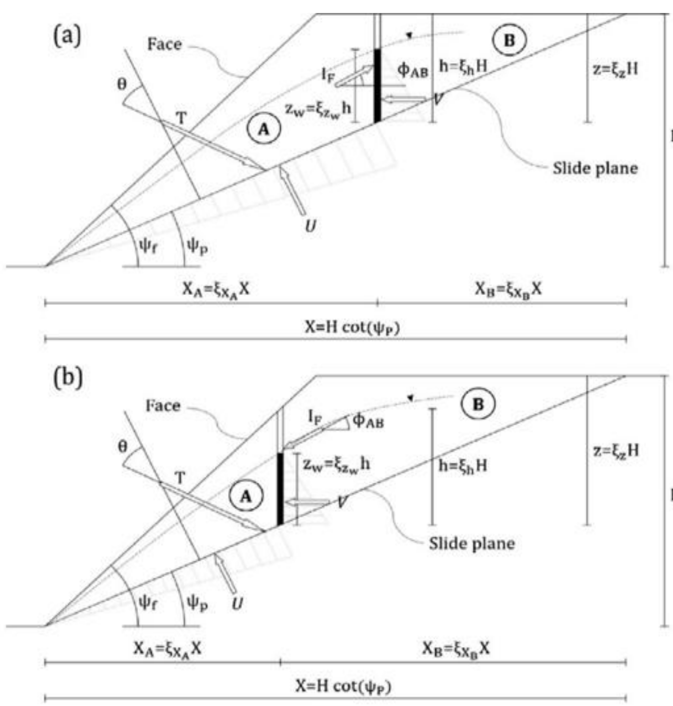
ΕΘΝΙΚΟ ΚΑΙ ΚΑΠΟΔΙΣΤΡΙΑΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΑΘΗΝΩΝ
ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ ΚΑΙ ΓΕΩΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ-ΤΕΚΤΟΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:

ΜΕΛΕΤΗ ΕΠΙΠΕΔΗΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΒΡΑΧΩΔΟΥΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ BARTON-BANDIS.



Επιμέλεια διπλωματικής: Τζινιέρη Βασιλική **Α.Μ:**1114201400110

Επιβλέπουσα Αναπληρώτρια καθηγήτρια: Σταυροπούλου Μαρία

Αθήνα 2019

Πρόλογος

Η παρούσα εργασία ανατέθηκε από τον τομέα Δυναμικής-Τεκτονικής-Εφαρμοσμένης Γεωλογίας του τμήματος Γεωλογίας και Γεω-περιβάλλοντος του Πανεπιστημίου Αθηνών στα πλαίσια του μαθήματος Διπλωματικής εργασίας. Η ανάθεση της Διπλωματικής εργασίας έγινε από την Αναπληρώτρια Καθηγήτρια του Πανεπιστημίου Αθηνών κα Σταυροπούλου Μαρία και σκοπός ήταν η μελέτη επίπεδης ολίσθησης βραχώδους πρανούς με βάση το κριτήριο αστοχίας Barton-Bandis.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω την Αναπληρώτρια Καθηγήτρια κα Σταυροπούλου Μαρία για την συνεχή στήριξη και πολύτιμη καθοδήγηση της, την βοήθεια της σε δυσκολίες που αντιμετώπισα και την συμπαράσταση της κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.

Αθήνα, Ιούνιος 2019

Περίληψη

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται την μελέτη επίπεδης ολίσθησης βραχώδους πρανούς με το κριτήριο διατμητικής αστοχίας Barton-Bandis (BB), μία εμπειρική σχέση που χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής κατά μήκος των ασυνεχειών μίας βραχομάζας.

Αρχικά, γίνεται μία αναφορά στους βασικούς παράγοντες, εσωτερικούς και εξωτερικούς, που συντελούν προκειμένου να συμβεί μία επίπεδη ολίσθηση, και αναφέρονται αναλυτικά άλλα κριτήρια διατμητικής αστοχίας που χρησιμοποιούνται για ανάλυση ευστάθειας βραχωδών πρανών.

Στην συνέχεια αναλύεται το κριτήριο Barton-Bandis. Στο κριτήριο αυτό, καθοριστικός παράγοντας για την ευστάθεια του πρανούς είναι οι ασυνέχειες αλλά και η παρουσία ή όχι νερού μέσα σε αυτές. Στο ίδιο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση μίας ανάλυσης ευστάθειας χρησιμοποιώντας το κριτήριο B-B, και αναφέρεται η θεωρία αξιοπιστίας συστήματος και η μέθοδος Monte-Carlo.

Τέλος, επιλύονται δύο παραδείγματα μίας εικονικής πιθανής επίπεδης ολίσθησης, γίνεται μελέτη της ευστάθειας του πρανούς και παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της εργασίας.

Summary

This paper discusses the study of a plane failure with the Barton-Bandis (BB) shear failure criterion, an empirical relationship used to calculate the shear strength of discontinuous rock masses.

Initially, a reference is made to the key factors, internal and external, that contribute to a plane failure, and details of other failure criteria used for stability analysis of rock slopes.

The Barton-Bandis criterion is then analyzed. In this criterion, the discontinuities are the determining factor for the stability of the slopes, but also the presence or absence of water within them. The same chapter presents a stability analysis using criterion B-B, but also taking into account the system reliability theory and the Monte-Carlo method.

Finally, two examples of a virtual possible plane failure is solved, a slope stability study is made and the conclusions of the paper are presented.

<u>Πίνακας Περιεχομένων</u>

Κεφάλαιο 1ο : Εισαγωγή

Τα πρανή, είτε είναι φυσικά είτε τεχνητά έχουν σαν κύριο στόχο την προστασία του έργου από επικείμενες κατολισθήσεις. Γι’ αυτό η μελέτη ευστάθειας τους είναι ιδιαίτερα σημαντική. Η ολίσθηση ενός πρανούς σχετίζεται άμεσα με την μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών της καθώς και με την υφή της βραχομάζας. Μία βασική αρχή της ισορροπίας των πρανών είναι ο **συντελεστής ασφαλείας (SF),** το άθροισμα, δηλαδή, των δυνάμεων που συγκρατούν προς αυτές που συμβάλλουν στην ολίσθηση του. Όταν έχουμε SF=1 τότε μιλάμε για **Οριακή Ισορροπία.** Μπορούμε να μιλήσουμε για **άμεση ευστάθεια** *(short term stability)* χρησιμοποιώντας δεδομένα διατμητικής αντοχής σε αστράγγιστες συνθήκες όπου η πίεση του νερού των πόρων είναι αδιάφορη, είτε για **μακροχρόνια ευστάθεια** *(long term stability)* όπου οι συνθήκες είναι στραγγιζόμενες ή έχουμε αστράγγιστες συνθήκες αλλά η πίεση του νερού των πόρων λαμβάνεται υπόψιν.

Υπάρχουν πολλές κατηγορίες αστοχίας ή αλλιώς ολίσθησης πρανών, όπως η επίπεδη, η σφηνοειδής, η περιστροφική, η κατάπτωση με ανατροπή και η πτώση μικρών τεμαχίων. Στην εργασία αυτή θα ασχοληθούμε με την **επίπεδη ολίσθηση** *(plane failure).*

Κεφάλαιο 2^{ο} : Επίπεδη ολίσθηση

Οι πιθανοί τύποι αστοχίας, εξαρτώνται από την γεωμετρία του πρανούς και τον προσανατολισμό των ασυνεχειών του. Η ελεύθερη επιφάνεια μαζί με τις ασυνέχειες, σχηματίζουν ένα τέμαχος το οποίο είναι πιθανό να ολισθήσει με την επίδραση της βαρύτητας. Όταν έχουμε σαφή επικράτηση ασυνέχειας, παράλληλη στην διεύθυνση του πρανούς και μπορεί να γίνει ολίσθηση, αυτή θα είναι επίπεδη. Τέτοιες ασυνέχειες μπορεί να είναι επίπεδα στρώσης, ρήγματα, διακλάσεις ή επιφάνεια επαφής υγιούς βραχώδους υποβάθρου με υπερκείμενο αποσαθρωμένο πέτρωμα.

Ωστόσο, για να συμβεί μία τέτοια αστοχία θα πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες:

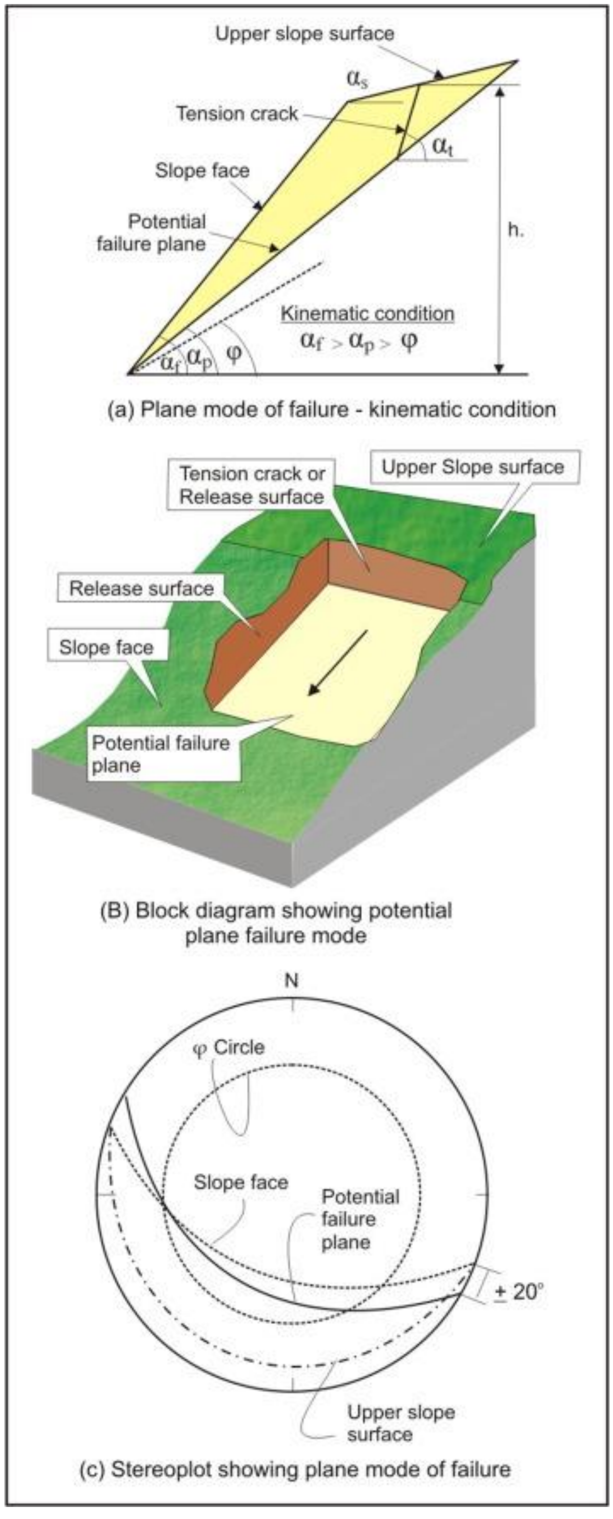
i. Η κλιση του επιπέδου ολίσθησης να είναι σχεδόν παράλληλη με την επιφάνεια του πρανούς. Μέγιστη απόκλιση ±20° (**Σχήμα 1c**)[2].

ii. Το επίπεδο ολίσθησης πρέπει να τέμνει την επιφάνεια του πρανούς, δηλαδή η κλίση του να είναι μικρότερη από την κλίση της επιφάνειας του πρανούς (**Σχήμα 1a**)[2].

iii. Η γωνία κλίσης του επιπέδου ολίσθησης να είναι μικρότερη από την γωνία εσωτερικής τριβής (**Σχήμα 1a**)[2].

iv. Το επίπεδο ολίσθησης πρέπει να τέμνει την άνω επιφάνεια του πρανούς, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1a**[2].

v. Πρέπει να υπάρχουν επιφάνειες ασυνέχειας (π.χ διακλάσεις) που να ελευθερώνουν το τέμαχος από την υπόλοιπη βραχομάζα[2].



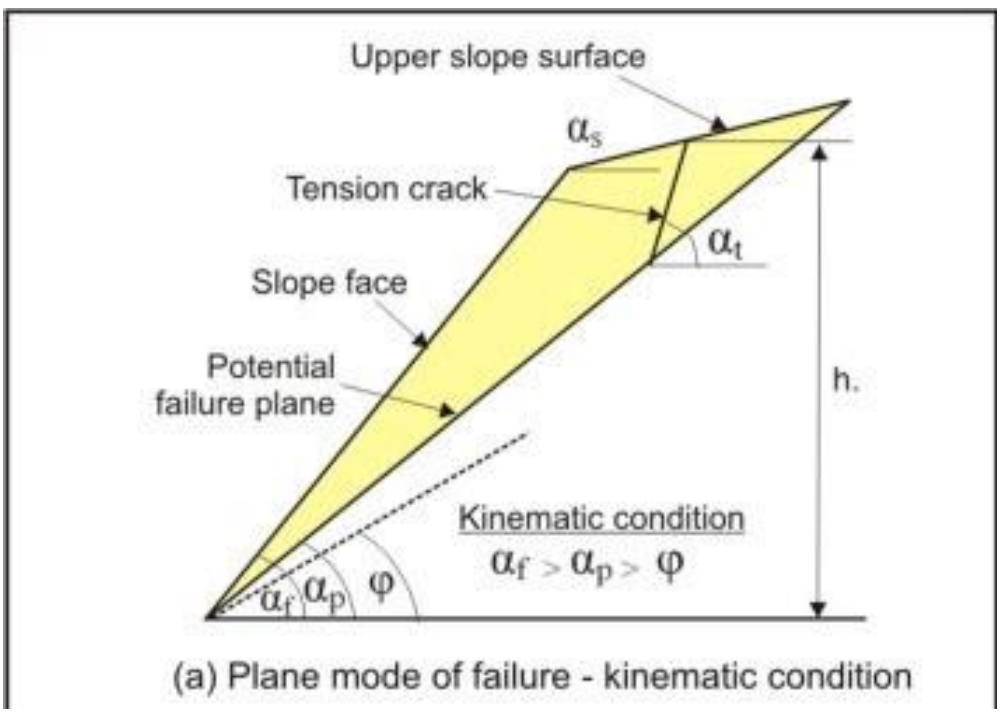
Σχήμα 1. Απεικόνιση ολίσθησης τεμάχους σε επίπεδη επιφάνεια.[11]

2.1 Παράγοντες

Η σταθερότητα ενός πρανούς εξαρτάται από τις αντιστατικές και τις κινητήριες δυνάμεις. Έτσι υπάρχουν παράγοντες που ενισχύουν, πότε τις μεν και πότε τις δε.

2.1.1 Εσωτερικοί παράγοντες

- **<u>Γεωμετρία του πρανούς</u>**



Σχήμα 2. Απεικόνιση ολίσθησης τεμάχους σε επίπεδη επιφάνεια.[11]

Η γεωμετρία του πρανούς καθορίζεται από την κλίση του πρανούς ($α_f$), την κλίση της άνω επιφάνειας του πρανούς ($α_s$), το ύψος του (h), την κλίση του πιθανού επιπέδου ολίσθησης ($α_p$) και την φορά βύθισης ($Ψ_p$) του πιθανού επίπεδου ολίσθησης και τέλος την κλίση της εφελκυστικής ρωγμής ($α_t$) (**Σχήμα 2**)[2].

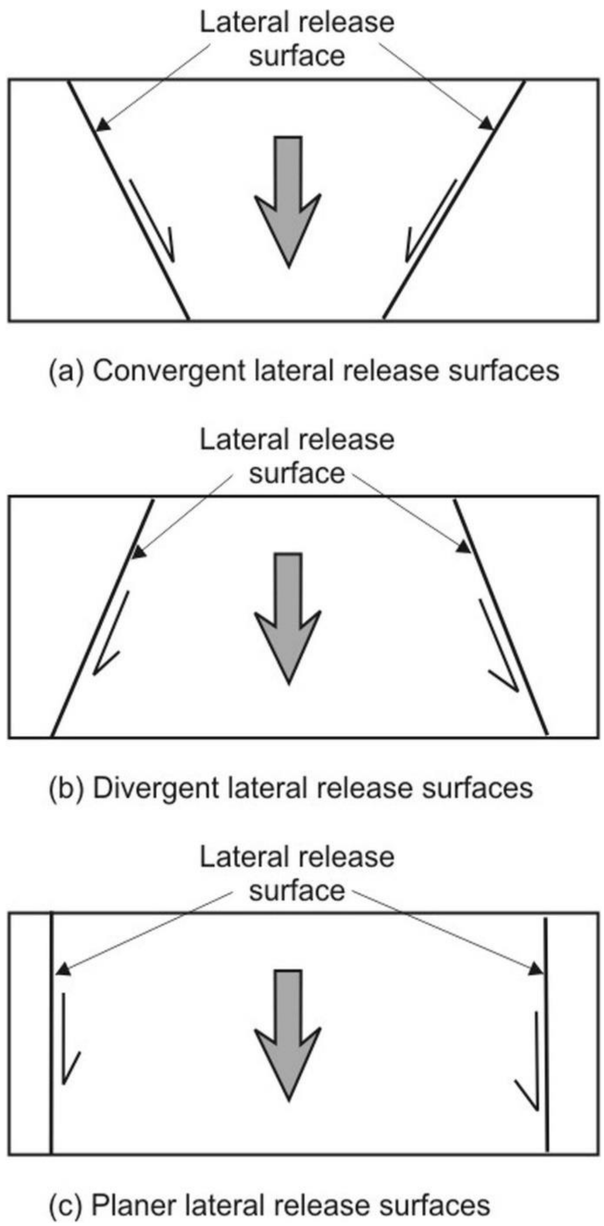
Η κύρια κινητήρια δύναμη είναι η **βαρύτητα**, η οποία είναι ανάλογη της κλίσης του πρανούς ($α_f$). Όσο πιο κάθετο το πρανές, τόσο πιο επιρρεπές στην αστάθεια[2].

Όσο αυξάνεται η κλίση της άνω επιφάνειας του πρανούς ($α_s$), προστίθεται επιπλέον βραχομάζα στην συνιστώσα του βάρους με αποτέλεσμα οι διατμητικές τάσεις να αυξάνονται και να προκαλείται αστάθεια[2].

Αύξηση του ύψους (h) του πρανούς θα αυξήσει, επίσης, τις διατμητικές τάσεις[2].

Επιπλέον, εάν το πιθανό επίπεδο ολίσθησης ($α_p$) συναντά την επιφάνεια του πρανούς με μία γωνία μικρότερη από τη γωνία κλίσης του πρανούς ($α_f$) και μεγαλύτερη από τη γωνία τριβής ($φ_r$) ικανοποιείται η κινηματική συνθήκη και λαμβάνει χώρα η αστοχία (**Σχήμα 1c**)[2].

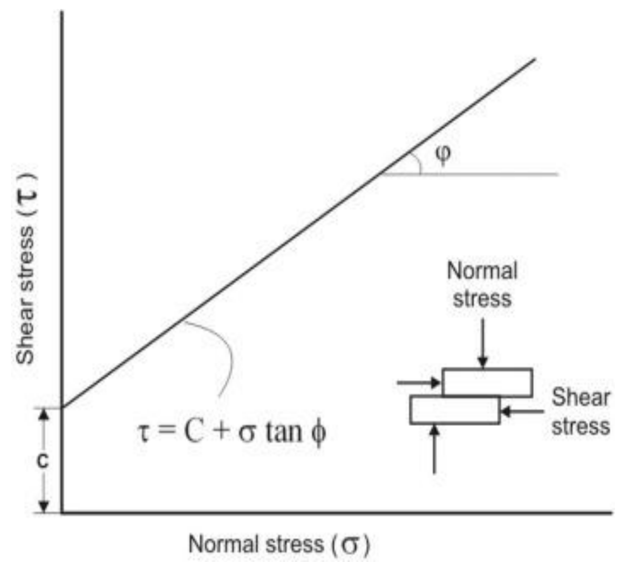
Όταν η διατμητική τάση υπερβαίνει την αντοχή διατμήσεως κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης, αναπτύσσεται εφελκυστική ρωγμή ($α_t$) στο άνω τμήμα του πρανούς. Η βραχομάζα θα τείνει να αποκολληθεί κατά μήκος αυτής της ρωγμής. Στην κάθε πλευρά της ολισθαίνουσας μάζας πρέπει να υπάρχουν πλευρικές επιφάνειες απελευθέρωσης που παρέχουν κάποια ελάχιστη αντίσταση στην ολισθαίνουσα μάζα. Αυτές οι επιφάνειες απελευθέρωσης μπορούν να είναι συγκλίνουσες, αποκλίνουσες ή κάθετες. (**Σχήμα 3**)[2].



Σχήμα 3. Πλευρικές επιφάνειες απελευθέρωσης [11]

➢ <u>Χαρακτηριστικά πιθανού επιπέδου ολίσθησης</u>

Η κύρια τάση αντοχής κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης, ορίζεται από τις παραμέτρους της διατμητικής αντοχής, τη συνοχή (c) και τη γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ_r) (**Σχήμα 4**).

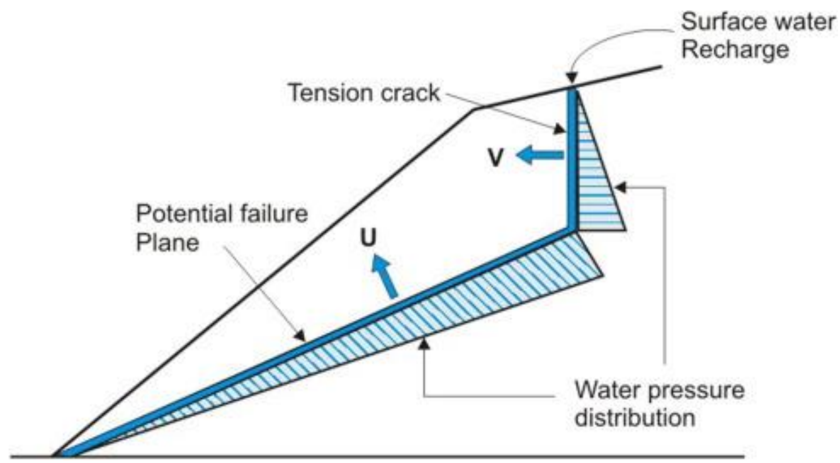


Σχήμα 4. Σχέση μεταξύ ενεργής και διατμητικής τάσεις στην επίπεδη ολίσθηση.[11]

Η διατμητική τάση κατά μήκος του επιπέδου πιθανής ολίσθησης εξαρτάται από τα τεχνικό-γεωλογικά χαρακτηριστικά της επιφάνειας ασυνέχειας. Αυτά περιλαμβάνουν τον προσανατολισμό της, το μήκος της, την τραχύτητα της, το άνοιγμα κλπ.

Η γωνία τριβής (ϕ_r), μπορεί να εκτιμηθεί από τον νόμο της τριβής που προτείνουν οι Barton-Bandis (1990). Ωστόσο, οι πιο συχνά χρησιμοποιούμενες μέθοδοι εύρεσης των ϕ_r και c, είναι οι εμπειρικές μέθοδοι που βασίζονται στα κριτήρια ταξινόμησης της βραχομάζας όπως RMR, GSI και Q του Barton.

➢ <u>Επιφανειακή αποστράγγιση και συνθήκες υπόγειων υδάτων</u>



Σχήμα 5. Δύναμη νερού και κατανομή πίεσης σε κλίση που έχει πιθανό επίπεδο ολίσθησης.[11]

Όταν υπάρχει ροή νερού στην άνω επιφάνεια του πρανούς, αυτό θα βρει τρόπο να εισχωρήσει μέσα στο πιθανό επίπεδο ολίσθησης μέσω της εφελκυστικής ρωγμής δημιουργώντας μία πίεση νερού (V) και μία πίεση νερού ανύψωσης (U) που θα ενισχύσει την ολίσθηση μειώνοντας την διατμητική αντοχή και λιπαίνοντας την επιφάνεια ολίσθησης (**Σχήμα 5**).

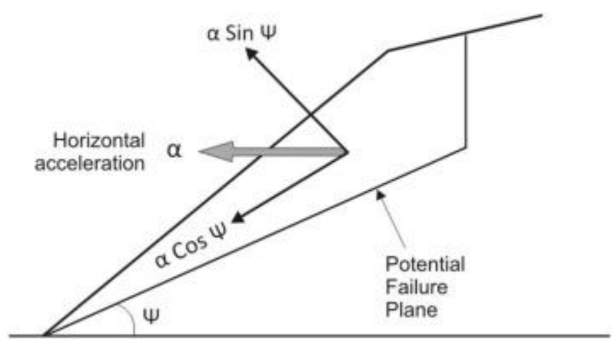
2.1.2 Εξωτερικοί παράγοντες

- **<u>Βροχόπτωση</u>**

Η βροχόπτωση είναι ο κύριος παράγοντας που προκαλεί αστάθεια στα πρανή. Αυτό είναι εμφανές από το γεγονός ότι τα περισσότερα από τα πρανή αστοχούν κατά την περίοδο των βροχοπτώσεων.

Το νερό που ρέει στην άνω επιφάνεια του πρανούς, λόγω της βροχόπτωσης, θα εισχωρήσει εύκολα μέσω της εφελκυστικής ρωγμής στο πιθανό επίπεδο ολίσθησης και θα μειώσει την διατμητική του αντοχή. Έτσι, θα προκληθεί αστάθεια στην κλίση.

- **<u>Σεισμικότητα</u>**



Σχήμα 6. Το πρανές υποβλήθηκε σε οριζόντια επιτάχυνση κατά τη διάρκεια σεισμικής φόρτισης.[11]

Τα πετρώματα υπό σεισμική φόρτιση υποβάλλονται σε επιταχύνσεις που προκαλούν αστάθεια στο πρανές. Οι κλίσεις που είναι σταθερές κάτω από στατικές συνθήκες μπορεί να αποσταθεροποιηθούν υπό δυναμική σεισμική φόρτιση. Έτσι, και η κλίση που έχει το πιθανό επίπεδο ολίσθησης μπορεί εύκολα να αποσταθεροποιηθεί, καθώς μία από τις συνιστώσες της οριζόντιας επιτάχυνσης, ενεργεί κατά μήκος του πιθανού επιπέδου ολίσθησης και προστίθεται στις κινητήριες δυνάμεις, και συνεπώς ενάντια στις αντιστατικές δυνάμεις (**Σχήμα 6**).

- **Ανθρωπογενείς δραστηριότητες**

Τέλος, οι ανθρώπινες παρεμβάσεις επηρεάζουν πάρα πολύ τις αστοχίες των πρανών με διάφορους τρόπους.

Η οδοποιία είναι η σημαντικότερη ανθρωπογενής δραστηριότητα στις πλαγιές του λόφου. Πολύ συχνά οι πλαγιές κόβονται με απρογραμμάτιστο τρόπο, αφήνοντας μη υποστηριζόμενες προεξέχουσες απότομες πλαγιές. Η φυσική σταθερότητα διαταράσσεται και προκαλείται αστάθεια. Εάν υπάρχουν κινηματικές συνθήκες για την ολίσθηση του πρανούς, αυτό μπορεί εύκολα να αποτύχει.

Άλλη πτυχή που σχετίζεται με τις ανθρωπογενείς δραστηριότητες στις πλαγιές είναι η προσθήκη πρόσθετης επιβάρυνσης τους με την κατασκευή κτιρίων και άλλων υποδομών. Τέτοια προσαύξηση θα προστεθεί άμεσα στη συνιστώσα του βάρους και εάν υπάρξουν πιθανοί κινηματικοί παράγοντες για την αποτυχία του πρανούς, πολύ πιθανόν να ολισθήσει.

Κεφάλαιο 3ο : Κριτήρια αστοχίας

Υπάρχει ένας κρίσιμος συνδυασμός κύριων τάσεων (σ_1 και σ_3) που δρουν στο πέτρωμα, ο οποίος μπορεί να προκαλέσει την αστοχία του. Ο συνδυασμός αυτός αποτελεί στην ουσία και το κριτήριο αστοχίας. Γενικά, το **κριτήριο αστοχίας,** είναι μία αλγεβρική έκφραση των μηχανικών συνθηκών κάτω από τις οποίες ένα πέτρωμα αστοχεί από θραύση ή παραμορφώνεται μέχρι μερικά σαφώς καθορισμένα όρια (φορτία, παραμορφώσεις, μετακινήσεις κλπ.)

Το όριο αστοχίας εξαρτάται και από τις κύριες τάσεις που δρουν πάνω στο δοκίμιο του πετρώματος και από τον τύπο της θραύσης (θραύση με διάτμηση, θραύση με επέκταση). Γι’ αυτό δεν μπορεί να υπάρξει ένας γενικευμένος νόμος που να καθορίζει την μέγιστη τάση κάτω από την επίδραση της οποίας θα αστοχήσει το πέτρωμα. Ωστόσο, το κριτήριο αστοχίας μπορεί να περιγράφεται με την σχέση:

$$\sigma_1 = f(\sigma_2 \sigma_3) \qquad \textbf{(1)}$$

Η σχέση αυτή είναι άμεσα συνδεδεμένη με τα χαρακτηριστικά του πετρώματος (μέγεθος κόκκων, πορώδες, ορυκτολογικά συστατικά, δομή κλπ.)

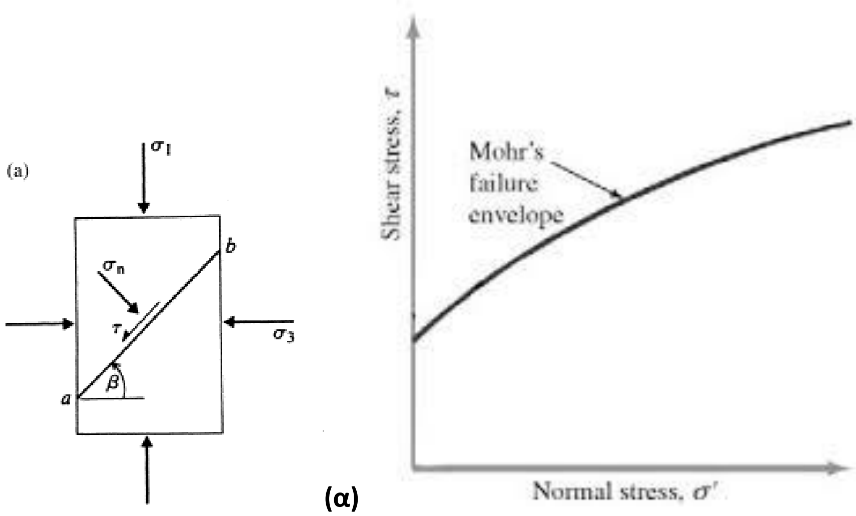
Παρακάτω θα αναλυθούν κάποια από τα σημαντικά κριτήρια αστοχίας που υπάρχουν σήμερα.

3.1 Κριτήριο Mohr-Coulomb

Ο Mohr (1900) διατύπωσε ένα κριτήριο αστοχίας σύμφωνα με το οποίο το υλικό αστοχεί όταν η διατμητική τάση σε ένα επίπεδο αστοχίας φτάσει μία μοναδική συνάρτηση της ορθής τάσης στο επίπεδο αυτό (περιβάλλουσα αστοχίας). Η περιβάλλουσα αστοχίας έχει την εξίσωση[9]:

$$\tau = f(\sigma_n) \qquad \textbf{(2)}$$

που προκύπτει όπως φαίνεται από το **Σχήμα 7α**, είναι ιδιότητα του υλικού και έχει καμπύλη μορφή (**Σχήμα 7β**)



(α) **(β)**

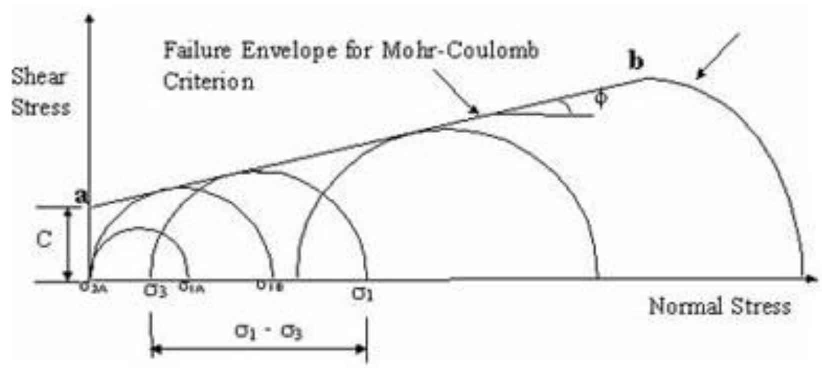
Σχήμα 7. Περιβάλλουσα αστοχίας Mohr [12]

Το κριτήριο αστοχίας των Mohr-Coulomb, από την άλλη, ορίζει ως περιβάλλουσα αστοχίας την ευθεία γραμμή που ορίζεται από δύο παραμέτρους:

c: συνοχή και

ϕ_r: γωνία εσωτερικής τριβής.

Ένα υλικό αστοχεί αν ο κύκλος του Mohr εφάπτεται με την περιβάλλουσα αστοχίας, και το επίπεδο αστοχίας είναι το σημείο επαφής (**Σχήμα 8**)



Σχήμα 8. Γραφική απεικόνιση κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb[12]

Οι κύκλοι του Mohr αντιπροσωπεύουν κρίσιμους συνδυασμούς των κύριων τάσεων (σ_1 και σ_3) και η εξίσωση του κριτηρίου είναι η εξής:

$$\tau_\rho = c + \sigma_v \, \varepsilon\varphi\varphi \qquad \textbf{(3)}$$

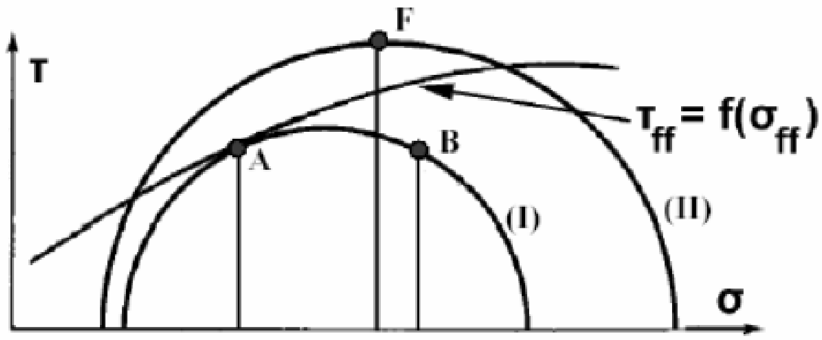
όπου:

τ_p: κορυφαία διατμητική αντοχή

c: συνοχή του πετρώματος

σ_v : εφαρμοζόμενη **ορθή** τάση

φ_r : γωνία εσωτερικής τριβής του πετρώματος.



Σχήμα 9. Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb [12]

Στο **Σχήμα 9** φαίνονται οι 3 περιπτώσεις που μπορούν να εμφανιστούν στην γραφική απεικόνιση του κριτηρίου.

Σημείο Α: **$\tau_p=c+\sigma_v$ εφφ**

Σημείο Β: **$\tau_p<c+\sigma_v$ εφφ**

Σημείο F: **$\tau_p>c+\sigma_v$ εφφ** **<u>Προσοχή αυτός ο κύκλος ΔΕΝ μπορεί να υπάρξει.</u>**

3.2 Κριτήριο Hoek-Brown

Οι Hoek και Brown (1980), δημοσίευσαν ένα εμπειρικό, μη-γραμμικό, κριτήριο αστοχίας που δίνεται από την σχέση:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left[m_b \left(\sigma_3'/\sigma_c\right) + s\right]^a \quad \textbf{(4)}$$

όπου:

σ_1', σ_3' : η αξονική και πλευρική **ενεργή** τάση αντίστοιχα

σ_c : η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του βραχώδους υλικού

m_b , s, a : σταθερές που εξαρτώνται από τις ιδιότητες του βραχώδους υλικού και από τα χαρακτηριστικά (ασυνέχειες, κατακερματισμός) της βραχομάζας[9].

Στις περισσότερες περιπτώσεις είναι πρακτικά αδύνατο να διεξάγονται τριαξονικές δοκιμές σε μάζες βράχων, στην κλίμακα που είναι απαραίτητη για την επίτευξη άμεσων τιμών των παραμέτρων στην γενικευμένη Hoek-Brown εξίσωση. Συνεπώς, απαιτούνται ορισμένα πρακτικά μέσα για την εκτίμηση των υλικών σταθερών m_b, s και a. Σύμφωνα με την τελευταία έρευνα, οι παράμετροι του κριτηρίου Hoek-Brown, δίδονται από τις ακόλουθες εξισώσεις[9]:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad \textbf{(5)}$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad \textbf{(6)}$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad \textbf{(7)}$$

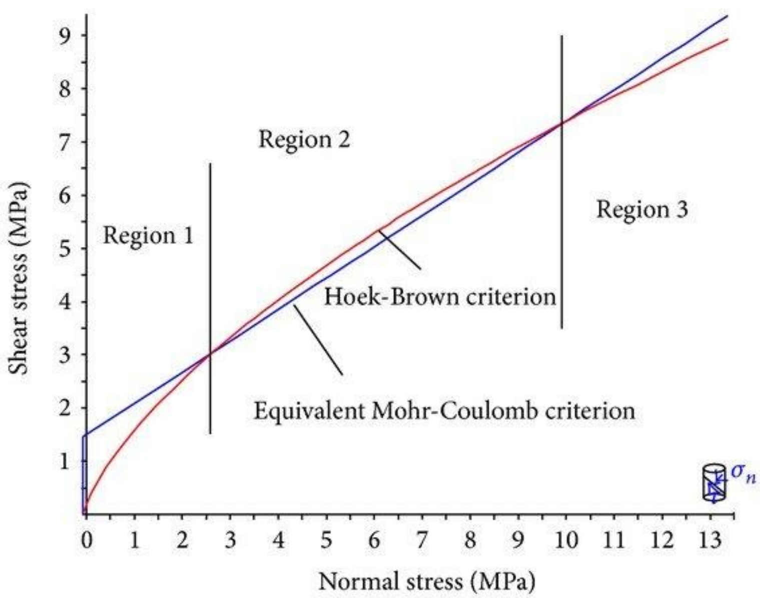
όπου:

GSI: Σύστημα ταξινόμησης βραχομάζας που προτάθηκε από τους Hoek και Brown και χρησιμοποιείται για την εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων της βραχομάζας με βάση το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown (1980).

m_i: Σταθερά που εξαρτάται από τον τύπο του πετρώματος.

D: Εκφράζει τον βαθμό φθοράς της βραχομάζας λόγω ανατίναξης και εκτόνωσης κατά την εκσκαφή. Παίρνει τιμές από 0 για αδιατάρακτες βραχομάζες έως 1 για πολύ διαταραγμένες βραχομάζες.

Το κριτήριο μπορεί να παρασταθεί σε άξονες (τ,σ) παράγοντας ζεύγη σ_1,σ_3 από την σχέση (4) και κατασκευάζοντας την περιβάλλουσα αστοχίας. [9]



Σχήμα 10. Περιβάλλουσα αστοχίας Mohr-Coulomb (μπλε γραμμή) και περιβάλλουσα αστοχίας Hoek-Brown (κόκκινη γραμμή) [9]

Κεφάλαιο 4ο : Κριτήριο αστοχίας Barton-Bandis

4.1 Εισαγωγή

Οι μελέτες και αναλύσεις σταθερότητας των πλαγιών είναι ένα σημαντικό θέμα στη γεωτεχνική μηχανική. Ωστόσο, λόγω της πολυπλοκότητας της βραχομάζας, η βραχομηχανική παρουσιάζει πολλές αβεβαιότητες. Οι παραδοσιακές μέθοδοι ανάλυσης σταθερότητας, που περιλαμβάνουν τον συντελεστή ασφάλειας, δεν μπορούν να καθρεφτίσουν την επίδραση αυτών των αβεβαιοτήτων. Συνεπώς, είναι απαραίτητο να αξιολογηθεί η σταθερότητα ενός πρανούς μέσω της εφαρμογής της θεωρίας αξιοπιστίας. Η θεωρία αξιοπιστίας είναι περισσότερο εφαρμόσιμη στην ανάλυση της σταθερότητας σύνθετων πλαγιών με πολλές αστάθειες.[7]

Οι ασυνέχειες διανέμονται ευρέως σε μια βραχομάζα, το οποίο έχει ως αποτέλεσμα να δημιουργούνται πολλά επίπεδα ικανά για αστοχία. Προηγούμενες έρευνες έχει δείξει ότι τα χαρακτηριστικά διάτμησης του επιπέδου δεν υπακούν πάντοτε στο γραμμικό κριτήριο Mohr-Coulomb (M-C). Το κριτήριο M-C υπερεκτιμά τη διατμητική δύναμη, ειδικά όταν η ορθή τάση είναι μικρή. Κατά συνέπεια, όλο και περισσότεροι ερευνητές έχουν υιοθετήσει το μη-γραμμικό κριτήριο αστοχίας για την ανάλυση της σταθερότητας της κλίσης βράχου και το κριτήριο αστοχίας Barton-Bandis (B-B) είναι το πιο ευρέως χρησιμοποιούμενο.[7]

4.2 Μη-γραμμικό κριτήριο B-B

Ο Barton (1971, 1973, 1974, 1976) διατύπωσε ένα μη-γραμμικό κριτήριο αστοχίας για την διατμητική αντοχή των ασυνεχειών ενός πετρώματος, λαμβάνοντας υπόψιν την επίδραση της τραχύτητας της επιφάνειας και της μεταβολής της με την ορθή τάση.

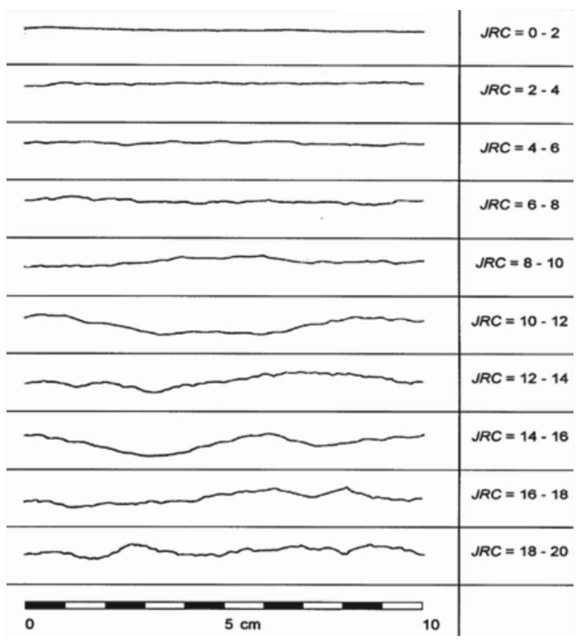
Αρχικά το κριτήριο ήταν για μη αποσαθρωμένες επιφάνειες ασυνεχειών ως:

$$\tau = \sigma_n \tan\left(\mathrm{JRC}\log_{10}\frac{\mathrm{JCS}}{\sigma_n} + \varphi_b\right) \qquad \textbf{(8)}$$

Όπου:

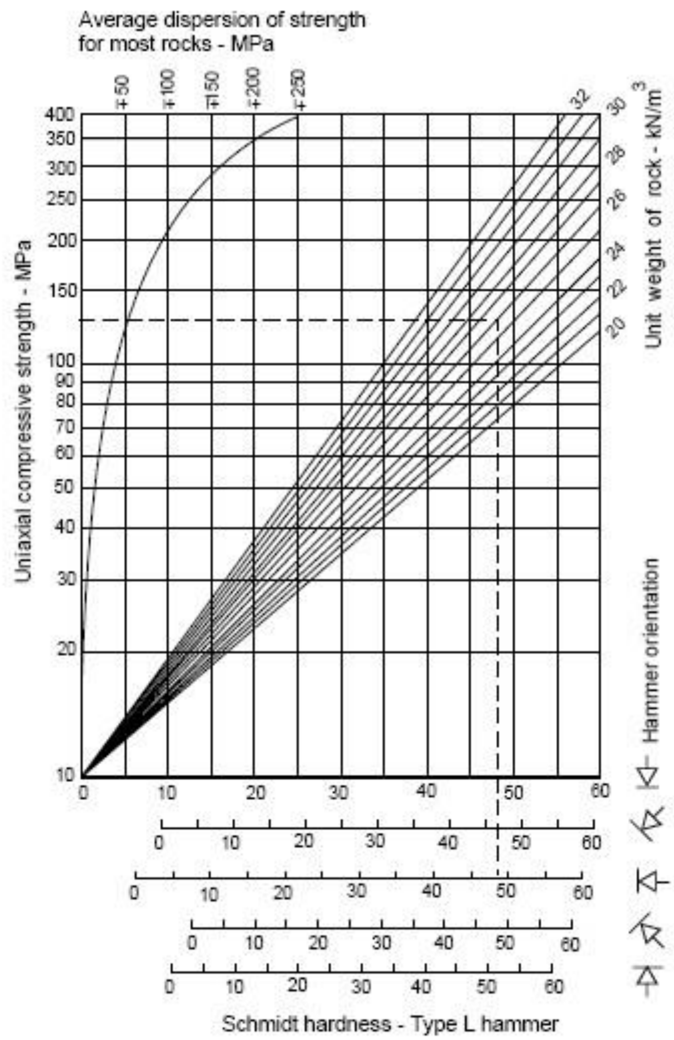
ϕ_b = η βασική γωνία εσωτερικής τριβής

JRC= ο συντελεστής τραχύτητας



Σχήμα 11. Τυπικά προφίλ ασυνεχειών (κατά Barton – Choubey, 1977) [13]

JCS **(JointCompressiveStrength)** = η θλιπτική αντοχή των τοιχωμάτων της ασυνέχειας[10]



Σχήμα 12. Παράμετροι του JCS [13]

Στην συνέχεια η γενική μορφή του κριτηρίου τόσο για αποσαθρωμένες όσο και για μη-αποσαθρωμένες επιφάνειες ορίζεται από τους Barton&Choubey (1977):

$$\tau = \sigma_n \tan\left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi_r\right) \quad \textbf{(9)}$$

Όπου ϕ_r η παραμένουσα γωνία τριβής.

Η βασική γωνία τριβής $\boldsymbol{\phi_b}$ μπορεί να μετρηθεί από δοκιμές άμεσης διάτμησης, σε υγιείς (μη αποσαθρωμένες) επιφάνειες του πετρώματος μετά από διατμητική ολίσθηση. Από την άλλη, η παραμένουσα γωνία τριβής $\boldsymbol{\phi_r}$ μπορεί να εκτιμηθεί από την βασική γωνία τριβής και από τα αποτελέσματα των κρουσιμετρήσεων από την σχέση:

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20^o) + 20^o\,(r/R) \qquad \textbf{(10)}$$

όπου R, η τιμή της αναπήδησης για κρουσιμετρήσεις σε τεχνητές, ξηρές μη-αποσαθρωμένες επιφάνειες πετρώματος και r, η τιμή της αναπήδησης για κρουσιμετρήσεις σε υγρές και αποσαθρωμένες επιφάνειες[7].

Αν τα τοιχώματα των ασυνεχείων δεν είναι αποσαθρωμένα τότε η αντοχή θα ισούται με το άρρηκτο τμήμα του πετρώματος (C_0), αν όμως είναι έστω και λίγο αποσαθρωμένα, τότε η αντοχή θα είναι μικρότερη από το C_0 και θα ισούται με JCS[7].

Οι παράγοντες JCS και JRC, δείχνουν την σχετική επίδραση της κλίμακας. Γι' αυτό και έχουμε «διορθωμένους» τύπους αυτών των παραμέτρων:

$$\mathrm{JRC_n} = \mathrm{JRC_0}\left(\frac{\mathrm{L_n}}{\mathrm{L_0}}\right)^{-0.02\mathrm{JRC_0}} \qquad \textbf{(11)}$$

$$\mathrm{JCS_n} = \mathrm{JCS_0}\left(\frac{\mathrm{L_n}}{\mathrm{L_0}}\right)^{-0.02\mathrm{JCS_0}} \qquad \textbf{(12)}$$

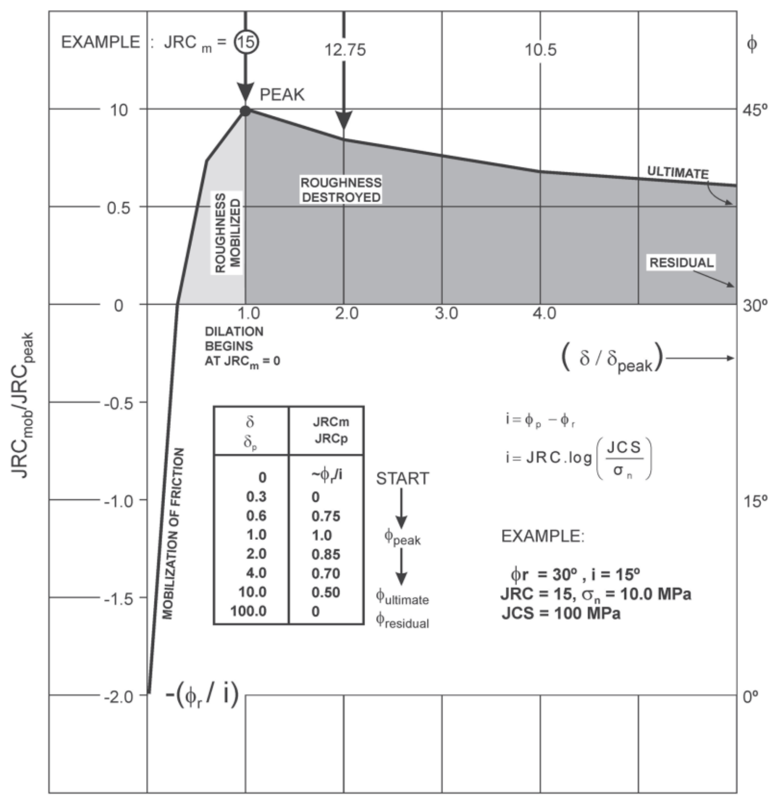
όπου:

$\mathbf{JRC_n}$ και **$\mathbf{JRC_0}$**: ο συντελεστής τραχύτητας για ασυνέχειες με μήκος L_n και L_0 αντίστοιχα

JCS$_n$ και **JCS**$_0$: η θλιπτική αντοχή των τοιχωμάτων της ασυνέχειας με μήκος L_nκαι L_0 αντίστοιχα[7].

Οι εξισώσεις (11) και (12) έχουν χρησιμοποιηθεί ευρέως για την πρόβλεψη της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών. Ωστόσο, ο Douglas διαπίστωσε ότι αυτές οι εξισώσεις δεν λειτουργούν όταν έχουμε να αντιμετωπίσουμε μεγάλης κλίμακας πρανή και πρότεινε να χρησιμοποιούνται μόνο για πρανή με μήκος μικρότερο από 1 μέτρο[7].

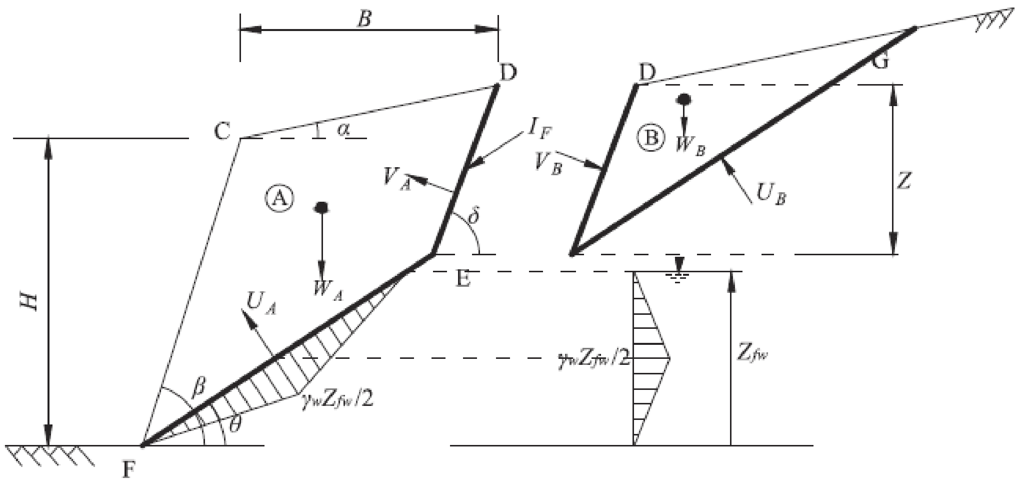
Τέλος, στο **Σχήμα 13** βλέπουμε το μοντέλο αντοχής-παραμόρφωσης-ακαμψίας που χρησιμοποιείται στο νόμο Barton-Bandis για τις ασυνέχειες. Η τριβή κινητοποιείται ακριβώς πριν κινητοποιηθεί η τραχύτητα και η διαστολή. Μετά την μέγιστη διατμητική τάση, το JRC (και JRC_n) καταστρέφονται σταδιακά. Θα πρέπει να σημειώσουμε την «αδυναμία» να φθάσουμε στην υπολειμματική ισχύ[11].



Σχήμα 13. Το JRC_{mob} επιτρέπει την μοντελοποίηση των τάσεις αντοχής-παραμόρφωσης-διαστολής [5]

4.3 Ανάλυση επίπεδης ολίσθησης με B-B

4.3.1 Μοντέλο αστοχίας



Σχήμα 14. Ανάλυση ευστάθειας πρανούς [7]

Στην παρούσα εργασία, παρουσιάζεται η μελέτη μίας επίπεδης ολίσθησης, στην οποία, και το πρανές που ολισθαίνει, και η άνω επιφάνεια του πρανούς αλλά και η εφελκυστική ρωγμή, είναι κεκλιμένα.

Μελετήθηκε, τόσο η σταθερότητα του πρανούς (**Σχήμα 11**, σώμα **A**), όσο και η σταθερότητα του άνω τμήματος του πρανούς (**Σχήμα 11** σώμα **B**) καθώς και η επίδραση του στην συνολική σταθερότητα του συστήματος.

Διακρίνουμε τέσσερις (4) υπό-περιπτώσεις:

1. Τα σώματα **A** και **B** είναι σταθερά.
2. Το σώμα **B** είναι σταθερό, ενώ το σώμα **A** ολισθαίνει.

3. Το σώμα **Β** ολισθαίνει προς το σώμα **Α**, ενώ το σώμα **Α** είναι σταθερό.
4. Και τα δύο σώματα ολισθαίνουν. Εδώ πρέπει να ληφθεί υπόψιν η αλληλεπίδραση μεταξύ των δύο σωμάτων όταν μελετάμε την σταθερότητα του **Α.** [7]

Άμα συμβούν οι περιπτώσεις 2 και 4 ταυτόχρονα, όλο το σύστημα «αποτυγχάνει».

Στην **εικόνα 11** φαίνονται κάποιοι παράμετροι οι οποίοι είναι:

β :η κλίση του πρανούς

ϑ : η κλίση του πιθανού επιπέδου ολίσθησης

Η : το ύψος του πρανούς

Β : η οριζόντια απόσταση από την ρωγμή τάσης, έως την άκρη του πρανούς

α : η κλίση της άνω επιφάνειας του πρανούς

δ : η κλίση της εφελκυστικής ρωγμής

4.3.2 Ανάλυση ευστάθειας και αστοχία

Ο συντελεστής ασφαλείας εκφράζεται ως :

$$FS = \frac{F_{resist}}{F_{induce}} \quad \textbf{(13)}$$

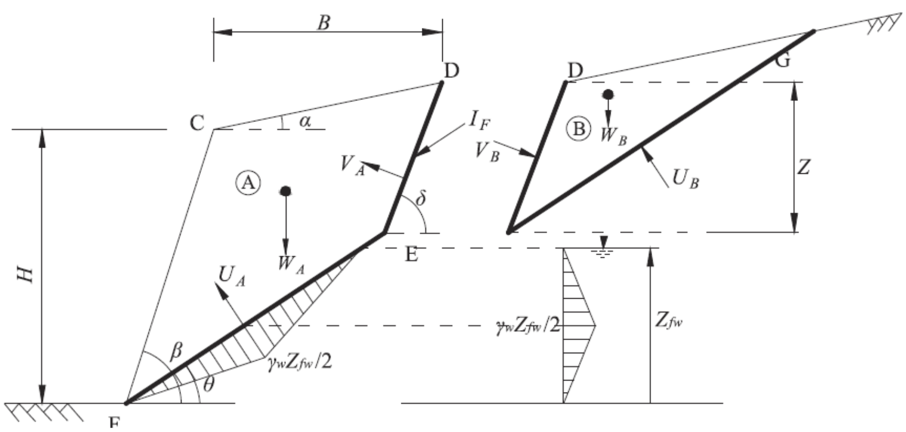
όπου

F_{resist}: το σύνολο των αντιστατικών δυνάμεων και

F_{induce} : το σύνολο των κινητήριων δυνάμεων

Η ανάλυση θα γίνει με βάση δύο περιπτώσεις

1η Περίπτωση-Καμία αλληλεπίδραση μεταξύ των δύο σωμάτων.



Σχήμα 15. Ανάλυση σταθερότητας πρανούς [7]

Το σώμα Β παραμένει σταθερό, και δεν υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ του Α και του Β. Έτσι οι συντελεστές ασφαλείας, υπολογίζονται ξεχωριστά για το Α και για το Β. Με βάση το **Σχήμα 11**, η ορθή τάση στην επιφάνεια ολίσθησης του σώματος Β αναλύεται ως:

$$\sigma_{Bn} = \frac{W_B\cos\theta - U_B + V_B\cos(\delta-\theta)}{L_{EG}} \quad \textbf{(14)}$$

W_B είναι το βάρος του σώματος B εκφρασμένο σε kN.

H κινητήρια δύναμη του σώματος B είναι:

$$F_{induce} = W_B\sin\theta - V_B\sin(\delta - \theta) \quad \textbf{(15)}$$

Με βάση τις παραμέτρους αντοχής για την επιφάνεια ολίσθησης που ορίζεται από τον εμπειρικό τύπο του κριτηρίου B-B, η συνολική αντιστατική δύναμη του σώματος B μπορεί να προσδιοριστεί από τον **τύπο (9) (υποκεφάλαιο 4.2)** ως:

$$F_{Bresist} = \tau \cdot L_{EG}$$

$$= \{\sigma_{Bn}\tan\left[\varphi_B + JRC\log_{10}(\frac{JCS}{\sigma_{Bn}})\right] \quad \} \cdot L_{EG}$$

$$= [W_B\cos\theta - U_B + V_B\cos(\delta - \theta -)] \times \tan\{\varphi_b + JRC\log_{10}\}\left[\frac{JCS}{\frac{W_B\cos\theta - U_B + V_B\cos(\delta-\theta)}{L_{EG}}}\right] \quad \textbf{(16)}$$

όπου σ_{Bn} υπολογίζεται από τον **τύπο (14).**

Ο συντελεστής ασφαλείας του σώματος **B**, προκύπτει από την αντικατάσταση των τύπων **(15)** και **(16)** στον τύπο **(13)**, και έτσι έχουμε:

$$FS_B = \frac{[W_B\cos\theta - U_B + V_B\cos(\delta-\theta)] \cdot \tan\left\{\varphi_b + JRC\log_{10}\left[\frac{JCS}{\frac{W_B\cos\theta - U_B + V_B\cos(\delta-\theta)}{L_{EF}}}\right]\right\}}{W_B\sin\theta - V_B\sin(\delta-\theta)} \quad \textbf{(17)}$$

όπου οι πιέσεις νερού V_B και U_B , οι οποίες υπάρχουν στην επιφάνεια της ρωγμής και στην επιφάνεια ολίσθησης, αντίστοιχα, μπορούν να προσδιοριστούν με βάση τις διαφορετικές υδραυλικές διανομές[7].

Παρομοίως, ο συντελεστής ασφάλειας του σώματος Α εκφράζεται ως εξής:

$$FS_A = \frac{[W_A cos\theta - U_A + V_A cos(\delta-\theta)]\cdot tan\left\{\varphi_b + JRClog_{10}\left[\frac{JCS}{\frac{W_A cos\theta - U_A + V_A cos(\delta-\theta)}{L_{EG}}}\right]\right\}}{W_A sin\theta + V_A sin(\delta-\theta)} \quad \textbf{(18)}$$

W_A είναι το βάρος του σώματος Α εκφρασμένο σε kN.

<u>2η Περίπτωση-Υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ των δύο σωμάτων.</u>

Το σώμα Β ολισθαίνει λόγω αστάθειας και ακολούθως ασκεί δύναμη στο σώμα Α. Έτσι, η σταθερότητα του σώματος Α επηρεάζεται από το ολισθαίνων σώμα Β. Οι Li[12] και Jimenez-Rodriguez[13] πρότειναν τις εκφράσεις για τους παράγοντες ασφαλείας των σωμάτων Α και Β υποθέτοντας ότι υπάρχει μια δύναμη μεταξύ τους με μια αβέβαιη ένταση αλλά μια γνωστή κατεύθυνση. Η δύναμη αυτή μπορεί να είναι υπολογιστεί με την παραδοχή ότι ο συντελεστής ασφαλείας του ολισθαίνοντος σώματος Β είναι ίσος με 1,0 και κατόπιν ο συντελεστής ασφαλείας του ολισθαίνοντος σώματος Α μπορεί να προσδιοριστεί. Ωστόσο, ο συντελεστής ασφάλειας του ολισθαίνοντος σώματος Α, δεν προσδιορίζεται επακριβώς επειδή ο συντελεστής ασφαλείας του ολισθαίνοντος σώματος Β μπορεί να είναι μικρότερος από 1,0 όταν αυτό ολισθήσει. [7]

Όταν το σώμα Β ολισθήσει, η αντιστατική δύναμη κατά μήκος της ολισθαίνουσας επιφάνειας δεν μπορεί πλέον να εξισορροπήσει τη ολισθαίνουσα δύναμη και η υπολειμματική ολισθαίνουσα δύναμη θα μεταφερθεί στο σώμα Α. Συνεπώς, σε αυτή τη μελέτη, η υπολειπόμενη δύναμη ολίσθησης I_{F_1} θεωρείται ότι είναι η δύναμη ολίσθησης του σώματος Β που ενεργεί πάνω στο σώμα Α. Αυτή η ανάλυση ονομάζεται "Μέθοδος 1."[7]

Για να εξακριβωθεί η ορθότητα της προτεινόμενης μεθόδου, τα αποτελέσματα υπολογισμού συγκρίνονται με αυτά που προσδιορίστηκαν με τη μέθοδο που προτάθηκε από τους Li[11] και Jimenez-Rodriguez[12], η οποία ονομάζεται "Μέθοδος 2". [7]

<u>Μέθοδος 1η</u>

Το σώμα Β ολισθαίνει και η υπολειπόμενη δύναμη ολίσθησης εκφράζεται ως:

$$I_{F\_1} = [W_B sin\theta - V_B sin(\delta - \theta)] - [W_B cos\theta - U_B + V_B cos(\delta - \theta)] \cdot tan\left\{\varphi_r + JRC log_{10}\left[\frac{JCS}{\frac{W_B cos\theta - U_B + V_B cos(\delta-\theta)}{L_{EG}}}\right]\right\} \quad \textbf{(19)}$$

Ο συντελεστής ασφαλείας για το σώμα Α με βάση τις συνθήκες στατικής ισορροπίας είναι:

$$FS_A = \frac{[W_A cos\theta - U_A + V_A cos(\delta-\theta)]\cdot tan\left\{\varphi_r + JRClog_{10}\left[\frac{JCS}{\frac{W_A cos\theta - U_A + V_A cos(\delta-\theta)}{L_{EF}}}\right]\right\}}{W_A sin\theta + V_A sin(\delta-\theta) + I_{F\_1}} \quad \textbf{(20)}$$

<u>Μέθοδος 2η</u>

Οι συντελεστές ασφαλείας για τα σώματα Α και Β είναι οι εξής:

$$FS_B = \frac{[W_B cos\theta - U_B + V_B cos(\delta-\theta) - I_{F\_2} sin(\varphi_{AB}-\theta)]\cdot tan\left\{\varphi_r + JRClog_{10}\left[\frac{JCS}{\frac{W_B cos\theta - U_B + V_B cos(\delta-\theta) - I_{F\_2} sin(\varphi_{AB}-\theta)}{L_{EG}}}\right]\right\}}{W_B sin\theta - V_B sin(\delta-\theta) - I_{F\_2} sin(\varphi_{AB}-\theta)}$$

(21)

και

$$FS_A = \frac{\left[W_A cos\theta - U_A - V_A cos(\delta-\theta) - I_{F\_2} sin(\varphi_{AB}-\theta)\right]\cdot tan\left\{\varphi_r + JRClog_{10}\left[\frac{JCS}{\frac{W_A cos\theta - U_A - V_A cos(\delta-\theta) + I_{F\_2} sin(\varphi_{AB}-\theta)}{L_{EF}}}\right]\right\}}{W_A sin\theta + V_A sin(\delta-\theta) + I_{F\_2} sin(\varphi_{AB}-\theta)}$$

(22)

όπου **I_{F_2}** είναι η δύναμη αλληλεπίδρασης μεταξύ του σώματος Β και του σώματος Α.

Η λύση για το I_{F_2} δεν μπορεί να επιτευχθεί, διότι όταν κάνουμε τη χρήση του μη γραμμικού Barton-Bandis κριτήριου αστοχίας για την ανάλυση σταθερότητας μιας κλίσης δεν έχουμε σαν δεδομένο ότι ο συντελεστής ασφαλείας του B θα ισούται με 1,0 στη Μέθοδο 2.

Επιπλέον, η γωνία τριβής φ_{AB}, η οποία υπάρχει στις Εξισώσεις **(21)** και **(22)**, σχετίζεται με την κανονική τάση που ενεργεί στη δι-επαφή μεταξύ των σωμάτων A και B, γεγονός που καθιστά πιο δύσκολη την εξαγωγή μιας ρητής λύσης για το I_{F_2} κατευθείαν. Δεδομένης της έλλειψης μιας ρητής λύσης για το I_{F_2}, προτείνεται μια επαναληπτική μέθοδος με τη σύνταξη ενός προγράμματος με το χρόνο δειγματοληψίας, που περιγράφεται λεπτομερώς στην **Ενότητα 4.1**.

Επιπλέον, παρατηρείται ότι όταν η γωνία τριβής φ_{AB} είναι ίση με την κεκλιμένη γωνία του πιθανού επιπέδου ολίσθησης θ, οι εξισώσεις **(20)** και **(22)** είναι ισοδύναμες (δηλαδή, $I_{F\_1} = I_{F\_2}$). Πρόκειται για μια ειδική περίπτωση της μεθόδου 2, η οποία είναι σύμφωνη με την έννοια της μεθόδου 1, όπου η υπολειπόμενη δύναμη ολίσθησης χρησιμοποιείται για να αντιπροσωπεύει τη δύναμη του ολισθαίνοντος σώματος B που επενεργεί στο ολισθαίνων σώμα A. [7]

Κεφάλαιο 5ο : Θεωρία αξιοπιστίας συστήματος

Για να προσδιοριστεί η αξιοπιστία του συνολικού συστήματος, υπολογίζεται αρχικά η αξιοπιστία κάθε υποσυστήματος. Η πιθανότητα αστοχίας ενός υποσυστήματος δίνεται ως εξής:

$$P_f = P(g(x) \leq 0) = \int_{g(x)\leq 0} f(x)dx \qquad \textbf{(23)}$$

όπου f (x) είναι η μεταβλητή συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας.

Γενικά, εξετάζονται δύο τύποι μοντέλων αστοχίας για επίπεδη ολίσθηση. Το πρανές θα αστοχήσει αν εμφανιστεί οποιοσδήποτε τύπος μοντέλου αστοχίας. Κάθε τύπος μοντέλου συνδέεται σε σειρά και όλα μαζί αποτελούν το συνολικό σύστημα. Από την άλλη, κάθε τύπος μοντέλου αστοχίας (υποσύστημα) που ενσωματώνει τις απαιτούμενες συνθήκες μπορεί να θεωρηθεί ως ένα παράλληλο υποσύστημα. Η πιθανότητα αστοχίας του συστήματος μπορεί να προσδιοριστεί συνδυάζοντας την πιθανότητα αστοχίας κάθε υποσυστήματος. Ένα σύστημα μηχανικής δομής αποτελείται συνήθως από πολλά υποσυστήματα που συνδέονται είτε σε σειρά είτε παράλληλα ή σε συνδυασμό με αυτά. Όταν τα υποσυστήματα είναι αποσυνδεδεμένα, η αποτυχία ενός συστήματος πηγάζει από την ένωση των υποσυστημάτων, όπου η βλάβη του παρεπόμενου συστήματος προέρχεται από τη διασταύρωση των υποσυστημάτων. Στην παρούσα εργασία, τα υποσυστήματα θεωρούνται διακεκομμένα και η πιθανότητα αποτυχίας για ένα σύστημα σειράς P_{f_SS} και ενός παράλληλου συστήματος P_{f_PS} μπορεί να εκφραστεί ως:

$$\boldsymbol{P_{f\_SS} = P(E_1 \cup E_2 \cup \ldots \cup E_m)} \qquad \textbf{(24)}$$

$$\boldsymbol{P_{f\_PS} = P(E_1 \cap E_2 \cap \ldots \cap E_m)} \qquad \textbf{(25)}$$

όπου E_i αναφέρεται στην αποτυχία ενός υποσυστήματος (i=1,2,.....m).
Η πιθανότητα αποτυχίας μπορεί να επιλυθεί με διαφορετικές μεθόδους. Ωστόσο, είναι πολύ περίπλοκη η επίλυση με την άμεση εφαρμογή του τύπου (23). Η μέθοδος MonteCarlo, μια αριθμητική μέθοδος για την επίλυση μαθηματικών προβλημάτων με τυχαία δειγματοληψία, χρησιμοποιείται σήμερα ευρέως στην ανάλυση αξιοπιστίας.

Τα βήματα υπολογισμού είναι τα εξής:

1. Ανάλυση των πιθανών μοντέλων αστοχίας στο σύστημα
2. Παραγωγή μέσω υπολογιστή τυχαίων δειγμάτων για τυχαίες μεταβλητές σύμφωνα με γνωστή κατανομή. Υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας από αυτά τα τυχαία δείγματα, και υπολογισμός των n_i (αριθμός συμβάντων) και $n_{f,I}$ (αριθμός βλαβών), που παρατηρήθηκαν στο υποσύστημα (δεδομένου ότι ο συντελεστής ασφαλείας είναι μικρότερος από 1.0).
3. Υπολογισμός της συχνότητας του υποσυστήματος P_i και την πιθανότητα αστοχίας $P_{f,I}$

$$P_i = \frac{n_i}{N} \tag{26}$$

$$P_{f,i} = \frac{n_{f,i}}{N} \tag{27}$$

όπου N ο συνολικός αριθμός των προσομοιώσεων.

4. Τέλος, υπολογισμός της πιθανότητας αστοχίας του συστήματος $P_{f,\ sys.}$

$$P_{f,sys} = \frac{\sum n_{f,i}}{N} = \frac{N_F}{N} \tag{28}$$

όπου N_F ο συνολικός αριθμός αστοχιών.

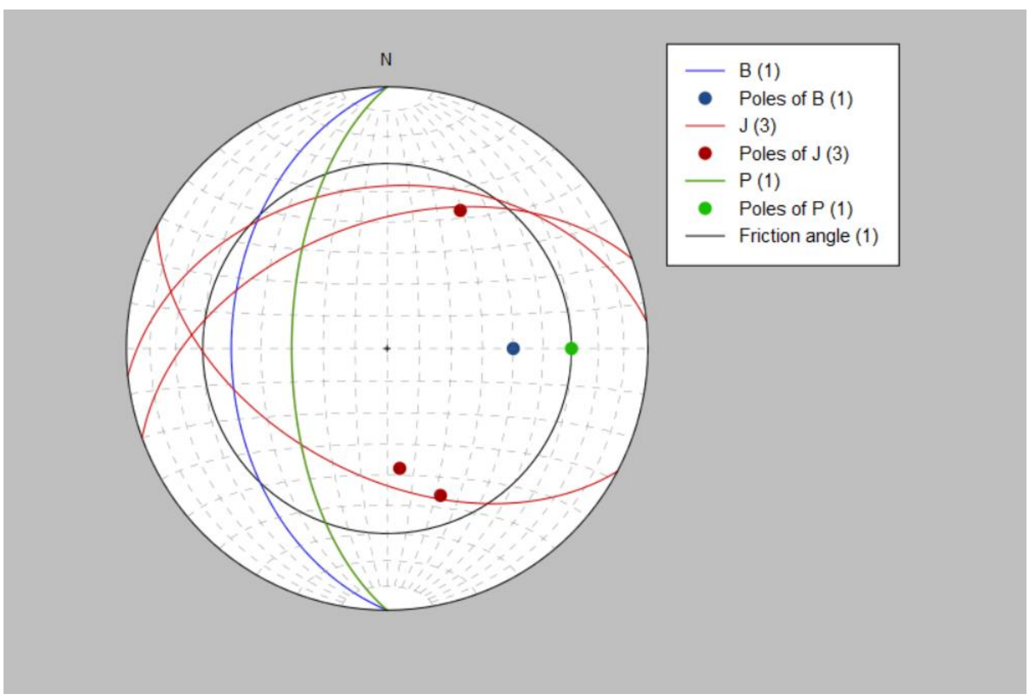
Κεφάλαιο 6ο : Παραδείγματα

1ο : Έστω ότι σε έναν οδικό άξονα σχεδιάζεται να εκσκαφθεί τεχνητό πρανές με κλίση 60ο και φορά κλίσης 270ο και γωνία εσωτερικής τριβής 25ο. Η λιθολογία της περιοχής είναι παχυστρωματώδης ψαμμίτης. Η βραχομάζα αποτελείται από 4 οικογένειες ασυνεχειών των οποίων τα χαρακτηριστικά φαίνονται στον **πίνακα 1**

Α/Α	ΕΙΔΟΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ	ΚΛΙΣΗ	ΦΟΡΑ ΒΥΘΙΣΗΣ	ΤΡΑΧΥΤΗΤΑ	ΑΠΟΣΑΘΡΩΣΗ
1	B	40	270	SL	MW
2	J	50	340	SL	MW
3	J	50	208	SL	MW
4	J	38	354	SL	MW

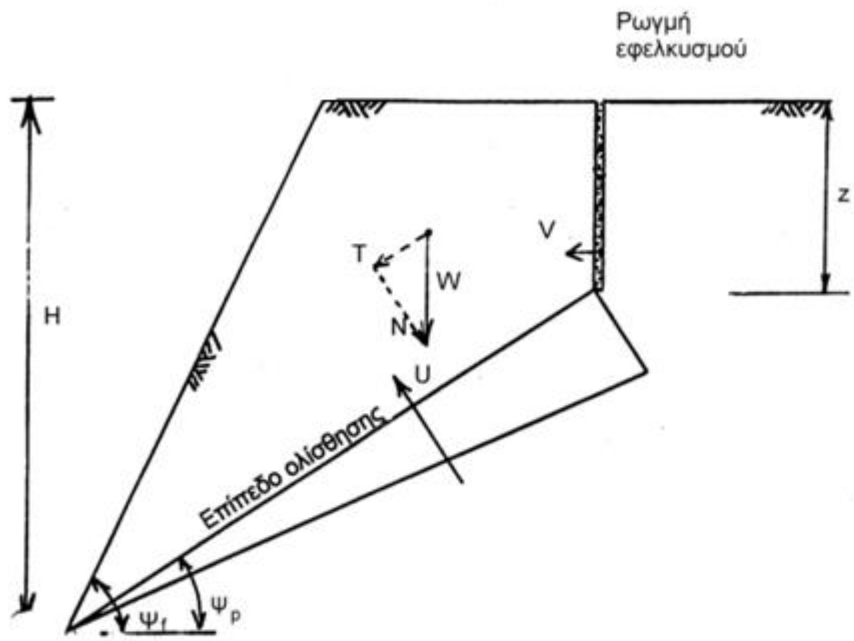
Πίνακας 1

Και στην συνέχεια παρουσιάζεται το στερεόγραμμα για το πρανές (P) και τις ασυνέχειες (B, J1, J2, J3) καθώς και η γωνία τριβής.



Σχήμα 16: Στερεόγραμμα που φτιάχτηκε με το πρόγραμμα InnStereo

Υπολογίζουμε τον συντελεστή ασφαλείας για το πρανές που θέλουμε να χτίσουμε (**Σχήμα 19**), όπου φαίνεται να υπάρχει και μία κατακόρυφη εφελκυστική ρωγμή πληρωμένη με νερό με βάθος **z= 2m** στην πίσω στέψη του πρανούς.



Σχήμα 19. Πρανές παραδείγματος 1ου

Τα στοιχεία που ξέρουμε είναι:

- H=6m
- Ψ_f= κλίση πρανούς = 60°
- Ψ_ρ= το επίπεδο ολίσθησης που εδώ είναι η στρώση με κλίση 20°
- Συνοχή c = 15 kPa
- Γωνία τριβής φ= 25°
- Ειδικό βάρος ψαμμίτη γ =25 KN/m^3
- Όγκος πρανούς V_π = 15 m^3
- Ειδικό βάρος νερού γ_w= ρ_w* g = 10 KN/m^3

Γνωρίζουμε λοιπόν ότι ο συντελεστής ασφαλείας βρίσκεται από τον τύπο:

$$F = \frac{c \cdot A + (W \cdot cos\psi_\rho - U - V \cdot sin\psi_\rho) \cdot tan\varphi}{V \cdot cos\psi_\rho + W \cdot sin\psi_\rho}$$

Και τα U και V από τους τύπους:

$$V = \frac{\gamma_w \cdot (Z_w)^2}{2}$$

$$U = \frac{\gamma_w \cdot A \cdot Z_w}{2}$$

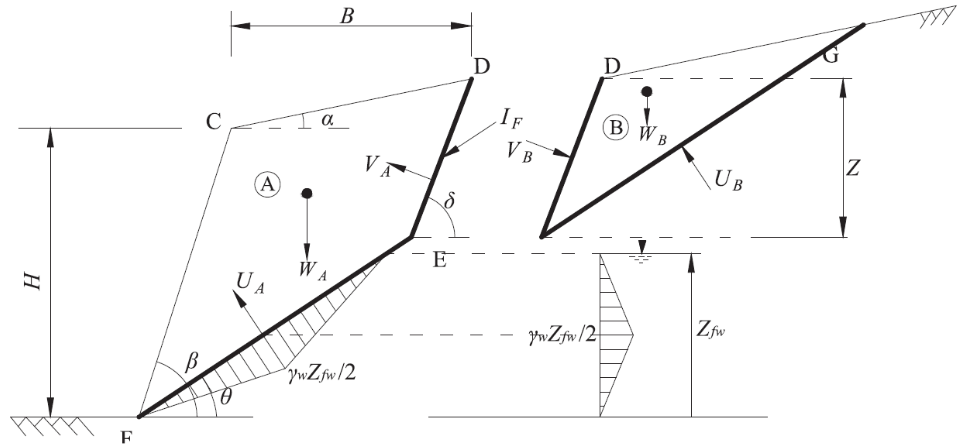
Και τέλος το A από:

$$A = \frac{H - Z}{sin\psi_\rho}$$

Από όλα αυτά μπορούμε να υπολογίσουμε ότι **V=20 KN/m, A=11,7 m** και **U=117 KN/m.**

Άρα τέλος **F=1,9** > 1 δηλαδή το πρανές είναι ευσταθές.

2^{o}



Σχήμα 20. Πρανές παραδείγματος $2^{ου}$

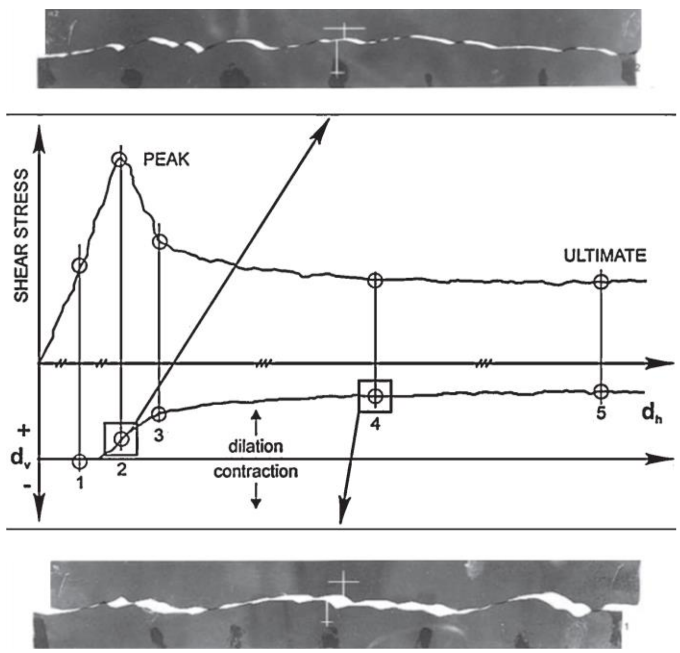
Έστω ότι στο πρανές (σώμα Α) του σχήματος 20, αλληλεπιδρά και το άνω τμήμα του πρανούς (σώμα Β). Σε αυτή την περίπτωση το σώμα Β ολισθαίνει λόγω αστάθειας και ασκεί δύναμη στο σώμα Α. Έτσι, η σταθερότητα του σώματος Α επηρεάζεται από το ολισθαίνων σώμα Β. Όπως αναφέρεται και στο **υποκεφάλαιο 4.3.2**, υποθέτουμε ότι υπάρχει μια δύναμη μεταξύ τους με μια αβέβαιη ένταση αλλά μια γνωστή κατεύθυνση. Η δύναμη υπολογίζεται με την παραδοχή ότι ο συντελεστής ασφαλείας του ολισθαίνοντος σώματος Β είναι ίσος με 1,0. Ωστόσο, ο συντελεστής ασφάλειας του ολισθαίνοντος σώματος Α, δεν προσδιορίζεται επακριβώς επειδή ο συντελεστής ασφαλείας του ολισθαίνοντος σώματος Β μπορεί να είναι μικρότερος από 1,0 όταν αυτό ολισθήσει.

Η μέση κατάσταση της τραχύτητας των επιφανειών στρώσης (σε μέγεθος κλίμακας εργαστηρίου) μπορεί να αποδοθεί από το παρακάτω προφίλ

Δηλαδή **JRC= 20**

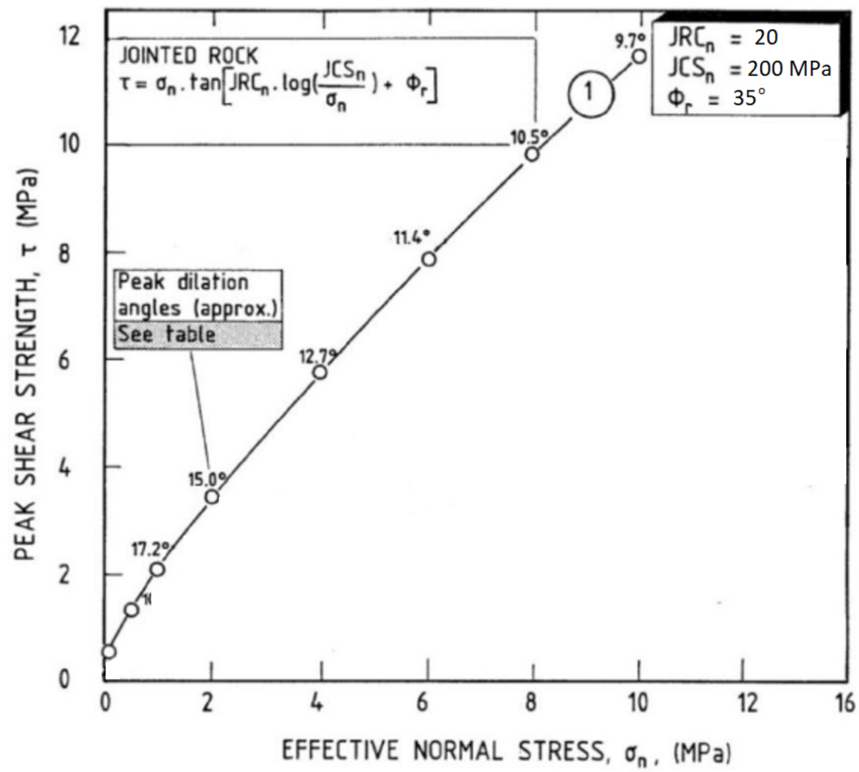
Και για τον έμμεσο προσδιορισμό της μέσης αντοχής σε μονοαξονική θλίψη των τοιχωμάτων των ασυνεχειών (JCS) χρησιμοποιήθηκε το σφυρί Schmidtτύπου L. Η τιμή **JCS** υπολογίστηκε σύμφωνα με το νομόγραμμα σε **200 MPa**.

Όπως φαίνεται από το στερεόγραμμα, η στρώση Β μπορεί να προκαλέσει επίπεδη ολίσθηση στο πρανές.
Άρα μπορούμε να σχεδιάσουμε την καμπύλη αντοχής (τ-σ_n) των ασυνεχειών σύμφωνα και με το κριτήριο αστοχίας Β-Β, αφού πρώτα έχουμε κάνει διόρθωση όπως φαίνεται στο **Σχήμα 17**



Σχήμα 17. Τα τεμαχισμένα κομμάτια των τραχιών ασυνεχειών κόβονται και διαστέλλονται καθώς ελέγχονται [4]

Στο **Σχήμα 18** φαίνεται η διορθωμένη μορφή κλίμακας-αποτελέσματος του μη γραμμικού κριτηρίου αποτυχίας σύμφωνα και με το **Σχήμα 17.** Οι γωνίες πάνω στο **σχήμα 18** είναι οι γωνίες διαστολής κατά την διόρθωση.



Σχήμα 18. Καμπύλη αντοχής ασυνεχειών [4]

Τα στοιχεία που γνωρίζουμε είναι:

- Ειδικό βάρος ψαμμίτη γ =25 KN/m^3
- Ειδικό βάρος νερού γ_w = 10 KN/ m^3
- Όγκος σώματος A = 25 m^3
- Όγκος σώματος B = 20 m^3
- H = 5 m
- β = 64^o
- θ = 35^o
- δ = 70^o
- γωνία εσωτερικής τριβής ϕ_r = 35^o
- Z_{Fw} = 2m
- Z = 2 m
- L_{EG} = 5 m
- L_{EF} = 5m

Επομένως υπολογίζουμε από:

$$\mathrm{V} = \frac{\gamma_{\mathrm{W}} \cdot (\mathrm{Z_W})^2}{2}, \quad \mathrm{U} = \frac{\gamma_{\mathrm{W}} \cdot \mathrm{A} \cdot \mathrm{Z_W}}{2} \quad \text{και} \quad \mathrm{A} = \frac{H - Z_W}{\sin\theta}$$

Τα **V_B = 0 , U_B = 0 m και A = 5,26 m**

Γιατί η στάθμη του υπόγειου ορίζοντα είναι πιο χαμηλά από το σώμα Β
Άρα υπολογίζουμε την δύναμη αλληλεπίδρασης:

$$\boldsymbol{I_{F\_1}} = [W_B sin\theta - V_B sin(\delta - \theta)] - [W_B cos\theta - U_B + V_B cos(\delta - \theta)] \cdot tan\left\{\varphi_r + JRClog_{10}\left[\frac{JCS}{\frac{W_B cos\theta - U_B + V_B cos(\delta - \theta)}{L_{EG}}}\right]\right\}$$

Και καταλήγουμε ότι **I_{F_1} = 22,87 KN**

Και στην συνέχεια υπολογίζουμε τα **V_A = 0**, **U_A = 52,6 KN/m** και **A = 5,26 m** τον συντελεστή ασφαλείας του σώματος Α σύμφωνα με την εξίσωση:

$$FS_A = \frac{[W_A cos\theta - U_A - V_A cos(\delta - \theta)] \cdot tan\left\{\varphi_r + JRClog_{10}\left[\frac{JCS}{\frac{W_A cos\theta - U_A - V_A cos(\delta - \theta)}{L_{EF}}}\right]\right\}}{W_A sin\theta + V_A sin(\delta - \theta) + I_{F\_1}}$$

Και καταλήγουμε ότι

FS_A = 1.08 δηλαδή έχουμε Οριακή Ισορροπία.

7ο : Συμπεράσματα

Η μελέτη της ευστάθειας πρανών είναι ιδιαίτερα σημαντική στην σημερινή εποχή λόγω της επέκτασης και ανάλυσης των οδικών δικτύων. Γι' αυτό το λόγο έχουν αναπτυχθεί διάφορες μέθοδοι, κριτήρια με βάση τις συνθήκες που έχουμε να αντιμετωπίσουμε κάθε φορά.

Στην παραπάνω εργασία αναφέρονται περιληπτικά τα δύο συνηθέστερα κριτήρια αστοχίας, Mohr-Coulomb και Hoek-Brown και στην συνέχεια αναλύεται το κριτήριο Barton-Bandis όπου και επιλύεται ένα παράδειγμα.

Από την επίλυση του παραδείγματος 2, συμπεραίνεται ότι είναι δυνατή η θεώρηση της αλληλεπίδρασης μεταξύ δύο γειτονικών σωμάτων ενός πρανούς χρησιμοποιώντας την υπολειπόμενη δύναμη του ενός σώματος. Λαμβάνεται υπόψιν ότι η επίλυση έγινε θεωρώντας ότι υπάρχει εφελκυστική ρωγμή με ή και χωρίς νερό.

Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για την επίλυση και επηρεάζουν την σταθερότητα του πρανούς είναι η στάθμη υπογείων υδάτων, η γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ_r), ο συντελεστής τραχύτητας των ασυνεχειών (JRC) και τέλος η θλιπτική αντοχή των τοιχωμάτων της ασυνέχειας (JCS). Θα πρέπει να τονιστεί πως όταν υπάρχει αβεβαιότητα των παραπάνω παραμέτρων, ο δείκτης αξιοπιστίας μειώνεται σημαντικά και πρέπει να διενεργείται περαιτέρω ανάλυση.

Βιβλιογραφία

1. Rocscience .Planar sliding stability analysis for rock slopes (RocPlane):verification manual. Geomechanics Software and Research. Toronto, Ontario, Canada: Rocscience Inc.; 2003.
2. Duncan, J.M. Wright, S.G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley and Sons.
3. *Int. J. Rock Mech. Min. $ci. & Geomech. Abstr.* VoL 13, pp. 255-279. Pergamon Press 1976. Printed in Great Britain
4. Reliability analysis. Oskar Larsson
5. Nick Barton & Associates, Oslo, Norway, « Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions», 2 October 2012.
6. Comprehensive rock engineering: Principles, practice and projects/ editor-in-chief, John A. Hudson. – 1st ed.
7. System reliability analysis of plane slide rock slope using Barton-Bandis failure criterion. Lian-heng Zhao [a,b,n], ShiZuo [a], LiangLi [a], Yu-liangLin [a,nn], Ying-binZhang [c,d], International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 88(2016)1–11.
8. Marinos, P., and Hoek, E. (2000), "GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation", In: Proceedings of the GeoEng2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, pp. 1422-1446. Lancaster: Technomic publishers.
9. https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/mohr-coulomb-failure
10. Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum B. (2002), "Hoek-Brown failure criterion". In: Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada: NARMSTAC, Toronto, Canada, 2002, Vol. 1, pp. 267-273.
11. Fundamental of Rock Joint Deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 20, No. 6, pp. 249-268, 1983.
12. Tarun Kumar Raghuvanshi, "Plane failure in rock slopes – A review on stability analysis techniques". Journal of King Saud University – Science,
January 2019

13. Li DQ,JiangSH,ChenYF,ZhouCB.Systemreliabilityanalysisofrockslopestabilityinvolvingcorrelatedfailuremodes. KSCE JCivEng. 2011;15(8):1349–1359.

14. Jimenez-RodriguezR,SitarN,ChacónJ.Systemreliabilityapproachtorockslopestability. Int JRockMechMinSci. 2006;43(6):847–859.

15. J Zhao, “Applicability of Mohr–Coulomb and Hoek–Brown strength criteria to the dynamic strength of brittle rock”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, October 2000.

16. Nilo Cesar Consoli, Ph.D.; Lucas Festugato; Bernardo Scapini Consoli; and Luizmar da Silva Lopes Jr., “Assessing Failure Envelopes of Soil–Fly Ash–Lime Blends”, volume 27 Issue 5, May 2015

17. Barton - Bandis Parameters, Joint roughness coefficient JRC