελκυστικού ρήγματος στην ευστάθεια πρανών στις δύο καθώς και στις τρεις διαστάσεις. Η ανάλυση που παρουσιάζεται βασίζεται στη λύση κλειστού τύπου ανάλυσης ευστάθειας πρανών που παρουσιάστηκε από τους Pantelidis και Griffiths (2013a&b) και πραγματοποιήθηκε σε συνεργασία με τον Δρ. Λύσανδρο Παντελίδη και τον Δρ. Ηλία Γραβάνη. Είναι μάλιστα η πρώτη απόπειρα διερεύνησης της επίδρασης του εφελκυστικού ρήγματος στην ευστάθεια πρανών στις τρεις διαστάσεις, καθώς επίσης και η πρώτη που θα προσπαθήσει να κάνει μια άμεση σύγκριση της επίδρασης του εφελκυστικού ρήγματος μεταξύ δύο και τριών διαστάσεων. Η μοντελοποίηση του προβλήματος έγινε με τη βοήθεια του λογισμικού Wolfram Mathematica και μελετήθηκαν όλοι οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας που συναντώνται σε ομοιογενή πρανή. Η επιφάνεια ολίσθησης στο πρόβλημα των δύο διαστάσεων θεωρήθηκε κυκλική, ενώ στις τρεις διαστάσεις θεωρήθηκε ως τμήμα σφαιροειδούς και η επιφάνεια του εφελκυστικού ρήγματος ως τμήμα καμπυλωτής επιφάνειας κυλίνδρου. Στα εξαγόμενα αποτελέσματα περιλαμβάνονται μεταξύ άλλων, διαγράμματα ευστάθειας για τον υπολογισμό του αριθμού ευστάθειας N_F .

ABSTRACT

Slope instabilities are a major hazard for human activities and many times are followed by the loss of properties and human lives. The necessity of evaluating the stability of slopes has led to the development of new analysis methods, either referring to two or three-dimensions. Slopes show signs of distress some times before ultimate failure occurs and one such manifestation is the appearance of cracks along the slope crest. They are often the first visible indication that a slope may be unstable and their presence or absence is often adopted as a crude indicator of slope stability. Since the shear strength along a crack is zero the inclusion of a crack in the stability analysis often produces a factor of safety against failure which is lower than if the crack were omitted.

The existence of such cracks indicates that in a certain zone the tensile stress exceeds the tensile strength of the soil. Tension cracks can affect the stability of slopes in a number of ways. The existence of a tension crack on a slope shortens the length of the slip surface and by this way reduces its resistance to failure. The water pressure acting on the crack face constitutes an additional driving force contributing to failure. Finally, the water inside the crack tends to soften the soil, degrading its strength properties.

The present master thesis investigates the effect of tension cracks in the stability of homogeneous slopes based on two and three dimensional analyses as well. The investigation is based on the proposed closed-form analysis method by Pantelidis and Griffiths (2013a&b) and constitutes an innovative research which was done in cooperation with Dr. Lysandros Pantelidis and Dr. Elias Gravanis. This study constitutes the first attempt for evaluating the effect of tension cracks on slope stability in three dimensions and also the first to attempt a direct comparison of the effect of tension crack between a two and a three dimensional analysis. The problem was modeled in Wolfram Mathematica and all the possible failure mechanisms encountered in homogeneous slopes were studied. In the two dimensional problem the slip surface was assumed circular, while in three dimensions assumed to be a part of a spheroid and the tension crack was taken into account as part of a curved surface of a cylinder. Stability charts are given for the calculation of the stability number N_F .

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 ΓΕΝΙΚΑ	1
1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ-ΣΚΟΠΟΣ	2
1.3 ΣΤΟΧΟΙ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ	2
1.4 ΤΥΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ	3
1.5 ΕΙΔΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ.....	5
1.5.1 Πτώσεις (Falls).....	5
1.5.2 Ανατροπή (Topple).....	5
1.5.3 Ολισθήσεις (Slides).....	5
1.5.4 Εξάπλωση (Spread).....	5
1.5.5 Ροές (Flows).....	6
1.6 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΕΩΝ	6
1.7 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΣΥΝΕΙΣΦΕΡΟΥΝ ΣΤΗΝ ΑΣΤΟΧΙΑ ΠΡΑΝΩΝ	7
1.8 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΟΝΤΑΙ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ	8
2. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ/ΒΡΑΧΟΥ	11
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	11
2.2 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ Mohr-Coulomb.....	12
2.3 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ Hoek-Brown.....	13
2.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ Mohr-Coulomb και Hoek-Brown.....	19
3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ	20
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	20
3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ (Limit Equilibrium Method-LEM).....	20
3.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (Limit Analysis).....	22
3.4 ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (Finite Element Method-FEM).....	22
4. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΠΡΑΝΩΝ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ	24
4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	24
4.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ ΣΕ ΔΥΟ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	28
4.2.1 Συνηθισμένη μέθοδος των λωρίδων (Ordinary method of slices).....	29
4.2.2 Απλοποιημένη μέθοδος Bishop (1955) (Bishop's Simplified Procedure)	30
4.2.3 Απλοποιημένη μέθοδος Janbu (1956) (Janbu's Simplified Procedure)	30
4.2.4 Spencer (1967)	32

4.2.5 Morgenstern and Price (1965).....	34
4.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ ΣΕ ΤΡΕΙΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	35
4.3.1 Anagnosti (1969).....	35
4.3.2 Baligh και Azzouz (1975)	35
4.3.3 Hovland (1977).....	35
4.3.4 Azzouz και Baligh (1978)	36
4.3.5 Chen και Chameau (1983).....	36
4.3.6 Azzouz και Baligh (1983)	37
4.3.7 Dennhardt και Foster (1985)	37
4.3.8 Leshchinsky, Baker και Silver (1985).....	38
4.3.9 Ugai (1985).....	38
4.3.10 Leshchinsky και Baker (1986)	38
4.3.11 Baker και Leshchinsky (1987)	39
4.3.12 Hungr (1987).....	39
4.3.13 Gens, Hutchinson και Cavounidis (1988)	39
4.3.14 Leshchinsky και Mullet (1988)	40
4.3.15 Ugai (1988).....	40
4.3.16 Hungr, Salgado και Byrne (1989)	40
4.3.17 Leshchinsky και Huang (1992b)	40
4.3.18 Cavounidis και Kalogeropoulos (1992)	41
4.3.19 Lam και Fredlund (1993)	41
4.3.20 Yamagami και Jiang (1997 & 1999).....	42
4.3.21 Huang και Tsai (2000).....	42
4.3.22 Huang, Tsai και Chen (2002)	42
4.3.23 Chen, Zhang και Wang (2003).....	43
4.3.24 Jiang και Yamagami (2004)	43
4.3.25 Cheng και Yip (2007).....	44
4.3.26 Zheng (2009).....	44
4.3.27 Sun, Zheng και Jiang (2011)	45
4.3.28 Pantelidis και Griffiths (2013b).....	45
5. ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟ ΡΗΓΜΑ.....	46
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	46
5.2 ΒΑΘΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΕ ΠΡΑΝΗ ΔΙΧΩΣ ΣΤΗΡΙΞΗ.....	46

5.3 ΒΑΘΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΤΙΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ	48
5.4 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	50
5.4.1 Bell (1915).....	50
5.4.2 Spencer (1968)	50
5.4.3 Robertson (1971).....	51
5.4.4 Baker (1981).....	52
5.4.5 F. Lee, S. Lee και Lo (1988)	52
5.4.6 Chowdhury και Zhang (1991)	53
5.4.7 Hammouri, Malkawi και Yamin (2008).....	54
5.4.8 Wang, Li και Zhang (2011).....	54
5.4.9 Utili (2013).....	55
5.4.10 Michalowski (2013)	55
6. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΙΣ ΔΥΟ ΚΑΙ ΤΡΕΙΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗ ΛΥΣΗ ΚΛΕΙΣΤΟΥ ΤΥΠΟΥ ΤΩΝ Pantelidis και Griffiths (2013)	57
6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	57
6.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	57
6.3 ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ	57
6.4 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΟΥ ΔΡΟΥΝ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	59
6.4.1 Δύναμη F_c λόγω συνοχής (2D).....	59
6.4.2 Δύναμη F_c λόγω συνοχής (3D).....	59
6.4.3 Πίεση πόρων F_w	61
6.5 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟ ΡΗΓΜΑ.....	62
7. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΡΕΥΝΑΣ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	65
7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	65
7.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ	67
7.3 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ.....	73
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	77
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	78
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	87

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1: Είδη μετακινήσεων μάζας (Skempton and Hutchinson 1969).....	4
Σχήμα 1.2: Τυπικές μορφές αστοχίας πρανών (Murthy 2002).....	5
Σχήμα 1.3: Κύκλος Mohr - Coulomb. (a) Στοιχείο εδάφους. (b) Διανύσματα τάσεων. (c) Περιβάλλουσα διατμητικής αντοχής (Abramson et al. 2002).....	10
Σχήμα 1.4: Γεωμετρία που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις με κύκλο ολίσθησης.....	11
Σχήμα 2.1: Γραφική αναπαράσταση του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb (Hudson and Harrison 2000).....	13
Σχήμα 2.2: Περιβάλλουσες κριτηρίου Hoek-Brown για βραχώμαζες με τιμές GSI μεταξύ 20 και 30, και το κενό αντοχής μεταξύ των τιμών 25 και 26 (Sonmez and Ulusay 2002).....	16
Σχήμα 2.3: Ενδεικτικές περιβάλλουσες του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown ($\sigma_{ci}=20$ MPa, $m_i=12$, $D=0$) (Fortsakis 2012)	17
Σχήμα 3.1: Δυνάμεις που δρουν σε κάθε λωρίδα (Budhu 2010).....	22
Σχήμα 4.1: Έλεγχος ευστάθειας κατάντη πρανούς φράγματος (Καββαδάς 2009).....	26
Σχήμα 4.2: Συντελεστής ευστάθειας κατά Taylor (Καββαδάς 2009).....	27
Σχήμα 4.3: Τυπική λωρίδα που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις οριακής ισορροπίας (Fredlund and Krahn 1977).....	29
Σχήμα 4.4: Διορθωτικός συντελεστής f_0 (Janbu et al. 1956).....	33
Σχήμα 4.5: Διακύμανση του συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με την ισορροπία ροπών και δυνάμεων συναρτήσει της γωνίας των πλευρικών δυνάμεων. Ιδιότητες εδάφους: $c'/\gamma h = 0.02$; $\phi' = 40^\circ$; $r_u = 0.5$. Γεωμετρία πρανούς: κλίση = 26.5° ; ύψος = 30m	34
Σχήμα 4.6: Διακύμανση της συνάρτησης της κατεύθυνσης της πλευρικής δύναμης συναρτήσει του x	35
Σχήμα 4.7: Διαδικασία προσδιορισμού της πλευρικής δύναμης κατά Morgenstern και Price	35
Σχήμα 5.1: Κατανομή τάσεων σε κατακόρυφη εκσκαφή σε συνεκτικό έδαφος (Chowdhury et al. 2010)	48
Σχήμα 5.2: Θεωρία Rankine για ενεργητικές ωθήσεις γαιών (Das 2007).....	51
Σχήμα 5.3: Διάγραμμα εύρεσης του βάθους του εφελκυστικού ρήγματος (Spencer 1968).....	52
Σχήμα 5.4: Δυνάμεις που δρουν μεταξύ των ορίων και καθορίζουν την μάζα αστοχίας (Robertson 1971)	53
Σχ.5.5(a): Διάγραμμα ευστάθειας για μη ρηγματωμένα πρανά Baker (1981)	54
Σχ.5.5(b): Διάγραμμα ευστάθειας για έδαφος με μηδενική εφελκυστική αντοχή Baker (1981)	54
Σχήμα 5.6: Σύγκριση αποτελεσμάτων του συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με τη θέση του εφελκυστικού ρήγματος για ανάλυση με FEM και LEM (Hammouri et al. 2008).....	55
Σχήμα 5.7: Μηχανισμός αστοχίας που υποτέθηκε στην οριακή ανάλυση (Utili 2013).....	56
Σχήμα 5.8: Διαγράμματα ευστάθειας πρανών ομοιόμορφης κλίσης ($r_u = 0$): (a) ανοιχτό ρήγμα; (b) tension cut-off; (c) περιορισμένη εφελκυστική αντοχή (Michalowski 2013)	57
Σχήμα 5.9: Διαγράμματα ευστάθειας πρανών ομοιόμορφης κλίσης ($r_u = 0.5$): (a) ανοιχτό ρήγμα; (b) tension cut-off; (c) περιορισμένη εφελκυστική αντοχή (Michalowski 2013)	57

Σχήμα 6.1: Παράδειγμα ομοιογενούς πρανούς απλής γεωμετρίας. Το βάρος της μάζας αστοχίας δρα σαν σημειακό φορτίο στο κέντρο της μάζας (σημείο C). Η προβολή του βάρους W τέμνει τον κύκλο ολίσθησης στο σημείο Γ.....	59
Σχήμα 6.2: Εσωτερική όψη της επιφάνειας αστοχίας. Διάγραμμα προβολής: προβολή της επιφάνειας αστοχίας σε ένα $z - x$ επίπεδο (συμμετρία ως προς τον άξονα x) (Pantelidis and Griffiths 2012).....	61
Σχήμα 6.3: Σφαίρα διαμέτρου $D=2r$ με περιγεγραμμένο κύλινδρο ύψους $H_{cyl}=2r$. Προβολή του σημείου Ω σε ένα επίπεδο $z - x$ (Pantelidis and Griffiths 2012).....	62
Σχήμα 6.4: Επίπεδο υδροφόρου ορίζοντα σε πρανές και κατανομή της πίεσης πόρων κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας (Pantelidis and Griffiths 2012)	63
Σχήμα 6.5: Κυλινδρική επιφάνεια που 'κόβει' το πρανές και αναπαριστά το εφελκυστικό ρήγμα (Pantelidis and Griffiths 2012)	65
Σχήμα 6.6: Εξωτερικά φορτία που μπορεί να δρουν στο πρανές. Κατανομή της πίεσης του νερού στο εφελκυστικό ρήγμα και λόγω της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα (Pantelidis and Griffiths 2012) ..	65

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1: Ταξινόμηση κατολισθήσεων (Cruden and Varnes 1996)	6
Πίνακας 1.2: Παράγοντες που προκαλούν αύξηση των διατμητικών τάσεων σε πρηνή (Abramson et al. 2002).....	7
Πίνακας 1.3: Παράγοντες που προκαλούν μείωση της διατμητικής αντοχής των πρηνών (Abramson et al. 2002).....	8
Πίνακας 2.1: Γενικό διάγραμμα GSI (Marinos and Hoek 2000)	15
Πίνακας 2.2: Προτεινόμενες τιμές σταθεράς m_i . Οι τιμές που βρίσκονται σε παρένθεση αποτελούν εκτιμήσεις (Marinos and Hoek 2001).....	17
Πίνακας 2.3: Οδηγίες για την εκτίμηση του συντελεστή διαταραχής D (Hoek et al. 2002) (Fortsakis 2012).....	18
Πίνακας 4.1: Σύνοψη εξισώσεων και αγνώστων που συναντώνται στις μεθόδους οριακής ισοροπίας	28

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Πρανές, με την γενική έννοια του όρου, ονομάζεται κάθε εδαφική μάζα η οποία βρίσκεται υπό κλίση. Τα πρανή χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, στα φυσικά και στα τεχνητά. Φυσικά πρανή καλούνται τα πρανή τα οποία έχουν σχηματιστεί βαθμιαία, ως αποτέλεσμα φυσικών διεργασιών, κυρίως λόγω διάβρωσης, σε μεγάλη χρονική περίοδο. Τεχνητά πρανή καλούνται τα πρανή τα οποία έχουν σχηματιστεί λόγω ανθρώπινης παρέμβασης και συναντώνται σε διάφορες μορφές όπως εκσκαφές, ορύγματα, επιχώματα, χωμάτινα φράγματα, σωρούς απορριμμάτων και φράγματα από άχρηστα υλικά μεταλλείων.

Το κεκλιμένο έδαφος (πρανές) μπορεί να γίνει ασταθές όταν τα φορτία βαρύτητας που δρουν σε μία εδαφική μάζα υπερβούν την διατμητική αντοχή η οποία διατίθεται στη βάση της μάζας και μέσα σε αυτή. Στην περίπτωση αυτή θα συμβεί καθοδική κίνηση της εδαφικής μάζας του πρανού. Αυτό μπορεί να έχει καταστρεπτικές συνέπειες σε ζώες και περιουσίες. Όμως σε απομακρυσμένες μη κατοικήσιμες περιοχές οι κινήσεις της εδαφικής μάζας αποτελούν μόνο ένα μέρος της διαδικασίας της φυσικής αποσάθρωσης των εδαφών. Σε μερικούς παράκτιους βράχους η αστάθεια, η οποία συνεπάγεται και καταστροφή ιδιοκτησιών, είναι συχνά αποδεκτή επειδή το κόστος της προστασίας από της διαδικασίες της φυσικής διάβρωσης με μέτρα σταθεροποίησης των βράχων είναι πολύ υψηλό και τις περισσότερες φορές απαγορευτικό (Barnes 2000).

Προβλήματα ευστάθειας πρανών εμφανίζονται συνεχώς σε έργα γεωτεχνικής μηχανικής σε όλο τον κόσμο και δυστυχώς πολλές φορές συνοδεύονται με την απώλεια ανθρώπινων ζώων. Η ύπαρξη τέτοιων καταστροφών δεν μπορεί να αποδοθεί μόνο στις φυσικές διεργασίες, καθώς επιπρόσθετοι παράγοντες όπως, ανεπαρκείς υποδομές, κακή διαχείριση, ελλιπής κατανόηση των φυσικών καταστροφών και απουσία πρωτοβουλίας για τον περιορισμό των κινδύνων συνεισφέρουν στο μέγεθος των καταστροφών. Είναι άξιο αναφοράς το γεγονός ότι αστοχίες πρανών και κατολισθήσεις είναι υπεύθυνες για πάνω από 100.000 επιβεβαιωμένους θανάτους μόνο για την περίοδο 1980-2000 (Petley et al. 2005). Αυτό συνεπάγεται με 5.000 θανάτους ετησίως κατά μέσο όρο και θα πρέπει να σημειωθεί ότι τα ποσοστά θανάτου εξαιτίας τέτοιων φαινομένων είναι πολύ υψηλότερα στις λιγότερο ανεπτυγμένες χώρες. Συγκεκριμένα, η Βόρεια Αμερική, Ευρώπη και η Αφρική παρουσιάζουν το μικρότερο κατά κεφαλήν ποσοστό θανάτων εξαιτίας κατολισθήσεων, με το αντίστοιχο ποσοστό να είναι πάνω από 100 φορές μεγαλύτερο στην Κεντρική Ασία και 1000 φορές μεγαλύτερο στην Κεντρική και Νότια Αμερική.

Η ανάγκη εκτίμησης της ευστάθειας πρανών λοιπόν έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη μεθόδων ανάλυσης. Οι περισσότερες μέθοδοι ανάλυσης που έχουν αναπτυχθεί είναι κυρίως δισδιάστατες 2D αλλά με την πάροδο των χρόνων αναπτύσσονται και διάφορες μέθοδοι 3D ανάλυσης (Chen et al. 2003a). Ένας από τους παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια πρανών είναι η ύπαρξη εφελκυστικών ρηγμάτων. Η ύπαρξη εφελκυστικού ρήγματος σε ένα πρανές αποτελεί συνήθως την πρώτη ένδειξη μιας επικείμενης αστοχίας και δύναται να επηρεάσει δυσμενώς την ευστάθεια του με τους ακόλουθους τρόπους. Το εφελκυστικό ρήγμα μειώνει το συνολικό εμβαδό της επιφάνειας αστοχίας, δηλαδή μειώνει την ικανότητα αντίστασης του πρανού σε αστοχία. Επίσης, η πίεση του νερού που δρα στο πρόσωπο του εφελκυστικού ρήγματος συνιστά μια επιπλέον δύναμη η οποία βοηθά στην πραγματοποίηση της αστοχίας. Τέλος, η πιθανή είσοδος του νερού μέσω του εφελκυστικού ρήγματος τείνει να μαλακώνει το έδαφος, υποβαθμίζοντας έτσι της μηχανικές του αντοχές.

1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ-ΣΚΟΠΟΣ

Σκοπός της παρούσας μεταπτυχιακής διατριβής είναι να μελετήσει την επίδραση του εφελκυστικού ρήγματος στην ευστάθεια πρανών τόσο στις δύο, όσο και στις τρεις διαστάσεις. Η μελέτη αυτή αποτελεί την πρώτη απόπειρα που γίνεται έτσι ώστε να ερευνηθεί η επίδραση του εφελκυστικού ρήγματος στις τρεις διαστάσεις, καθώς όλες οι προγενέστερες μέθοδοι που διατίθενται στη βιβλιογραφία, μελετούν τη δισδιάστατη επίδραση του εφελκυστικού ρήγματος. Η μελέτη αυτή είναι επίσης η πρώτη που θα επιχειρήσει άμεση σύγκριση των αποτελεσμάτων της επίδρασης του εφελκυστικού ρήγματος μεταξύ δύο και τριών διαστάσεων. Στη μελέτη γίνεται χρήση της μεθόδου οριακής ισορροπίας που πρότειναν οι Pantelidis και D. V. Griffiths (2013a&b). Η μέθοδος αποτελεί λύση κλειστού τύπου (closed-form solution) και όσον αφορά τις δύο διαστάσεις, θεωρεί κυκλική επιφάνεια ολίσθησης και την αντιμετωπίζει σαν ένα ενιαίο απαραμόρφωτο σώμα (δεν την χωρίζει σε λωρίδες όπως οι περισσότερες μέθοδοι), επιτρέποντας έτσι στις εσωτερικές τάσεις να αγνοηθούν. Η μέθοδος ικανοποιεί την ισορροπία ροπών καθώς και αυτή των δυνάμεων (στις διευθύνσεις x και y). Στις τρεις διαστάσεις η μέθοδος κάνει τις ίδιες παραδοχές με την διαφορά του ότι η επιφάνεια ολίσθησης θεωρείται πλέον σφαιρική. Η μέθοδος λαμβάνει υπόψη όλες τις φορτίσεις που συναντούνται σε ένα πρανές και έχει γενικευμένη εφαρμογή δηλ. μπορεί να εφαρμοστεί σε πρανή με ομοιογενές ή μη-ομοιογενές έδαφος και σε πρανή με απλή ή περίπλοκη γεωμετρία.

1.3 ΣΤΟΧΟΙ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

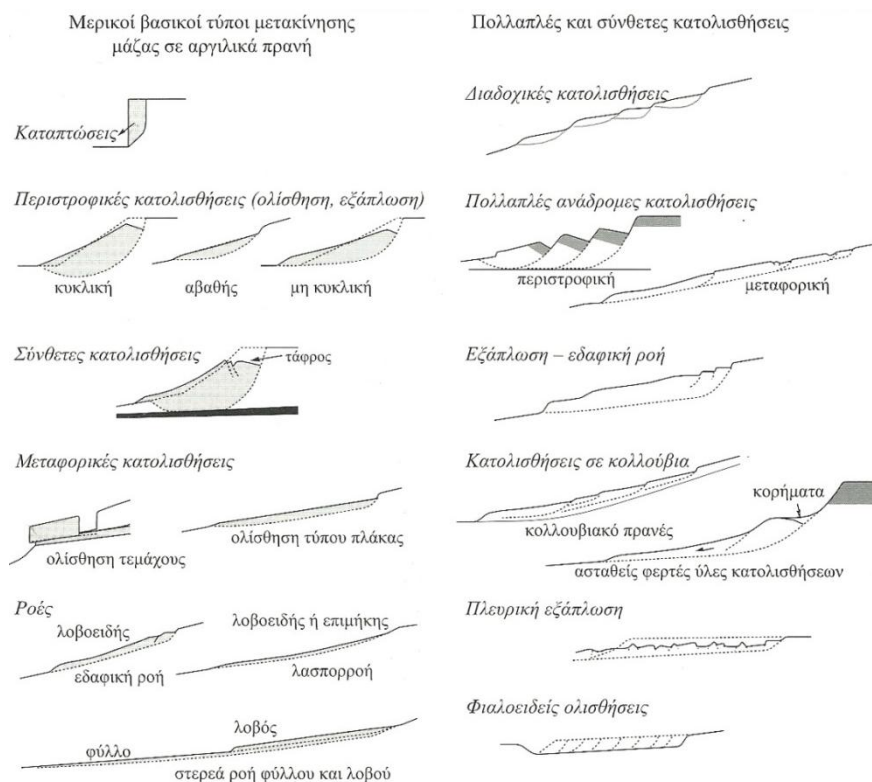
Στις περισσότερες περιπτώσεις, ο κυριότερος λόγος ανάλυσης ευστάθειας πρανών είναι ο ασφαλής και συγχρόνως οικονομικός σχεδιασμός εκσκαφών, επιχωμάτων, χωμάτων φραγμάτων και σωρών αχρήστων υλικών. Η εκτίμηση της ευστάθειας ενός πρανού γίνεται με τον εντοπισμό κρίσιμων γεωλογικών, υλικοτεχνικών, περιβαλλοντικών και οικονομικών παραμέτρων οι οποίοι δύναται να επηρεάσουν την ευστάθεια του πρανού. Γενικά, όταν έχουμε να κάνουμε με πρανή και ειδικότερα με την διαδικασία της ανάλυσης της ευστάθειας τους, κάθε προηγούμενη γεωλογική και γεωτεχνική γνώση που αφορά την ιστορία της

περιοχής είναι πολύτιμη. Οι στόχοι της ανάλυσης ευστάθειας πρανών είναι (Abramson et al. 2002):

- (1) Η κατανόηση των φυσικών διεργασιών που οδήγησαν στο σχηματισμό των φυσικών πρανών.
- (2) Η αξιολόγηση της ευστάθειας πρανών κάτω από βραχυπρόθεσμες και μακροπρόθεσμες συνθήκες.
- (3) Η αξιολόγηση της πιθανότητας αστοχιών (ολισθήσεων) σε φυσικά και τεχνητά πρανή.
- (4) Η ανάλυση ολισθήσεων προκειμένου να μελετηθούν οι μηχανισμοί αστοχίας και η επίδραση των περιβαλλοντικών παραγόντων.
- (5) Να καταστεί δυνατός ο επανασχεδιασμός πρανών που έχουν αστοχήσει και η οργάνωση και σχεδιασμός προληπτικών και διορθωτικών μέτρων όπου είναι απαραίτητο.
- (6) Η μελέτη της επίδρασης των σεισμικών φορτίσεων σε πρανή και επιχώματα.

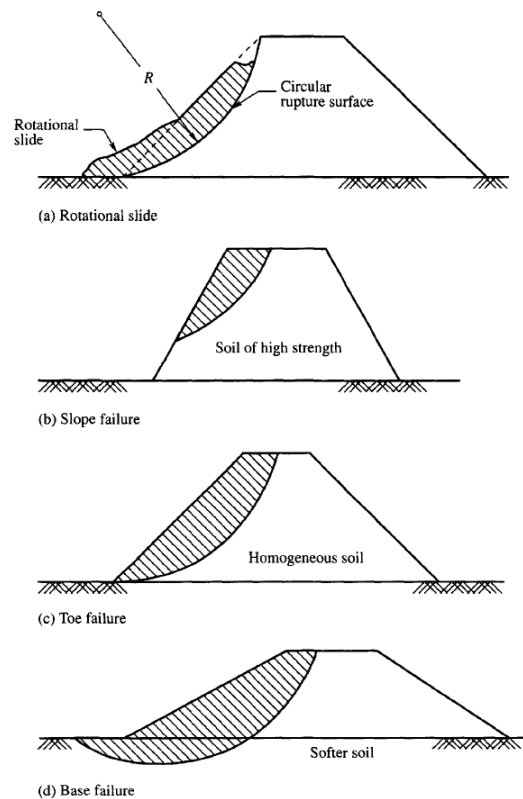
1.4 ΤΥΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

Οι κινήσεις της μάζας, οι οποίες γενικά αναφέρονται ως κατολισθήσεις, μπορούν να έχουν διάφορες μορφές (Σχ.1.1). Οι καταπτώσεις διακρίνονται από τις ολισθήσεις στο γεγονός του ότι οι ολισθήσεις περιλαμβάνουν την κίνηση μεγάλων, γενικά συνεχών εδαφικών μαζών σε μία ή περισσότερες επιφάνειες ολίσθησης, ενώ οι ροές περιλαμβάνουν κινήσεις μαλακών ή διαβρωμένων κορημάτων, όπως από τη βάση μιας θρυμματισμένης ολισθαίνουσας μάζας (εδαφική ροή) ή κάποια ταχύτερη κίνηση κορημάτων αργίλου που έχουν μαλακώσει λόγω της παρουσίας νερού (λασπορροές) με λιγότερο εμφανείς επιφάνειες ολίσθησης.



Σχήμα 1.1: Είδη μετακινήσεων μάζας (Skempton and Hutchinson 1969)

Σε φυσικά πρανή ή εκσκαφές περιορισμένου ύψους οι πρώτες ενδείξεις μιας επικείμενης αστοχίας είναι συνήθως η ανύψωση του εδάφους (φούσκωμα) στη βάση του πρανού και η εμφάνιση ρωγμών στη στέψη του. Κατά την αστοχία, μια εδαφική μάζα που περιλαμβάνει το σύνολο ή μέρος του πρανού, μετακινείται προς τα κατάντη μέχρι να φθάσει σε μία νέα κατάσταση ισορροπίας, οπότε η κίνηση της σταματά. Συχνά η κινούμενη μάζα τεμαχίζεται και παραμορφώνεται. Η επιφάνεια πάνω στην οποία γίνεται η ολίσθηση της εδαφικής μάζας (επιφάνεια αστοχίας) έχει συνήθως σχήμα σφαιρικό ή περίπου σφαιρικό, αν και σε πιο πολύπλοκα προβλήματα το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης μπορεί να αποκλίνει έντονα από το σφαιρικό και να χαρακτηρίζεται μάλλον ως σύνθετο. Στην αντίστοιχη ανάλυση σε δύο διαστάσεις, το σχήμα και η θέση της σφαίρας ως επιφάνειας ολίσθησης παίρνει το τόξο κύκλου (Σχήμα 1.2), κάτι που στην ουσία αντιστοιχεί σε κυλινδρική επιφάνεια. Σε ορισμένες περιπτώσεις η επιφάνεια ολίσθησης είναι επίπεδη ή αποτελείται από ένα σύστημα επίπεδων και κυλινδρικών επιφανειών. Αυτό συμβαίνει όταν το έδαφος περιλαμβάνει ασθενείς εδαφικές στρώσεις που καθορίζουν την επιφάνεια ολίσθησης (Καββαδάς 2009).



Σχήμα 1.2: Τυπικές μορφές αστοχίας πρανών (Murthy 2002)

Σε τεχνητά πρανή και κυρίως σε ορύγματα τα οποία σχηματίζονται από εκσκαφές με κεκλιμένες πλευρές κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, οι συνθήκες του εδάφους και του υπόγειου νερού των πρανών προσδιορίζονται από τη φυσική γεωλογία της τοποθεσίας, και έτσι το πρανές αυτό θα πρέπει να μελετηθεί σε ένα εύρος τέτοιων συνθηκών. Ένα πρανές πρέπει να είναι ευσταθές και για σύντομο αλλά και για μεγάλο χρονικό διάστημα. Η πιο κρίσιμη είναι η μακροχρόνια κατάσταση, διότι οι πιέσεις των πόρων έχουν φτάσει σε ισορροπία και ισχύουν συνθήκες στράγγισης. Έτσι, τα περισσότερα πρανή ορυγμάτων είναι ευσταθή βραχυχρόνια, αλλά χάνουν την ευστάθειά τους με την πάροδο του χρόνου και μπορεί να αστοχήσουν, μερικές φορές μετά και από πολλά χρόνια. Αν προϋπάρχουν επιφάνειες ολίσθησης με διαθέσιμη μόνο την παραμένουσα αντοχή, τα ορύγματα είναι πιθανό να επαναδραστηριοποιήσουν την ολίσθηση, με σημαντικές συνέπειες στις παραπάνω περιπτώσεις. Αν δεν προϋπάρχουν επιφάνειες ολίσθησης, μπορεί να υποτεθεί μια πρωταρχική ολίσθηση, η οποία ενεργοποιεί την αντοχή κρίσιμης κατάστασης (Barnes 2000).

1.5 ΕΙΔΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΕΛΑΦΙΚΗΣ ΜΑΖΑΣ

Η κινηματική των κατολισθήσεων (δηλ. το πώς η κίνηση μιας κατολίσθησης χαρακτηρίζεται λόγω της μάζας που εκτοπίζεται) συνιστά έναν άλλο τρόπο ταξινόμησης των κατολισθήσεων. Υπάρχουν πέντε τύποι διάκρισης των κατολισθήσεων:

- (1) Πτώσεις
- (2) Ανατροπές
- (3) Ολισθήσεις
- (4) Εξάπλωση
- (5) Ροές

1.5.1 Πτώσεις (Falls)

Η πτώση ξεκινά με την απόσπαση ενός τεμαχίου εδάφους ή βράχου κατά μήκος μιας επιφάνειας χωρίς να προηγηθεί διατμητική μετατόπιση. Η ταχύτητα κίνησης είναι γρήγορη έως πολύ γρήγορη (5 – 50m/sec). Η υποσκαφή πρανών και η δράση παγετού είναι οι πλέον συνήθεις διεργασίες πρόκλησης πτώσεων. Η κίνηση περιλαμβάνει ελεύθερη πτώση εφόσον τα υποκείμενα πρανά έχουν κλίση μεγαλύτερη των 75 μοιρών. Διαφορετικά ο όγκος προσκρούει και αναπηδά στην επιφάνεια του εδάφους. Η αναπήδηση εξαρτάται από τις ιδιότητες του υλικού, το συντελεστή αναπήδησης (συνάρτηση του υποστρώματος πρόσκρουσης) και της γωνίας μεταξύ του πρανούς και της τροχιάς της πύπτουσας μάζας. Σε πρανά μεγάλου μήκους με κλίσεις $\leq 1:1$ οι πύπτοντες όγκοι παρουσιάζουν κύλιση.

1.5.2 Ανατροπή (Topple)

Η ανατροπή ορίζεται ως ο μηχανισμός κατάντη περιστροφής ενός όγκου εδάφους ή βράχου γύρω από σημείο υποκείμενου του κέντρου βαρύτητας της μετακινούμενης μάζας. Ο ρυθμός εκδήλωσης ποικίλει ευρέως. Η απουσία εγκάρσιων διακλάσεων οδηγεί σε αστοχία τύπου καμπτικής ανατροπής. Αντίθετα, η παρουσία εγκάρσιων διακλάσεων τείνει σε περιστροφική διατμητική αστοχία.

1.5.3 Ολισθήσεις (Slides)

Οι ολισθήσεις εκδηλώνονται ως κατάντη μετακινήσεις εδαφικών ή βραχωδών μαζών κατά μήκος επιφανειών θραύσης ή ζωνών έντονης διατμητικής παραμόρφωσης. Η εκδήλωση της αστοχίας έχει συνήθως προοδευτικό χαρακτήρα. Οι ολισθήσεις συμβαίνουν σε επιφάνειες κυκλοειδούς γεωμετρίας ή επίπεδης και περιγράφονται αντίστοιχα ως περιστροφικές ολισθήσεις (rotational slides) ή επίπεδες ολισθήσεις (translational slides).

1.5.4 Εξάπλωση (Spread)

Περιγράφεται ως ο εκτατικός αποχωρισμός και γενική καθίζηση μιας μάζας συνεκτικών εδαφών ή βράχου σε υποκείμενα εύκαμπτα και πιο αδύναμα υλικά. Η επιφάνεια θραύσης δεν υφίσταται ως ζώνη ισχυρών διατμητικών παραμορφώσεων. Οι μετακινήσεις συμβαίνουν λόγω ρευστοποίησης, ροών ή ερπυστικών παραμορφώσεων των υποκείμενων υλικών.

1.5.5 Ροές (Flows)

Αναφέρονται σε μετακινήσεις εδαφικών ή βραχωδών υλικών που μοιάζουν με ροή βισκώδους μάζας. Οι μετακινούμενες μάζες είναι συνήθως σε καθεστώς πλήρους κορεσμού, ενώ σε μάζες κορημάτων συχνά ενεργούν ισχυρές δυνάμεις διήθησης νερού. Οι εδαφορροές λαμβάνουν χώρα συνήθως στα επιφανειακά στρώματα του εδάφους. Αυτό οφείλεται στις ραγδαίες μεταβολές της υγρασίας και στις πιέσεις πόρων που συμβαίνουν στην επιφάνεια κατά τη διάρκεια βροχοπτώσεων μεγάλης έντασης (Μπαντής 2008).

1.6 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΕΩΝ

Οι Cruden και Varnes (1992) ταξινομήσαν τις κατολισθήσεις σε κλάσεις όπως φαίνεται στον πιο κάτω πίνακα.

Πίνακας 1.1 Ταξινόμηση κατολισθήσεων (Cruden and Varnes 1996)

Κλάση	Περιγραφή	Ταχύτητα (mm/sec)	Πιθανές επιπτώσεις
7	Εξαιρετικά γρήγορη	5×10^3	Μείζονος βιαιότητας καταστροφές, καταστροφές κατασκευών από πρόσκρουση ολισθαινόντων υλικών, θάνατοι, αδύνατη διαφυγή
6	Πολύ γρήγορη	50	Μερικώς θανατηφόρες επιπτώσεις, ταχύτητα πολύ μεγάλη για να επιτραπεί ολική εκκένωση
5	Γρήγορη	0.5	Πιθανή η διαφυγή, καταστροφή κατασκευών, εγκαταστάσεων και εξοπλισμού
4	Μέτρια	5×10^{-3}	Προσωρινές και δυνατές κατασκευές δύναται να διατηρηθούν προσωρινά
3	Αργή	50×10^{-6}	Επιδιορθωτικές εργασίες μπορούν να γίνουν κατά την διάρκεια της μετακίνησης, μη ευαίσθητες κατασκευές μπορούν να διατηρούνται με συχνή συντήρηση εφόσον η ολική μετακίνηση δεν είναι μεγάλη κατά τη διάρκεια περιοδικών φάσεων επιτάχυνσης της ολίσθησης
2	Πολύ αργή	0.5×10^{-6}	Ορισμένες μόνιμες κατασκευές μπορούν να παραμείνουν χωρίς ζημιές
1	Εξαιρετικά αργή		Μη ανιχνεύσιμη χωρίς όργανα, δυνατή η κατασκευή με μέτρα προφύλαξης

1.7 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΣΥΝΕΙΣΦΕΡΟΥΝ ΣΤΗΝ ΑΣΤΟΧΙΑ ΠΡΑΝΩΝ

Αστοχίες πρανών προκαλούνται συχνά από διαδικασίες οι οποίες αυξάνουν τις διατμητικές τάσεις ή μειώνουν τη διατμητική αντοχή της εδαφικής μάζας. Οι πιο συνηθισμένες διαδικασίες που προκαλούν αύξηση των διατμητικών τάσεων σε πρανή αναφέρονται στον Πίνακα 1.2.

Πίνακας 1.2 Παράγοντες που προκαλούν αύξηση των διατμητικών τάσεων σε πρανή (Abramson et al. 2002)

- (1) Αφαίρεση της στήριξης
 - A. Διάβρωση
 1. Από υδάτινα ρεύματα και ποτάμια
 2. Από παγετώνες
 3. Από την δράση κυμάτων ή θαλάσσιων ρευμάτων
 4. Από προοδευτική υγροποίηση και ξηροποίηση (π.χ. άνεμοι, πάγος)
 - B. Φυσικές μετακινήσεις του πρανούς (π.χ. πτώσεις, ολισθήσεις)
 - Γ. Ανθρώπινη δραστηριότητα
 1. Εκσκαφές
 2. Αφαίρεση τοίχων αντιστήριξης ή πασσαλοσανίδων
 3. Κατάληξη υδατικών φορέων (π.χ. λίμνες, λιμνοθάλασσες)
 - (2) Υπερφόρτωση
 - A. Από φυσικούς παράγοντες
 1. Βάρος κατακρημνισμάτων (π.χ. βροχόπτωση, χιόνι)
 2. Συσσώρευση υλικών από προηγούμενες κατολισθήσεις
 - B. Ανθρώπινη δραστηριότητα
 1. Κατασκευή λόφων
 2. Κατασκευές και άλλες φορτίσεις στην κορυφή του πρανούς
 3. Διαρροή νερού από οχετούς, σωλήνες νερού και υπονόμους
 - (3) Παροδικές επιδράσεις (π.χ. σεισμοί)
 - (4) Μετακίνηση υποκείμενων αντικειμένων που παρείχαν στήριξη
 - A. Από ποτάμια ή θάλασσες
 - B. Από τις καιρικές συνθήκες
 - Γ. Από υπόγεια διάβρωση εξαιτίας διαρροών νερού (π.χ. σωληνώσεων)
 - Δ. Από ανθρώπινη δραστηριότητα (εκσκαφές ή εξορύξεις)
 - Ε. Από απώλεια της αντοχής του υπερκείμενου εδαφικού υλικού
 - (5) Αύξηση πλευρικών ωθήσεων
 - A. Από εγκλωβισμένο νερό σε ρήγματα και σχισμές
 - B. Από πάγωμα εγκλωβισμένου νερού σε ρήγματα
 - Γ. Από διαστολή αργιλικών εδαφών
-

Οι διαδικασίες που συνήθως προκαλούν μείωση της διατμητικής αντοχής της εδαφικής μάζας του πρανού αναφέρονται στον Πίνακα 1.3.

Πίνακας 1.3 Παράγοντες που προκαλούν μείωση της διατμητικής αντοχής των πρανών (Abramson et al. 2002).

- (1) Παράγοντες που πηγάζουν από την φύση των υλικών
 - A. Σύνθεση
 - B. Δομή
 - Γ. Δευτερεύουσες ή κληρονομήσιμες δομές
 - Δ. Διαστρωμάτωση
 - (2) Αλλαγές λόγω καιρικών συνθηκών και φυσικοχημικών δραστηριοτήτων
 - A. Διαδικασίες υγροποίησης και ξηροποίησης
 - B. Ενυδάτωση
 - Γ. Αφαίρεση στοιχείων τσιμέντου
 - (3) Δράση της πίεσης πόρων
 - (4) Αλλαγές στη δομή
 - A. Απελευθέρωση τάσης
 - B. Δομική υποβάθμιση
-

1.8 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΟΝΤΑΙ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ

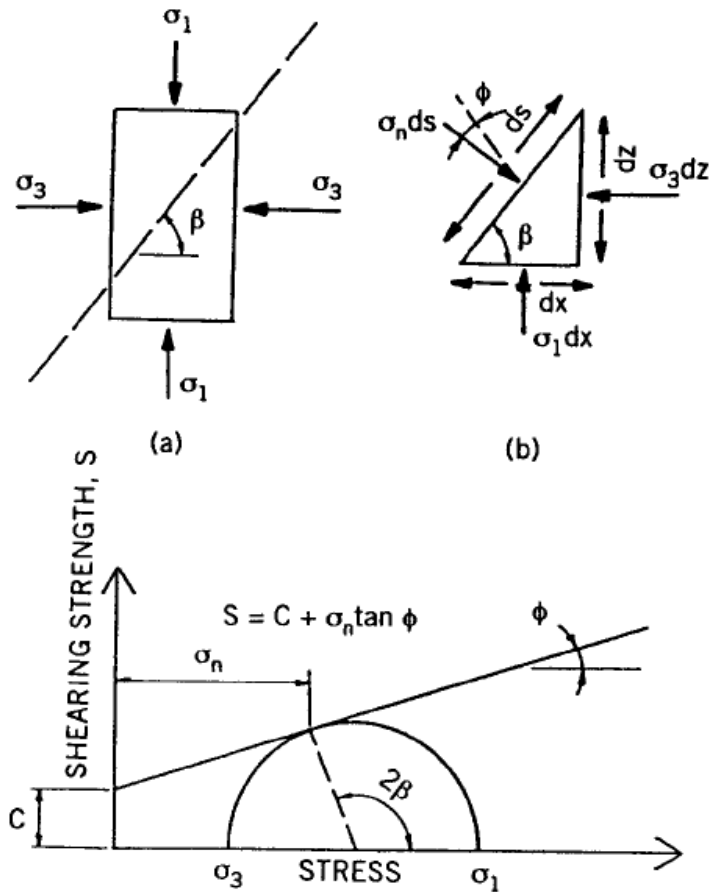
Η ανακάλυψη της αρχής των ενεργών τάσεων από τον Terzaghi κατά το 1920 σηματοδοτεί την έναρξη της σύγχρονης εδαφομηχανικής. Αυτή η αρχή βρίσκει εφαρμογή σε προβλήματα ευστάθειας πρανών. Αν θεωρήσουμε τρεις κύριες τάσεις σ_1 , σ_2 και σ_3 , σε οποιοδήποτε σημείο μιας κορεσμένης εδαφικής μάζας και u είναι η πίεση των πόρων νερού σε αυτό το σημείο, κάθε αλλαγή στις κύριες τάσεις η οποία προκαλείται από αλλαγή στην πίεση πόρων δεν έχει καμία απολύτως επίδραση στην αλλαγή του όγκου ή στις τάσεις που απαιτούνται ώστε να έχουμε αστοχία. Καταστάσεις όπως θλίψη, παραμόρφωση και αλλαγή της διατμητικής αντοχής του εδάφους οφείλονται αποκλειστικά στις αλλαγές των τιμών των ενεργών τάσεων σ'_1 , σ'_2 και σ'_3 , οι οποίες ορίζονται ως εξής:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \qquad \sigma'_2 = \sigma_2 - u \qquad \text{και} \qquad \sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

Ως εκ τούτου, μεταβολές στο u οδηγούν σε μεταβολή της τιμής των ενεργών τάσεων.

Υλικά που βρίσκονται υπό κλίση έχουν την τάση να ολισθαίνουν εξαιτίας των διατμητικών τάσεων που δημιουργούνται στο έδαφος λόγω βαρυτικών ή άλλων δυνάμεων (π.χ. ροή νερού, τεκτονικές τάσεις, σεισμική δραστηριότητα). Αυτή η τάση αντισταθμίζεται από την διατμητική αντοχή της εδαφικής μάζας του πρανούς σύμφωνα με τη θεωρία των Mohr – Coulomb ως

$$S = c + \sigma_n \tan \varphi \qquad (1.1)$$



Σχήμα 1.3: Κύκλος Mohr - Coulomb. (a) Στοιχείο εδάφους. (b) Διανύσματα τάσεων. (c) Περιβάλλουσα διατμητικής αντοχής (Abramson et al. 2002).

όπου

S = διατμητική αντοχή του εδάφους

c = συνοχή του εδάφους

σ_n = ορθή τάση

ϕ = γωνία εσωτερικής τριβής

Σε όρους ενεργών τάσεων ,

$$S' = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi' \quad (1.2)$$

όπου

S' = διατμητική αντοχή εδάφους υπό συνθήκες στράγγισης

c' = ενεργός συνοχή του εδάφους

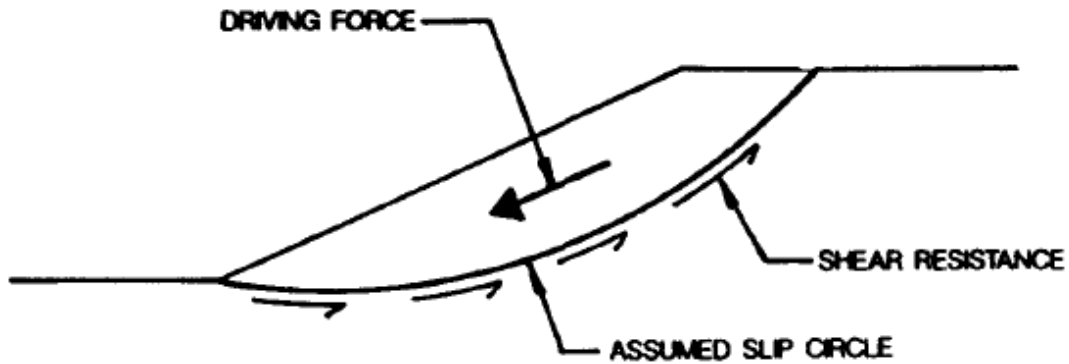
σ_n = ορθή τάση

u = πίεση πόρων νερού

ϕ' = γωνία εσωτερικής τριβής σε όρους ενεργών τάσεων

Πρακτικά, όλες οι αναλύσεις ευστάθειας πρανών βασίζονται στην ιδέα της οριακής ισορροπίας. Ισχύει η εξίσωση

$$\tau = \frac{S}{FOS} \quad (1.3)$$



Σχήμα 1.4: Γεωμετρία που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις με κύκλο ολίσθησης

όπου

τ = διατμητική τάση κατά μήκος της υποτιθέμενης επιφάνειας ολίσθησης

S = διατμητική αντοχή του εδάφους

FOS = συντελεστής ασφαλείας

Μια κατάσταση οριακής ισορροπίας θεωρείται πως υπάρχει όταν η διατμητική αντίσταση κατά μήκος μιας υποτιθέμενης επιφάνειας ολίσθησης (κύκλος ολίσθησης) ισούται με τη διατμητική αντοχή του εδάφους, ή με άλλα λόγια όταν ο συντελεστής ασφαλείας ισούται με τη μονάδα. Ο καθορισμός των τιμών c και ϕ της διατμητικής αντοχής γίνεται από μετρήσεις πεδίου και εργαστηριακές δοκιμές (Abramson et al. 2002).

ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ/ΒΡΑΧΟΥ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

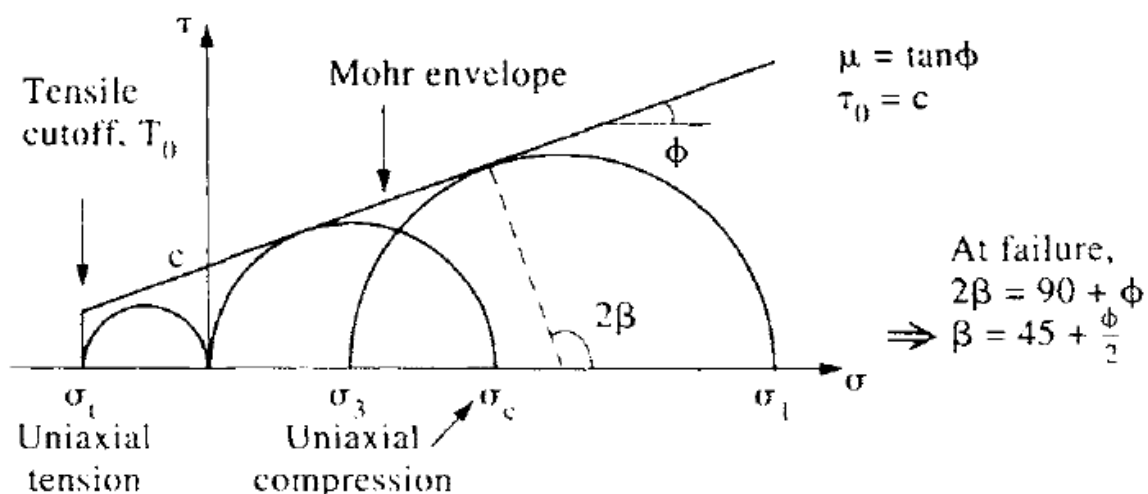
Τα εδάφη δύναται να αστοχήσουν είτε σε εφελκυσμό, είτε σε διάτμηση. Λόγω των εφελκυστικών τάσεων μπορούν να δημιουργηθούν ρήγματα στην επιφάνεια του πρανούς, τα οποία αποτελούν συχνά την πρώτη ένδειξη ότι το έδαφος είναι ασταθές. Από την άλλη, διατμητική αστοχία θα συμβεί, όταν επιτευχθεί ένας κρίσιμος συνδυασμός διατμητικών και ενεργών τάσεων σε ένα σημείο της εδαφικής μάζας (Terzaghi and Peck 1948). Η ανάγκη εκτίμησης της αντίστασης εδαφών/βράχων έναντι αστοχίας έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη αρκετών κριτηρίων αστοχίας (γραμμικών και μη). Το πιο ευρέως διαδεδομένο και χρησιμοποιούμενο κριτήριο αστοχίας είναι το κριτήριο Mohr-Coulomb, σύμφωνα με το οποίο η διατμητική αντοχή ενός εδάφους περιγράφεται από δύο παραμέτρους, την συνοχή c , και την γωνία τριβής ϕ . Είναι κοινός αποδεκτό, ότι για τα περισσότερα εδάφη και βράχους, το εμπειρικό κριτήριο Mohr-Coulomb αποτελεί μια καλή εκτίμηση της κατάστασης των τάσεων κατά την αστοχία ανάμεσα σε ένα εύρος ενεργών τάσεων. Ωστόσο, ένας σημαντικός αριθμός πειραμάτων έχει δείξει ξεκάθαρα ότι η περιβάλλουσα αστοχίας για όλα σχεδόν τα γεωλικά παρουσιάζει μια μη-γραμμικότητα-καμπυλότητα (Vesic and Clough 1968; Bieniawski 1974; Lade 1977; Hoek 1983; Agar et al. 1986; West 1987; Indraratna et al. 1993; Hobbs 1966; Yamaguchi et al. 2008), και ότι τα γραμμικά κριτήρια αποτελούν μια ειδική περίπτωση των μη-γραμμικών κριτηρίων (Zhang and Chen 1987; Collins et al. 1988; Baker 2004). Είναι επίσης αποδεκτό, ότι οι περιβάλλουσες αστοχίας για τα περισσότερα εδάφη δεν είναι γραμμικές, και αυτό γίνεται πιο εμφανές σε ένα εύρος χαμηλών ορθών τάσεων (Terzaghi and Peck 1948; Penman 1953; Bishop et al. 1965; Ponce and Bell 1971; Charles and Soares 1984a; Day and Axten 1989; Maksimovic 1989). Τούτο, υπονοεί πως η χρήση γραμμικών κριτηρίων αστοχίας, υπερεκτιμά τη διατμητική αντοχή του εδάφους για χαμηλές ορθές τάσεις. Προκειμένου να αποφευχθεί αυτή η υπερεκτίμηση της διατμητικής αντοχής, πολλοί ερευνητές έχουν στραφεί στη χρήση μη-γραμμικών κριτηρίων αστοχίας.

Ένας μεγάλος αριθμός μη-γραμμικών εξισώσεων για την περιγραφή της αντοχής των εδαφών/βράχων, έχουν προταθεί ανά τα χρόνια. Αυτές περιλαμβάνουν εξισώσεις δυο μεταβλητών (Lefebvre 1981), εξισώσεις τριών μεταβλητών (De Mello 1977), και διάφορες απλές εκθετικές σχέσεις (Charles and Watts 1980; Charles and Soares 1984b; Collins et al. 1988; Maksimovic 1989; Perry 1994). Η πιο συχνά χρησιμοποιούμενη σχέση είναι της μορφής $\tau = A(\sigma')^b$, όπου A και b είναι σταθερές παράμετροι για την αντοχή. Το μέγεθος του τ για οποιαδήποτε τιμή του σ' είναι ανάλογη του A και η καμπυλότητα της περιβάλλουσας αστοχίας είναι αντιστρόφως ανάλογη του b . Ο υπολογισμός των τιμών A και

b, οι οποίες αντιπροσωπεύουν καλύτερα την καμπυλωμένη περιβάλλουσα διατμητικής αντοχής, γίνεται με τη χρήση λογισμικού curve-fitting.

2.2 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ Mohr-Coulomb

Το πιο απλό και το πιο γνωστό κριτήριο αστοχίας εδαφών είναι το κριτήριο αστοχίας των Mohr-Coulomb. Το κριτήριο αυτό, αν και γραμμικό, κατάφερε να παραμείνει δημοφιλές λόγω της μαθηματικής του απλότητας, της ξεκάθαρης φυσικής του σημασίας όσον αφορά τις παραμέτρους του εδάφους, και το γενικό επίπεδο αποδοχής του (Labuz and Zang 2012). Το κριτήριο Mohr-Coulomb, αποτελείται από μια γραμμική περιβάλλουσα η οποία αγγίζει όλους τους κύκλους του Mohr που αντιπροσωπεύουν κρίσιμους συνδυασμούς των κύριων τάσεων (Goodman 1989) όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1.



Σχήμα 2.1: Γραφική αναπαράσταση του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb (Hudson and Harrison 2000)

Η απευθείας έκφραση του κριτηρίου για τη διατμητική αντοχή είναι η εξής:

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad (2.1)$$

όπου τ είναι η διατμητική αντοχή του εδάφους, σ η ορθή τάση, ϕ η γωνία τριβής και c είναι το σημείο τομής της περιβάλλουσας με τον άξονα τ (συνοχή).

Η φυσική σημασία του Σχ. 2.1 είναι ότι διατμητική αστοχία θα συμβεί όταν ο κύκλος αγγίζει την γραμμή του κριτηρίου Mohr-Coulomb (ευθεία γραμμή). Υπάρχουν τρεις τρόποι με τους οποίους ο κύκλος δύναται να αγγίξει την ευθεία γραμμή του κριτηρίου: (α) αν αυξηθεί η σ_1 , (β) αν μειωθεί η σ_3 και (γ) αν μειωθούν οι τάσεις σ_1 και σ_3 κατά το ίδιο μέγεθος. Λόγω του ότι δεν θα ήταν λογικό να υποθέταμε αντίσταση λόγω τριβής παρουσία εφελκυστικής ορθής τάσης, η Εξ. (2.1) χάνει τη φυσική της σημασία όταν η τιμή της σ περνά στην εφελκυστική περιοχή (αριστερά του άξονα τ). Το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε ανισότροπα υλικά (υλικά των οποίων οι ιδιότητες δεν είναι ίδιες σε όλες τις διευθύνσεις). Επίσης, το κριτήριο βασίζεται στην παραδοχή ότι η αστοχία εξαρτάται μόνο από τις τάσεις σ_1 και σ_3 , έτσι οποιαδήποτε επίδραση από την τάση σ_2 δεν λαμβάνεται υπόψη.

2.3 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ Hoek-Brown

Το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown είναι ένα ημι-εμπειρικό κριτήριο για την εκτίμηση αντοχής βραχώμαζας και εφαρμόζεται εδώ και αρκετά χρόνια σε έργα γεωτεχνικής μηχανικής (κυρίως σε υπόγειες εκσκαφές και σε προβλήματα ευστάθειας βραχωδών πρανών). Το κριτήριο δημιουργήθηκε από τους Hoek και Brown (1980a; 1980b) οι οποίοι βασίστηκαν στην πειραματική και θεωρητική-πρακτική εμπειρία τους. Σκοπός τους ήταν: (α) το κριτήριο να συμφωνεί με τις αντοχές βραχώμαζας καθορισμένων από εργαστηριακές τριαξονικές δοκιμές, (β) το κριτήριο θα έπρεπε να εκφράζεται με απλές μαθηματικές εξισώσεις βασισμένες σε αδιάστατες παραμέτρους και (γ) το κριτήριο θα έπρεπε να έχει την δυνατότητα εξέλιξης προκειμένου να μπορεί να εφαρμοστεί και σε αστοχίες βράχων που παρουσιάζουν ασυνέχειες (jointed rock mass) (Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden 2000). Οι Hoek και Brown κατάφεραν να συνδέσουν την εξίσωσή τους με γεωλογικές παρατηρήσεις (οι παράμετροι της εξίσωσης μπορούν να καθοριστούν με απλές γεωλογικές παρατηρήσεις πεδίου). Η αρχική μορφή του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown για άρρηκτο βράχο δίνεται από την Εξ (2.2):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{mC_0\sigma_3 + sC_0^2} \quad (2.2)$$

όπου σ_1 και σ_3 είναι οι κύριες τάσεις κατά την αστοχία, C_0 η μονοαξονική θλιπτική αντοχή για άρρηκτο βράχο, και m και s είναι αδιάστατες εμπειρικές σταθερές οι οποίες καθορίζονται από γεωλογικές παρατηρήσεις. Κατά τα πρώτα χρόνια της ύπαρξης του κριτηρίου, οι γεωλογικές παράμετροι της εξίσωσης καθορίζονταν με βάση το σύστημα ταξινόμησης της βραχώμαζας RMR (Rock Mass Rating) που είχε προταθεί από τον Bieniawski (1976). Κατά το 1995, είχε γίνει πλέον εμφανές ότι το σύστημα RMR ήταν δύσκολο να εφαρμοστεί σε βραχώμαζες πολύ χαμηλής ποιότητας και πλέον ένα νέο σύστημα ταξινόμησης, γνωστό ως GSI (Geological Strength Index) προτάθηκε από τους Hoek (1994), Hoek and Brown (1997) και εξελίχθηκε αργότερα από τους (Hoek et al. 1998). Η τιμή του Δείκτη Γεωλογικής Αντοχής (GSI) εκτιμάται από τον Πίνακα 2.1.

Το κριτήριο Hoek-Brown δέχθηκε πολλές μετατροπές ανά τα χρόνια (η εξέλιξη του κριτηρίου περιγράφεται αναλυτικά στην εργασία των Hoek & Marinos (2007)), μέχρι να πάρει την γενικευμένη του μορφή από τους (Hoek et al. 2002) Εξ. (2.3):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad (2.3)$$

όπου σ_1 και σ_3 είναι οι κύριες τάσεις κατά την αστοχία, σ_{ci} η μονοαξονική θλιπτική αντοχή για άρρηκτο βράχο, m_b είναι η μειωμένη τιμή της σταθεράς m_i του υλικού Εξ. (2.4):

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (2.4)$$

η τιμή της σταθεράς m_i μπορεί να καθοριστεί μόνο με τριαξονική δοκιμή δειγμάτων πυρήνα του βράχου ή να εκτιμηθεί από μια ποιοτική περιγραφή του βραχώδους υλικού όπως περιγράφηκε από τους Hoek and Brown (1997). Αυτή η παράμετρος εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά τριβής των μεταλλικών συστατικών του δείγματος άρρηκτου βράχου (Marinos and Hoek 2001). Στις περιπτώσεις όπου δεν είναι δυνατό να γίνουν τριαξονικές δοκιμές ο υπολογισμός της παραμέτρου m_i μπορεί να γίνει από τον Πίν. 2.2.

Οι παράμετροι s και α είναι σταθερές της βραχώμαζας και οι τιμές τους υπολογίζονται σύμφωνα με τις Εξ. (2.5) και (2.6):

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.5)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (2.6)$$

όπου D είναι ο συντελεστής διαταραχής της βραχώμαζας και εξαρτάται από το βαθμό της διαταραχής που έχει υποστεί η βραχώμαζα εξαιτίας εκρήξεων και εκτόνωσης των τάσεων. Η τιμή του συντελεστή D παίρνει τιμές από 0 για αδιατάραχτη βραχώμαζα, μέχρι 1 για βραχώμαζα υψηλά διαταραγμένη (Hoek et al. 2002). Η τιμή του D καθορίζεται από τον Πίν. 2.3.

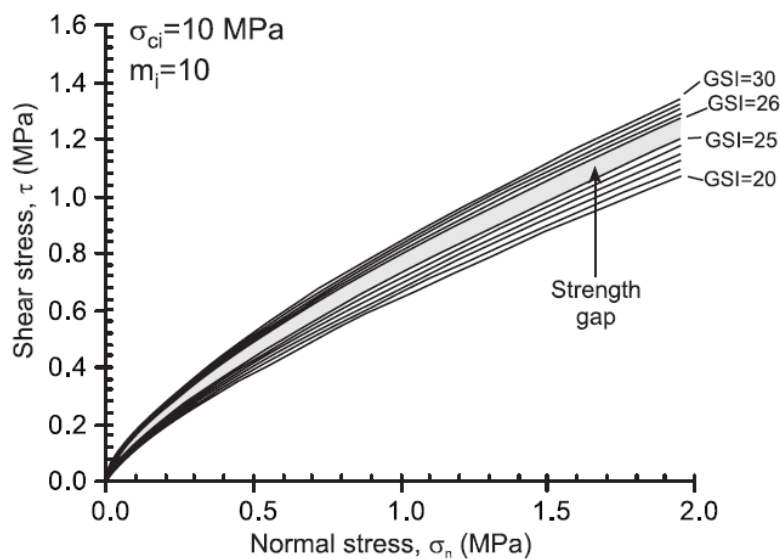
*Θα πρέπει να σημειωθεί ότι για $GSI < 25$, δηλ. για βραχώμαζες κακής ποιότητας το κριτήριο Hoek-Brown εφαρμόζεται με

$$s = 0 \quad (2.7)$$

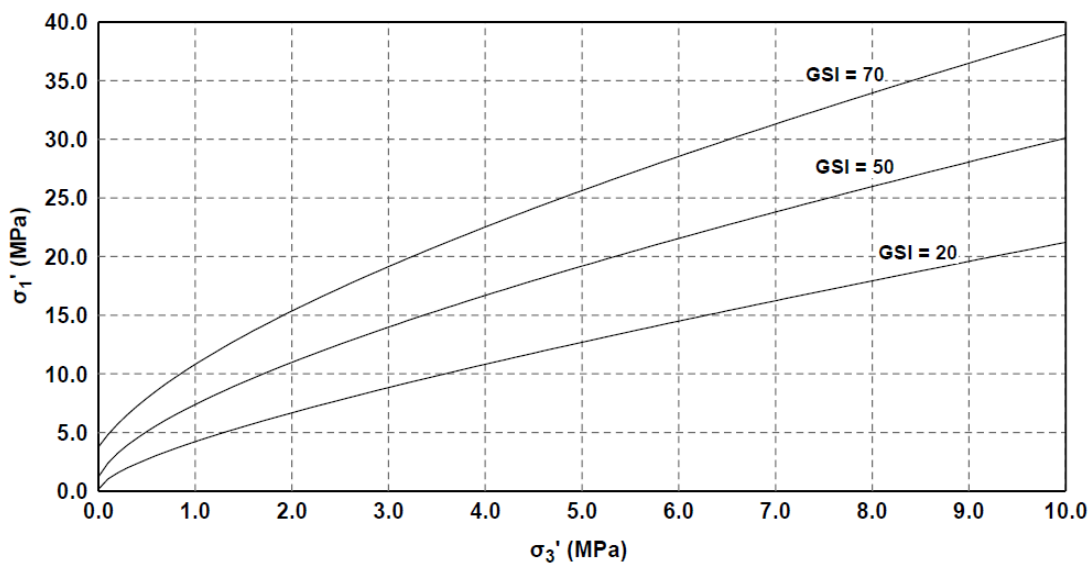
$$\alpha = 0.65 - \left(\frac{GSI}{200}\right) \quad (2.8)$$

Το κριτήριο αστοχίας των Hoek-Brown, όπως και αυτό των Mohr-Coulomb δεν λαμβάνει υπόψη την τάση σ_2 . Οι Hoek & Brown (1980) δικαιολόγησαν την παραδοχή βασιζόμενοι σε τριαξονικές δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν από τον Brace (1963), οι οποίες δεν έδειξαν σημαντική διακύμανση όταν $\sigma_2 = \sigma_3$ και $\sigma_2 = \sigma_1$. Από την άλλη, οι τριαξονικές δοκιμές του Mogi (1971), έδειξαν ότι η τάση σ_2 έχει μια πιο σημαντική επίδραση στην διαδικασία της αστοχίας. Επιπλέον, πειραματικές μελέτες (π.χ. Takahashi and Koide 1989; Colmenares and Zoback 2002; Haimson 2006) έδειξαν επίσης ότι η τάση σ_2 έχει ουσιώδη επίδραση στην αντοχή της βραχώμαζας και τα συμπεράσματα τους οδήγησαν στην ανάπτυξη διάφορων τρισδιάστατων εκφράσεων του κριτηρίου Hoek-Brown (Pan and Hudson 1988; Priest 2005; Zhang and Zhu 2007; Zhang 2008; Melkounian et al. 2008). Είναι προφανές ότι το κριτήριο Hoek-Brown είναι στενά συνδεδεμένο με το Δείκτη Γεωλογικής Αντοχής (GSI) (οι παράμετροι αντοχής της βραχώμαζας είναι ευαίσθητοι ως προς την τιμή του), οπότε κληρονομεί άμεσα τους περιορισμούς του. Το σύστημα βαθμονόμησης GSI βασίζεται στην παραδοχή ότι η βραχώμαζα περιλαμβάνει επαρκή αριθμό 'τυχαία' προσανατολισμένων

ασυνεχειών, όπως και ότι συμπεριφέρεται σαν ιστροπικό υλικό. Ως εκ τούτου, είναι προφανές ότι το σύστημα GSI δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε βραχώμαζες οι οποίες έχουν ξεκάθαρο δομικό προσανατολισμό, όπως για παράδειγμα ο αδιατάρακτος σχιστόλιθος. Για βραχώμαζες που η δομή τους μοιάζει με αυτή της τελευταίας σειράς του διαγράμματος GSI (Πίν. 2.2), η ανισοτροπικότητα δεν είναι μεγάλο πρόβλημα καθώς η διαφορά στην αντοχή μεταξύ του βράχου και των ασυνεχειών εντός του βράχου, είναι μικρή. Από τις εξισώσεις (2.7) και (2.8) γίνεται εύκολα αντιληπτό πως για τιμές του $GSI < 25$, η παράμετρος s θεωρείται ίση με μηδέν και η εκθετική παράμετρος a είναι εξαρτημένη από την τιμή του GSI. Αυτή η τροποποίηση που γίνεται στην εξίσωση του κριτηρίου για $GSI < 25$, δημιουργεί ένα κενό αντοχής στην περιβάλλουσα για βραχώμαζες που έχουν τιμές GSI ανάμεσα στο 25 και 26 (Σχ. 2.2).

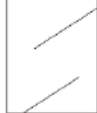







Σχήμα 2.2: Περιβάλλουσες κριτηρίου Hoek-Brown για βραχώμαζες με τιμές GSI μεταξύ 20 και 30, και το κενό αντοχής μεταξύ των τιμών 25 και 26 (Sonmez and Ulusay 2002)



Σχήμα 2.3: Ενδεικτικές περιβάλλουσες του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown ($\sigma_{ci}=20$ MPa, $m_i=12$, $D=0$) (Fortsakis 2012)

Πίνακας 2.1: Γενικό διάγραμμα GSI (Marinos and Hoek 2000)

ΔΕΙΚΤΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (GSI) (E. Hoek, Π. Μαρινός, 2000) Βασίζομενοι στην περιγραφή της λιθολογικής σύστασης, της δομής και της ποιότητας των ασυνεχειών της βραχώδους εκτίμηστε τη μέση τιμή του GSI από τις καμπύλες. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 έως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι το GSI =35. Ο καθορισμός της δομής καθώς και της ποιότητας των ασυνεχειών μπορεί να κυμαίνεται μεταξύ δύο γεωτονικών πεδίων. Τονίζεται ιδιαίτερα ότι το κριτήριο Hoek - Brown δεν εφαρμόζεται σε αστάθειες που ελέγχονται από συγκεκριμένες ασυνέχειες όταν οι ασθενείς επίπεδες επιφάνειες (όπως διατμημένα επίπεδα στρώσης) έχουν δυσμενή προσανατολισμό σε σχέση με την εκσκαφή. Τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχώδους. Η αντοχή ορισμένων βραχώδων μειώνεται από την παρουσία του υπόγειου νερού και αυτό μπορεί να ληφθεί υπόψη με μικρή μετακίνηση προς τα δεξιά στις στήλες της μέτριας, πτωχής και πολύ πτωχής κατάστασης ασυνεχειών. Η πίεση του νερού δεν μεταβάλλει την τιμή του GSI και λαμβάνεται υπόψη με την ανάλυση ενεργών τάσεων στους υπολογισμούς.		ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ Πολύ τραχιές, υγιείς, μη αποσπασθριμμένες επιφάνειες ΚΑΛΗ Τραχιές, ελαφρά αποσπασθριμμένες και οξειδωμένες επιφάνειες ΜΕΤΡΙΑ Λείες, μετριώς αποσπασθριμμένες και εξολοιωμένες επιφάνειες ΠΤΩΧΗ Πολύ λείες, κατά περίπτωση ολισθηρές επιφάνειες με σημαντική επιφλοιώματα ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη θραύσματα ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ Πολύ ολισθηρές επιφάνειες ή πολύ αποσπασθριμμένες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης ή επιφλοιώσεις				
ΔΟΜΗ		ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →				
ΜΕΙΟΥΜΕΝΟ ΑΜΗΛΟΚΛΕΙΔΩΜΑ ΤΩΝ ΒΡΑΧΩΔΩΝ ΤΕΜΑΧΩΝ  ΑΡΡΗΚΤΗ Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση  ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ/ ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ Αδιατάρακτη βραχώδης με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών  ΠΟΛΥ ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ Μερικώς διαταραγμένη βραχώδης με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών  ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ/ΠΤΥΧΩΜΕΝΗ Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας  ΑΠΟΔΙΟΡΓΑΝΩΜΕΝΗ Ισχυρά κερματισμένη βραχώδης με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιώδων και αποστραγγυλωμένων τεμαχίων  ΦΥΛΛΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΜΗΜΕΝΗ Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικά διατμημένη ασθενής βραχώδης. Η φύλλωση επικρατεί έναντι οποιαδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιώδων τεμαχίων (η κλίμακα σε αυτό το εικονίδιο δεν συγκρίνεται με αυτή των άλλων εικονιδίων)		90 80 70 60 50 40 30 20 10 N/A N/A N/A N/A N/A N/A N/A N/A N/A				
		↓ ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ				

Πίνακας 2.2: Προτεινόμενες τιμές σταθεράς m_i . Οι τιμές που βρίσκονται σε παρένθεση αποτελούν εκτιμήσεις (Marinos and Hoek 2001)





Τύπος	Ομάδα		Κοκκομετρία			
			Χονδρή	Μέση	Λεπτή	Πολύ λεπτή
ΙΖΗΜΑΤΟΓΕΝΗ	Κλαστικά		Κροκαλοπαγές (21±3)*	Ψαμμίτης 17±4	Ιλυόλιθος 7±2	Αργιλόλιθος 4±2
			Λατυποπαγές (19±5)*		Γραουβάκης (18±3)	Αργ. Σχιστόλιθος (6±2) Μάργες (7±2)
	Μη κλαστικά	Ανθρακικά	Κρυσταλλικός ασβεστόλιθος (12±3)	Σπαρτικός ασβεστόλιθος (10±2)	Μικρικός ασβεστόλιθος (9±2)	Δολομίτης (9±3)
		Εβαπορίτες		Γύψος 8±2	Ανυδρίτης 12±2	
Οργανικά					Κιμωλία 7±2	
ΜΕΤΑΜΟΡΦΩΜΕΝΑ	Μη πτυχωμένα		Μάρμαρο 9±3	Κερατόλιθος (19±4) Μεταψαμμίτης (19±3)	Χαλαζίτης 20±3	
	Ελαφρά πτυχωμένα		Μιγματίτης 29±3	Αμφιβολίτης 26±6	Γνεύσιος 28±5	
	Πτυχωμένα**			Σχιστόλιθος 12±3	Φυλλίτης 7±3	Σχίστης 7±4
ΠΥΡΙΓΕΝΗ	Πλουτώνια	Ανοιχτόχρωμα	Γρανίτης 32±3	Διορίτης 25±5 Γρανοδιορίτης (29±3)		
		Σκοτεινόχρωμα	Γάββρος 27±3 Νορίτης 20±5	Δολερίτης (16±5)		
	Υποβυσσικά		Πορφύρης (20±5)		Διαβάσης (15±5)	Περιδοσίτης (25±5)
	Ηφαιστειακά	Λάβα		Ρυόλιθος (25±5) Ανδεσίτης 25±5	Δακίτης (25±3) Βασάλτης (25±5)	
		Πυροκλαστικά	Κροκαλοπαγές (19±3)	Ηφ. Λατυποπαγές (19±5)	Τόφφος (13±5)	

Σημειώσεις:

*Με βάση τους Marinos and Hoek (2000) τα κροκαλοπαγή και τα λατυποπαγή παρουσιάζουν μεγάλο εύρος τιμής m_i , η οποία εξαρτάται από τη φύση του συνδετικού υλικού και του βαθμού διασύνδεσης.

**Αυτές οι τιμές αφορούν δοκιμές κάθετα στη στρώση ή στη σχιστότητα. Η τιμή της σταθεράς m_i θα διαφέρει αρκετά σε περίπτωση αστοχίας κατά μήκος του επιπέδου αδυναμίας.

Πίνακας 2.3: Οδηγίες για την εκτίμηση του συντελεστή διαταραχής D (Hoek et al. 2002) (Fortsakis 2012)

Εμφάνιση βραχώμαζας	Περιγραφή βραχώμαζας	Προτεινόμενη τιμή D
	Προσεκτική χρήση εκρηκτικών ή εκσκαφή με TBM, με αποτέλεσμα την ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας.	D = 0.0
	Μηχανική εκσκαφή σε πτωχής ποιότητας βραχώμαζα (δίχως χρήση εκρηκτικών) με αποτέλεσμα την ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας.	D = 0.0
	Στην περίπτωση εκτεταμένων συγκλίσεων με ανύψωση του δαπέδου μπορεί να δημιουργηθεί σημαντική διαταραχή, εκτός εάν κατασκευαστεί προσωρινό ανάστροφο τόξο.	D = 0.5 Δίχως προσωρινό ανάστροφο τόξο
	Ανατινάξεις πολύ πτωχής ποιότητας σε σκληρούς βράχους έχουν ως αποτέλεσμα την τοπική διαταραχή στην περιβάλλουσα βραχώμαζα έκτασης 2-3m.	D = 0.8
	Μικρής κλίμακας ανατινάξεις σε πρηνή έργων πολιτικού μηχανικού έχουν ως αποτέλεσμα μέτρια αστοχία της βραχώμαζας. Ωστόσο η εκτόνωση των τάσεων έχει ως αποτέλεσμα κάποια διαταραχή.	D = 0.7 Καλή ποιότητα ανατινάξεων
		D = 1.0 Πτωχή ποιότητα ανατινάξεων
	Η βραχώμαζα στα πολύ μεγάλα πρηνή ανοιχτών ορυχείων διαταράσσεται σημαντικά λόγω της εκτεταμένης χρήσης εκρηκτικών και της αποτόνωσης των τάσεων από την αφαίρεση της υπερκείμενης μάζας.	D = 1.0 Εκρηκτικά
	Σε ορισμένους πιο μαλακούς βράχους η εκσκαφή μπορεί να γίνει με ποιο ήπια μέσα, με αποτέλεσμα τη μειωμένη διαταραχή της βραχώμαζας.	D = 0.7 Μηχανική εκσκαφή

2.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΡΙΤΗΡΙΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ Mohr-Coulomb και Hoek-Brown

Όπως συζητήθηκε πιο πάνω, το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb είναι ένα γραμμικό κριτήριο αστοχίας το οποίο αποτελεί μια καλή προσέγγιση για τον υπολογισμό της αντοχής των εδαφών. Από την άλλη, το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown, είναι ένα ημι-εμπειρικό κριτήριο το οποίο εφαρμόζεται κυρίως για την εκτίμηση της αντοχής βραχόμαζας. Σε όρους αναλογιών, η παράμετρος m είναι ανάλογη με την αντοχή έναντι τριβής της βραχόμαζας και η παράμετρος s , η οποία είναι ένα μέτρο για το πόσο ρηγματωμένη είναι η βραχόμαζα, σχετίζεται με τη συνοχή της βραχόμαζας. Λόγω του ότι είναι πιο βολική η αντιμετώπιση ενός προβλήματος γεωτεχνικής μηχανικής με όρους διατμητικών και ορθών τάσεων παρά σε σχέσεις κυρίων τάσεων, και επειδή η πλειοψηφία των αριθμητικών μοντέλων ανάλυσης που χρησιμοποιούνται στη βραχομηχανική εκφράζονται σε όρους του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb, είναι απαραίτητο να καθοριστεί ένα ισοδύναμο ζεύγος συνοχής και γωνίας τριβής από τις αντίστοιχες τιμές του κριτηρίου Hoek-Brown. Ο Balmer (1952) δημοσίευσε μια λύση στην οποία οι ορθές και διατμητικές τάσεις εκφράζονται σε όρους των αντίστοιχων κύριων τάσεων, η πιο διαδεδομένη μέθοδος εκτίμησης των ισοδύναμων παραμέτρων Mohr-Coulomb από τις αντίστοιχες του κριτηρίου Hoek-Brown προτάθηκε από τους Hoek et al. (2002) βασιζόμενη σε προηγούμενες εργασίες των Hoek (1990) και Hoek and Brown (1997). Η διαδικασία υπολογισμών παρουσιάζεται στις Εξ. (2.9) και (2.10) (Fortsakis 2012):

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}} \right] \quad (2.9)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}'](s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma_{3n}')^{a-1})/((1+a)(2+a))}} \quad (2.10)$$

όπου $\sigma_{3n} = \sigma_{3\max}'/\sigma_{ci}$. Ωστόσο το συγκεκριμένο θέμα έχει απασχολήσει μεγάλο αριθμό ερευνητών και τα τελευταία χρόνια έχουν προταθεί εναλλακτικές προσεγγίσεις για την εκτίμηση των ισοδύναμων παραμέτρων Mohr-Coulomb της βραχόμαζας, βασική διαφοροποίηση των οποίων ως προς την προαναφερθείσα είναι ότι λαμβάνουν υπόψη την ισοδύναμη εσωτερική πίεση που ασκείται από την άμεση υποστήριξη σιηράγγων (Sofianos and Halakatevakis 2002; Sofianos 2003; Sofianos and Nomikos 2006; Jimenez et al. 2008).

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αστάθεια πρανών αποτελεί ένα σημαντικό κίνδυνο για τις ανθρώπινες δραστηριότητες και συχνά συνοδεύεται με την καταστροφή περιουσιών, τραυματισμούς και απώλειες ανθρώπινων ζώων. Η ανάγκη εκτίμησης λοιπόν της ευστάθειας τους έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη μεθόδων ανάλυσης, αναφερόμενων είτε σε δύο είτε σε τρεις διαστάσεις. Οι μέθοδοι ανάλυσης ευστάθειας πρανών μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σε τρεις βασικές κατηγορίες: (α) στην μέθοδο οριακής ισορροπίας (limit equilibrium method-LEM), (β) προσεγγίσεις οριακής ισορροπίας βασισμένες στα θεωρήματα του ορίου πλαστικότητας (limit analysis) και (γ) μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων (finite element method-FEM) (Chen et al. 2003a).

3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ (Limit Equilibrium Method-LEM)

Οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας είναι οι πιο ευρέως χρησιμοποιούμενες μέθοδοι για την ανάλυση ευστάθειας πρανών (Duncan 1996). Σε αυτές τις μεθόδους, η μάζα αστοχίας χωρίζεται σε έναν αριθμό κάθετων στηλών και εφαρμόζονται οι συνθήκες στατικής ισορροπίας για την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας (Chen et al. 2001). Αρχικά πρέπει να οριστεί ένας μηχανισμός αστοχίας και έπειτα, οι συνθήκες στατικής ισορροπίας εξετάζονται για διάφορες επιφάνειες ολίσθησης με σκοπό να βρεθεί η κρίσιμη, δηλαδή αυτή που αντιστοιχεί στο χαμηλότερο συντελεστή ασφαλείας (Chen et al. 2003a).

Θα πρέπει να σημειωθεί πως ο έλεγχος της ευστάθειας ενός πρανού δεν εξαντλείται με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας κάποιου πιθανού κύκλου ολίσθησης, εκτός εάν πρόκειται για συγκεκριμένη αστοχία με γνωστή τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Κατά τη μελέτη πρανών που πρόκειται να κατασκευαστούν ζητείται να προσδιοριστεί ο κρίσιμος κύκλος ολίσθησης, δηλαδή το κέντρο και η ακτίνα του κύκλου που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας για κύκλους με διάφορες θέσεις του κέντρου και για κάθε θέση του κέντρου με διάφορες τιμές της ακτίνας, υπολογισμοί που καθιστούν απαραίτητη τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή (Καββαδάς 2009).

Γενικά, οι μέθοδοι που χωρίζουν τη μάζα αστοχίας σε κάθετες στήλες υπόκεινται στους ακόλουθους περιορισμούς:

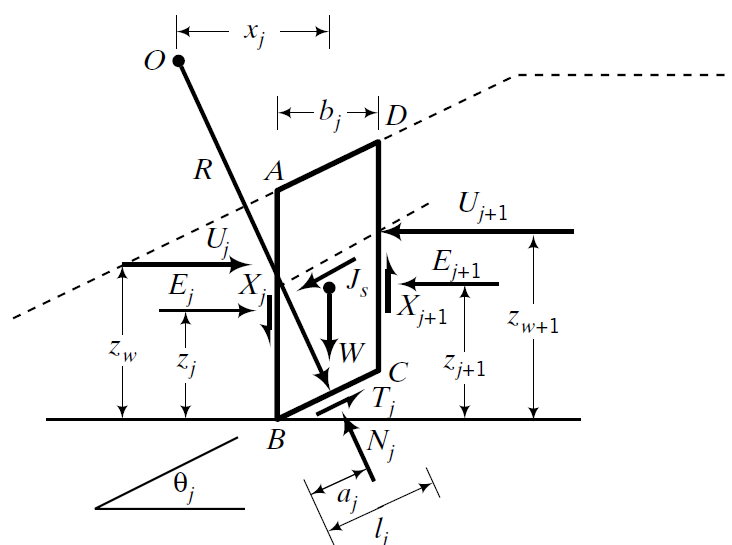
(α) Απαιτείται μεγάλος αριθμός υποθέσεων προκειμένου να μετατραπεί το πρόβλημα από αόριστο στατικά σε στατικά ορισμένο.

(β) Η μέθοδος συναντά επιπλέον δυσκολίες όταν πρόκειται να εφαρμοστεί σε τρισδιάστατη 3D ανάλυση λόγω της εμπλοκής μιας σειράς ταυτόχρονων μη γραμμικών εξισώσεων (Chen et al. 2001).

Στη μέθοδο οριακής ισορροπίας αναλύεται μια κυλινδρική επιφάνεια αστοχίας, δηλαδή κυκλική σε μια τυπική διατομή του πρανούς. Η προτίμηση μεθόδων ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια αστοχίας οφείλεται στους εξής λόγους:

1. Κατά την ανάλυση ευστάθειας πρανών συνήθως δεν είναι γνωστή η πιθανή επιφάνεια αστοχίας, διότι οι ασθενείς εδαφικές στρώσεις έχουν μικρό πάχος και δύσκολα εντοπίζονται κατά τη γεωτεχνική έρευνα. Ακόμη και σε περιπτώσεις ανάλυσης αστοχιών που έχουν ήδη συμβεί, ο προσδιορισμός της ακριβούς γεωμετρίας της επιφάνειας ολίσθησης δεν είναι εύκολος (συνήθως μόνο η επιφανειακή αποτύπωση της θέσης της επιφάνειας ολίσθησης είναι δυνατή).
2. Ένα σημαντικό ποσοστό των αστοχιών που έχουν μελετηθεί έχουν κυκλική επιφάνεια ολίσθησης.
3. Οι μέθοδοι ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια ολίσθησης είναι οι απλούστερες και στις περισσότερες περιπτώσεις (με εξαίρεση ιδιαίτερα ρηχές αστοχίες ή αστοχίες με αποσφήνωση) ο εκτιμώμενος συντελεστής ασφαλείας πλησιάζει τον πραγματικό (Καββαδάς 2009).

Οι πιο συνηθισμένες μέθοδοι ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια αστοχίας είναι οι μέθοδοι των λωρίδων. Στις μεθόδους αυτές η εδαφική μάζα χωρίζεται σε κατακόρυφες λωρίδες. Στο Σχήμα 3.1 φαίνονται οι δυνάμεις που δρουν σε μια τυπική λωρίδα.



Σχήμα 3.1: Δυνάμεις που δρουν σε κάθε λωρίδα (Budhu 2010).

Όπου:

W_j : συνολικό βάρος της στήλης συμπεριλαμβανομένης της όποιας εξωτερικής φόρτισης

E_j : ορθές πλευρικές δυνάμεις

$(J_s)_j$: δύναμη λόγω διαρροών στη λωρίδα (j)

N_j : ορθή ενεργός δύναμη κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης

T_j : διατμητική δύναμη στη βάση της λωρίδας

X_j : διατμητικές δυνάμεις που δρουν στις διεπιφάνειες μεταξύ της λωρίδας (j) και των γειτονικών της

U_j : δύναμη που οφείλεται στην πίεση πόρων

z_j : θέση της πλευρικής ενεργητικής δύναμης

z_w : θέση της δύναμης λόγω της πίεσης πόρων

a_j : θέση της ορθής ενεργού δύναμης κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης

b_j = πλάτος της λωρίδας

l_j : μήκος της επιφάνειας ολίσθησης κατά μήκος της λωρίδας

θ_j : κλίση της επιφάνειας ολίσθησης της λωρίδας σε σχέση με το οριζόντιο επίπεδο

3.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (Limit Analysis)

Σε αντίθεση με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας οι οποίες δίνουν στο φορτίο αστοχίας μια τιμή η οποία είναι μεγαλύτερη από την πραγματική, οι μέθοδοι οριακής ανάλυσης κάνουν χρήση των χαρακτηριστικών τάσης-παραμόρφωσης και ενός κριτηρίου αστοχίας για το έδαφος (Budhu 2010). Η χρήση της οριακής ανάλυσης σε συνδυασμό με τη θεωρία του άνω και κάτω ορίου (lower and upper bound theorems) προσπαθεί να θεμελιώσει τη σωστή λύση από ένα κατώτερο όριο έως ένα ανώτερο όριο. Οι επιλύσεις που γίνονται με αυτή τη μέθοδο μπορούν να θεωρηθούν πιο ακριβείς, με την έννοια του ότι ένα πεδίο τάσεων που έχει χαμηλότερη οριακή λύση, βρίσκεται σε ισορροπία με τα επιβαλλόμενα φορτία σε κάθε σημείο της εδαφικής μάζας, ενώ το πεδίο ταχυτήτων που σχετίζεται με μια ανώτερη λύση, είναι συμβατό με τις επιβαλλόμενες μετατοπίσεις (Chen et al. 2003a).

3.4 ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (Finite Element Method-FEM)

Η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων είναι νέα σε σχέση με τις δυο μεθόδους που αναφέρθηκαν πιο πάνω, κερδίζει όμως συνεχώς όλο και περισσότερο έδαφος. Το πιο αξιοσημείωτο πλεονέκτημα της μεθόδου σε αντίθεση με τις άλλες δύο, είναι ότι δεν χρειάζεται να υποθεθεί κανένας μηχανισμός αστοχίας, και έτσι η μέθοδος μπορεί να

εφαρμοστεί σε πρανή που εμφανίζουν μεγάλη ανομοιογένεια ή ακόμα και σε πρανή τυχαία κατανομημένες ιδιότητες (Li 2007). Με τη χρήση τέτοιων μεθόδων, η κίνηση του εδάφους και τα στάδια της αστοχίας δύναται να μοντελοποιηθούν. Αυτό επιτρέπει την καλύτερη κατανόηση των μηχανισμών που προκαλούν την αστοχία, ειδικά στις περιπτώσεις που έχουμε αστοχία η οποία εξελίσσεται σταδιακά. Από την άλλη, ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας απαιτεί επαναληπτική διαδικασία μέχρι την εύρεση του σωστού αποτελέσματος (trial-and-error). Έτσι ο χρόνος υπολογισμού είναι μεγαλύτερος σε σχέση με αυτόν που απαιτείται για τις μεθόδους οριακής ισορροπίας (Chen et al. 2003a).

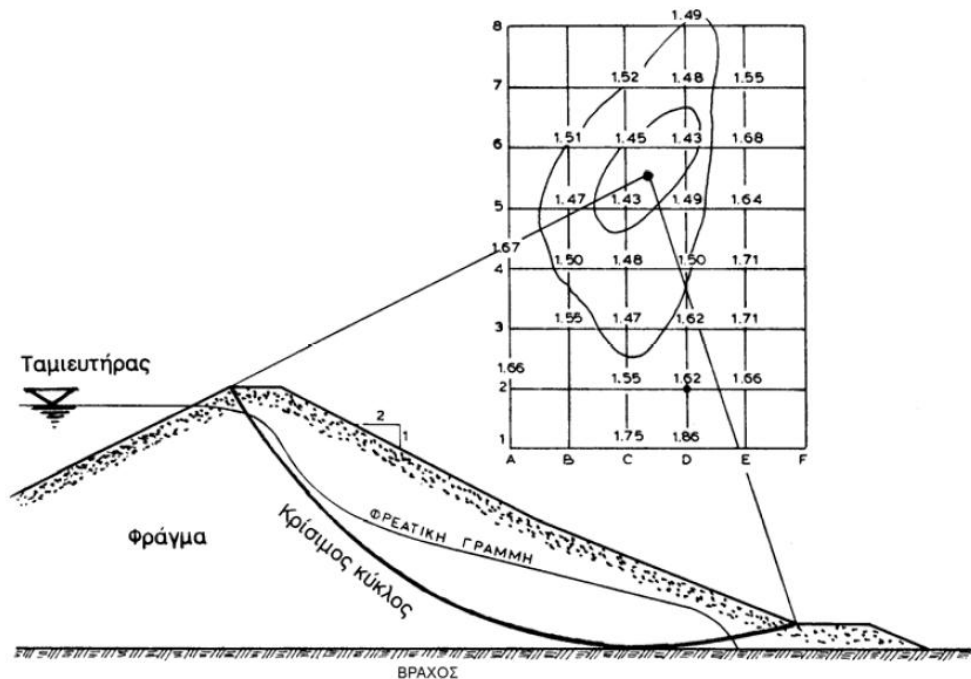
ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΠΡΑΝΩΝ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ανάλυση της ευστάθειας πρανών στις δύο διαστάσεις γίνεται συνήθως με τη χρήση μεθόδων οριακής ισορροπίας. Ο στόχος των μεθόδων ανάλυσης με την χρήση συνθηκών οριακής ισορροπίας είναι η ανάλυση της ευστάθειας οποιασδήποτε μάζας εδάφους/βράχου υποθέτοντας μια αρχική αστοχία κατά μήκος μιας πιθανής επιφάνειας ολίσθησης. Αυτή η προσέγγιση επιτρέπει πολύ συχνά την επίλυση προβλημάτων ευστάθειας πρανών, μόνο με τη χρήση απλών γνώσεων στατικής και δεδομένου ότι έχουν γίνει οι απαραίτητες παραδοχές για την απλοποίηση του προβλήματος. Γενικά, υποθέτουμε μία επιφάνεια ολίσθησης απλής γεωμετρίας και το υλικό πάνω από αυτή την επιφάνεια θεωρούμε ότι είναι ένα ελεύθερο σώμα. Οι δυνάμεις που συνεισφέρουν στην ολίσθηση καθώς και αυτές που αντιστέκονται αυτής υπολογίζονται, επιτρέποντας έτσι τον σχηματισμό των απαραίτητων εξισώσεων ισορροπίας δυνάμεων ή ροπών (ή και των δύο) της πιθανής ολισθαίνουσας μάζας. Η επίλυση αυτών των εξισώσεων παρέχει την απαραίτητη πληροφορία για την ευστάθεια του πρανού. Ωστόσο, αυτή η πληροφορία σχετίζεται μόνο με την επιφάνεια ολίσθησης που υποθέσαμε και είναι επομένως σύνθητες, να επαναλαμβάνονται οι υπολογισμοί για ένα αριθμό επιφανειών ολίσθησης, μέχρις ότου να βρεθεί η κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης, γεγονός που καθιστά απαραίτητη τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή. Ακόμη και στην περίπτωση ύπαρξης μιας σαφούς ασυνέχειας, μιας αδύναμης επιφάνειας ή μίας προγενέστερης επιφάνειας ολίσθησης, κατά μήκος της οποίας βρίσκεται μέρος της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης που προέκυψε από την επίλυση του προβλήματος, ακόμη και τότε θα πρέπει να γίνουν δοκιμές διότι η ολοκληρωμένη πιθανή επιφάνεια ολίσθησης δεν είναι γνωστή εκ προοιμίου. Ο αριθμός των επαναληπτικών δοκιμών ωστόσο, μειώνεται σημαντικά όταν έχουν προσδιοριστεί τυχόν γεωλογικές ασυνέχειες και αδύναμες επιφάνειες στη μάζα του πρανού. Αφού έχει γίνει ένας αριθμός δοκιμών, μπορεί πλέον να εντοπιστεί η θεωρητικά πιο επικίνδυνη θέση της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης (αυτή που δίνει τον μικρότερο συντελεστή ασφαλείας). Το Σχ. 4.1 παρουσιάζει ένα τυπικό κানাβο κέντρων πιθανών κύκλων ολίσθησης, τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας και τη θέση του κρίσιμου κύκλου στην περίπτωση του κατάντη πρανού ενός χωμάτινου φράγματος.

Αν πράγματι συμβεί αστοχία, η πραγματική επιφάνεια ολίσθησης μπορεί να διαφέρει σημαντικά από την θεωρητικά 'κρίσιμη' επιφάνεια, αναλόγως με το πώς έχει εξιδανικευτεί το πραγματικό πρόβλημα και με το είδος των παραδοχών που έχουν γίνει για την επίλυση του προβλήματος. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο έλεγχος ευστάθειας πρανών με απλή γεωμετρία σε ομοιόμορφους εδαφικούς σχηματισμούς απλουστεύεται σημαντικά με τη χρήση

νομογραφημάτων, στα οποία δίνεται ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς σαν συνάρτηση των (σταθερών) παραμέτρων c, φ του εδάφους και της γεωμετρίας (γωνία κλίσης και ύψος του πρανούς). Το Σχ. 4.2 παρουσιάζει ένα νομογράφημα αυτού του τύπου (νομογράφημα Taylor), με το οποίο υπολογίζεται ο συντελεστής ευστάθειας N . Ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς προκύπτει από το συντελεστή ευστάθειας σύμφωνα με τη σχέση $F = c/N\gamma H$.



Σχήμα 4.1: Έλεγχος ευστάθειας κατάντη πρανούς φράγματος (Καββαδάς 2009)

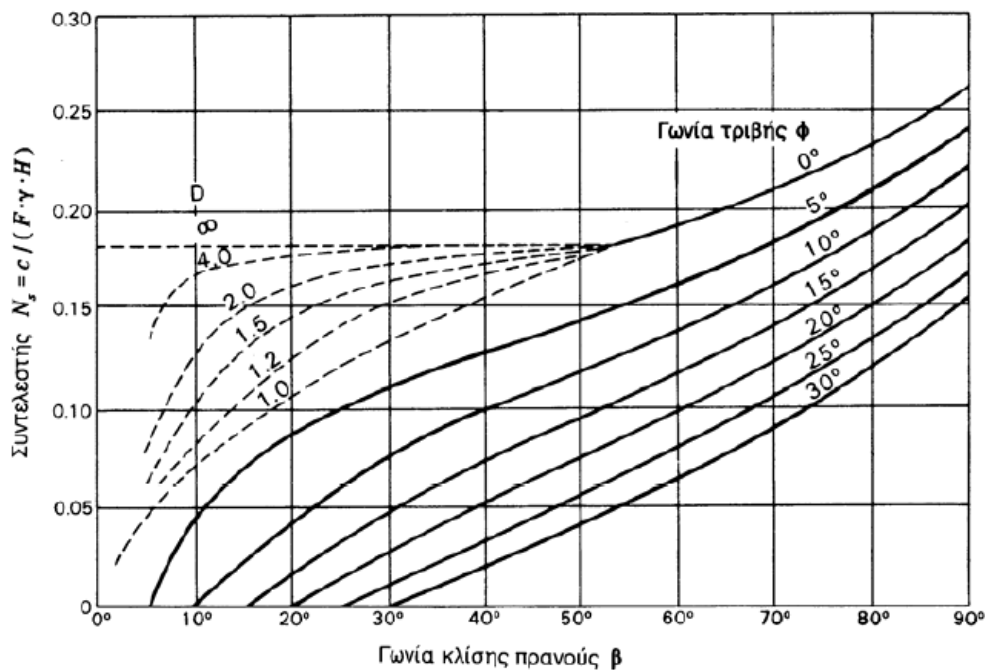
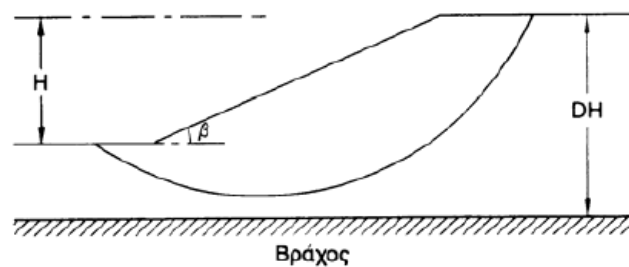
Το νομογράφημα αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε ομοιόμορφα εδάφη χωρίς υδροφόρα ορίζοντα καθώς και για ελέγχους ευστάθειας τύπου ' $\varphi = 0$ ' (Καββαδάς 2009).

Στην περίπτωση ομοιογενών πρανών που δεν εμφανίζουν κανένα είδος ασυνέχειας, είναι σύνηθες να υποθέτουμε το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης (π.χ. κυκλική, λογαριθμική σπείρα κλπ.). Οι Revilla and Castillo (1977) πρότειναν μια μεθοδολογία βασισμένη σε διαφορικό λογισμό για την εύρεση της κρίσιμης επιφάνειας ολίσθησης για ομοιογενή πρανή δίχως ασυνέχειες στην οποία δεν απαιτείται καμία παραδοχή όσον αφορά το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης. Κατά τις τελευταίες τρεις δεκαετίες έχουν αναπτυχθεί αρκετές προσεγγίσεις βασισμένες σε διαφορικό λογισμό και κάποιες από αυτές έχουν σημαντική συνεισφορά στην αναλυτική εδαφομηχανική. Θα πρέπει να σημειωθεί όμως ότι οι εν λόγω προσεγγίσεις δεν χρησιμοποιούνται ευρέως στην πράξη (Chowdhury et al. 2010).

Κατά τον προσδιορισμό του κρίσιμου κύκλου ολίσθησης και του αντίστοιχου συντελεστή ασφαλείας θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και παράγοντες όπως:

1. Η πιθανή μορφή της επιφάνειας ολίσθησης που πολλές φορές δεν είναι κυκλική.
2. Η παρουσία ρωγμών στην κορυφή του πρανούς πριν από την ολίσθηση. Οι ρωγμές αυτές μηδενίζουν τη συνοχή του εδάφους και αποτελούν δίοδο για την είσοδο νερού το οποίο με τη σειρά του ασκεί υδροστατικές πιέσεις, μειώνοντας έτσι το συντελεστή ασφαλείας.

3. Η τρισδιάστατη γεωμετρία της επιφάνειας ολίσθησης σε σχέση με τις συνήθεις μεθόδους υπολογισμού που υποθέτουν αστοχία με κυλινδρική επιφάνεια ολίσθησης (απείρου μήκους). Οι αστοχίες φυσικών πρανών και επιχωμάτων έχουν συνήθως περιορισμένο μήκος, γεγονός που εισάγει την ανάγκη διόρθωσης του συντελεστή ασφαλείας, ώστε να περιληφθεί και η επιρροή της διατμητικής αντοχής των άκρων της επιφάνειας ολίσθησης. Η πρόσθετη αυτή διατμητική αντοχή, που αμελείται στους δισδιάστατους υπολογισμούς, αυξάνει τον πραγματικό συντελεστή ασφαλείας.
4. Οι τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής (c, ϕ) του εδάφους, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν στους υπολογισμούς (Καβαβαδάς 2009).



Σχήμα 4.2: Συντελεστής ευστάθειας κατά Taylor (Καβαβαδάς 2009)

Στις περισσότερες των περιπτώσεων το πρόβλημα της ευστάθειας ενός πρανούς είναι στατικά απροσδιόριστο δηλ. ο αριθμός των αγνώστων είναι μεγαλύτερος από τον αριθμό των διαθέσιμων εξισώσεων. Ωστόσο, το πρόβλημα της στατικής απροσδιοριστίας μπορεί να προκύψει ακόμη και όταν η επιφάνεια αστοχίας αποτελείται από πολλά επίπεδα. Μία από τις σημαντικότερες δυσκολίες αφορά το μέγεθος, τη θέση και την κατεύθυνση των δυνάμεων τριβής που δρουν κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Προκειμένου να ξεπεραστεί η εν λόγω δυσκολία, γίνονται σχεδόν σε όλες τις μεθόδους οι κατάλληλες παραδοχές. Στις πιο απλές των μεθόδων, οι παραδοχές αυτές έχουν μεγάλο αντίκτυπο, καθώς μπορεί να

οδηγήσουν σε μη ακριβή αποτελέσματα. Στις πιο ‘αυστηρές’ μεθόδους, οι παραδοχές που γίνονται είναι πιο ρεαλιστικές και έτσι τα αποτελέσματά τους μπορούν να θεωρηθούν αξιόπιστα κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες.

Ένα σημαντικό μειονέκτημα των μεθόδων οριακής ισορροπίας είναι ότι υποθέτουμε μια αρχική αστοχία η οποία έχει βάση μόνο αν η πραγματική τιμή του συντελεστή ασφαλείας ίση με την μονάδα. Παρόλα αυτά, οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας χρησιμοποιούνται συχνά, αν όχι πάντα, σε προβλήματα ευστάθειας πρανών στα οποία ο υπολογιζόμενος συντελεστής ασφαλείας είναι μεγαλύτερος της μονάδας. Επιπλέον, ένας συντελεστής ασφαλείας που έχει υπολογιστεί με αυτή τη μέθοδο και έχει βρεθεί ίσος με την μονάδα, τις περισσότερες φορές δεν θα αντικατοπτρίζει την πραγματική κατάσταση αστοχίας στο πρανές. Στην πραγματικότητα, η τιμή του συντελεστή ασφαλείας επηρεάζεται άμεσα από πολλές μεταβλητές οι οποίες σχετίζονται με γεωλογικές λεπτομέρειες τις περιοχής, εδαφικές παραμέτρους, πιέσεις πόρων καθώς και χαρακτηριστικά παραμόρφωσης λόγω επιβολής τάσεων στην εδαφική μάζα/βραχώμαζα. Επίσης, ο συντελεστής ασφαλείας δύναται να επηρεαστεί από παράγοντες όπως η κατανομή τάσης και τροπής στην εδαφική μάζα, τυχόν ασυνέχειες, από το επίπεδο των τάσεων καθώς και από την ύπαρξη προοδευτικής αστοχίας. Από την άλλη, ο υπολογιζόμενος συντελεστής ασφαλείας βασίζεται σε έναν αριθμό παραδοχών που έγιναν για σκοπούς απλοποίησης του προβλήματος και επομένως είναι δύσκολο να προσδιοριστεί και να ποσοτικοποιηθεί η επίδραση της κάθε μιας παραδοχής στην ακρίβεια των υπολογισμών. Πολλές φορές λοιπόν είναι επιθυμητό να διεκπεραιωθεί μια ανάλυση ‘ευαισθησίας’ στην οποία θα μελετάται η επίδραση της αλλαγής σημαντικών μεταβλητών του προβλήματος στην τιμή του συντελεστή ασφαλείας. Στην πράξη, γίνονται όντως τέτοιες μελέτες, ειδικά στις περιπτώσεις όπου δεν υπάρχουν διαθέσιμα ακριβή στοιχεία (Chowdhury et al. 2010).

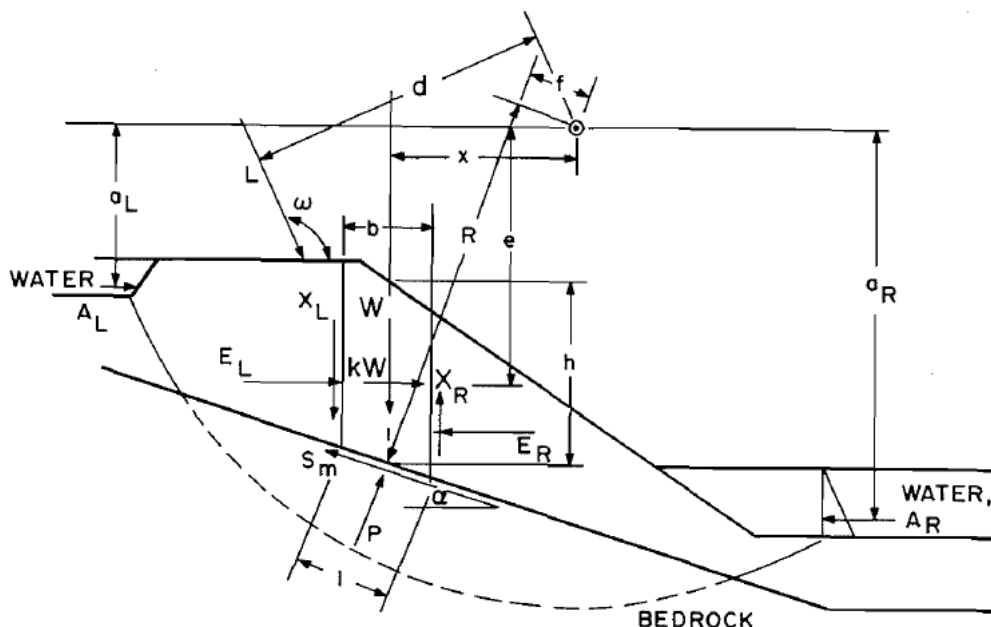
Οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας γενικά δεν καταπιάνονται με την κατανομή των τάσεων σε κάθε σημείο πάνω ή κάτω από την υποτιθέμενη επιφάνεια αστοχίας, ούτε αναζητούν την ικανοποίηση των εξισώσεων ισορροπίας των τάσεων σε κάθε σημείο εντός της πιθανής αστοχούσας μάζας. Η υπόθεση μιας ασυνέχειας στο σχηματισμό της επιφάνειας ολίσθησης είναι μείζονος σημασίας σε αυτές τις μεθόδους. Μια τέτοια επιφάνεια μπορεί να είναι μία υποθετική επιφάνεια η οποία διαχωρίζει την εδαφική μάζα σε δύο στερεά σώματα. Ωστόσο, το γεγονός ότι οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας ασχολούνται με την εύρεση της κύριας συνοριακής επιφάνειας αστοχίας, δεν αποκλείει το ενδεχόμενο να υπάρχουν άλλες επιφάνειες ολίσθησης εντός της πιθανής αστοχούσας μάζας. Είναι επίσης πιθανό, έκτος από την ενεργοποίηση της διατμητικής αντίστασης κατά μήκος της κύριας επιφάνειας ολίσθησης, να υπάρξει και ενεργοποίηση διατμητικής αντίστασης και μεταξύ των εσωτερικών επιφανειών ολίσθησης.

Οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας, από μαθηματικής απόψεως, δεν μπορούν να χαρακτηριστούν ως ακριβείς και παρουσιάζουν πολλές διαφορές σε σχέση με τις προσεγγίσεις που βασίζονται στη θεωρία της πλαστικότητας. Αξίζει να σημειωθεί ότι τα αποτελέσματα που προέρχονται από αναλύσεις οριακής ισορροπίας βρέθηκε πως συμφωνούν σε πολύ μεγάλο βαθμό με αυτά

που προκύπτουν από πλαστικές αναλύσεις. Παράδειγμα τέτοιων συγκρίσεων μπορεί να βρεθεί στην εργασία του Chen (1975) ο οποίος χρησιμοποίησε την τεχνική της οριακής ανάλυσης σε συνδυασμό με τη θεωρία της πλαστικότητας. Εξαιτίας της απλότητας τους και της ευκολίας που παρουσιάζουν σε προβλήματα μη-ομοιογενών, οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας συνεχίζουν να παραμένουν δημοφιλείς. Επιπλέον οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας έχουν την δυνατότητα να προσαρμοστούν και σε περιπτώσεις όπου έχουμε προοδευτική αστοχία. Από την άλλη, μέθοδοι που βασίζονται στη θεωρία της πλαστικότητας μπορεί να μην ενδείκνυται η χρησιμοποίησή τους σε όλα τα εδάφη, και η αξιοπιστία τους όσον αφορά αναλύσεις βραχωδών πρανών είναι υπό αμφισβήτηση.

4.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ ΣΕ ΔΥΟ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ

Η ανάλυση της ευστάθειας πρανών στις δύο διαστάσεις γίνεται συνήθως με τη χρήση μεθόδων οριακής ισορροπίας. Για αυτό το λόγο ακολουθεί μια εκτεταμένη ανασκόπηση στις βασικότερες μεθόδους δισδιάστατης ανάλυσης που έχουν προταθεί τα τελευταία χρόνια, οι οποίες βασίζονται σε μεθόδους οριακής ισορροπίας. Ανάμεσα σε όλες τις προτεινόμενες μεθόδους δισδιάστατης ανάλυσης, οι μέθοδοι που χωρίζουν την επιφάνεια αστοχίας σε κατακόρυφες λωρίδες (Fellenius 1936; Bishop 1955; Janbu 1956; Morgenstern and Price 1965; Spencer 1967), είναι και αυτές που χρησιμοποιούνται πιο συχνά, λόγω δύο χρήσιμων υποθέσεων: (α) η βάση κάθε λωρίδας περνά μέσα από ένα μόνο τύπο εδάφους και (β) οι λωρίδες είναι τόσο στενές, έτσι ώστε η επιφάνεια ολίσθησης στη βάση κάθε λωρίδας να μπορεί να θεωρηθεί ως μία ευθεία γραμμή.



Σχήμα 4.3: Τυπική λωρίδα που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις οριακής ισορροπίας (Fredlund and Krahn 1977)

Πίνακας 4.1: Σύνοψη εξισώσεων και αγνώστων που συναντώνται στις μεθόδους οριακής ισορροπίας

	υποθέτοντας ότι υπάρχει 'n' αριθμός λωρίδων
Αριθμός εξισώσεων	Είδος των εξισώσεων
n	Ισορροπία οριζόντιων δυνάμεων
n	Ισορροπία κατακόρυφων δυνάμεων
n	Ισορροπία ροπών
n	Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb στη βάση της κάθε λωρίδας
4n	Συνολικός αριθμός εξισώσεων
Αριθμός αγνώστων	Είδος των αγνώστων
n	Συνολική ορθή δύναμη στη βάση της κάθε λωρίδας, P
n	Διατμητική δύναμη στη βάση της κάθε λωρίδας, S _m
n-1	Ορθή δύναμη μεταξύ των λωρίδων, E
n-1	Διατμητική δύναμη μεταξύ των λωρίδων, X
n-1	Σημείο εφαρμογής της συνολικής ορθής δύναμης μεταξύ των λωρίδων
n	Σημείο εφαρμογής της συνολικής ορθής δύναμης στη βάση της κάθε λωρίδας
1	Συντελεστής ασφαλείας ή κρίσιμη επιτάχυνση
6n-2	Συνολικός αριθμός αγνώστων

4.2.1 Συνηθισμένη μέθοδος των λωρίδων (Ordinary method of slices)

Αυτή η μέθοδος (Fellenius 1927,1936) αγνοεί όλες τις εσωτερικές δυνάμεις που δρουν μεταξύ των λωρίδων και αποτυγχάνει να ικανοποιήσει την ισορροπία δυνάμεων για την ολισθαίνουσα μάζα όπως και για κάθε λωρίδα χωριστά. Ωστόσο, αποτελεί μια από τις πιο απλές διαδικασίες βασισμένη σε μέθοδο των λωρίδων (Abramson et al. 2002). Σε αυτή τη μέθοδο γίνεται η παραδοχή ότι για κάθε λωρίδα η συνισταμένη των εσωτερικών δυνάμεων είναι ίση με μηδέν. Η λύση περιέχει την επίλυση των δυνάμεων στην κάθε λωρίδα και οι οποίες είναι ορθές προς τη βάση:

$$N' = W \cos\alpha - ul \quad (4.1)$$

Ως εκ τούτου, ο συντελεστής ασφαλείας σε όρους ενεργών τάσεων δίνεται από την Εξ.(4.2):

$$F = \frac{c'l + \tan\phi' \sum (W\cos\alpha - ul)}{\sum W\sin\alpha} \quad (4.2)$$

4.2.2 Απλοποιημένη μέθοδος Bishop (1955) (Bishop's Simplified Procedure)

Ο Bishop (1955) παρουσίασε μια μέθοδο ανάλυσης ευστάθειας πρανών χρησιμοποιώντας την μέθοδο των λωρίδων. Η μέθοδος αυτή αγνοεί τις εσωτερικές διατμητικές δυνάμεις που δρουν μεταξύ των λωρίδων και χρησιμοποιεί την εξίσωση της κατακόρυφης ισορροπίας των δυνάμεων σε κάθε λωρίδα καθώς και την συνολική ισορροπία ροπών γύρω από ένα κέντρο περιστροφής προκειμένου να προσδιορίσει τις άγνωστες δυνάμεις. Η ορθή δύναμη P στη βάση της κάθε λωρίδας δίνεται από το άθροισμα των δυνάμεων στην κατακόρυφη διεύθυνση όπως φαίνεται πιο κάτω:

$$\sum F_V = 0 \quad (4.3)$$

$$W = P \cos \alpha + S_m \sin \alpha \quad (4.4)$$

Τα κριτήρια αστοχίας σε όρους διατμητικών τάσεων (S_m), ο συντελεστής ασφαλείας (FS) και η διατμητική αντοχή (τ_{\max}) εκφραζόμενα σε όρους ενεργών τάσεων με την εξίσωση των Mohr-Coulomb είναι:

$$S_m = \frac{\tau_{\max}}{FS} = \frac{c' + (P - ul) \tan \varphi'}{FS} \quad (4.5)$$

Αντικαθιστώντας τα κριτήρια αστοχίας της Εξ.(4.5) στην Εξ.(4.4) και επιλύοντας ως προς την ορθή δύναμη έχουμε:

$$P = \left[W - \frac{c' \sin \alpha}{FS} + \frac{ul \tan \varphi' \sin \alpha}{FS} \right] / m_\alpha \quad (4.6)$$

όπου $m_\alpha = \cos \alpha + (\sin \alpha \tan \varphi') / FS$

Η απλοποιημένη μέθοδος του Bishop (1955) είναι κατάλληλη μόνο για περιστροφικές αστοχίες και ο συντελεστής ασφαλείας δίνεται από την Εξ.(4.7):

$$FS = \frac{\sum [c' + (P - ul) \tan \varphi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.7)$$

4.2.3 Απλοποιημένη μέθοδος Janbu (1956) (Janbu's Simplified Procedure)

Ο Janbu (1954, 1975) παρουσίασε μια γενικευμένη μέθοδο των λωρίδων (Generalized Procedure of Slices). Επειδή η μέθοδος δεν ικανοποιούσε αυστηρά την ισορροπία ροπών, αυτή η μέθοδος μπορεί να μην ικανοποιεί όλες τις συνθήκες ισορροπίας (ικανοποιεί μόνο την ισορροπία δυνάμεων) (Duncan and Wright 2005). Η γενικευμένη μέθοδος των λωρίδων παράγει συνήθως τιμές του συντελεστή ασφαλείας οι οποίες είναι παρόμοιες με αυτές που υπολογίζονται από πιο αυστηρές μεθόδους. Ωστόσο, θα πρέπει να σημειωθεί ότι η γενικευμένη μέθοδος των λωρίδων δεν παράγει πάντοτε λύση η οποία συγκλίνει σε ένα αποδεκτό σφάλμα. Στην απλοποιημένη μέθοδο του Janbu γίνεται η παραδοχή ότι οι εσωτερικές δυνάμεις που δρουν μεταξύ των λωρίδων είναι οριζόντιες. Η ορθή δύναμη

δύνεται από το άθροισμα των δυνάμεων στην κατακόρυφη διεύθυνση με τις εσωτερικές διατμητικές δυνάμεις να αγνοούνται όπως φαίνεται πιο κάτω:

$$\sum F_V = 0 \quad (4.8)$$

$$W = (X_R - X_L) + P \cos \alpha + S_m \sin \alpha$$

Αγνοώντας τις κατακόρυφες δυνάμεις $(X_R - X_L)$ οδηγούμαστε σε μια ορθή δύναμη η οποία είναι ίδια με αυτή στην απλοποιημένη μέθοδο του Bishop (1955) (βλ. Εξ.(4.6)). Ο συντελεστής ασφαλείας προκύπτει από την οριζόντια ισορροπία δυνάμεων και είναι:

$$\sum F_H = 0 \quad (4.9)$$

$$\sum S_m \cos \alpha + L \cos \omega = \sum (E_L - E_R) + \sum P \sin \alpha + \sum kW \pm A$$

$$\sum S_m \cos \alpha = \sum (E_L - E_R) + \sum P \sin \alpha + \sum kW \pm A - L \cos \omega$$

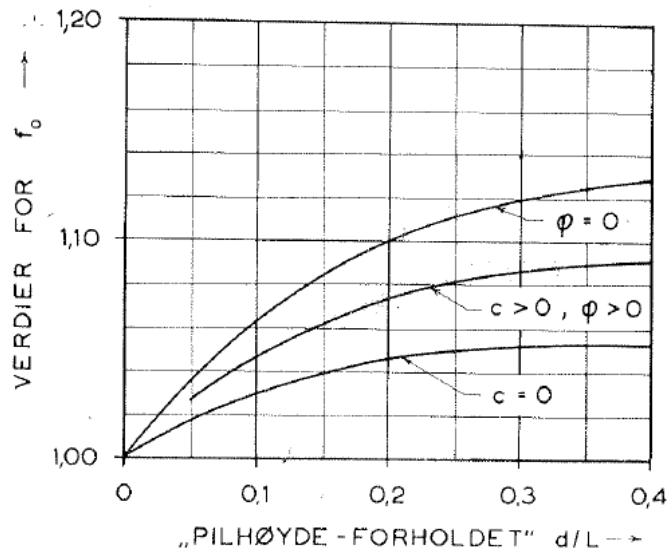
Το άθροισμα των δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων απαλείφεται στην ανάλυση. Η εξίσωση του συντελεστή ασφαλείας προκύπτει από την οριζόντια ισορροπία δυνάμεων και εισάγοντας το κριτήριο αστοχίας της Εξ.(4.5) και την έκφραση της ορθής δύναμης από την Εξ.(4.6) ο συντελεστής ασφαλείας ορίζεται ως εξής:

$$FS_o = \frac{\sum [c' l \cos \alpha + (P - ul) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum P \sin \alpha + \sum kW \pm A - L \cos \omega} \quad (4.10)$$

Το σύμβολο F_o αντιπροσωπεύει έναν συντελεστή ασφαλείας ο οποίος δεν έχει υποστεί διόρθωση για την παραδοχή της αγνόησης των διατμητικών δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων, πράγμα το οποίο σημαίνει ότι η γωνία των δυνάμεων που ασκούνται μεταξύ των λωρίδων είναι ίση του μηδενός στην απλοποιημένη μέθοδο του Janbu (1956). Για να αντισταθμίσει το σφάλμα που προκύπτει από την αγνόηση των διατμητικών δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων, ο Janbu (1975) πρότεινε ένα δείκτη διόρθωσης, f_o . Αυτός ο διορθωτικός δείκτης δεν είναι τίποτα άλλο παρά μία συνάρτηση της γεωμετρίας του πρανούς καθώς και παραμέτρων αντοχής του εδάφους. Ο διορθωτικός συντελεστής θεσπίστηκε από τον Janbu (1975) βασιζόμενος σε υπολογισμού ευστάθειας πρανών χρησιμοποιώντας και την γενικευμένη μέθοδο των λωρίδων, και την απλοποιημένη μέθοδο του Janbu (1956). Ο διορθωμένος συντελεστής ασφαλείας, $FS_{corrected}$, υπολογίζεται πολλαπλασιάζοντας τον δείκτη διόρθωσης f_o με τον μη διορθωμένο συντελεστή ασφαλείας FS_o :

$$FS_{corrected} = f_o \times FS_o \quad (4.11)$$

Στο Σχ.4.4 παρουσιάζεται η διακύμανση του διορθωτικού συντελεστή f_o συναρτήσεως της γεωμετρίας του πρανούς (d/L) και του εδαφικού τύπου.



Σχήμα 4.4: Διορθωτικός συντελεστής f_0 (Janbu et al. 1956)

4.2.4 Spencer (1967)

Η μέθοδος Spencer (1967) ικανοποιεί όλες τις συνθήκες ισορροπίας (δυνάμεις στους άξονες x και y και ροπές). Η μέθοδος αρχικά αναπτύχθηκε για κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης αλλά επεκτάθηκε έτσι ώστε να βρίσκει εφαρμογή και σε μη-κυκλικές. Η μέθοδος του Spencer (1967) βασίζεται στην παραδοχή ότι όλες οι συνισταμένες δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων είναι παράλληλες δηλ. όλες έχουν την ίδια κλίση. Η ακριβής κλίση των συνισταμένων είναι άγνωστη και υπολογίζεται σαν μέρος την λύσης χρησιμοποιώντας την ακόλουθη σχέση μεταξύ του μεγέθους των εσωτερικών διατμητικών και ορθών δυνάμεων:

$$\lambda f(x) = \tan \theta = \frac{X_L}{E_L} = \frac{X_R}{E_R} \quad (4.12)$$

όπου $f(x) = 1$ (σταθερή συνάρτηση), $\lambda = \tan \theta$, και $\theta = \eta$ γωνία που σχηματίζει η συνισταμένη των δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων ως προς το οριζόντιο επίπεδο.

Η ορθή δύναμη προκύπτει από την κατακόρυφη ισορροπία δυνάμεων όπως και στην Εξ.(4.9) της απλοποιημένης μεθόδου του Janbu (1956) με την διαφορά του ότι τώρα οι διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων ($X_R - X_L$) λαμβάνονται υπόψη όπως φαίνεται πιο κάτω:

$$\sum F_V = 0$$

$$W = (X_R - X_L) + P \cos \alpha + S_m \sin \alpha \quad (4.13)$$

Αντικαθιστώντας το κριτήριο αστοχίας (Εξ.(4.5)) και την σχέση για τις δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων (Εξ.(4.12)) στην Εξ.(4.13) έχουμε:

$$P = \left[W - (E_R - E_L) \tan \theta - \frac{c'l \sin \alpha}{FS} + \frac{ul \tan \varphi' \sin \alpha}{FS} \right] / m_\alpha \quad (4.14)$$

Η οριζόντια δύναμη μεταξύ των λωρίδων λαμβάνεται από την οριζόντια ισορροπία των δυνάμεων ως εξής:

$$\sum F_H = 0$$

$$P \sin \alpha + kW = (E_R - E_L) + S_m \sin \alpha \quad (4.15)$$

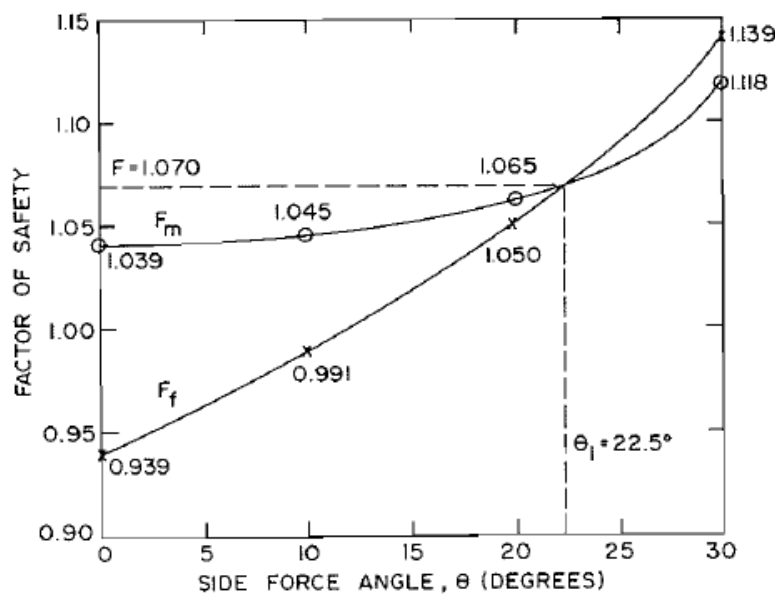
Ο Spencer (1967) παρουσίασε δύο εξισώσεις για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας. Η πρώτη βασίζεται στην ισορροπία των ροπών και η δεύτερη στην ισορροπία των δυνάμεων στην οριζόντια διεύθυνση. Ο συντελεστής ασφαλείας που βασίζεται στην ισορροπία των ροπών είναι ο ίδιος με αυτόν που πρότεινε ο Bishop (1955):

$$FS_m = \frac{\sum [c'l R + (P - ul) R \tan \phi']}{\sum W_x - \sum P_f + \sum kW_e \pm Aa + Ld} \quad (4.16)$$

Ομοίως ο συντελεστής ασφαλείας που βασίζεται στην ισορροπία δυνάμεων στην οριζόντια διεύθυνση είναι ο ίδιος με αυτόν που χρησιμοποιείται στην απλοποιημένη μέθοδο του Janbu (1956) (Εξ.(4.10)):

$$FS_f = \frac{\sum [c'l \cos \alpha + (P - ul) \tan \phi' \cos \alpha]}{\sum P \sin \alpha + \sum kW \pm A - L \cos \omega} \quad (4.17)$$

Ο Spencer (1967) αποδίδει δύο συντελεστές ασφαλείας για κάθε μία υποτιθέμενη γωνία (θ) των εσωτερικών δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων. Για μια συγκεκριμένη τιμή της γωνίας της συνισταμένης της πλευρικής δύναμης ικανοποιείται η ισορροπία των ροπών όπως επίσης και αυτή των δυνάμεων, δίνοντας έτσι την ίδια ακριβώς τιμή για τον συντελεστή ασφαλείας όπως φαίνεται στο Σχ.4.5.



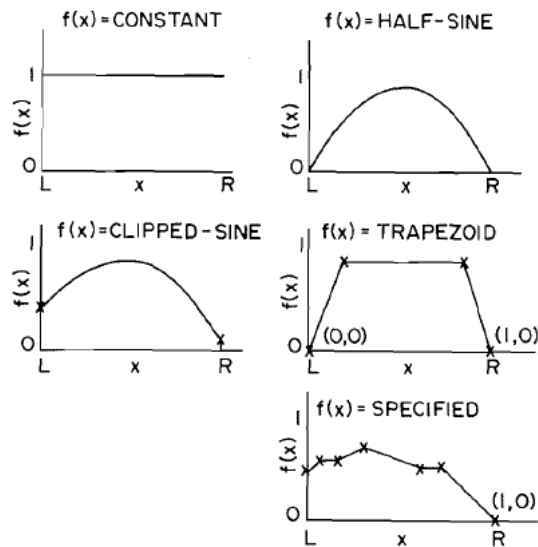
Σχήμα 4.5: Διακύμανση του συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με την ισορροπία ροπών και δυνάμεων συναρτήσει της γωνίας των πλευρικών δυνάμεων. Ιδιότητες εδάφους: $c'/\gamma h = 0.02$; $\phi' = 40^\circ$; $r_u = 0.5$. Γεωμετρία πρανούς: κλίση = 26.5° ; ύψος = 30m

4.2.5 Morgenstern and Price (1965)

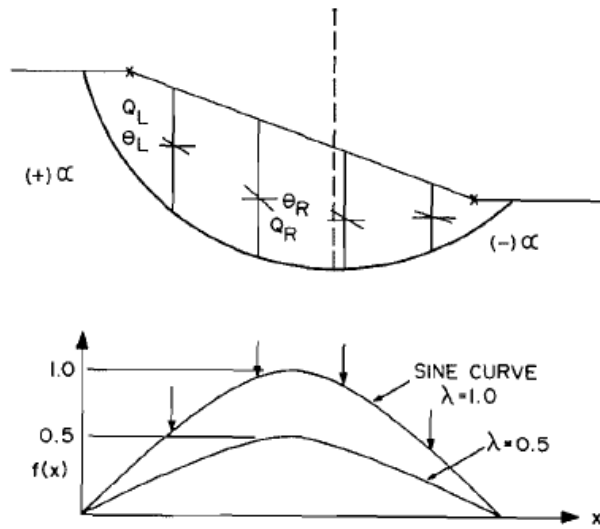
Οι Morgenstern και Price (1965) παρουσίασαν μια αυστηρή μέθοδο η οποία υποθέτει μια αυθαίρετη μαθηματική συνάρτηση προκειμένου να περιγράψει την κατεύθυνση των δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων.

$$\lambda f(x) = \frac{X}{E} \quad (4.18)$$

όπου λ = μια σταθερά που εκτιμάται από τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας και $f(x)$ = συνάρτηση του x . Στο Σχ.4.6 (αριστερά) παρουσιάζονται κάποιες τυπικές συναρτήσεις $f(x)$. Στην περίπτωση που η συνάρτηση είναι σταθερή, η μέθοδος των Morgenstern και Price είναι η ίδια με αυτή του Spencer που αναφέρθηκε προηγουμένως. Επίσης, στο Σχ.4.6 (δεξιά) παρουσιάζεται το πώς χρησιμοποιείται η μισή ημιτονοειδής συνάρτηση και το λ για τον προσδιορισμό της κατεύθυνσης των δυνάμεων μεταξύ των λωρίδων (Fredlund and Krahn 1977).



Σχήμα 4.6: Διακύμανση της συνάρτησης της κατεύθυνσης της πλευρικής δύναμης συναρτήσει του x



Σχήμα 4.7: Διαδικασία προσδιορισμού της πλευρικής δύναμης κατά Morgenstern και Price

4.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ ΣΕ ΤΡΕΙΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ

Όπως προαναφέρθηκε, η μέθοδος οριακής ισορροπίας είναι η πιο δημοφιλής μέθοδος ανάλυσης ευστάθειας πρανών και όσον αφορά την ανάλυση σε δύο αλλά και σε τρεις διαστάσεις. Ακολουθεί μια ανασκόπηση των τρισδιάστατων μεθόδων που έχουν προταθεί ανά τα χρόνια και βασίζονται σε οριακή ισορροπία.

4.3.1 Anagnosti (1969)

Ο Anagnosti (1969) πρότεινε μια 3D μέθοδο, η οποία αποτελεί επέκταση της μεθόδου των Morgenstern και Price (1965), για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας σε γενικευμένες επιφάνειες ολίσθησης. Θέσπισε μια σειρά εξισώσεων οριακής ισορροπίας για τις λεπτές κατακόρυφες στήλες του ολισθαίνοντος σώματος, ενώ η επιφάνεια ολίσθησης είναι γενικευμένη και δεν περιορίζεται σε κάποιο συγκεκριμένο σχήμα. Όρισε μία συνάρτηση για τις εσωτερικές δυνάμεις που δρουν μεταξύ των στηλών προκειμένου να λάβει υπόψη την κατανομή των διατμητικών δυνάμεων μεταξύ των στηλών. Αυτό ήταν αρκετό για να ικανοποιηθούν όλες οι εξισώσεις ισορροπίας του προβλήματος. Τα αποτελέσματα της έρευνας φανέρωσαν μια αύξηση στην τιμή του συντελεστή ασφαλείας της τάξης του 50% από τη 2D στην 3D ανάλυση. Επίσης έδειξε ότι ο συντελεστής ασφαλείας στις τρεις διαστάσεις (FOS_{3D}) δεν επηρεάζεται από τη συνάρτηση κατανομής των διατμητικών δυνάμεων μεταξύ των στηλών.

4.3.2 Baligh και Azzouz (1975)

Οι Baligh και Azzouz (1975) πρότειναν μια 3D μέθοδο για συνεκτικά εδάφη, βασισμένη στη μέθοδο του κυκλικού τόξου. Το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης είναι συνδυασμός ενός κυκλικού κεντρικού τμήματος με κωνικά ή ελλειψοειδή τελειώματα. Όλες οι διατμητικές δυνάμεις στην επιφάνεια ολίσθησης οι οποίες αντιστέκονται στην ολίσθηση, θεωρούνται ότι δρουν κάθετα στον άξονα περιστροφής. Αυτή η μέθοδος κάνει χρήση της εξίσωσης ισορροπίας των ροπών γύρω από τον άξονα περιστροφής, προκειμένου να υπολογίσει τον συντελεστή ασφαλείας. Μελετήθηκε ένα κάθετο όρυγμα σε αργιλικό έδαφος δίχως την παρουσία τριβής, όπου ο άξονας περιστροφής της επιφάνειας ολίσθησης περνά από τον πόδα του πρανούς. Χρησιμοποιήθηκαν αρκετοί συνδυασμοί επιφανειών ολίσθησης με σκοπό να μελετηθεί η επίδραση του σχήματος της επιφάνειας ολίσθησης στον λόγο του συντελεστή ασφαλείας τριών διαστάσεων ως προς τον αντίστοιχο συντελεστή στις δύο διαστάσεις (FOS_{3D}/FOS_{2D}). Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι ο FOS_{3D} είναι μεγαλύτερος από τον FOS_{2D} αλλά ο αντίστοιχος λόγος τους μεταβάλλεται ανάλογα με το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης. Έδειξαν επίσης ότι ο λόγος FOS_{3D}/FOS_{2D} είναι πάντα μεγαλύτερος της μονάδας και μειώνεται όταν αυξάνεται ο λόγος του μήκους προς το ύψος της επιφάνειας ολίσθησης.

4.3.3 Hovland (1977)

Ο Hovland (1977) παρουσίασε μια μέθοδο τρισδιάστατης ανάλυσης για συνεκτικά και με παρουσία τριβής εδάφη, σαν επέκταση της γνωστής μεθόδου των λωρίδων. Η μάζα ολίσθησης χωρίζεται σε έναν αριθμό κάθετων στηλών παράλληλων ως προς τους άξονες x

και γ . Επιπλέον, η διεύθυνση της ολίσθησης θεωρείται παράλληλη με το κατακόρυφο επίπεδο. Η μέθοδος του Hovland αγνοεί όλες τις εσωτερικές δυνάμεις μεταξύ των στηλών καθώς και την πίεση του νερού εξαιτίας των πόρων. Επίσης, ο μηχανισμός ολίσθησης περιορίζεται σε κωνικές επιφάνειες και επιφάνειες τύπου σφήνας. Ο Hovland έδειξε ότι για συνεκτικά πρηνή, ο FOS_{3D} είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο FOS_{2D} , αλλά αυτό δεν συμβαίνει μόνο για το συγκεκριμένο τύπο εδάφους. Η ανάλυση του Hovland έδειξε ότι ο λόγος FOS_{3D}/FOS_{2D} επηρεάζεται αρκετά από τη συνοχή του εδάφους, τη γωνία τριβής και τη γεωμετρία της επιφάνειας ολίσθησης.

4.3.4 Azzouz και Baligh (1978)

Οι Azzouz και Baligh (1978) έκαναν μια προσπάθεια να επεκτείνουν τη μέθοδο που οι ίδιοι είχαν παρουσιάσει το 1975, για συνεκτικά πρηνή με παρουσία τριβής. Το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης είναι το ίδιο με την προηγούμενη έρευνα τους, δηλαδή συνδυασμός ενός κυκλικού κεντρικού τμήματος με κωνικά ή ελλειψοειδή τελειώματα. Ενώ οι παραδοχές που είχαν κάνει στην προηγούμενη έρευνα τους για τις διατμητικές δυνάμεις που αντιστέκονται στην ολίσθηση παρέμειναν οι ίδιες, ήρθαν να κάνουν δυο νέες παραδοχές που αφορούσαν την κατανομή των υπόλοιπων δυνάμεων. Η πρώτη παραδοχή που έκαναν είναι η ίδια με την παραδοχή που γίνεται στη μέθοδο των λωρίδων (Fellenius, 1936) η οποία αγνοεί όλες τις εσωτερικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων προκειμένου να υπολογιστούν οι ορθές τάσεις μέσω των συνθηκών ισορροπίας που ισχύουν σε κάθε λωρίδα για τις ροπές. Στη δεύτερη παραδοχή που έκαναν, υποθέτουν ότι η κατακόρυφη ενεργητική τάση είναι η κύρια τάση ανάλογα και με το βάρος της λωρίδας, η οριζόντια τάση είναι η δευτερεύουσα τάση και η τριτεύουσα τάση είναι ένας συντελεστής του βάρους της λωρίδας, που δρα παράλληλα στον άξονα περιστροφής. Οι Azzouz και Baligh ανέλυσαν τέσσερα επιχώματα και τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η δυσδιάστατη ανάλυση υποεκτιμά τη διατμητική αντοχή των πρηνών, τα οποία έχουν απότομες επιφάνειες ολίσθησης και στα οποία έχουμε παρουσία τριβής. Επίσης δήλωσαν, ότι οι νέες παραδοχές που έκαναν παρέχουν πιο λογικά αποτελέσματα σε σχέση με αυτά που προκύπτουν από τη δυσδιάστατη ανάλυση με τη μέθοδο των λωρίδων.

4.3.5 Chen και Chameau (1983)

Οι Chen και Chameau (1983) παρουσίασαν μια 3D μέθοδο προκειμένου να αναλύσουν συμμετρικά ομοιογενή συνεκτικά πρηνή με διαφορετικές συνθήκες πόρων νερού. Η επιφάνεια ολίσθησης θεωρείται ότι είναι συνδυασμός ενός κυλινδρικού κεντρικού μέρους με ημι-ελλειψοειδή τελειώματα και άξονα περιστροφής κάθετο ως προς το επίπεδο συμμετρίας. Γίνεται η παραδοχή, ότι η διεύθυνση της ολίσθησης είναι παράλληλη ως προς το επίπεδο συμμετρίας και έτσι οι διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των στηλών, στο μπροστά και πίσω μέρος των στηλών, αγνοήθηκαν. Σε μία επιπλέον παραδοχή που έγινε, οι υπόλοιπες δυνάμεις που δρουν μεταξύ των στηλών, θεωρήθηκε ότι δρουν στο μεσαίο τμήμα κάθε στήλης, σε αυθαίρετα ύψη και σταθερή κλίση. Οι Chen και Chameau υποστήριξαν ότι αυτή η παραδοχή είναι επιτρεπτή, αν αναλογιστεί κανείς το μικρό πλάτος και μήκος των στηλών. Χώρισαν τις δυνάμεις μεταξύ των στηλών σε αυτές που δρουν λόγω της συνεκτικότητας του εδάφους και

σε αυτές που δρουν λόγω της τριβής. Το ύψος του σημείου δράσης αυτών των δυνάμεων ορίστηκε ίσο με το μισό συν ένα τρίτο του ύψους των στηλών. Αντιστοίχως η κλίση των δυνάμεων θεωρήθηκε ίση με τη βασική γωνία της συσχετιζόμενης πλευράς της στήλης. Προκειμένου να καθοριστεί ο συντελεστής ασφαλείας και η κλίση της συνισταμένης των δυνάμεων μεταξύ των στηλών, λήφθηκαν υπόψη οι συνθήκες ισορροπίας ροπών και δυνάμεων για κάθε στήλη ξεχωριστά αλλά και για ολόκληρο το ολισθαίνων σώμα. Τα αποτελέσματα φανέρωσαν πάνω από 10% χαμηλότερες τιμές του FOS_{3D} σε σχέση με τον αντίστοιχο FOS_{2D} για εδάφη που είχαν χαμηλή συνοχή και ψηλά επίπεδα τριβής. Ωστόσο, ο FOS_{3D} εντοπίστηκε ότι είναι μεγαλύτερος από τον FOS_{2D} υπό την επίδραση της πίεσης του νερού των πόρων.

4.3.6 Azzouz και Baligh (1983)

Οι Azzouz και Baligh (1983) επέκτειναν την 3D μέθοδο που οι ίδιοι είχαν προτείνει το 1975, με σκοπό να μελετήσουν την επίδραση των επιβαλλόμενων φορτίων στην ευστάθεια των πρανών. Η γεωμετρία του πρανούς παρέμεινε απλή και η επιφάνεια ολίσθησης ορίστηκε σαν συνδυασμός ενός κυλινδρικού κυκλικού μέρους με ελλειψοειδή (ή κωνικά) τελειώματα. Όλη η αριθμητική διαδικασία για την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας ήταν παρόμοια με αυτή της μεθόδου που παρουσίασαν το 1975. Προκειμένου να εξεταστούν καλύτερα τα αποτελέσματα της μεθόδου έγινε μια σύγκριση μεταξύ ενός 3D και ενός 2D προβλήματος. Στο τρισδιάστατο πρόβλημα εφαρμόστηκε ένα ορθογωνικό ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο στην κορυφή του πρανούς, ενώ στο δυσδιάστατο πρόβλημα το επιβαλλόμενο φορτίο θεωρήθηκε σαν μια λωρίδα φορτίου απεριόριστου μήκους. Για την επίλυση του δυσδιάστατου προβλήματος εφαρμόστηκε ο μέθοδος του κυκλικού τόξου και η επιφάνεια ολίσθησης θεωρήθηκε κυλινδρική άπειρου μήκους. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η τρισδιάστατη ανάλυση έχει σημαντική επίδραση στην επιτρεπόμενη τιμή του φορτίου σχεδιασμού του πρανούς. Το αποτέλεσμα αυτό αποδείχτηκε ότι αποκτά ακόμη μεγαλύτερη αξία όταν ο συντελεστής ασφαλείας ενός πρανούς χωρίς εξωτερική φόρτιση είναι κοντά στη μονάδα. Σχετικές έρευνες των Azzouz και Baligh για αρκετά πρακτικά προβλήματα έδειξαν ότι τα αποτελέσματα της τρισδιάστατης ανάλυσης μπορούν να δώσουν 5 με 10 φορές μεγαλύτερο κρίσιμο φορτίο από αυτό της δυσδιάστατης ανάλυσης. Το αποτέλεσμα αυτό έχει μεγάλη σημασία διότι μπορεί να οδηγήσει σε έναν πιο οικονομικό σχεδιασμό πρανών.

4.3.7 Dennhardt και Foster (1985)

Οι Dennhardt και Forster (1985) πρότειναν μια 3D μέθοδο για την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας σε συμμετρικά πρανή με ελλειψοειδή επιφάνεια ολίσθησης. Η μέθοδος αυτή λαμβάνει υπόψη τυχόν συμμετρική φόρτιση στην κορυφή του πρανούς. Οι Dennhardt και Foster υπέθεσαν ότι οι ορθές τάσεις κατανέμονται σε όλη την επιφάνεια ολίσθησης, προκειμένου να αντιμετωπίσουν την απροσδιοριστία του προβλήματος. Ο υπολογιζόμενος FOS_{3D} με τη συγκεκριμένη μέθοδο βρέθηκε μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο FOS_{2D} .

4.3.8 Leshchinsky, Baker και Silver (1985)

Οι Leshchinsky, Baker και Silver (1985) παρουσίασαν μια 3D μέθοδο για συμμετρικά πρηνή, βασισμένη στις οριακές εξισώσεις και στη διαφορική ανάλυση του Koracsy (1957). Όρισαν τρεις συναρτήσεις ως αγνώστους του προβλήματος και για την εύρεση του ελάχιστου συντελεστή ασφαλείας, έκαναν χρήση τεχνικών διαφορικού αποκλεισμού των τριών πιο πάνω εξισώσεων. Οι άγνωστες συναρτήσεις περιέχουν την εξίσωση της σφαιρικής ή κυλινδρικής επιφάνειας ολίσθησης, τη συνάρτηση της κατανομής των ορθών τάσεων καθώς και την κατεύθυνση της διατμητικής τάσης στην επιφάνεια αστοχίας. Το πρόβλημα ήταν ο καθορισμός των συναρτήσεων που αναφέρθηκαν προηγουμένως, προκειμένου να βρεθεί ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας. Ο Leshchinsky είχε αποδείξει ότι η κατανομή της ορθής τάσης πάνω από την επιφάνεια ολίσθησης, δεν επηρεάζει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας. Έδειξαν επίσης ότι η κατεύθυνση της διατμητικής δύναμης στην επιφάνεια ολίσθησης δεν σχετίζεται με την κατανομή των ορθών τάσεων, σχετίζεται όμως με το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης. Σε μια προσπάθεια απλοποίησης του προβλήματος, οι Leshchinsky, Baker και Silver περιόρισαν την μέθοδο τους σε συμμετρικές επιφάνειες ολίσθησης. Από την επίλυση δύο παραδειγμάτων σε ομοιογενή εδάφη (ένα για σφαιρική επιφάνεια και ένα για κυλινδρική επιφάνεια ολίσθησης), έδειξαν ότι ο συντελεστής ασφαλείας για σφαιρικές επιφάνειες ολίσθησης είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο συντελεστή για μακριές κυλινδρικές επιφάνειες ολίσθησης.

4.3.9 Ugai (1985)

Ο Ugai (1985) πρότεινε μια 3D μέθοδο για συμμετρικά κάθετα κοψίματα, κάνοντας χρήση των εξισώσεων ισορροπίας και διαφορικού λογισμού. Το καταλληλότερο σχήμα επιφάνειας ολίσθησης καθορίστηκε μετά από εξέταση αρκετών αυθαίρετων σχημάτων. Τα σχήματα που εξετάστηκαν ήταν κώνος, ελλειψοειδές, κύλινδρος συν επίπεδο, συνδυασμός κυλίνδρου-κώνου, συνδυασμός κώνου-επιπέδου και συνδυασμός κυλίνδρου-ελλειψοειδούς. Τελικά, μια κυλινδρική επιφάνεια αστοχίας με καμπυλωμένα τελειώματα θεωρήθηκε ότι είναι η πιο πιθανή επιφάνεια ολίσθησης. Ο Ugai όρισε έναν συντελεστή ευστάθειας τριών διαστάσεων ως μια συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας προκειμένου να εξετάσει την ευστάθεια του πρηνούς. Ο συντελεστής αυτός περιλάμβανε το συντελεστή ασφαλείας, το ύψος του κοψίματος, τη συνοχή του εδάφους, το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης και το μοναδιαίο βάρος του εδάφους. Για συγκεκριμένες τιμές συνοχής και μοναδιαίου βάρους του εδάφους, ο συντελεστής ευστάθειας εξαρτάται από τον συντελεστή ασφαλείας και από το λόγο του μήκους της επιφάνειας ολίσθησης προς το ύψος του κοψίματος. Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας υπολογίζεται κάνοντας χρήση επαναληπτικής διαδικασίας και διαφορικού λογισμού για την ελαχιστοποίηση του συντελεστή ευστάθειας και επομένως του συντελεστή ασφαλείας του πρηνούς. Τα αποτελέσματα της έρευνας του Ugai έδωσαν μεγαλύτερο FOS_{3D} σε σχέση με τον αντίστοιχο FOS_{2D} .

4.3.10 Leshchinsky και Baker (1986)

Οι Leshchinsky και Baker (1986) ανέπτυξαν μια 3D μέθοδο για συμμετρικά ομοιογενή πρηνή, περιορίζοντας τη μέθοδο του Leshchinsky για την τρίτη διάσταση. Η επιφάνεια

ολίσθησης θεωρήθηκε κυλινδρική με καμπυλωτά τελειώματα. Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας, οι Leshchinsky και Baker εφάρμοσαν δυο ισορροπίες δυνάμεων κατά μήκος του κατακόρυφου και του εγκάρσιου άξονα. Επίσης εφάρμοσαν την ισορροπία των ροπών γύρω από τον άξονα περιστροφής για το μισό ολισθαίνων σώμα. Η έρευνα τους έδειξε ότι πιο μεγάλη διαφορά μεταξύ του FOS_{3D} και του FOS_{2D} εντοπίζεται σε συνεκτικά πρανή. Επίσης βρήκαν παρόμοιες τιμές του συντελεστή ασφαλείας σε 3D και 2D αναλύσεις μη συνεκτικών πρανών όταν η αβαθής επιφάνεια ολίσθησης τείνει να είναι παράλληλη με το πρόσωπο του πρανούς.

4.3.11 Baker και Leshchinsky (1987)

Οι Baker και Leshchinsky (1987) ανέπτυξαν περαιτέρω τη μέθοδο που πρότεινε ο Leshchinsky το 1985, για να μελετήσουν συμμετρικά κωνικά και ομοιογενή πρανή. Σε μια προσπάθεια να απλοποιήσουν τη μέθοδο, αγνόησαν την πίεση των πόρων καθώς και τα εξωτερικά φορτία. Το σχήμα και η θέση της επιφάνειας ολίσθησης καθορίστηκαν από την εξίσωση της επιφάνειας και του κέντρου της. Τα αποτελέσματα έδειξαν μέγιστη τιμή ίση με 1.6 για το λόγο FOS_{3D}/FOS_{2D} . Οι Baker και Leshchinsky κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι ο λόγος αυτός μειώνεται σύμφωνα με τη συνεκτικότητα του εδάφους. Έτσι για εδάφη με πολύ μεγάλη τριβή $FOS_{3D}=FOS_{2D}$. Υποστήριζαν ότι η δυσδιάστατη ανάλυση κωνικών σωρών οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα του συντελεστή ασφαλείας, ανάλογα με το έδαφος και την κλίση του πρανούς.

4.3.12 Hungr (1987)

Ο Hungr (1987) πρότεινε μια 3D μέθοδο ως επέκταση της μεθόδου του Bishop (1955). Σε αυτό το συμμετρικό πρόβλημα η επιφάνεια αστοχίας θεωρείται ως μια περιστρεφόμενη επιφάνεια κυκλικής διατομής. Ακολουθώντας τις παραδοχές του Bishop, ο Hungr αγνόησε τις κάθετες διατμητικές δυνάμεις που δρουν στις πλευρές των στηλών. Σε αυτή τη μέθοδο λαμβάνονται υπόψη οι ισορροπίες των κατακόρυφων δυνάμεων όλων των στηλών καθώς και η ολική ισορροπία των ροπών γύρω από τον άξονα περιστροφής της ολισθαίνουσας μάζας, προκειμένου να οριστεί η εξίσωση του συντελεστή ασφαλείας. Ο Hungr ανέλυσε ξανά τα παραδείγματα των Chen και Charneau (1983) και κατέληξε στο ότι ο λόγος FOS_{3D}/FOS_{2D} είναι πάντα μεγαλύτερος από τη μονάδα.

4.3.13 Gens, Hutchinson και Cavounidis (1988)

Οι Gens, Hutchinson και Cavounidis (1988) παρουσίασαν μια 3D μέθοδο για ομοιογενή, ισοτροπικά και αμιγώς συνεκτικά εδάφη. Το γενικό σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης θεωρήθηκε παρόμοιο με αυτό που είχαν προτείνει οι Azzouz και Baligh (1987), αλλά ένα συγκεκριμένο σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης θεωρήθηκε ως ένα κυλινδρικό κεντρικό μέρος με επίπεδα η καμπυλωμένα τελειώματα, προκειμένου να διαμορφωθεί η αναλυτική λύση. Η εξίσωση του συντελεστή ασφαλείας σε τρεις διαστάσεις ορίστηκε, λαμβάνοντας υπόψη την ισορροπία των ροπών της ολισθαίνουσας μάζας γύρω από τον άξονα περιστροφής της κυλινδρικής επιφάνειας. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι, ο λόγος FOS_{3D}/FOS_{2D} είναι πάντα μεγαλύτερος της μονάδας και παίρνει τιμές από 1.03 έως 1.30.

4.3.14 Leshchinsky και Mullet (1988)

Οι Leshchinsky και Mullett (1988) πρότεινε μία 3D μέθοδο για την ανάλυση συμμετρικών ομοιογενών πρηνών η οποία έκανε χρήση των συνθηκών οριακής ισορροπίας και διαφορικής ανάλυσης. Η μέθοδος θεωρεί κάθετα γωνιακά ορύγματα και κάθετα διαμήκη ορύγματα. Το σχήμα της επιφάνειας αστοχίας είναι μια επεκταμένη συνάρτηση λογαριθμικής σπείρας. Αυτή η μέθοδος είναι σε θέση να υπολογίσει τον FOS_{3D} λαμβάνοντας υπόψη την πίεση των πόρων.

4.3.15 Ugai (1988)

Ο Ugai (1988) πρότεινε μία σειρά από 3D μεθόδους αναπτύσσοντας τις ήδη υπάρχουσες 2D μεθόδους του Spencer (1967), Fellenius (1936), την απλοποιημένη μέθοδο Janbu (1954) και την απλοποιημένη μέθοδο Bishop (1955). Αυτές οι επεκταμένες μέθοδοι, έβρισκαν εφαρμογή σε συμμετρικά πρηνή με διαφορετικές επιφάνειες ολίσθησης. Λαμβάνοντας υπόψη τις παραδοχές των αρχικών μεθόδων, κάθε 3D μέθοδος έκανε χρήση των αντίστοιχων παραδοχών. Ο Ugai έδειξε ότι ο FOS_{3D} έχει μεγαλύτερη τιμή από τον αντίστοιχο FOS_{2D} σε όλες τις μεθόδους που ανέπτυξε, με μόνη εξαίρεση την εκτεταμένη μέθοδο του Fellenius.

4.3.16 Hungr, Salgado και Byrne (1989)

Οι Hungr, Salgado και Byrne (1989) πρότειναν δύο 3D μεθόδους ως επεκτάσεις της απλοποιημένης μεθόδου Bishop (1955) και της απλοποιημένης μεθόδου του Janbu (1954). Οι παραδοχές που έγιναν ήταν οι ίδιες με αυτές που είχε προτείνει ο Hungr το 1987, δηλαδή αγνόησε τις κάθετες διατμητικές δυνάμεις που δρουν στις πλευρές των στηλών και όλες οι άλλες διατμητικές δυνάμεις που δρουν στην επιφάνεια ολίσθησης θεωρούνται παράλληλες με το επίπεδο συμμετρίας. Το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης θεωρήθηκε ότι είναι περιστρεφόμενο, το οποίο όμως υπόκειται στην υπόθεση συμμετρίας που έχει γίνει στο πρόβλημα. Για μη-κυκλικές επιφάνειες αστοχίας, ο άξονας αναφοράς γύρω από τον οποίο γίνεται η περιστροφή, θεωρήθηκε ότι είναι ίδιος με αυτόν που είχαν προτείνει οι Fredlund και Krahn (1977). Για την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας, ικανοποιούνται οι συνθήκες ισορροπίας σε κάθε στήλη καθώς και η ισορροπία ροπών του ολισθαίνοντος σώματος. Ο FOS_{3D} που υπολογίζεται από την εκτεταμένη μέθοδο Bishop βρέθηκε μικρότερος σε σχέση με τον FOS_{3D} που υπολογίζεται από άλλες πιο ακριβείς μεθόδους. Για διγραμμικές επιφάνειες ολίσθησης, τα αποτελέσματα της εκτεταμένης μεθόδου του Janbu, βρέθηκε ότι είναι ακόμη πιο συντηρητικά από αυτά της εκτεταμένης μεθόδου του Bishop. Οι Hungr, Salgado και Byrne υποστήριξαν ότι η συντηρητικότητα των αποτελεσμάτων οφείλεται στο γεγονός του ότι οι εσωτερικές δυνάμεις αγνοούνται.

4.3.17 Leshchinsky και Huang (1992b)

Οι (Leshchinsky και Huang (1992b) πρότειναν μια γενικευμένη 3D μέθοδο, βασισμένη σε διαφορική ανάλυση και εξισώσεις ισορροπίας, σαν επέκταση της 2D μεθόδου των (Leshchinsky και Huang 1992a). Το σχήμα της επιφάνειας ολίσθησης ορίστηκε είτε σαν μια εκτεταμένη λογαριθμική σπείρα, είτε σαν μια γενικά συμμετρική επιφάνεια. Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας θέσπισαν μια μαθηματική διαδικασία. Αυτή η

μέθοδος είχε την δυνατότητα να συγκλίνει στον συντελεστή ασφαλείας, λύνοντας ταυτόχρονα ένα συγκεκριμένο αριθμό γραμμικών εξισώσεων και τρεις μη-γραμμικές εξισώσεις μέσω επαναληπτικής διαδικασίας. Ωστόσο, ενώ αρκετοί συνδυασμοί λύσεων ικανοποιούσαν τα κριτήρια σύγκλισης του προβλήματος, ο συνολικός συντελεστής ασφαλείας είχε πάντα την ίδια τιμή. Οι Leshchinsky και Huang υποστήριξαν ότι, τα συγκεκριμένα κριτήρια σύγκλισης μπορούν να επηρεάσουν σημαντικά την τιμή του FOS_{3D} . Τα αποτελέσματα τους έδειξαν ότι, το να αγνοηθεί η επίδραση της τρίτης διάστασης της αστοχίας στην ανάδρομη ανάλυση των πρανών, μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας καθώς και της διατμητικής αντοχής του εδάφους.

4.3.18 Cavounidis και Kalogeropoulos (1992)

Οι Cavounidis και Kalogeropoulos (1992) πρότειναν μία 3D μέθοδο ως επέκταση της μεθόδου των Azzouz και Baligh (1978), προκειμένου να εξετάσουν ορύγματα σε συνεκτικά εδάφη. Η επιφάνεια ολίσθησης θεωρήθηκε κυλινδρική με κωνικά τελειώματα και ο άξονας περιστροφής της βρισκόταν στην κορυφή του ορύγματος. Η εξίσωση του συντελεστή ασφαλείας ορίστηκε με βάση τη συνθήκη ισορροπίας των ροπών γύρω από τον άξονα περιστροφής και ήταν ίσος με τον λόγο των ροπών ευστάθειας δια των ροπών ολίσθησης. Τα αποτελέσματά τους έδειξαν, ότι ο FOS_{3D} είναι πάντα μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο FOS_{2D} . Έδειξαν επίσης ότι η διαφορά μεταξύ του FOS_{3D} και του FOS_{2D} μειώνεται, αυξάνοντας το μήκος του κυλινδρικού μέρους και κρατώντας σταθερό το μήκος των κωνικών τελειωμάτων. Ωστόσο, ο ρόλος της 3D ανάλυσης είναι ακόμα μεγαλύτερος όταν αυξάνεται το μήκος των κωνικών τελειωμάτων για δεδομένο μήκος της επιφάνειας ολίσθησης.

4.3.19 Lam και Fredlund (1993)

Οι Lam and Fredlund (1993) πρότειναν μία 3D μέθοδο βασισμένη στη μέθοδο οριακής ισορροπίας των Fredlund και Krahn (1977). Η επιφάνεια ολίσθησης θεωρείται ως μια περιστροφική επιφάνεια με συγκεκριμένη κατεύθυνση ολίσθησης. Επίσης, χρησιμοποιούνται διάφορες αυθαίρετες συναρτήσεις για τις εσωτερικές δυνάμεις μεταξύ των στηλών προκειμένου να υπολογιστεί η κλίση της συνισταμένης τους. Ο ορισμός αυτών των συναρτήσεων είναι παρόμοιος με αυτόν της μεθόδου των Morgenstern και Price (1965), συμπεριλαμβανομένων πέντε σχέσεων μεταξύ των ορθών και διατμητικών εσωτερικών δυνάμεων. Οι Lam και Fredlund βασισμένοι στα αποτελέσματα που είχαν από αναλύσεις προβλημάτων που είχαν κάνει με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων, αποφάσισαν να αγνοήσουν τις τρεις από τις πέντε εσωτερικές δυνάμεις λόγω της μη σημαντικότητας τους στα τυπικά πρανά. Όρισαν επίσης δύο διαφορετικές εξισώσεις για τον συντελεστή ασφαλείας, οι οποίες ήταν βασισμένες στην ισορροπία ροπών και δυνάμεων, προκειμένου να καθορίσουν την κατάσταση του προβλήματος. Η τελική τιμή του συντελεστή ασφαλείας καθορίζεται από την ταυτόχρονη ικανοποίηση των συνθηκών ισορροπίας ροπών και δυνάμεων. Οι Lam και Fredlund βρήκαν ότι ο FOS_{3D} δεν επηρεάζεται τόσο από τη μορφή των συναρτήσεων των εσωτερικών δυνάμεων και ότι είναι σημαντικά μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο FOS_{2D} .

4.3.20 Yamagami και Jiang (1997 & 1999)

Οι Yamagami και Jiang (1997 & 1999) πρότειναν την πρώτη 3D μέθοδο η οποία ήταν σε θέση να υπολογίσει την κατεύθυνση της ολίσθησης, αντί να χρησιμοποιεί ένα επίπεδο συμμετρίας ή μια υποτιθέμενη κατεύθυνση ολίσθησης όπως έκαναν οι προηγούμενες μέθοδοι. Η μέθοδος αυτή αποτελεί επέκταση της απλοποιημένης μεθόδου του Janbu (1954) η οποία αφορούσε γενικευμένα πρηνή και επιφάνειες ολίσθησης. Οι κλίσεις των συνισταμένων των εσωτερικών δυνάμεων μεταξύ των στηλών, θεωρείται ότι σχετίζονται με τη βασική γωνία της στήλης μέσω ενός άγνωστου συντελεστή. Το ολισθαίνων σώμα χωρίζεται σε κάθετες στήλες και η κατεύθυνση της ολίσθησης θεωρείται παράλληλη με το κατακόρυφο επίπεδο. Οι Yamagami και Jiang έκαναν χρήση των συνθηκών ισορροπίας για τις οριζόντιες και κάθετες δυνάμεις, προκειμένου να ορίσουν δύο ξεχωριστές εξισώσεις για τον συντελεστή ασφαλείας. Χρησιμοποίησαν ένα διάστημα υπολογισμών προκειμένου να ελαχιστοποιήσουν την τιμή του συντελεστή ασφαλείας, περιστρέφοντας τους κύριους άξονες του συστήματος ενώ άλλαζαν την κατεύθυνση της ολίσθησης. Ο σχηματισμός των κάθετων στηλών και ο καθορισμός των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του ολισθαίνοντος σώματος υπολογίζονταν ξανά και ξανά σε κάθε βήμα της διαδικασίας. Η ελάχιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας που προέκυπτε από την κάθε μια εξίσωση, καθόριζε και την αντίστοιχη κατεύθυνση της ολίσθησης.

4.3.21 Huang και Tsai (2000)

Οι Huang και Tsai (2000) πρότειναν μία 3D μέθοδο, βασισμένη στη κατάσταση οριακής ισορροπίας σε δύο κατευθύνσεις, προκειμένου να υπολογίσουν το FOS_{3D} και τις πιθανές κατευθύνσεις της ολίσθησης. Η επιφάνεια ολίσθησης θεωρείται ότι είναι ένα ημι-σφαιρικό ή μερικώς σφαιρικό σύνθετο σχήμα με άξονα περιστροφής παράλληλο ως προς το διαμήκη άξονα. Ένας σταθερός κοινός άξονας ορίστηκε πάνω από το πρηνές και το ολισθαίνων σώμα διακριτοποιήθηκε με τη χρήση ενός καννάβου παράλληλου στους άξονες x και y . Οι Huang και Tsai αγνοούν όλες τις οριζόντιες εσωτερικές δυνάμεις μεταξύ των στηλών και οι υπόλοιπες δυνάμεις αναλύονται στις συνιστώσες τους στους κύριους άξονες. Ορίζουν τρεις διαφορετικές εξισώσεις, προκειμένου να βρουν την κατεύθυνση της αστοχίας και τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας. Οι δύο εκ των τριών εξισώσεων προκύπτουν από τις συνθήκες ισορροπίας των ροπών στους άξονες x και y . Η τρίτη εξίσωση προκύπτει από την ισορροπία των ροπών για ολόκληρο το ολισθαίνων σώμα. Για την εύρεση της κατεύθυνσης της ολίσθησης και τον συντελεστών ασφαλείας στην κάθε κατεύθυνση ακολουθήθηκε παρόμοια διαδικασία με αυτήν της μεθόδου των Yamagami και Jiang (1996 & 1997). Ο συνολικός συντελεστής ασφαλείας υπολογιζόταν από την τρίτη εξίσωση, χρησιμοποιώντας τους συντελεστές ασφαλείας που είχαν υπολογιστεί για την κάθε κατεύθυνση.

4.3.22 Huang, Tsai και Chen (2002)

Οι Huang, Tsai και Chen (2002) πρότειναν μια επέκταση της γενικευμένης μεθόδου του Janbu (1957) σαν μια 3D μέθοδο, η οποία χρησιμοποιεί την ισορροπία ροπών και δυνάμεων σε δύο κατευθύνσεις προκειμένου να αναλύσει την ευστάθεια μιας ολισθαίνουσας μάζας αόριστου σχήματος. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί τετραγωνικό κάρναβο για την

διακριτοποίηση της ολισθαίνουσας μάζας σε στήλες. Οι βασικές παραδοχές της μεθόδου είναι παρόμοιες με αυτές της μεθόδου του Janbu, ωστόσο η συνισταμένη των οριζόντιων εσωτερικών διατμητικών δυνάμεων κάθε στήλης θεωρείται ότι είναι ίση με μηδέν, σαν μια επιπλέον παραδοχή προκειμένου να μειωθεί ο βαθμός απροσδιοριστίας του προβλήματος. Οι κάθετες εσωτερικές διατμητικές δυνάμεις υπολογίζονται από μια επιπλέον συνθήκη ισορροπίας ροπών για την κάθε μια στήλη χωριστά. Εξάλλου, η κατεύθυνση της συνισταμένης διατμητικής δύναμης στη βάση των στηλών θεωρήθηκε ότι είναι μοναδική και υπολογίζεται από τη σχέση μεταξύ των συντελεστών ασφαλείας για την κάθε κατεύθυνση, με τη χρήση της μεθόδου Secant. Αυτή η μέθοδος μπορεί να υπολογίσει την κατεύθυνση της ολίσθησης μέσω της διαδικασίας υπολογισμού του FOS_{3D} . Η διαδικασία εύρεσης του FOS_{3D} γίνεται με τη χρήση δύο κύριων επαναληπτικών διαδικασιών για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας της κάθε κατεύθυνσης και της κατεύθυνσης της αστοχίας. Τέλος, οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας για την κάθε κατεύθυνση και κατεύθυνση της αστοχίας χρησιμοποιούνταν για τον υπολογισμό του συνολικού συντελεστή ασφαλείας του πρανούς.

4.3.23 Chen, Zhang και Wang (2003)

Οι Chen, Zhang και Wang (2003) παρουσίασαν μια απλοποιημένη 3D μέθοδο, ως επέκταση της 2D μεθόδου του Spencer (1967). Η επιφάνεια ολίσθησης είναι περιστρεφόμενη και γίνονται αρκετές παραδοχές προκειμένου να καθοριστούν οι συνθήκες ισορροπίας δυνάμεων και ροπών. Όλες οι οριζόντιες, και δύο από τις τέσσερις κάθετες εσωτερικές δυνάμεις μεταξύ των στηλών θεωρούνται σταθερές. Επιπλέον η διεύθυνση της διατμητικής αντοχής στη βάση της κάθε στήλης θεωρείται ίση με μία σταθερή αλλά άγνωστη γωνία ή ίση με την τιμή που υπολογίζεται από την σταθερή γωνία πολλαπλασιασμένη με έναν συντελεστή ασυμμετρίας. Για την εύρεση του FOS_{3D} χρησιμοποιούνται οι συνολικές συνθήκες ισορροπίας ροπών και δυνάμεων. Αυτές οι συνθήκες ισορροπίας χρησιμοποιούνται για να οριστούν τρεις εξισώσεις με τρεις αγνώστους. Οι άγνωστοι αυτοί είναι: (α) ο συντελεστής ασφαλείας, (β) η κλίση της συνισταμένης των εσωτερικών δυνάμεων μεταξύ των στηλών και (γ) η διεύθυνση της ολίσθησης. Οι άγνωστοι καθορίζονται με τη μέθοδο των Newton-Raphson. Τα αποτελέσματα έδειξαν παρόμοιες τιμές του FOS_{3D} σε σχέση με τις υπόλοιπες μεθόδους για συμμετρικά προβλήματα. Ο FOS_{3D} όμως ήταν μεγαλύτερος σε σχέση με τις άλλες μεθόδους για προβλήματα με υψηλό δείκτη ασυμμετρίας.

4.3.24 Jiang και Yamagami (2004)

Οι Jiang και Yamagami (2004) πρότειναν μια 3D μέθοδο, ως επέκταση της μεθόδου του Spencer (1967), για τη ανάλυση της ευστάθειας κωνικών σωρών, η οποία ήταν βασισμένη σε συνθήκες οριακής ισορροπίας και οριακή ανάλυση. Οι παραδοχές που έγιναν είναι παρόμοιες με αυτές της μεθόδου του Spencer και η κατεύθυνση της αστοχίας θεωρήθηκε κάθετη ως προς το διάμηκες άνοιγμα του πρανούς. Η συνισταμένη όλων των εσωτερικών δυνάμεων μεταξύ των στηλών θεωρείται ότι δρα στις πλευρές των στηλών υπό μια συγκεκριμένη διεύθυνση και κλίση. Οι Jiang και Yamagami όρισαν δύο διαφορετικές εξισώσεις για τον συντελεστή ασφαλείας λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων και ροπών που ισχύουν για το ολισθαίνων σώμα. Ο συντελεστής ασφαλείας

καθορίζεται από ταυτόχρονες επιλύσεις των πιο πάνω εξισώσεων για διαφορετικές τιμές κλίσης των εσωτερικών δυνάμεων μεταξύ των στηλών. Το σημείο τομής των δύο συνισταμένων βρίσκεται από τις δύο εξισώσεις που έχουν οριστεί για τον συντελεστή ασφαλείας, έχοντας ως τελικό αποτέλεσμα τον συνολικό συντελεστή ασφαλείας του πρανούς. Οι Jiang και Yamagami κατέληξαν στο συμπέρασμα, ότι η ταυτόχρονη χρήση των συνθηκών ισορροπίας ροπών και δυνάμεων για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας, αυξάνει την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων για όλες σχεδόν τις περιπτώσεις συμμετρικών πρανών.

4.3.25 Cheng και Yip (2007)

Οι Cheng και Yip (2007) πρότειναν μια σειρά από 3D μεθόδους, αναπτύσσοντας τις ήδη υπάρχουσες 2D μεθόδους των Morgenstern και Price (1965), την απλοποιημένη μέθοδο του Bishop (1955) και την απλοποιημένη μέθοδο του Janbu (1954). Διατύπωσαν ένα 3D πρόβλημα ασύμμετρου πρανούς σαν μια επέκταση της μεθόδου των Morgenstern και Price και μετά το "έσπασαν" σε μικρότερα προβλήματα τα οποία μπορούσαν να αναλυθούν με τις απλοποιημένες μεθόδους των Bishop και Janbu. Οι παραδοχές που έγιναν για κάθε μια 3D μέθοδο ακολουθούσαν τις αντίστοιχες παραδοχές των αρχικών 2D μεθόδων, αλλά η επιφάνεια ολίσθησης θεωρήθηκε σφαιρική και ήταν οι ίδια για όλες τις μεθόδους. Προκειμένου να υπολογίσουν τις διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των στηλών, θεώρησαν μια συνάρτηση για τις εσωτερικές δυνάμεις σε συνδυασμό με μεταβλητούς συντελεστές βασισμένους στη συνάρτηση εσωτερικών δυνάμεων των Morgenstern και Price. Επίσης, όρισαν δύο νέες εξισώσεις για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας στις διευθύνσεις x και y . Η διαδικασία επίλυσης ξεκινούσε με προκαθορισμένη την κατεύθυνση της ολίσθησης. Μετά, άλλαζαν τις τιμές των μεταβλητών συντελεστών στην επαναληπτική διαδικασία μέχρις ότου ο συνολικός συντελεστής ασφαλείας να ικανοποιούσε τη συνθήκη ισορροπίας των ροπών σε κάθε διεύθυνση ξεχωριστά. Αυτή η επαναληπτικά διαδικασία συνεχιζόταν έως ότου να επιτευχθεί η ζητούμενη τιμή του συντελεστή ασφαλείας και στις δύο κατευθύνσεις.

4.3.26 Zheng (2009)

Ο Zheng (2009) παρουσίασε μια 3D μέθοδο μεγάλης ακρίβειας η οποία λάμβανε την ολισθαίνουσα μάζα ως ένα ενιαίο σώμα και δεν την χώριζε σε στήλες όπως οι υπόλοιπες 3D μέθοδοι που είχαν προταθεί. Η επιφάνεια ολίσθησης είναι γενικευμένη και η κατεύθυνση της ολίσθησης αυθαίρετη. Η μέθοδος του Zheng ικανοποιεί έξι(6) συνθήκες ισορροπίας της ολισθαίνουσας μάζας και χρησιμοποιεί το διάνυσμα της εξίσωσης που βρίσκεται μέσα στο ολοκλήρωμα και για τις έξι συνθήκες ισορροπίας. Στους αγνώστους αυτών των εξισώσεων περιλαμβάνονται ο συντελεστής ασφαλείας καθώς και η ορθή τάση της επιφάνειας ολίσθησης, η οποία ορίζεται από μία εξίσωση πέντε(5) αγνώντων. Ο Zheng αντικατέστησε την εξίσωση κατανομής των τάσεων στις έξι(6) εξισώσεις ισορροπίας που αναφέρθηκαν προηγουμένως και παρήγαγε έτσι ένα σύστημα μη-γραμμικών εξισώσεων. Από την επίλυση του συστήματος προέκυπτε η τιμή του συντελεστή ασφαλείας καθώς και το διάνυσμα της κατανομής των τάσεων. Ο Zheng υποστήριξε ότι, το σύστημα των μη-γραμμικών εξισώσεων έδινε θετικό συντελεστή ασφαλείας για συγκεκριμένες κατευθύνσεις ολίσθησης.

4.3.27 Sun, Zheng και Jiang (2011)

Οι Sun, Zheng και Jiang (2011) πρότειναν μια 3D μέθοδο ως επέκταση της μεθόδου των Morgenstern και Price (1965) και με ένα σύστημα δυνάμεων παρόμοιο με αυτό της μεθόδου του Zheng (2009). Έτσι λοιπόν, δεν χρειάζεται να γίνει καμία παραδοχή για τις εσωτερικές δυνάμεις, το ολισθαίνων σώμα δεν χωρίζεται σε στήλες και όλες οι συνθήκες ισορροπίας ικανοποιούνται. Χρησιμοποιείται ένα τριγωνικό πλέγμα για να καλύψει την οριζόντια προβολή της επιφάνειας ολίσθησης για τον υπολογισμό της εδαφικής μάζας με παρεμβολή. Ένα ακόμη τριγωνικό πλέγμα χρησιμοποιείται στην επιφάνεια ολίσθησης για τον υπολογισμό των σχετικών ολοκληρωμάτων. Σε αντίθεση με το μη-γραμμικό σύστημα του Zheng, χρησιμοποιείται μια πιο εξελιγμένη patch-wise παρεμβολή με τριγωνικό πλέγμα για την καλύτερη προσέγγιση της κατανομής των ορθών τάσεων σε περίπλοκες επιφάνειες ολίσθησης. Τελικά, ορίζεται ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης με μια αντικειμενική συνάρτηση η οποία περιέχει το συντελεστή ασφαλείας και ακόμη πέντε(5) αγνώστους. Για την επίλυση του παραπάνω προβλήματος βελτιστοποίησης χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας και των πέντε αγνώστων. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι ο FOS_{3D} είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο FOS_{2D} , εκτός από μία κρίσιμη κατάσταση σε μία περίπτωση.

4.3.28 Pantelidis και Griffiths (2013b)

Οι Pantelidis και Griffiths (2013b) παρουσίασαν μία 3D μέθοδο, η οποία αποτελεί λύση κλειστού τύπου (closed-form solution). Η μέθοδος θεωρεί σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης και λαμβάνει τη μάζα αστοχίας σαν ένα ενιαίο απαραμόρφωτο σώμα, επιτρέποντας έτσι να αγνοηθούν οι εσωτερικές τάσεις. Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σε ομοιογενή ή μη-ομοιογενή πρανή με απλή ή περίπλοκη γεωμετρία αλλά δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε επιφάνειες ολίσθησης οι οποίες δεν είναι σφαιρικές/σφαιροειδής. Η μέθοδος ικανοποιεί τόσο την ισορροπία των ροπών όσο και των δυνάμεων, ενώ μπορεί να λάβει υπόψη όλες τις φορτίσεις που συναντούνται σε ένα πρανές όπως, την δύναμη λόγω της πίεσης των πόρων, δυνάμεις λόγω σεισμού, πίεση που ασκεί τυχόν παγιδευμένο νερό στο εφελκυστικό ρήγμα και δυνάμεις λόγω εξωτερικών φορτίσεων. Τα αποτελέσματα των Pantelidis και Griffiths επιβεβαιώνουν ότι ο FOS_{3D} είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο FOS_{2D} .

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟ ΡΗΓΜΑ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ένα φαινόμενο που παρατηρείται συχνά στην επιφάνεια των πρανών είναι τα εφελκυστικά ρήγματα. Η ύπαρξη τέτοιων ρηγμάτων υποδηλώνει ότι σε μία συγκεκριμένη περιοχή του πρανού, η εφελκυστική τάση που ασκείται ξεπερνά την εφελκυστική τάση που το έδαφος μπορεί να αντέξει (Baker 1981). Τα εφελκυστικά ρήγματα είναι δείκτες αστάθειας και προκαλούνται από μικρό-διατμήσεις της μάζας του πετρώματος που αθροιζόμενες μπορούν να οδηγήσουν σε κατολίσθηση (Μαρίνος 1998).

Τα εφελκυστικά ρήγματα επηρεάζουν την ευστάθεια των πρανών με τους ακόλουθους τρόπους.

(α) ύπαρξη εφελκυστικού ρήγματος σε ένα πρανές σημαίνει αυτομάτως και μικρότερο μήκος επιφάνειας αστοχίας δηλαδή μείωση της ικανότητας αντίστασης του πρανού σε αστοχία.

(β) η πίεση του νερού που δρα στο πρόσωπο του εφελκυστικού ρήγματος συνιστά μία επιπλέον δύναμη η οποία βοηθά στην πραγματοποίηση της αστοχίας.

(γ) το νερό που βρίσκεται στο εφελκυστικό ρήγμα τείνει να μαλακώνει το έδαφος, υποβαθμίζοντας έτσι τις μηχανικές του αντοχές (Baker 1981).

5.2 ΒΑΘΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΕ ΠΡΑΝΗ ΔΙΧΩΣ ΣΤΗΡΙΞΗ

Η ευστάθεια κατακόρυφων τομών σε συνεκτικά εδάφη είναι ουσιαστικά πρόβλημα βραχυπρόθεσμης αστοχίας. Η σχέση μεταξύ κύριων και δευτερευουσών τάσεων την στιγμή της αστοχίας, σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας των Mohr-Coulomb είναι η εξής:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (5.1)$$

Η εκσκαφή μιας κάθετης τομής αντιστοιχεί στην κατάσταση ενεργητικών τάσεων του Rankine στην οποία η κατακόρυφη ορθή τάση είναι η κύρια τάση ($\sigma_1 = \sigma_v = \gamma z$) και η πλευρική τάση αντιστοιχεί στην δευτερεύουσα κύρια τάση ($\sigma_3 = \sigma_h$). Ως εκ τούτου, από την Εξ.(5.1),

$$\sigma_h = \frac{\gamma z}{\tan^2(45^\circ + \varphi/2)} - \frac{2c}{\tan(45^\circ + \varphi/2)} \quad (5.2)$$

έτσι, οι πλευρικές τάσεις διαφέρουν ανάλογα με το βάθος και είναι αρνητικές ή εφελκυστικές έως ένα βάθος z_c (Σχ. 5.1). Το βάθος αυτό υπολογίζεται από την Εξ.(5.3) όταν η τάση $\sigma_h = 0$.

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan(45^\circ + \varphi/2) \quad (5.3)$$

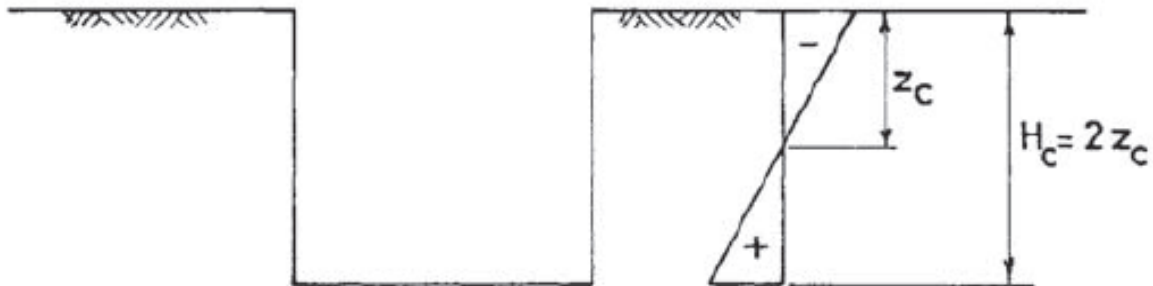
Σε ένα συνεκτικό έδαφος θα δημιουργηθεί ρήγμα λόγω της χαμηλής εφελκυστικής του αντοχής και η Εξ.(5.3) δίνει το θεωρητικό βάθος του ρήγματος λόγω μιας τομής σε συνεκτικό έδαφος. Ολοκληρώνοντας την Εξ.(5.2) για όλο του βάθος της τομής (βάθος του ορύγματος), η συνολική πλευρική δύναμη δίνεται από:

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2 \tan^2(45^\circ + \varphi/2)} - \frac{2cH}{\tan(45^\circ + \varphi/2)} \quad (5.4)$$

στην περίπτωση που $P_A = 0$,

$$H = H_c = \frac{4c}{\gamma} \tan(45^\circ + \varphi/2) = 2z_c \quad (5.5)$$

αυτό είναι το θεωρητικό κρίσιμο βάθος εκσκαφής σε συνεκτικό έδαφος, έτσι ώστε η εκσκαφή να θεωρείται ασφαλής (υποθέτοντας ότι η αρχική επιφάνεια του εδάφους είναι οριζόντια).



Σχήμα 5.1: Κατανομή τάσεων σε κατακόρυφη εκσκαφή σε συνεκτικό έδαφος (Chowdhury et al. 2010)

Μία τέτοια εκσκαφή θα είναι ασφαλής βραχυπρόθεσμα, δεδομένης της απουσίας εξωτερικών φορτίσεων, διάβρωσης κλπ. Για κορεσμένες αργίλους η βραχυπρόθεσμη ευστάθεια εμπεριέχει την μελέτη αστράγγιστης αστοχίας όπου δεν υπάρχει αλλαγή του όγκου. Έτσι λοιπόν, θεωρούμε $\varphi = 0$ και οι τιμές των z_c και H_c δίνονται από:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma}, H_c = \frac{4c}{\gamma} \quad (5.6)$$

θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο όρος c στην πιο πάνω εξίσωση αναφέρεται στην συνοχή υπό αστράγγιστες συνθήκες ή στη διατμητική αντοχή του εδάφους, και όχι στην ενεργό συνοχή.

Στην παραπάνω προσέγγιση, ένα κατακόρυφο επίχωμα απουσία οποιασδήποτε στήριξης, έχει θεωρηθεί ισοδύναμο με μια κατακόρυφη τομή εντός μιας εδαφική μάζας ή οποία τείνει να αστοχήσει. Στην πραγματικότητα όμως, οι τάσεις είναι μηδενικές στην επιφάνεια του κοψίματος αλλά οι τάσεις μπορούν να διαφοροποιούνται γραμμικά ανάλογα με το βάθος από αρνητικές σε θετικές για την περίπτωση του υποτιθέμενου κατακόρυφου τμήματος. Κάτι τέτοιο έχει επιρροή στην τιμή του κρίσιμου ύψους H_c . Υποθέτοντας μια καμπυλωμένη επιφάνεια ολίσθησης κυκλικού σχήματος, ο Fellenius (1927) βρήκε ότι $H_c = 3.85 c/\gamma$, μια τιμή η οποία είναι μόλις 5% μικρότερη από αυτή που είχε προβλέψει η θεωρία ενεργητικών ωθήσεων του Rankine.

Όταν η ευστάθεια ενός κατακόρυφου επιχώματος έχει ελαττωθεί εξαιτίας της ύπαρξης εφελκυστικού ρήγματος, τότε το κρίσιμο ύψος εκσκαφής μειώνεται σημαντικά στην τιμή H'_c , δίνεται από (Terzaghi 1943):

$$H'_c = H_c - z = \frac{4c}{\gamma} \tan(45^\circ + \varphi/2) - z \quad (5.7)$$

όπου z είναι το βάθος στο οποίο το εφελκυστικό ρήγμα τέμνει την επίπεδη επιφάνεια της ολίσθησης η οποία είναι κεκλιμένη κατά την κρίσιμη γωνία $(45^\circ + \varphi/2)$ σε σχέση με το οριζόντιο επίπεδο. Υποθέτοντας ότι $z = H'_c/2$ και $\varphi = 0$:

$$H'_c = 2.67 \frac{c}{\gamma} \quad (5.8)$$

Ένα επίχωμα ύψους H_c μπορεί να θεωρηθεί σταθερό για σημαντικό χρονικό διάστημα εκτός και αν υπάρξει αλλαγή των συνθηκών με κάποιο τρόπο όπως για παράδειγμα συσσώρευση επιφανειακού νερού εντός ανοιχτών εφελκυστικών ρηγμάτων, μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους, εφαρμογή πρόσθετου φορτίου κλπ. Είναι γνωστό ότι δεν υπάρχει πιθανότητα να έχουμε αστοχία βάσης σε ένα επίχωμα σε συνεκτικό έδαφος το οποίο στέκεται σε ύψος H_c δίχως κάποιο είδος στήριξης. Η μικρότερη τιμή του κρίσιμου ύψους H_f στο οποίο δύναται να συμβεί αστοχία βάσης δίνεται από (Terzaghi 1943):

$$H'_f = 5.14 \frac{c}{\gamma} \quad (5.9)$$

Αυτή η τιμή είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την τιμή H'_c . Σύμφωνα με τους Terzaghi και Peck (1948) το πραγματικό βάθος του εφελκυστικού ρήγματος κυμαίνεται μεταξύ των τιμών z_c και H_c που δίνονται στις εξισώσεις (5.3) και (5.5) (Chowdhury et al. 2010).

5.3 ΒΑΘΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΤΙΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

Όπως προαναφέρθηκε η ύπαρξη εφελκυστικών ρηγμάτων είναι πολύ πιθανό να αυξήσει την τάση που έχει ένα πρανές να αστοχήσει. Πρώτον, το μήκος της επιφάνειας αστοχίας κατά μήκος της οποίας ενεργοποιείται η διατμητική αντοχή του εδάφους είναι μειωμένο. Δεύτερον, το ρήγμα μπορεί να γεμίσει με νερό (π.χ. λόγω βροχόπτωσης) και η επιπλέον δύναμη που θα

ασκείται λόγω της υδροστατικής πίεσης αυξάνει την πιθανότητα αστοχίας. Είναι λοιπόν απαραίτητο να εκτιμηθεί το βάθος των εφελκυστικών ρηγμάτων σε κάθε ανάλυση ευστάθειας πρανούς. Η χρήση των εξισώσεων (5.3) και (5.5) είναι, φυσικά, σωστή σε μία ανάλυση 'ολικών τάσεων' η οποία γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες ή για την βραχυπρόθεσμη εκτίμηση της ευστάθειας ενός πρανούς το οποίο αποτελείται από συνεκτικό έδαφος. Ο προβληματισμός έγκειται ως προς την εγκυρότητα της Εξ.(5.3) (για τον υπολογισμό του z_c , όταν αυτή χρησιμοποιηθεί σε μία ανάλυση ενεργών τάσεων καθώς αυτή περιέχει παραμέτρους ολικών τάσεων ή παραμέτρους διατμητικής αντοχής. Πριν να απαντηθεί αυτή η ερώτηση θα πρέπει να γίνει ένας διαχωρισμός μεταξύ (1) επιχωμάτων και μη διαταραγμένων φυσικών πρανών από τη μία μεριά και (2) εκσκαφών από την άλλη. Στην περίπτωση (1) θα ήταν απολύτως λογικό να χρησιμοποιήσουμε τις παραμέτρους ενεργών τάσεων της αντοχής στην Εξ.(5.3) για τον υπολογισμό του z_c , καθώς δεν έχουν προκύψει αστράγγιστες συνθήκες λόγω ξαφνικής αφαίρεσης της πλευρικής στήριξης. Ο Spencer (1973), μια εξίσωση παρόμοια με την (5.3) βασισμένη σε μηδενική πλευρική ενεργό τάση για να μελετήσει την ευστάθεια επιχώματος σε όρους ενεργών τάσεων που ενεργοποιούνται κατά την αστοχία. Η εξίσωσή του σε όρους ενεργών τάσεων που ενεργοποιούνται και για λόγο πίεσης πόρων $r_u = u/\gamma z$ είναι:

$$z_c = \frac{2c'_m}{\gamma(1 - r_u)} \tan(45^\circ + \phi'_m/2) \quad (5.10)$$

όταν ο λόγος της πίεσης των πόρων είναι μηδέν οι εξισώσεις (5.3) και (5.10) είναι οι ίδιες με την διαφορά του ότι η πρώτη είναι εκφρασμένη σε όρους παραμέτρων ενεργών τάσεων και η δεύτερη σε όρους παραμέτρων ενεργών τάσεων που ενεργοποιούνται κατά την αστοχία. Μια παρόμοια εξίσωση θα μπορούσε να είναι έγκυρη και για την μακροπρόθεσμη ανάλυση αδιατάρακτων φυσικών πρανών. Επίσης, μια παρόμοια μορφή εξίσωσης με την Εξ.(5.10) θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί στην περίπτωση που θέλουμε να υπολογίζουμε τις πλευρικές ωθήσεις γαιών που ασκούνται σε τοίχο αντιστήριξης λόγω ενεργών τάσεων. Στην περίπτωση (2) που έχουμε εκσκαφή η χρήση των c' και ϕ' μπορεί να μην είναι λογική ή ασφαλής. Το βάθος του εφελκυστικού ρήγματος που υπολογίζεται με χρήση των c' και ϕ' είναι πολύ πιθανό να είναι μικρότερο από το αντίστοιχο βάθος που υπολογίζεται χρησιμοποιώντας c και ϕ (σημειώνεται πως το c' είναι πολύ συχνά μικρότερο από το c).

Η σημασία των εφελκυστικών ρηγμάτων και η επίδραση που αυτά έχουν στην ευστάθεια πρανών (ειδικά όταν είναι γεμάτα με νερό), συχνά δεν λαμβάνεται σοβαρά υπόψη στην Εδαφομηχανική. Το γεγονός αυτό ίσως να οφείλετε στα συμπεράσματα κάποιων ερευνητών ότι η επίδραση των εφελκυστικών ρηγμάτων στον συντελεστή ασφαλείας επιχωμάτων είναι αμελητέα (π.χ. Spencer 1967, 1973). Τέτοιου είδους συμπεράσματα είναι έγκυρα μόνο στην περίπτωση που μιλάμε για μικρά βάθη εφελκυστικών ρηγμάτων που υπολογίζονται με χρήση των c και ϕ [στην Εξ.(5.3)]. Σε ορύγματα, τα εφελκυστικά ρήγματα μπορούν να διεισδύσουν έως ένα σημαντικό βάθος και να παίζουν σημαντικό ρόλο στην τιμή του συντελεστή ασφαλείας συντελώντας σε μια πιθανή αστοχία, όπως συνέβη και στην αστοχία του Bradwell (Skempton and LaRochelle 1965). Τέλος, η παρουσία εφελκυστικού ρήγματος είναι συχνά το πρώτο σημάδι μιας επερχόμενης αστοχίας και μπορεί επίσης να είναι η αιτία έναρξης μιας

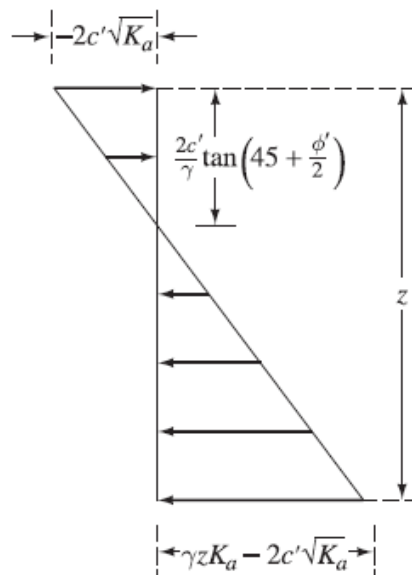
προοδευτικής διατμητικής αστοχίας (Chowdhury et al. 2010). Για αυτό το λόγο η παρουσία εφελκυστικών ρηγμάτων σε πρανή είναι ένα θέμα που χρήζει ιδιαίτερης προσοχής.

5.4 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

Ακολουθεί μια βιβλιογραφική ανασκόπηση των ερευνών που έχουν γίνει ανά τα χρόνια για το βάθος και την επίδραση του εφελκυστικού ρήγματος στην ευστάθεια πρανών.

5.4.1 Bell (1915)

Ο Bell (1915) επέκτεινε τη θεωρία του Rankine (1857) για τις ενεργητικές ωθήσεις εδαφών και πρότεινε την εξίσωση $z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan(45^\circ + \phi/2)$ (Σχ.5.2) για τον υπολογισμό του βάθους του εφελκυστικού ρήγματος σε εδάφη με συνοχή, όπου c' είναι η συνοχή του εδάφους, γ το ειδικό βάρος του εδάφους και ϕ' η γωνία τριβής (Chowdhury and Zhang 1991).



Σχήμα 5.2: Θεωρία Rankine για ενεργητικές ωθήσεις γαιών (Das 2007)

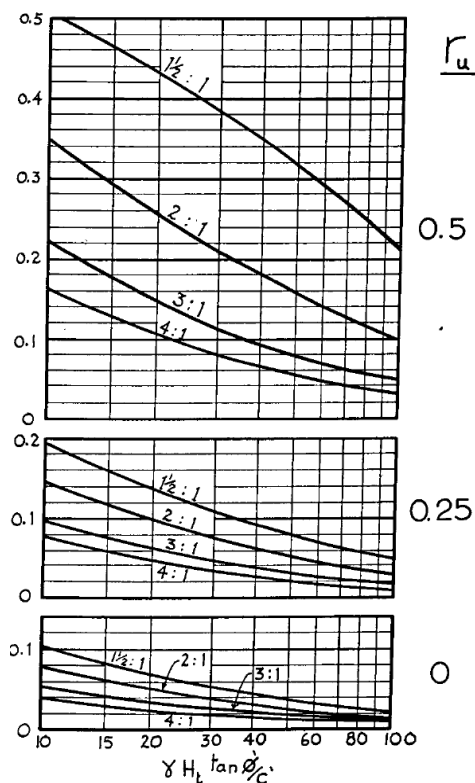
5.4.2 Spencer (1968)

Ο Spencer (1968) μελέτησε την επίδραση του εφελκυστικού ρήγματος στην ευστάθεια επιχωμάτων, προσπαθώντας επίσης να υπολογίσει και το βάθος του εφελκυστικού ρήγματος. Η μέθοδος χωρίζει την επιφάνεια ολίσθησης σε λωρίδες, ικανοποιεί τις συνθήκες ισορροπίας ροπών και δυνάμεων και γίνεται η παραδοχή ότι οι εσωτερικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων είναι παράλληλες μεταξύ τους. Η διαδικασία που ακολούθησε ο Spencer είναι η ακόλουθη:

- 1) Υποθέτει μια αρχική γωνία θ για τις εσωτερικές δυνάμεις. Η τιμή της γωνίας αυτής είναι ίση με 0.7 επί την κλίση της χορδής του κύκλου ολίσθησης.
- 2) Χρησιμοποιώντας την παραπάνω γωνία θ και μέσα από μια επαναληπτική διαδικασία δοκιμής-λάθους (trial and error), υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας του οποίου η τιμή ικανοποιεί τη συνθήκη ισορροπίας των δυνάμεων.
- 3) Από την τελική τιμή της συνισταμένης των εσωτερικών δυνάμεων, υπολογίζονται οι τιμές των εσωτερικών δυνάμεων στα όρια της κάθε λωρίδας.

- 4) Οι πιο πάνω τιμές των εσωτερικών δυνάμεων κάθε λωρίδας εισάγονται στην εξίσωση ισοροπίας των ροπών, με σκοπό την εύρεση της τιμής της γωνίας θ που θα χρησιμοποιηθεί στην επόμενη διαδικασία δοκιμής-λάθους.
- 5) Τα βήματα 2 και 4 επαναλαμβάνονται, μέχρις ότου οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας και της γωνίας θ να ικανοποιούν τις εξισώσεις ισοροπίας ροπών και δυνάμεων καθώς και την απαιτούμενη ακρίβεια των υπολογισμών.

Μέσω της πιο πάνω διαδικασίας μπορεί να υπολογισθεί το βάθος του εφελκυστικού ρήγματος κάθε φορά. Ο Spencer (1968) παρήγαγε διαγράμματα για τον υπολογισμό του βάθους του εφελκυστικού ρήγματος (Σχ.5.3). Τα αποτελέσματα του Spencer για ένα συγκεκριμένο πρόβλημα όπου η πίεση του νερού δρα σε εφελκυστικά ρήγματα αυξανόμενου βάθους, έδειξαν ότι η τιμή του συνολικού συντελεστή ασφαλείας μειώνεται όσο αυξάνεται το βάθος του εφελκυστικού ρήγματος. Ωστόσο, αυτή η μείωση του συντελεστή ασφαλείας είναι πολύ μικρή. Επίσης έδειξε, πως όταν οι εσωτερικές δυνάμεις των λωρίδων θεωρηθούν παράλληλες μεταξύ τους, το βάθος του εφελκυστικού ρήγματος καθώς και η γραμμή άσκησης των πιέσεων (line of thrust) καθορίζονται από την κλίση του επιχώματος, τον συντελεστή της πίεσης των πόρων r_u και από την τιμή του γινομένου $\gamma H_t \tan(\phi'/c')$ όπου γ το ειδικό βάρος του εδάφους, H_t το ύψος του επιχώματος, ϕ' η γωνία της διατμητικής αντοχής και c' η συνοχή του εδάφους. Βρέθηκε επίσης ότι αυτοί οι τρεις παράγοντες καθορίζουν τη θέση του κρίσιμου κύκλου ολίσθησης.

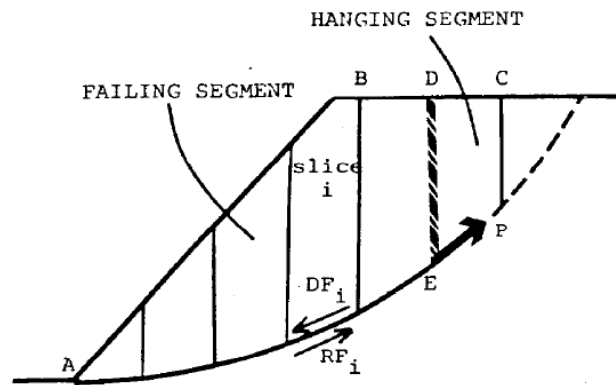


Σχήμα 5.3: Διάγραμμα εύρεσης του βάθους του εφελκυστικού ρήγματος (Spencer 1968)

5.4.3 Robertson (1971)

Ο Robertson (1971) ανέπτυξε μια γενική μέθοδο για τον καθορισμό της θέσης του εφελκυστικού ρήγματος, η οποία δίνει και τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας του πρανούς. Η μέθοδος χωρίζει την ολισθαίνουσα μάζα σε λωρίδες. Χάριν ευκολίας γίνονται οι παραδοχές ότι δεν δρουν διατμητικές δυνάμεις στις λωρίδες και ότι όλες οι δυνάμεις δρουν στο επίπεδο της επιφάνειας ολίσθησης. Επιλύοντας ένα συγκεκριμένο πρόβλημα, ο Robertson θεώρησε πως αν ένα εφελκυστικό ρήγμα σχηματιστεί κατά μήκος του ευθύγραμμου τμήματος DE (Σχήμα 5.4), δεν θα υπάρξουν ενεργητικές δυνάμεις κατά μήκος αυτών των ορίων. Παίρνοντας ροπές ως προς το κέντρο του κύκλου αστοχίας, ο συντελεστής ασφαλείας ορίζεται ως $F = \Sigma R F_i / \Sigma D F_i$, όπου $R F_i$ είναι η μέγιστη διατμητική αντοχή έναντι ολίσθησης που μπορεί να αναπτυχθεί κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, $D F_i$ η δύναμη που τείνει να προκαλέσει την ολίσθηση και $\Sigma R F_i = \Sigma D F_i + P$.

Η φύση της δύναμης P καθορίζεται από το ποια μέθοδος των λωρίδων θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση. Η δύναμη P καθορίζεται από το είδος των μαθηματικών που θα χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση και όχι από τις ιδιότητες του πρανού. Η ακρίβεια της θέσης του εφελκυστικού ρήγματος, όπως αυτή υπολογίζεται από τη δύναμη P, υπόκειται στους περιορισμούς της μεθόδου ανάλυσης που χρησιμοποιείται και στις παραδοχές που γίνονται όσον αφορά τις τάσεις και τις μηχανικές αντοχές του πρανού. Τα αποτελέσματα για τον συντελεστή ασφαλείας αποδείχθηκαν πιο συντηρητικά σε σχέση με αυτά της απλοποιημένης μεθόδου του Bishop. Ο Robertson υποστήριξε πως μπορεί να συμβεί πιο έντονη αστοχία σε ένα πρανές αν έχουμε γρήγορη υποχώρηση της πίεσης του νερού στο εφελκυστικό ρήγμα.



Σχήμα 5.4: Δυνάμεις που δρουν μεταξύ των ορίων και καθορίζουν την μάζα αστοχίας (Robertson 1971)

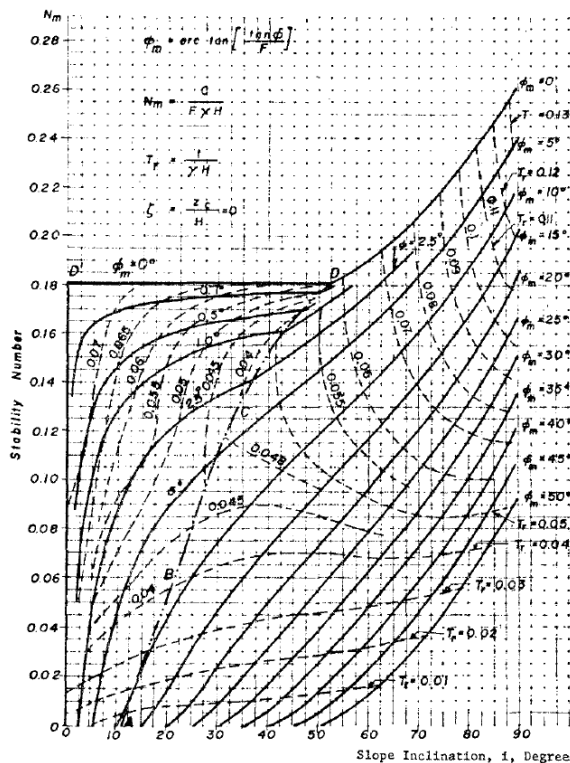
5.4.4 Baker (1981)

Ο Baker (1981) παρουσίασε μια διαδικασία για την εκτίμηση της επίδρασης της εφελκυστικής αντοχής στην ευστάθεια πρανών. Η διαδικασία ακολουθεί μια διαφορική προσέγγιση προκειμένου να ελαχιστοποιήσει τα προβλήματα ισορροπίας που εμφανίζονται, βασίζεται στη διαδικασία που είχαν προτείνει οι Baker και Garber (1978) και χρησιμοποιεί τη σχέση $z_c = [2c \tan(45^\circ + \phi/2)]/\gamma$ για τον υπολογισμό του βάθους του εφελκυστικού ρήγματος. Βάσει αυτής της διαδικασίας, είναι εφικτός ο υπολογισμός του βάθους των εφελκυστικών ρηγμάτων καθώς και η επίδραση που αυτά έχουν στην ευστάθεια των πρανών. Ο Baker παρήγαγε διαγράμματα τα οποία επιτρέπουν τον καθορισμό του βάθους του εφελκυστικού ρήγματος για κάθε συνδυασμό κλίσης πρανού, γωνίας εσωτερικής τριβής που ενεργοποιείται κατά την αστοχία και εφελκυστικής αντοχής (Σχ.5.5). Τα αποτελέσματα του Baker έδειξαν ότι το μέγιστο βάθος για εφελκυστικά ρήγματα σε κατακόρυφα πρανή είναι ίσο με το 25% του ύψους του πρανού. Τέλος, η αύξηση του συντελεστή ευστάθειας N (μείωση του κρίσιμου ύψους) που αντιστοιχεί στο μέγιστο εφελκυστικό ρήγμα είναι της τάξης του 20% (η τιμή αυτή είναι έγκυρη για ρήγματα τα οποία δεν έχουν γεμίσει με νερό).

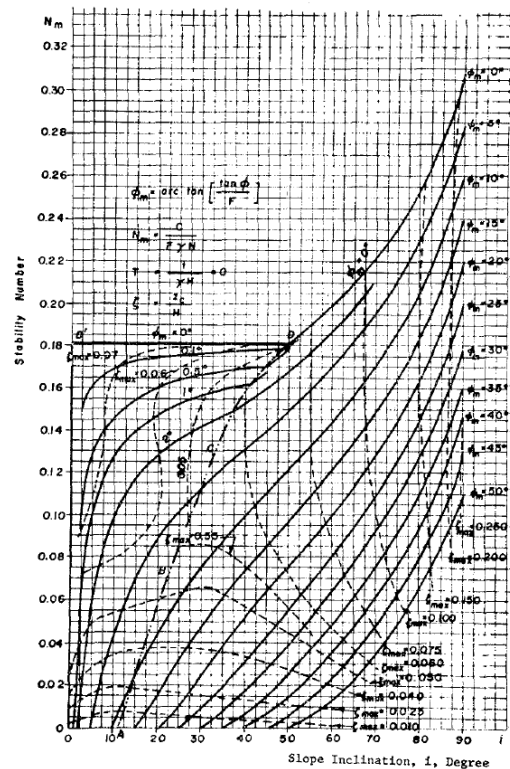
5.4.5 F. Lee, S. Lee και Lo (1988)

Οι Lee et al. (1988) πρότειναν ένα μοντέλο βασισμένο σε πεπερασμένα στοιχεία προκειμένου να μελετήσουν τη διάδοση των εφελκυστικών ρηγμάτων στο έδαφος. Ένα από τα ουσιώδη χαρακτηριστικά του μοντέλου ήταν ο διαχωρισμός ενός κόμβου σε δύο ξεχωριστούς για ένα διαδιδόμενο εφελκυστικό ρήγμα προκειμένου να γίνει έτσι η αναπαράσταση του διαχωρισμού των υλικών που συμβαίνει στις πλευρές του πρανού λόγω της ύπαρξης εφελκυστικού ρήγματος. Επίσης έγινε χρήση ενός κριτηρίου θραύσης για την πρόβλεψη της διάδοσης του ρήγματος. Στο κριτήριο αυτό υποτέθηκε ότι για να έχουμε θραύση θα πρέπει να υπάρξει και

έναν κρίσιμο ρυθμό απελευθέρωσης ενέργειας. Ο ρυθμός αυτός καθορίστηκε πειραματικά και αποδείχτηκε ότι παραμένει σταθερός για ένα εύρος υψών του εφελκυστικού ρήγματος.



Σχ.5.5(a): Διάγραμμα ευστάθειας για μη ρηγματωμένα πρανή Baker (1981)



Σχ.5.5(b): Διάγραμμα ευστάθειας για έδαφος με μηδενική εφελκυστική αντοχή Baker (1981)

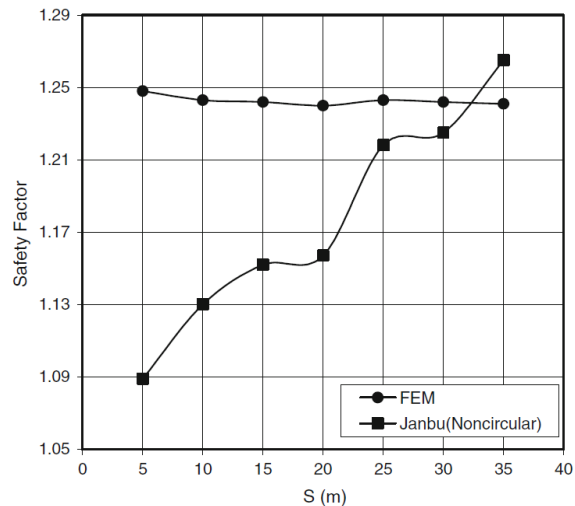
5.4.6 Chowdhury και Zhang (1991)

Οι Chowdhury και Zhang (1991) παρουσίασαν μια μέθοδο για τον καθορισμό της θέσης του εφελκυστικού ρήγματος. Η μέθοδος βασίζεται σε συνθήκες οριακής ισορροπίας, λαμβάνει υπόψη την συνισταμένη δύναμη που δρα μεταξύ των ορίων της κάθε λωρίδας. Η μέθοδος κάνει χρήση της Simplex Reflection Method, μιας μεθόδου βελτιστοποίησης, προκειμένου να καθοριστεί η κρίσιμη επιφάνεια ολίσθησης σε σχέση με το κρίσιμο βάθος του εφελκυστικού ρήγματος και να υπολογισθεί ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι το βάθος του εφελκυστικού ρήγματος αυξάνεται όσο αυξάνεται η συνοχή του εδάφους για ένα δεδομένο ύψος πρανούς. Η επίλυση κάποιων αντιπροσωπευτικών παραδειγμάτων με τη χρήση αυτής της μεθόδου φανέρωσε πως ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται ελάχιστα σε αστράγγιστα πρανή δίχως την παρουσία νερού μέσα στο εφελκυστικό ρήγμα. Από την άλλη όμως, φανερώθηκε πως όσο αυξάνεται το ύψος του νερού μέσα στο εφελκυστικό ρήγμα, ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται σημαντικά. Επίσης, δείχθηκε ότι το βάθος του εφελκυστικού ρήγματος αυξάνεται όσο αυξάνεται ο λόγος του ποσοστού του νερού ως προς το ύψος του πρανούς με ταυτόχρονη μείωση της απόστασης του ρήγματος από την κορυφή του πρανούς. Η μέθοδος αυτή υπερεκτιμά το συντελεστή ασφαλείας όταν η ύπαρξη εφελκυστικού ρήγματος δεν ληφθεί υπόψη στην ανάλυση. Τέλος, η υπερεκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας είναι ακόμη πιο μεγάλη όταν το ύψος του νερού μέσα στο

εφελκυστικό ρήγμα θεωρηθεί σταθερό, έχοντας μια τιμή $r_u < 0.5$ (σε πραγματικές συνθήκες $r_u < 0.5$ έχουμε όταν το εφελκυστικό ρήγμα γεμίζει με νερό κατά τη διάρκεια μιας καταιγίδας).

5.4.7 Hammouri, Malkawi και Yamin (2008)

Οι Hammouri et al. (2008) ανέλυσαν την επίδραση των εφελκυστικών ρηγμάτων στην ευστάθεια πρανών. Για την ανάλυση χρησιμοποίησαν τα λογισμικά PLAXIS 8.0 (λογισμικό ανάλυσης που κάνει χρήση πεπερασμένων στοιχείων - FEM) και SAS-MCT 4.0 (λογισμικό ανάλυσης που κάνει χρήση των συνθηκών οριακής ισορροπίας - LEM). Στο παράδειγμα που εξετάστηκε, το πρανές θεωρήθηκε ότι αποτελείται από τέσσερις (4) διαφορετικές εδαφικές στρώσεις παρουσία υδροφόρου ορίζοντα. Στην ανάλυση οριακής ισορροπίας χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος του Spencer (1967) και η επιφάνεια ολίσθησης θεωρήθηκε μη-κυκλική. Τα εφελκυστικά ρήγματα τοποθετήθηκαν σε διάφορες θέσεις και το βάθος τους ορίστηκε ίσο με πέντε μέτρα. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η χρήση LEM δίνει μια αύξηση του συντελεστή ασφαλείας όσο η θέση του ρήγματος είναι όλο και πίσω από το πρόσωπο του πρανούς. Αντιθέτως στην ανάλυση με χρήση πεπερασμένων στοιχείων η τιμή του συντελεστή ασφαλείας παραμένει σταθερή ανεξάρτητα της θέσης του εφελκυστικού ρήγματος (Σχ.5.6). Η διαφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι στην ανάλυση με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων η επιφάνεια ολίσθησης είναι σχεδόν η ίδια για όλες τις πιθανές θέσεις του εφελκυστικού ρήγματος ενώ στην LEM ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η θέση του εφελκυστικού ρήγματος, σαν ένα σημείο από το οποίο μπορεί να ενεργοποιηθεί μια προοδευτική αστοχία.



Σχήμα 5.6: Σύγκριση αποτελεσμάτων του συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με τη θέση του εφελκυστικού ρήγματος για ανάλυση με FEM και LEM (Hammouri et al. 2008)

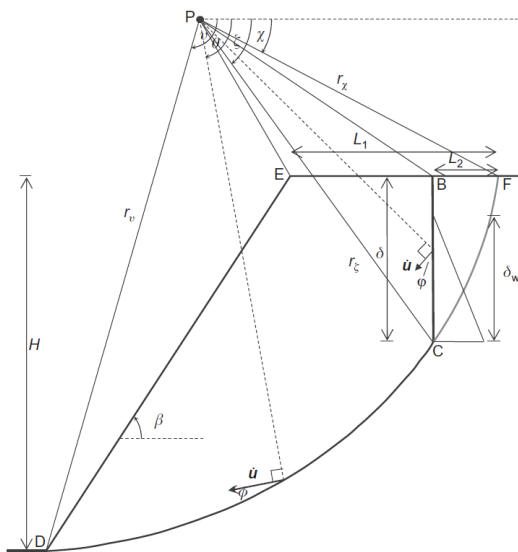
5.4.8 Wang, Li και Zhang (2011)

Οι Wang et al. (2011) μελέτησαν την επίδραση της θέσης και του βάθους του εφελκυστικού ρήγματος σε συνδυασμό με την ένταση της βροχόπτωσης στην ευστάθεια πρανών. Για την ανάλυση χρησιμοποίησαν τα λογισμικά SEEP/W και SLOPE/W. Τα αποτελέσματά τους έδειξαν ότι, η κατανομή της πίεσης των πόρων του νερού καθώς και ο συντελεστής ασφαλείας επηρεάζονται από την ύπαρξη εφελκυστικών ρηγμάτων. Όταν το ρήγμα είναι αβαθές, οι μεταβολές στην πίεση των πόρων νερού και στον συντελεστή ασφαλείας είναι μικρές. Αυτό γίνεται διότι ένα αβαθές ρήγμα επηρεάζει μόνο ένα μικρό τμήμα του πρανούς, το οποίο δεν συνεισφέρει στην επιφάνεια αστοχίας. Αντιθέτως, όταν το ρήγμα είναι βαθύ και διεισδύει μέσα σε ένα παχύ εδαφικό στρώμα, η πίεση των πόρων αυξάνεται σημαντικά και ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται απότομα. Η μείωση του συντελεστή ασφαλείας είναι μεγαλύτερη όταν το ρήγμα βρίσκεται κοντά στην κορυφή παρά όταν βρίσκεται στη μέση του

πρανούς. Αυτό γίνεται διότι το ρήγμα σχηματίζει-διαμορφώνει ένα μέρος της επιφάνειας ολίσθησης όταν βρίσκεται στην κορυφή του πρανούς. Τα αποτελέσματα έδειξαν επίσης, ότι η ευστάθεια ενός πρανού παρουσία εφελκυστικού ρήγματος γίνεται δυσμενέστερη σε μία μακράς διάρκειας βροχόπτωση χαμηλής έντασης παρά σε μια βροχόπτωση μικρού χρονικού διαστήματος και μεγάλης έντασης.

5.4.9 Utili (2013)

Ο Utili (2013) μελέτησε την ευστάθεια πρανών με εφελκυστικό ρήγμα (με ή χωρίς την παρουσία νερού) χρησιμοποιώντας μια προσέγγιση οριακής ανάλυσης. Στη μελέτη αυτή έγινε ο καθορισμός των κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας για τις ακόλουθες περιπτώσεις πρανών: (α) πρανή με εφελκυστικά ρήγματα γνωστού βάθους και άγνωστης θέσης, (β) γνωστής θέσης και άγνωστου βάθους και (γ) άγνωστης θέσης και βάθους. Τα άνω όρια ικανοποιήθηκαν, υποθέτοντας σταθερό περιστροφικό μηχανισμό αστοχίας (Σχ.5.7), όπου η γραμμή αστοχίας DC έχει τη μορφή λογαριθμικής σπείρας. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν στην οριακή ανάλυση, βελτιώνουν σημαντικά τις ήδη υπάρχουσες προσεγγίσεις του άνω ορίου (βασισμένες σε επίπεδους μηχανισμούς αστοχίας) φανερώνοντας μια μείωση στον συντελεστή ευστάθειας πάνω από 85%.

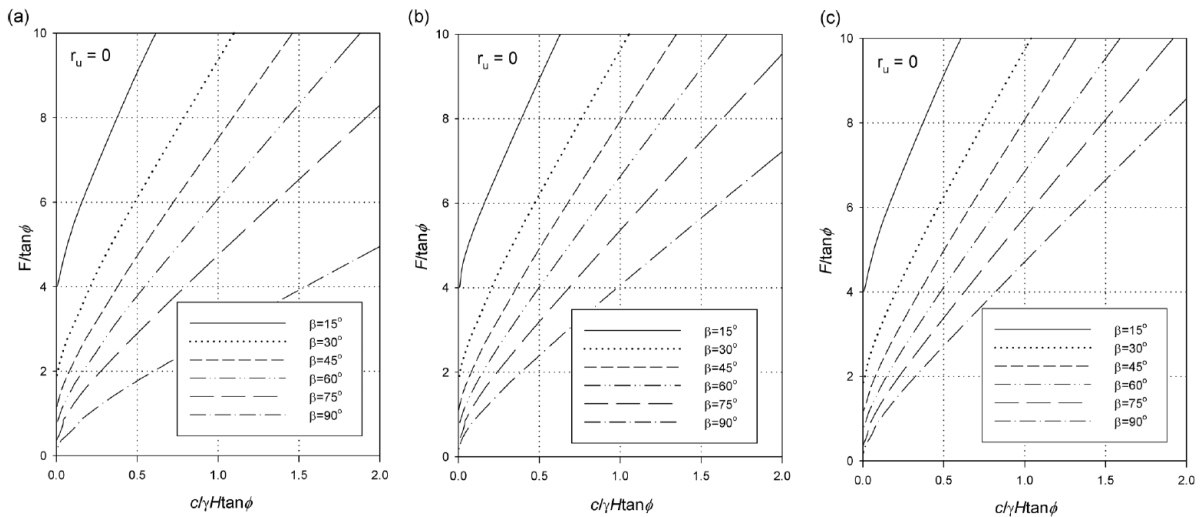


Σχήμα 5.7: Μηχανισμός αστοχίας που υποτέθηκε στην οριακή ανάλυση (Utili 2013)

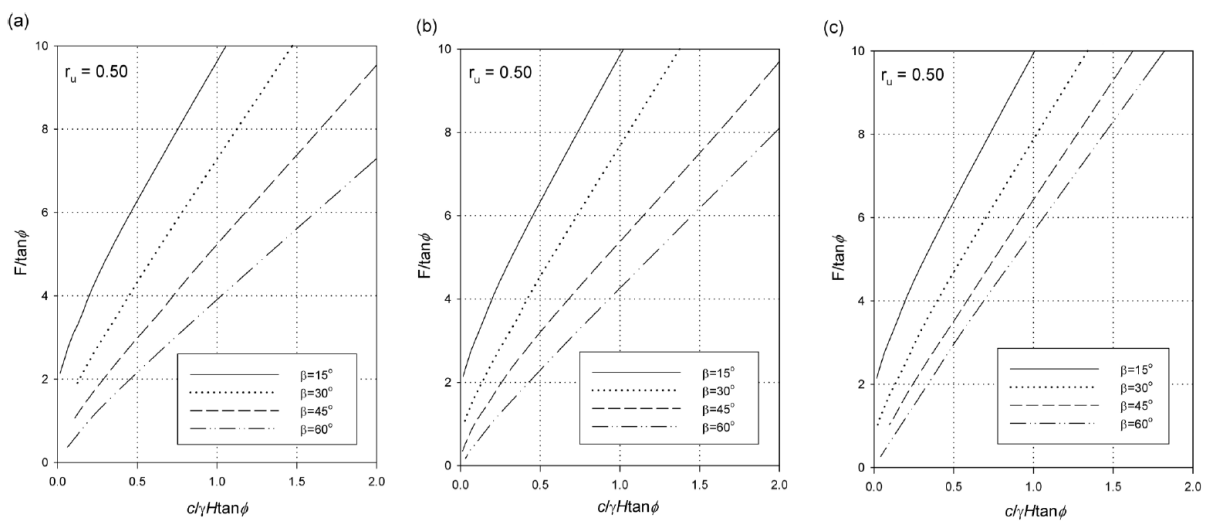
5.4.10 Michalowski (2013)

Ο Michalowski (2013) εκτίμησε την ευστάθεια ρηγματωμένων πρανών χρησιμοποιώντας οριακή ανάλυση. Στην μέθοδο που ανέπτυξε χρησιμοποιεί ένα μηχανισμό επίπεδης αστοχίας τεμαχίου για αστοχίες βραχωδών πρανών και ανάλυση περιστροφικής αστοχίας. Η μέθοδος λαμβάνει υπόψη προϋπάρχοντα ανοιχτά ρήγματα και ρήγματα τα οποία σχηματίζονται ως μέρος του μηχανισμού αστοχίας. Το μέγιστο βάθος του εφελκυστικού ρήγματος καθορίζεται από την ευστάθεια του κατακόρυφου ρηγματωμένου ορίου. Αυτό το μέγιστο βάθος μπορεί να μειωθεί σημαντικά από την παρουσία των διηθητικών δυνάμεων του πρανού. Η δυσμενέστερη θέση του ρήγματος καθορίζεται μέσα από μία διαδικασία βελτιστοποίησης, όπου γίνεται η αναζήτηση του κρίσιμου ύψους του πρανού. Η μέθοδος λαμβάνει υπόψη και την παρουσία νερού. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η ευστάθεια πρανών ήπιας κλίσης δεν

επιρεάζεται σημαντικά από την παρουσία εφελκυστικού ρήγματος. Από την άλλη, η επίδραση των εφελκυστικών ρηγμάτων στο αποτέλεσμα της ανάλυσης αυξάνεται όσο αυξάνεται η κλίση του πρανούς και συγχρόνως δρα η πίεση των πόρων. Επίσης, η διαφορά στο κρίσιμο ύψος μπορεί να φτάσει και το 50% μεταξύ ενός ρηγματωμένου και ενός μη ρηγματωμένου πρανούς.



Σχήμα 5.8: Διαγράμματα ευστάθειας πρανών ομοιόμορφης κλίσης ($r_u = 0$): (a) ανοιχτό ρήγμα; (b) tension cut-off; (c) περιορισμένη εφελκυστική αντοχή (Michalowski 2013)



Σχήμα 5.9: Διαγράμματα ευστάθειας πρανών ομοιόμορφης κλίσης ($r_u = 0.5$): (a) ανοιχτό ρήγμα; (b) tension cut-off; (c) περιορισμένη εφελκυστική αντοχή (Michalowski 2013)

ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟΥ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΙΣ ΔΥΟ ΚΑΙ ΤΡΕΙΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗ ΛΥΣΗ ΚΛΕΙΣΤΟΥ ΤΥΠΟΥ ΤΩΝ Pantelidis και Griffiths (2013)

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι Pantelidis και Griffiths (2013a&b) παρουσίασαν δύο μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας πρανών (η πρώτη αναφέρεται σε δύο και η δεύτερη σε τρεις διαστάσεις), οι οποίες αποτελούν λύση κλειστού τύπου (closed-form solution). Στην ανάλυση στις δύο διαστάσεις η επιφάνεια αστοχίας θεωρείται κυκλική ενώ στις τρεις διαστάσεις σφαιρική. Η μέθοδος λαμβάνει τη μάζα αστοχίας σαν ένα ενιαίο απαραμόρφωτο σώμα, επιτρέποντας έτσι να αγνοηθεί η εσωτερική κατάσταση των τάσεων. Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σε ομοιογενή ή μη-ομοιογενή πρανή με απλή ή περίπλοκη γεωμετρία, ικανοποιεί τόσο την ισορροπία των ροπών όσο και των δυνάμεων, ενώ μπορεί να λάβει υπόψη όλες τις φορτίσεις που συναντούνται σε ένα πρανές όπως, την δύναμη λόγω της πίεσης των πόρων, δυνάμεις λόγω σεισμού και δυνάμεις λόγω εξωτερικών φορτίσεων.

6.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Στις περισσότερες αναλύσεις πρανών ο συντελεστής ασφαλείας ορίζεται συνήθως ως ο λόγος της διατμητικής αντοχής προς την διατμητική τάση που ενεργοποιείται. Αν και υπάρχουν πολλοί τρόποι ορισμού του συντελεστή ασφαλείας, για την περίπτωση κυκλικής και σφαιρικής /σφαιροειδούς επιφάνειας ολίσθησης αντίστοιχα, η πιο κατάλληλη έκφραση του συντελεστή ασφαλείας είναι η εξής:

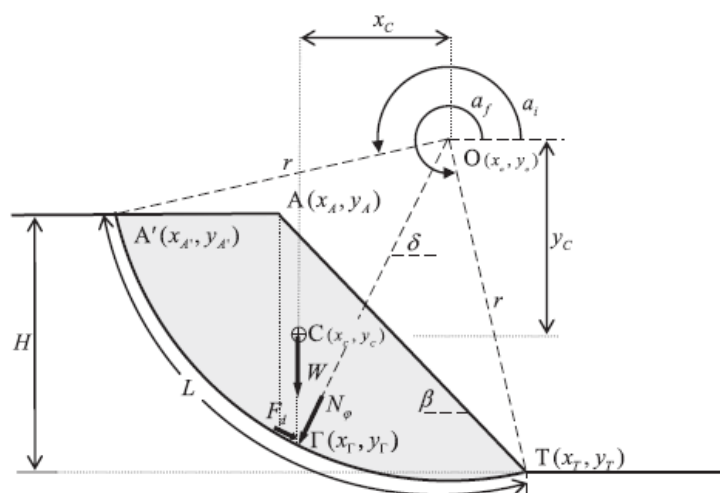
$$FS_M = \frac{\text{ροπές αντίστασης}}{\text{ροπές ολίσθησης}} = \frac{M_f}{M_d} \quad (6.1)$$

Για λόγους ευκολίας, το σημείο αναφοράς των ροπών θεωρείται ότι είναι το κέντρο του κύκλου (Σχ. 6.1) και της σφαίρας/σφαιροειδούς αντίστοιχα. Ο συντελεστής ασφαλείας θεωρείται ίδιος σε όλα τα σημεία κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, κάτι που ισχύει άλλωστε και σε όλες τις μεθόδους οριακής ισορροπίας. Η μέθοδος ικανοποιεί τόσο την ισορροπία των ροπών όσο και αυτή των δυνάμεων.

6.3 ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Η μέθοδος βασίζεται στο γεγονός του ότι κατά τη στιγμή της ενεργοποίησης ενός αμιγώς περιστροφικού μηχανισμού ολίσθησης κατά μήκος μιας σφαιρικής επιφάνειας, καμία

διατμητική δύναμη δεν αναπτύσσεται στο εσωτερικό της ολισθαίνουσας μάζας. Αυτό επιτρέπει να αγνοηθούν οι εσωτερικές δυνάμεις. Το βάρος της μάζας που βρίσκεται πάνω από την επιφάνεια ολίσθησης θεωρείται ότι δρα στο κέντρο της ολισθαίνουσας μάζας. Η δύναμη αυτή προβάλλεται στην επιφάνεια ολίσθησης και αναλύεται σε ακτινική και εφαπτομενική. Ομοίως, άλλες δυνάμεις που μπορούν να δρουν στο πρηνές (πίεση πόρων νερού, σεισμός, πίεση νερού στο εφελκυστικό ρήγμα κ.α.) μπορούν να προβληθούν στην επιφάνεια αστοχίας προτού υπολογιστεί η ροπή τους ως προς το κέντρο περιστροφής του μηχανισμού αστοχίας.



Σχήμα 6.1: Παράδειγμα ομοιογενούς πρηνούς απλής γεωμετρίας. Το βάρος της μάζας αστοχίας δρα σαν σημειακό φορτίο στο κέντρο της μάζας (σημείο C). Η προβολή του βάρους W τέμνει τον κύκλο ολίσθησης στο σημείο Γ .

Υιοθετώντας την εξίσωση του Coulomb (Εξ. 6.2) και εργαζόμενοι με ενεργές τάσεις για ένα ομοιογενές πρηνές (όπου οι μόνες δυνάμεις που δρουν είναι η δύναμη της βαρύτητας και η πίεση των πόρων) οι συντελεστές ασφαλείας δύο (FS_{2D}) και τριών διαστάσεων (FS_{3D}) ορίζονται σύμφωνα με τις Εξ. 6.4 και 6.6 αντίστοιχα.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma \tan \phi' - u \tan \phi' \quad (6.2)$$

$$FS_{2D} = \frac{c' L r + W \cos \left(\frac{\pi}{2} - \delta \right) \tan \phi' r - \sum u \tan \phi' r}{W \sin \left(\frac{\pi}{2} - \delta \right) r} \quad (6.3)$$

Με απαλοιφή του παράγοντα r (κοινός παράγοντας) η πιο πάνω εξίσωση γράφεται:

$$FS_{2D} = \frac{c' L + W \cos \left(\frac{\pi}{2} - \delta \right) \tan \phi' - \sum u \tan \phi'}{W \sin \left(\frac{\pi}{2} - \delta \right)} \quad (6.4)$$

Ομοίως στις τρεις διαστάσεις:

$$FS_{3D} = \frac{c' A_{ss} r + W \cos\left(\frac{\pi}{2} - \delta\right) \tan\phi' r - \sum u \tan\phi' r}{W \sin\left(\frac{\pi}{2} - \delta\right) r} \quad (6.5)$$

Με απαλοιφή του παράγοντα r (κοινός παράγοντας) η πιο πάνω εξίσωση γράφεται:

$$FS_{3D} = \frac{c' A_{ss} + W \cos\left(\frac{\pi}{2} - \delta\right) \tan\phi' - \sum u \tan\phi'}{W \sin\left(\frac{\pi}{2} - \delta\right)} \quad (6.6)$$

6.4 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΠΟΥ ΔΡΟΥΝ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

6.4.1 Δύναμη F_c λόγω συνοχής (2D)

Η δύναμη αντίστασης F_c λόγω συνοχής ορίζεται ολοκληρώνοντας την συνοχή, c' , κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης (Εξ. 6.7). Στην περίπτωση του ομοιογενούς πρανού του Σχ. 6.1, τα ζητούμενα όρια ολοκλήρωσης είναι τα σημεία εισόδου και εξόδου της επιφάνειας ολίσθησης (σημεία A' και T αντίστοιχα), και δίνονται υπό την μορφή γωνίας (γωνία a_i και a_f αντίστοιχα). Πρέπει να σημειωθεί ότι, εφόσον το διάνυσμα της δύναμης λόγω συνοχής σε κάθε σημείο κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης είναι πάντοτε εφαπτόμενο στην επιφάνεια αυτή, δεν χρειάζεται η συνισταμένη δύναμη συνοχής F_c να αναλυθεί σε συνιστώσες.

$$F_c = \int_{a_i}^{a_f} c' ds = \int_{a_i}^{a_f} c' r da = c' r (a_f - a_i) \quad (6.7)$$

6.4.2 Δύναμη F_c λόγω συνοχής (3D)

Η δύναμη (αντίστασης) λόγω της συνοχής του εδάφους ορίζεται ως το γινόμενο της συνοχής c' επί το εμβαδό της επιφάνειας ολίσθησης A_{ss}

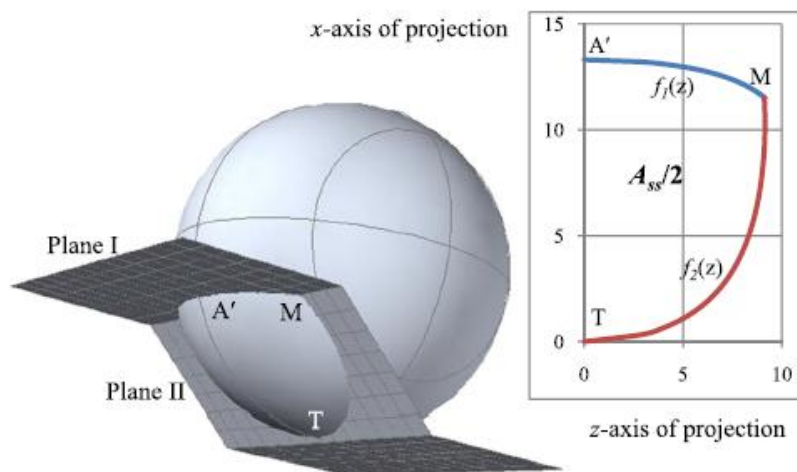
$$F_c = c' A_{ss} \quad (6.8)$$

Δυστυχώς δεν υπάρχει κάποια εξίσωση μέσω της οποίας μπορεί να γίνει απευθείας υπολογισμός του εμβαδού μιας σφαίρας η οποία βρίσκεται μεταξύ δύο ή περισσότερων μη παράλληλων επιπέδων. Ωστόσο, το ζητούμενο εμβαδό μπορεί να υπολογιστεί εμμέσως χωρίς καμία επίπτωση στην ακρίβεια των υπολογισμών, ακολουθώντας την εξίσωση του Αρχιμήδη (287-212π.Χ.). Η γνωστή εξίσωση υπολογισμού του εμβαδού σφαίρας ($A_{sph} = 4\pi r^2$) ανακαλύφθηκε από τον Αρχιμήδη και είναι βασισμένη στο γεγονός του ότι η προβολή μιας σφαίρας σε ένα περιγεγραμμένο κύλινδρο είναι το ζητούμενο εμβαδό.

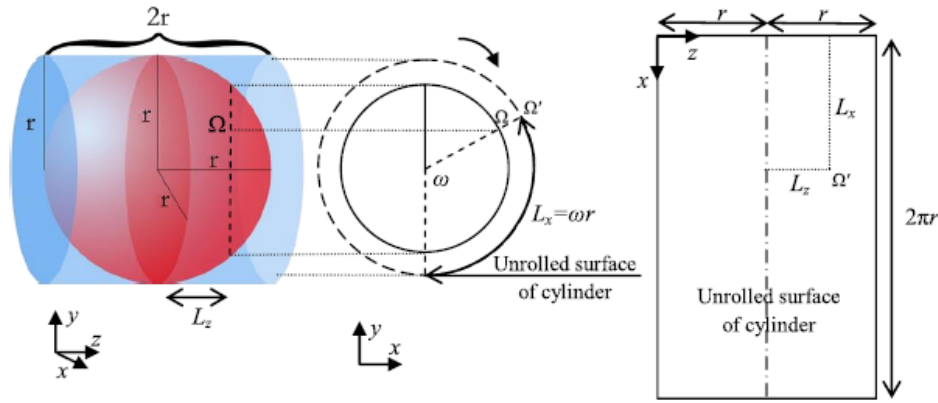
Η μέθοδος των Pantelidis και Griffiths (2013b) ακολουθεί μια διαφορετική διαδικασία για τον υπολογισμό του ζητούμενου εμβαδού. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

- *Ορισμός των επιπέδων και των σημείων τομής:* Η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους αναπαρίσταται από ένα επίπεδο που περνά από τα σημεία A και A' (επίπεδο I), όπου το πρόσωπο του πρανούς αναπαρίσταται από ένα επίπεδο που περνά από τα σημεία T και A (επίπεδο II). Και τα δύο αυτά επίπεδα θεωρούνται παράλληλα ως προς τον άξονα z. Τα επίπεδα I, II και η σφαίρα έχουν δύο κοινά σημεία, το M και το N (Σχήμα 6.2).
- *Εμβαδό της επιφάνειας ολίσθησης A_{ss} :* Το ζητούμενο εμβαδό προκύπτει εμμέσως από την ακτινική του προβολή πάνω σε έναν υποθετικό κύλινδρο ο οποίος περιγράφει τη σφαίρα. Ο άξονας του κυλίνδρου θεωρείται παράλληλος στον άξονα z (Σχήμα 6.3). Το προβαλλόμενο εμβαδό είναι ίσο με το αρχικό εμβαδό της σφαίρας. Η ακτινική προβολή γίνεται με ένα κατακόρυφο τρόπο, όπου η διάμετρος της σφαίρας είναι ίση με το ύψος του κυλίνδρου (όλα τα σημεία διατηρούν την αρχική τους συντεταγμένη στον άξονα z). Ο κύλινδρος ξεδιπλώνεται και το αποτέλεσμα είναι ένα διάγραμμα z – x (Σχήμα 6.2). Στην ουσία, προβάλλονται μόνο τα σημεία τομής μεταξύ της επιφάνειας ολίσθησης και του προφίλ του πρανούς. Αυτά τα σημεία, μπορούν να καθοριστούν εύκολα από μαθηματικές συναρτήσεις. Το ζητούμενο εμβαδό A_{ss} , προκύπτει από το ολοκλήρωμα της αφαίρεσης κάθε φορά της πάνω από την κάτω συνάρτηση (Εξ. 6.9). Η εξίσωση αυτή αναφέρεται σε συμμετρικές αστοχίες. Για διαφορετικές περιπτώσεις η εξίσωση αυτή τροποποιείται αναλόγως.

$$A_{ss} = 2 \int \{f_1(z) - f_2(z)\} dz \quad (6.9)$$



Σχήμα 6.2: Εσωτερική όψη της επιφάνειας αστοχίας. Διάγραμμα προβολής: προβολή της επιφάνειας αστοχίας σε ένα z - x επίπεδο (συμμετρία ως προς τον άξονα x) (Pantelidis and Griffiths 2013a).



Σχήμα 6.3: Σφαίρα διαμέτρου $D=2r$ με περιγεγραμμένο κύλινδρο ύψους $H_{cyl}=2r$. Προβολή του σημείου Ω σε ένα επίπεδο $z - x$ (Pantelidis and Griffiths 2013a).

- *Ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους:* Η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους (πάνω από το πρανές) μπορεί να είναι ένα οποιοδήποτε επίπεδο (οριζόντιο ή κεκλιμένο) το οποίο μπορεί να αναπαρασταθεί από μαθηματική συνάρτηση και τα σημεία τομής του με τη σφαίρα μπορούν να καθοριστούν κάθε φορά (Pantelidis and Griffiths 2013a).

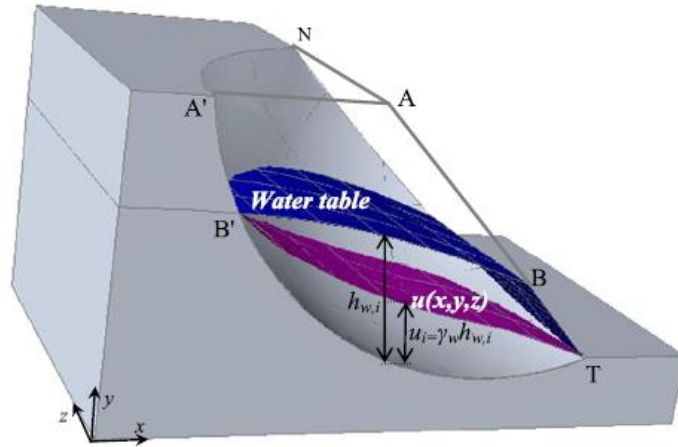
6.4.3 Πίεση πόρων Fw

Η κατανομή της πίεσης των πόρων (Σχ. 6.4) θεωρείται πως είναι μια συνάρτηση $u(x,z)$. Η συνισταμένη δύναμη της πίεσης πόρων U υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση 6.10, ως το εμβαδό που περικλείεται μεταξύ αυτής της επιφάνειας και της σφαιρικής επιφάνειας αστοχίας. Ωστόσο, αν το γ_w είναι σταθερό, είναι πιο εύκολο να υπολογιστεί η δύναμη U απευθείας σύμφωνα με τις εξισώσεις 6.12 έως 6.14, από το εμβαδό μεταξύ της ελεύθερης επιφάνειας του νερού και της επιφάνειας ολίσθησης, όπου όλες οι συναρτήσεις είναι γνωστές (Pantelidis and Griffiths 2013a).

$$U = \int_{x_B'}^{x_T} \int_{-z(x)}^{z(x)} u(x, z) dz dx = \int_{x_B'}^{x_T} \int_{-z(x)}^{z(x)} \{ \gamma_w f_{wt}(x) - \gamma_w f_{sph}(x, z) \} dz dx \quad (6.10)$$

όπου

$$z(x) = \sqrt{r^2 - \{ f_{wt}(x) - y_0 \}^2 - (x - x_0)^2} \quad (6.11)$$



Σχήμα 6.4: Επίπεδο υδροφόρου ορίζοντα σε πρανές και κατανομή της πίεσης πόρων κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας (Pantelidis and Griffiths 2013a)

$$U = U_1 + U_2 \quad (6.12)$$

$$U_1 = \int_{x_B}^{x_T} \int_{-\sqrt{r^2 - \{f_{wt}(x) - y_0\}^2 - (x - x_0)^2}}^{\sqrt{r^2 - \{f_{wt}(x) - y_0\}^2 - (x - x_0)^2}} \gamma_w \{f_{BB'}(x) - f_{sph}(x, z)\} dz dx = \iint f_{u_1}(x, z) dz dx \quad (6.13)$$

$$U_2 = \int_{x_B}^{x_T} \int_{-\sqrt{r^2 - \{f_{wt}(x) - y_0\}^2 - (x - x_0)^2}}^{\sqrt{r^2 - \{f_{wt}(x) - y_0\}^2 - (x - x_0)^2}} \gamma_w \{f_{BT}(x) - f_{sph}(x, z)\} dz dx = \iint f_{u_2}(x, z) dz dx \quad (6.14)$$

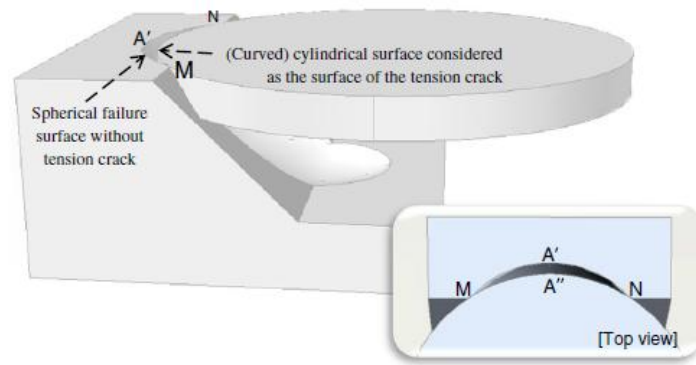
Η άνωση U , η οποία δρα ακτινικά στην επιφάνεια αστοχίας, πολλαπλασιάζεται απευθείας με τον συντελεστή τριβής $\tan\phi'$ δίνοντας τη δύναμη F_u η οποία σχετίζεται με τον θετικό όρο $u \tan\phi'$ της εξίσωσης του Coulomb, είναι:

$$F_u = U \tan\phi' \quad (6.15)$$

6.5 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΟ ΡΗΓΜΑ

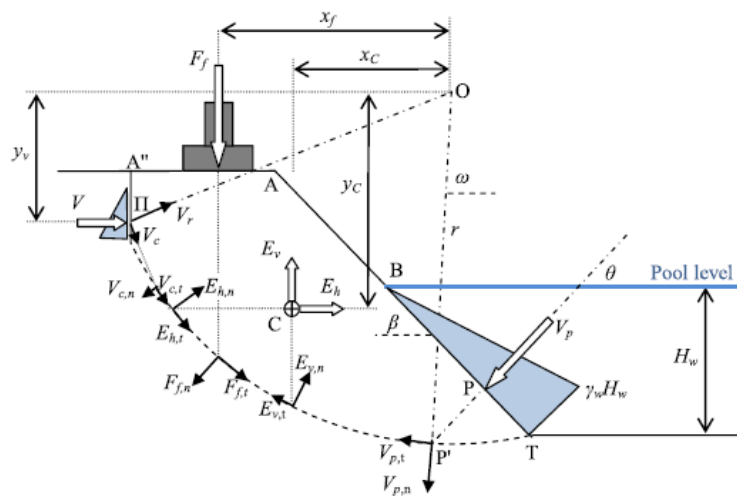
Στις δυο διαστάσεις ο υπολογισμός του βάθους του εφελκυστικού ρήγματος γίνεται σύμφωνα με την Εξ. 5.3. Όσο αφορά τις τρεις διαστάσεις, η μέθοδος κάνει την παραδοχή ότι το εφελκυστικό ρήγμα σχηματίζεται από την καμπυλωτή επιφάνεια ενός κυλίνδρου με άξονα παράλληλο στον άξονα y , ο οποίος 'κόβει' το πρανές. Ενώ είναι στη διακριτική ευχέρεια του χρήστη να επιλέξει το σημείο αρχής των αξόνων, είναι πιο βολικό η συντεταγμένη z του κέντρου της επιφάνειας ολίσθησης να επιλεγεί έτσι ώστε να είναι ίση με το μηδέν ($z_c = 0$).

Έτσι, το κέντρο της βάσης του κυλίνδρου βρίσκεται στον άξονα x. Επιπλέον, θεωρείται ότι το τόξο της κυλινδρικής επιφάνειας περνά από τις (x,z) συντεταγμένες των σημείων τομής της σφαίρας, του προσώπου του πρανούς και της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους (σημεία M και N, Σχήμα 6.5). Στην ουσία, αφού ο κύλινδρος περνά από προκαθορισμένα σημεία, το εφελκυστικό ρήγμα ορίζεται μόνο από την τετμημένη (x) της βάσης του κυλίνδρου. Η διαδικασία υπολογισμού περιλαμβάνει τις απαραίτητες προσθαφαιρέσεις όγκων (Pantelidis and Griffiths 2013a).



Σχήμα 6.5: Κυλινδρική επιφάνεια που 'κόβει' το πρανές και αναπαριστά το εφελκυστικό ρήγμα (Pantelidis and Griffiths 2013a)

Παρουσία νερού στο εφελκυστικό ρήγμα: Η κατανομή της πίεσης του νερού στο εφελκυστικό ρήγμα είναι τριγωνική και η συνισταμένη δύναμη V δρα κάθετα στο πρόσωπο του ρήγματος σε απόσταση ίση με το 1/3 του ύψους του νερού. Για τον υπολογισμό της συνισταμένης δύναμης V πρέπει να είναι γνωστό το εμβαδό της επιφάνειας μεταξύ του νερού και του ρήγματος. Οι συναρτήσεις που αντιπροσωπεύουν την περιοχή επαφής είναι γνωστές, οπότε το ζητούμενο εμβαδό προκύπτει από το ολοκλήρωμα της αφαίρεσης αυτών των δύο συναρτήσεων. Για συμμετρικές επιφάνειες αστοχίας μπορεί να γίνει η υπόθεση ότι η δύναμη V δρα στον άξονα συμμετρίας του πρανούς.



Σχήμα 6.6: Εξωτερικά φορτία που μπορεί να δρουν στο πρανές. Κατανομή της πίεσης του νερού στο εφελκυστικό ρήγμα και λόγω της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα (Pantelidis and Griffiths 2013a)

Επειδή η δύναμη V δεν μπορεί να προβληθεί απευθείας πάνω στην επιφάνεια αστοχίας (έχει όμως ροπή ως προς τον άξονα περιστροφής), χωρίζεται σε δύο συνιστώσες, σε μία ακτινική και σε μία δεύτερη κάθετη στην ακτινική συνιστώσα (V_r και V_c αντίστοιχα, Σχήμα 6.6). Η συνιστώσα $V_{t,c}$ δημιουργεί την ίδια ροπή που δημιουργεί και η αρχική δύναμη V ως προς το κέντρο O . Επιπλέον, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.6, η δύναμη V συνεισφέρει στην τριβή κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, μέσω της συνιστώσας $V_{c,n}$. Ωστόσο, η συνεισφορά αυτή είναι μάλλον μικρή.

ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΡΕΥΝΑΣ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο έλεγχος της ευστάθειας ενός πρανού έχει ως κύριο στόχο την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας του πρανού. Παρόλα αυτά η τιμή του συντελεστή ασφαλείας από μόνη της δεν είναι σε θέση να δώσει όλες τις απαραίτητες πληροφορίες για την ευστάθεια του πρανού εκτός από την περίπτωση συγκεκριμένης αστοχίας με γνωστή τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Έτσι λοιπόν, ο έλεγχος της ευστάθειας ενός πρανού δεν εξαντλείται με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας κάποιου πιθανού κύκλου ολίσθησης και πρέπει να προσδιοριστεί ο κρίσιμος κύκλος ολίσθησης, δηλαδή το κέντρο και η ακτίνα του κύκλου που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας.

Σε συνεργασία με τον Δρ. Λύσανδρο Παντελίδη και τον Δρ. Ηλία Γραβάνη έγινε η μοντελοποίηση πρανών παρουσία εφελκυστικού ρήγματος στο λογισμικό Wolfram Mathematica (3D) καθώς επίσης και στο λογισμικό Excel (2D). Κατά τη μοντελοποίηση λήφθηκαν υπόψη όλοι οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας που συναντώνται σε ομοιογενή πρανή. Στο πρόβλημα τριών διαστάσεων η επιφάνεια ολίσθησης θεωρήθηκε σφαιρική και σε αυτό των δύο κυκλική. Στην συγκεκριμένη έρευνα η γεωμετρία του πρανού καθορίζεται από το ύψος (H) και την κλίση του πρανού ($\tan \beta$). Το αποτέλεσμα της παρούσας έρευνας είναι η παραγωγή εύχρηστων διαγραμμάτων ευστάθειας πρανών, τα οποία δίνουν την τιμή του αριθμού ευστάθειας N_F , δεδομένης της οποίας μπορεί εύκολα να υπολιστεί ο συντελεστής ασφαλείας του πρανού.

Ο αριθμός ευστάθειας (N_F) δημιουργήθηκε για την κατασκευή διαγραμμάτων ευστάθειας (e.g. Taylor 1948) και ορίζεται ως εξής:

$$N_F = \frac{F \gamma H}{c'} = \frac{\gamma H}{c'_m} \quad (7.1)$$

Εκτός από το N_F , η αδιάστατη παράμετρος $\lambda_{c\phi}$, η οποία χρησιμοποιήθηκε αρχικά από τον Spencer (1967), συνδυάζει και αυτή όρους συσχετιζόμενους με τις ιδιότητες του εδάφους και το ύψος του πρανού:

$$\lambda_{c\phi} = \gamma H \frac{\tan \phi'}{c'} \quad (7.2)$$

Επιλύοντας την εξίσωση 7.1 ως προς F και αντικαθιστώντας τον όρο $c'/\gamma H$ από την εξίσωση 7.2, ο συντελεστής ασφαλείας του πρανού ορίζεται ως εξής:

$$F = \frac{N_F}{\lambda_{c\varphi}} \tan \varphi' \quad (7.3)$$

Όπου:

F : συντελεστής ασφαλείας

γ : ειδικό βάρος του εδάφους (kN/m^3)

H : ύψος πρανούς (m)

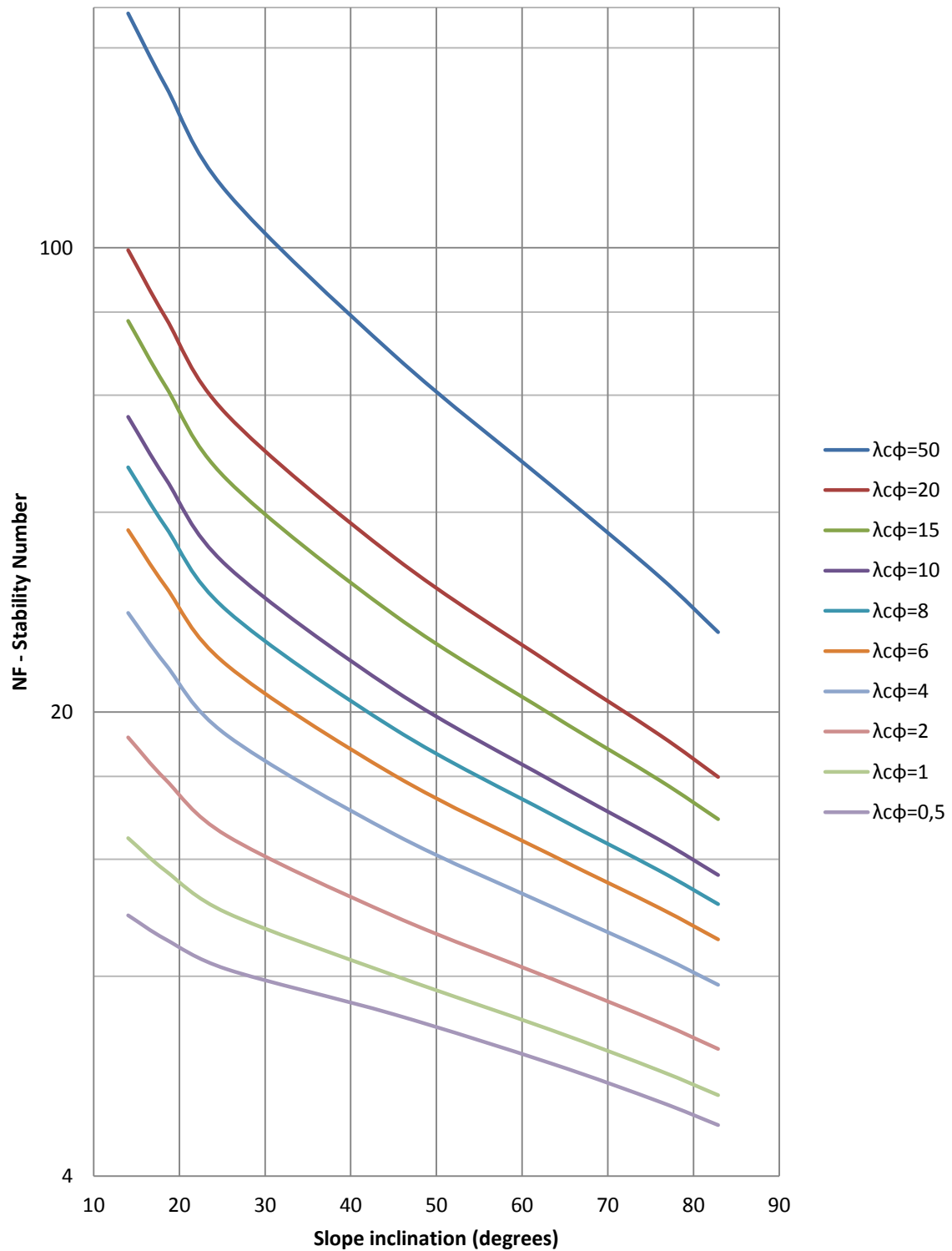
c' : συνοχή του εδάφους (kPa)

c'_m : συνοχή που ενεργοποιείται (kPa)

φ' : γωνία τριβής ($^\circ$)

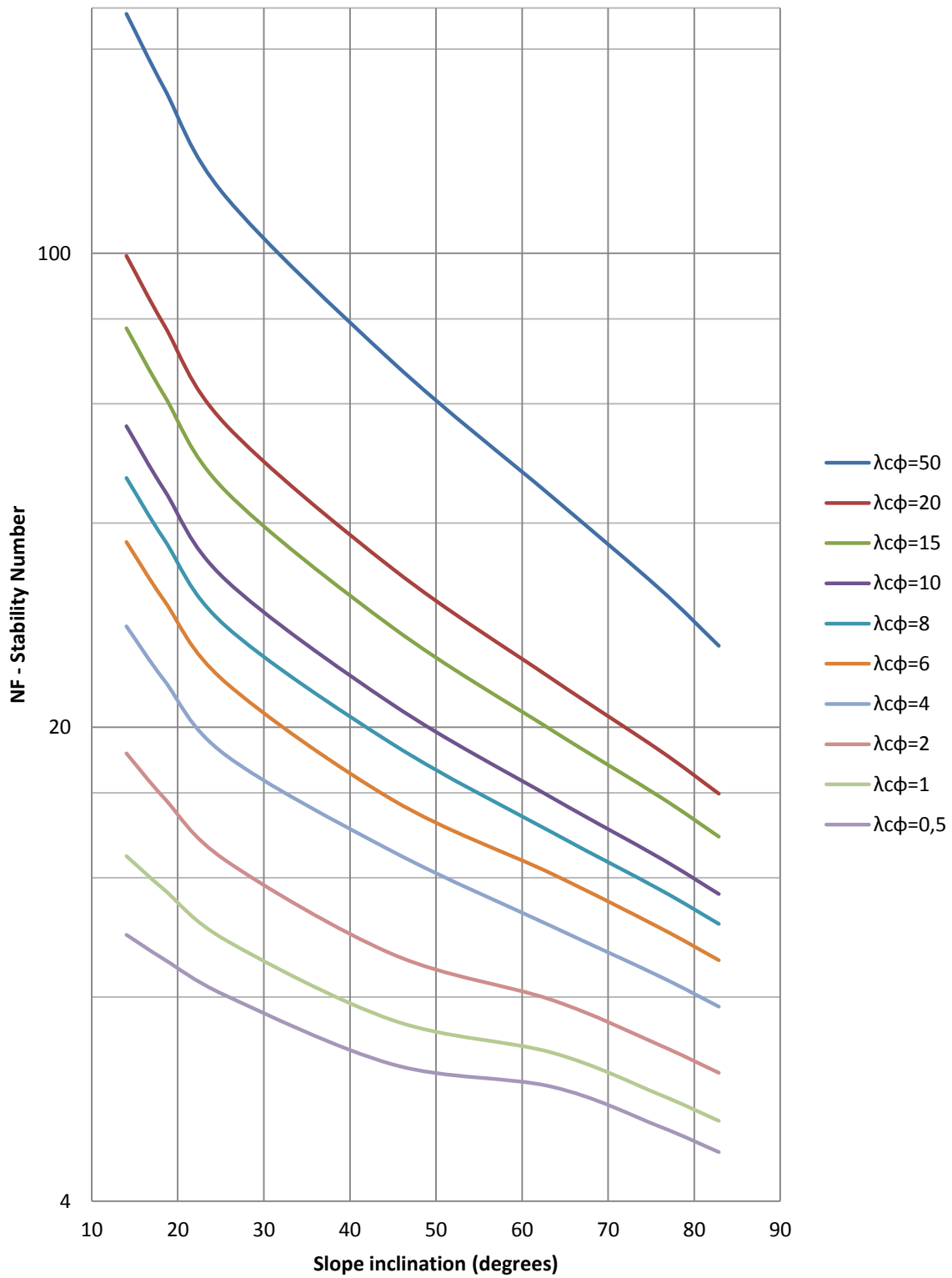
7.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ

$r_u=0$, (δίχως εφελκυστικό ρήγμα) (2D)



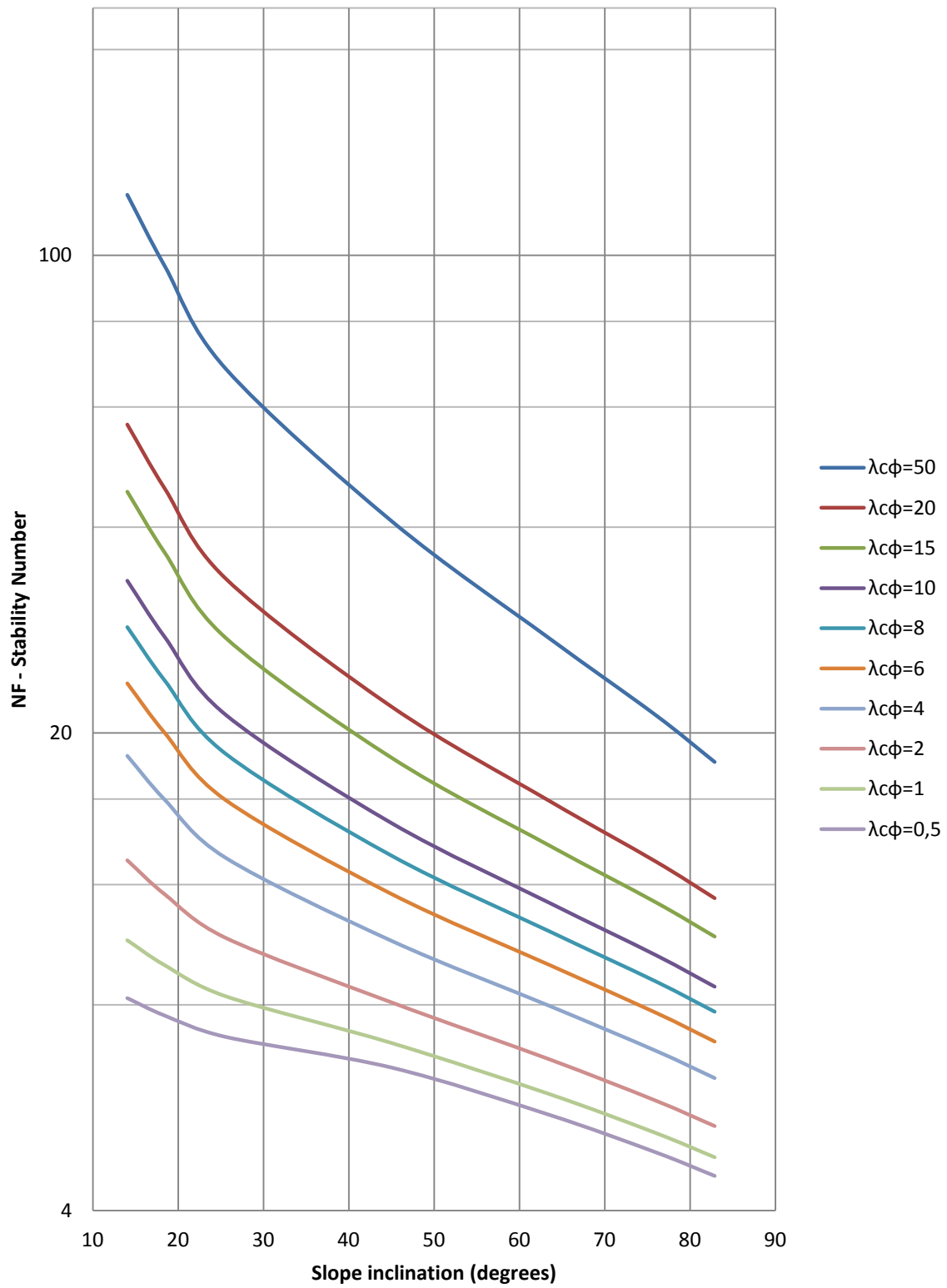
Διάγραμμα 1: Αριθμός ευστάθειας N_F για μη ρηγματωμένα πρανή υπό ξηρές συνθήκες ($r_u = 0$)

$r_u=0$, (με εφελκυστικό ρήγμα) (2D)



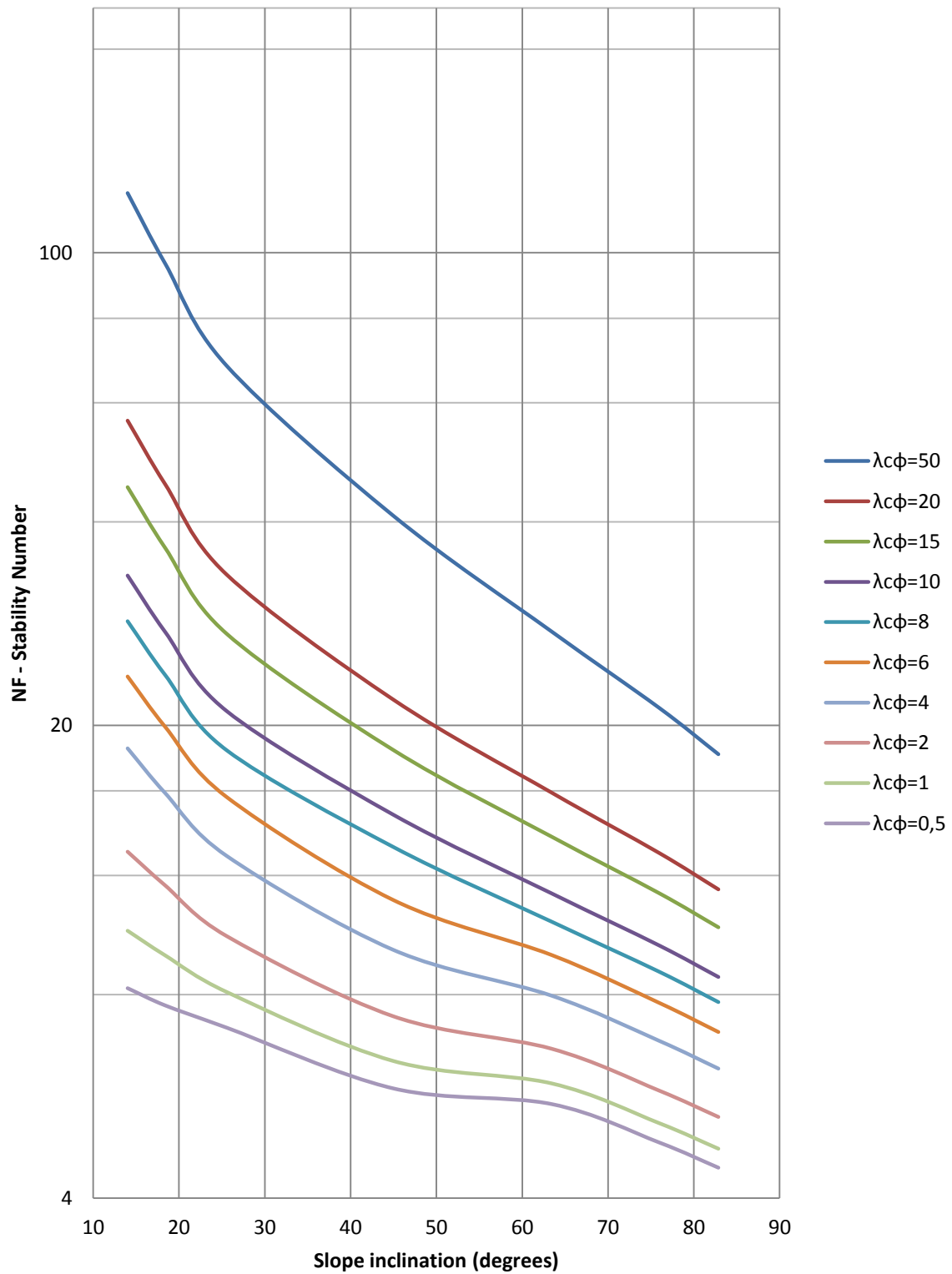
Διάγραμμα 2: Αριθμός ευστάθειας N_F για πρανή υπό ξηρές συνθήκες ($r_u = 0$) παρουσία εφελκυστικού ρήγματος

$r_u = \gamma_w / \gamma$, (δίχως εφελκυστικό ρήγμα) (2D)



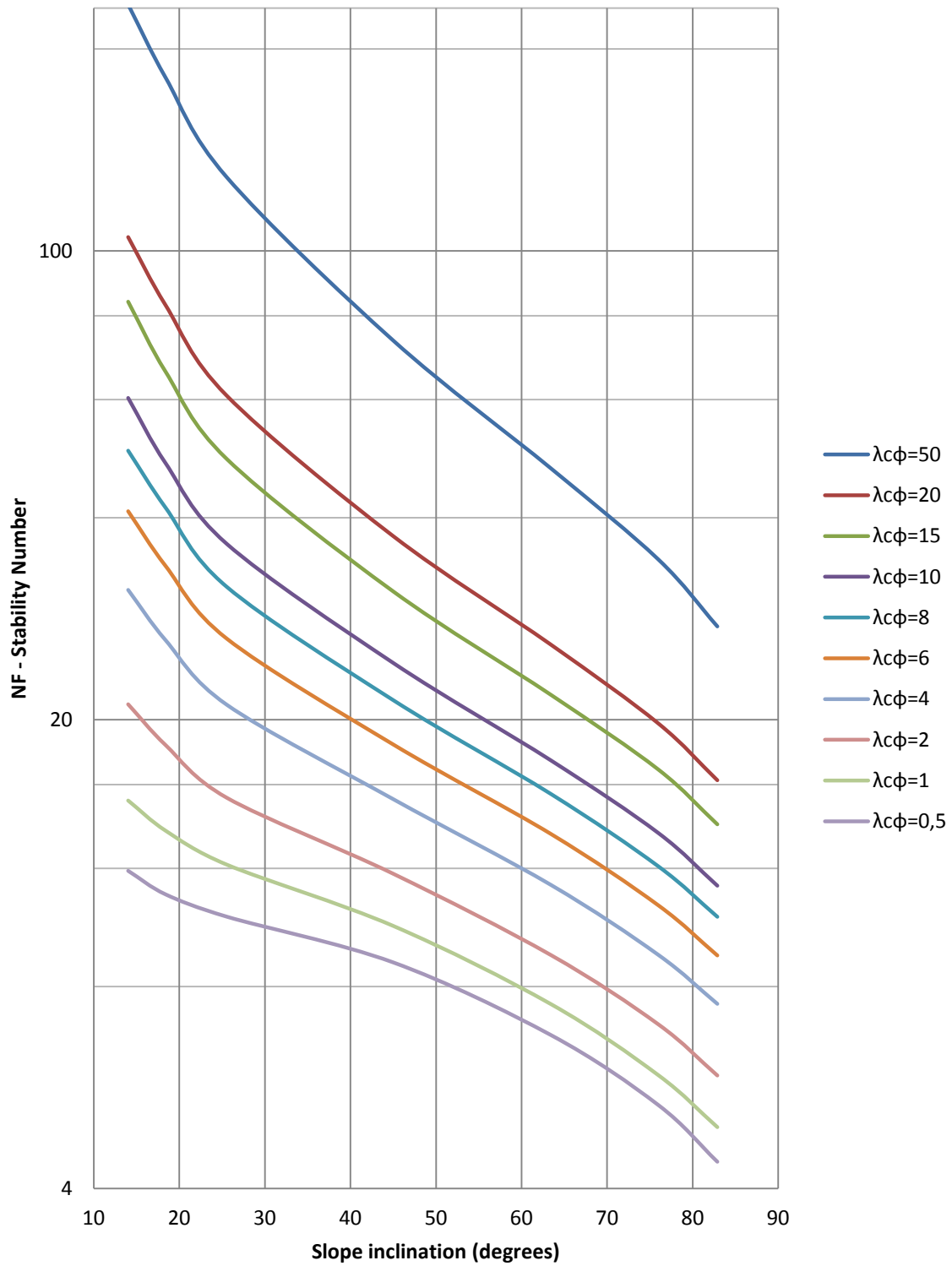
Διάγραμμα 3: Αριθμός ευστάθειας N_F για πλήρως κορεσμένα ($r_u = \gamma_w / \gamma$) και μη ρηγματωμένα πρανή

$r_u = \gamma_w / \gamma$, (με εφελκυστικό ρήγμα) (2D)



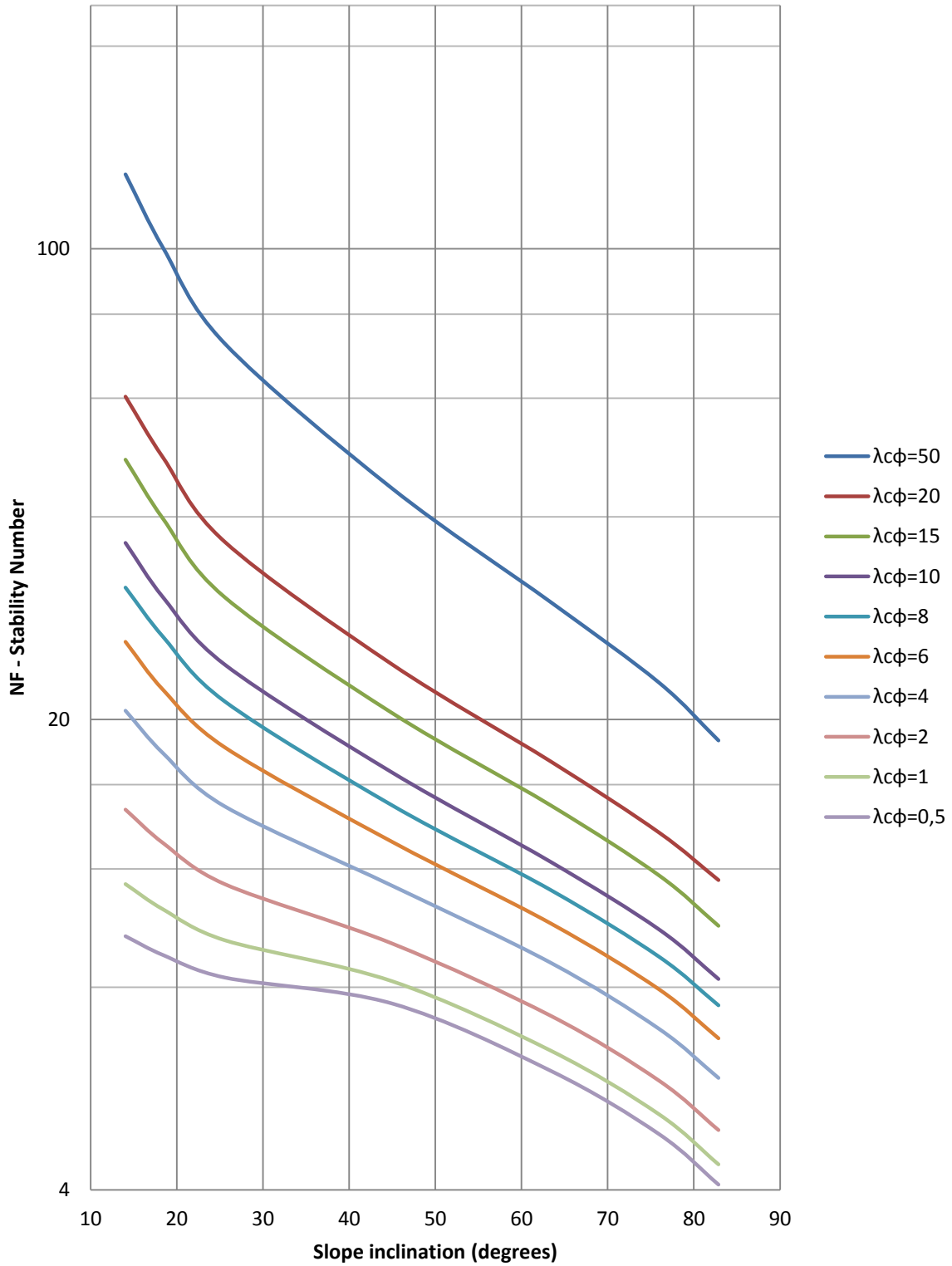
Διάγραμμα 4: Αριθμός ευστάθειας N_F για πλήρως κορεσμένα ($r_u = \gamma_w / \gamma$) πρανή παρουσία εφελκυστικού ρήγματος

$r_u=0$, (με εφελκυστικό ρήγμα) (3D)



Διάγραμμα 5: Αριθμός ευστάθειας N_F για πρανή υπό ξηρές συνθήκες ($r_u = 0$) παρουσία εφελκυστικού ρήγματος

$r_u = \gamma_w / \gamma$, (με εφελκυστικό ρήγμα) (3D)



Διάγραμμα 6: Αριθμός ευστάθειας N_F για πλήρως κορεσμένα ($r_u = \gamma_w / \gamma$) πρανή παρουσία εφελκυστικού ρήγματος

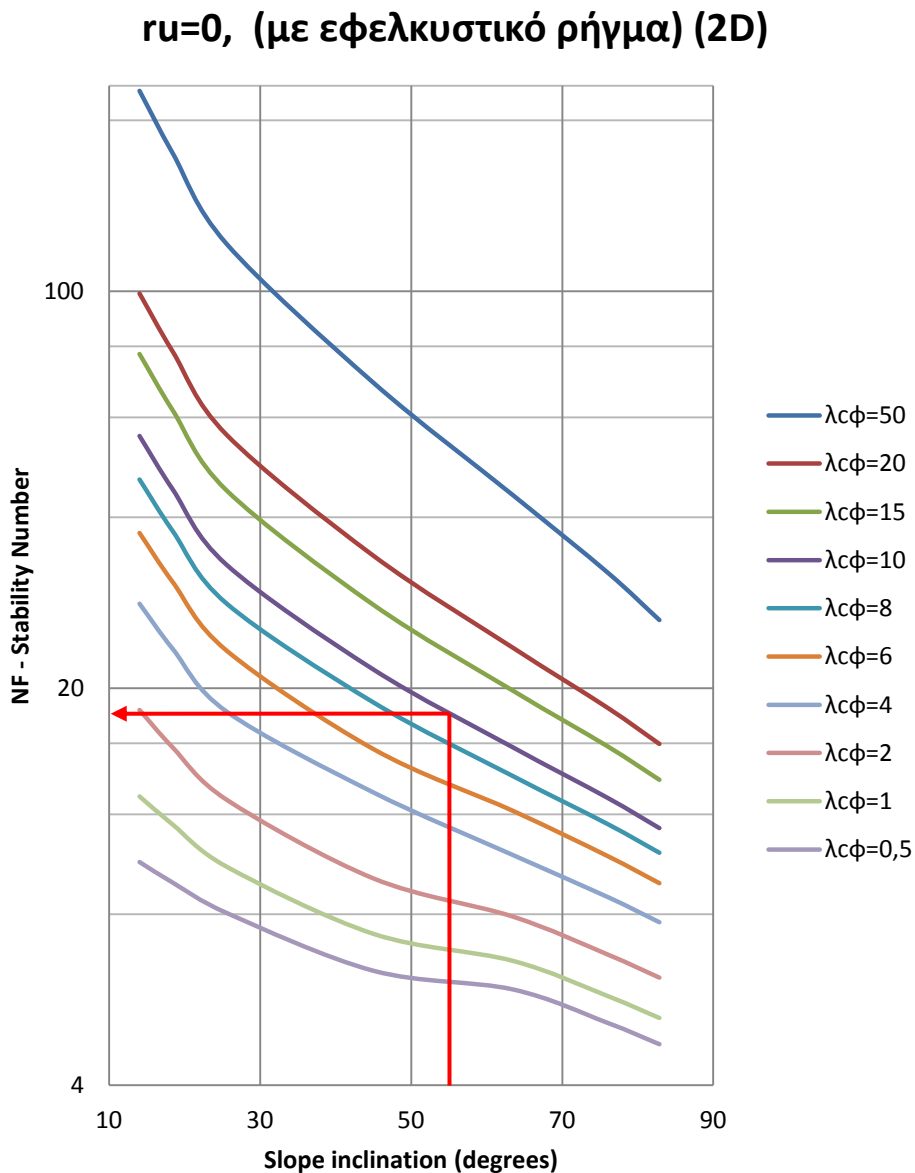
7.3 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Έστω πρανές ύψους $H = 9m$, με ειδικό βάρος $\gamma = 20 kN/m^3$, γωνία τριβής $\varphi = 25^\circ$, συνοχή $c = 8kPa$ και κλίση 1.5:1 (δηλ. $\beta = 56.3^\circ$) στο οποίο έχει παρατηρηθεί εφελκυστικό ρήγμα. Θα υπολογιστεί ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς υπό ξηρές ($r_u = 0$) και εν συνεχεία υπο πλήρως κορεσμένες συνθήκες ($r_u = \gamma_w/\gamma$) κάνοντας χρήση των διαγραμμάτων ευστάθειας.

Αρχικά υπολογίζεται η τιμή $\lambda_{c\varphi}$

$$\lambda_{c\varphi} = \gamma H \frac{\tan\varphi'}{c'} = 20 \times 9 \times \frac{\tan 25^\circ}{8} = 10.49 \approx 10$$

Από το Διαγραμμα 2, για $\lambda_{c\varphi} = 10$ και $\beta = 56.3^\circ \rightarrow N_F \approx 18$

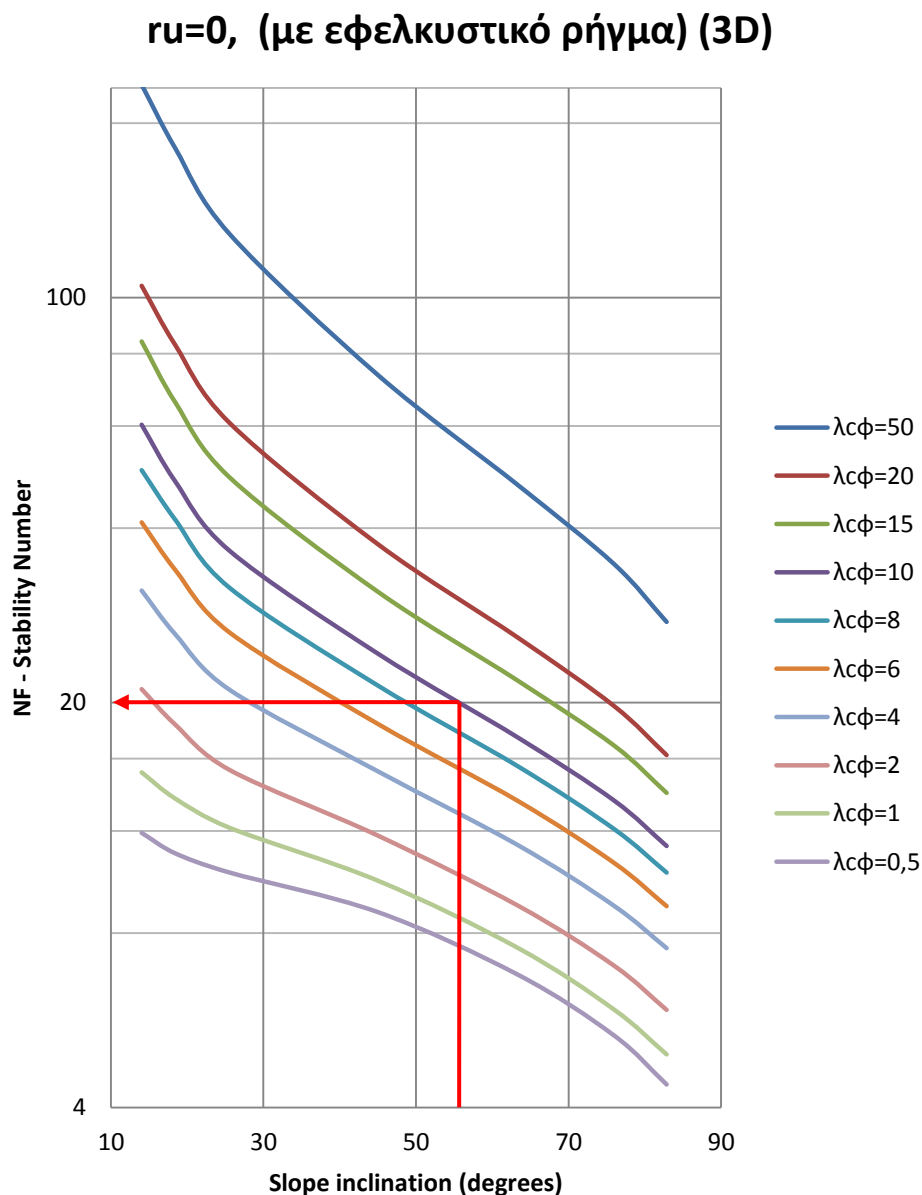


Από την Εξ. 7.3 έχουμε:

$$F = \frac{N_F}{\lambda_{c\phi}} \tan\phi' = \frac{18}{10} \times \tan 25^\circ = 0.893 < 1$$

*για την ίδια ακριβώς περίπτωση ($r_u = 0$) θα υπολογιστεί ο συντελεστής ασφαλείας που προκύπτει από την τρισδιάστατη ανάλυση

Ομοίως με προηγούμενως, από το Διάγραμμα 5, για $\lambda_{c\phi} = 10$ και $\beta = 56.3^\circ \rightarrow N_F \approx 20$



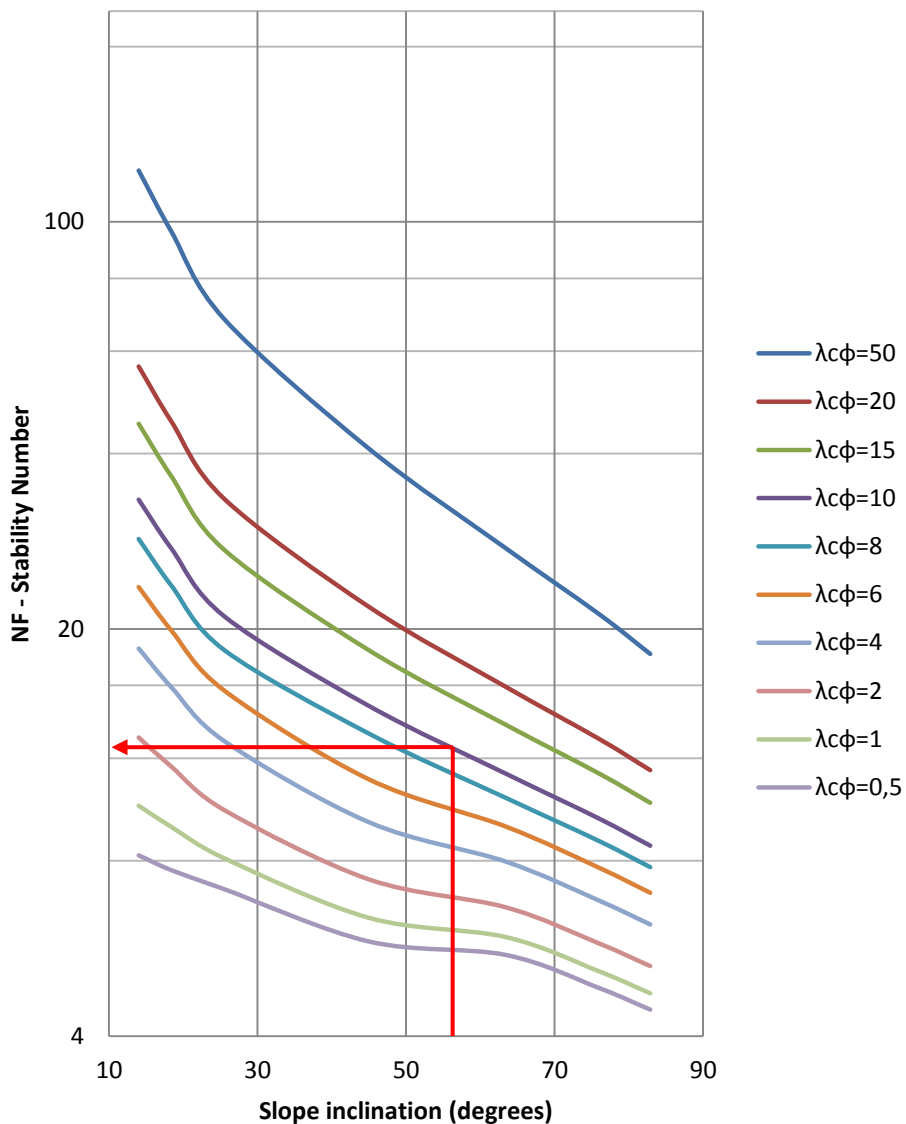
Από την Εξ. 7.3 έχουμε:

$$F = \frac{N_F}{\lambda_{c\phi}} \tan\phi' = \frac{20}{10} \times \tan 25^\circ = 0.932 < 1$$

Με μία πρώτη ματιά παρατηρούμε πως ο FOS_{3D} είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο FOS_{2D} . Συγκεκριμένα, στο παράδειγμα εφαρμογής που λήθηκε πιο πάνω, η διαφορά αυτή είναι της τάξης του 4.3%.

Υπό πλήρως κορεσμένες συνθήκες ($r_u = \gamma_w/\gamma$), ακολουθώντας ακριβώς την ίδια διαδικασία με προηγουμένως και χρησιμοποιώντας το Διάγραμμα 4, για $\lambda_{c\phi} = 10$ και $\beta = 56.3^\circ$ έχουμε $\rightarrow N_F \approx 13$

$r_u = \gamma_w/\gamma$, (με εφελκυστικό ρήγμα) (2D)



Από την Εξ. 7.3 έχουμε:

$$F = \frac{N_F}{\lambda_{c\phi}} \tan \phi' = \frac{13}{10} \times \tan 25^\circ = 0.606 < 1$$

Παρατηρούμε ότι σε πλήρως κορεσμένες συνθήκες ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς είναι $F = 0.606$ ενώ ο αντίστοιχος συντελεστής υπό ξηρές συνθήκες βρέθηκε ίσος με $F = 0.893$, δηλαδή υπήρξε μια μείωση της τάξης του 32.1%.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τα αποτελέσματα της παρούσας έρευνας-διατριβής εξάγονται πολλά και χρήσιμα συμπεράσματα. Αμέσως αντιληπτό γίνεται το γεγονός πως ο αριθμός ευστάθειας N_F μειώνεται όσο αυξάνεται η γωνία β του πρανούς (η κλίση του) και αυξάνεται όσο αυξάνει η τιμή της παραμέτρου $\lambda_{c\phi}$. Πολύ σημαντικό είναι και το συμπέρασμα που προκύπτει από την άμεση σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ δισδιάστατης και τρισδιάστατης ανάλυσης, καθώς προκύπτει ότι ο συντελεστής ασφαλείας τριών διαστάσεων (FOS_{3D}) είναι πάντοτε μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο FOS_{2D} και στο παράδειγμα εφαρμογής που επιλύθηκε η διαφορά αυτή είναι της τάξης του 5%. Το αποτέλεσμα αυτό συμφωνεί απόλυτα και με αποτελέσματα παλαιότερων ερευνών όπως αυτές των Hungr (1987), Gens et al. (1988) και άλλες πολλές. Μπορεί να εξαχθεί λοιπόν το συμπέρασμα ότι οι δισδιάστατες αναλύσεις δίνουν πιο συντηρητικά αποτελέσματα όσο αφορά την τιμή του συντελεστή ασφαλείας και για αυτό το λόγο συστήνεται η χρήση τρισδιάστατης ανάλυσης προκειμένου να επιτευχθεί ένας πιο οικονομικός σχεδιασμός πρανούς. Από την άλλη όμως οι δισδιάστατες αναλύσεις είναι πιο απλές και πιο γρήγορες στην εκπόνηση τους και για αυτό το λόγο χρησιμοποιούνται ευρέως μέχρι σήμερα. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η διαφορά των δύο μεθόδων στον υπολογιζόμενο συντελεστή ασφαλείας οφείλεται κατά κύριο λόγο στην γεωμετρία της επιφάνειας ολίσθησης που χρησιμοποιεί η κάθε μέθοδος (κυκλική επιφάνεια ολίσθησης στις δισδιάστατες αναλύσεις, σφαιρική στις τρισδιάστατες).

Όσον αφορά την επίδραση του εφελκυστικού ρήγματος αυτή καθε αυτή, φαίνεται να είναι μικρή σε περιπτώσεις ξηρών συνθηκών ($r_u = 0$), γίνεται όμως σημαντική σε πλήρως κορεμένες συνθήκες ($r_u = \gamma_w/\gamma$). Το αποτέλεσμα αυτό ήταν αναμενόμενο καθώς είναι ευρέως γνωστό πως το νερό το οποίο παγιδεύεται μέσα στο ρήγμα ασκεί μια επιπλέον υδροστατική δύναμη η οποία συμβάλει στηνπραματοποίηση της αστοχίας. Προφανώς, η δύναμη αυτή αυξάνεται όσο αυξάνεται το βάθος του εφελκυστικού ρήγματος. Επίσης, το εγκλωβισμένο νερό στο ρήγμα τείνει να μαλακώνει το έδαφος, υποβαθμίζοντας έτσι τις μηχανικές του αντοχές.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Διεθνής βιβλιογραφία

- Abramson, L., Lee, T., Sharma, S., and Boyce, G. (2002). *Slope stability and stabilization methods*. John Wiley & Sons.
- Agar, J. G., Morgenstern, N. R., and Scott, J. D. (1986). "Shear strength and stress-strain behaviour of Athabasca oil sand at elevated temperatures and pressures." *Canadian Geotechnical Journal*, 24(1), 1–10.
- Anagnosti, P. (1969). "Three-dimensional stability of fill dams." *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, 275–280.
- Azzouz, A., and Baligh, M. (1978). "Three-dimensional stability of slopes." *Massachusetts Inst. of Tech. Report*.
- Azzouz, A. S., and Baligh, M. M. (1983). "Loaded Areas on Cohesive Slopes." *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(5), 724–729.
- Baker, R. (1981). "Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes." *Soils and Foundations*, 21(2), 1–17.
- Baker, R. (2004). "Nonlinear Mohr Envelopes Based on Triaxial Data." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(5), 498–506.
- Baker, R., and Garber, M. (1978). "Theoretical analysis of the stability of slopes." *Géotechnique*.
- Baker, R., and Leshchinsky, D. (1987). "Stability analysis of conical heaps." *Soils and Foundations*, 27(4), 99–110.
- Baligh, M. M., and Azzouz, A. S. (1975). "End effects on stability of cohesive slopes." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(11), 1105–1117.
- Balmer, G. (1952). "A general analytical solution for Mohr's envelope." *American Society for Testing and Materials*, 52, 1260–1271.
- Barnes, G. (2000). "Slope Stability." *Soil Mechanics: Principles and Practice*, Palgrave Macmillan.
- Bell, A. L. (1915). "The lateral pressure and resistance of clay and the supporting power of clay foundations." *Minutes of the Proceedings*, 199, 233–272.
- Bieniawski, Z. T. (1974). "Estimating the strength of rock materials." *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 74(8), 312–320.
- Bieniawski, Z. T. (1976). "Exploration for rock engineering." *Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering*, Johannesburg, 1–5.

- Bishop, A. W. (1955). "The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes." *Géotechnique*, 5(1), 7–17.
- Bishop, A. W., Webb, D. L., and Lewin, P. I. (1965). "Undisturbed samples of London Clay from the Ashford Common shaft: strength–effective stress relationships." *Géotechnique*, 15(1), 1–31.
- Brace, W. (1963). "Brittle fracture of rocks." *Massachusetts Institute of Technology, Industrial Liaison Program*, 2–103.
- Budhu, M. (2010). *Soil Mechanics and Foundations*. John Wiley & Sons.
- Cavounidis, S., and Kalogeropoulos, H. (1992). "End effects on the stability of cuts in normally consolidated clays." *Rivista Italiana Gi Geotecnica*, 2, 85–93.
- Charles, J. A., and Soares, M. M. (1984a). "Stability of compacted rockfill slopes." *Géotechnique*, 34(1), 61–70.
- Charles, J. A., and Soares, M. M. (1984b). "The stability of slopes in soils with nonlinear failure envelopes." *Canadian Geotechnical Journal*, 21(3), 397–406.
- Charles, J. A., and Watts, K. S. (1980). "The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill." *Géotechnique*, 30(4), 353–367.
- Chen, J., Yin, J., and Lee, C. F. (2003). "Upper bound limit analysis of slope stability using rigid finite elements and nonlinear programming." *Canadian Geotechnical Journal*, 40(4), 742–752.
- Chen, R. H., and Chameau, J.-L. (1983). "Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes." *Géotechnique*, 33(1), 31–40.
- Chen, W. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier: Amsterdam.
- Chen, Z., Mi, H., Zhang, F., and Wang, X. (2003). "A simplified method for 3D slope stability analysis." *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), 675–683.
- Chen, Z., Wang, X., Haberfield, C., Yin, J., and Wang, Y. (2001). "A three-dimensional slope stability analysis method using the upper bound theorem." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38(3), 369–378.
- Cheng, Y. M., and Yip, C. J. (2007). "Three-Dimensional Asymmetrical Slope Stability Analysis Extension of Bishop's, Janbu's, and Morgenstern–Price's Techniques." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(12), 1544–1555.
- Chowdhury, R., Flentje, P., and Bhattacharya, G. (2010). *Geotechnical Slope Analysis*. CRC Press.
- Chowdhury, R., and Zhang, S. (1991). "Tension cracks and slope failure." *International Conference on Slope Stability*, 6.

- Collins, I. F., Gunn, C. I. M., Pender, M. J., and Yan, W. (1988). "Slope stability analyses for materials with a nonlinear failure envelope." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 12(5), 533–550.
- Colmenares, L. ., and Zoback, M. . (2002). "A statistical evaluation of intact rock failure criteria constrained by polyaxial test data for five different rocks." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(6), 695–729.
- Cruden, D., and Varnes, D. (1996). "Landslides: Investigation and Mitigation. Chapter 3- Landslide types and processes." *Transportation research board special report*, (247), 36–75.
- Das, B. M. (2007). "Lateral Earth Pressure." *Fundamentals of Geotechnical Engineering*, Cengage Learning, 379.
- Day, R. W., and Axten, G. W. (1989). "Surficial stability of compacted clay slopes." *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(4), 577–580.
- Dennhardt, M., and Forster, W. (1985). "Problems of three-dimensional slope stability." *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, California, 12–16.
- Duncan, J. M. (1996). "State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes." *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 577–596.
- Duncan, J., and Wright, S. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley.
- Fellenius, W. (1927). *Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion und unter annahme kreiszylindrischer gleitflaechen (Statistical analysis of earth slopes and retaining walls considering both friction and cohesion and assuming cylindrical sliding surfaces)*. Ernst, Berlin.
- Fellenius, W. (1936). "Calculation of the stability of earth dams." *2nd Congress on Large Dams*, Washington, D.C., 445–463.
- Fortsakis, P. (2012). "Investigation of the static interaction of the surrounding soil/rock with the tunnel final lining." National Technical University of Athens. PhD Thesis.
- Fredlund, D. G., and Krahn, J. (1977). "Comparison of slope stability methods of analysis." *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), 429–439.
- Gens, A., Hutchinson, J. N., and Cavounidis, S. (1988). "Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils." *Géotechnique*, 38(1), 1–23.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics*. John Wiley, New York.
- Haimson, B. (2006). "True Triaxial Stresses and the Brittle Fracture of Rock." *Pure and Applied Geophysics*, 163(5-6), 1101–1130.

- Hammouri, N. A., Malkawi, A. I. H., and Yamin, M. M. a. (2008). "Stability analysis of slopes using the finite element method and limiting equilibrium approach." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 67(4), 471–478.
- Hobbs, D. W. (1966). "A study of the behaviour of a broken rock under triaxial compression, and its application to mine roadways." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 3(1), 11–43.
- Hoek, E. (1983). "Strength of jointed rock masses." *Géotechnique*, 33(3), 187–223.
- Hoek, E. (1990). "Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 27(3), 227–229.
- Hoek, E. (1994). "Strength of rock and rock masses." *ISRM News Journal*, 2(2), 4–16.
- Hoek, E., and Brown, E. (1980). *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E., and Brown, E. T. (1997). "Practical estimates of rock mass strength." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165–1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. (2002). "Hoek-brown failure criterion – 2002 edition." *Proceedings of NARMS-Tac*, 267–273.
- Hoek, E., and Marinos, P. (2007). "A Brief History of the Development of the Hoek-Brown Failure Criterion." *Soils and rocks*, (2), 1–8.
- Hoek, E., Marinos, P., and Benissi, M. (1998). "Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57(2), 151–160.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). "Empirical strength criterion for rock masses." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1013–1035.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (2000). *Support of underground excavations in hard rock*. CRC Press.
- Hovland, H. J. (1977). "Three-dimensional Slope Stability Analysis Method." *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 103(9), 971–986.
- Huang, C., Tsai, C., and Chen, Y. (2002). "Generalized Method for Three-Dimensional Slope Stability Analysis." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(10), 836–848.
- Huang, C.-C., and Tsai, C. (2000). "New Method for 3D and Asymmetrical Slope Stability Analysis." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(10), 917–927.

- Hudson, J., and Harrison, J. (2000). *Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles. Applied Mechanics Reviews*, Elsevier.
- Hungr, O. (1987). "An extension of Bishop's simplified method of slope stability analysis to three dimensions." *Géotechnique*, 37(1), 113–117.
- Hungr, O., Salgado, F. M., and Byrne, P. M. (1989). "Evaluation of a three-dimensional method of slope stability analysis." *Canadian Geotechnical Journal*, 26(4), 679–686.
- Indraratna, B., and Wijewardena, L. S. S. Balasubramaniam, A. S. (1993). "Large-scale triaxial testing of grey wacke rockfill." *Géotechnique*, 43(1), 37–51.
- Janbu, N. (1954). "Application of composite slip surfaces for stability analysis." *Proceedings of European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm*, 43–49.
- Janbu, N. (1975). "Slope stability computations." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 12(4), 67.
- Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjaernsli, B. (1956). "Soil mechanics applied to some engineering problems." *Norwegian Geotechnical Institute*, 16, 1–93.
- Jiang, J. C., and Yamagami, T. (2004). "Three-dimensional slope stability analysis using an extended Spencer method." *Soils and Foundations*, 44(4), 127–135.
- Jiang, J., and Yamagami, T. (1999). "Determination of the sliding direction in three-dimensional slope stability analysis." *44th symposium on Geotechnical Engineering*, 193–200.
- Jimenez, R., Serrano, A., and Olalla, C. (2008). "Linearization of the Hoek and Brown rock failure criterion for tunnelling in elasto-plastic rock masses." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 45(7), 1153–1163.
- Labuz, J. F., and Zang, A. (2012). "Mohr–Coulomb Failure Criterion." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(6), 975–979.
- Lade, P. V. (1977). "Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces." *International Journal of Solids and Structures*, 13(11), 1019–1035.
- Lam, L., and Fredlund, D. G. (1993). "A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis." *Canadian Geotechnical Journal*, 30(6), 905–919.
- Lee, F., Lo, K., and Lee, S. (1988). "Tension Crack Development in Soils." *Journal of Geotechnical Engineering*.
- Lefebvre, G. (1981). "Fourth Canadian Geotechnical Colloquium: Strength and slope stability in Canadian soft clay deposits." *Canadian Geotechnical Journal*, 18(3), 420–442.
- Leshchinsky, D., and Baker, R. (1986). "Three-dimensional slope stability: end effects." *Soils and foundations*, Japanese Geotechnical Society, 26(4), 98–110.

- Leshchinsky, D., Baker, R., and Silver, M. L. (1985). "Three dimensional analysis of slope stability." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9(3), 199–223.
- Leshchinsky, D., and Huang, C. (1992a). "Generalized Slope Stability Analysis: Interpretation, Modification, and Comparison." *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(10), 1559–1576.
- Leshchinsky, D., and Huang, C. (1992b). "Generalized Three-Dimensional Slope Stability Analysis." *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(11), 1748–1764.
- Leshchinsky, D., and Mullett, T. L. (1988). "Design charts for vertical cuts." *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(3), 337–344.
- Li, X. (2007). "Finite element analysis of slope stability using a nonlinear failure criterion." *Computers and Geotechnics*, 34(3), 127–136.
- Maksimovic, M. (1989). "Nonlinear failure envelope for soils." *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(4), 581–586.
- Marinos, P., and Hoek, E. (2000). "GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation." *GeoEng2000 Conference*, Melbourne, 1422–1442.
- Marinos, P., and Hoek, E. (2001). "Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(2), 85–92.
- Melkounian, N., Priest, S. D., and Hunt, S. P. (2008). "Further Development of the Three-Dimensional Hoek–Brown Yield Criterion." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42(6), 835–847.
- De Mello, V. F. (1977). "Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams." *Géotechnique*, 27(3), 281–355.
- Michalowski, R. L. (2013). "Stability assessment of slopes with cracks using limit analysis." *Canadian Geotechnical Journal*, 50(10), 1011–1021.
- Mogi, K. (1971). "Fracture and flow of rocks under high triaxial compression." *Journal of Geophysical Research*, 76(5), 1255–1269.
- Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces." *Géotechnique*, 15(1), 79–93.
- Murthy, V. N. S. (2002). "Stability of Slopes." *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, CRC Press.
- Pan, X., and Hudson, J. (1988). "A simplified three dimensional Hoek-Brown yield criterion." *ISRM International Symposium*.

- Pantelidis, L., and Griffiths, D. V. (2013a). "Stability of earth slopes. Part I: two-dimensional analysis in closed-form." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(13), 1969–1986.
- Pantelidis, L., and Griffiths, D. V. (2013b). "Stability of earth slopes. Part II: three dimensional analysis in closed-form." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(13), 1987–2004.
- Penman, A. D. M. (1953). "Shear characteristics of a saturated silt, measured in triaxial compression." *Géotechnique*, 3(8), 312–328.
- Perry, J. (1994). "A technique for defining non-linear shear strength envelopes, and their incorporation in a slope stability method of analysis." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 27(3), 231–241.
- Petley, D., Dunning, S., and Rosser, N. (2005). "The analysis of global landslide risk through the creation of a database of worldwide landslide fatalities." *Landslide risk management*, 367–373.
- Ponce, V. M., and Bell, J. M. (1971). "Shear strength of sand at extremely low pressures." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(4), 625–638.
- Priest, S. D. (2005). "Determination of Shear Strength and Three-dimensional Yield Strength for the Hoek-Brown Criterion." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 38(4), 299–327.
- Rankine, W. M. (1857). "On the stability of loose earth." *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 147, 9–27.
- Revilla, J., and Castillo, E. (1977). "The calculus of variations applied to stability of slopes." *Géotechnique*, 27(1), 1–11.
- Robertson, A. M. (1971). "Accounting for cracks in slope stability analysis." *5th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering*, Luanda, Angola, 7.
- Skempton, A. W., and Hutchinson, J. N. (1969). "Stability of natural slopes and embankment foundations." *7th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering*, Mexico City, 291–340.
- Skempton, A. W., and LaRochelle, P. (1965). "The Bradwell Slip: A Short-Term Failure in London Clay." *Géotechnique*, 15(3), 221–242.
- Sofianos, a. I. (2003). "Tunnelling Mohr–Coulomb strength parameters for rock masses satisfying the generalized Hoek–Brown criterion." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(3), 435–440.
- Sofianos, a. I., and Halakatevakis, N. (2002). "Equivalent tunnelling Mohr–Coulomb strength parameters for given Hoek–Brown ones." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(1), 131–137.

- Sofianos, a. I., and Nomikos, P. P. (2006). "Equivalent Mohr–Coulomb and generalized Hoek–Brown strength parameters for supported axisymmetric tunnels in plastic or brittle rock." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(5), 683–704.
- Sonmez, H., and Ulusay, R. (2002). "A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modifications to the criterion verified by slope stability case studies." *Yerbilimleri*, 26, 77–99.
- Spencer, E. (1967). "A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces." *Géotechnique*, 17(1), 11–26.
- Spencer, E. (1968). "Effect of tension on the stability of embankments." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, 15.
- Spencer, E. (1973). "Thrust line criterion in embankment stability analysis." *Géotechnique*, 23(1), 85–100.
- Sun, G., Zheng, H., and Jiang, W. (2011). "A global procedure for evaluating stability of three-dimensional slopes." *Natural Hazards*, 61(3), 1083–1098.
- Takahashi, M., and Koide, H. (1989). "Effect of the intermediate principal stress on strength and deformation behavior of sedimentary rocks at the depth shallower than 2000 m." *ISRM international symposium*.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley, 510.
- Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. *Engineering Geology*, John Wiley & Sons.
- Ugai, K. (1985). "Three dimensional stability analysis of vertical cohesive slopes." *Soils and Foundations*, 25(3), 41–48.
- Ugai, K. (1988). "Three-dimensional slope stability analysis by slice methods." *6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Rotterdam, Netherlands, 1369–1374.
- Utili, S. (2013). "Investigation by limit analysis on the stability of slopes with cracks." *Géotechnique*, 63(2), 140–154.
- Vesic, A. S., and Clough, G. W. (1968). "Behavior of granular materials under high stresses." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, 661–688.
- Wang, Z. F., Li, J. H., and Zhang, L. M. (2011). "Influence of cracks on the stability of a cracked soil slope." *5th Asia Pacific Conference on Unsaturated Soils*, A. Jotisankasa, A. Sawangsuriya, S. Soralump, and W. Mairaing, eds., Pattaya, 721–727.
- West, G. (1987). "Shape of the failure envelope for a jointed rock specimen." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 20(1), 183–185.

- Yamagami, T., and Jiang, J. C. (1997). "A search for the critical slip surface in three-dimensional slope stability analysis." *Soils and foundations*, 37(3), 1–16.
- Yamaguchi, Y., Satoh, H., Hayashi, N., and Yoshinaga, H. (2008). "Strength evaluation of rockfill materials considering confining pressure dependency." *Journal of Japan Society of Dam Engineers*, 18(3), 166–181.
- Zhang, L. (2008). "A generalized three-dimensional Hoek–Brown strength criterion." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 41(6), 893–915.
- Zhang, L., and Zhu, H. (2007). "Three-Dimensional Hoek-Brown Strength Criterion for Rocks." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(9), 1128–1135.
- Zhang, X. J., and Chen, W. F. (1987). "Stability analysis of slopes with general nonlinear failure criterion." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 11(1), 33–50.
- Zheng, H. (2009). "Eigenvalue Problem from the Stability Analysis of Slopes." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(5), 647–656.

Ελληνική βιβλιογραφία

- Καββαδάς, Μ. (2009). "Ειδικά Θέματα." *Στοιχεία Εδαφομηχανικής*, Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
- Μαρίνος, Π. (1998). "Ευστάθεια Βραχώδων Πρανών." *Κεφάλαια Τεχνικής Γεωλογίας*, 331.
- Μπαντής, Σ. (2008). *Τεχνική Γεωλογία*. Gutenberg.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Πίνακας Α.1: Αριθμός ευστάθειας N_F για $r_u=0$, $H=9m$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi=25^\circ$. Τιμές από δισδιάστατη ανάλυση δίχως παρουσία εφελκυστικού ρήγματος (δεδομένα Διαγρ. 1)

λσφ	tan θ						
	0.25	0.33	0.5	1	2	4	8
50	225,4735	175,0732	121,2474	69,04885	43,81626	32,02383	26,3746
20	99,19198	78,39298	56,06111	34,24179	23,59632	18,50074	15,96493
15	77,61626	61,79869	44,76942	28,0492	19,81377	15,81224	13,79753
10	55,65989	44,86689	33,18085	21,58877	15,75757	12,84712	11,3596
8	46,70319	37,94188	28,41238	18,88614	14,01696	11,54427	10,27095
6	37,58432	30,87124	23,52301	16,07772	12,17365	10,14195	9,086209
4	28,20671	23,56776	18,44688	13,10961	10,17987	8,596597	7,763937
2	18,31836	15,80855	13,02019	9,860374	7,933634	6,817403	6,218344
1	12,91288	11,5212	9,96411	8,030587	6,638091	5,773064	5,299162
0.5	9,884306	9,092449	8,198963	7,014567	5,911911	5,183045	4,776194

Πίνακας Α.2: Αριθμός ευστάθειας N_F για $r_u=0$, $H=9m$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi=25^\circ$. Τιμές από δισδιάστατη ανάλυση παρουσία εφελκυστικού ρήγματος (δεδομένα Διαγρ. 2)

λσφ	tan θ						
	0.25	0.33	0.5	1	2	4	8
50	225,4453	174,9971	121,222	69,03731	43,81324	32,02258	26,3729
20	99,12134	78,29594	55,89843	34,23234	23,59275	18,4976	15,96034
15	77,54109	61,69344	44,59143	28,04044	19,80981	15,80798	13,79098
10	55,58558	44,74919	32,97923	21,58078	15,75285	12,84073	11,34929
8	46,63295	37,81678	28,19689	18,87852	14,0117	11,53639	10,25805
6	37,52284	30,74199	23,28893	15,62146	12,1676	10,13186	9,069466
4	28,16438	23,44385	18,186	13,1028	10,17254	8,582967	7,741038
2	18,30732	15,72236	12,72194	9,247024	7,923945	6,797334	6,184162
1	12,9055	11,51209	9,704481	7,391556	6,626313	5,747391	5,254676
0.5	9,879398	9,088231	8,038813	6,360582	5,898627	5,153382	4,723638

Πίνακας Α.3: Αριθμός ευστάθειας N_F για $r_u = \gamma_w / \gamma$, $H=9m$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $\phi=25^\circ$. Τιμές από δισδιάστατη ανάλυση δίχως παρουσία εφελκυστικού ρήγματος (δεδομένα Διαγρ. 3)

λσφ	tan θ						
	0.25	0.33	0.5	1	2	4	8
50	122,5535	96,32463	68,21377	40,82934	27,53674	21,2361	18,13252
20	56,50434	45,51914	33,62987	21,8412	15,91868	12,96672	11,45898
15	45,087	36,69049	27,54862	18,39301	13,69601	11,30183	10,06712
10	33,38207	27,6033	21,25519	14,75924	11,29427	9,464159	8,508488
8	28,56986	23,85138	18,64454	13,22639	10,2593	8,658766	7,817485
6	23,63739	19,992	15,95147	11,62543	9,16262	7,795965	7,071592
4	18,51473	15,96351	13,12951	9,926272	7,979899	6,854462	6,2508
2	13,02162	11,60797	10,02663	8,067504	6,664414	5,7944	5,318027
1	9,946063	9,142259	8,235499	7,034818	5,926401	5,19484	4,786671
0.5	8,180267	7,711756	7,179037	6,474938	5,526089	4,868853	4,496822

Πίνακας Α.4: Αριθμός ευστάθειας N_F για $r_u = \gamma_w / \gamma$, $H=9m$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $\phi=25^\circ$. Τιμές από δισδιάστατη ανάλυση παρουσία εφελκυστικού ρήγματος (δεδομένα Διαγρ. 4)

λσφ	tan θ						
	0.25	0.33	0.5	1	2	4	8
50	122,4868	96,23374	68,06279	40,81938	27,53341	21,23367	18,12917
20	56,42979	45,40207	33,4285	21,83318	15,91399	12,96044	11,44887
15	45,01789	36,56424	27,33021	18,38546	13,69064	11,29363	10,05364
10	33,32732	27,47471	21,01034	14,7522	11,28772	9,452694	8,489348
8	28,52645	23,72695	18,3849	13,21957	10,25204	8,645308	7,794885
6	23,61249	19,87835	15,67294	11,035	9,154377	7,779829	7,044332
4	18,50358	15,8758	12,83136	9,313811	7,970272	6,834563	6,21692
2	13,01417	11,59621	9,765036	7,42901	6,652686	5,768859	5,273793
1	9,941102	9,137998	8,072059	6,381134	5,91315	5,165264	4,734302
0.5	8,176836	7,708708	7,149793	5,812955	5,511889	4,836784	4,438743

Πίνακας Α.5: Αριθμός ευστάθειας N_F για $r_u=0$, $H=9m$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi=25^\circ$. Τιμές από τρισδιάστατη ανάλυση παρουσία εφελκυστικού ρήγματος (δεδομένα Διαγρ. 5)

λσφ	tan θ						
	0.25	0.33	0.5	1	2	4	8
50	232,9499	181,0514	128,7082	73,496	47,37614	34,67292	27,53662
20	104,7852	82,84092	60,7699	37,53664	25,85927	19,73942	16,23684
15	83,98444	65,96017	48,93032	31,05504	21,77205	16,85432	13,95818
10	60,33439	48,1749	36,55367	24,29449	17,38392	13,55506	11,30834
8	50,36607	41,36805	31,55042	21,38799	15,49707	12,09335	10,16636
6	40,90955	33,87068	26,41137	18,36738	13,50796	10,57689	8,902021
4	31,21701	26,24351	21,04183	15,21945	11,33695	8,920098	7,536872
2	21,08991	18,31928	15,29691	11,78488	8,912881	7,029283	5,894569
1	15,14868	13,65207	12,15459	9,850654	7,531073	5,903488	4,937427
0.5	11,90521	10,97573	10,16993	8,691928	6,771817	5,326638	4,382556

Πίνακας Α.6: Αριθμός ευστάθειας N_F για $r_u=\gamma_w/\gamma$, $H=9m$, $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi=25^\circ$. Τιμές από τρισδιάστατη ανάλυση παρουσία εφελκυστικού ρήγματος (δεδομένα Διαγρ. 6)

λσφ	tan θ						
	0.25	0.33	0.5	1	2	4	8
50	129,7198	100,4773	72,73635	44,36629	30,06373	22,86769	18,70185
20	60,74477	49,40864	37,15571	24,56289	17,57417	13,74221	11,69373
15	49,07167	40,17655	30,84438	20,84096	15,16605	11,83053	9,929985
10	37,0734	30,85754	24,80119	16,96132	12,54412	9,852096	8,297055
8	32,13077	27,0083	21,65533	15,33084	11,42083	8,982476	7,511751
6	27,70564	22,73367	18,74029	13,6188	10,23566	8,057897	6,73043
4	21,19198	18,42033	15,52812	11,80218	8,959268	7,072475	5,882016
2	15,56059	13,67032	11,94504	9,829633	7,557637	5,946806	4,936342
1	12,07402	11,02851	10,00012	8,744392	6,780119	5,329001	4,392998
0.5	10,10021	9,488315	8,837465	8,168407	6,365186	4,968009	4,086483