ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΧΩΜΑΤΙΝΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΛΟΓΩ ΑΠΟΤΟΜΗΣ ΤΑΠΕΙΝΩΣΗΣ ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΤΟΥ ΤΑΜΙΕΥΤΗΡΑ

ΚΟΥΤΣΗ ΔΗΜΗΤΡΑ

ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

Καθηγητής Ζ.ΑΓΙΟΥΤΑΝΤΗΣ (Επιβλέπων)

Λέκτορας Ε.ΣΤΕΙΑΚΑΚΗΣ

Καθηγητής Γ.ΕΞΑΔΑΚΤΥΛΟΣ

ΧΑΝΙΑ, ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2010

αφιερώνεται

στον πατέρα μου Χρήστο και

στην μητέρα μου Θεοδώρα

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΧΩΜΑΤΙΝΩΝ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΛΟΓΩ ΑΠΟΤΟΜΗΣ ΤΑΠΕΙΝΩΣΗΣ ΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΤΟΥ ΤΑΜΙΕΥΤΗΡΑ

ΚΟΥΤΣΗ ΔΗΜΗΤΡΑ

ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

Καθηγητής Ζ.ΑΓΙΟΥΤΑΝΤΗΣ (Επιβλέπων)

Λέκτορας Ε.ΣΤΕΙΑΚΑΚΗΣ

Καθηγητής Γ.ΕΞΑΔΑΚΤΥΛΟΣ

ΧΑΝΙΑ, ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2010

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει θέμα «**Παραμετρική διερεύνηση ευστάθειας χωμάτινων φραγμάτων λόγω απότομης ταπείνωσης της στάθμης του ταμιευτήρα**».

Σκοπός της εργασίας αυτής είναι ο αναλυτικός υπολογισμός της επίδρασης της απότομης ταπείνωσης της στάθμης του ταμιευτήρα ενός φράγματος στην ευστάθεια του σώματος του φράγματος.

Για την μελέτη του προβλήματος αυτού, σχεδιάστηκε παραμετρική διερεύνηση της ευστάθειας ενός χωμάτινου φράγματος με αργιλικό πυρήνα για διάφορα σενάρια ταπείνωσης, καθώς και για διαφορετικές ιδιότητες των γεωυλικών όπως διαπερατότητα, συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής.

Η μοντελοποίηση πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού πακέτου Geostudio 2004 και τα προγράμματα SLOPE/W και SEEP/W.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Για την πραγματοποίηση της Διπλωματικής αυτής εργασίας σημαντική βοήθεια αποτέλεσε η συνεργασία πολλών στελεχών του Διδακτικού Προσωπικού του Ιδρύματος καθώς και η αμέριστη συμπαράσταση φιλικών και συγγενικών προσώπων τα οποία θα ήθελα να ευχαριστήσω .

Τον κ. Ζαχαρία Αγιουτάντη, Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης και επιβλέποντα της παρούσας εργασίας τόσο για την ανάθεση του θέματος, την συνεχή βοήθεια και γνώσεις που μου προσέφερε, την εμπιστοσύνη που μου έδειξε, όσο και την άψογη συνεργασία μας και αξιολόγηση της εργασίας μου.

Τον Λέκτορα του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Στειακάκη Εμμανουήλ υπεύθυνο του εργαστηρίου Εφαρμοσμένης Γεωλογίας για την βοήθεια στην παροχή του απαραίτητου προγράμματος και την χρήση του ηλεκτρονικού υπολογιστή καθώς και συνεχή βοήθεια και υποστήριξη του.

Τον Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Εξαδάκτυλο Γεώργιο για την συμμετοχή του στην εξεταστική μου επιτροπή και την αξιολόγηση της εργασίας μου.

Τον επιστημονικό συνεργάτη του εργαστηρίου της Εφαρμοσμένης Γεωλογίας του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Βαβαδάκη Διονύσιο για την πολύπλευρη και συνεχή βοήθεια του σε κάθε πρόβλημα.

Τον υποψήφιο Διδάκτορα κ. Γαμβρούδη Χρήστο για την βοήθεια του σε θέματα λογισμικού.

Τον Μεταλλειολόγο–Πολιτικό Μηχανικό ΕΜΠ υπεύθυνο επίβλεψης στα έργα της ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΑΕ κ. Μαυρίδη Γεώργιο για την βοήθεια του με την παροχή στοιχείων χρήσιμα για την εκπόνηση της εργασίας μου.

Τον συμφοιτητή μου κ. Παπαχρήστο Ευθύμιο για την υποστήριξη του σε θέματα πληροφορικής.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τους αγαπημένους φίλους μου, Καντσού Εύη, Στάθη Μυρτώ, Καρυιστινού Ιωάννα και Μελισσάρη Βασίλη για την ψυχολογική υποστήριξη τους κατά την εκπόνηση της εργασίας μου, αλλά και για την υποστήριξη της απόφασης μου να συνεχίσω τις σπουδές μου και να εκπληρώσω το όνειρο που είχα από το σχολείο. Όλα είναι πιο εύκολα όταν τα μοιράζεσαι.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου Χρήστο και Θεοδώρα για την αμέριστη βοήθεια και συμπαράσταση τους κατά την διάρκεια της φοίτησης μου στο Πολυτεχνείο της Κρήτης όλα αυτά τα χρόνια. Είναι πάντα ένας λόγος που θέλω να προσπαθώ.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ* 1** : ***ΕΙΣΑΓΩΓΗ 1
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2*: *ΦΡΑΓΜΑΤΑ……..……..…… 3
2.1 Ιστορική Αναδρομή..... 3
2.2 Ορισμός –Σκοπιμότητα Κατασκευής Φραγμάτων……..... 4
2.3 Είδη -Κατηγορίες Φραγμάτων 5
2.4 Βοηθητικά / Συμπληρωματικά έργα στα Φράγματα ……..…… 6
2.4.1 Εύκαμπτα Φράγματα…….… 6
2.4.2 Άκαμπτα Φράγματα ……... 9
2.4.3 Άκαμπτα τμήματα μικτών Φραγμάτων ……..…….…….. 12
2.5 Συμπληρωματικά έργα Φραγμάτων 12
2.5.1 Φράγματα Παροχετεύσεων..... 13
2.5.2 Υπερχειλιστές…… 15
2.5.3 Υδροληψία… ……..…… 15
2.5.5 Θυροφράγματα ……..... 17
2.5.5 Εκκενωτές ……...…… 16
2.5.6 Πρόφραγμα ……. 18
2.5.7 Σήραγγα Εκτροπής…….. 19
2.5.8 Υδροηλεκτρικός σταθμός ……..……..… 19
2.5.9 Αγωγός Προσαγωγής …… 19
2.5.10 Σήραγγα ή διώρυγα διαφυγής …… 19
2.5.11 Πηγάδι εκτόνωσης ……. 19
2.6 Κριτήρια Επιλογής θέσης Φραγμάτων..... 20
2.7 Βασικές προϋποθέσεις για την σωστή Θεμελίωση και Λειτουργία των Φραγμάτων από Γεωτεχνικής πλευράς..……..... 22
2.8 Ιδιαίτερες απαιτήσεις Φραγμάτων ……..... 25
2.8.1 Αναλυτική περιγραφή απαιτήσεων των φραγμάτων……..... 25
2.8.2 Άκαμπτα Φράγματα ……... 26
2.9 Κίνδυνοι αστοχίας των φραγμάτων ……..…..…… 28

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ ***29***
3.1 Εισαγωγή ……..... 29
3.2 Ιστορική αναδρομή 30
3.3 Ταξινόμηση αστοχιών πρανών..... 31
3.4 Ανάλυση της ευστάθειας πρανών 32
3.5 Μέθοδοι οριακής ισορροπίας …..... 34
3.5.1 Κλασσικές απλοποιητικές προσεγγίσεις 35
3.5.2 Μέθοδος των λωρίδων……..... 39
3.6 Μέθοδος οριακής ανάλυσης ……..... 46
3.7 Αριθμητικοί μέθοδοι – Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων..... 47
3.8 Παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια των πρανών…..... 49

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ***53***
4.1.Γενικά……..... 53
4.2 Αρχές διερεύνησης του προβλήματος……..... 54

4.3 Σχεδιασμός της παραμετρικής διερεύνησης……..... 55
4.4Αναλυτική περιγραφή ανάλυσης ενός σεναρίου..... 58
4.4.1 Υπολογισμός σταθερής κατάστασης ροής..... 58
4.4.2 Υπολογισμός μεταβαλλόμενης κατάστασης ροής ……..... 61
4.5 Αποτελέσματα παραμετρικής διερεύνησης..... 62

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ..... *70*

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ *72*

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το ανάγλυφο της γήινης επιφάνειας παρουσιάζει ποικίλα τοπογραφικά χαρακτηριστικά όχι μόνο λόγω της διαδικασίας διάβρωσης των πετρωμάτων και ενός πλήθους άλλων παραγόντων, αλλά και λόγω του ότι η διατμητική αντοχή των εδαφών και των πετρωμάτων υπερβαίνει τις διατμητικές τάσεις που επιβάλλονται λόγω βαρύτητας ή φόρτισης σε αυτά .

Υπάρχουν δύο μεγάλες κατηγορίες εδαφικών πρανών, τα φυσικά και τα τεχνητά. Τα φυσικά πρανή εμφανίζονται στη φύση με την μορφή μιας κεκλιμένης εδαφικής μάζας η οποία είναι συνήθως κάποια πλαγιά λόφου ή όχθη ποταμού ή λίμνης.

Τα τεχνητά πρανή δημιουργούνται από ανθρώπινες δραστηριότητες και προέρχονται συνήθως είτε από εκσκαφές, είτε από επιχωματώσεις. Η ευστάθεια των εδαφικών πρανών αποτελεί ένα πρόβλημα που απασχολεί τους εδαφομηχανικούς εδώ και δεκάδες χρόνια.

Η εργασία αυτή μελετά σε βάθος ένα συγκεκριμένο πρόβλημα που σχετίζεται με την ευστάθεια των πρανών. Σκοπός της είναι ο αναλυτικός υπολογισμός της επίδρασης της απότομης ταπείνωσης της επιφάνειας του ταμιευτήρα ενός φράγματος στην ευστάθεια του ίδιου του φράγματος. Για την μελέτη του προβλήματος αυτού, σχεδιάστηκε παραμετρική διερεύνηση της ευστάθειας ενός τυπικού φράγματος για διάφορα σενάρια ταπείνωσης, καθώς και για διαφορετικές ιδιότητες των γεωυλικών όπως διαπερατότητα, συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής. Η μοντελοποίηση πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού πακέτου Geostudio 2004 και τα προγράμματα SLOPE/W και SEEP/W τα οποία επιλύουν γεωτεχνικά προβλήματα ευστάθειας πρανών.

Στη συνέχεια περιγράφεται η διάρθρωση της εργασίας.

Στο κεφάλαιο 2 γίνεται μία σύντομη αναδρομή στην ιστορική εξέλιξη της πορείας των φραγμάτων, και περιγράφονται όλα τα βασικά χαρακτηριστικά και είδη τους, καθώς και όλα τα απαραίτητα συνοδευτικά έργα για την ασφαλή λειτουργία τους.

Στο κεφάλαιο 3 γίνεται μία αναφορά στο πρόβλημα της ευστάθεια των πρανών και μία ιστορική αναδρομή όσο αφορά την αντιμετώπιση του προβλήματος της ευστάθειας. Περιγράφονται οι τύποι αστοχίας πρανών καθώς και οι παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια. Στο ίδιο κεφάλαιο εξετάζεται η εγκυρότητα έκφρασης της ευστάθειας ενός εδαφικού πρανούς μέσω ενός συντελεστή ασφάλειας που προκύπτει από την εφαρμογή των διαφόρων μεθόδων υπολογισμού της ευστάθειας ενός πρανούς (Janbu, Ordinary, Bishop).

Τέλος αναφέρεται εν συντομία η διαδικασία ανάλυσης της ευστάθειας η οποία καθορίζει κάτω από ποιες συνθήκες ένα συγκεκριμένο πρανές θα μείνει σταθερό .

Στο κεφάλαιο 4 γίνεται μία σύντομη περιγραφή της λειτουργίας των προγραμμάτων SLOPE/W και SEEP/W του Geostudio 2004, καθώς και όλη η διαδικασία για την αναλυτική επίλυση του προβλήματος όπως πραγματοποιήθηκε με βάση τα δύο αναφερόμενα προγράμματα. Τέλος παρατίθεται ο πίνακας με τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα του συντελεστή ευστάθειας .

Στο κεφάλαιο 5 της εργασίας αυτής, αναφέρονται τα συμπεράσματα και κάποιες παρατηρήσεις που έγιναν κατά την επίλυση των εναλλακτικών περιπτώσεων του εδαφικού προτύπου με την χρήση του λογισμικού Geostudio 2004.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή αφ΄ενός της εξέλιξης των φραγμάτων από τα αρχαία χρόνια έως σήμερα, αφ ετέρου της σκοπιμότητας κατασκευής των. Αναφέρονται επίσης οι κατηγορίες τους και εξετάζονται τα βασικά χαρακτηριστικά τους, και όλα τα απαραίτητα συνοδευτικά έργα που απαιτούνται προκειμένου να εκπληρωθούν οι σκοποί κατασκευής τους.

2.1 Ιστορική Αναδρομή

Ο άνθρωπος, από την αρχαιότητα προσπάθησε να δαμάσει το νερό για να εξυπηρετήσει τους σκοπούς και τις ανάγκες του. Αναμφισβήτητα, η υδρολογία αποτελεί ιστορικά μία από τις παλαιότερες εφαρμογές των επιστημών προς όφελος του ανθρώπου.

Ήδη, από τη 2^{η} π.χ. χιλιετία, τα έργα ύδρευσης γνώρισαν μεγάλη ακμή σε χώρες όπως η Αίγυπτος, η Κίνα, η Μεσοποταμία και η Κρήτη. Ακόμα και εκτροπές ποταμών είναι γνωστές από τους αρχαίους μύθους. Ένα από τα βασικότερα έργα για την εκμετάλλευση του πολύτιμου αυτού αγαθού, είναι τα φράγματα.

Τα φράγματα είναι από τα πρώτα τεχνικά επιτεύγματα του ανθρώπου, αφού οι πρώτες κατασκευές ανάγονται στα προϊστορικά χρόνια. Από τα παλιότερα φράγματα, αναφέρονται εκείνο του ποταμού Ιορδάνη και του Τίγρη.

Στα 4.000 π.χ., κατασκευάστηκε φράγμα στον ποταμό Νείλο της Αιγύπτου, το οποίο διατηρήθηκε περίπου 4.500 χρόνια. Στα νεότερα χρόνια, σπουδαίο θεωρήθηκε το φράγμα Puentes στην Ισπανία, που κατασκευάστηκε το 1753 και καταστράφηκε το 1891.

Στην Ελλάδα, το πρώτο φράγμα κατασκευάστηκε στην αρχαία Αλυζία (μεταξύ 1^{ου} και 5^{ου} π.χ. αιώνα). Το πρώτο σύγχρονο φράγμα ήταν του Μαραθώνα, το οποίο κα-

τασκευάστηκε από την ΕΥΔΑΠ το 1931. Επίσης, το πρώτο φράγμα που κατασκευάστηκε από τη ΔΕΗ, ήταν εκείνο Λούρου, το 1954.

Το Υπουργείο Γεωργίας άρχισε να ενδιαφέρεται για την κατασκευή φραγμάτων στη χώρα μας από τα μέσα της δεκαετίας του ’60. Ορισμένα φράγματα επίσης κατασκευάστηκαν και από το ΥΠΕΧΩΔΕ.

Σήμερα στην χώρα μας υπάρχουν Δημόσιοι αλλά και ιδιωτικοί φορείς που έχουν γνώση και εμπειρία στην κατασκευή παρομοίων έργων, και έχουν συμβάλει θετικά στην ανάπτυξη της χώρας.

2.2 Ορισμός – Σκοπιμότητα Κατασκευής Φραγμάτων

Με τον όρο φράγμα εννοείται το Τεχνικό Έργο που κατασκευάζεται στην κοίτη ενός φυσικού υδατορεύματος (ποτάμι) με το οποίο εμποδίζοντας την ροή του νερού, πετυχαίνεται η ανύψωση της στάθμης του, μαζί ή δίχως σύγχρονη αποθήκευση νερού, με στόχο την επιτυχία ενός ή περισσοτέρων από τους παρακάτω σκοπούς (Στειακάκης, 2005, Λιακόπουλος, 1981):

- την αποθήκευση ύδατος
- την πρόληψη πλημμυρών και την προστασία γενικά του περιβάλλοντος

από την διαβρωτική ενέργεια των χειμάρρων και ποταμών

- την παραγωγή υδροηλεκτρικής ενέργειας
- την άρδευση καλλιεργούμενων εδαφών
- την ύδρευση αστικών και γεωργικών περιοχών
- την ρύθμιση παροχής φυσικών ρευμάτων (ποταμιών)
- διαμόρφωση ποταμών για την κατασκευή πλωτών διωρύγων.

Η έκταση της γης στην οποία αποθηκεύεται το νερό και βρίσκεται στα ανάντη του φράγματος, ονομάζεται ταμιευτήρας.

Στις περισσότερες περιπτώσεις τα φράγματα πρέπει να μελετούνται για να εξυπηρετούν συγχρόνως περισσότερους από ένα από τους παραπάνω σκοπούς, οπότε και λέγονται και φράγματα πολλαπλής σκοπιμότητας.

2.3 Είδη – Κατηγορίες Φραγμάτων

Τα φράγματα χωρίζονται σε κατηγορίες ανάλογα κυρίως με την χρησιμότητα, το γεωμετρικό σχήμα και τον τρόπο κατασκευής τους, και δευτερεύοντος ανάλογα και με το ύψος τους (Λιακόπουλος, 1981):

1). Ανάλογα με την με την ***χρησιμότητά*** τους τα φράγματα διακρίνονται σε:

- αντιπλημμυρικά φράγματα
- φράγματα εκτροπής
- αρδευτικά φράγματα
- ρυθμιστικά φράγματα

2) Ανάλογα με τα ***υλικά την γεωμετρία και τον τρόπο κατασκευής*** των φραγμάτων διακρίνονται σε εύκαμπτα και άκαμπτα φράγματα ως εξής:

α) χωμάτινα φράγματα με ή χωρίς πυρήνα (εύκαμπτα)

β) φράγματα λιθόρριπτα (εύκαμπτα) από γαιώδη υλικά

γ) φράγματα από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία (άκαμπτα) που διακρίνονται σε:

- φράγματα βαρύτητας
- τοξωτά φράγματα
- αντηριδωτά φράγματα

δ) μικτά φράγματα δηλαδή συνδυασμός δηλαδή των παραπάνω.

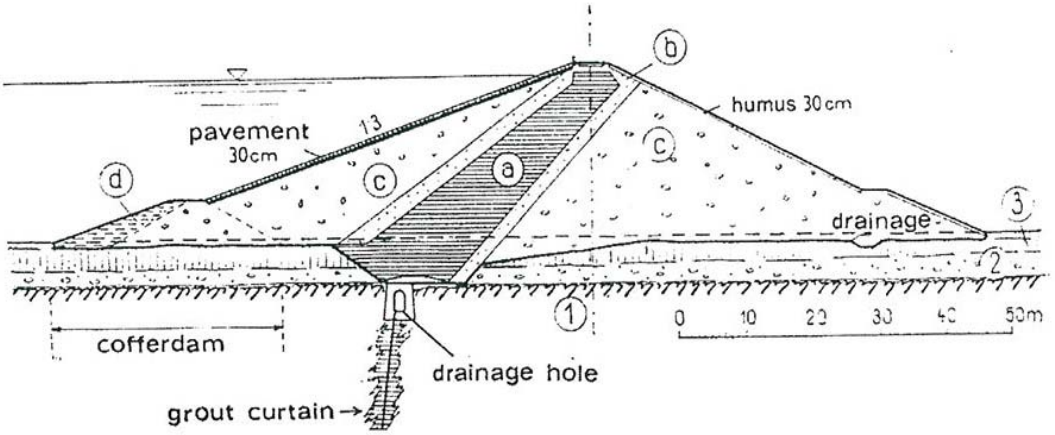
3) Τέλος ανάλογα ***με το ύψος*** τους διακρίνονται στα χαμηλά φράγματα έως ύψος 15 μέτρων, μεσαία έως ύψος 50 μέτρα, και μεγάλα με ύψος μεγαλύτερο από 50 μέτρα.

2.4. Αναλυτική Περιγραφή Φραγμάτων

2.4.1 Εύκαμπτα Φράγματα

Χωμάτινα Φράγματα

Τα χωμάτινα φράγματα κατασκευάζονται από γαιώδη υλικά. Στο κέντρο του σώματος του φράγματος κατασκευάζεται συνήθως ο πρακτικά αδιαπέρατος πυρήνας από αργιλικό υλικό και ακολουθούν οι εξωτερικές ζώνες που εξασφαλίζουν την ευστάθεια του φράγματος (σχήμα 2.1), (Στειακάκης, 2005).



Σχήμα 2.1*: Χωμάτινο ανομοιογενές (ζωνώδες) φράγμα θεμελιωμένο σε αδιαπέρατο υπόβαθρο (Zaruba and Mencl, 1982)*

Μεταξύ του πυρήνα και των εξωτερικών ζωνών παρεμβάλλονται μεταβατικές ζώνες από διαβαθμισμένο υλικό, για την προστασία του πυρήνα. Διαμορφώνεται έτσι μια ζωνώδης διάταξη διαβαθμισμένων υλικών.

Στο κατάντη του σώματος του φράγματος (εξωτερική πλευρά) κατασκευάζονται στραγγιστήρια για την αποτροπή φαινομένων διάβρωσης που θα μπορούσαν να α-

ναπτυχθούν στο σώμα του φράγματος, στο έδαφος θεμελίωσης, ή ακόμη και κατά μήκος έδρασης του φράγματος.

Για την προστασία του σώματος του φράγματος από την διάβρωση των κυμάτων, τοποθετείται στο ανάντη πρανές λιθορριπή προστασίας από ευμεγέθη τεμάχια βράχων (rip –rap) ή ασφαλιστική επίστρωση. Το κατάντη πρανές προστατεύεται επίσης με τον προαναφερόμενο τρόπο, ενώ ορισμένες φορές καλύπτεται με βλάστηση.

Ο Λιακόπουλος (1981) αναφέρει ότι τα μεγάλα πλεονεκτήματα των χωμάτινων φραγμάτων σε σχέση με τα φράγματα βαρύτητας ή τα τοξωτά φράγματα είναι τα έξης:

- δεν απαιτούν βραχώδες έδαφος θεμελιώσεως
- είναι λιγότερο ευαίσθητα σε ανομοιόμορφες καθιζήσεις
- είναι λιγότερο ευαίσθητα σε σεισμικές επιβαρύνσεις
- είναι πιο οικονομικά

Σε περίπτωση υδρεύσεως του χωμάτινου φράγματος σε διαπερατό έδαφος θεμελιώσεως χρειάζεται η κατασκευή ενός διαφράγματος (παραπετάσματος) για να ανακόπτεται, η υπόγεια ροή του νερού. Το διάφραγμα δημιουργείται είτε με ενέσεις (τσιμεντοκονίαμα,κλπ) είτε με εκσκαφή και γέμισμα με αδιαπέρατο υλικό για επίτευξη στεγανότητας.

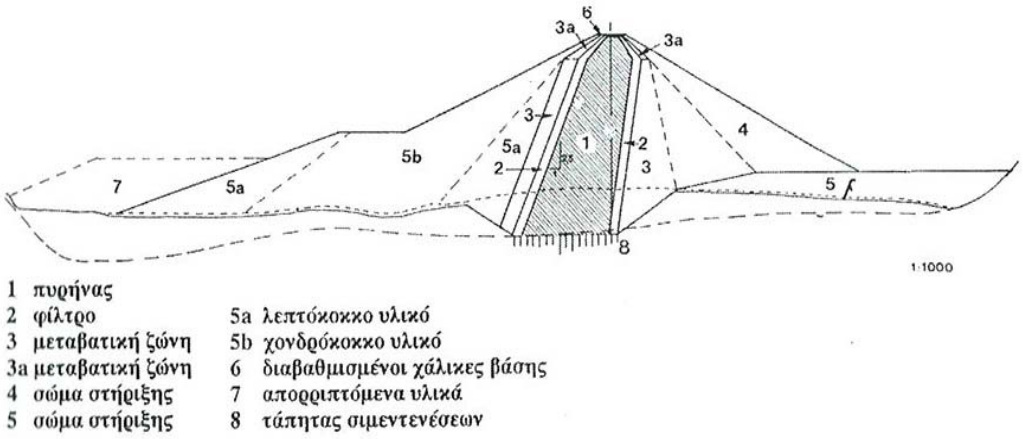
Ο έλεγχος της **ευστάθειας ενός χωμάτινου φράγματος** συνίσταται στους εξής επιμέρους έλεγχους και υπολογισμούς (Λιακόπουλος, 1981):

- έλεγχος ***ευστάθειας των πρανών*** ως προς ολίσθηση
- έλεγχος αντοχής του εδάφους εδράσεως του φράγματος
- υπολογισμός της καθιζήσεως του φράγματος που
- αναμένεται να συμβεί λόγω συμπυκνώσεως του σώματος του φράγματος και του υπεδάφους.

Ο πιο σημαντικός έλεγχος είναι αυτός της ευστάθειας των πρανών που γίνεται στα δυο πρανή για όλες τις δυσμενείς περιπτώσεις λειτουργίας σε περίπτωση τεχνητής λίμνης που είναι για μεν το ανάντη πρανές η περίπτωση της γεμάτης λίμνης, και η περίπτωση της απότομης υποβίβασης της στάθμης νερού, για δε το κατάντη πρανές η περίπτωση της γεμάτης λίμνης, και η περίπτωση αμέσως μετά την κατασκευή του φράγματος.

Λιθόρριπτα Φράγματα

Το κύριο σώμα στην περίπτωση αυτή αποτελείται από χονδροκλαστικά υλικά ποτάμιας προέλευσης ή από βραχώδη υλικά δανειοθαλάμων (νταμάρια) (σχήμα. 2.2).



***Σχήμα 2.2**: Λιθόρικτο φράγμα Σφηκιάς με κεντρικό αργιλικό πυρήνα (Βαλαλάς, 1984)*

Για την κατασκευή των φραγμάτων αυτών συνήθως δεν απαιτείται ζωνώδης διάταξη διαβαθμισμένων υλικών. Η στεγανότητα τους εξασφαλίζεται με την κατασκευή στεγανού αργιλικού πυρήνα στο κέντρο του σώματος του φράγματος ή με την κατασκευή πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα ή ασφαλτικό τάπητα στην ανάντη (εσωτερική) πλευρά του σώματος του φράγματος.

Ο Λιακόπουλος (1981) αναφέρει ότι μεταξύ της λιθορριπής και του αδιαπέρατου πυρήνα είναι απαραίτητο να παρεμβληθούν φίλτρα δηλαδή μεταβατικές ζώνες που έχουν ενδιάμεση κοκκομετρική σύσταση.

Τα φράγματα από λιθορριπή ενδείκνυνται σε δυσπρόσιτες βραχώδεις περιοχές όπου η μεταφορά χώματος είναι δύσκολη. Απαιτούν έδαφος θεμελιώσεως (εδράσεως) μεγαλύτερη αντοχή από ότι τα χωμάτινα φράγματα αλλά με μικρότερη αντοχή από ότι τα φράγματα βαρύτητας.

Σε περίπτωση που το έδαφος δεν είναι βραχώδες πρέπει να κατασκευάζεται διάφραγμα (παραπέτασμα με τσιμεντώσεις) για την ανακοπή της ροής του υπόγειου νερού.

2.4.2 Άκαμπτα Φράγματα

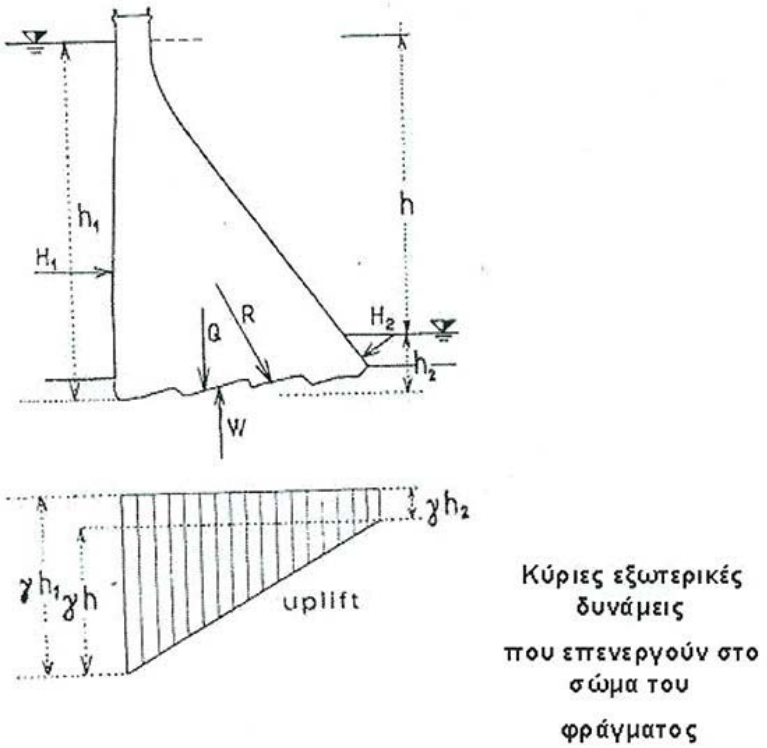
Τα άκαμπτα φράγματα περιλαμβάνουν τα φράγματα βαρύτητας, τα τοξωτά, τα αντηριδωτά, και τα άκαμπτα τμήματα των μικτών φραγμάτων (Στειακάκης, 2005).

Φράγματα Βαρύτητας

Τα φράγματα βαρύτητας κατασκευάζονται από σκυρόδεμα και έτσι αντιστέκονται στις υδροστατικές πιέσεις και τα υδραυλικά φορτία με το βάρος τους. Έχουν το πλεονέκτημα ότι το κέντρο βάρους τους είναι χαμηλά και αντέχουν έτσι σε ολίσθηση και ανατροπή (σχήμα 2.3), (Στειακάκης 2005).

Ο Λιακόπουλος (1981) αναφέρει ότι τα φράγματα βαρύτητας είναι πολύ διαδομένα γιατί έχουν περιορισμένη ανάγκη συντηρήσεως και αποτελούν την καλύτερη λύση στις περιπτώσεις όπου το νερό υπερχειλίζει πάνω από το φράγμα.

Το μειονέκτημά τους είναι ότι απαιτούν έδαφος θεμελιώσεως με σημαντική αντοχή. Τα φράγματα βαρύτητας έχουν συνήθως κάτοψη ευθύγραμμη και μερικές φορές καμπύλη κάτοψη όταν τα αντερείσματα παρουσιάζουν επαρκή αντοχή ώστε να μπορούν να παραλάβουν οριζόντιες ωθήσεις.



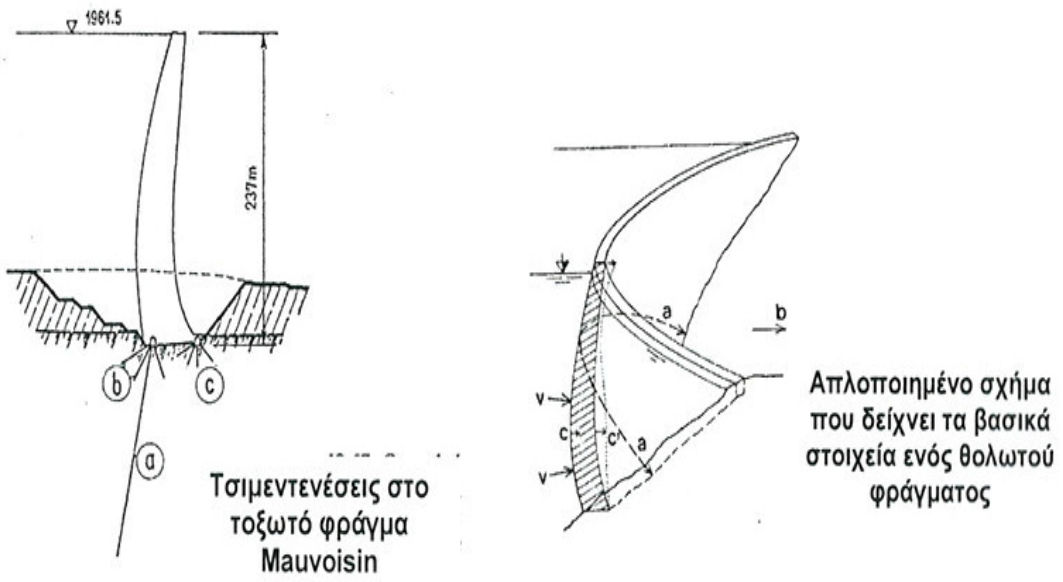
***Σχήμα 2.3**: Φράγμα Βαρύτητας (Zaruba and Mencl, 1982)*

Σ' αυτή την περίπτωση το φράγμα λειτουργεί μερικά και σαν τοξωτός φορέας που όμως δεν παίρνεται υπόψη και έτσι αποτελεί πρόσθετο συντελεστή ασφάλειας.

Τοξωτά φράγματα

Τα τοξωτά φράγματα είναι επίσης κατασκευασμένα από σκυρόδεμα και έχουν την μορφή τόξου ή θόλου (κέλυφος). Οι υδροστατικές πιέσεις του νερού μεταβιβάζονται με την δράση του τόξου στα αντερείσματα (ακροβάθρα). (σχήμα 2.4)

Ο Λιακόπουλος (1981) αναφέρει ότι τα τοξωτά φράγματα κατασκευάζονται σε στενές και βαθιές χαράδρες οπού τα αντερείσματα αποτελούνται από βράχο μεγάλης αντοχής που μπορεί να παραλαμβάνει τις ωθήσεις που μεταφέρονται στον βράχο.



Σχήμα. 2.4: *Τοξωτό Φράγμα (Zaruba and Mencl, 1982)*

Τα τοξωτά φράγματα διακρίνονται σε δυο βασικές κατηγορίες.

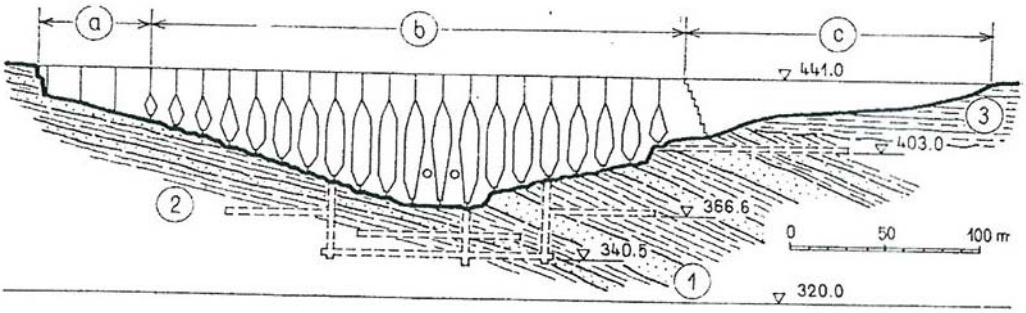
- τοξωτά φράγματα με σταθερή ακτίνα σε όλο το ύψος τους
- (κυλινδρικά φράγματα)
- τοξωτά φράγματα με επίκεντρη γωνία και με ακτίνα που μειώνεται από στέψη προς την βάση. Η πιο οικονομική επίκεντρη γωνία είναι 133° 34'.

Επειδή τα τοξωτά φράγματα κατασκευάζονται σε στενές χαράδρες ποταμών, η υπερχείλιση του νερού γίνεται πάνω από την στέψη του φράγματος.

Αντηριδωτά Φράγματα

Η κατασκευή αυτή περιλαμβάνει αντηρίδες δηλαδή προβόλους μεταβλητής διατομής, που στην ουσία συνιστούν μικρού πλάτους φράγματα βαρύτητας.(σχήμα 2.5).

Ο Λιακόπουλος (1981) αναφέρει ότι τα φράγματα με αντηρίδες αποτελούνται από μια επιφάνεια μικρού πάχους από οπλισμένο σκυρόδεμα η οποία παραλαμβάνει την υδροστατική πίεση του νερού και η οποία στηρίζεται σε αντηρίδες.



Τμήμα a: Βαρύτητας. Τμήμα b: Αντηριδωτό. Τμήμα c: Λιθόρριπτο.

Σχήμα. 2.5 *Μικτό Φράγμα Ben- Metir κεντρικό του τμήμα αντηριδωτό (Zaruba and Mencl, 1982)*

Η επιφάνεια αύτη έχει κλίση 45° και αποτελείται είτε από επίπεδες πλάκες είτε από συνεχείς κυλινδρικούς θόλους. Οι αντηρίδες έχουν τριγωνική περίμετρο, είναι σχεδόν παράλληλοι μεταξύ τους με συνδετήριους δοκούς. Τονίζει δε ότι το πλεονέκτημα των φραγμάτων με αντηρίδες είναι η οικονομία σε υλικό κατασκευής και το μικρό βάρος του φράγματος.

Ο έλεγχος ευστάθειας του φράγματος με αντηρίδες γίνεται με τα ίδια κριτήρια όπως και σε ένα φράγμα βαρύτητας. Σημειώνεται ότι λόγω της κλίσεως της ανάντη παρειάς του φράγματος, η υδροστατική πίεση είναι προς τα κάτω, δηλαδή υπάρχει ασφάλεια ως προς ανατροπή.

2.4.3 Άκαμπτα τμήματα των μικτών Φραγμάτων

Η κατασκευή αυτή αφορά τα άκαμπτα τμήματα των φραγμάτων τα οποία αποτελούν συνδυασμό διαφόρων τύπων φραγμάτων που αναφέρθηκαν ήδη.

2.5 Βοηθητικά / Συμπληρωματικά έργα στα Φράγματα

Στην βασική έννοια του όρου ***Φράγμα*** όπως αναφέρθηκε παραπάνω που χρησιμεύει για να διακόπτει την ροή του ρεύματος υδάτων συμπεριλαμβάνεται και πλήθος άλλων βοηθητικών κατασκευών, που αποβλέπουν στην ασφάλεια λειτουργίας του φράγματος ή στον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε.

Στην κατηγορία των βοηθητικών κατασκευών υπάγονται και **οι υπερχειλιστές** κάθε είδους με τους οποίους εξασφαλίζεται το φράγμα από τα νερά των πλημμυρών, που δεν είναι δυνατόν να συγκρατήσει και που πρέπει να αποχετευτούν ασφαλώς προς την ***κατάντη του φράγματος,*** κοίτη του ρεύματος με ανοικτούς αγωγούς ελεύθερης ροής ή με κλειστούς κάτω από πίεση αγωγούς.

Στην κατηγορία των βοηθητικών κατασκευών υπάγονται ανάλογα με τον σκοπό χρήσης του φράγματος τα παρακάτω (γίνεται εκτενέστερη αναφορά στο άρθρο 2.6 για συμπληρωματικά έργα), (Λιακόπουλος, 1981).

- ✓ Οι ρυθμιστικές κατασκευές με τις οποίες ρυθμίζεται η στάθμη λειτουργίας για παράδειγμα μίας Τεχνητής Λίμνης που δημιουργήθηκε από το φράγμα.
- ✓ Οι εγκαταστάσεις υδροληψίας, με τις οποίες διοχετεύεται το νερό που αποθηκεύεται ή εκτρέπεται προς τους αγωγούς μεταφοράς και τροφοδότησης.
- ✓ Οι εγκαταστάσεις εκκένωσης με τις οποίες επιτυγχάνεται η πλήρης ή η μερική εκκένωση του νερού της λίμνης για λόγους επισκευής.

Επίσης σε πολλές περιπτώσεις που χαρακτηρίζονται από ιδιαίτερη τοπογραφική διαμόρφωση της λεκάνης απορροής, η κατασκευή του φράγματος προϋποθέτει και την συναφή κατασκευή Τεχνικών Έργων μεγάλης σημασίας για την εκμετάλλευση του φράγματος όπως δευτερεύοντα φράγματα υδροσυλλογής, αναβαθμοί προστασίας από φερτές ύλες, σήραγγες σύνδεσης διαφόρων λεκανών και προστατευτικά φράγματα για μικρούς συνοικισμούς.

Ο Λιακόπουλος (1981) δίνει μία ***αναλυτική*** τεχνική περιγραφή των βασικών συμπληρωματικών έργων που κατασκευάζονται μαζί με τα φράγματα και έχουν τεράστια σημασία στην κατασκευή και στην λειτουργία τους. Στη συνέχεια περιγράφονται με μεγαλύτερη λεπτομέρεια ορισμένα από αυτά τα έργα:

2.5.1 Φράγματα Παροχετεύσεων

Τα Φράγματα Παροχετεύσεως σε αντίθεση με τα φράγματα αποθηκεύσεως είναι χαμηλά φράγματα με μορφή υπερχειλιστή τα οποία χρησιμεύουν για να ανυψώσουν

την στάθμη του νερού του ποταμού ώστε να είναι δυνατή η λήψη του νερού (παροχέτευση, υδροληψία) είτε με βαρύτητα είτε με άντληση.

Ο Υπερχειλιστής μπορεί να επεκτείνεται σε όλο το πλάτος του πόταμου ή να σκεπάζεται ένα μέρος μόνο (για λόγους οικονομίας) οπότε στο υπόλοιπο τμήμα κατασκευάζεται ανυπέρβλητο φράγμα ύψους λύγο μεγαλύτερο από την πλημμυρική στάθμη του πόταμου (όπως το φράγμα παροχετεύσεως, που κατασκευάστηκε στον ποταμό Αχελώο και στον Αλιάκμονα).

Το φράγμα παροχετεύσεως είναι πάντοτε φράγμα βαρύτητας και για τον υπολογισμό του ύψους και της μορφής της διατομής ισχύουν τα ίδια όπως και στα φράγματα βαρύτητας. Εκείνο που έχει ιδιαίτερη σημασία στα φράγματα παροχετεύσεως είναι η μορφή που πρέπει να έχει το καμπύλο τμήμα της στέψεως του υπερχειλιστή.

Κατά κανόνα, χρειάζεται η κατασκευή κατάντη του σώματος του υπερχειλιστή μιας λεκάνης ηρεμήσεως του νερού και μιας ειδικής καταστρώσεως για την εξουδετέρωση του κινδύνου διαβρώσεως της κοίτης του πόταμου από την ορμή του νερού καταστρέφοντας την κινητική ενέργεια του νερού.

Μόνο σε περίπτωση που ο υπερχειλιστής θεμελιώνεται σε συμπαγές πέτρωμα που δεν διαβρώνεται, είναι δυνατό να παραληφθεί η λεκάνη ηρεμήσεως του νερού ή η ειδική κατάστρωση.

Η μελέτη της λεκάνης ηρεμήσεως γίνεται κατά κανόνα σε εργαστηριακά ομοιώματα (μοντέλα) που μετά από μια σειρά από επανειλημμένα πειράματα βρίσκεται η πιο κατάλληλη μορφή που πρέπει να έχει η λεκάνη ηρεμήσεως ή η κατάστρωση.

Η καταστροφή (απόσβεση) μέρους της κινητικής ενέργειας που αναπτύσσεται από το νερό που πέφτει από τη στέψη του υπερχειλιστή γίνεται σε ειδικά προσκεφάλαια (οδοντώσεις, ακμές κρούσεως) που προκαλούν τεχνητούς στροβιλισμούς με συνέπεια η ροή από υπερκρίσιμη να μετατρέπεται σε υποκρίσιμη και να σχηματίζεται το γνωστό υδραυλικό άλμα.

2.5.2 Υπερχειλιστής ενός φράγματος

Ο σκοπός του υπερχειλιστή είναι να εξασφαλίζουν την διέλευση της ροής ενός υδατορεύματος χωρίς να υπερβαίνει η ροή μια ορισμένη επιθυμητή ανώτατη στάθμη νερού. (Λιακόπουλος, 1981).

Οι υπερχειλιστές μπορεί να κατασκευαστούν είτε σαν αυτοτελή υδραυλικά έργα (φράγματα παροχετεύσεως) μέσα στην κοίτη του υδατορεύματος για την ανύψωση της στάθμης του νερού σε ένα επιθυμητό υψόμετρο είτε σαν τμήματα των φραγμάτων αποθηκεύσεως (για την ασφάλειά τους) από τα οποία υπερχειλίζει το νερό που πλεονάζει μέσα στην τεχνητή λίμνη όταν η στάθμη του νερού υπερβεί το ορισμένο ανώτατο υψόμετρο.

Στην μελέτη του υπερχειλιστή περιλαμβάνονται και τα σχετικά έργα για την εξουδετέρωση της αναπηδήσεως του νερού όπως πέφτει από τον υπερχειλιστή και για τον διασκορπισμό της ενέργειας που παράγεται. Οι υπερχειλιστές κατασκευάζονται με διάφορες μορφές και διακρίνονται στους εξής τύπους:

- ανοιχτός υπερχειλιστής
- σιφωνοειδής υπερχειλιστής
- υπερχειλιστής με πλευρική διώρυγα
- φρεατοειδής υπερχειλιστής
- υπερχειλιστής ασφαλείας

2.5.3 Υδροληψία

Η εγκατάσταση υδροληψίας σε μια Τεχνητή Λίμνη που δημιουργήθηκε με την κατασκευή ενός φράγματος διακρίνεται, από τεχνικής πλευράς σε: (Λιακόπουλος, 1981):

Υδροληψία υψηλής πιέσεως με μορφή υδατόπυργου κατασκευάζεται εκεί όπου η διακύμανση της στάθμης είναι μεγάλη και η Υδροληψία γίνεται από μεγάλο βάθος.

Υδροληψία χαμηλής πιέσεως που κατασκευάζεται εκεί όπου το νερό έχει περίπου σταθερή στάθμη και χρειάζεται να παροχετευτεί διά της υδροληψίας.

Η Υδροληψία χαμηλής πιέσεως έχει πάντοτε την μορφή υδατόπυργου ο οποίος βρίσκεται είτε σε επαφή με το φράγμα (π.χ. φράγμα στον Πηνειό Ηλείας) είτε λίγο μακριά από το φράγμα οπότε ο υδατόπυργος συνδέεται με το φράγμα η με την παρακείμενη όχθη με μια γέφυρα προσπελάσεως.

Ο ***Υδατόπυργος*** έχει στην βάση του μια δίοδο παροχετεύσεως που φράζεται με δικλείδα (θυρίδα) για την λήψη του νερού κατά βούληση. Τις περισσότερες φορές τοποθετούνται δίδυμοι δικλείδες ώστε να υπάρχει δυνατότητα επισκευής της μίας δικλείδας.

Όταν η υδροληψία είναι για ύδρευση τότε ο υδατόπυργος φέρνει παράθυρα (τρύπες που φράζονται με κατακόρυφα θυροφράγματα) σε διάφορα βάθη ώστε να γίνεται η λήψη του νερού από το επιθυμητό βάθος της λίμνης όπου η θερμοκρασία είναι μικρότερη και το πλαγκτό λιγότερο.

Η υδροληψία χαμηλής πιέσεως (ή υδροληψία αρδεύσεως) από ένα φράγμα αποτελείται από ένα χαμηλό πλάγιο υπερχειλιστή ο οποίος υπολογίζεται κατά κάποιο τρόπο ώστε να υπερχειλίζει ορισμένη παροχή σε ορισμένη στάθμη νερού.

Η εκτροπή του νερού προς αυτόν τον υπερχειλιστή υδροληψίας γίνεται φράζοντας το κύριο φράγμα παροχετεύσεως με κινητές μεταλλικές θυρίδες (θυροφράγματα). Μετά τον υπερχειλιστή υδροληψίας σχηματίζεται μια λεκάνη καθιζήσεως (ή λεκάνη εξαμμώσεως) των φερτών υλών όπου λόγω της μικρής ταχύτητας καθιζάνει n άμμος και η ιλύς ενώ η άργιλος παρασύρεται.

Στο κατάντη στενό μέρος της λεκάνης καθιζήσεως κατασκευάζεται το έργο κεφαλής (με ρυθμιστική θυρίδα) του αγωγού μεταφοράς του νερού.

2.5.4 Θυροφράγματα

Το πιο σημαντικό εξάρτημα μιας υδροληψίας είναι οι θυρίδες (δικλείδες ή θυροφράγματα) με τις όποιες ρυθμίζεται η παροχή του νερού και η μελέτη τους αποτελεί

αντικείμενο ιδιαίτερης μηχανολογικής ερευνάς και κατασκευής (Λιακόπουλος, 1981).

Τα θυροφράγματα διακρίνονται στους έξης τύπους:

1) Ολισθαίνουσες θυρίδες (συρτοθυρίδες, sliding gates). Κατασκευάζονται από μορφοσίδερο ή από χαλύβδινη λαμαρίνα και ολισθαίνουν πάνω σε οδηγούς χωρίς να μεσολαβούν τροχοί κυλίσεως.

Χρησιμοποιούνται σε υδροληψίες χαμηλής πιέσεως και χρειάζεται ισχυρός μηχανισμός για την ανύψωσή τους.

2) Κυλιόμενες θυρίδες (wheeled gates, trunnion gates). Κινούνται πάνω σε οδηγούς με την βοήθεια τροχών ώστε να μπορούν να κινούνται εύκολα όταν βρίσκονται υπό μεγάλη πίεση. Δεν έχουν απόλυτη στεγανότητα.

3) Θυρίδες τύπου Stoney. Κινούνται πάνω σε συστοιχίες από κυλινδρίσκους (φορείς) οι οποίοι στερεώνονται στην επίπεδη σιδερένια θυρίδα ή στους οδηγούς εδρών της θυρίδας. Η θυρίδα κατέρχεται με το δικό της βάρος, η δε ανύψωσή της γίνεται με ανυψωτικό μηχάνημα.

4) Έρπουσες θυρίδες (caterpillar gates). Κινούνται εύκολα με ατέρμονα αλυσίδα που αποτελείται από κυλινδρίσκους κυλίσεως. Έχουν ικανοποιητική στεγανότητα.

5) Τοξωτές θυρίδες (taintor gates). είναι οι πιο συνηθισμένες θυρίδες, έχουν σχήμα κυλινδρικού τομέα και περιστρέφονται γύρω από άξονα που συμπίπτει, με τον άξονα του κυλίνδρου (θυρίδες στο φράγμα παροχετεύσεως του Νέστου, Αχελώου και Αλφειού).

6) Περιστροφικές θυρίδες (butterfly gates). Περιστρέφονται, γύρω από άξονα στο μέσο του ανοίγματος της υδροληψίας. Χρησιμοποιούνται σε υδροληψίες ψηλής πιέσεως (υδατόπυργους) και σε χαμηλής πιέσεως έχουν μεγάλη στεγανότητα και είναι πολύ εύχρηστες για μικρές παροχές.

7) Κατακόρυφες κυλινδρικές θυρίδες (cylinder gates). Αποτελούνται από ένα χαλύβδινο κύλινδρο που είναι ανοικτός και στα δύο άκρα του και χωρίς πίεση νερού στο εσωτερικό του.

Το θυρόφραγμα αυτό φράζει το άνοιγμα της υδροληψίας με το κυλινδρικό του σώμα (κυλινδρικό βούλωμα) και όταν ανυψωθεί το νερό περνάει από κάτω.

Για την ανύψωση των θυρίδων χρησιμοποιείται η ηλεκτρική ενεργεία, η υδραυλική πίεση και η χειροκίνητη κίνηση. Για λόγους ασφάλειας χρησιμοποιούνται πάντοτε δύο τρόποι ανυψώσεως της θυρίδας ώστε να είναι πάντοτε εξασφαλισμένη η λειτουργία της.

Θα πρέπει να τονιστεί ιδιαίτερα ότι στις κλειστές υδροληψίες πρέπει πάντοτε να τοποθετείται ένας αεραγωγός πίσω από την θυρίδα στην είσοδο του αγωγού μεταφοράς του νερού. Έτσι, όταν ο αγωγός αδειάζει απότομα ενώ η θυρίδα παραμένει κλειστή, δεν υπάρχει κίνδυνος σπηλαιώσεως.

2.5.5 Εκκενωτές.

Οι εκκενωτές είναι απαραίτητο εξάρτημα ενός φράγματος αποθηκεύσεως και σκοπός του είναι να αδειάζει την τεχνητή λίμνη μέχρι της επιθυμητής στάθμης όταν επιβάλλεται για τους έξης λόγους:

- για επισκευές στο φράγμα

- για ασφάλεια του φράγματος

- για ρυθμιστικούς λόγους στα φράγματα ανασχέσεως πλημμυρών

Ο εκκενωτής κατασκευάζεται σαν ένας αγωγός κάτω από το φράγμα και στο χαμηλότερο σημείο της τεχνητής λίμνης. Το νερό εξέρχεται κατάντη του φράγματος και η παροχή του εκκενωτή ρυθμίζεται με δικλείδα της οποίας ο χειρισμός γίνεται από σημείο που βρίσκεται στην έξοδο του αγωγού.

Είναι μικρό φράγμα (κατάντη του φράγματος) ή μέσα στο σώμα του φράγματος. Τις περισσότερες φορές ο αγωγός του εκκενωτή ξεκινάει από το κατώτατο σημείο του πύργου υδροληψίας

Ο Λιάκουρης (1995) εκτός των ως άνω αναφέρει στα συμπληρωματικά έργα επί πλέον τα παρακάτω.

2.5.6 Πρόφραγμα

Είναι μικρό φράγμα το οποίο κατασκευάζεται ανάντη της θέσης θεμελίωσης του φράγματος για την εκτροπή του νερού του ποταμού (σε συνδυασμό με την σήραγγα εκτροπής), προκειμένου να διευκολυνθεί η κατασκευή του έργου. Συνήθως ενσωματώνεται στο σώμα του φράγματος μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής.

2.5.7 Σήραγγα Εκτροπής

Πρόκειται για σήραγγα που διανοίγεται στο πρανές της κοιλάδας για την εκτροπή του ποταμού, ώστε να πραγματοποιηθούν εν ξηρώ οι εργασίες κατασκευής του φράγματος. Προτιμάται από το πρόφραγμα, σε κοιλάδες με μεγάλη κλίση.

2.5.8 Υδροηλεκτρικός Σταθμός

Αφορά το σταθμό παραγωγής Ηλεκτρικής Ενέργειας που συνήθως κατασκευάζεται στο πόδι του φράγματος η στην κατάντη σε κάποια απόσταση από αυτό.

2.5.9 Αγωγός Προσαγωγής

Πρόκειται για σήραγγα ή υπαίθριο αγωγό ή συνδυασμό των δύο, για την παροχέτευση του νερού από τον ταμιευτήρα στους υδροστροβίλους του σταθμού παραγωγής Ηλεκτρικής Ενέργειας

2.5.10 Σήραγγα ή Διώρυγα Διαφυγής

Χρησιμοποιείται για την απομάκρυνση του νερού από τον Υδροηλεκτρικό Σταθμό μετά την παραγωγή ενέργειας.

2.5.11 Πηγάδι Εκτόνωσης

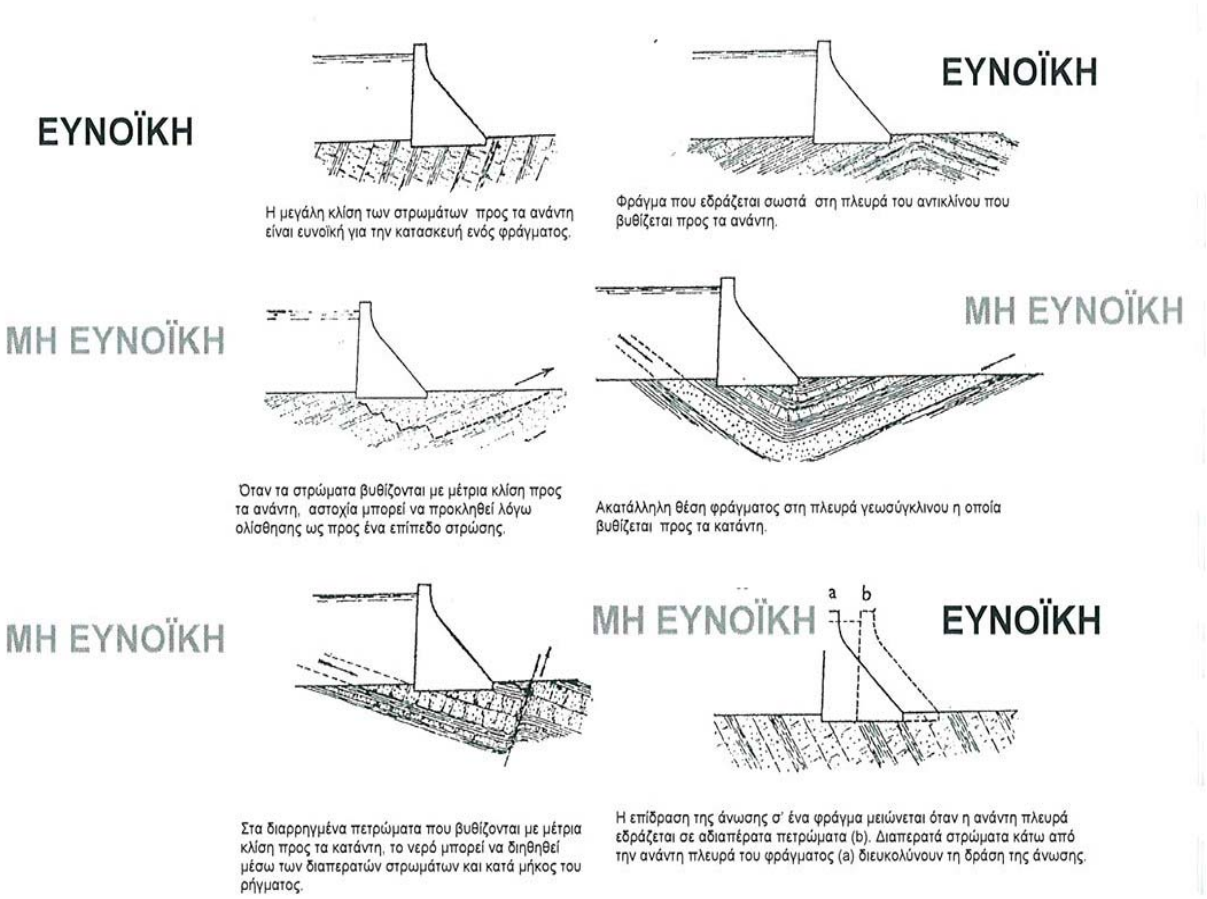
Επιτρέπει την σταδιακή εκτόνωση των υψηλών πιέσεων του νερού πριν την εισροή του στους Υδροστροβίλους.

2.6 Κριτήρια Επιλογής της Θέσης ενός Φράγματος

Τα κριτήρια επιλογής της θέσης κατασκευής ενός φράγματος, όπως συνοπτικά αναφέρονται (Λιάκουρης, 1981, Στειακάκης, 2005) είναι τα παρακάτω:

- σκοπιμότητα χρήσης (ενέργεια, ύδρευση, άρδευση κλπ)
- μορφολογικά – τοπογραφικά χαρακτηριστικά
- γεωλογικά - γεωτεχνικά,
- υδρολογικά - υδραυλικά,
- ασφάλειας,
- οικονομικά,
- και κριτήρια που αφορούν τις επιπτώσεις στο περιβάλλον.

Η επιλογή του κατάλληλου τύπου φράγματος εξαρτάται καταρχήν από τις υπάρχουσες γεωλογικές (σχήμα.2.6) και γεωμορφολογικές συνθήκες. Τα μορφολογικά και γεωλογικά κριτήρια θεωρούνται ως τα πιο βασικά, γιατί επηρεάζουν αποφασιστικά τον τύπο του φράγματος, το ύψος του, το σχεδιασμό του και τη διάταξη του όλου έργου και συνεπώς το κόστος κατασκευής του (Λιάκουρης,1995).



Σχήμα. 2.6: *Γεωλογικές συνθήκες που διευκολύνουν τις διαφυγές νερού από τον ταμιευτήρα ενός Φράγματος (Zaruba and Mencl, 1982)*

Ιδιαίτερα, η μορφολογία της κοιλάδας στην οποία κατασκευάζεται το φράγμα έχει μεγάλη σημασία, ιδανική περίπτωση αποτελεί η κοιλάδα που στη θέση κατασκευής του σώματος του φράγματος στενεύει και αμέσως η ανάντη διευρύνεται. Αυτό ευνοεί την κατασκευή μικρού μεγέθους φράγματος (με μικρό όγκο και ύψος) ενώ ταυτόχρονα υπάρχει η δυνατότητα συγκέντρωσης μεγάλου όγκου νερού.

Σημασία έχει και η κλίση της κοιλάδας κατά μήκος της γραμμής ροής του ποταμού. Επιθυμητή - τουλάχιστον για τα υδροηλεκτρικά έργα - είναι η μικρή κλίση στο χώρο του ταμιευτήρα και η μεγάλη κλίση αμέσως κατάντη του σώματος του φράγματος (Λιάκουρης,1995).

2.7 Βασικές προϋποθέσεις για την σωστή Θεμελίωση και Λειτουργία των Φραγμάτων από Γεωτεχνικής πλευράς

Παρακάτω αναφέρονται συγκεντρωτικά (Μονόπωλης,1995), οι βασικές γεωτεχνικές προϋποθέσεις που πρέπει να συντρέχουν για την ικανοποιητική θεμελίωση ενός φράγματος, που είναι οι εξής:

α) Η διαφορική καθίζηση του εδάφους θεμελίωσης πρέπει να μην ξεπερνά ορισμένα ανώτατα όρια, τα οποία ορίζονται από τον τύπο του φράγματος (βαρύτητας, χωμάτινο κλπ) και τα λειτουργικά του μέρη (αγωγοί, υπερχειλιστές, υδροληψία κλπ.).

β) Κάθε περίπτωση κατολίσθησης στη ζώνη θεμελίωσης, κοντά σε αυτή ή ακόμη και στο σώμα του φράγματος (προκειμένου για χωμάτινο) πρέπει να αποκλείεται προκαταβολικά. Θα πρέπει επίσης να διερευνάται η ευστάθεια των πρανών του ταμιευτήρα και των έργων οδοποιίας που συνοδεύουν το έργο.

γ) Πρέπει να αποφευχθεί κάθε εκδήλωση διάτμησης στη βάση του φράγματος, που θα έθετε σε κίνδυνο τη στεγανότητα στη ζώνη θεμελίωσης μετά την πλήρωση του φράγματος. Θα πρέπει κατά συνέπεια να γίνεται ποιοτική ταξινόμηση της βραχομάζας και να διερευνάται η επίδραση της στο σχεδιασμό του έργου.

δ) Οι απώλειες νερού μέσα από τη ζώνη θεμελίωσης και μέσα από το σώμα του φράγματος πρέπει να είναι χαμηλές και πάντα σε ανεκτά επίπεδα κατά τρόπο ώστε να αποφεύγεται η υποσκαφή των θεμελίων ή η διάβρωση του σώματος του φράγματος. Η επιλογή του τύπου και της έκτασης της διαφραγματικής κουρτίνας για τον έλεγχο των ροών είναι καθοριστικής σημασίας.

ε) Οι υδραυλικές πιέσεις που αναπτύσσονται στη ζώνη θεμελίωσης και στο σώμα του φράγματος πρέπει να παραμένουν πάντα χαμηλές (αν απαιτείται, με τεχνητή αποστράγγιση) γιατί απομειώνουν τη μηχανική συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης και του σώματος του φράγματος (προκειμένου περί χωμάτινου) καθώς
και την αποτελεσματικότητα του βάρους του.

στ) Για την σεισμική προστασία των έργων, η μακροσεισμική και μικροσεισμική μελέτη της περιοχής θα πρέπει να βασισθεί σε ανάλογη γεωλογική και τεκτονική μελέτη της ευρύτερης περιοχής.

Εκτός από τις παραπάνω γεωτεχνικές προϋποθέσεις, επισημαίνεται ότι η γεωλογία αποφαίνεται κατά τρόπο κρίσιμο και για άλλα λειτουργικά τμήματα του ταμιευτήρα όπως είναι: (Μονόπωλης, 1995)

- η λεκάνη κατάλυσης (δεξαμενή),
- η λεκάνη τροφοδοσίας
- και οι θέσεις απόληψης των δομικών υλικών (λατομεία).

Αναλυτικότερα :

Λεκάνη Κατάκλυσης (δεξαμενή):

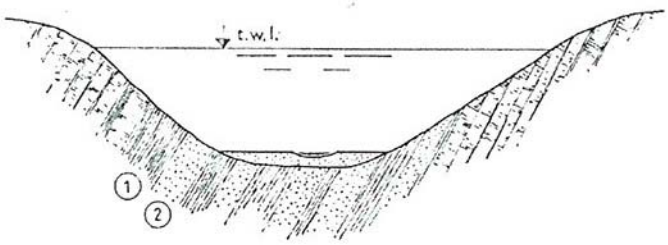
Η ικανοποιητική και ασφαλής λειτουργία της προϋποθέτει ότι:

α) είναι ικανοποιητικά στεγανή

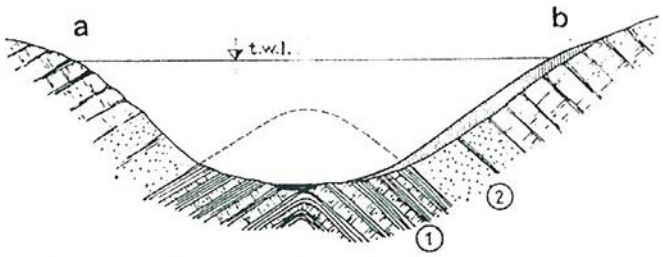
β) δεν υποφέρει από κατολίσθηση

Το πρώτο είναι αυτονόητη προϋπόθεση, το δεύτερο είναι απαιτούμενη συνθήκη ασφάλειας, γιατί κατολισθήσεις γαιών μέσα σε υγρή μάζα είναι δυνατόν να δημιουργήσουν κύματα βαρύτητας και να οδηγήσουν σε πλήρη καταστροφή το όλο έργο.

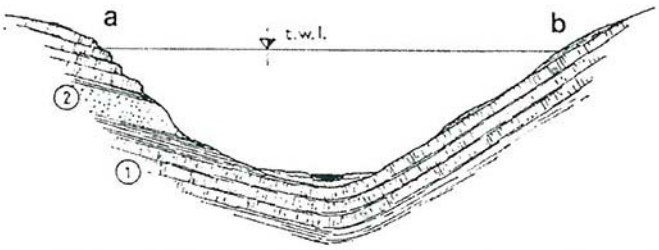
Και τις δύο παραπάνω προϋποθέσεις, η λεπτομερής γεωλογική μελέτη είναι απαραίτητη για την έγκαιρη και ασφαλή κατάδειξη τους (σχήμα 2.7).



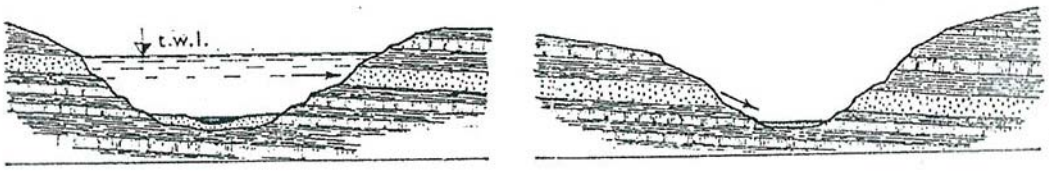
Τα στρώματα έχουν παράταξη παράλληλη με την κοιλάδα και μεγάλη κλίση. Το νερό μπορεί να διηθηθεί: μέσω των διαπερατών πετρωμάτων σε μεγάλη απόσταση. 1 - στεγανοί σχιστόλιθοι, 2 - διαρρηγμένοι διαπερατοί ψαμμίτες.



Τα στρώματα διαμορφώνουν ένα αντίκλινο: a - νερό μπορεί να διαφύγει μέσω των διαπερατών πετρωμάτων του πρανούς, b - τα διαπερατά στρώματα του πρανούς καλύπτονται από μικρής διαπερατότητας έδαφος, 1 - αδιαπέρατοι σχιστόλιθοι, 2 - διαπερατοί ψαμμίτες.



Τα στρώματα διαμορφώνουν ένα σύγκλινο: a - νερό μπορεί να διαφύγει μέσω των διαπερατών στρωμάτων (2), b - η κλίση των στρωμάτων παράλληλα με το πρανές μπορεί να προκαλέσει ολίσθηση του φράγματος, (1) αδιαπέρατοι σχιστόλιθοι.



Το νερό μπορεί να διαφύγει μέσω του διαπερατού στρώματος του πρανούς σε γειτονική κοιλάδα

***Σχήμα 2.7**: Λεκάνη κατάκλυσης (Στειακάκης, 2005)*

Λεκάνη τροφοδοσίας:

Σε περίπτωση που η λεκάνη τροφοδοσίας δίνει υψηλές στερεοπαροχές, οι οποίες είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε μερική ή ολική πλήρωση του χώρου δεξαμενισμού με φερτές ύλες, λαμβάνονται μέτρα προστασίας όπως είναι οι αντιδιαβρωτικοί αναβαθμοί, τα φράγματα ανάσχεσης κλπ. Για την επιλογή των προσφορότερων μέτρων προστασίας η γεωλογία παίζει πρωτεύοντα ρόλο.

Θέσεις απόληψης δομικών υλικών (λατομεία):

Η επιλογή των κατάλληλων δομικών υλικών είναι κρίσιμη για την ασφαλή και οικονομική κατασκευή του όλου έργου. Η γεωλογική μελέτη είναι απαραίτητη για την επιλογή των προσφορότερων θέσεων.

2.8 Ιδιαίτερες απαιτήσεις Φραγμάτων από άποψη Τεχνικής Γεωλογίας και Τοπογραφίας

Όπως αναφέρει ο Στειακάκης (2005), για όλους τους τύπους των φραγμάτων που αναφέρονται στην παρούσα εργασία δηλαδή τα Έυκαμπτα και τα Άκαμπτα υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις, που τα καθιστούν συγκρινόμενα μεταξύ τους είτε οικονομικότερα ή ακριβότερα, ανάλογα βέβαια και με τον βαθμό ασφάλειας που προσφέρουν. Στη συνέχεια παρατίθεται μια αναλυτική περιγραφή των απαιτήσεων των φραγμάτων

2.8.1 Εύκαμπτα Φράγματα

<u>Χωμάτινα Φράγματα</u>

- Τα Χωμάτινα Φράγματα ΔΕΝ απαιτούν εδάφη θεμελίωσης εξαιρετικής ποιότητας και θεωρούνται πιο οικονομικά
- Αντέχουν στις καθιζήσεις ακόμα και σε διαφορικές (κατά την διάρκεια αλλά και μετά την κατασκευή), αφού μπορούν να παρακολουθήσουν μικρές μετατοπίσεις χωρίς θραύση.

- Βασική προϋπόθεση για την επιλογή αυτού του τύπου είναι τα απαραίτητα υλικά για το σώμα του φράγματος αλλά και το στεγανό αργιλικό πυρήνα να προσφέρονται κατά τρόπο οικονομικό από παρακείμενες θέσεις.

Λιθόρριπτα Φράγματα

- Προϋπόθεση για την επιλογή αυτού του τύπου είναι να προσφέρονται τα απαραίτητα υλικά για το σώμα του φράγματος σε κοντινή απόσταση ή να υπάρχει δυνατότητα ανάπτυξης Λατομείου κοντά στη θέση κατασκευής.

- Όταν δεν υπάρχει άργιλος σε κοντινή απόσταση για την κατασκευή του αργιλικού πυρήνα, κατασκευάζεται στεγανός τάπητας στην ανάντη πλευρά του φράγματος από σκυρόδεμα ή άσφαλτο.

2.8.2 Άκαμπτα Φράγματα

Φράγματα Βαρύτητας (σκυροδέματος-λιθόκτιστα)

- Απαιτούν πολύ μεγάλες ποσότητες σκυροδέματος σε σχέση με τους άλλους τύπους φραγμάτων. Προκειμένου να μειωθεί το κόστος, έχει αρχίσει τα τελευταία χρόνια η κατασκευή φραγμάτων από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα (R.C.C= Roller compact concret) αναμεμιγμένο με ιπτάμενη τέφρα Όπως στο φράγμα Πλατανόβρυσης στον Νέστο).

- Απαιτούν ομοιογενή εδάφη θεμελίωσης με υψηλή μηχανική αντοχή (φέρουσα ικανότητα της τάξης του 1MN/m^2) και με ικανοποιητικές υδραυλικές παραμέτρους. Σε περιπτώσεις που θα πρέπει να αποφευχθούν τα μεγάλα φορτία (έδαφος με μέτριες μηχανικές ιδιότητες) κατασκευάζονται φράγματα με αντηρίδες. Τα φράγματα αυτά έχουν σημαντικά μικρότερο βάρος από τα φράγματα βαρύτητας.

Φράγματα Τοξωτά / θολωτά

- Οι δυνάμεις που δέχεται το φράγμα μεταφέρονται στα αντερείσματα τα οποία θα πρέπει να είναι ανθεκτικά. (αντοχή 5,5 -7,5 MN/m^2)

- Η αντοχή των αντερεισμάτων θα πρέπει να μελετάται σε σχέση με τις ασυνέχειες της βραχομάζας, προκειμένου να ελεγχθεί αν είναι ικανά να υποφέρουν όχι μόνο το φορτίο της κατασκευής αλλά και τις πιέσεις που θα επιβάλει το νερό.

- Το μέτρο ελαστικότητας της βραχομάζας πρέπει να είναι αρκετά υψηλό προκειμένου να εξασφαλίζεται η μικρότερη δυνατή παραμόρφωση του σώματος του φράγματος από την ώθηση του τόξου και να μην προκαλούνται υπερβολικές τάσεις στο τόξο.

- Κατασκευάζεται σε στενές κυρίως κοιλάδες – φαράγγια (τα οποία συνήθως είναι δυσπρόσιτα), αντί των φραγμάτων βαρύτητας, επιτυγχάνοντας σημαντική οικονομία του υλικού κατασκευής.

- Η οικονομία του υλικού εξαρτάται από την ποιότητα των πετρωμάτων στα οποία θεμελιώνονται και μπορεί να φθάσει τα 2/3 του απαιτούμενου υλικού για ένα αντίστοιχο φράγμα βαρύτητας (Λιάκουρης 1995)

Αντηριδωτά Φράγματα

- Με την επιλογή του αντηριδωτού φράγματος εξοικονομείται σκυρόδεμα. Ο περιορισμός του απαιτουμένου όγκου σκυροδέματος μπορεί να φθάσει στο 1/6 η ακόμη και στο 1/10 σε σχέση με το αντίστοιχο φράγμα βαρύτητας (Λιάκουρης 1995).

- Με βάση τα παραπάνω, τα αντηριδωτά φράγματα είναι ιδανικά για περιοχές όπου υπάρχει έλλειψη μεγάλων ποσοτήτων αδρανών υλικών ή είναι δύσκολη η μεταφορά τους. Η θεμελίωση τους απαιτεί πετρώματα ανθεκτικά, φέρουσας ικανότητας 2,1- 3,2 MN/m^2 (Καλλέργης και Κούκης, 1985). Στην περίπτωση που η θέση θεμελίωσης αποτελείται από ετερογενή πετρώματα, χαλαρά – ημιχαλαρά με χαμηλή μηχανική αντοχή και κακές υδραυλικές παραμέτρους κατασκευάζονται χωμάτινα ή λιθόρριπτα φράγματα.

Σύνθετα ή Μικτά Φράγματα

- Τα σύνθετα ή μικτά φράγματα κατασκευάζονται μόνο σε περιπτώσεις που το επιβάλλουν γεωλογικές, μορφολογικές και οικονομικές ιδιαιτερότητες.

2.9 Κίνδυνοι Αστοχίας των φραγμάτων

Η αστοχία των χωμάτινων φραγμάτων οφείλεται όπως αναφέρει και ο Λιάκουρης (1995), κυρίως σε:

- Υπερπήδηση του νερού κατά την εκδήλωση πλημμύρας λόγω ανεπαρκούς παροχετευτικής δυνατότητας του εκχειλιστή ή μη λειτουργίας των θυροφραγμάτων.

- Εσωτερική διάβρωση του σώματος του φράγματος που εξαρτάται από τις συνθήκες ροής του νερού μέσα στο σώμα του φράγματος.

- Ανομοιογένεια στη θεμελίωση του φράγματος που οδηγεί σε αστοχία της θεμελίωσης ή σε διάβρωση.

- Μεγάλες καθιζήσεις στη θεμελίωση.

- Ρωγμές που οφείλονται και ακολουθούν τα φαινόμενα των καθιζήσεων, με αποτέλεσμα την πρόκληση διασωληνώσεων (piping).

- Ρευστοποίηση του ίδιου του σώματος του φράγματος.

Η αστοχία των Φραγμάτων σκυροδέματος όπως αναφέρει και ο (Λιάκουρης, 1995), οφείλεται κυρίως σε:

- Έλλειψη ικανοποιητικής αντοχής παρουσία ρηγμάτων ή διακλάσεων των πετρωμάτων στη θέση θεμελίωση και σε υπερβολική άνωση στη θεμελίωση λόγω ανεπαρκούς ή μη στράγγισης.
- Έλλειψη ευστάθειας του ίδιου του σώματος του φράγματος.
- Έλλειψη μέτρων αντιμετώπισης υπερβολικών ή διαφορικών παραμορφώσεων της θεμελίωσης, και σε
- Διασωλήνωση και διάβρωση στη θέση θεμελίωσης που οφείλεται σε μεγάλη διαπερατότητα των πετρωμάτων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ

3.1 Εισαγωγή

Η μελέτη της ευστάθειας πρανών είναι ένα από τα πλέον σύνθετα πρόβλημματα που καλείται να αντιμετωπίσει η γεωτεχνική μηχανική. Παρόλο που η ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών καθώς και σχετικού λογισμικού τα τελευταία χρόνια έχει διευκολύνει σημαντικά την ανάλυση της ευστάθειας πρανών, το πρόβλημα της ευστάθειας σε γεωτεχνικές εφαρμογές παραμένει σύνθετο καθώς οι παράμετροι που επεισέρχονται στο πρόβλημα είναι πολλές και ο κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας δεν είναι συνήθως εκ των προτέρων γνωστός.

Ωστόσο, η εμπειρία που αποκτάται από ανάλυση περασμένων αστοχιών καθώς και η έρευνα που γίνεται για τη διευρεύνηση των εδαφικών παραμέτρων που επηρεάζουν την ευστάθεια συντελούν σημαντικά στην κατανόηση του προβλήματος και στην ανάπτυξη μεθόδων για την ανάλυση και επίλυσή του.

Τα εδαφικά ή βραχώδη πρανή μπορούν να διαχωριστούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες: τα φυσικά πρανή και τα τεχνητά πρανή. Τα φυσικά πρανή συμπεριλαμβάνουν τις πλαγιές του φυσικού ανάγλυφου της επιφάνειας της γης (λόφοι, βουνά, κοίτες ποταμών κλπ.) καθώς και πρανή που έχουν σχηματιστεί από φυσικές εδαφικές αποθέσεις.

Αντιθέτως, στα τεχνητά πρανή εντάσσονται αυτά που δημιουργούνται από την ανθρώπινη δραστηριότητα όπως εκσκαφές ορυγμάτων, συστήματα αντιστηρίξεων, κατασκευή φραγμάτων κ.α. Η ανάλυση της ευστάθειας πρανών είναι σημαντική τόσο σε φυσικά όσο και σε τεχνητά πρανή καθώς η απώλεια της ευστάθειας συνήθως οδηγεί σε σημαντικές γεωτεχνικές αστοχίες.

Η ευστάθεια των φυσικών ή τεχνητών πρανών συναρτάται άμεσα από γεωμετρία του πρανούς και τις επικρατούσες γεωμορφολογικές συνθήκες στην περιοχή του οι οποίες καθορίζουν και τον πιθανό μηχανισμό αστοχίας που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση. Επιπλέον, η γνώση των γεωτεχνικών εδαφικών παραμέτρων για το πρανές είναι ιδιαίτερα σημαντική για μια ολοκληρωμένη και αξιόπιστη ανάλυση ευστάθειας.

Στα παρακάτω τμήματα γίνεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή σχετικά με τις μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας πρανών, αναφέρονται οι κυριότεροι τύποι αστοχίας εδαφικών και βραχωδών πρανών καθώς και οι κυριότεροι μέθοδοι ανάλυσής τους με βάση τη διεθνή βιβλιογραφία. Τέλος, γίνεται λεπτομερής αναφορά στους διάφορους παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια φυσικών ή τεχνητών πρανών.

3.2 Ιστορική αναδρομή

Η μελέτη της ευστάθειας πρανών είναι ένα σχετικά νέο πρόβλημα της γεωτεχνικής μηχανικής. Ως απαρχή της μελέτης της ευστάθειας πρανών μπορεί να θεωρηθεί η μελέτη της αστοχίας μιας σειράς τοίχων αντιστήριξης στο λιμάνι του Gothenburg της Σουηδίας το 1916. Διάφορες μελέτες και αναλύσεις της συγκεκριμένης αστοχίας κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η επιφάνεια αστοχίας που οδήγησε σε αστάθεια μπορεί να προσομοιαστεί ικανοποιητικά με τμήμα περιφέρειας κύκλου (Dunn et al., 1980).

Αυτή η διαπίστωση έδωσε σημαντική ώθηση στην ανάπτυξη απλοποιητικών μεθόδων ανάλυσης βασιζόμενες στην παραδοχή της ολίσθησης κύκλου. Ως εξέλιξη αυτών των απλοποιητικών μεθόδων ανάλυσης εμφανίστηκαν, αρχικά από τον Fellenius (1927) καθώς και από άλλους ερευνητές εν συνεχεία (Terzaghi, Bishop), πιο εξελιγμένες μέθοδοι οριακής ισορροπίας και αναπτύχθηκε το θεωρητικό υπόβαθρο για τη μέθοδο των λωρίδων η οποία χρησιμοποιήται ευρέως, μέχρι σήμερα, για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών.

Παράλληλα διαπιστώθηκε η σημασία που έχει για το πρόβλημα της ευστάθειας ο μηχανισμός αστοχίας και οι σχετιζόμενες με αυτόν παραδοχές, όπως και η ανάγκη ακριβούς προσδιορισμού των παραμέτρων διατμητικής αντοχής του εδάφους με πιο εξελιγμένες και αξιόπιστες τριαξονικές δοκιμές και εργαστηριακές δοκιμές διάτμησης.

Μια νεώτερη προσέγγιση στην μελέτη της ευστάθειας πρανών αποτελεί η μέθόδος της οριακής ανάλυσης, βασιζόμενη σε αρχές της πλαστικής θεωρίας και ανάλυσης, που αναπτύχθηκε αρχικά από τους Drucker και Prager (1952).

Η πλέον σύγχρονη εξέλιξη είναι η προσέγγιση του προβήματος με αριθμητικές μεθόδους και χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων, οποιαδήποτε γεωμετρία πρανούς μπορεί να προσομοιωθεί με ακρίβεια καθώς και να υιοθετηθούν στην ανάλυση πολύ εξελιγμένα και ακριβή προσομοιώματα για το εδαφικό υλικό. Επιπλέον με τη χρήση αριθμητικών μεθόδων μπορούν να επιλυθούν και προβλήματα σε τρεις διαστάσεις, κάτι που δεν μπορεί να αντιμετωπιστεί εύκολα με προγενέστερες μεθόδους.

3.3 Ταξινόμηση αστοχιών πρανών

Οι πιθανοί τύποι αστοχίας σε ένα εδαφικό ή βραχώδες πρανές εξαρτώνται από τη γεωμετρία του, από το εδαφικό υλικό και τις μηχανικές του ιδιότητες καθώς και από τις επικρατούσες γεωλογικές και γεωμορφολογικές συνθήκες στην περιοχή.

Εν γένει, οι αστοχίες σε εδαφικά υλικά συνήθως εκδηλώνονται ως ολίσθηση κατά μήκος μίας ή περισσοτέρων διακριτών επιφανειών αστοχίας πάνω στην οποία η διαμητική αντοχή του εδάφους εξαντλείται. Αντιθέτως, σε βραχώδη πρανή, οι μηχανισμοί αστοχίας συνηθέστερα οφείλονται σε τοπική διάβρωση ή στην ύπαρξη συστηματικών διακλάσεων εντός της βραχόμαζας με αποτέλεσμα την αποκοπή και πτώση βραχωδών τεμμάχιων. Πιο αναλυτικά, η ταξινόμηση των αστοχιών πρανών μπορεί να γίνει ως εξής:

- Αστοχίες ολίσθησης
- Αστοχίες κατάπτωσης
- Αστοχίες καταβύθισης

Οι αστοχίες ολίσθησης είναι οι συνήθεστερες σε εδαφικά πρανή και αυτές με τον πιο περίπλοκο μηχανισμό αστοχίας. Σε αυτού του τύπου τις αστοχίες ολίσθηση ενός ή περισσοτέρων όγκων εδαφικού υλικού πραγματοποιείται πάνω σε μία ή περισσότερες επιφάνειες ολίσθησης. Το σχήμα της αστοχίας, η γεωμετρία και ο προσανατολισμός του επιπέδου αστοχίας εξαρτώνται από τις επί τόπου συνηθήκες του πρανούς.

Τέτοιες αστοχίες είναι επίσης δυνατές σε ασθενείς ή πολύ αποσαθρωμένους βράχους. Οι αστοχίες ολίσθησης μπορούν να εκδηλώνονται πολύ αργά, με τη μορφή συνεχώς αυξανόμενων μετακινήσεων και παραμορφώσεων τις ολισθαίνουσας εδαφικής μάζας, είτε και με γρήγορο ρυθμό συνήθως σε περιπτώσεις απότομης απώλειας της διατμητικής αντοχής επί της επιφάνειας αστοχίας.

Οι αστοχίες κατάπτωσης συμβαίνουν σε βραχώδη πρανή με μη τεμνόμενα συστήματα διακλάσεων που αποκλίνουν από την επιφάνεια του πρανούς. Σε αυτές τις περιπτώσεις είναι δυνατόν να εκδηλωθεί αστοχία κατά μήκος των ασυνεχειών αυτών, υποκινούμενη από το ίδιο βάρος των βραχωδών στρωμάτων. Αυτές οι αστοχίες μπορεί να εκδηλωθούν με αργό ή και με γρήγορο ρυθμό και εξαρτώνται σε μέγαλο βαθμό από τις περιβαλλοντικές συνθήκες.

Ως αστοχίες καταβύθισης αναφέρονται οι περιστασιακές αποκολλήσεις τμημάτων βράχου ή λίθων από βραχώδη πρανή ως αποτέλεσμα τοπικής διάβρωσης ή δυσμενών περιβαλλοντικών συνθηκών (υγρασία, βροχόπτωση, θερμοκρασιακές μεταβολές κ.α.). Αυτές οι αστοχίες, αν και δεν είναι συστηματικές, εξελίσσονται με γρήγορο ρυθμό και ενδέχεται να είναι εφαλτήριο για επόμενες αστοχίες.

Αντικείμενο αυτού του κεφαλαίου είναι οι κυριότεροι μέθοδοι ανάλυσης ευστάθειας πρανών σχετιζόμενες με αστοχίες ολίσθησης αφού αυτές είναι συνηθέστερες σε εδφαφικά πρανή.

3.4. Ανάλυση της ευστάθειας πρανών

Στην ανάλυση της ευστάθειας πρανών, ανεξαρτήτως γεωμετρίας και εδαφικού υλικού, είναι σημαντικό να τονιστεί ότι αστάθεια και αστοχία επέρχονται όταν οι απαιτούμενες διατμητικές τάσεις για την ισορροπία του πρανούς υπερβαίνουν τη διατιθέμενη διατμητική αντοχή του εδάφους. Έτσι, στην ουσία του, το πρόβλημα της ευστάθειας πρανών ανάγεται σε πρόβλημα διατμητικής αντοχής (Duncan και Wright 2005).

Σκοπός των μεθόδων ανάλυσης της ευστάθειας πρανών είναι ο προσδιορισμός του συντελεστή ασφαλείας (Factor of Safety, FS) έναντι αστοχίας. Γενικά, ως

συντελεστής ασφάλειας ορίζεται ο λόγος της διατμητικής αντοχής που παρέχεται από το εδαφικό υλικό κατά μήκος μιας επιφάνειας ολίσθησης προς τις διατμητικές τάσεις κατά μήκος της εξεταζόμενης επιφάνειας.

Στις περισσότερες περιπτώσεις εκφράζεται ως λόγος αντιδρωσών δυνάμεων ή ροπών προς τις δρώσες δυνάμεις ή ροπές, ανάλογα την γεωμετρία της επιφάνειας ολίσθησης. Είναι δηλαδή,

$$FS = \frac{\text{Δυνάμεις/Ροπές Α}\textit{ντίστασης}}{\text{Δυνάμεις/Ροπές Ο}\textit{λίσθησης}}$$

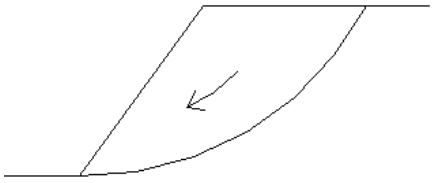
Προφανώς, συντελεστής ασφάλειας μεγαλύτερος της μονάδας υποδηλώνει ότι το πρανές είναι ευσταθές για τη θεωρούμενη επιφάνεια ολίσθησης.

Προκειμένου να γίνει μια ανάλυση ευστάθειας είναι απαραίτητο να γίνουν απλοποιητικές παραδοχές ως προς τον μηχανισμό αστοχίας καθώς και την ικανοποίηση των συνθηκών που είναι συμβατές με τον μηχανισμό αυτό. Οι βασικές διαφορές μεταξύ των μεθόδων εντοπίζονται κυρίως στη διαφοροποίηση των παραδοχών στις οποίες στηρίζονται. Οι βασικές παραδοχές των περισσότερων μεθόδων για την ανάλυση ευστάθειας πρανών είναι:

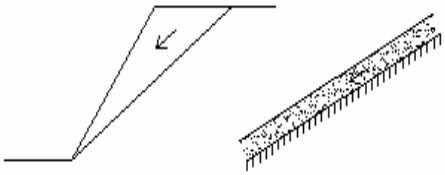
- Το πρόβλημα εξετάζεται συνήθως ως δισδιάστατο θεωρώντας επίπεδη εντατική κατάσταση (αυτή η παραδοχή είναι εν γένει συντηρητική).
- Η ολισθαίνουσα μάζα προσομοιώνεται με απαραμόρφωτο στερεό σώμα.
- Ολίσθηση κατά μήκός μιας επιφάνειας συμβαίνει όταν εξαντληθεί η διατμητική αντοχή του εδάφους σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb.

Η θεωρούμενη επιφάνεια αστοχίας ποικίλει στις διάφορες μεθόδους και εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη γεωμετρία και εδαφικά χαρακτηριστικά του πρανούς. Οι καμπύλες και κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης προκύπτουν συνήθως από περιστροφικό μηχανισμό αστοχίας ενώ οι επίπεδες επιφάνειες από μετακίνηση κατά μία διεύθυνση ή από ολίσθηση κατά μήκος του βραχώδους υποστρώματος.

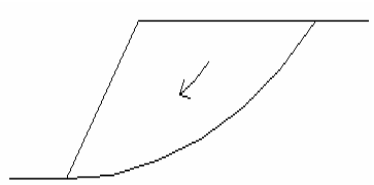
Οι σύνθετες επιφάνειες παράγονται από συνδυασμό μετακίνησης και περιστροφικής αστοχίας. Χαρακτηριστικά παραδείγματα διαφόρων τύπων αστοχιών ολίσθησης φαίνονται στα σχήματα 3.1 ως 3.4 (Kempton and Hutsinson, 1969).



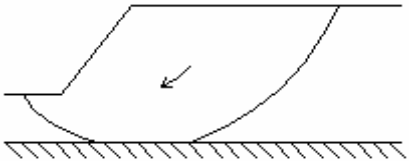
Σχήμα 3.1: *Κυκλική αστοχία*



Σχήμα 3.2: *Επίπεδες αστοχίες*



Σχήμα 3.3:*Καμπύλη αστοχίας*



Σχήμα 3.4:*Σύνθετη επιφ. αστοχίας*

Η πορεία ανάλυσης της ευστάθειας πρανών περιλαμβάνει την εύρεση της πιο κρίσιμης επιφάνειας ολίσθησης (δηλ. αυτή με το μικρότερο συντελεστή ασφάλειας). Αυτό επιτυγχάνεται δοκιμάζοντας και ελέγχοντας όλους τους πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας του πρανούς. Το πρανές θεωρείται ευσταθές αν ο κρίσιμος συντελεστής ασφάλειας βρίσκεται εντός αποδεκτών ορίων.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν και θα αναλυθούν οι κυριότερες μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας οι οποίες, ως προαναφέρθηκε στην ιστορική αναδρομή, μπορούν να διαχωριστούν σε μεθόδους οριακής ισορροπίας, μεθόδους οριακής ανάλυσης και αριθμητικές μεθόδους (πεπερασμένα στοιχεία).

3.5 Μέθοδοι οριακής ισορροπίας

Θεωρίες οριακής ισορροπίας εφαρμόζονται όχι μόνο στην ευστάθεια πρανών, αλλά και σε πολλές άλλες εφαρμογές της γεωτεχνικής μηχανικής. Κατά την εφαρμογή μεθόδων οριακής ισορροπίας γίνεται η θεώρηση ότι αστοχία συμβαίνει όταν οι δράσεις ολίσθησης και αντίστασης βρίσκονται σε οριακή ισορροπία (δηλ. FS=1).

3.5.1 Κλασσικές απλοποιητικές προσεγγίσεις

Αρχικά θα παρουσιαστούν κάποιες κλασσικές προσεγγίσεις του προβλήματος της ευστάθειας πρανών οι οποίες, αν και πολύ απλοποιητικές, οδηγούν σε μια πρώτη κατανόηση του προβήματος.

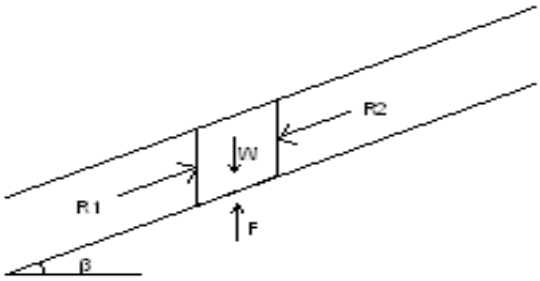
Απειρομήκες πρανές

Έστω ένα απειρομήκες πρανές, όπως δείχνεται στο σχήμα 3.5, με γωνία κλίσης β ως προς την οριζόντια, σε μη συνεκτικό έδαφος με γωνία διατμητικής αντοχής φ. Για αυτή την περίπτωση, ο μόνος πιθανός μηχανισμός αστοχίας είναι ολίσθηση σε επιφάνεια παράλληλη προς την κλίση του πρανούς.

Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι υπάρχει ομοιομορφία ως προς την παράλληλη διεύθυνση. Επομένως, οι εσωτερικές δυνάμεις R_1 και R_2 αλληλοαναιρούνται και η οριακή ισορροπία εκφράζεται από τον λόγο της διατμητικής τάσης που δρα επί του επιπέδου αστοχίας προς την διατμητική αντοχή του υλικού. Εύκολα αποδεικνύεται ότι ο συντελεστής ασφάλειας για ένα τέτοιο ξηρό πρανές ισούται με:

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\beta} \tag{3.1}$$

Το πρανές, δηλαδή, βρίσκεται σε οριακή ισορροπία όταν η γωνία κλίσης β είναι ίση με τη γωνία διατμητικής αντοχής φ. Για μεγαλύτερες γωνίες κλίσης το πρανές δεν ευσταθεί. Λόγω ύπαρξης συνοχής, ένα απειρομήκες πρανές σε συνεκτικό έδαφος ευσταθεί και σε μεγαλυτερες γωνίες από φ.



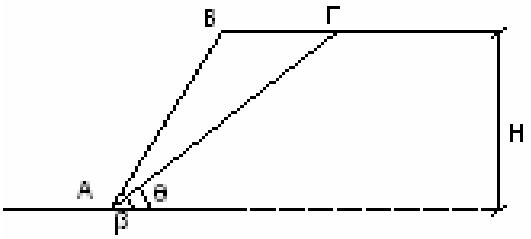
Σχήμα 3.5: *Απειρομήκες πρανές και ασκούμενες δυνάμεις σε μια στοιχειώδη λωρίδα, (Λοΐζος, 1979)*

Επίπεδη επιφάνεια αστοχίας με τυχούσα κλίση

Στο απλό πρανές του σχήματος 3.6 αναζητείται η κρίσιμη επίπεδη επιφάνεια αστοχίας. Από την ισορροπία των δυνάμεων, προκύπτει ότι ο συντελεστής ασφάλειας εξαρτάται από την γωνία κλίσης θ της δοκιμαστικής επιφάνειας ολίσθησης και η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας είναι αυτή για την οποία προκύπτει ο μικρότερος συντελεστής ασφαλείας.

Ως χαρακτηριστικό παράδειγμα αναφέρεται η περίπτωση κατακόρυφου πρανούς σε πλήρως κορεσμένο συνεκτικό έδαφος υπό αστράγγιστες συνθήκες (δηλ. $\beta=90^o$, $\varphi=0^o$, $c=S_u$). Για την περίπτωση αυτή προκύπτει ότι η κρίσιμη γωνία είναι 45°, το δε κρίσιμο ύψος H_{cr} πέραν του οποίου παύει να είναι ευσταθές ένα τέτοιο πρανές δίνεται από τη σχέση:

$$H_{cr} = \frac{4S_u}{\gamma} \qquad (3.2)$$



Σχήμα 3.6 *Επίπεδη επιφάνεια αστοχίας (Λοΐζος, 1979)*

Κυκλική επιφάνεια ολίσθησης

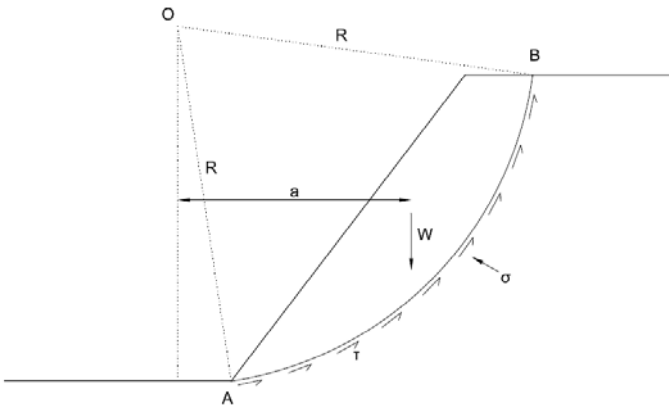
Σε ένα πρανές παρόμοιο με την προηγούμενη περίπτωση, αναζητείται ο συντελεστής ασφαλείας για μία κυκλική επιφάνεια ολίσθησης (βλ. Σχήμα 3.7). Ο έλεγχος της ευστάθειας και η εύρεση του FS γίνεται θεωρώντας ισορροπία ροπών περί το σημείο Ο, όπου οι ροπές από τις ορθές τάσεις και τις πιέσεις πόρων στην επιφάνεια ολίσθησης είναι μηδενικές. Επομένως:

$$FS = \frac{M_{\alpha\nu\acute{\iota}\sigma\tau\alpha\sigma\eta\varsigma}}{M_{\alpha\nu\alpha\tau\rho o\pi\acute{\eta}\varsigma}} \qquad (3.3)$$ όπου:

$$M_{ανατροπής} = Wa \qquad (3.4)$$ και

$$M_{αντίστασης} = R\int \tau_A dl = R\int_A^B (\sigma' \tan\phi + c)dl \qquad (3.5)$$

Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας απαιτείται η γνώση του μεγέθους και της κατανομής των ορθών τάσεων σ κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Αυτά δεν είναι εύκολο να προσδιορισθούν παρά μόνον με την εισαγωγή απλοποιητικών παραδοχών.



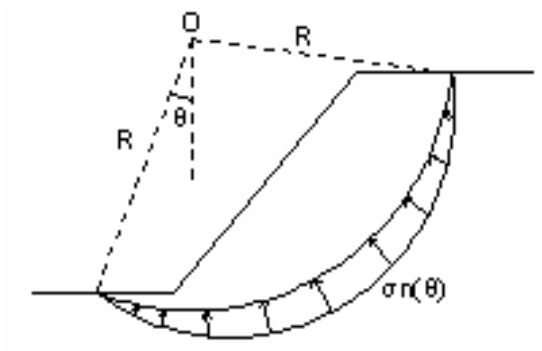
Σχήμα 3.7: *Κυκλική επιφάνεια ολίσθησης (Λοΐζος, 1979)*

Σύμφωνα με τον Taylor (1937) που πραγματοποίησε αναλυτικούς υπολογισμούς για ομοιογενή πρανή σε πλήρως συνεκτικό έδαφος και για διάφορες γωνίες κλίσης, μια κυκλική επιφάνεια ολίσθησης σε τέτοια πρανή δίνει μικρότερο συντελεστή ασφάλειας από οποιαδήποτε θεωρούμενη επίπεδη αστοχία.

Ωστόσο σε περιπτώσεις ανομοιογενούς εδάφους , ειδικά με διακριτά μαλακά εδαφικά στρώματα (επί των οποίων δύναται να σχηματιστούν επιφάνειες ολίσθησης), επίπεδες επιφάνειες αστοχίας μπορεί να είναι κρισιμότερες και πρέπει να εξετάζονται. Αυτό ισχύει ιδιαίτερα στη μελέτη της ευστάθειας φραγμάτων (Fell et al., 2005).

Μέθοδος Taylor για πρανές με c και φ

Στην ανάλυσή του ο Taylor (1937) θεώρησε κυκλική επιφάνεια αστοχίας, αφού έδειξε ότι αυτή είναι κρισιμότερη από οποιαδήποτε πιθανή επίπεδη. Αφού θεωρείται έδαφος και με συνοχή c και γωνία εσωτερικής τριβής φ, ένα βασικό πρόβλημα που πρέπει να αντιμετωπιστεί είναι ο προσδιορισμός της κατανομής των ορθών τάσεων $\sigma_n(\theta)$ στην δοκιμαστική επιφάνεια αστοχίας ώστε να καθοριστεί η διατμητική αντοχή του εδάφους κατά Mohr-Coulomb, $\tau = \sigma_n(\theta) \tan\varphi + c$ (βλ. Σχήμα 3.8).



Σχήμα 3.8: *Κατανομή ορθών τάσεων σε κυκλική επιφάνεια (Λοΐζος, 1979)*

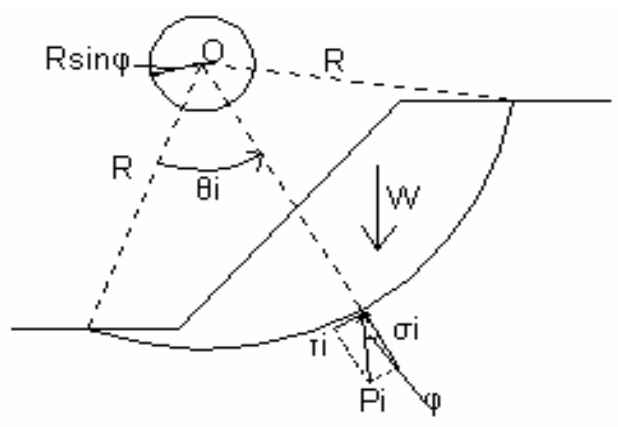
Για να αντιμετωπιστεί αυτό το πρόβλημα και να προσδιοριστεί η κατανομή των ορθών τάσεων, γίνεται η παραδοχή ότι η συνισταμένη αντίδραση στην επιφάνεια αστοχίας P_i σχηματίζει σε κάθε θέση με την ορθή τάση σ_i γωνία φ. Με αυτόν τον τρόπο, η αντίδραση στην επιφάνεια ολίσθησης είναι σε κάθε θέση εφαπτόμενη σε ένα κύκλο κέντρου O και ακτίνας Rsinφ (οπού O και R το κέντρο και η ακτίνα αντίστοιχα του κύκλου της περιστροφικής αστοχίας), όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.9

Εν συνεχεία, μπορεί να υπλογιστεί η απαιτούμενη συνοχή c_{req} για να υπάρχει οριακή ισορροπία. Η παραδοχή αυτή, αν και όχι απολύτως ορθή, όπως έδειξε ο Taylor, επιφέρει ένα σφάλμα της τάξεως του 15% στην πραγματική διεύθυνση της P_i το οποίο θεωρείται αποδεκτό, ειδικά αν ληφθεί υπ΄όψη η υπολογιστική δυσκολία στην εύρεση της πραγματικής κατανομής $\sigma_n(\theta)$.

Τελικά, υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας ως:

$$FS = \frac{\tau_{ff}}{\tau_{freq}} = \frac{c + \sigma_n \tan\phi}{c_{req} + \sigma_n \tan\phi_{req}} \tag{3.6}$$

Τελικά η ανάλυση του Taylor, μετά από υπολογισμούς για διάφορες γεωμετρίες πρανών, οδηγεί στο διάγραμμα του σχήματος 3.10 το οποίο συσχετίζει την κλίση του πρανούς, την γωνία φ, το βάθος του υποστρώματος, και την απαιτούμενη συνοχή c σε όρους c/γH (αδιαστατοποιημένη παράμετρος ευστάθειας) για την ευστάθεια ενός πρανούς. Το διάγραμμα αυτό επιβεβαιώνει τα προηγούμενα συμπεράσματά του για τις κυκλικές αστοχίες και δίνει αρκετά αξιόπιστα αποτελέσματα, τουλάχιστον για μια πρώτη εκτίμηση της ευστάθειας.

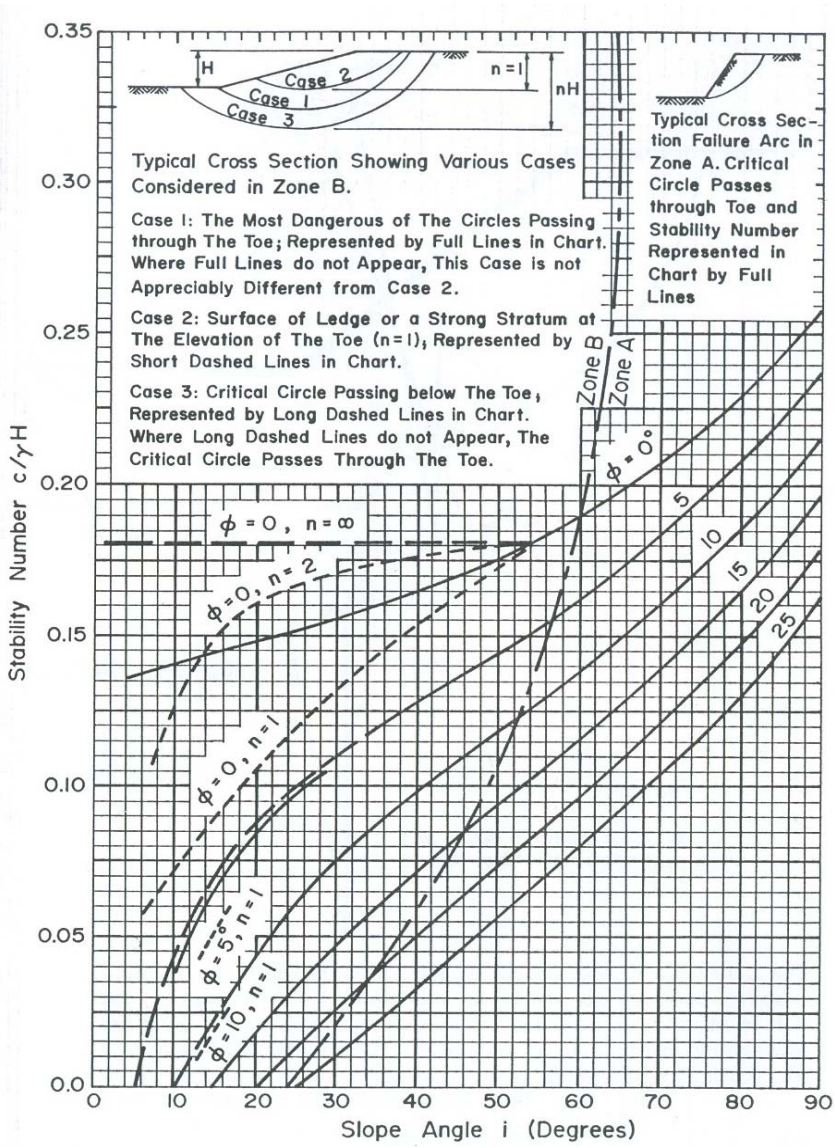


Σχήμα 3.9: *Μέθοδος Taylor(Λοΐζος, 1979)*

3.5.2 Η μέθοδος των λωρίδων

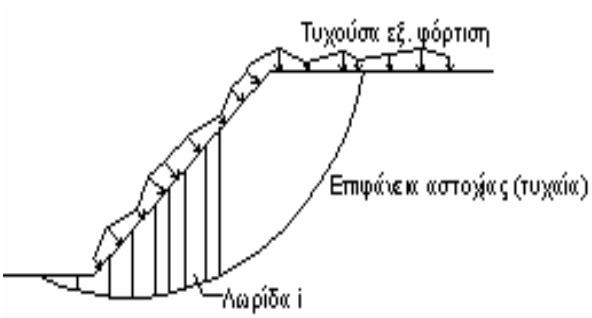
Η πιο συνηθισμένη περίπτωση μελέτης της ευστάθειας πρανούς που συναντάται σε πρακτικές εφαρμογές είναι αυτή του πρανούς σε ανομοιογενές έδαφος. Επίσης, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, μια κυκλική αστοχία είναι για την περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους πιο κρίσιμη από οποιαδήποτε επίπεδη.

Ωστόσο, μια άλλη μορφή αστοχίας ενδέχεται να είναι ακόμα κρισιμότερη. Αυτό το θέμα, καθώς και το πρόβλημα του ανομοιογενούς εδάφους, μπορεί να αντιμετωπιστεί πιο αποτελεσματικά με την μέθοδο των λωρίδων η οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε πολλές περιπτώσεις όπου οι μέθοδοι που αναφέρθηκαν προηγουμένως δίνουν απλά μια χονδροειδή αρχική εκτίμηση.

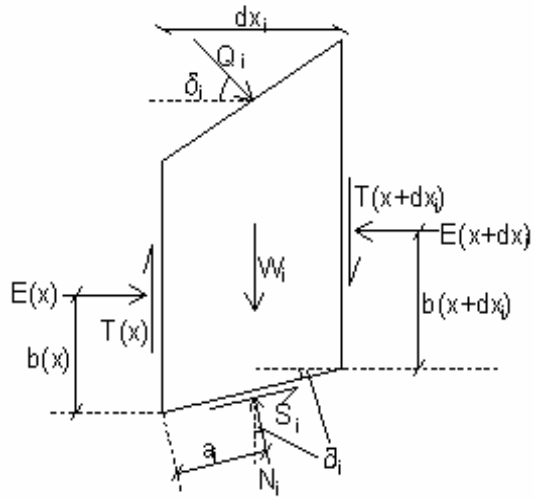


Σχήμα 3.10: *Διάγραμμα Taylor (1948) για τη ευστάθεια πρανών σε ομοιογενές έδαφος*

Στην μέθοδο των λωρίδων θεωρείται μια τυχαία επιφάνεια αστοχίας και αναζητείται ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ολίσθησης επί της επιφάνειας αυτής. Το πρανές χωρίζεται σε n το πλήθος λεπτές λωρίδες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.11. Η στατική ισορροπία της κάθε λωρίδας εξετάζεται ξεχωριστά. Το πλήθος των λωρίδων καθορίζεται από τη γεωμετρία του προβλήματος και τον βαθμό ανομοιογένειας του εδάφους και είναι τέτοιο ώτε η βάση της καθεμιάς να μπορεί να θεωρηθεί ευθύγραμμο τμήμα. Στο Σχήμα 3.12 δείχνεται μια τυπική λωρίδα i και η αλληλεπίδρασή της με τις διπλανές.



Σχήμα 3.11: *Μέθοδος των λωρίδων(Λοΐζος, 1979)*



Σχήμα 3.12: *Τυπική λωρίδα i (Λοΐζος, 1979)*

Στο Σχήμα 3.12 φαίνονται όλες οι δυνάμεις και οι παράμετροι του προβλήματος. Το πρόβλημα έχει συνολικά 5n-2 αγνώστους: n δυνάμεις N_i (η ορθή αντίδραση από το υποκείμενο έδαφος), n σημεία εφαρμογής τους, α_i, n-1 δυνάμεις E_i (η ορθή αντίδραση από τη διπλανή λωρίδα), n-1 δυνάμεις T_i (η διατμητική αντίδραση από τη διπλανή λωρίδα), n-1 σημεία εφαρμογής των E_i , b_i και ο συντελεστής ασφαλείας FS ο οποίος θεωρείται ότι συσχετίζει την ορθή αντίδραση στη βάση N_i με την διατμητική αντίδραση στη βάση S_i με την εξής σχέση:

$$S_i = \frac{1}{FS}\left(\frac{c_i \Delta\chi_i}{\cos\theta_i} + N_i \tan\phi_i\right) \qquad (3.7),$$

η οποία απορρέει από το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Οι διατιθέμενες εξισώσεις ισορροπίας είναι 3 για κάθε λωρίδα, επομένως 3n. Άρα το πρόβλημα είναι τελικά 2n-2 φορές υπερστατικό. Η άρση της υπερστατικότητας αυτής γίνεται από τους διάφορους ερευνητές με την εισαγωγή απλοποιητικών παραδοχών.

Παρακάτω παρουσιάζονται συνοπτικά μερικές από τις πλέον διαδεδομένες μεθόδους λωρίδων για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών. Για κάθε μία μέθοδο παρουσιάζονται οι βασικές απλοποιητικές παραδοχές στις οποίες στηρίζεται (και τη διαφοροποιεί από τις υπόλοιπες), περιγράφεται, εν συντομία, η πορεία επίλυσης και αναφέρονται τα πλεονεκτήματα καθώς και η εκτίμηση του σφάλματος της καθεμίας.

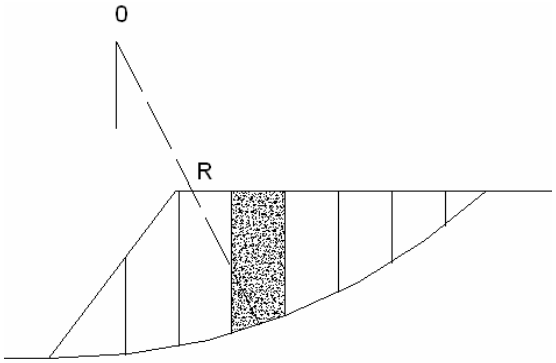
Μέθοδος Fellenius

Ο Fellenius (1927) ανέπτυξε μια απλοποιημένη μέθοδο λωρίδων, βασιζόμενος στην παραδοχή ότι οι δυνάμεις E_i και T_i δεξιά και αριστερά της κάθε λωρίδας (βλ.Σχήμα 3.15) είναι ίσες και συγγραμικές και επομένως αλληλοαναιρούνται. Έτσι, ο συντελεστής ασφάλειας μπορεί να υπολογιστεί από απαίτηση ισορροπίας ροπών ως προς το σημείο Ο, κέντρο του θεωρούμενου κύκλου αστοχίας (βλ. Σχήμα 3.13). Οπότε,:

$$FS = \frac{M_{\alpha\nu\acute{\iota}\sigma\tau\alpha\sigma\eta\varsigma}}{M_{\alpha\nu\alpha\tau\rho o\pi\acute{\eta}\varsigma}} \qquad (3.8),\ \text{δηλαδή:}$$

$$FS = \frac{\sum\left(c_i \Delta\chi_i + \left(W_i \cos\theta_i + Q_i \sin\left(\delta_i + \theta_i\right)\tan\phi_i\right)\right)}{\sum\left(\left(W_i + Q_{iV}\right)\sin\theta_i - Q_{iH}\left(\frac{d_i}{R}\right)\right)} \qquad (3.9)$$

Η μέθοδος Fellenius δίνει εν γένει συντηρητικά αποτελέσματα και έχει ένα σφάλμα που κυμαίνεται από 5-40% (Whitman και Bailey,1967).



Σχήμα 3.13: *Δοκιμαστική κυκλική επιφάνεια ολίσθησης με λωρίδες*

Η μέθοδος του Fellenius είναι γνωστή και ως Σουηδική μέθοδος.

Μέθοδος Bishop

Ο Bishop (1955), θεωρώντας ότι η επιφάνεια αστοχίας είναι τόξο κύκλου και κάνοντας πιο ρεαλιστικές παραδοχές για τις πλευρικές δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε λωρίδα, οδηγήθηκε σε μια ακριβέστερη λύση του προβλήματος της ευστάθειας με τη μέθοδο των λωρίδων. Ο συντελεστής ασφάλειας υπολογίζεται από την εξίσωση ροπών ως προς το κέντρο του κύκλου αστοχίας (βλ. Σχήμα 3.12 και 3.13) ως εξής:

$$FS = \frac{\sum \left(c_i \Delta\chi_i + N_i \tan\phi_i \right)}{\sum \left(\left(W_i + Q_{iV} \right) \sin\theta_i - Q_{iH} \left(\frac{d_i}{R} \right) \right)} \tag{3.10}$$

Για τον υπολογισμό των ορθών δυνάμεων N_i, χρησιμοποιείται η εξίσωση ισορροπίας στην κατακόρυφη διεύθυνση και η τιμή τους αντικαθίσταται στην εξίσωση του συντελεστή ασφάλειας. Έτσι, οι μόνοι άγνωστοι του προβλήματος είναι οι τιμές των διατμητικών δυνάμεων στις παρειές των λωρίδων. Για να αντιμετωπιστεί αυτό το πρόβλημα, ο Bishop κάνει την παραδοχή ότι το άθροισμα των διατμητικών δυνάμεων στις παρειές των λωρίδων είναι μηδέν. Δηλαδή:

$$\sum \left(T_\chi - T_{\chi+\Delta\chi i} \right) = 0 \,. \tag{3.11}$$

Έτσι προκύπτει:

$$FS = \frac{\sum \dfrac{c_i \Delta\chi_i + \left(W_i + Q_{iV} \right) \tan\phi_i}{\cos\theta_i + \dfrac{\sin\theta_i \tan\phi_i}{FS}}}{\sum \left(\left(W_i + Q_{iV} \right) \sin\theta_i - Q_{iH} \dfrac{d_i}{R} \right)} \tag{3.12}$$

Ερευνώντας πολλές περιπτώσεις πρανών, ο Bishop (1955) βρήκε ότι το σφάλμα της παραδοχής του είναι της τάξεως του 2%.

Μέθοδος Bishop-Morgenstern

Οι Bishop και Morgenstern (1960) βασιζόμενοι στη μέθοδο των λωρίδων του Bishop και λαμβάνοντας υπ' όψη τις πιέσεις πόρων u, κατασκεύασαν διαγράμματα, από τα

οποία μπορεί να υπολογιστεί ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας με τη βοήθεια του λόγου πιέσεως πόρων r_u , όπου:

$$r_u = \frac{u}{\gamma H} \tag{3.13}$$

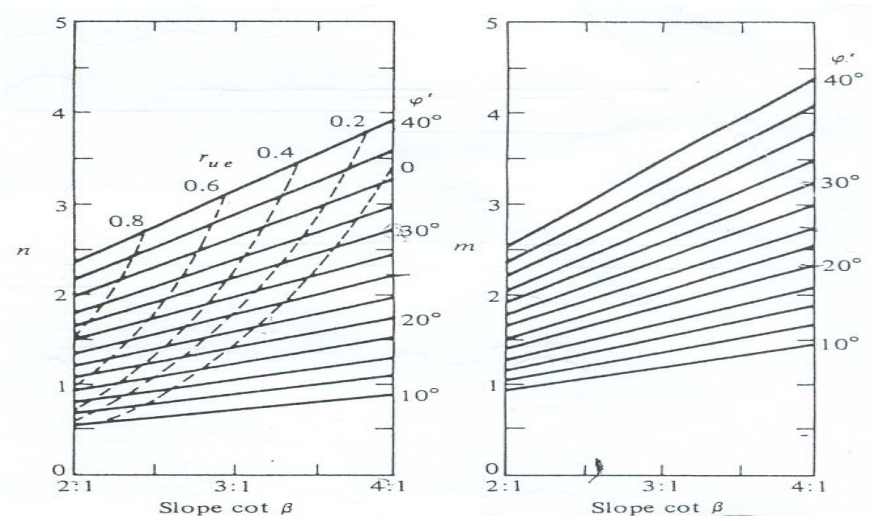
Ο ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$FS = m - (n)(r_u) \tag{3.14}$$

Τα m και n ονομάζονται συντελεστές ευστάθειας και υπολογίζονται από διαγράμματα που κατασκεύασαν οι Bishop και Morgenstern συναρτήσει της κλίσης του πρανούς και της γωνίας εσωτερικής τριβής φ. Ενδεικτικά τέτοια διαγράμματα δείχνονται στο σχήμα 3.14.

Παρόμοια διαγράμματα έχουν κατασκευαστεί για διάφορες τιμές της συνοχής του εδάφους c και για διάφορους συντελεστές βάθους D. Ως συντελεστής βάθους ορίζεται ο λόγος του βάθους που συναντάται το σκληρότερο υπόστρωμα προς το συνολικό ύψος του πρανούς.

Η μέθοδος αυτή είναι αρκετά ακριβής. Ωστόσο, οι Bishop και Morgenstern υπολόγισαν ότι οδηγεί σε μια υπερεκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας, της τάξεως του 7% το πολύ.



Σχήμα 3.14:*Συντελεστές m και n για c/γH=0.05 και συντελεστη βάθους D=1*

Μέθοδος Janbu

Ο Janbu (1954) παρουσίασε μια γενικευμένη μέθοδο λωρίδων που μπορεί να εφαρμοστεί για οποιαδήποτε επιφάνεια ολίσθησης και λαμβάνει υπ' όψη την επίδραση των πιέσεων πόρων του εδάφους. Πρόκειται για έναν πολύπλοκο επαναληπτικό μαθηματικό αλγόριθμο. Κάνοντας κάποιες αρχικές υποθέσεις, υπολογίζονται με επαναληπτική διαδικασία οι ακριβείς τιμές των εντατικών μεγεθών και του συντελεστή ασφάλειας.

Οι αρχικές υποθέσεις αφορούν στα σημεία εφαρμογής των ορθών δυνάμεων στη βάση του πρανούς και στις παρειές των λωρίδων. Συγκεκριμένα:

- Οι ορθές δυνάμεις στη βάση θεωρείται ότι δρουν στο σημείο τομής της συνισταμένης του βάρους και του εξωτερικού φορτίου με τη βάση.
- Τα σημεία εφαρμογής των ορθών δυνάμεων στις παρειές των λωρίδων υποθέτονται γνωστά. (Αρχική υπόθεση – εκτίμηση)

Η πορεία επίλυσης της μεθόδου περιλαμβάνει, συνοπτικά, τα εξής βήματα (η επεξήγηση των συμβόλων γίνεται στο σχήμα 3.12). Ξεκινώντας από μια εύλογη παραδοχή για τα σημεία εφαρμογής των E_i (π.χ. στο 1/3-1/2 του ύψους της παρειάς), υπολογίζονται τα E_0 και T_0 (αρχικές τιμές).

Χρησιμοποιώντας αυτά, μπορεί να βρεθεί η καινούργια (διορθωμένη) θέση των σημείων εφαρμογής των E_i, ακολουθώντας τον αλγόριθμο. Εν συνεχεία, με τις καινούργιες τιμές των σημείων εφαρμογής, υπολογίζονται τα E_1 και T_1.

Η διαδικασία αυτή συνεχίζεται έως ότου επιτευχθεί σύγκλιση (η σύγκλιση εν γένει επιτυγχάνεται μετά από μικρό αριθμό επαναλήψεων), οπότε τα ακριβή μεγέθη των δυνάμεων στις παρειές των λωρίδων είναι πλέον γνωστά. Κατόπιν, σύμφωνα με τον αλγόριθμο, υπολογίζεται σχετικά εύκολα ο ζητούμενος συντελεστής ασφάλειας.

Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για την επίλυση του προβλήματος της ευστάθειας πρανών καθώς εφαρμόζεται ανεξαρτήτως γεωμετρίας και στρωματογραφίας του πρανούς. Μπορεί δε, να επεκταθεί και σε προβλήματα φέρουσας ικανότητας του εδάφους.

Μέθοδος Spencer

Η μέθοδος του Spencer (1967) αναπτύχθηκε αρχικά για την ανάλυση κυκλικών αστοχίων αλλά μπορεί να επεκταθεί και να χρησιμοποιηθεί και για καμπύλες επιφάνειες ολίσθησης τυχούσας γεωμετρίας. Η βασική παραδοχή αυτής της μεθόδου είναι ότι οι δυνάμεις που ασκούνται ανάμεσα σε γειτονικές λωρίδες έχουν σταθερή κλίση, δηλαδή T_i/E_i = σταθερό.

Απαιτώντας ισορροπία δυνάμεων και ροπών βρίσκονται 2 τιμές για τον συντελεστή ασφάλειας και με επαναληπτική διαδικασία επιτυγχάνεται σύγκλιση των τιμών αυτών η οποία συμβαίνει για την ορθή τιμή του σταθερού λόγου T_i/E_i. Από αναλύσεις και εφαρμογές σε πρακτικά προβλήματα, ο Spencer κατέληξε ότι η τιμή του συντελεστή ασφάλειας δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις διατμητικές δυνάμεις των λωρίδων, το οποίο συμφωνεί και με την παραδοχή και τα αποτελέσματα της μεθόδου Bishop.

3.6 Μέθοδος οριακής ανάλυσης

Παρόλο που οι μέθοδοι ισορροπίας δίνουν σχετικά αξιόπιστα αποτελέσματα και χρησιμοποιούνται ευρέως στην πράξη για την επίλυση προβλημάτων ευστάθειας πρανών, εμφανίζουν κάποιες εγγενείς αδυναμίες, η πιο σημαντική από τις οποίες είναι ότι δεν λαμβάνουν υπ' όψη τη σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους. Αυτό σε κάποιες περιπτώσεις είναι ιδιαίτερα σημαντικό καθώς το έδαφος συμπεριφέρεται ως μη γραμμικό υλικό και η μη γραμμικότητα της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων δεν μπορεί, σε πολλές περιπτώσεις, να αγνοηθεί.

Η μέθοδος της οριακής ανάλυσης είναι μια διαφορετική και νεώτερη προσέγγιση στο πρόβλημα της ευστάθειας πρανών. Αναπτύχθηκε για να αντιμετωπίσει τα προαναφερθέντα προβλήματα από τους Drucker και Prager (1952) και αργότερα μελετήθηκε και αναθεωρήθηκε και από μεταγενέστερους μελετητές (Chen και Giger, 1971 – Fang και Hirst., 1970).

Αντιθέτως με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας, η μέθοδος της οριακής ανάλυσης είναι μια κινηματική μέθοδος. Βασίζεται στην εύρεση ενός κινηματικά αποδεκτού μηχανισμού αστοχίας για τον οποίο απαιτείται να ικανοποιεί τις εξισώσεις ισορροπίας και να μη παραβιάζεται πουθενά το κριτήριο διαρροής (ή αστοχίας) για την ολισθαίνουσα εδαφική μάζα.

Με αυτόν τον τρόπο, η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων λαμβάνεται υπ' όψη κατ'ευθείαν στους υπολογισμούς της ευστάθειας. Αυτή η μέθοδος αντιμετωπίζει το έδαφος ως ένα ιδεωδώς πλαστικό υλικό και η επίλυση βασίζεται στα βασικά θεωρήματα του άνω και κάτω ορίου της πλαστικής ανάλυσης. Επιπλέον, είναι σε θέση να δώσει κλειστού τύπου λύσεις αποφεύγοντας τη χρήση επαναληπτικών διαδικασιών και διαγραμμάτων.

Τα πλεονεκτήματα της μεθόδου οριακής ανάλυσης έναντι άλλων μεθόδων σχετίζονται με το γεγονός ότι με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας εξετάζονται μηχανισμοί αστοχίας οι οποίοι μπορεί να είναι κινηματικά μη αποδεκτοί, δηλαδή είτε παραβιάζουν το κριτήριο αντοχής για το έδαφος ή ενδεχομένως δεν μπορούν να εκδηλωθούν λόγω κινηματικών περιορισμών επιβαλλόμενων από τη γεωμετρία του προβλήματος.

Το γεγονός αυτό δεν μπορεί να αντιμετωπιστεί από τις μεθόδους οριακής ισορροπίας οδηγώντας πιθανώς σε εσφαλμένα συμπεράσματα. Πιο πρόσφατη έρευνα (Yu et al., 1998) έδειξε ότι τα αποτελέσματα της οριακής ανάλυσης για απλά παραδείγματα σε ομοιογενές έδαφος είναι περίπου ίδια με τη μέθοδο του Bishop. Ωστόσο, για την περίπτωση του ανομοιογενούς εδάφους με την μέθοδο Bishop υπολογίζονται αρκετά μεγαλύτερες τιμές για το συντελεστή ασφάλειας.

3.7 Αριθμητικές μέθοδοι – Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων

Οι μέθοδοι που αναφέρθηκαν προηγουμένως, παρόλο που δίνουν αξιόπιστα αποτελέσματα σχετικά με την εκτίμηση της ευστάθειας και την εύρεση του συντελεστή ασφάλειας ενός πρανούς, αδυνατούν ωστόσο να δώσουν αποτελέσματα και πληροφορίες για τις παραμορφώσεις και τις μετακινήσεις του.

Όταν τέτοιες πληροφορίες είναι απαραίτητες για την ανάλυση ή το σχεδιασμό γεωτεχνικών έργων ενδείκνυται η χρήση αριθμητικών μεθόδων. Η πιο διαδεδομένη και αποτελεσματική αριθμητική μέθοδος που χρησιμοποιείται στην πράξη είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μια μέθοδος διακριτοποίησης του συνεχούς μέσου. Το συνεχές μέσο υποδιαιρείται σε πεπερασμένο πλήθος στοιχείων τα οποία συνδέονται μεταξύ τους σε συγκεκεριμένα σημεία που αποκαλούνται κόμβοι.

Η επίλυση του προβλήματος, για οποιοδήποτε ζητούμενο άγνωστο μέγεθος, γίνεται στην ουσία για τους κόμβους και η κατανομή του μεγέθους εντός του στοιχείου προσεγγίζεται με κατάλληλες συναρτήσεις σχήματος οι οποίες οφείλουν να ικανοποιούν τις συνοριακές συνθήκες του προβλήματος για να είναι αποδεκτές. Η ακρίβεια της λύσης εξαστάται από το πλήθος των στοιχείων καθώς και το είδος των συναρτήσεων σχήματος που χρησιμοποιούνται.

Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι μια ιδιαίτερα αποτελεσματική μέθοδος και στην ανάπτυξή της τα τελευταία χρόνια έχει συντελέσει σημαντικά και η εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών. Είναι σε θέση να αντιμετωπίσει προβλήματα οποιασδήποτε γεωμετρίας και εξωτερικής φόρτισης καθώς και να εντάξει στην ανάλυση οποιαδήποτε μη γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους.

Επίσης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για αναλύση της ευστάθειας σε τρεις διαστάσεις, σε περιπτώσεις που η απλοποιητική παραδοχή της επίπεδης εντατικής κατάστασης δεν μπορεί να γίνει, κάτι που αδυνατούν να αντιμετωπίσουν οι κλασσικές μέθοδοι οριακής ισορροπίας.

Με μια ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων μπορούν να βρεθούν όλα τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη (τάσεις, παραμορφώσεις, μετακινήσεις) σε όλα τα σημεία του πρανούς που μελετάται.

Με αυτόν τον τρόπο, η ανάλυση της ευστάθειας γίνεται συνολικά, εντοπίζοντας ζώνες αυξημένης έντασης ή πλαστικοποίησης εντός του πρανούς και όχι βρίσκοντας

συντελεστές ασφάλειας για συγκεκριμένες επιφάνειες αστοχίας μόνο. Επιπλέον, με τη θεώρηση της σταδιακής απομείωσης των εδαφικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής είναι δυνατόν να βρεθεί και ο συντελεστής ασφάλειας του πρανούς για την κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας που σχηματίζεται.

Καθοριστικής σημασίας για μια επιτυχημένη ανάλυση ευστάθειας με πεπερασμένα στοιχεία είναι η σωστή και ρεαλιστική κατάστρωση του αριθμητικού προσομοιώματος, με τέτοιο τρόπο ώστε να ανταποκρίνεται όσο το δυνατόν περισσότερο στις πραγματικές συνθήκες του προβλήματος. Απαιτείται προσοχή στην προσομοίωση της γεωμετρίας και στην κατάλληλη διακριτοποίηση του προβλήματος όπως και στη διαμόρφωση των επιβαλλόμενων συνοριακών συνθηκών ώστε τα αποτελέσματα της ανάλυσης να είναι αξιόπιστα.

3.8 Παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια πρανών

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενα τμήματα, ένα πρανές οδηγείται σε αστάθεια όταν η διατμητική αντοχή του εδάφους είναι μικρότερη από την απαιτούμενη διατμητική αντοχή για να υπάρχει ισορροπία. Επομένως, ένα ευσταθές πρανές μπορεί να αστοχήσει για δύο λόγους:

- Αν αυξηθούν οι διατμητικές τάσεις στο εσωτερικό του, π.χ. λόγω εξωτερικής επιβαλλόμενης φόρτισης ή εκσκαφής.
- Αν μειωθεί η διατμητική αντοχή του εδάφους, συνήθως οφειλόμενη σε περιβαλλοντικούς παράγοντες, αύξηση της πίεσης των πόρων ή απότομη αλλαγή στη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα ή διάβρωση – χαλάρωση του εδάφους.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια πρανών μπορούν να διαχωριστούν, όσον αφορά στο μηχανισμό προέλευσης τους, σε φυσικούς παράγοντες και ανθρωπογενείς:

- Οι φυσικοί παράγοντες περιλαμβάνουν περιβαλλοντικά φαινόμενα όπως διάβρωση, μεταβολές του υπόγειου υδροφορέα λόγω βροχοπτώσεων, απότομες θερμοκρασιακές μεταβολές καθώς και γεωλογικά και τοπογραφικά στοιχεία της περιοχής του πρανούς.

- Οι ανθρωπογενείς παράγοντες αφορούν στην επιβολή εξωτερικής φόρτισης, είτε προερχόμενη από κατασκευαστική δραστηριότητα έιτε από εκσκαφή, στην αύξηση της πίεσης των πόρων προερχόμενη επίσης από επιβολή φορτίων στην περιοχή του πρανούς και σε απότομη ταπείνωση της στάθμης του ταμιευτήρα για την περίπτωση της ευστάθειας φραγμάτων.

Παρακάτω γίνεται μια ανάλυση των κυριότερων παραγόντων που επηρεάζουν την ευστάθεια πρανών και του τρόπου με τον οποίο την επηρεάζουν.

Διάβρωση

Διάβρωση, είτε τοπική είτε εκτεταμένη, είναι δυνατό να συμβεί τόσο σε φυσικά όσο και σε τεχνητά εδαφικά ή βραχώδη πρανή. Η διάβρωση μπορεί να οφείλεται σε πολλούς παράγοντες όπως θερμοκρασιακές μεταβολές, εκτεταμένη βροχόπτωση, επιφανειακή ροή υδάτων, υδραυλική υποσκαφή για βυθισμένα ή μερικώς βυθισμένα πρανή (π.χ. φράγματα ή κρηπιδότοιχοι). Η διάβρωση οδηγεί σε μείωση της αντοχής του εδάφους με αποτέλεσμα τη μείωση του συντελεστή ασφάλειας έναντι ολίσθησης.

Η διάβρωση είναι ιδιαίτερα επιβλαβής για την ευστάθεια του πρανούς όταν συμβαίνει στον πόδα του από τον οποίο προσφέρεται σημαντικό κομμάτι της αντίστασης σε ολίσθηση. Σε πολλές περιπτώσεις μάλιστα για την σταθεροποίηση τέτοιων πρανών προστίθεται πρόσθετο φορτίο ή εδαφικό υλικό στον πόδα του πρανούς για την σταθεροποίηση του και την αποφυγή περαιτέρω διάβρωσης.

Υδροφόρος ορίζοντας

Η ύπαρξη μόνιμου υπόγειου υδροφορέα, καθώς και οι μεταβολές στη στάθμη του επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό την ευστάθεια πρανών. Εκτός από τη διάβρωση που ενδέχεται να προκαλέσει σε εδαφικά στρώματα, επηρέαζει τη διατμητική αντοχή του εδάφους, εφόσον αυτή καθορίζεται με βάση τις ενεργές ορθές τάσεις οι οποίες κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου είναι κατά πολύ μειωμένες.

Σε περιπτώσεις φραγμάτων είναι δυνατόν να συμβεί απότομη ταπέινωση της στάθμης του νερού. Όταν συμβεί κάτι τέτοιο, οι πιέσεις των πόρων (λόγω της ταχείας μεταβολής) δεν προλαβαίνουν να αποτονωθούν, δημιουργώντας υπερπιέσεις που

μειώνουν τη διατμητική αντοχή. Ταυτόχρονα, η ευεργετική δύναμη του νερού απομακρύνεται που μπορεί να οδηγήσει το φράγμα σε αστοχία.

Αρχική τασική κατάσταση

Η τασική κατάσταση επηρεάζει κυρίως την ευστάθεια βραχωδών πρανών. Εντός της βραχόμαζας είναι δυνατόν, λόγω γεωλογικών φαινομένων, να αναπτύσσονται ιδιαίτερα μεγάλες τάσεις. Απότομη αποτόνωση αυτών των τάσεων ενδέχεται να οδηγήσει σε αστοχία, ειδικά σε περιπτώση εκσκαφής ή κατασκευαστικής δραστηριότητας σε τέτοια πρανή όπου υπάρχει απότομη μεταβολή των αποθηκευμένων τάσεων και ενδεχόμενη ανακατανομή τους στο σώμα του πρανούς.

Επιβολή εξωτερικών φορτίων

Εξωτερικά φορτία σε ένα πρανές μπορούν να ασκηθούν με πολλούς τρόπους από κατασκευαστική δραστηριότητα ή εκσκαφή τμημάτων του. Στα φορτία αυτά περιλαμβάνοναι τα καθ' ευατά φορτία που ασκούνται από την κατασκευή καθώς και τα φορτία των μηχανημάτων που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή.

Οι οποιεσδήποτε αναλύσεις ευστάθειας πρέπει να λαμβάνουν υπ' όψη τα φορτία αυτά ώστε να εξασφαλιστεί ότι ο συντελεστής ασφάλειας του πρανούς βρίσκεται σε αποδεκτά επίπεδα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην επιβολή φορτίων στην κορυφή του πρανούς που επιδρά δυσμενώς στην ευστάθειά του.

Σε περίπτωση ταχείας επιβολής φορτίων, ειδικά σε αργιλικά εδάφη, αναπτύσσονται επιπλέον και υπερπιέσεις πόρων (φαινόμενο στερεοποίησης) που μειώνουν τη διατμητική αντοχή του εδάφους και συντελούν περισσότερο στη δημιουργία φαινομένων αστάθειας.

Σε τέτοιες περιπτώσεις είναι σημαντικό το πρανές να ελέγχεται και για βραχυχρόνια ευστάθεια (αμέσως μετά την επιβολή φορτίου χρησιμοποιώντας παραμέτρους αστράγγιστης διατμητικής αντοχής) και για μακροχρόνια ευστάθεια (λαμβάνοντας υπ' όψη την αποτόνωση των υδατικών υπερπιέσεων και χρησιμοποιώντας τις παραμέτρους αντοχής υπό στραγγιζόμενες συνθήκες).

Σεισμός – Δυναμική φόρτιση

Η σεισμική φόρτιση επιδρά δυσμενώς στην ευστάθεια πρανών. Ο σεισμός επιβάλει πρόσθετες διατμητικές τάσεις στη βάση του πρανούς καθώς και προκαλεί την ανάπτυξη αδρανειακών δυνάμεων. Επιπροσθέτως, ειδικά σε αμμώδη εδαφικά υλικά, είναι δυνατόν να παρατηρηθούν φαινόμενα ρευστοποίησης σε περιπτώσεις χαλαρών εδαφικών αποθέσεων ή πολλών κύκλων φόρτισης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

4.1 Γενικά

Η παραμετρική ανάλυση ευστάθειας πρανών που πραγματοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, έγινε με την χρήση του λογισμικού πακέτου Geostudio 2004, με την χρήση των προγραμμάτων SLOPE/W και SEEP/W.

Το SLOPE /W είναι ένα σύγχρονο λογισμικό για θέματα που αφορούν την ευστάθεια των πρανών, για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας γης και βραχωδών τμημάτων της.

Με το SLOPE /W, μπορούν να αναλυθούν τόσο τα απλά όσο και τα σύνθετα προβλήματα για μια ποικιλία μορφών επιφάνειας ολίσθησης, πιεζομετρικής επιφάνειας πίεσης, διαφόρων ιδιοτήτων του εδάφους, και διαφόρων συνθηκών

Χρησιμοποιώντας τη συνθήκη οριακής ισορροπίας, το SLOPE/W μπορεί να μοντελοποιήσει ετερογενή εδάφη, με σύνθετη στρωματογραφία και κλίση, γεωμετρία επιφάνειας, και μεταβλητές συνθήκες πίεσης πόρων του νερού.

Με αυτό το ολοκληρωμένο φάσμα χαρακτηριστικών, το SLOPE/W μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να αναλύσει σχεδόν κάθε πρόβλημα ευστάθειας πρανών που θα πρέπει να αντιμετωπισθεί από άποψης γεωτεχνικής μελέτης, και τεχνικών έργων εξόρυξης.

Το SEEP/W είναι ένα σύγχρονο λογισμικό προϊόν για την ανάλυση της διήθησης υπόγειων υδάτων, και προβλημάτων διάχυσης της πίεσης εντός πορωδών υλικών, όπως έδαφος και βράχοι.

Μπορεί ομοίως το πρόγραμμα αυτό να εφαρμοσθεί για την ανάλυση το σχεδιασμό και την μελέτη γεωτεχνικών, υδρογεωλογικών, και τεχνικών έργων εξόρυξης.

Το πρόγραμμα SEEP/W μπορεί επίσης να μοντελοποιήσει τόσο την κορεσμένη όσο και ακόρεστη ροή, ένα χαρακτηριστικό που διευρύνει σημαντικά το εύρος των προβλημάτων που μπορούν να αναλυθούν. Εκτός από την παραδοσιακή κατάσταση σταθερής ροής, κορεσμένη ανάλυση της ροής, το προγράμμα, καθιστά δυνατή την ανάλυση του νερού σε συνάρτηση με τον χρόνο και την εξέταση διεργασιών όπως η διήθηση των κατακρημνισμάτων.

Στο κεφάλαιο λοιπόν αυτό γίνεται εκτός από την σύντομη περιγραφή της λειτουργίας του προγράμματος Geostudio 2004, και όλη η διαδικασία και επίλυση του προβλήματος της ευστάθειας των πρανών αναλυτικά, που προκύπτουν με βάση τα δύο αναφερόμενα προγράμματα.

4.2 Αρχές Διερεύνησης του προβλήματος

Η παρούσα εργασία αναφέρεται στην επίδραση της απότομης ταπείνωσης της στάθμης του ταμιευτήρα ενός φράγματος, στην ευστάθεια του ίδιου του φράγματος. Για την μελέτη του προβλήματος αυτού σχεδιάσθηκε παραμετρική διερεύνηση της ευστάθειας ενός τυπικού φράγματος, για διάφορα σενάρια ταπείνωσης. Η διερεύνηση έγινε χρησιμοποιώντας τα προγράμματα SEEP/W και SLOPE/W που αναφέρθηκαν παραπάνω και στόχο είχε την εξέταση της ευστάθειας και του ανάντη και του κατάντη πρανούς του φράγματος. Η παραμετρική αυτή διερεύνηση περιλάμβανε ένα φράγμα με κλίση πρανών 2:5 του οποίου το σώμα αποτελείται από αργιλικό πυρήνα, αμμοχάλικο και το οποίο εδράζεται σε έναν μαργαϊκό σχηματισμό.

Η μελέτη της ευστάθειας ενός εδαφικού σχηματισμού που υπόκειται σε αυξομειώσεις της πίεσης των πόρων όπως είναι η περίπτωση ενός φράγματος ενός υδάτινου ταμιευτήρα, είναι ένα πολυσύνθετο πρόβλημα το οποίο μπορεί να διερευνηθεί με διαφορετικές μεθόδους, και μεγάλο εύρος παραμέτρων.

Η ανάλυση που παρουσιάζεται στην παρούσα εργασία, βασίζεται στις ακόλουθες παραδοχές:

1. Κατά τις αναλύσεις της ευστάθειας πρανών χρησιμοποιήθηκε η τροποποιημένη μέθοδος Bishop (η πλέον συνήθης μέθοδος), Ordinary και Janbu και εξετάστηκαν κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης.

2. Θεωρείται ότι το κριτήριο Mohr-Coulomb ικανοποιείται κατά μήκος της θεωρούμενης επιφάνειας αστοχίας και η εκτίμηση της ευστάθειας διερευνάται με τον υπολογισμό (α) των δυνάμεων που επενεργούν στην επισφαλή μάζα, και (β) της αντίστασης σε διάτμηση.

3. Οι τιμές των παραμέτρων c, φ και γ των γεωυλικών κατασκευής του φράγματος και των υποκείμενων γεωλογικών σχηματισμών ορίστηκαν με βάση τη γεωτεχνική ταξινόμηση των υλικών και βιβλιογραφικές αναφορές.

4. Η τιμή του μοναδιαίου βάρους (γ) που εισήχθη σε κάθε γεωυλικό και στους υποκείμενους σχηματισμούς αντιστοιχεί στο κορεσμένο μοναδιαίο βάρος (γsat).

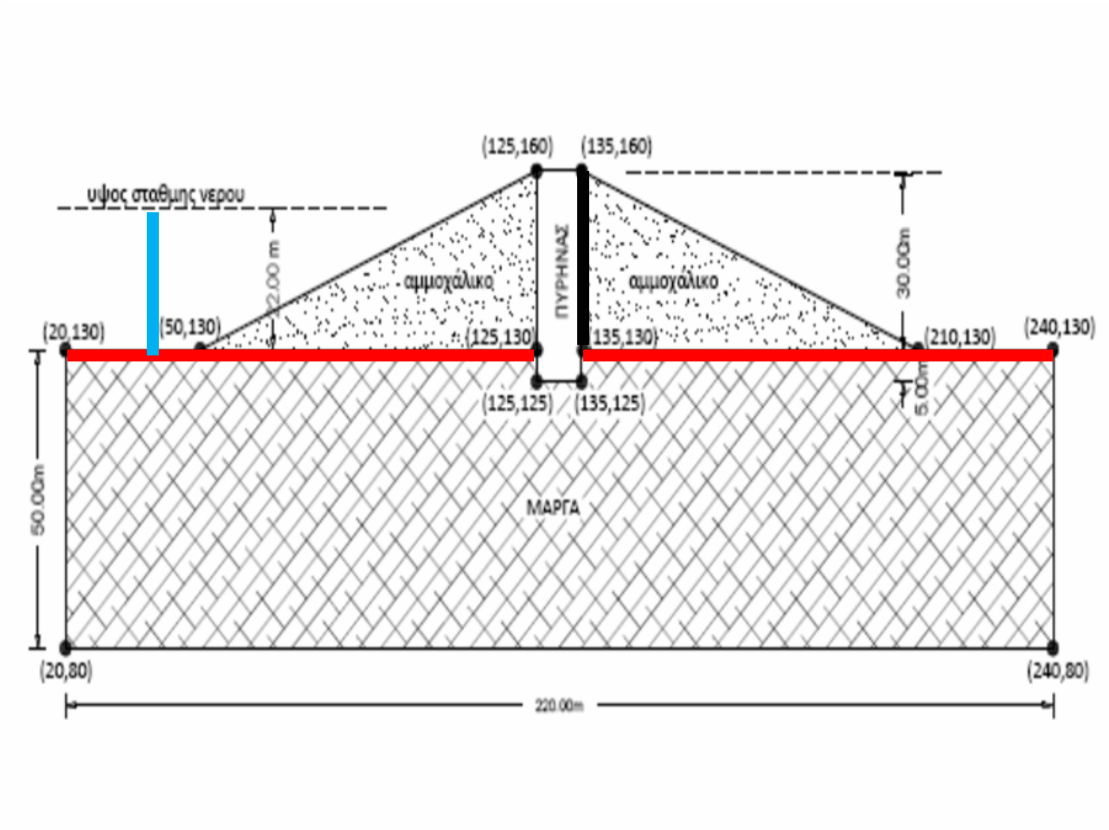
5. Η ανάλυση της ευστάθειας πρανών (ανάντη-κατάντη) του φράγματος έγινε με βάση τις πιέσεις πόρων που υπολογίστηκαν από το **SEEP/W**
Από το **νόμο του Darcy** φαίνεται ότι ο λόγος της ποσότητας (Q) του νερού που ρέει μέσα από συγκεκριμένη διατομή (A) σε συγκεκριμένο χρόνο, δια της διατομής αυτής, καθορίζει τη μέση ταχύτητα ροής (V), δηλαδή:

$$V=Q/A=- k * (dh/dl)$$

ή με γενικευμένη μορφή: V = c* i, όπου i = η υδραυλική κλίση (dh/dl) και c =σταθερά, που εξαρτάται από το υλικό μέσο (μέγεθος πόρων, βαθμός διασύνδεσης-επικοινωνίας των πόρων) και τις ιδιότητες του ρευστού (ιξώδες, πυκνότητα κλπ).

4.3 Παραμετρική διερεύνηση της ευστάθειας του φράγματος

Ο πίνακας 4.1 δείχνει συνοπτικά τα διάφορα σενάρια ταπείνωσης της στάθμης του ταμιευτήρα και τις διάφορες παραμέτρους του υλικού που επιλέχθησαν για την παραμετρική διερεύνηση της ευστάθειας ενός φράγματος.



Επίπεδο αναφοράς→κόκκινη γραμμή

- Ύψος πρανούς→30m
- Ύψος στάθμης του νερού→+22m

Πίνακας 4.1: *Συγκεντρωτικά σενάρια ταπείνωσης*

	Στάθμες λειτουργίας	Χρονικό διάστημα πτώσης στάθμης	Υδροπερατότητα k (m/s)	Γωνία εσωτερικής τριβής (φ) (μοίρες)
1	1) 22m → 10m	1 εβδομάδα	$k=10^{-5}$	φ=20
2		//	$k=10^{-5}$	φ=35
3		//	$k=10^{-6}$	φ=35
4		2 εβδομάδες	$k=10^{-5}$	φ=20
5		//	$k=10^{-5}$	φ=35
6		//	$k=10^{-6}$	φ=35
7		3 εβδομάδες	$k=10^{-5}$	φ=20
8		//	$k=10^{-5}$	φ=35
9		//	$k=10^{-6}$	φ=35
10	2) 18 → 10m	1 εβδομάδα	$k=10^{-5}$	φ=20
11		//	$k=10^{-5}$	φ=35
12		//	$k=10^{-6}$	φ=35
13		2 εβδομάδες	$k=10^{-5}$	φ=20

14		//	$k=10^{-5}$	φ=35
15		//	$k=10^{-6}$	φ=35
16		3 εβδομάδες	$k=10^{-5}$	φ=20
17		//	$k=10^{-5}$	φ=35
18		//	$k=10^{-6}$	φ=35
19	3) 15m → 10m	1 εβδομάδα	$k=10^{-5}$	φ=20
20		//	$k=10^{-5}$	φ=35
21		//	$k=10^{-6}$	φ=35
22		2 εβδομάδες	$k=10^{-5}$	φ=20
23		//	$k=10^{-5}$	φ=35
24		//	$k=10^{-6}$	φ=35
25		3 εβδομάδες	$k=10^{-5}$	φ=20
26			$k=10^{-5}$	φ=35
27			$k=10^{-6}$	φ=35

Συνοψίζοντας, αναφέρεται ότι η ανώτατη στάθμη του ταμιευτήρα του φράγματος είναι +22m, και η κατώτερη στάθμη θεωρείται ότι φθάνει στα +10m. Η περίπτωση αυτή εξετάστηκε για συγκεκριμένα ζεύγη τιμών φ και k του αμμοχάλικου, καθώς και για ταπείνωση της στάθμης του ταμιευτήρα σε χρονικό διάστημα μίας εβδομάδας, δύο εβδομάδων, και τριών εβδομάδων. Δηλαδή έγινε μια διερεύνηση για την διακύμανση του συντελεστή ασφάλειας, σε χρονικο διάστημα 7, 14, και 21 ημερών για την πτώση στάθμης από τα +22m στα +10m. Τα ζεύγη τιμών φ και k του αμμοχάλικου που χρησιμοποιήθηκαν παρατίθενται στον Πίνακα 4.2. Συνολικά προκύπτουν 9 σενάρια για κάθε περίπτωση.

Πίνακας 4.2: *Τιμές k και φ παραμετρικής ανάλυσης για το αμμοχάλικο*

Γωνία εσωτερικής τριβής (φ) (μοίρες)	Συντελεστής υδροπερατότητας (k) (m/s)
φ=20	$k=10^{-5}$
φ=35	$k=10^{-5}$
φ=35	$k=10^{-6}$

Η ίδια ακριβώς διαδικασία επαναλαμβάνεται για πτώση στάθμης από τα 18m στα 10m, καθώς και για πτώση στάθμης από τα 15m στα 10m. Οπότε συνολικά προκύπτουν 27 σενάρια και από τις 3 περιπτώσεις μαζί. Η παραμετρική διερεύνηση

περιλαμβάνει επίλυση σταθερής κατάστασης ροής (steady state) και επίλυση μεταβαλλόμενης κατάστασης ροής(transient flow). Στη συνέχεια στις ενότητες 4.4.1 και 4.4.2 αντίστοιχα, περιγράφονται αναλυτικά τα βήματα για την επίλυση μοντέλων σταθερής κατάστασης και μεταβαλλόμενης κατάστασης ροής.

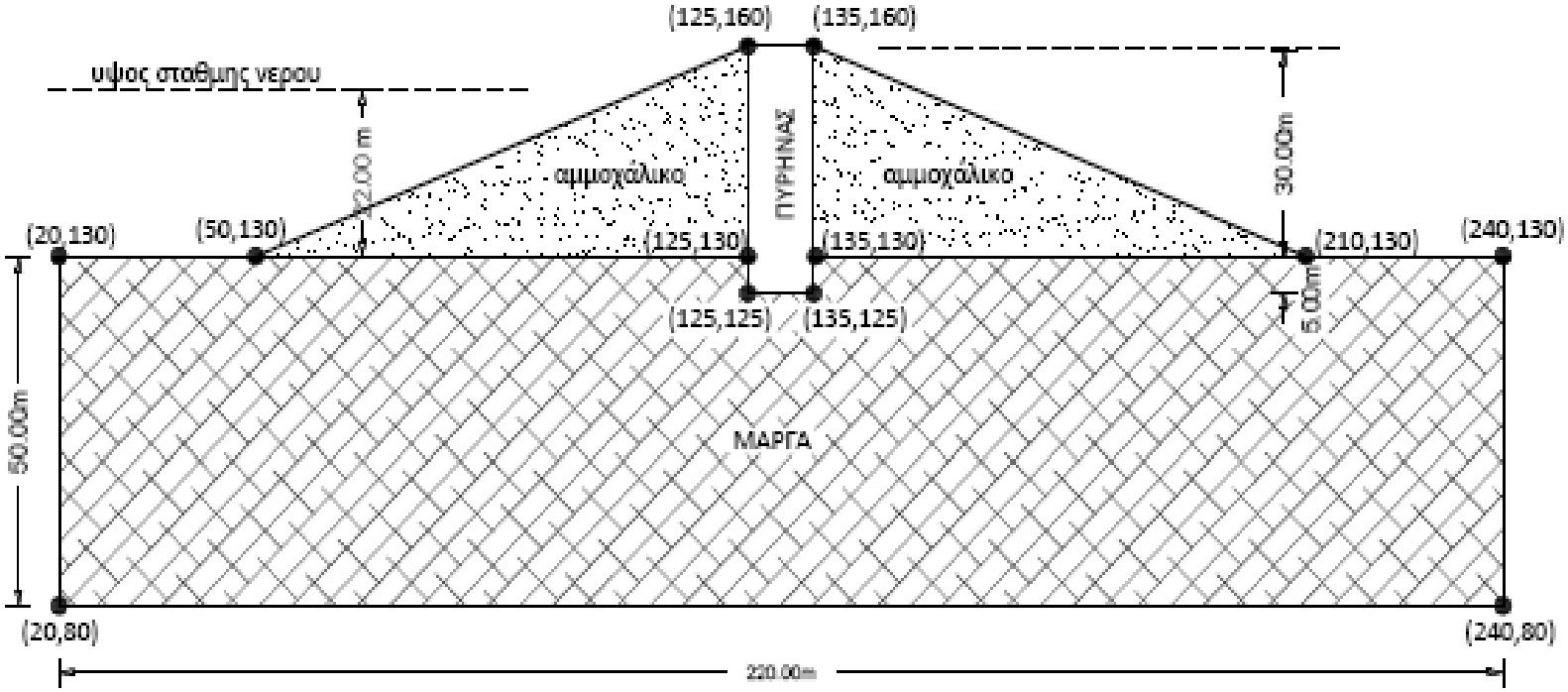
4.4 Αναλυτική περιγραφή ανάλυσης

4.4.1 Κατάσταση σταθερής ροής

ΦΑΣΗ 1η: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΣΤΟ SLOPE/W

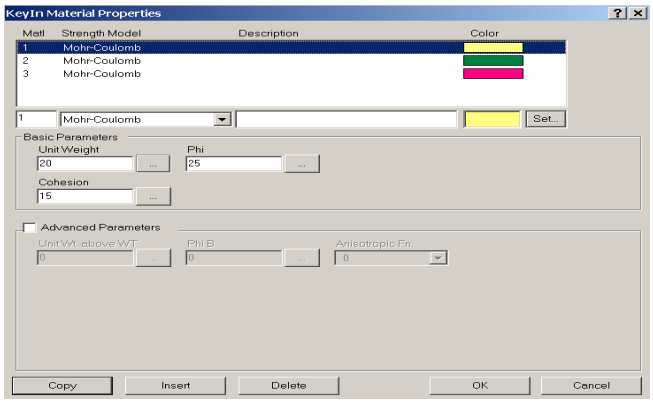
Αρχικά επιλέγεται το πρόγραμμα SLOPE /W για τον σχεδιασμό της τυπικής διατομής, εγκάρσια στο σώμα του φράγματος.Ορίζονται οι διαστάσεις του πλαισίου στο οποίο θα σχεδιασθεί η διατομή του φράγματος με κλίμακα 1:1000 και κλίση πρανούς 2:5. Στη συνέχεια, επιλέγεται η μονάδα→*meters (μέτρα).*

Μετά την ρύθμιση των εντολών, στο κάτω δεξιά μέρος της οθόνης εμφανίζονται οι συντεταγμένες του x και y, για κάθε σημείο της καννάβου που έχει οριστεί. Ετσι έχοντας τα γεωμετρικά δεδομένα της διατομής του φράγματος, μπορεί να ξεκινήσει ο σχεδιασμός. Οι διαστάσεις του φράγματος: θεωρούμενο ύψος πρανούς=30 m, θεωρούμενο ύψος στάθμης νερού=22m, θεωρούμενο βάθος του πυρήνα μέσα στο αμμοχάλικο=5m, θεωρούμενο πάχος μάργας=50m, φαίνονται στο σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1*: Διαστασιολόγηση της τυπικής διατομής του φράγματος*

Στην συνέχεια με την εντολή *Key in →Material properties* (σχήμα 4.2), ορίζονται στο λογισμικό οι παράμετροι του πίνακα 4.3



Σχήμα 4.2: *Παράθυρο διαλόγου για τιμές εδαφικών παραμέτρων κάθε υλικού*

Πίνακας 4.3: *Εδαφικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στην παραμετρική ανάλυση*

Αμμοχάλικο	C=0 kN/m^2	φ=35°	γ=22 kN/m^2
Πυρήνας	C=15 kN/m^2	φ=25°	γ=20 kN/m^2
Μάργα	C=25 kN/m^2	φ=40°	γ=23 kN/m^2

όπου:

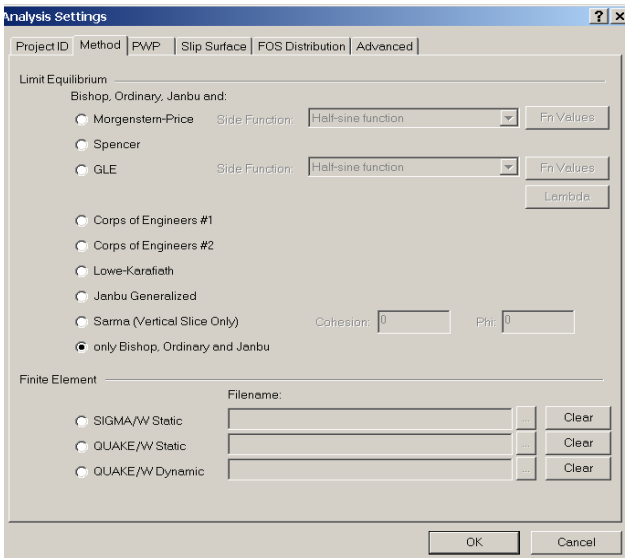
- ✓ Το **Αμμοχάλικο** είναι επιλεγμένο με πράσινο χρώμα
- ✓ Ο **Πυρήνας** του σώματος είναι επιλεγμένος με κίτρινο χρώμα
- ✓ Η **Μάργα** είναι επιλεγμένη με πράσινο χρώμα

και

- ✓ **c:** η συνοχή του υλικού
- ✓ **φ:** η γωνία εσωτερικής τριβής
- ✓ **γ:** το μοναδιαίο βάρος υλικού

Τέλος με την εντολή *Analysis Settings→Method only Bishop, Ordinary and Janbu(*σχήμα 4.3) επιλέγονται οι τρεις αυτοί μέθοδοι, για την εύρεση του συντελεστή ασφάλειας όπου έχουν περιγραφεί στο Κεφάλαιο 3.

Σημειώνεται ότι με την επιλογή αυτή, επιλέγονται οι μέθοδοι ανάλυσης, αλλά το μοντέλο δεν επιλύεται σ'αυτή τη φάση.



Σχήμα 4.3: *Παράθυρο διαλόγου για την επιλογή μεθόδου επίλυσης*

ΦΑΣΗ 2η:ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΣΤΟ SEEP/W

Στη συνέχεια το σχέδιο μεταφέρεται στο πρόγραμμα SEEP/W,επιλέγοντας το εικονίδιο SEEP/W.

Με την εντολή *Key in→Analysis Settings→Type→Steady State*, ορίζεται η συνθήκη "κατάσταση"σταθερής ροής, για την εύρεση του συντελεστή ασφάλειας.

Έπειτα με την εντολή *Key in→Hydraylic Functions→Hydraylic Conductivity,* εισάγονται στο πρόγραμμα οι τιμές του συντελεστή διαπερατότητας για κάθε ένα από τα υλικά:

αμμοχάλικο	**k =10^{-5} (m/s)**
μάργα	k =10^{-7} (m/s)
πυρήνας	k =10^{-9} (m/s)

Οι βασικές υδραυλικές παράμετροι που ορίζονται στο πρόγραμμα είναι η υδραυλική αγωγιμότητα, (υδροπερατότητα) k και η περιεκτικότητα νερού στην εδαφική μάζα (volumetric water content), VWC).

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SEEP/W

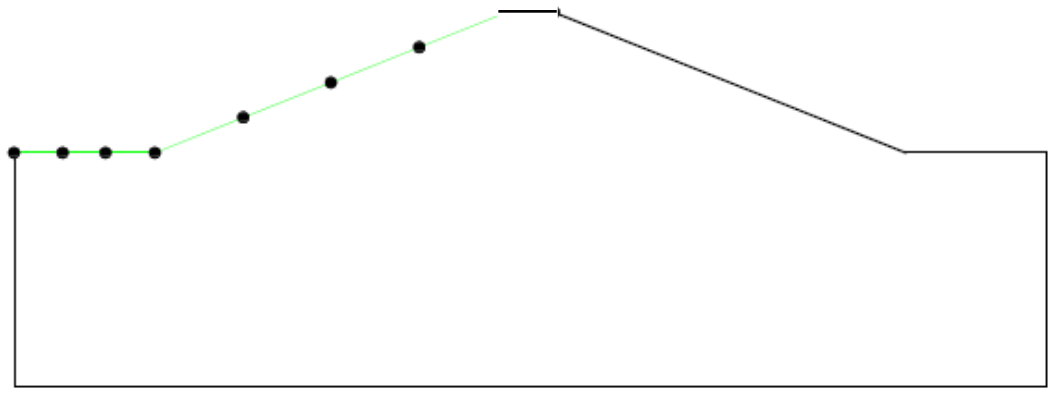
- k (συντελεστής υδροπερατότητας), VWC (περιεκτικότητα του νερού στην εδαφική μάζα) θεωρήθηκαν σταθερά σε όλες τις φάσεις του κορεσμού.

- *Ratio*=1→Δηλαδή ο συντελεστής διαπερατότητας παρέμεινε σταθερός προς όλες τις κατευθύνσεις.

Στην συνέχεια, με την εντολή *Edit,* εισάγεται η τιμή του K (conductivity) και *copy*→OK. Με την εντολή →*View* είναι δυνατή η απεικόνιση του διαγράμματος αγωγιμότητας (k), συναρτήσει της πίεσης.

Μια από τις συνθήκες που απαιτούνται για την επίλυση του μοντέλου που περιγράφεται παραπάνω, είναι ο ορισμός του ρυθμού ταπείνωσης της στάθμης του ταμιευτήρα. Ο ορισμός αυτός επιτυγχάνεται με τα παρακάτω βήματα:

Με την εντολή *Draw*→*Boundary Conditions type*→*Head* σχεδιάζονται τα σημεία εφαρμογής της υδροστατικής πίεσης που προκαλείται από το ύψος στάθμης του ταμιευτήρα. Στο σενάριο που περιγράφεται, το ύψος αυτό ισούται με H(head)=22m. Με την χρήση του ποντικιού επιλέγονται τα σημεία όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.4.



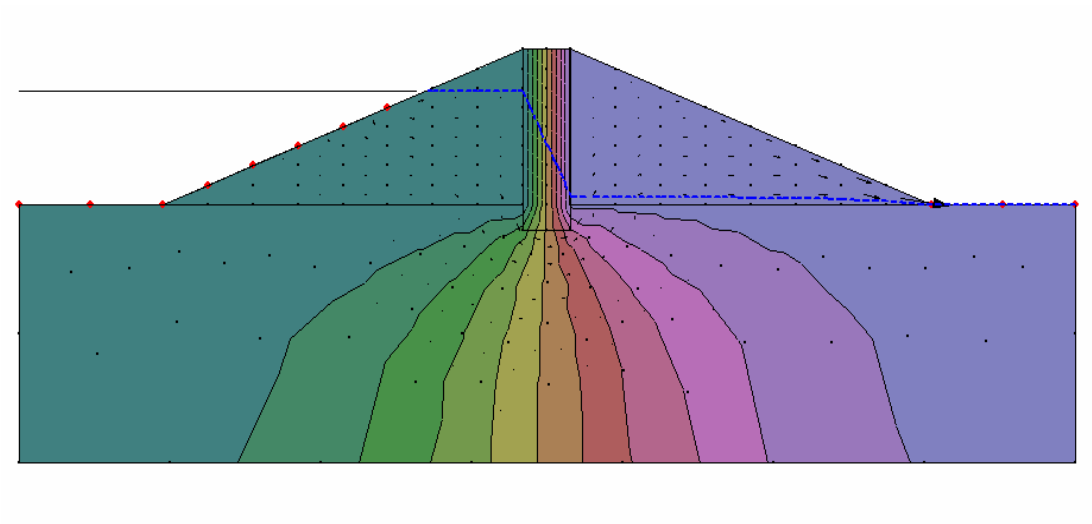
Σχήμα 4.4: *Επιλεγμένα σημεία για τον σχεδιασμό των οριακών συνθηκών*

Η σχεδίαση ολοκληρώνεται με την εντολή *Done.*

ΦΑΣΗ 3η:ΕΠΙΛΥΣΗ SEEP/W

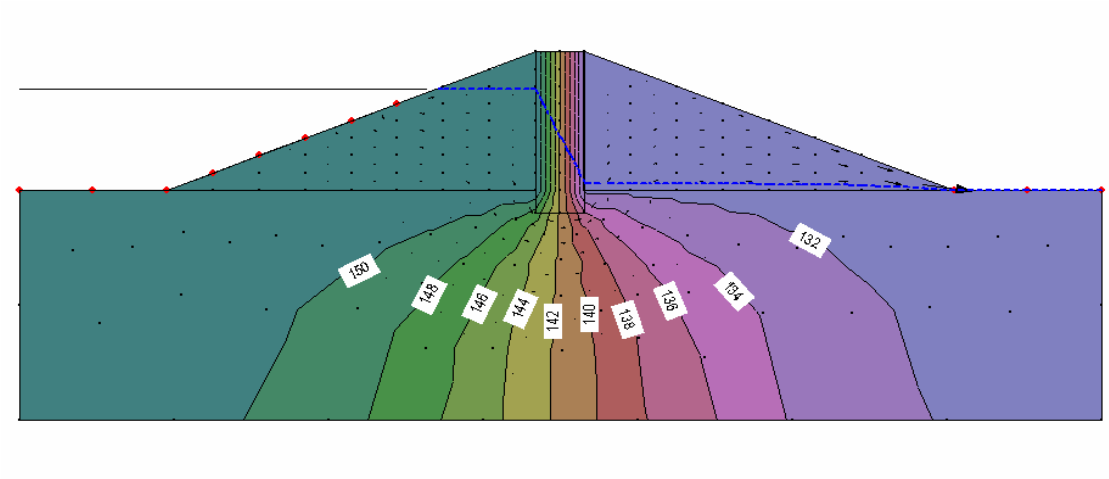
Ολοκληρώνοντας την εισαγωγή των δεδομένων στο πρόγραμμα SEEP/W, είναι πλέον δυνατή η επίλυση του, και ο υπολογισμός της πίεσης των πόρων στα εδαφικά υλικά που περιβάλλουν τον ταμιευτήρα.

Η γραφική απεικόνιση της χωρικής κατανομής της πίεσης των πόρων επιτυγχάνεται μέσω της εντολής *Contour.* Με την εντολή *Contour Shading→wide rainbow* εμφανίζονται στο σχέδιο χρωματικά οι πιέσεις των πόρων ,όπως αυτές μεταβάλλονται στο κάτω μέρος του φράγματος, στη μάργα και γύρω από τον πυρήνα (σχήμα 4.5).



Σχήμα 4.5: *Χρωματική κατανομή των πιέσεων των πόρων στο κάτω μέρος του φράγματος*

Με την εντολή *Draw Menu→Draw Contour Labels* και πατώντας πάνω σε κάθε γραμμή πίεσης πόρων (χρωματικής αλλαγής) εμφανίζεται η τιμή της πίεσης των πόρων στο συγκεκριμένο σημείο. (σχήμα 4.6).



Σχήμα 4.6: *Εμφάνιση των τιμών της πίεσης των πόρων (kPa).*

ΦΑΣΗ 4η: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΑΠΟ ΤΟ SEEP/W ΣΤΟ SLOPE/W

Μετά την ολοκλήρωση της παραπάνω διαδικασίας, τα δεδομένα του μοντέλου, δηλαδή οι τιμές της πίεσης των πόρων μεταφέρονται και πάλι στο πρόγραμμα SLOPE/W. Εκεί επιβεβαιώνονται οι εδαφικές παράμετροι που αντιστοιχούν στον σχηματισμό αμμοχάλικο.

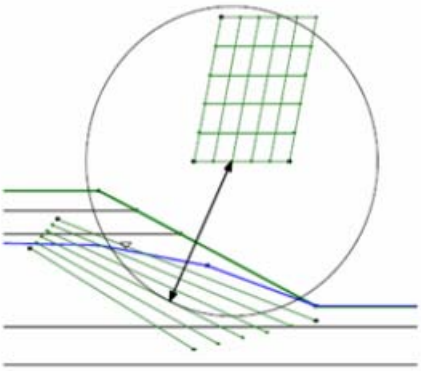
ΦΑΣΗ 5η: ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Για το σενάριο αυτό, σχεδιάζεται στο SLOPE/W, ένας κάνναβος και μία σειρά επιφανειών ολίσθησης για την εύρεση του συντελεστή ασφάλειας στο ανάντη και κατάντη πρανές του φράγματος.

Με την ρύθμιση *Draw→Slip Surface→Grid*, (Όπως φαίνεται στο σχήμα 4.7 από το εγχειρίδιο του SLOPE/W), σχεδιάζεται ο κάνναβος στο ανάντη και κατάντη πρανές του οποίου τα σημεία θα αποτελούν κέντρα για την εύρεση των κύκλων που εφάπτονται στις επιφάνειες ολίσθησης.

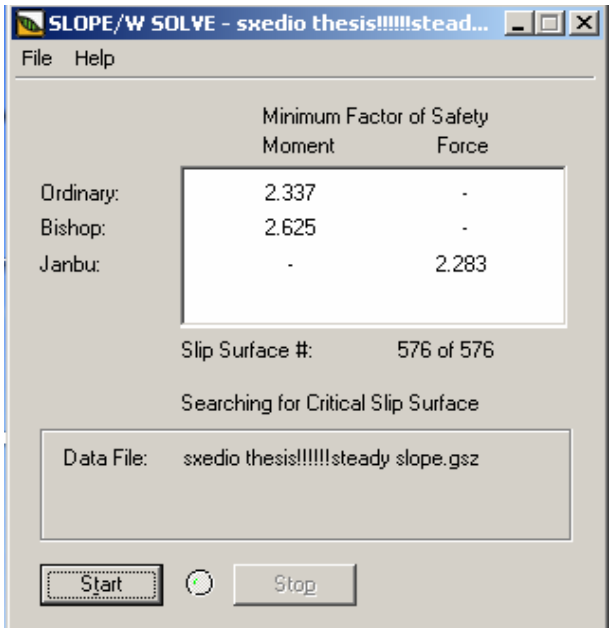
Στη συνέχεια σχεδιάζεται ένα σύνολο επιφανειών ολίσθησης με την ρύθμιση *Draw→Slip Surface→Radius*. Με την διαδικασία αυτή το πρόγραμμα δημιουργεί κύκλους με κέντρο όλα τα σημεία του καννάβου και ακτίνα τις επιφάνειες ολίσθησης που σχεδιάστηκαν.

Η διαδικασία αυτή εκτελείται μέχρις ότου βρεθεί ο κύκλος αυτός που εφάπτεται σε μία από τις επιφάνειες ολίσθησης, δηλαδή όταν βρεθεί ο μικρότερος συντελεστής ασφάλειας (**FS**), για κάθε μία από τις 3 μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας (***Janbu, Ordinary, Bishop***) (Σχήμα 4.7).



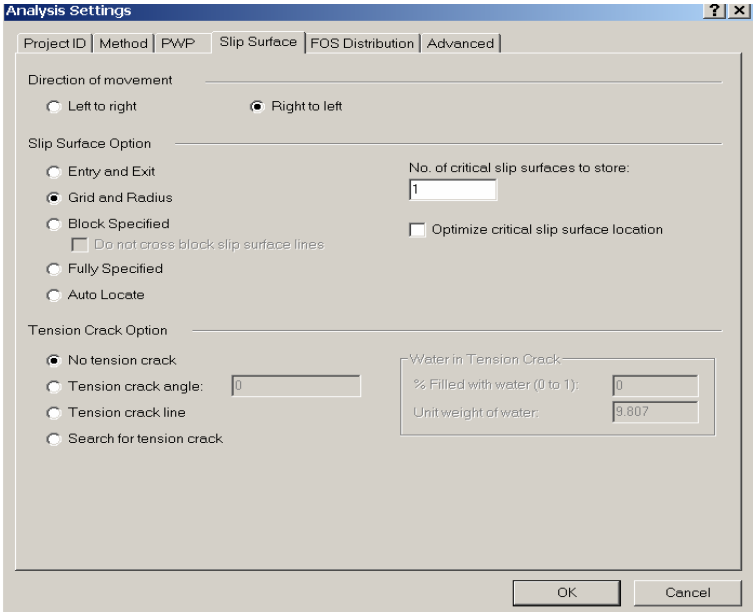
Σχήμα 4.7: *Εντοπισμός εφαπτόμενου κύκλου για εύρεση συντελεστή ασφάλειας*

Αφού ολοκληρωθεί αυτή η διαδικασία ελέγχεται αν ο σχεδιασμός είναι σωστός και δεν έχει βρεθεί κάποιο λάθος στα δεδομένα, με την εντολή *Verify Problem*. Αν δεν βρεθεί κάποιο λάθος τότε με την εντολή *SOLVE* επιλύεται το πρόβλημα και σε ένα εικονιδίο εμφανίζεται ο συντελεστής ασφάλειας και για τις 3 μεθόδους (σχήμα 4.8).



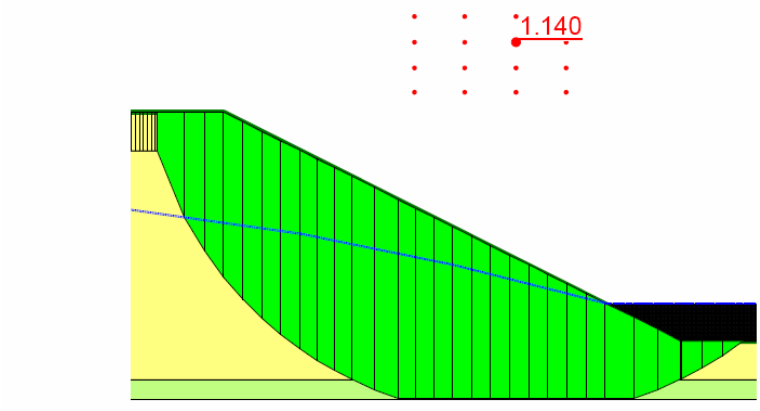
Σχήμα 4.8: *Παράθυρο διαλόγου εμφάνισης συντελεστή ασφάλειας και με τις 3 μεθόδους*

Στην συνέχεια επιλέγοντας την εντολή *Contour* εμφανίζεται το τμήμα αυτό του πρανούς όπου θα ολισθήσει. Αν ο κάνναβος είναι σχεδιασμένος στην αριστερή πλευρά του φράγματος τότε επιλέγεται η εντολή *Key in→Analysis Settings→Slip Surface→Right to left* διαφορετικά *Left to right (σχήμα 4.9).*



Σχήμα 4.9: *Παράθυρο διαλόγου επιλογής πλευράς ολίσθησης*

Τέλος αφού επιλεχτεί η πλευρά ολίσθησης με την εντολή *Contour* εμφανίζεται το σχήμα 4.10, που εμφανίζει την επιφάνεια ολίσθησης. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον πίνακα 4.4.



Σχήμα 4.10:*Επιφάνεια ολίσθησης του πρανούς*

Πίνακας 4.4: *Εύρεση συντελεστή ασφάλειας σε σταθερή κατάσταση ροής*

Γωνία εσωτερικής τριβής φ	Υδροπερατότητα k (m/s)	FS κατάντη	FS ανάντη
$\varphi=35^o$	$k=10^{-5}$	1.008	1.287
$\varphi=35^o$	$k=10^{-6}$	2.172	2.171
$\varphi=20^o$	$k=10^{-5}$	1.008	2.598

4.4.2 Υπολογογισμός μεταβαλλόμενης κατάστασης

Στην ενότητα αυτή, περιγράφονται αναλυτικά τα βήματα επίλυσης ενός σεναρίου κατάστασης μεταβαλλόμενης ροής. Με τον ίδιο τρόπο επιλύονται όλα τα σενάρια κατάστασης μεταβαλλόμενης ροής στην παρούσα διερεύνηση.

ΦΑΣΗ 1η: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΣΤΟ SEEP/W

Στην φάση αυτή της παραμετρικής διερεύνησης, όμοια με την 1η φάση της ενότητας 4.4.1, λαμβάνεται το μοντέλο και εισάγονται τα δεδομένα του SLOPE/W στο SEEP/W, δηλαδή η γεωμετρία του πρανούς, η πίεση των πόρων από το SEEP/W, καθώς και οι παραμέτροι του υλικού.

ΦΑΣΗ 2η: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

Με την εντολή *Key in→Hydraylic Functions→Hydraylic Boundary*, ορίζονται οι συνοριακές συνθήκες της πτώσης στάθμης του ταμιευτήρα. Στην συνέχεια επιλέγεται η συνάρτηση 1 *(Function≠:1)→edit,* και στο πλαίσιο *Data Coordinates,* ορίζεται στην 1η εξίσωση *H(head)* 22m και χρόνο (time) 0*,* αρχική συνθήκη και→*copy,* και στην 2η εξίσωση *H=10m,* και χρόνο *(time)=7,* δηλαδή 7 ημέρες. Επίσης δεξιά του πλαισίου εμφανίζεται η γραφική παράσταση *H vs Time*, δηλαδή το ύψος της στάθμης νερού συναρτήσει του χρόνου.

Το λογισμικό απαιτεί την περιεκτικότητα σε νερό ανά μονάδα όγκου εδάφους (VWC-Fn), η οποία περιγράφει τον όγκο του νερού που μπορεί να αποθηκευτεί σε ένα γεωυλικό. Η περιεκτικότητα σε νερό ανά μονάδα όγκου εδάφους ορίζεται ως το πορώδες πολλαπλασιασμένο με το βαθμό κορεσμού.

Ο ορισμός της περιεκτικότητας σε νερό ανά μονάδα όγκου εδάφους γίνεται μέσω των εντολών *KeyIn →Hydraulic Functions→Vol. Water Content.* ‘Ετσι η ποσότητα του

νερού σε κάθε υλικό (volumetric water content, VWC) έχει τα δεδομένα που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.5.

Πίνακας 4.5: *Εξίσωση ποσότητας νερού ανά μονάδα όγκου υλικού*

Πυρήνας	VWC= 0,35
Αμμοχάλικο	VWC= 0,10
Μάργα	VWC= 0,45

ΦΑΣΗ 3η: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΣΤΟ SLOPE/W

Μετά την ολοκλήρωση της 2ης φάσης, το σχέδιο του 1ου σεναρίου μεταφέρεται στο πρόγραμμα SLOPE/W, όπου αλλάζει η παράμετρος φ(γωνία εσωτερικής τριβής) του αμμοχάλικου και επαναλαμβάνεται η διαδικασία που περιγράφεται στην 3η, 4η, και 5η φάση της ενότητας 4.4.1.

4.5 Αποτελέσματα παραμετρικής διερεύνησης

Η παραμετρική διερεύνηση περιλάμβανε συνολικά 3 σενάρια για την κατάσταση σταθερής ροής και 27 σενάρια για την κατάσταση μεταβαλλόμενης ροής. Για κάθε σενάριο υπολογίστηκε ο συντελεστής ασφάλειας για το ανάντη και το κατάντη πρανές.

Σημειώνεται ότι παρουσιάζεται μόνο ο συντελεστής ασφάλειας που προκύπτει με τη συνήθη μέθοδο των λωρίδων(Ordinary), όπως περιγράφεται στο κεφάλαιο 3. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον πίνακα 4.6. Στη συνέχεια συσχετίζονται τα αποτελέσματα αυτά και παρουσιάζονται με τη μορφή διαγραμμάτων. Να σημειωθεί ότι ο ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας για τον σχεδιασμό χωμάτινου φράγματος είναι 1,4, ενώ η τιμή 1 είναι πιο θεωρητική,και στα αποτελέσματα της εργασίας έχουμε θεωρήσει σαν κρίσιμο συντελεστή το 1. Γενικότερα όμως :

***Πινακας 4.6**: Επιτρεπόμενοι συντελεστές ασφαλείας για τα πρανή των χωμάτινων φραγμάτων*

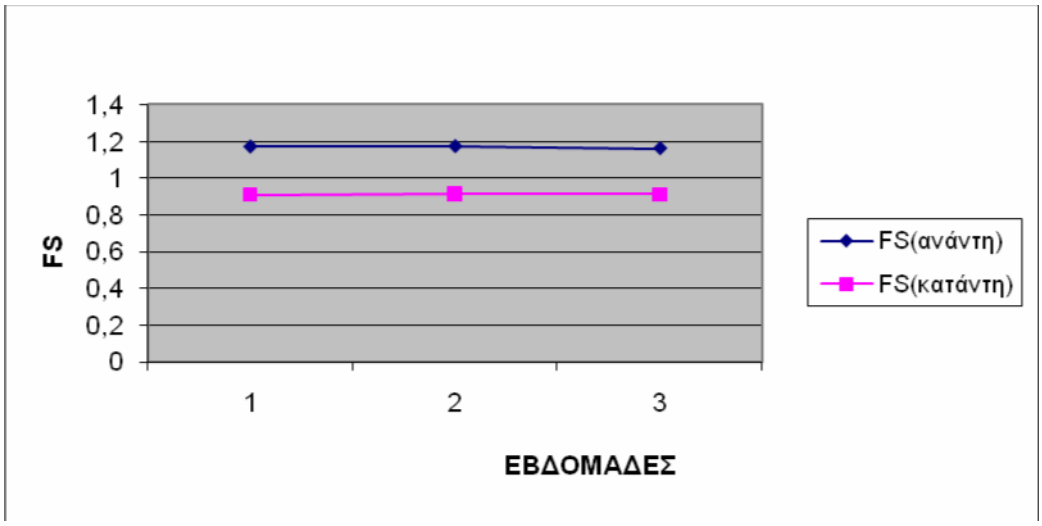
Α/Α	Συνθήκη ανάλυσης	Ελάχιστος επιτρεπτός συντελεστής
1	Σταθερή ροή διήθησης	1.5
2	Πέρας κατασκευής	1.3
3	Απότομος καταβιβασμός στάθμης	1.0

***Πίνακας 4.7**: Σενάρια μεταβλητών στάθμης* (διακύμανση), *χρόνου, k και Fs*

	Ανώτατη στάθμη Λειτουργίας	Χρονικό διάστημα πτώσης στάθμης	Υδροπερατότητα k(m/s)	Γωνία εσωτερικής τριβής φ	FS (ανάντη)	FS (κατάντη)
1	**1)** 22m → 10m	1 εβδ	$k=10^{-5}$	$\phi=20^o$	1.17	0.911
2		//	#	$\phi=35^o$	2.160	1.753
3		//	$k=10^{-6}$	$\phi=35^o$	2.160	2.032
4		2 εβδ	$k=10^{-5}$	$\phi=20^o$	1.172	0.916
5		//	#	$\phi=35^o$	2.160	1.753
6		//	$k=10^{-6}$	$\phi=35^o$	2.160	1.759
7		3 εβδ	$k=10^{-5}$	$\phi=20^o$	1.161	0.913
8		//	$k=10^{-5}$	$\phi=35^o$	2.200	1.757
9		//	$k=10^{-6}$	$\phi=35^o$	2.200	1.758
10	**2)** 18m→ 10m	1 εβδ	$k=10^{-5}$	$\phi=20^o$	1.172	0.911
11		//	$k=10^{-5}$	$\phi=35^o$	2.160	1.758
12		//	$k=10^{-6}$	$\phi=35^o$	2.160	1.752
13		2 εβδ	$k=10^{-5}$	$\phi=20^o$	1.173	0.911
14		//	$k=10^{-5}$	$\phi=35^o$	2.160	1.756
15		//	$k=10^{-6}$	$\phi=35^o$	2.160	1.758
16		3 εβδ	$k=10^{-5}$	$\phi=20^o$	1.173	0.915
17		//	$k=10^{-5}$	$\phi=35^o$	2.300	1.760
18		//	$k=10^{-6}$	$\phi=35^o$	2.297	1.766
19	**3)** 15m → 10m	1 εβδ	$k=10^{-5}$	$\phi=20^o$	1.023	0.920
20		//	$k=10^{-5}$	$\phi=35^o$	2.298	2.653
21		//	$k=10^{-6}$	$\phi=35^o$	2.546	2.521
22		2 εβδ	$k=10^{-5}$	$\phi=20^o$	1.172	0.913
23		//	$k=10^{-5}$	$\phi=35^o$	2.214	1.757
24		//	$k=10^{-6}$	$\phi=35^o$	2.200	1.753
25		3 εβδ	$k=10^{-5}$	$\phi=20^o$	1.200	0.913
26			$k=10^{-5}$	$\phi=35^o$	2.243	1.752
27			$k=10^{-6}$	$\phi=35^o$	2.165	1.755

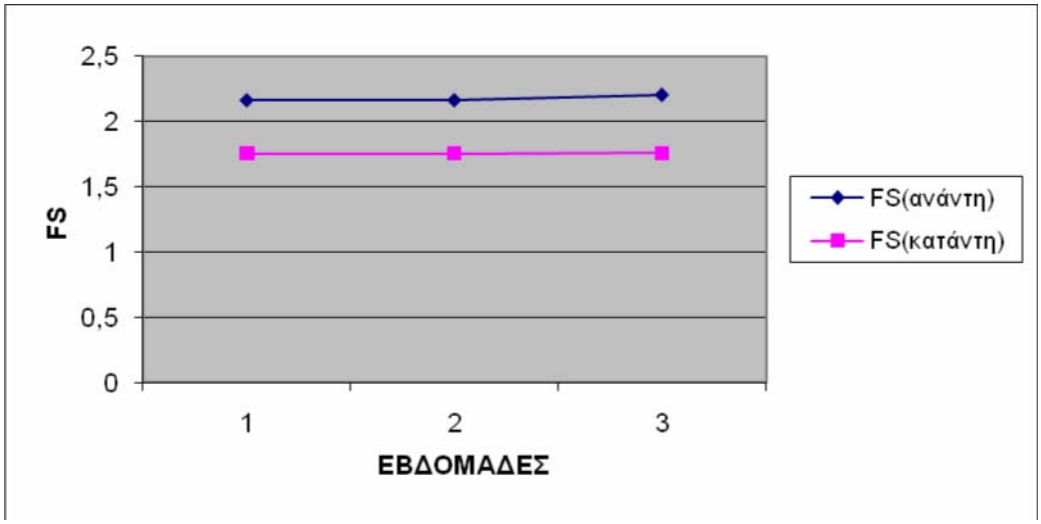
Α. Για σενάριο πτώσης της στάθμης νερού από τα 22m στα→ 10m

Στο διάγραμμα 4.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση πτώση στάθμης από τα 22m στα 10m για χρονικά διαστήματα 1, 2, 3 εβδομάδες, για παραμέτρους $k=10^{-5}$ (m/s) του αμμοχάλικου και $\varphi=20^{o}$. Οι συντελεστές ασφάλειας που παρουσιάζονται στο διάγραμμα δείχνουν σε κάθε περίπτωση πιθανή αστοχία του έργου.



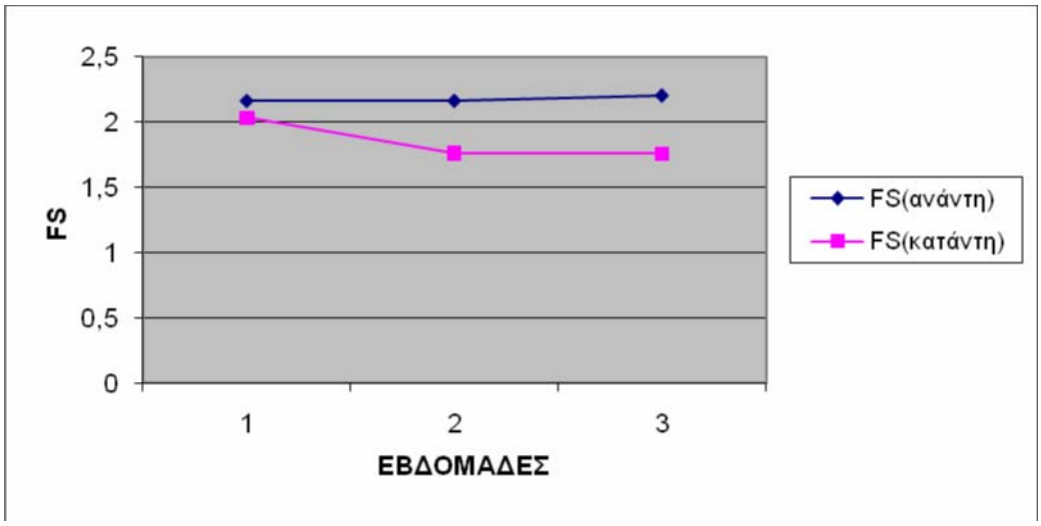
Διάγραμμα 4.1: *Συντελεστές ασφάλειας για $\varphi=20^{o}$ και $k=10^{-5}$ (m/s)*

Στο διάγραμμα 4.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση πτώση στάθμης από τα 22m στα 10m για χρονικά διαστήματα 1, 2, 3 εβδομάδες και για παραμέτρους $k=10^{-5}$ (m/s) (αμμοχάλικου) και $\varphi=35^{o}$.Οι συντελεστές ασφάλειας που παρουσιάζονται στο διάγραμμα κυμαίνονται από 2.1 έως 2.2 στο ανάντη του πρανούς, και 1.7 περίπου στο κατάντη του πρανούς.



***Διάγραμμα 4.2**: Συντελεστές ασφάλειας για φ=35° και k =10^{-5} (m/s)*

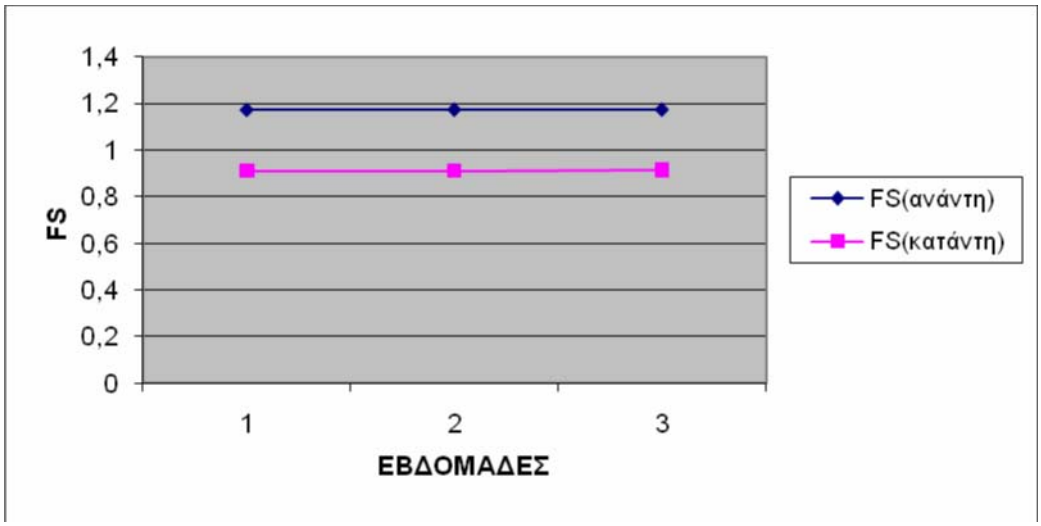
Στο διάγραμμα 4.3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση πτώση στάθμης από τα 22m στα 10m για χρονικά διαστήματα 1, 2, 3 εβδομάδες και για παραμέτρους k=10^{-6} (m/s) (αμμοχάλικου) και φ=35°. Στο διάγραμμα αυτό παρατηρείται ότι ο συντελεστής ασφάλειας, ανάντη του φράγματος παραμένει σταθερός περίπου 2.16, ενώ στο κατάντη του φράγματος μόνο την 1 εβδομάδα παρατηρείται λίγο υψηλότερος ο συντελεστής στο 2.032 ενώ μετά πέφτει στο 1.759.



***Διάγραμμα 4.3**: Συντελεστές ασφάλειας για φ=35° και k =10^{-6} (m/s)*

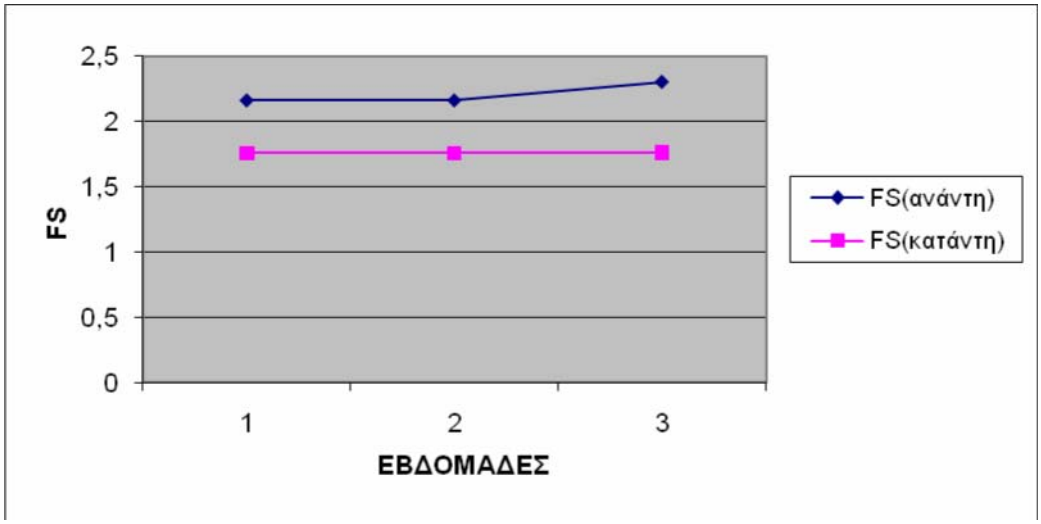
Β. Για σενάριο πτώσης της στάθμης νερού από τα 18m στα→ 10m

Στο διάγραμμα 4.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση πτώση στάθμης από τα 18m στα 10m για χρονικά διαστήματα 1, 2, 3 εβδομάδες και για παραμέτρους $k=10^{-5}$ (m/s)(αμμοχάλικου) και $\varphi=20^{o.}$ Στο διάγραμμα αυτό παρατηρείται πολύ μικρή μεταβολή του συντελεστή ασφάλειας στο ανάντη και κατάντη πρανές του φράγματος, που κυμαίνεται στο 1.17 στο ανάντη του πρανούς και 0.915 στο κατάντη. Παρατηρείται ότι στο κατάντη πρανές του φράγματος ο συντελεστής ασφάλειας είναι μικρότερος του 1, άρα πρέπει να γίνει αλλαγή γεωμετρίας του πρανούς λόγω επικινδυνότητας.



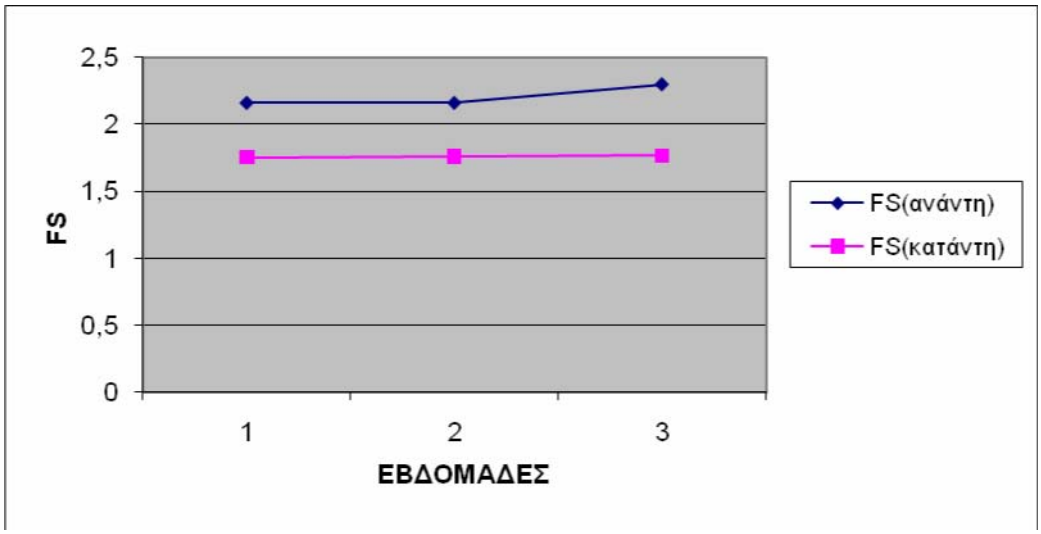
***Διάγραμμα 4.4**: Συντελεστές ασφάλειας για $\varphi=20^o$ και $K=10^{-5}$* (m/s)

Στο διάγραμμα 4.5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση πτώση στάθμης από τα 18m στα 10m για χρονικά διαστήματα 1, 2, 3 εβδομάδες και για παραμέτρους $k=10^{-5}$ (m/s)(αμμοχάλικου) και $\varphi=35^o$. Στο διάγραμμα αυτό παρατηρείται μια σταθερή κατάσταση του συντελεστή ασφάλειας στο κατάντη πρανές του φράγματος περίπου στο 1.75, ενώ ανάντη του φράγματος την $3^η$ εβδομάδα παρατηρείται μια μικρή αύξηση από 2.160 στο 2.300.



***Διάγραμμα 4.5**: Συντελεστές ασφάλειας για φ=35° και k =10^{-5} (m/s)*

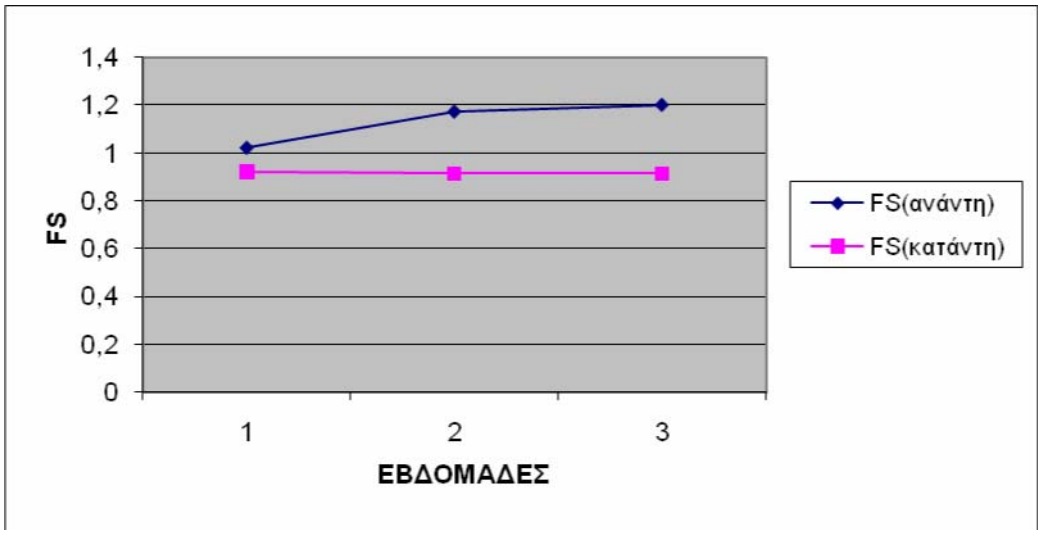
Στο διάγραμμα 4.6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση πτώση στάθμης από τα 18m στα 10m για χρονικά διαστήματα 1, 2, 3 εβδομάδες και για παραμέτρους k=10^{-6} (m/s) (αμμοχάλικου)και φ=35°. Στο διάγραμμα αυτό, είναι εμφανές ότι στο κατάντη πρανές του φράγματος ο συντελεστής ασφάλειας κυμαίνεται στο 1.75, ενώ στο ανάντη πρανές του φράγματος ο συντελεστής είναι λίγο μεγαλύτερος, κοντά στο 2.160 με μια μικρή αύξηση στην 3 εβδομάδα, που είναι 2.3



***Διάγραμμα 4.6:** Συντελεστές ασφάλειας για φ=35° και k =10^{-6}(m/s)*

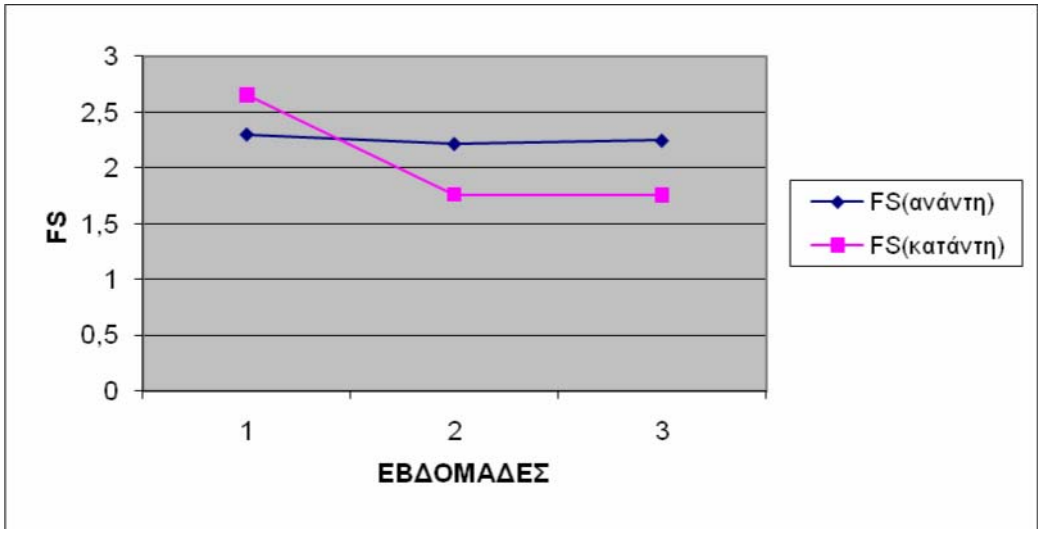
Γ. Για σενάριο πτώσης της στάθμης νερού από τα 15m στα→ 10m

Στο διάγραμμα 4.7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση πτώση στάθμης από τα 15m στα 10m για χρονικά διαστήματα 1, 2, 3 εβδομάδες και για παραμέτρους $k=10^{-5}$(m/s)(αμμοχάλικου)και $\varphi=20^{o}$. Στο διάγραμμα αυτό παρατηρείται ότι ο συντελεστής ασφάλειας στο κατάντη πρανές του φράγματος παραμένει σταθερός, στο 0.913, που σημαίνει αστοχία. Στο ανάντη πρανές του φράγματος ο συντελεστής ασφάλειας, είναι οριακός αρχικά και στη συνέχεια αυξάνεται.



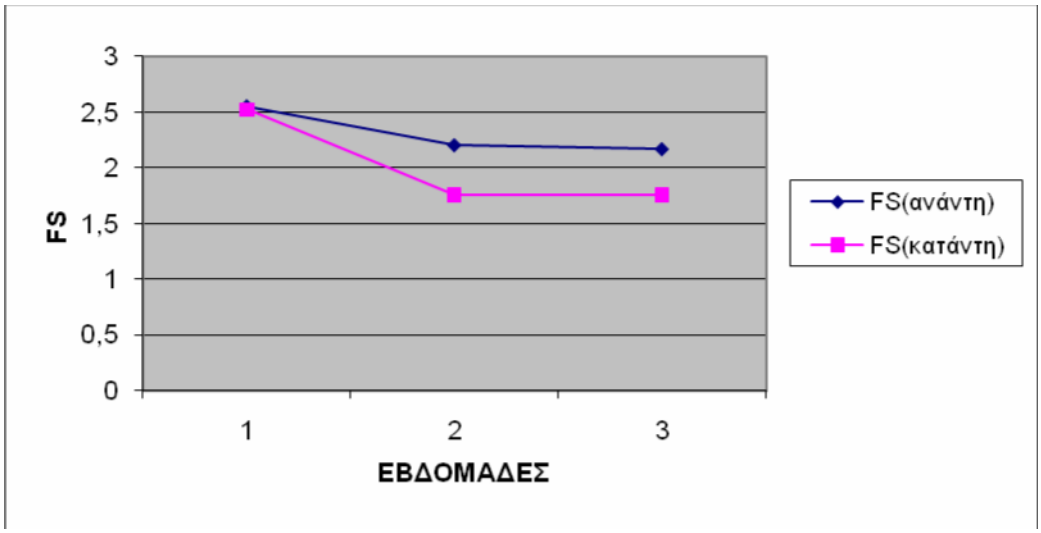
Διάγραμμα 4.7: *Συντελεστές ασφάλειας για $\varphi=20^{o}$ και $k=10^{-5}$(m/s)*

Στο διάγραμμα 4.8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση πτώση στάθμης από τα 15m στα 10m για χρονικά διαστήματα 1, 2, 3 εβδομάδες και για παραμέτρους $k=10^{-5}$ (m/s) (αμμοχάλικου)και $\varphi=35^{o}$. Στο διάγραμμα αυτό παρατηρείται ότι στο ανάντη πρανές του φράγματος ο συντελεστής ασφάλειας κυμαίνεται στο 2.200, ενώ στο κατάντη πρανές του φράγματος ο συντελεστής ασφάλειας σταθεροποιείται στην 2 και 3 εβδομάδα.



***Διάγραμμα 4.8**: Για φ=35° και k =10^{-5} (m/s)*

Στο διάγραμμα 4.9 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση πτώση στάθμης από τα 15m στα 10m για χρονικά διαστήματα 1, 2, 3 εβδομάδες και για παραμέτρους k=10^{-6} (m/s) (αμμοχάλικου)και φ=35°. Στο διάγραμμα αυτό σε καμία από τις 2 πλευρές (ανάντη και κατάντη) δεν παρατηρείται αστοχία.



***Διάγραμμα 4.9:** Για φ=35° και k =10^{-6} (m/s)*

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το λογισμικό **SLOPE/W** εξέτασε την ευστάθεια με βάση την διατομή εγκάρσια στο σώμα του φράγματος. Η εκτίμηση των πιέσεων των πόρων είχε προηγουμένως εκτιμηθεί με το λογισμικό **SEEP/W.**

Με βάση την γεωτεχνική ταξινόμηση των υλικών κατασκευής και βιβλιογραφικές αναφορές εκτιμήθηκαν σε κάθε ζώνη και εισήχθησαν στο πρόγραμμα οι τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής (φ), της συνοχής (c΄) και του κορεσμένου μοναδιαίου βάρους (γsat) των γεωυλικών του σώματος του φράγματος και των υποκείμενων σχηματισμών, δεδομένου ότι η συμπεριφορά τους περιγράφεται από το κριτήριο Mohr-Coulomb.

Αναλυτικά οι τιμές των παραμέτρων παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.1 έως 4.6, και τα αποτελέσματα από τα οποία εξάγονται τα συμπεράσματα, απεικονίζονται στα διαγράμματα 4.1 έως και 4.7.

Από όλα τα παραπάνω και τα αποτελέσματα των διαγραμμάτων, συμπερασματικά προκύπτει ότι η απότομη ταπείνωση της επιφάνειας ενός ταμιευτήρα ενός φράγματος, επιδρά στην ευστάθεια του ίδιου του φράγματος.

Συγκεκριμένα αλλάζοντας τις παραμέτρους k και φ, c του υλικού, προέκυψε μία διακύμανση τιμών του συντελεστή ασφάλειας, για το ανάντη και το κατάντη πρανές του φράγματος. Σε μερικές περιπτώσεις, και κυρίως στην περίπτωση χρόνου πτώσης στάθμης του ταμιευτήρα ίσου με 1 εβδομάδα, παρατηρείται συντελεστής ασφάλειας μικρότερος από 1 που ουσιαστικά προβλέπει αστοχία ολίσθησης.

Υπάρχουν διάφορες προσεγγίσεις για την για την βελτίωση του συντελεστή ασφάλειας και την κατασκευή ενός ασφαλούς φράγματος. Ο μελετητής πρέπει να

σταθμίσει την αποτελεσματικότητα μιας προσέγγισης και πόσο ευαίσθητη είναι στις αλλαγές των παραμέτρων.

Για παράδειγμα μία προσέγγιση είναι η αλλαγή της γεωμετρίας του πρανούς, δηλαδή η αύξηση της κλίσης του. Καθώς στο κατάντη πρανές του φράγματος παρατηρούνται πιο χαμηλοί συντελεστές ασφάλειας, η αλλαγή της κλίσης των πρανών του φράγματος μπορεί να είναι ανομοιόμορφη, δηλαδή μεγαλύτερη αύξηση της κλίσης στο κατάντη πρανές και μικρότερη αύξηση στο ανάντη πρανές. Σε κάθε περίπτωση πρέπει να ξανατρέξουν τα αντίστοιχα σενάρια για να διαπιστωθεί η βελτίωση του συντελεστή ασφάλειας.

Μία δεύτερη προσέγγιση, θα ήταν η αλλαγή της γεωμετρίας του πυρήνα. Και σε αυτή την περίπτωση πρέπει να τρέξουν τα αντίστοιχα σενάρια διαπίστωσης της επάρκειας του συντελεστή.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Αγιουτάντης, Ζ., (2002), *Στοιχεία Γεωμηχανικής Μηχανική Πετρωμάτων* Εκδόσεις ΙΩΝ, Αθήνα.

2. Στειακάκης, Εμμ., (2005), *Σειμειώσεις Τεχνικής Γεωλογίας –Εδαφομηχανικής,* Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.

3. Λιάκουρης Δ.Ε (1955), *Η Γεωλογία και τα φράγματα της ΔΕΗ* (Διεύθυνση Εκπαίδευσης .Αθήνα, Ιανουάριος 1955).

4. Λιακόπουλος. Α., (1981), *Υδρολογία Επιφανειακών Νερών* Εκδόσεις 'ΜΑΙΑΝΔΡΟΣ', Θεσσαλονίκη 1981.

5. Λοίζος, Α., (1979), *Ευστάθεια Πρανών* 'Εκδόσεις 'Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου', Αθήνα.

6. Λοίζος, Α., (1975), Ε*δαφομηχανική - Θεμελιώσεις Πρανών* 'Εκδόσεις 'Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου', Αθήνα.

7. Bishop, A.W. (1955), The use of slip-circle in the stability of earth slopes, *Geotechnique* vol.5 No.1

8. Bishop, A.W., Morgenstern, N. (1960), Stability Coefficients for Earth Slopes, *Geotechnique*, vol.10 No.4

9. Chen, W.F., Giger, M.W. (1971), Limit analysis of stability if slopes, *Journal of soil mechanics and foundation engineering, ASCE* vol.97 No.1

10. Drucker, D.C., Prager, W. (1952), Soil mechanics and plastic analysis for limit design, *Quarterly of Applied Mathematics,* vol.10 No.2

11. Duncan, J.M., Wright, S.G. (2005), *Soil Strength and Soil Stability*, John Wiley & Sons, New Jersey

12. Dunn, I. S. et al. (1980), *Fundamentals of geotechnical analysis*, John Wiley & Sons, New York

13. Fang, H.Y., Hirst, T.J. (1970), Application of Plasticity Theory to Slope Stability Problems, *Highway Research Record,* No. 323

14. Fell et al. (2005), *Geotechnical Engineering of Dams*, CRC Press, London, UK

15. Fellenius, W. (1927), Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion, Ernst, Berlin

16. Janbu, N. (1954), Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedures of slices, *Proceedings of the 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, vol.2, London 1957

17. Spencer, E. (1967), A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel internal forces, *Geotechnique*,vol.17 No.1

18. Taylor, D.W. (1937), Stability of earth slopes, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, vol.24 No.3

19. Whitman, R.V., Bailey, W.A. (1967), Use of computers for slope stability analysis, *Journal of soil mechanics and foundation division, ASCE* vol. 93 No.4

20. Yu, S.H. et al. (1998), Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering,* vol.124 No.1