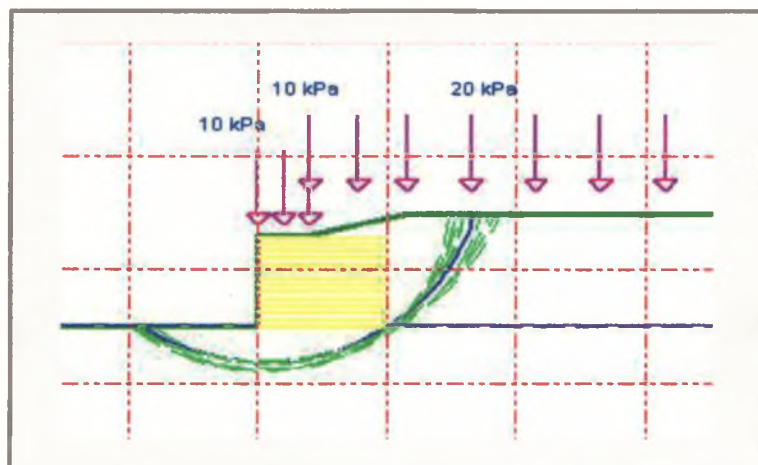




ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ – ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σχεδιασμός Οπλισμένων Επιχωμάτων  
Παραδοχές - Μεθοδολογίες - Ανάλυση



Εκπόνηση: Μιχαηλίδου Παρθένα

Επιβλέπων: Κωμοδρόμος Αιμίλιος, Επικ. Καθηγητής

ΒΟΛΟΣ  
ΙΟΥΛΙΟΣ 2003

*Η εργασία αυτή αφιερώνεται  
ολόψυχα στην οικογένεια μου.*



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΥΠΗΡΕΣΙΑ ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗΣ & ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ  
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 2433/1  
Ημερ. Εισ.: 15-03-2004  
Δωρεά: \_\_\_\_\_  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ  
2003  
MIX

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000072557

## *Ευχαριστίες*

*Ευχαριστώ θερμά τον κ. Κωμοδρόμο Αιμίλιο, Επίκουρο Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, για τη συνεχή επιστημονική και ηθική υποστήριξη του σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.*

*Σημαντική ήταν η συμβολή των καθηγητών μου κ. Ντακούλα Π. και Καραμπατάκη Δ., οι οποίοι με εύστοχες παρατηρήσεις και διορθώσεις συνέβαλαν στη βελτίωση αυτού του συγγράμματος και τους ευχαριστώ γι' αυτό.*

*Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω την υποψήφια διδάκτορα κα. Μπαρέκα Σ., για την πολύτιμη βοήθεια της.*

*Αισθάνομαι την ανάγκη, στο σημείο αυτό, να ευχαριστήσω και όλους τους καθηγητές μου, για το υψηλό επίπεδο γνώσεων, που προσφέρουν στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας και για την προσπάθεια, που καταβάλουν να διαμορφώσουν μηχανικούς με ψυχή και πνεύμα.*

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>	<b>1</b>
<b>2. ΑΝΤΙ ΙΣΤΟΡΙΚΗΣ ΑΝΑΔΡΟΜΗΣ.....</b>	<b>3</b>
<b>3. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΓΕΩΠΛΕΓΜΑΤΩΝ</b>	
3.1 Φυσικές ιδιότητες.....	7
3.2 Μηχανικές Ιδιότητες	
3.2.1 Εφελκυστική Αντοχή.....	7
3.2.2 Αντοχή σε Εξόλκευση.....	8
3.2.3 Αντοχή των κόμβων.....	10
3.3 Ανθεκτικές ιδιότητες	
3.3.1 Ερπυστικά φαινόμενα.....	12
3.3.2 Φθορά κατά την εγκατάσταση.....	12
3.4 Περιβαλλοντικές επιδράσεις	
3.4.1 Χημικές επιδράσεις.....	12
3.4.2 Μικροβιολογικές δράσεις.....	13
3.4.3 Θερμοκρασιακές επιρροές.....	13
3.4.4 Αντίσταση στη διάβρωση.....	13
<b>4. ΕΛΕΓΧΟΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ</b>	
4.1 Οριακή κατάσταση.....	15
4.1.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	15
4.1.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	16
4.2 Οριακή ισορροπία.....	16
4.2.1 Ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας.....	17
4.2.2 Ανάλυση ευστάθειας έναντι δυναμικής ολίσθησης διερχόμενης από το οπλισμένο και μη τμήμα του επιχώματος.....	22
4.2.3 Ανάλυση ολίσθησης στη διεπιφάνεια γεωπλέγματος εδάφους.....	24
4.2.4 Ανάλυση ευστάθειας έναντι βαθιάς ολίσθησης.....	26
4.2.5 Πεδίο εφαρμογής-Περιορισμοί ανάλυσης.....	27
<b>5. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>	
5.1 Διατμητική αντοχή εδάφους και συντελεστής ασφάλειας.....	30
5.2 Συντελεστές ασφάλειας επί των τιμών αντοχής των γεωπλεγμάτων.....	32

5.2.1	Μερικοί συντελεστές ασφάλειας στην ανάλυση οριακής ισορροπίας.....	33
5.2.2	Μερικοί συντελεστές ασφάλειας στην ανάλυση οριακής κατάστασης.....	34
5.3	Γενικοί συντελεστές ασφάλειας.....	35
5.4	Άλλοι συντελεστές ασφάλειας.....	36
5.5	Σεισμικοί συντελεστές ασφάλειας.....	36
5.6	Συνδυασμοί δράσεων.....	36
<b>6.</b>	<b>ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ</b>	
6.1	Συνιστώντα μέρη οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης.....	38
6.1.1	Έδαφος θεμελίωσης.....	39
6.1.2	Γεωϋλικό οπλισμένης ζώνης.....	39
6.1.3	Αντιστηριζόμενο έδαφος.....	40
6.1.4	Αποστραγγιστική ζώνη.....	40
6.1.5	Πρόσοψη-Μέτωπο της οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης.....	40
6.1.6	Οπλισμός.....	40
6.2	Εκσκαφές-Θεμελίωση οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης.....	41
6.3	Διάστρωση-Συμπύκνωση.....	41
6.4	Στάδια κατασκευής οπλισμένης γης.....	42
<b>7.</b>	<b>ΣΤΟΙΧΕΙΟΘΕΤΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ</b>	
7.1	Γενικά.....	46
7.2	Γεωμετρία του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης.....	46
7.3	Παραδοχές υλικών.....	47
7.4	Παραδοχές φορτίσεων.....	48
7.5	Συντελεστές ασφάλειας.....	49
<b>8.</b>	<b>ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ</b>	
8.1	Γενικά.....	51
8.2	Έλεγχος της διατομής με χρήση του προγράμματος Excel.....	51
8.2.1	Αποτελέσματα της επίλυσης.....	53
8.3	Έλεγχος της διατομής με χρήση του προγράμματος EnkaSlope..	54
8.4	Έλεγχος της διατομής με χρήση του προγράμματος Stabl.....	55
<b>9.</b>	<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>	<b>59</b>

- ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α:** Μεθοδολογία επίλυσης οπλισμένων τοίχων αντιστήριξης με κατακόρυφη κλίση πρανούς
- ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β:** Αποτελέσματα ελέγχων ευστάθειας στο πρόγραμμα Excel
- ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ:** Αποτελέσματα ελέγχων ευστάθειας στο πρόγραμμα Enkaslope Version 1.1
- ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ:** Έλεγχος ευστάθειας τοίχου αντιστήριξης με κατακόρυφη όψη εδραζόμενο σε σταθερό έδαφος

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1<sup>ο</sup>

Εισαγωγή



## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο πολιτικός μηχανικός συναντά και χρησιμοποιεί το έδαφος σε πλήθος εφαρμογών. Το έδαφος, ανάλογα με τη σύστασή του, διαθέτει ικανοποιητική διατμητική αντοχή σε καθεστώς τριαξονικής θλίψης. Αντίθετα σε κατάσταση εφελκυσμού η διατμητική του αντοχή είναι ιδιαίτερα μικρή έως και μηδενική (ψαθυρά εδάφη). Για να αντιμετωπιστεί αυτή η αδυναμία του εδάφους υιοθετήθηκε η τεχνική της όπλισης του. Τα υλικά, που χρησιμοποιούνται για το σκοπό αυτό είναι σχετικά ελαφριά και ελαστικά και διαθέτουν εξαιρετικά υψηλή εφελκυστική αντοχή. Παράδειγμα τέτοιων υλικών αποτελούν τα πολυμερή, γνωστά ως γεωσυνθετικά υλικά. Όταν το έδαφος χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τα γεωσυνθετικά υλικά δημιουργείται ένα νέο “υλικό”, το οποίο αποκαλείται οπλισμένη γη και είναι σε θέση να αναλάβει θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις.

Το γεγονός ότι με την παρουσία των γεωπλεγμάτων αυξάνει η αντοχή του οπλισμένου εδάφους καθιστά εφικτή τη διαμόρφωση πρανών με μεγάλες κλίσεις. Η δυνατότητα αυτή, που παρέχουν τα γεωσυνθετικά υλικά, αποτελεί και το λόγο για τον οποίο η τεχνική αυτή εφαρμόζεται σε παγκόσμιο επίπεδο σε πολλά έργα πολιτικού μηχανικού.

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται αρχικά σύντομη παρουσίαση των γεωπλεγμάτων και των χαρακτηριστικών τους. Στη συνέχεια παρατίθενται οι δύο επικρατέστερες μεθοδολογίες ελέγχου οπλισμένων επιχωμάτων: αυτή της οριακής ισορροπίας και αυτή της οριακής κατάστασης. Κατά τις μεθοδολογίες αυτές πραγματοποιούνται έλεγχοι εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας. Οι παραδοχές σχεδιασμού και οι κατασκευαστικές διατάξεις συχνά αποτελούν καθοριστικό παράγοντα σχεδιασμού των οπλισμένων επιχωμάτων. Στα πεδία αυτά αφιερώνονται δύο αντίστοιχα κεφάλαια.

Τα τελευταία κεφάλαια της διπλωματικής αφιερώνονται στην υπολογιστική διαδικασία επίλυσης προβλήματος οπλισμένου επιχώματος. Ειδικότερα παρουσιάζεται αρχικά πρόγραμμα προκαταρκτικού σχεδιασμού, το οποίο εντάχθηκε σε λογισμικό φύλλο

EXCEL. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με το πρόγραμμα Η/Υ της EnkaSlope V 1.1, το οποίο ευγενώς παραχωρήθηκε για την εκπόνηση της διπλωματικής. Οι εξωτερικοί έλεγχοι ευστάθειας, τέλος, πραγματοποιούνται με χρήση του προγράμματος Winstab (Κωμοδρόμος Αιμ., 1996)

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup>

Αντι ιστορικής αναδρομής

## 2. ΑΝΤΙ ΙΣΤΟΡΙΚΗΣ ΑΝΑΔΡΟΜΗΣ

Διάφορες μορφές γεωσυνθετικών υλικών χρησιμοποιούνται εδώ και χιλιάδες χρόνια. Η τεχνική της οπλισμένης γης χρησιμοποιήθηκε από τους Βαβυλώνιους, πριν από περίπου τρεις χιλιάδες χρόνια, στην κατασκευή των ζιγκουράτ, σχήμα 1.1. Μία φημισμένη κατασκευή ζιγκουράτ, ο Πύργος της Βαβέλ, κατέρρευσε πιθανότατα γιατί δεν είχε οπλιστεί το έδαφος στη θεμελίωση του. Στην εποχή μας είναι σύνηθες, ο ανάδοχος ενός έργου, που κατασκευάζεται σε μία χώρα, να προσλαμβάνει προσωπικό από την ευρύτερη διεθνή αγορά. Κάτι αντίστοιχο ενδεχομένως συνέβη και στη Μέση Ανατολή στην κατασκευή του Πύργου της Βαβέλ. Ήταν λοιπόν εύκολο να επιρρίψουν την ευθύνη στους αλλόγλωσσους, αφού αυτό ακριβώς το ζήτημα της γλώσσας δεν τους έδινε τη δυνατότητα να υπερασπίσουν τον εαυτό τους. Βέβαια ο συγγραφέας της Βίβλου, όπως είναι γνωστό, αποδίδει τα γεγονότα διαφορετικά ίσως γιατί έπρεπε να βρεθεί ένας αποδιοπομπαίος τράγος και σίγουρα δεν ήταν τόσο εύκολο αυτός να είναι ο σύμβουλος μηχανικός.



Σχήμα 1.1 Γιγαντιαίος πύργος των Βαβυλωνιακών ναών, με επάλληλους ορόφους, που προοδευτικά περιορίζονται σε έκταση (Ζιγκουράτ)

Επί χιλιάδες χρόνια οι Κινέζοι για να ενισχύσουν το έδαφος χρησιμοποιούσαν το ξύλο, το μπαμπού, το άχυρο. Η σπουδαιότητα της όπλισης του εδάφους στην αρχαία Κίνα αποδεικνύεται από το γεγονός ότι το σύμβολο, που χρησιμοποιούν οι Κινέζοι για να αποδώσουν τον κλάδο του Πολιτικού Μηχανικού, μεταφράζεται ως « γη και ξύλο ». Η ιδέα της όπλισης του εδάφους μεταδόθηκε στην Ιαπωνία από την Κίνα πριν από περίπου δύο χιλιάδες χρόνια. Ακόμη και σήμερα υπάρχουν κατασκευές από οπλισμένο επίχωμα που χρονολογούνται από την εποχή του Χριστού. Η τεχνική της χρησιμοποίησης φυσικών υλικών για τη σταθεροποίηση του εδάφους, εφαρμόστηκε ευρύτατα στην Κίνα κυρίως έως τη δεκαετία του 1940.

Οι Ρωμαίοι μεταχειρίζονταν το ξύλο και το καλάμι ως οπλισμό στα ασθενή εδάφη. Τα παραπάνω υλικά όπως επίσης και το δέρμα των ζώων, χρησιμοποιήθηκαν για να οπλίσουν το έδαφος και κατά τον Μεσαίωνα.

Κατά την περίοδο 1926 έως 1935 έγινε μία προσπάθεια στις Η.Π.Α. να χρησιμοποιηθούν βαμβακερά υφάσματα για να ενισχύσουν την ευστάθεια οδοστρωμάτων. Κατά τη διάρκεια του Δεύτερου Παγκοσμίου Πολέμου ο Βρετανικός Στρατός χρησιμοποίησε τεθωρακισμένα μηχανήματα ειδικά κατασκευασμένα, να μεταφέρουν και να διαστρώνουν στο έδαφος, ρολά από ύφασμα ή καμβά. Αυτή η τεχνική χρησιμοποιήθηκε το 1944 για την εισβολή στην Νορμανδία.

Το Φεβρουάριο του 1953 συνέβη η πιο καταστροφική πλημμύρα στην νεότερη ιστορία της Ολλανδίας. Κόστισε τη ζωή σε 2.000 ανθρώπους και ανάγκασε άλλους 72.000 να εγκαταλείψουν τις εστίες τους. Περισσότερα από 150.000 εκτάρια γης πλημμύρισαν στο βορειοδυτικό τμήμα της Ολλανδίας. Το ύψος των ζημιών ανήλθε σε 1.500.000 Ολλανδικές guilders. Η ολέθρια αυτή καταστροφή ήταν η απαρχή του διάσημου και φιλόδοξου σχεδίου 'Delta Works' στόχος του οποίου ήταν να προστατεύσει τις παραθαλάσσιες περιοχές ανάμεσα στο Western Scheldt και το Rotterdam Waterway. Το σχέδιο αυτό εξελίχθηκε σε ένα ριζοσπαστικό κατασκευαστικό πρόγραμμα με προϋπολογισμό παρόμοιο του διαστημικού προγράμματος των Η.Π.Α.. Στο πλαίσιο αυτού του προγράμματος εφαρμόστηκαν για πρώτη φορά κατασκευαστικές τεχνικές και χρησιμοποιήθηκαν πολλά νέα υλικά, ανάμεσα τους τα υφάσματα από τεχνητές ίνες.

Με την ανάπτυξη των συνθετικών υλικών, ο κλάδος του Πολιτικού Μηχανικού αναβίωσε την εφαρμογή τεχνικών, που χρησιμοποιούνταν αιώνες πριν. Ενδεικτικά στοιχειοθετείται η εξελικτική χρήση των γεωσυνθετικών υλικών κατά την πρώιμη περίοδο εφαρμογής σε έργα πολιτικού μηχανικού:

- 1957 : Σάκοι άμμου κατασκευασμένοι από “nylon” υφαντό ύφασμα χρησιμοποιήθηκαν στην Ολλανδία για στεγανοποιήσουν την είσοδο του Pluimrot. Η καταστροφική πλημμύρα του 1953 έδωσε την αφορμή για εκτεταμένες παράκτιες εργασίες στην Ολλανδία. Τμήμα αυτών των εργασιών αποτελεί το Delta Project, στο οποίο χρησιμοποιήθηκαν πάνω από δέκα εκατομμύρια τετραγωνικά μέτρα γεωϋφάσματος από τα μέσα της δεκαετίας του 1970 έως τα μέσα της δεκαετίας 1980.
- 1958 : Στη Φλόριδα (Η.Π.Α.) ένας τύπος συνθετικού υφαντού υφάσματος χρησιμοποιήθηκε μεταξύ του εδάφους και της λιθορριπής (rip-rap) για τον έλεγχο της παραθαλάσσιας διάβρωσης. Το ύφασμα αυτό κατασκευασμένο από πολυβινυλοχλωρίδιο είναι ακόμη σε πολύ καλή κατάσταση (μετά από 27 χρόνια), όπως έδειξε πρόσφατος επιτόπου έλεγχος. Η εφαρμογή αυτή θεωρήθηκε ως η πρώτη χρήση γεωϋφασμάτων.
- 1958 : Τη χρονιά αυτή τοποθετήθηκαν συνθετικοί σάκοι άμμου σε κυματοθραύστη στη Δυτική Γερμανία υπό τις καθοδηγίες του καθηγητή F.F. Zitscher. Την ίδια εποχή συνθετικοί υφαντοί σάκοι χρησιμοποιήθηκαν στην Ιαπωνία για την κατασκευή επιχωμάτων και τη σταθεροποίηση πρανών.
- 1959 : Στη περιοχή της Nagoya της Ιαπωνίας χρησιμοποιήθηκαν συνθετικοί σάκοι άμμου και υφαντά υφάσματα στην κατασκευή νέων προστατευτικών αναχωμάτων, μετά την αστοχία των παλαιότερων κατά τη διάρκεια τυφώνα, που προκάλεσε το θάνατο περίπου 2.000 ανθρώπων.
- 1966 : Η πρώτη εφαρμογή μη υφαντών υφασμάτων σε έργο πολιτικού μηχανικού ήταν σε έργο οδοποιίας στις Η.Π.Α. στην ασφαλτική επίστρωση. Η εφαρμογή αυτή εξελίχθηκε στη συνέχεια στις Η.Π.Α., σε Ευρωπαϊκές και άλλες χώρες.
- 1967 : Τη χρονιά αυτή χρησιμοποιήθηκαν για πρώτη φορά, σε έργο πολιτικού μηχανικού, συνθετικά πλέγματα. Οι επιτόπου δοκιμές ενίσχυσης του μαλακού εδάφους, που διεξήχθησαν με μεγάλη επιτυχία στην Ιαπωνία και ενέπνευσαν την εξέλιξη των γεωπλεγμάτων, ήταν η απαρχή πολλών εφαρμογών, ανάμεσα στις οποίες η ενίσχυση των επιχωμάτων της εθνικής οδού της Ιαπωνίας.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup>

Χαρακτηριστικά των γεωπλεγμάτων

### 3. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΓΕΩΠΛΕΓΜΑΤΩΝ

Τα γεωπλέγματα είναι σχετικά δύσκαμπτα και η μορφή τους θυμίζει έντονα δίχτυ. Οι οπές τους (“apertures”) είναι συνήθως τετράγωνες ή παραλληλόγραμμες με άνοιγμα της τάξης των 1 έως 10 cm, αυτό εξαρτάται από την εταιρία κατασκευής. Οι νευρώσεις (ribs) των γεωπλεγμάτων κατασκευάζονται από διάφορα υλικά και οι μέθοδοι σύνδεσης των κόμβων διαφέρουν. Η γεωμετρία τους διαμορφώνεται κατάλληλα, ώστε να ευνοείται η αλληλεπίδραση τους με το έδαφος. Η πρωταρχική λειτουργία των γεωπλεγμάτων είναι η ενίσχυση του εδάφους, όπως ενδεικτικά εικονίζεται στο σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1 Ενδεικτική απεικόνιση εφαρμογών ενίσχυσης εδάφους με γεωπλέγματα, Rimoldi P. (1991)



Σε αντίθεση με άλλα γεωσυνθετικά υλικά, που εμφανίζουν τη μέγιστη αντοχή τους σε πολύ μεγάλες παραμορφώσεις, τα γεωπλέγματα ενεργοποιούνται πλήρως σε παραμορφώσεις συμβατές με αυτές της μέγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους. Για την ενίσχυση του εδάφους τα γεωσυνθετικά υλικά με υψηλό μέτρο ελαστικότητας εξυπηρετούν καλύτερα σε σχέση με αυτά, που έχουν χαμηλό μέτρο ελαστικότητας και αυτό γιατί ενεργοποιούν τις ιδιότητες τους σε επιμηκύνσεις συμβατές με τις παραμορφώσεις του εδάφους (3% έως 5%).

### **3.1 Φυσικές ιδιότητες**

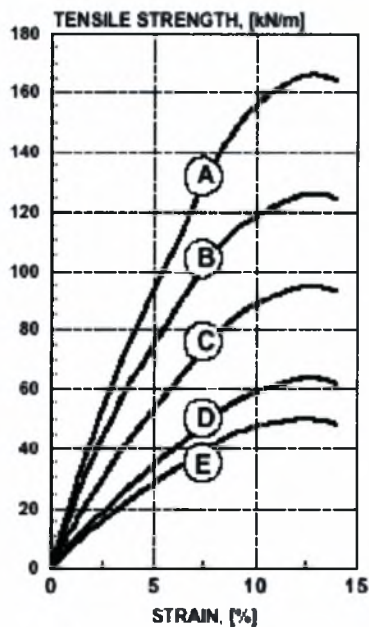
Πολλές από τις φυσικές ιδιότητες μπορούν να εξακριβωθούν άμεσα, όπως είναι ο τύπος της κατασκευής, ο τύπος συναρμογής των κόμβων, το μέγεθος των οπών και το πάχος των νευρώσεων. Άλλα μεγέθη, που επίσης ενδιαφέρουν, είναι η μάζα ανά μονάδα επιφάνειας, η οποία κυμαίνεται από 200 έως 1.000 gr/m<sup>2</sup> και το ποσοστό των ανοιγμάτων, που κυμαίνεται από 40% έως 95% της συνολικής επιφάνειας.

Η δυσκαμψία των γεωπλεγμάτων, μία φυσική ιδιότητα ιδιαίτερης σημασίας, μπορεί να μετρηθεί με την τυποποιημένη δοκιμή ASTM D1388

### **3.2 Μηχανικές ιδιότητες**

#### **3.2.1 Εφελκυστική Αντοχή**

Η εφελκυστική αντοχή των γεωπλεγμάτων είναι ίσως η σπουδαιότερη και σημαντικότερη μηχανική ιδιότητα τους και μπορεί να μετρηθεί με τη δοκιμή ASTM D4595. Αυτή η δοκιμή καλύπτει όχι μόνο τη μέτρηση της εφελκυστικής αντοχής, αλλά και τη μέτρηση των αντίστοιχων παραμορφώσεων. Ιδιαίτερη σημασία δίνεται στην απόδοση της αντοχής του γεωπλέγματος στις παραμορφώσεις του 2% και 5%. Στο σχήμα 3.1 δίνονται τα αποτελέσματα μιας τέτοιας δοκιμής για γεωπλέγματα πολυαιθυλενίου διάφορων αντοχών.



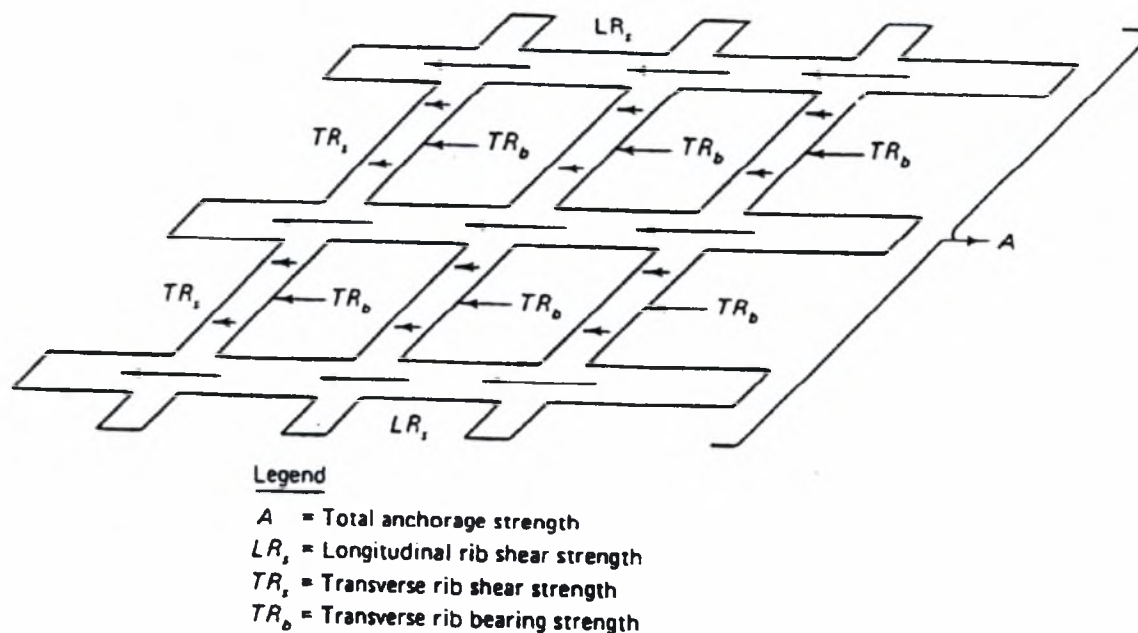
Σχήμα 3.2 Αποτελέσματα δοκιμής ελκυσμού σε γεωπλέγματα πολυαιθυλενίου διαφορετικών αντοχών, Rimoldi P. (1991)

### 3.2.2 Αντοχή σε Εξόλκευση

Η μορφή των γεωπλεγμάτων επιτρέπει την ανάπτυξη μηχανισμών αλληλεμπλοκής με το έδαφος, οι οποίοι προσδίδουν στους οπλισμούς, ιδιαίτερα υψηλή αντοχή σε εξόλκευση, που ξεπερνά κατά πολύ την αντοχή τους σε διάτμηση. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας των εδαφικών κόκκων, που περνούν μέσα στις οπές και αλληλεπιδρούν με το γεώπλεγμα.

Ο όρος διατμητική αντοχή των γεωπλεγμάτων αναφέρεται στις δυνάμεις, που δημιουργούνται στην διεπιφάνεια εδάφους γεωπλέγματος και εκφράζονται μέσω ισοδύναμης γωνίας τριβής.

Η αντοχή σε εξόλκευση είναι αποτέλεσμα δράσης τριών ανεξάρτητων μηχανισμών, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.3. Ο πρώτος είναι η ανάπτυξη διατμητικών τάσεων κατά μήκος των διαμήκων νευρώσεων του γεωπλέγματος ( $LR_s$ ). Ο δεύτερος είναι οι διατμητικές τάσεις, που αναπτύσσονται κατά μήκος του εγκάρσιου οπλισμού ( $TR_s$ ). Ο τρίτος και σημαντικότερος ως προς το αποτέλεσμα μηχανισμός είναι οι παθητικές ωθήσεις, που ασκούνται στο μέτωπο του εγκάρσιου οπλισμού ( $TR_b$ ).



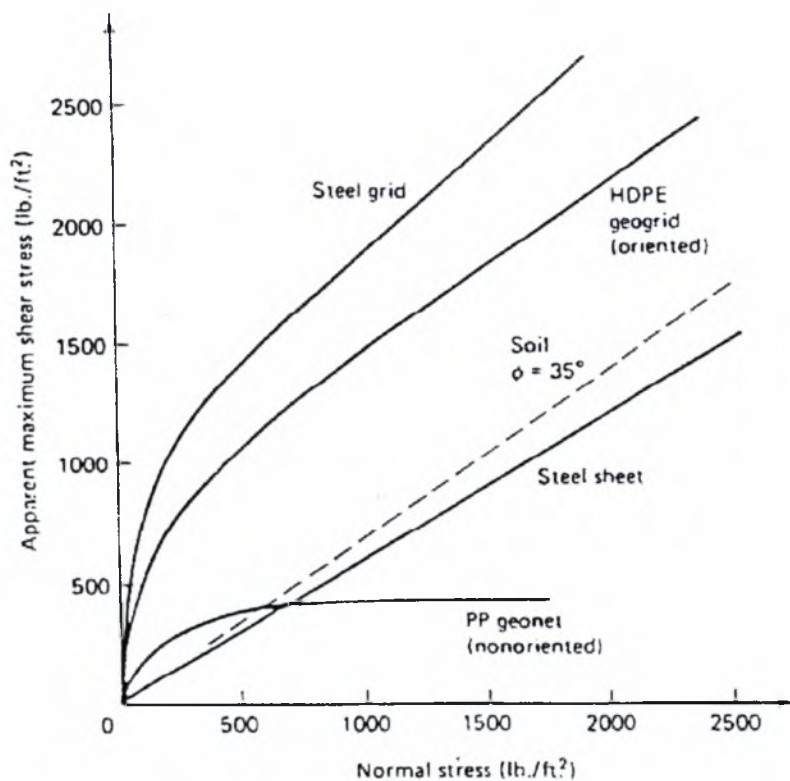
Σχήμα 3.3 Μηχανισμοί που μετέχουν στην ανάπτυξη της αντοχής σε εξόλκευση, Koerner R. Et al (1989)

Η εργαστηριακή δοκιμή, που χρησιμοποιείται σήμερα για να μετρηθεί η αντοχή σε εξόλκευση, είναι αρκετά δύσκολο να εκτελεστεί και ακόμη πιο δύσκολο να τυποποιηθεί. Ορισμένες από τις απαιτήσεις, που πρέπει να ικανοποιούνται, δίνονται παρακάτω :

1. Το κουτί του δοκιμίου να είναι αρκετά βαθύ, ώστε να επιτρέπει στο έδαφος, που βρίσκεται πάνω και κάτω από το γεώπλεγμα να διαστέλλεται ελεύθερα κατά την παραμόρφωση.
2. Το κουτί του δοκιμίου να είναι αρκετά ψηλό (τουλάχιστον 1m) ώστε να επιτρέπει πλήρη ανάπτυξη των τάσεων πάνω στο γεώπλεγμα.
3. Τοποθέτηση μηχανομητρών στις εγκάρσιες και διαμήκεις νευρώσεις για τη παρακολούθηση της συμπεριφοράς τους.

Οι δοκιμές εξόλκευσης, που εκτελέστηκαν σε διάφορους τύπους γεωπλεγμάτων, έδειξαν ότι η αντοχή του γεωπλέγματος είναι κατά πολύ μεγαλύτερη της διατμητικής αντοχής του εδάφους κυρίως υπό το καθεστώς μεγάλων τάσεων ή/και παραμορφώσεων. Στο γράφημα του σχήματος 3.4 δίνονται τα αποτελέσματα δοκιμής εξόλκευσης των γεωπλεγμάτων από χάλυβα και υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο σε κοκκώδες έδαφος Ingold T. S. (1983), όπου φαίνεται από τα πρώτα βήματα της φόρτισης, η ανάπτυξη υψηλών διατμητικών τάσεων. Ο τύπος του εδάφους επηρεάζει

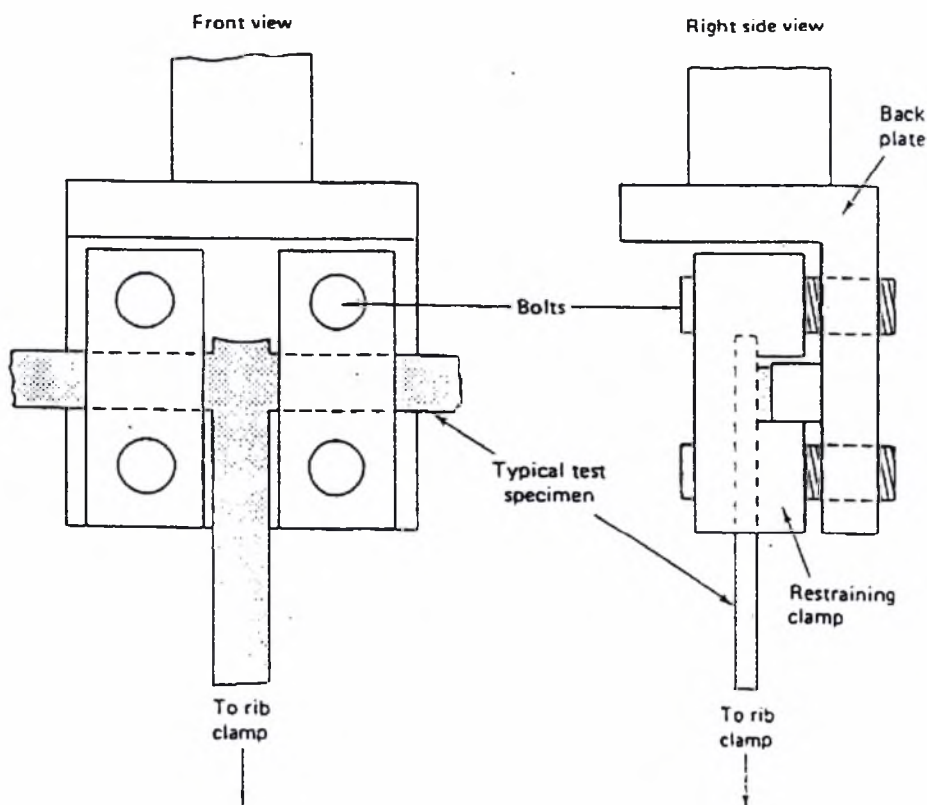
τη συμπεριφορά των γεωπλεγμάτων. Για παράδειγμα διαπιστώνεται σε αργιλώδη εδάφη γραμμική αύξηση της δύναμης εξόλκευσης των γεωπλεγμάτων με την αύξηση των ορθών τάσεων.



Σχήμα 3.4 Αποτελέσματα δοκιμής σε εξόλκευση υλικών όπλισης μέσα σε πυκνή κοκκώδη άμμο Ingold T. S. (1983)

### 3.2.3 Αντοχή των κόμβων

Οι κόμβοι μορφώνονται στα σημεία τομής των εγκάρσιων και διαμήκων νευρώσεων του γεωπλέγματος. Η καλή συναρμογή στα σημεία αυτά είναι απαραίτητη, γιατί μέσω των κόμβων μεταφέρονται οι δυνάμεις από τις εγκάρσιες στις διαμήκεις νευρώσεις και εξασφαλίζεται η καλή λειτουργία του γεωπλέγματος.



Σχήμα 3.5 Διάταξη συσκευής ελέγχου της αντοχής των κόμβων

Δεν υπάρχει τυποποιημένη δοκιμή για τον έλεγχο αντοχής των κόμβων. Ωστόσο στη βιβλιογραφία αναφέρεται η δοκιμή GRI GG2 (Geosynthetic Research institute, Drexel University, Philadelphia 1987). Στο σχήμα 3.5 φαίνεται ο τρόπος με τον οποίο στερεώνεται ο εγκάρσιος οπλισμός. Το άκρο του διαμήκους οπλισμού, που βρίσκεται απέναντι ακριβώς από τον κόμβο, στερεώνεται κατά παρόμοιο τρόπο. Στη συνέχεια ασκούνται εφελκυστικές δυνάμεις στα δύο αυτά τμήματα του γεωπλέγματος, έως ότου επέλθει αστοχία. Η δοκιμή αυτή δίνει την αντοχή των κόμβων εκφρασμένη σε μονάδες δύναμης. Οι δοκιμές έδειξαν ότι η απόδοση της αντοχής των κόμβων (λόγος της αντοχής των κόμβων προς την αντοχή των νευρώσεων) κυμαίνεται από 7% έως 100%. Στην παραπάνω δοκιμή οι κόμβοι είναι ελεύθερα στρεπτοί, αυτό όμως στην πραγματικότητα δεν συμβαίνει, αφού η ύπαρξη ορθών τάσεων εισάγει περιορισμούς στην κίνηση των κόμβων. Το σφάλμα γίνεται μεγαλύτερο, καθώς μειώνεται η αντοχή των κόμβων, που δίνει η δοκιμή.

### **3.3 Ανθεκτικές Ιδιότητες (Endurance Properties)**

#### **3.3.1 Ερπυστικά Φαινόμενα**

Τα πολυμερή συνίστανται από μακρομόρια. Τα μακρομόρια αυτά βρίσκονται σε περιοχές κρυσταλλικής δομής και περιοχές άμορφης δομής, που εναλλάσσονται μεταξύ τους μέσα στο υλικό. Το ποσοστό της κρυσταλλικής δομής καθορίζει την ερπυστική συμπεριφορά του υλικού. Η ερπυστική συμπεριφορά ενός υλικού καθορίζεται όχι μόνο από την μοριακή δομή του, αλλά και από το τασικό πεδίο που θα αναπτυχθεί, το χρόνο, τη θερμοκρασία και τέλος από περιβαλλοντικούς παράγοντες, οι οποίοι αναπτύσσονται στην επόμενη ενότητα 3.4. Δεν έχει εδραιωθεί τυποποιημένη εργαστηριακή δοκιμή, που να δίνει την αντοχή των γεωπλεγμάτων σε ερπυσμό.

#### **3.3.2 Φθορά κατά την εγκατάσταση**

Η τοποθέτηση των γεωπλεγμάτων στο πεδίο, όπως και των περισσότερων γεωσυνθετικών υλικών, απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή και φροντίδα. Υπάρχει κίνδυνος άμεσης φθοράς από τα βαριά μηχανήματα του εργοταξίου, τις απροσεξίες των συνεργείων, που εργάζονται στο χώρο αυτό, την πτώση αντικειμένων και τα ατυχήματα που πιθανώς θα συμβούν πριν καλυφθεί το γεώπλεγμα. Λίγες μελέτες έχουν διεξαχθεί με αντικείμενο τη φθορά των γεωπλεγμάτων μετά την τοποθέτηση τους. Τα αποτελέσματα αυτών των μελετών έδειξαν μείωση της αντοχής του γεωπλέγματος, που είχε ανασυρθεί μετά την τοποθέτηση, σε ποσοστό 0% έως 30% της αρχικής του αντοχής. Για να μειωθεί το ποσοστό αυτό συνηθίζεται η διάστρωση άμμου πάνω από το γεώπλεγμα.

### **3.4 Περιβαλλοντικές Επιδράσεις (Environmental Properties)**

#### **3.4.1 Χημικές Επιδράσεις**

Κατασκευασμένα από υψηλής πυκνότητας πολυολεφίνες και από πολυεστέρα, τα γεωπλέγματα παρουσιάζουν εξαιρετική αντίσταση σε χημικές επιρροές. Σε περιπτώσεις κατά τις οποίες στην περιοχή κατασκευής του έργου επικρατούν “ασυνήθιστες” συνθήκες, τότε επιβάλλεται να εκτελεστεί δοκιμή, που να προσομοιώνει κατά το δυνατόν το υπαρκτό χημικό περιβάλλον. Παραδείγματα τέτοιων “ασυνήθιστων” συνθηκών αποτελούν η εξαιρετικά υψηλή ή χαμηλή

αλκαλικότητα του εδάφους και η παρουσία υψηλού ποσοστού υδρογονανθράκων από τα υλικά που χρησιμοποιούνται στην οδοστρωσία. Είναι δύσκολη η εκτέλεση δοκιμών, λόγω χάρη εφελκυσμού, που να ανταποκρίνονται σε ένα τέτοιο χημικό περιβάλλον.

### **3.4.2 Μικροβιολογικές Δράσεις**

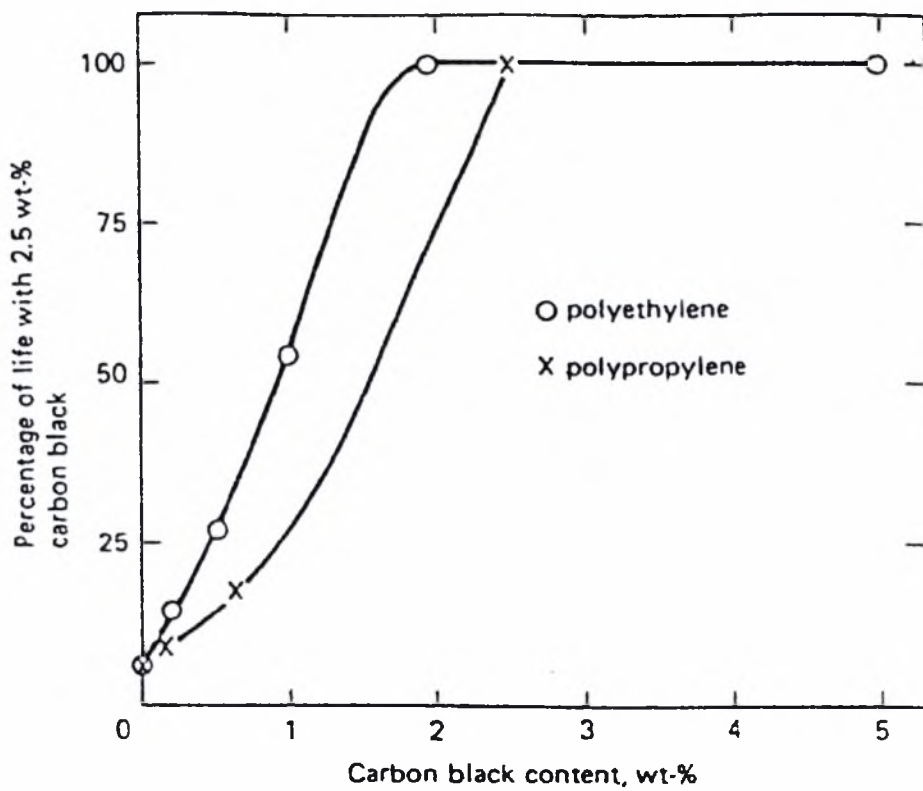
Είναι γνωστό ότι μικροοργανισμοί κάθε είδους βρίσκονται στο έδαφος. Έτσι δεν προκαλεί εντύπωση το γεγονός ότι βακτήρια και μύκητες προσκολλώνται στα υλικά, που είναι τοποθετημένα μέσα στο έδαφος, όπως τα γεωπλέγματα. Λογικό και αναμενόμενο είναι επίσης οι βιολογικές επιρροές να διαφοροποιούνται από περιοχή σε περιοχή ανάλογα με τη σύσταση του υπεδάφους και τη στάθμη του υπογείου ορίζοντα. Η παρουσία των μικροοργανισμών θεωρείται επιβλαβής μόνο στην περίπτωση, που αυτά προσβάλλουν τα πολυμερή από τα οποία κατασκευάζονται τα γεωπλέγματα, κάτι που δεν έχει διαπιστωθεί ακόμη για τις πολυολεφίνες και τους πολυεστέρες.

### **3.4.3 Θερμοκρασιακές Επιρροές**

Οι ακραίες θερμοκρασιακές μεταβολές δεν επιδρούν σημαντικά στα γεωπλέγματα. Οι υψηλές θερμοκρασίες όμως εντείνουν τα ερπυστικά φαινόμενα. Για το λόγο αυτό γίνονται δοκιμές αντοχής των γεωπλεγμάτων υπό τις θερμοκρασίες, που αναμένεται να αναπτυχθούν, ή χρησιμοποιούνται κατά τη διαστασιολόγηση υψηλότεροι συντελεστές ασφαλείας όσο αφορά τις ερπυστικές παραμορφώσεις.

### **3.4.4 Αντίσταση στη διάβρωση**

Τα χρησιμοποιούμενα γεωπλέγματα πρέπει να είναι ανθεκτικά και ανεπηρέαστα από την υπεριώδη ακτινοβολία (UV), τον κυριότερο ίσως παράγοντα διάβρωσης. Το πρόβλημα υφίσταται κυρίως κατά το στάδιο της κατασκευής, όπου τα γεωπλέγματα είναι εκτεθειμένα στο ηλιακό φως. Η προσθήκη 2% έως 2.5% άνθρακα (carbon black) στα πολυμερή επιβραδύνει τη διάβρωση των γεωπλεγμάτων τόσο στα γεωπλέγματα πολυαιθυλενίου όσο και στα γεωπλέγματα πολυπρετυλενίου, όπως φαίνεται στο γράφημα του σχήματος 3.6. Ο χρόνος έκθεσης τους στο ηλιακό φως, πριν σκεπαστούν από τουλάχιστον 15 cm εδάφους, δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τις δύο εβδομάδες.



Σχήμα 3.6 Επίδραση του carbon black στην αντοχή έναντι ακτίνων UV, Wrigley N.E. (1987)



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup>

Έλεγχοι οπλισμένου επιχώματος

## **4. ΕΛΕΓΧΟΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ**

Οι μεθοδολογίες, οι οποίες εφαρμόζονται κατά τον σχεδιασμό οπλισμένων επιχωμάτων, διαχωρίζονται σε αυτές, που αποσκοπούν στον έλεγχο οριακής ισορροπίας και οριακής κατάστασης.

### **4.1 Οριακή κατάσταση**

Η μέθοδος της οριακής κατάστασης χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό οπλισμένων τοίχων αντιστήριξης, εδαφικών πρανών, επιχωμάτων και άλλων παρόμοια εύκαμπτων γεωκατασκευών. Κατά το σχεδιασμό με αυτή τη μεθοδολογία διενεργούνται δύο ξεχωριστοί έλεγχοι, αυτός της οριακής κατάστασης αστοχίας και αυτός της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Οι παραπάνω δυο έλεγχοι πραγματοποιούνται με τη θεώρηση συντελεστών ασφάλειας.

#### **4.1.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας**

Η οριακή κατάσταση αστοχίας αφορά περιπτώσεις κατάρρευσης ή άλλου τύπου κατασκευαστικές αστοχίες, που συμβαίνουν όταν οι δυνάμεις ανατροπής της κατασκευής γίνονται ίσες ή και μεγαλύτερες των δυνάμεων ευστάθειας. Χρησιμοποιώντας μερικούς συντελεστές ασφάλειας τόσο για τα υλικά όσο και για τα φορτία της γεωκατασκευής, η διαστασιολόγηση γίνεται μέσα σε περιθώρια ασφάλειας. Η ευστάθεια εξασφαλίζεται μόνο όσο η διαθέσιμη αντοχή είναι μεγαλύτερη ή ίση της απαιτούμενης. Η απαιτούμενη αντοχή σχεδιασμού προκύπτει αν πολλαπλασιαστούν οι δυνάμεις ανατροπής με τους συντελεστές ασφάλειας φόρτισης, ενώ η διαθέσιμη αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται διαιρώντας τις δυνάμεις ευστάθειας με τους συντελεστές ασφάλειας των υλικών.

### 4.1.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ορίζεται από τα κριτήρια αποδεκτών εντατικών και κινηματικών μεγεθών κατά την κατάσταση λειτουργίας της γεωκατασκευής. Η λειτουργικότητα θεωρείται ότι παραβιάζεται, όταν οι παραμορφώσεις της κατασκευής ξεπεράσουν, μέσα στη διάρκεια ζωής του έργου, τα όρια που έχουν προδιαγραφεί ή όταν η κατασκευή φθείρεται σε βαθμό, που να επηρεάζει την κανονική της χρήση. Οι συντελεστές ασφάλειας, που χρησιμοποιούνται εδώ, είναι διαφορετικοί από αυτούς της οριακής κατάστασης αστοχίας.

## 4.2 Οριακή ισορροπία

Η θεωρία της οριακής ισορροπίας χρησιμοποιείται δεκαετίες τώρα στο σχεδιασμό εδαφικών πρηνών. Η υιοθέτηση της μεθόδου οριακής ισορροπίας για την διαστασιολόγηση και τον έλεγχο οπλισμένων επιχωμάτων, θεωρείται από πολλούς ενδεδειγμένη. Αυτό συμβαίνει όχι μόνο γιατί υπάρχει σημαντική μελετητική και κατασκευαστική εμπειρία, αλλά και λόγω της απλότητας των παραμέτρων, που χρησιμοποιεί και των αποτελεσμάτων της, η ορθότητα των οποίων εύκολα μπορεί να διασταυρωθεί είτε με άλλες αναλύσεις είτε ακόμη και με απλουστευμένους υπολογισμούς. Το βασικό μειονέκτημα της μεθόδου οριακής ισορροπίας είναι η αδυναμία της να προσδιορίσει μετακινήσεις και παραμορφώσεις, λαμβανομένου υπόψη ότι ο πλέον δόκιμος και αξιόπιστος τρόπος για τον υπολογισμό τους, είναι ο σχεδιασμός με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών. Ωστόσο εφόσον επιλέγονται κατάλληλες παράμετροι σχεδιασμού των εδαφικών υλικών κατασκευής των οπλισμένων επιχωμάτων και υιοθετούνται κατάλληλοι συντελεστές ασφάλειας, δεν απαιτείται υπολογισμός των πλαστικών παραμορφώσεων και των καθιζήσεων.

Η οριακή ισορροπία αναφέρεται στην κατάσταση εκείνη κατά την οποία η οπλισμένη εδαφική κατασκευή βρίσκεται λίγο πριν την αστοχία. Η αστοχία μπορεί να επέλθει από εξόλκευση ή από διάρρηξη των οπλισμένων στρώσεων ή ακόμη και από ολίσθηση της οπλισμένης ζώνης κατά μήκος της διεπιφάνειας γεωπλέγματος εδάφους ή εδάφους εδάφους. Για να εκτιμηθεί ο κίνδυνος εξόλκευσης και διάρρηξης των οπλισμένων ζωνών, λαμβάνεται περιστροφικός μηχανισμός αστοχίας κατά τον οποίο πιθανές επιφάνειες αστοχίας ξεκινούν από τον πόδα του πρηνούς και φτάνουν έως το αντιστηριζόμενο έδαφος. Θεωρώντας δυνητικές ολισθήσεις του οπλισμένου τμήματος του επιχώματος κατά μήκος της επιφάνειας θεμελίωσης του ή κατά μήκος

οποιοδήποτε άλλου επιπέδου όπλισης εκτιμάται ο κίνδυνος ολίσθησης. Με έλεγχο έναντι βαθιάς ολίσθησης εξετάζεται η φέρουσα ικανότητα του εδάφους έδρασης του επιχώματος. Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι εξασφαλίζουν εμμέσως την λειτουργικότητα κατά τη διάρκεια κατασκευής του έργου εφόσον γίνει χρήση κατάλληλων συντελεστών ασφάλειας.

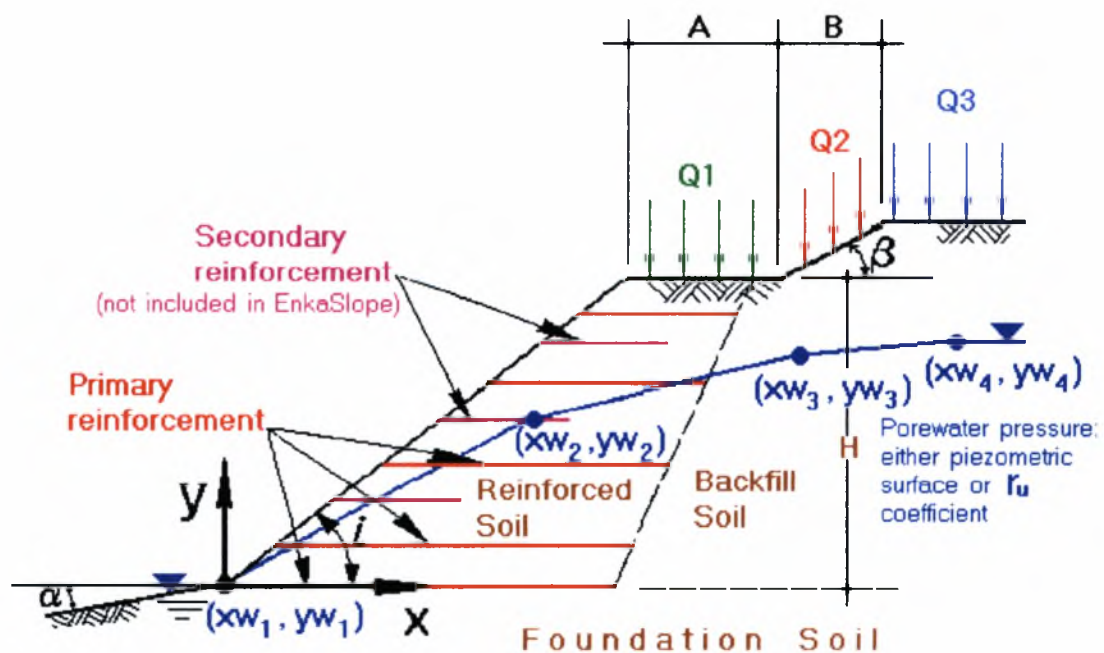
Ο συνυπολογισμός της επίδρασης του γεωπλέγματος στην ευστάθεια του πρανούς είναι μία απλή διαδικασία, κατά την οποία η εφελκυστική δύναμη του υλικού του γεωπλέγματος μπαίνει απευθείας στις εξισώσεις οριακής ισορροπίας. Ωστόσο πρέπει να εκτιμηθεί η γωνία κλίσης αυτής της εφελκυστικής δύναμης ως προς την οριζόντιο, αφού μπορεί να κυμαίνεται από τη γωνία τοποθέτησης του γεωπλέγματος ως προς τον οριζόντιο άξονα (τυπικά 0), έως τη γωνία, που σχηματίζεται από την εφαπτομένη σε ένα πιθανό κύκλο ολίσθησης και τον οριζόντιο άξονα. Οι Leshchinsky & Boedeker, (1989) και οι Wright & Duncan, (1991) έδειξαν ότι για τα μη συνεκτικά αντιστηριζόμενα εδάφη η κλίση της δύναμης έχει μικρή σημασία στην απαιτούμενη αντοχή και την γεωμετρία του επιχώματος. Ο Leshchinsky αργότερα (1992) επισήμανε ότι η κλίση του γεωπλέγματος, που τοποθετείται στη θεμελίωση και στη διεπιφάνεια με το αντιστηριζόμενο έδαφος, έχει μεγάλη σημασία για περιπτώσεις όπως η τοποθέτηση επιχώματος πάνω σε "μαλακό" έδαφος (συνεκτικό). Εφόσον στο σχεδιασμό των τεχνητών επιχωμάτων χρησιμοποιείται η παραμένουσα τιμή της συνοχής, η οποία είναι μικρή, η κλίση της εφελκυστικής δύναμης μπορεί να θεωρηθεί μηδενική (οριζόντια).

Οι έλεγχοι εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας που διενεργούνται για την εξασφάλιση της ευστάθειας και επάρκειας του οπλισμένου επιχώματος περιγράφονται αναλυτικότερα στις επόμενες ενότητες.

#### **4.2.1 Ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας (Tieback Analysis)**

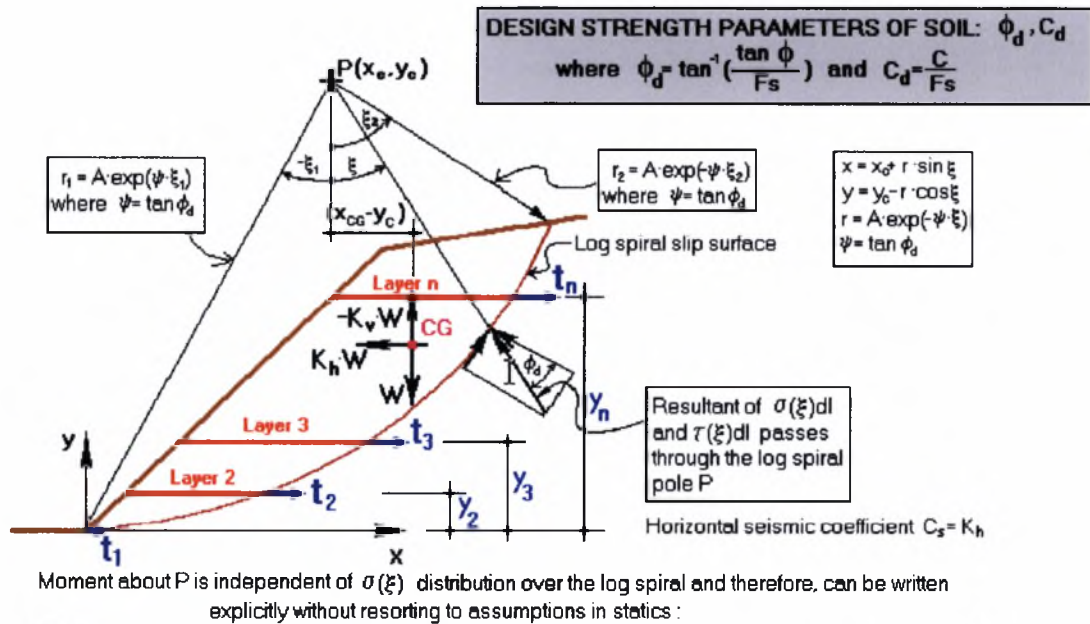
Με την ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας προσδιορίζεται η απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή κάθε στρώσης, η οποία εξασφαλίζει το οπλισμένο τμήμα του επιχώματος από εσωτερική αστοχία λόγω του ιδίου βάρους του και της επιφόρτισής του. Η ανάλυση αυτή προσδιορίζει την εφελκυστική δύναμη ανά στρώση όπλισης. Η δύναμη αυτή εξασφαλίζει την εσωτερική ευστάθεια έναντι πλευρικών ωθήσεων και στηρίζει το πρανές, ώστε να μην ολισθήσει κατά μήκος των πιθανών επιφανειών ολίσθησης, που ξεκινούν από το μέτωπο του πρανούς.

Στο σχήμα 4.1 δίνεται η τυπική διατομή ενός οπλισμένου πρανούς. Όπως φαίνεται και στο σχήμα η ενίσχυση του επιχώματος γίνεται με την τοποθέτηση κύριου και δευτερεύοντα οπλισμού. Ο δευτερεύων οπλισμός βοηθά στην καλύτερη συμπίεση του εδάφους κοντά στο μέτωπο του πρανούς, ώστε να αποτρέπονται φαινόμενα αποκόλλησης της εδαφικής μάζας. Η παρουσία του κρίνεται αναγκαία όταν ο κύριος οπλισμός τοποθετείται σε αποστάσεις μεγαλύτερες των 60 cm. Η αντοχή του δευτερεύοντα οπλισμού για πρακτικούς λόγους είναι ίδια με την αντοχή του πρωτεύοντα οπλισμού και δεν λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση ευστάθειας του πρανούς. Στο μέτωπο του πρανούς, τα γεωπλέγματα είτε τυλίγονται γύρω από την πρόσοψη της πάνω εδαφικής στρώσης, είτε συνδέονται με προκατασκευασμένες μονάδες εξωτερικής επίστρωσης. Αν το εδαφικό υλικό της οπλισμένης ζώνης έχει κάποια συνοχή και το πρανές δεν είναι απότομο (κλίση μικρότερη από 1:1), τότε τα φύλλα του γεωπλέγματος μπορούν απλά να τερματίζονται στο μέτωπο του πρανούς, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.1. Σε αυτήν την περίπτωση η μεταβίβαση των δυνάμεων του ασταθούς εδάφους στο αντίστοιχο οπλισμένο στρώμα είναι εφικτή διαμέσου της “συνεκτικής” μάζας, που μορφώνεται στο μέτωπο του πρανούς, λόγω των πυκνά τοποθετημένων γεωπλεγμάτων, της συνοχής και της ανάπτυξης βολβού διατμητικών τάσεων (soil arching). Στη διαστασιολόγηση του επιχώματος λαμβάνεται υπόψη η παρουσία νερού και τυχόν πρόσθετου φορτίου στην επιφάνεια του πρανούς.



Σχήμα 4.1 Τυπική διατομή οπλισμένου πρανούς, Leshchinsky D. (1997)

Η κλίση ενός πρανούς θεωρείται απότομη όταν δεν εξασφαλίζει την ευστάθειά του. Για παράδειγμα στα κοκκώδη εδάφη απότομη θεωρείται η κλίση του πρανούς, όταν είναι μεγαλύτερη από τη γωνία εσωτερικής τριβής. Στα πρανή με απότομη κλίση κάθε στρώμα ενίσχυσης ενεργοποιείται από μια ασταθή εδαφική μάζα και καλείται να αποκαταστήσει την ισορροπία του συστήματος. Για να εξακριβωθεί ποια είναι η κρισιμότερη επιφάνεια διατμητικής αστοχίας και εν συνεχεία η απαιτούμενη δύναμη, που θα εξασφαλίσει την ευστάθεια, γίνεται παραδοχή συγκεκριμένης επιφάνειας αστοχίας, η οποία σε ένα προφίλ πρανούς εμφανίζεται ως καμπύλη εκθετικής συνάρτησης και ορίζεται πλήρως από τις παραμέτρους  $x_c$ ,  $y_c$  και  $A$  όπως φαίνεται στο σχήμα 4.2 .



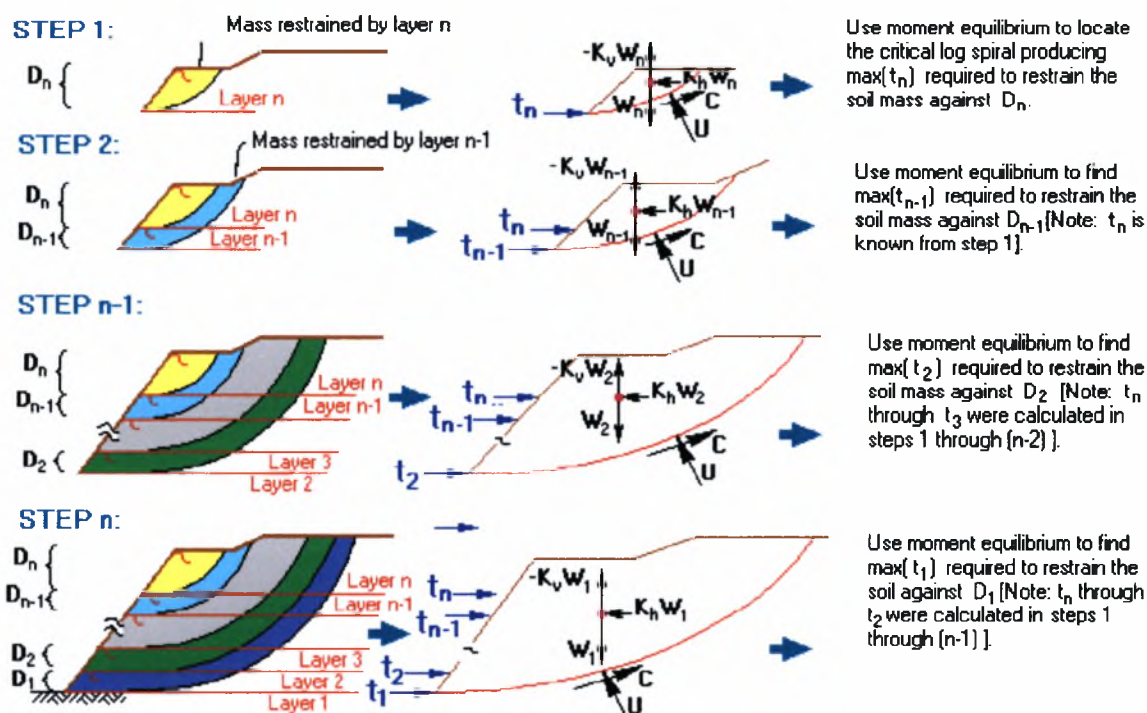
$$\sum M_P = 0 : W(1+K_v)(x_{CG}-x_c) + K_h W(y_c - y_{CG}) - C_d \int (x-x_c) dy - C_d \int (y_c - y) dx + \int u(x-x_c) dx - \int u(y_c - y) dy - \sum_{j=1}^n t_j (y_c - y_j) = 0$$

Σχήμα 4.2 Ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας πρανούς οπλισμένου επιχώματος, Leshchinsky D. (1997)

Στη συνέχεια και αφού έχει γίνει η επιλογή τυχούσας επιφάνειας αστοχίας, συγκρίνοντας τις ροπές ευστάθειας και ανατροπής γύρω από τον πόλο P, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.2, διαπιστώνεται αν ισορροπεί η εδαφική μάζα, που ορίζεται από την καμπύλη. Ο έλεγχος αυτός επαναλαμβάνεται με αυτοματοποιημένους αλγορίθμους παραγωγής επιφανειών ολίσθησης οι οποίοι προσδιορίζουν τη δυσμενέστερη δυνατή περίπτωση. Η σεισμική δράση εισάγεται στην ανάλυση υπό

την μορφή οριζόντιας και κατακόρυφης δύναμης, που εφαρμόζονται στο κέντρο βάρους της εν δυνάμει ολισθαίνουσας μάζας, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.2 (όπου  $K_h$ ,  $K_v$  ο οριζόντιος και κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής). Σε περίπτωση, που υπάρχουν επιπλέον φορτία στην στέψη του πρανούς, εισάγονται απευθείας στην ανάλυση. Στην ίδια περίπτωση κατά την επίλυση υπό σεισμική δράση, θεωρείται επιπλέον σεισμικό φορτίο ως κατακόρυφη δύναμη, που εφαρμόζεται στη στέψη του πρανούς και δίνεται ως το γινόμενο της επιφόρτισης επί τον κατακόρυφο σεισμικό συντελεστή  $K_h$ .

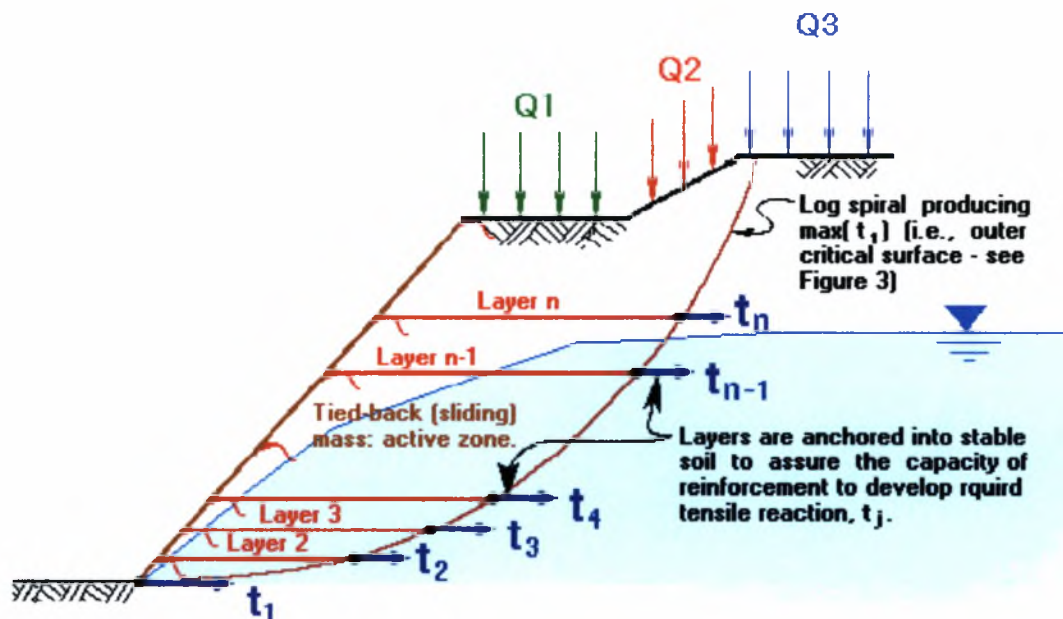
Στο σχήμα 4.3 παρουσιάζεται βήμα προς βήμα η διαδικασία υπολογισμού της εφελκυστικής δύναμης, που κάθε οπλισμένη ζώνη πρέπει να συνεισφέρει, ώστε να εξασφαλίζεται η ευστάθεια του εδαφικού πρανούς (όπου  $D_n$  η απόσταση μεταξύ δυο διαδοχικών γεωπλεγμάτων). Η απαιτούμενη εφελκυστική δύναμη για τις άνω στρώσεις του πρανούς είναι ιδιαίτερα περιορισμένη έως και μηδενική. Αυτό συμβαίνει συνήθως στα συνεκτικά εδάφη, τα οποία έως ένα ορισμένο ύψος μπορούν να ευσταθούν χωρίς κάποιου είδους ενίσχυση. Ακόμη και αν από την ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας φαίνεται ότι οι οπλισμοί αυτοί δεν είναι χρήσιμοι, η αναγκαιότητα τους και οι σχετικές απαιτήσεις προκύπτουν μετά από τον έλεγχο εξωτερικής ευστάθειας.



Σχήμα 4.3 Διαδικασία υπολογισμού της απαιτούμενης εφελκυστικής δύναμης κάθε στρώσης, Leshchinsky D. (1997)

Η εξωτερική κρισιμότερη επιφάνεια αστοχίας, που προκύπτει από τον έλεγχο ευστάθειας του πρώτου στρώματος, προσδιορίζει την έκταση της “ενεργούς ζώνης”. Η επιφάνεια αυτή αποτελεί το όριο ανάμεσα στην εδαφική μάζα που ολισθαίνει και σε αυτήν που παραμένει σταθερή. Η τελευταία, όπως παρουσιάζεται στην επόμενη ενότητα, δεν είναι η συνέχεια της πρώτης γιατί παρεμβάλλεται μια ζώνη ενδιάμεσης κατάστασης. Κατά συνέπεια για να αναπτύξουν τα γεωπλέγματα την εφελκυστική τους αντοχή πρέπει να αγκυρώνονται στο σταθερό έδαφος.





Σχήμα 4.4 Μεταφορά των εφελκυστικών δυνάμεων στο έδαφος που βρίσκεται δίπλα στην “ενεργή” ζώνη, Leshchinsky D. (1997)

#### 4.2.2 Ανάλυση ευστάθειας έναντι δυνητικής ολίσθησης διερχόμενης από το οπλισμένο και μη τμήμα του επιχώματος (Compound Stability Assessment)

Η ανάλυση αυτή εξασφαλίζει τη μικτή ευστάθεια του επιχώματος και επομένως αποτελεί ένα επιπλέον κριτήριο προσδιορισμού του μήκους των οπλισμών. Στις κατασκευές τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένη γη, η ικανότητα της όπλισης να αναπτύξει την απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή, εξαρτάται και από την αντοχή της σε εξόλκευση. Από την ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας προσδιορίζεται η εξωτερική επιφάνεια αστοχίας, που ορίζει την “ενεργό” ζώνη. Αν θεωρηθεί ότι η ζώνη αυτή οριοθετεί την σταθερή εδαφική μάζα τότε οι επιφάνειες αστοχίας, που διέρχονται μέσα από την σταθερή ζώνη, δεν είναι ποτέ κρίσιμες. Ωστόσο οι επιφάνειες αυτές θα μειώσουν την αντίσταση σε εξόλκευση και πολύ πιθανό να διαμορφώσουν ένα ασταθές σύστημα.

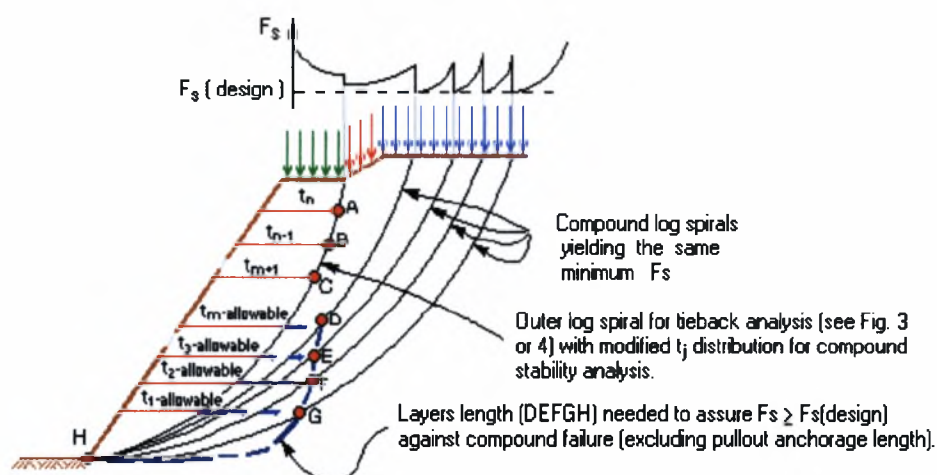
Η ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας καταλήγει στον υπολογισμό της απαιτούμενης εφελκυστικής αντοχής για κάθε οπλισμένη ζώνη. Κατά συνέπεια το γεώπλεγμα, που πρόκειται να τοποθετηθεί, πρέπει να έχει αντοχή μεγαλύτερη ή τουλάχιστον ίση από αυτή που απαιτείται. Συνήθως η επιτρεπόμενη αντοχή είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη. Από τη συνολική ευστάθεια του επιχώματος φαίνεται ότι μόνο οι  $m$

στρώσεις οπλισμού της τυπικής διατομής του σχήματος 4.5 είναι αναγκαίες και συνεισφέρουν την επιτρεπόμενη αντοχή τους στην ανάλυση της συνολικής ευστάθειας. Αντίθετα οι υπόλοιπες στρώσεις συνεισφέρουν μόνο με τις τιμές αντοχής, που έδωσε η ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας, σχήμα 4.5. Η παραπάνω μεθοδολογία μπορεί να θεωρηθεί συντηρητική.

**STEP 1:** Find  $m$  so that  $\sum_{j=1}^m (t_{\text{allowable}})_j \geq \sum_{j=1}^n t_j$

where  $m$  = minimum number of layers, counting from bottom layer #1, capable of developing total tensile resistance equal to the total force, for all reinforcement layers, as obtained from tieback analysis.

**STEP 2:** Conduct stability analysis according to the following scheme:



**STEP 3:** Repeat **STEP 2** for slip surface emerging at Layer 2, then Layer 3 and so on. Up to Layer n.

**STEP 4:** The longest length (including anchorage) from Steps 2 and 3 is selected for design, assuring adequate resistance to both tieback and compound failures.

Σχήμα 4.5 Απαιτούμενο μήκος για τη διασφάλιση ευστάθειας έναντι δυναμικής ολίσθησης διερχόμενης από το οπλισμένο και μη τμήμα του επιχώματος, Leshchinsky D. (1997) (Compound Stability Assessment)

Το μήκος των γεωπλεγμάτων στις ζώνες από 1 έως m, υπολογίζεται σύμφωνα με τη μεθοδολογία του Leshchinsky (1992). Το μήκος αυτό προσδιορίζεται από κάποια επιφάνεια ολίσθησης, η οποία διέρχεται βαθύτερα μέσα στην εδαφική μάζα σε σχέση με αυτή που η ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας ορίζει. Εξετάζοντας διαφορετικές επιφάνειες ολίσθησης, αυτή με το μικρότερο συντελεστή ασφάλειας καθορίζει το μήκος του γεωπλέγματος, εφόσον βέβαια ικανοποιούνται ταυτόχρονα και οι απαιτήσεις για το ελάχιστο μήκος. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται κάθε φορά για μία από τις ζώνες, ξεκινώντας από τη ζώνη m. Η συμβολή των επάνω ζωνών

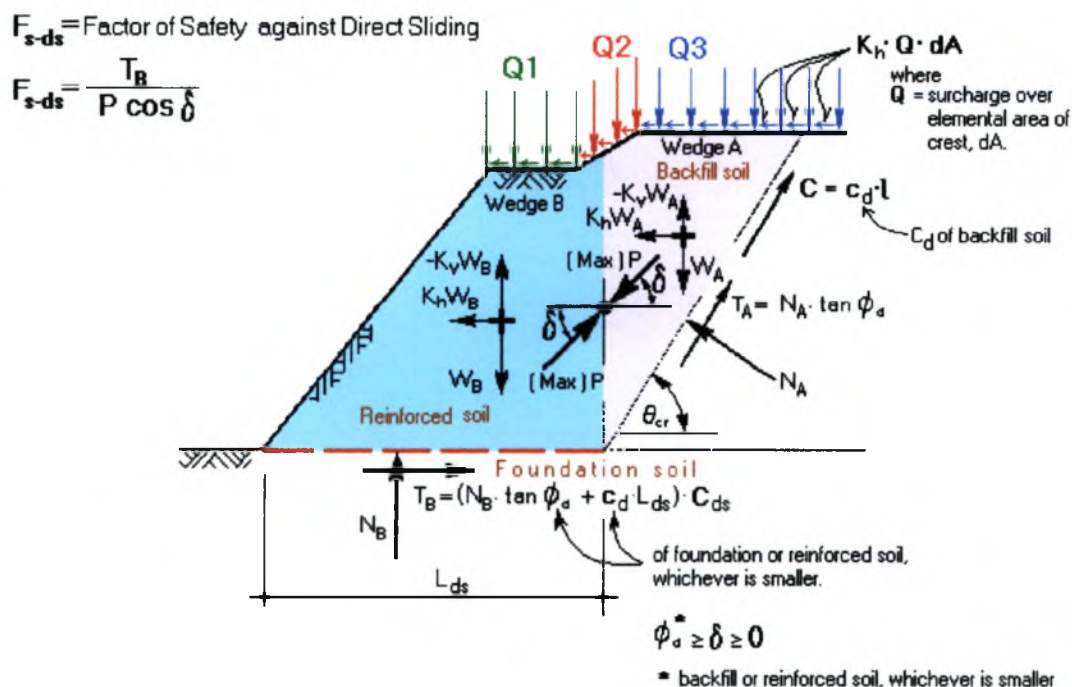
στην ευστάθεια της γεωκατασκευής θεωρείται μηδενική, γιατί οι οπλισμοί δεν ενεργοποιούνται σε περιπτώσεις όπου οι επιφάνειες αστοχίας δεν τους τέμνουν (για τον υπολογισμό του μήκους ξεκινώντας από τη ζώνη  $m$  προς την 1 επιλέγεται κάθε φορά βαθύτερη καμπύλη αστοχίας, σχήμα 4.5).

Τέλος, το μήκος αγκύρωσης  $L$  των οπλισμών επιλέγεται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε να παραλαμβάνει δύναμη εξόλκευσης, που ισούται με την απαιτούμενη αντοχή κάθε στρώσης πολλαπλασιασμένη επί ένα συντελεστή ασφάλειας  $F_{s-po}$ . Στους υπολογισμούς αυτούς χρησιμοποιείται η παράμετρος, που ορίζει την αλληλεπίδραση ανάμεσα στο γεώπλεγμα και το έδαφος  $C_i$ , αλλά και οι τάσεις ( $\sigma_j$ ), που ασκούνται στο αγκυρωμένο τμήμα.

$$L = \frac{t_j}{2\sigma_j C_i [\tan(\varphi_d) + c_d]} \quad (4.1)$$

#### 4.2.3 Ανάλυση ολίσθησης στη διεπιφάνεια γεωπλέγματος εδάφους (Direct Sliding Analysis)

Οι δύο προηγούμενοι έλεγχοι ευστάθειας απευθύνονται σε δυνητικές ολισθήσεις περιστροφικής μορφής (rotational failure). Η υπόψη ανάλυση απευθύνεται σε δυνητικές ολισθήσεις του οπλισμένου τμήματος του επιχώματος κατά μήκος της επιφάνειας θεμελίωσης του ή κατά μήκος οποιουδήποτε επιπέδου όπλισης (transnational sliding). Κατά την ανάλυση αυτή προσδιορίζονται τα απαιτούμενα μήκη ( $L_{ds}$ ) των οπλισμών, ώστε να αποφεύγονται τέτοιας μορφής αστοχίες, μέσω των εξισώσεων ισορροπίας των υφιστάμενων δυνάμεων βάση της μεθοδολογίας των δύο σφηνών (two-wedge method).



Σχήμα 4.6 Μηχανισμός των δύο σφηνών, δυνάμεις που ενεργούν σε κάθε σφήνα, Leshchinsky D. (1997)

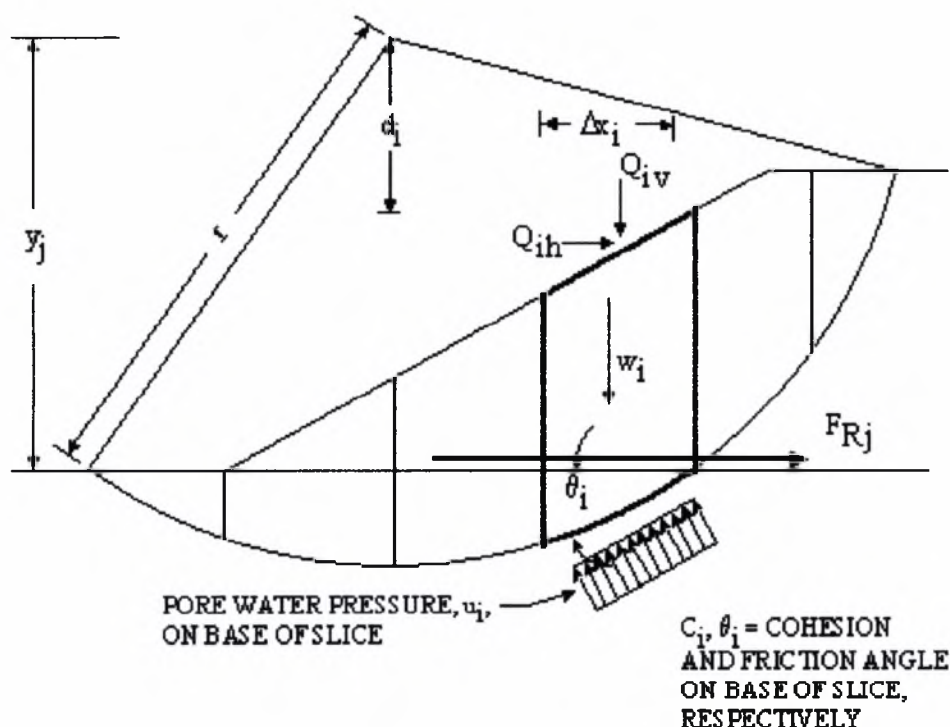
Κατά τη μεθοδολογία των δύο σφηνών, σύμφωνα με το σχήμα 4.6, επιλέγεται αρχικά μία τιμή για το μήκος  $L_{ds}$  και μία τιμή για τη γωνία  $\delta$  (τη γωνία που σχηματίζει η εσωτερική δύναμη  $P$  της σφήνας με την οριζόντιο). Η γωνία  $\delta$  μπορεί να πάρει από την τιμή 0 έως την τιμή  $\phi_a$  του αντιστηριζόμενου εδάφους ή της οπλισμένης ζώνης (όποια από τις δύο τιμές είναι μικρότερη). Στη συνέχεια για διάφορες τιμές της γωνίας  $\theta$ , από τις εξισώσεις ισορροπίας των δυνάμεων της ενεργούς σφήνας  $A$  για τις δύο διευθύνσεις, υπολογίζεται η μέγιστη δύναμη  $P$ . Εισάγοντας τη δύναμη  $P$ , στην εξίσωση ισορροπίας των δυνάμεων κατά την οριζόντιο διεύθυνση για την σφήνα  $B$ , υπολογίζεται η τιμή της δύναμης  $N_B$  και έπειτα η δύναμη  $T_B$  αντίστασης στην ολίσθηση κατά μήκος της βάσης  $L_{ds}$ . Τέλος υπολογίζεται ο συντελεστής ασφάλειας  $F_{s-ds}$  ως ο λόγος  $F_{s-ds} = \frac{T_B}{P \cos \delta}$ . Επαναλαμβάνοντας την παραπάνω διαδικασία

για διαφορετικές τιμές του μήκους  $L_{ds}$  μέχρι ο συντελεστής ασφάλειας  $F_{s-ds}$  να ικανοποιεί τις προδιαγραφόμενες απαιτήσεις, καθορίζεται το απαιτούμενο μήκος  $L_{ds}$ . Στον υπολογισμό της δύναμης  $T_B$  χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής  $C_{ds}$ , που υποδηλώνει την αλληλεπίδραση μεταξύ του οπλισμού και του εδάφους. Ο συντελεστής αυτός υπολογίζεται από δοκιμή άμεσης διάτμησης. Εάν η πρώτη στρώση γεωπλέγματος τοποθετηθεί απευθείας επάνω στο έδαφος θεμελίωσης, τότε

στην ανάλυση ο συντελεστής δεν είναι σταθερός, αλλά διαφέρει ανάλογα με το αν υπολογίζουμε την αλληλεπίδραση του πλέγματος με το έδαφος της οπλισμένης ζώνης ή με το έδαφος της θεμελίωσης.

#### 4.2.4 Ανάλυση ευστάθειας έναντι βαθιάς ολίσθησης

Πρόκειται για το γνωστό έλεγχο έναντι βαθιάς ολίσθησης, με τη συμβατική μέθοδο του Bishop, βάσει της οποίας προσδιορίζεται ο ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας σε κυκλική ολίσθηση διερχόμενη κάτω από την έδραση του επιχώματος. Υπό κάποια έννοια ο υπόψη έλεγχος προσδιορίζει τον συντελεστή ασφάλειας της φέρουσας ικανότητας του υπεδάφους έδρασης του οπλισμένου επιχώματος.



Σχήμα 4.7 Οι δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε φέτα του τμήματος που ολισθαίνει σύμφωνα με την απλοποιημένη μέθοδο Bishop (user's manual for PC-STABL6)

Η μέθοδος αρχικά κάνει την παραδοχή κυλινδρικής επιφάνειας αστοχίας, που σε ένα προφίλ πρανούς εμφανίζεται σαν τόξο κύκλου. Για να εξακριβωθεί ποιος είναι ο πιο επικίνδυνος κύκλος ολίσθησης ενός πρανούς, δηλαδή ποιος είναι ο κύκλος με τον

μικρότερο συντελεστή ασφάλειας, πρέπει να εξεταστεί η ισορροπία του πρανούς για διάφορους κύκλους ολίσθησης, που επιλέγονται τυχαία. Σύμφωνα με τη μέθοδο χαράζεται κάθε φορά ένας κύκλος ολίσθησης και αποχωρίζεται από το υπόλοιπο έδαφος το τμήμα που θεωρείται ότι ολισθαίνει. Για να μελετηθεί η ισορροπία αυτού του τμήματος το χωρίζουμε σε κατακόρυφες φέτες και υπολογίζουμε τις δυνάμεις, που ασκούνται σε κάθε φέτα. Στο σχήμα 4.7 σημειώνονται οι δυνάμεις αυτές, όπως επίσης φαίνεται και η δύναμη του γεωπλέγματος (FR), που ενεργεί στο σημείο τομής της επιφάνειας αστοχίας με τον οπλισμό. Ο συντελεστής ασφάλειας του πρανούς υπολογίζεται από την εξίσωση ισορροπίας των ροπών γύρω από το κέντρο του κύκλου ολίσθησης.

#### 4.2.5 Πεδίο Εφαρμογής-Περιορισμοί Ανάλυσης

Στην ανάλυση ευστάθειας έναντι δυνητικής ολίσθησης διερχόμενης από το οπλισμένο και μη τμήμα του επιχώματος, εξετάζονται μόνο οι επιφάνειες ολίσθησης, (σε ένα προφίλ πρανούς εμφανίζονται ως καμπύλες εκθετικής συνάρτησης), που διέρχονται από τον πόδα του πρανούς και πάνω από αυτόν. Δεν συμπεριλαμβάνονται στον έλεγχο αυτό οι διερχόμενες από το έδαφος θεμελίωσης επιφάνειες. Αυτό συμβαίνει γιατί συνήθως οι πρώτες είναι κρισιμότερες, ιδιαίτερα όταν το έδαφος έδρασης του επιχώματος είναι σταθερό. Ενδεικτικός έλεγχος ευστάθειας έναντι βαθιάς ολίσθησης γίνεται με τη μέθοδο του Bishop. Αναλυτικότερος έλεγχος γίνεται, όταν υπάρχει μεγάλη πιθανότητα το πρανές να αστοχήσει σε βαθύ κύκλο ολίσθησης, όπως για παράδειγμα όταν το έδαφος θεμελίωσης είναι ασθενέστερο αυτού της οπλισμένης ζώνης.

Η πίεση των πόρων  $u$  σε κάθε σημείο υπό την επιφάνεια του νερού υπολογίζεται, ανεξάρτητα από το αν επικρατούν συνθήκες ροής ή μη ροής, από τη γνωστή σχέση:

$$u = \gamma_w \cdot h$$

όπου  $\gamma_w$  το ειδικό βάρος του νερού, ενώ  $h$  η κατακόρυφη απόσταση του σημείου από την πιεζομετρική επιφάνεια.

Η παραπάνω σχέση χρησιμοποιείται ακόμη και για την περίπτωση δικτύου ροής, όπου οι πιέσεις πόρων ορθότερα υπολογίζονται με τη θεώρηση ισοδυναμικών γραμμών. Η χρησιμοποίηση της φρεατικής γραμμής ως πιεζομετρικής στάθμης για τον υπολογισμό της πίεσης πόρων οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα.

Οι καμπύλες εκθετικής συνάρτησης μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο ευστάθειας επιχώματος, μόνο κατά την περίπτωση, που αυτό είναι ομογενές. Στην ανάλυση ευστάθειας έναντι δυνητικής ολίσθησης διερχόμενης από το οπλισμένο και μη τμήμα του επιχώματος οι επιφάνειες ολίσθησης διέρχονται μέσα από την οπλισμένη ζώνη και το αντιστηριζόμενο έδαφος, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.5, ενώ είναι δυνατό να διέρχονται και από το έδαφος θεμελίωσης. Δηλαδή κατά την ανάπτυξη της επιφάνειας θραύσης είναι δυνατό να συναντηθούν στρώσεις με διαφορετικά  $\phi$  και  $c$ . Στο DIN.4017 εφαρμόζεται μία γενική επαναληπτική υπολογιστική τεχνική για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας σε πολυστρωματικό έδαφος, η οποία προτείνεται με την επιφύλαξη ότι η απόκλιση των τιμών των επιμέρους γωνιών τριβής από τη μέση τιμή τους είναι μικρότερη από  $5^\circ$ . Η τεχνική αυτή καταλήγει στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας, μέσα από τον προσδιορισμό σταθμισμένων τιμών της γωνίας τριβής, της συνοχής και του ειδικού βάρους. Αν υιοθετηθεί το κομμάτι αυτό του υπολογισμού των ισοδύναμων εδαφικών χαρακτηριστικών, μπορεί να δοθεί λύση στο θέμα του πολυστρωματικού εδάφους και στην ανάλυση ευσταθείας έναντι βαθιάς ολίσθησης. Οι υπολογισμοί ξεκινούν από μία αντιπροσωπευτική τιμή της γωνίας τριβής,  $\phi$ , με την οποία χαράσσεται η πρώτη επιφάνεια θραύσης. Στη συνέχεια ο υπολογιστικός κύκλος συμπληρώνεται με τον υπολογισμό της σταθμισμένης τιμής της εφαπτομένης της αντιπροσωπευτικής γωνίας τριβής με βάση τα μήκη των τμημάτων της επιφάνειας σε κάθε στρώση:

$$\tan \phi = \left[ \frac{(I_1 \tan \phi_1 + I_2 \tan \phi_2 + \dots I_3 \tan \phi_3)}{(I_1 + I_2 + \dots I_3)} \right] \quad (4.2)$$

Οι υπολογισμοί επαναλαμβάνονται μέχρι τη σύγκλιση. Ως κριτήριο σύγκλισης χρησιμοποιείται η διαφορά των υπολογιζόμενων τιμών της γωνίας τριβής διαδοχικών κύκλων. Ανάλογη είναι η διαδικασία υπολογισμού των σταθμισμένων τιμών της συνοχής.

Δεν απαιτείται τοπικός έλεγχος ευστάθειας του μετώπου του πρανούς, όταν τα γεωπλέγματα τυλίγονται γύρω από την πρόσοψη της πάνω εδαφικής στρώσης και αγκυρώνονται μέσα στο έδαφος της στρώσης αυτής κατά 1 m τουλάχιστον. Εάν δεν αγκυρώνεται το γεώπλεγμα κατά τον τρόπο αυτό, όπως συμβαίνει στα πρανή με κλίση μικρότερη της 1:1, πρέπει να τοποθετείται δευτερεύων οπλισμός και να εξετάζονται οι τοπικές συνθήκες διάβρωσης.

Ο έλεγχος ευστάθειας έναντι ανατροπής δεν είναι αναγκαίος, όχι μόνο γιατί δεν επιβάλλεται από τους κανονισμούς, αλλά και επειδή δεν υπάρχουν πειραματικά στοιχεία, που να δείχνουν ότι η αστοχία αυτού του είδους συμβαίνει στις οπλισμένες γεωκατασκευές.

Η μέθοδος του Bishop, που χρησιμοποιήθηκε για τον έλεγχο έναντι βαθιάς ολίσθησης, τείνει να μορφώνει επιφάνειες ολίσθησης, που εφάπτονται κατακόρυφα στη στέψη του πρανούς. Εάν ζητείται ο έλεγχος σε ευστάθεια για κύκλους ολίσθησης με οριζόντια εφαπτομένη στη στέψη του πρανούς, εφαρμόζονται άλλες μεθοδολογίες.



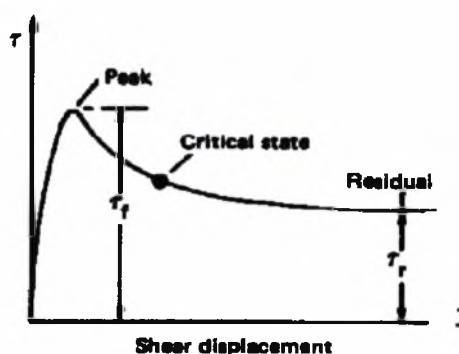
# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5<sup>ο</sup>

Παραδοχές σχεδιασμού

## 5. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### 5.1 Διατμητική αντοχή εδάφους και συντελεστής ασφάλειας

Στην περίπτωση των οπλισμένων επιχώματων, τα εδαφικά υλικά αλληλεπιδρούν με τον οπλισμό και δημιουργείται ένα σύνθετο υλικό, το οποίο διαθέτει υψηλή εφελκυστική αντοχή. Δεδομένου ότι ο σχεδιασμός του οπλισμένου επιχώματος γίνεται σύμφωνα με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας, θεωρείται ότι τα διαφορετικά υλικά, που συνιστούν την εδαφική κατασκευή, (εδαφικό υλικό σώματος επιχώματος και γεωσυνθετικός οπλισμός) συνεισφέρουν ταυτόχρονα τις αντοχές σχεδιασμού. Ωστόσο οι επιφάνειες ολίσθησης αφενός δεν αναπτύσσονται ταυτόχρονα σε όλο το μήκος τους και αφετέρου ο οπλισμός του επιχώματος και το συμπυκνωμένο εδαφικό υλικό του σώματος του επιχώματος δεν παρουσιάζουν τη μέγιστη διατμητική τους αντοχή στο ίδιο επίπεδο παραμορφώσεων. Συγκεκριμένα, τα γεωπλέγματα αναπτύσσουν τη μέγιστη διατμητική τους αντοχή συνήθως σε παραμορφώσεις της τάξης του 12,5%, ενώ το συμπυκνωμένο εδαφικό υλικό (κυρίως κοκκώδους σύστασης) σε μικρότερες παραμορφώσεις. Κατά συνέπεια και προκειμένου να γίνει χρήση της μεθόδου οριακής ισορροπίας η οποία προϋποθέτει την ανάπτυξη της μέγιστης διατμητικής αντοχής όλων των υλικών σε όλη την επιφάνεια ολίσθησης (εξασφάλιση του συμβατού των παραμορφώσεων), οι τιμές σχεδιασμού της ενεργού εσωτερικής γωνίας τριβής ( $\varphi'$ ) και της ενεργού συνοχής ( $c'$ ) των γεωυλικών κατασκευής του οπλισμένου επιχώματος δεν πρέπει να υπερβαίνουν τις τιμές της παραμένουσας αντοχής (residual strength) σχήμα 5.1.



Σχήμα 5.1 Απομένουσα διατμητική αντοχή του εδάφους, Craig R.F. (1997)

Οι τιμές των παραμέτρων της διατμητικής αντοχής, που δίνουν οι εργαστηριακές δοκιμές, συνήθως αντιστοιχούν στην αντοχή αιχμής και για το λόγο αυτό χρησιμοποιείται συντελεστής ασφάλειας με ελάχιστη τιμή 1,3. Ο συντελεστής αυτός τυπικά εξασφαλίζει, ότι οι παράμετροι αντοχής σχεδιασμού θα είναι μικρότεροι ή το πολύ ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές απομένουσας αντοχής.

$$\phi_d = \frac{\tan^{-1}(\tan \phi_{peak})}{F_s} \quad \text{και} \quad c_d = \frac{c_{peak}}{F_s}$$

Με τη χρήση των συντελεστών απομείωσης αγνοείται, προς την πλευρά της ασφάλειας, η θετική για την ευστάθεια του επιχώματος επίδραση της συμπίεσης του εδάφους. Ωστόσο η χρησιμοποίηση στη διαστασιολόγηση της απομένουσας αντοχής, δεν πρέπει να μειώνει τη σημασία της καλής συμπίεσης του εδάφους. Εάν το έδαφος δεν αναπτύσσει συμπεριφορά μέγιστης αντοχής ή εάν οι παράμετροι της διατμητικής αντοχής αναφέρονται στην παραμένουσα αντοχή, τότε ο συντελεστής ασφάλειας μπορεί να θεωρηθεί ίσος με τη μονάδα.

Σύμφωνα με τους Βρετανικούς κανονισμούς (BS 8006) ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στη συνοχή. Η επίδραση της συνοχής είναι καθοριστική για την ευστάθεια του πρανού και ορίζει την απαιτούμενη αντοχή των γεωπλεγμάτων. Εάν κατά την ανάλυση ευστάθειας του πρανού ενός επιχώματος χρησιμοποιηθεί ακόμη και μικρή τιμή συνοχής, θα φανεί ότι στις άνω στρώσεις του επιχώματος δεν είναι αναγκαίος ο οπλισμός. Η τιμή της συνοχής στα τεχνητά επιχώματα τείνει να μειωθεί ή ακόμη και

να μηδενιστεί με την πάροδο του χρόνου. Για το λόγο αυτό προτείνεται η οριοθέτηση της τιμής της συνοχής για το έδαφος πλήρωσης του επιχώματος στην τιμή 5 kPa.

## 5.2 Συντελεστές ασφάλειας επί των τιμών αντοχής των γεωπλεγμάτων

Οι δύο μεθοδολογίες, της οριακής κατάστασης και της οριακής ισορροπίας, που εφαρμόζονται κατά το σχεδιασμό των οπλισμένων επιχωμάτων, προϋποθέτουν ότι, τόσο ο οπλισμός όσο και το έδαφος προσεγγίζουν τις αναμενόμενες αντοχές τους ταυτόχρονα, ανεξάρτητα από τα χαρακτηριστικά της παραμόρφωσής τους. Το γεγονός ότι κατά τη διαστασιολόγηση των πρηνών χρησιμοποιείται η παραμένουσα αντοχή του εδάφους, διασφαλίζει τη δυνατότητα απόδοσης της διατμητικής του αντοχής για κάθε επίπεδο παραμορφωσιμότητας κάτι, που είναι πιθανό να μην συμβεί με τα γεωπλέγματα. Για παράδειγμα, όταν ο οπλισμός είναι αρκετά δύσκαμπτος σε σχέση με το έδαφος, τότε θα αναπτύξει πολύ γρήγορα την αντοχή σχεδιασμού του, πριν ακόμη το έδαφος προσεγγίσει τη δική του αντοχή. Έτσι το επίχωμα θα αστοχήσει ψαθυρά και πρόωρα είτε τοπικά είτε συνολικά, αφού ο οπλισμός δεν θα λειτουργήσει. Για το λόγο αυτό ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επιλογή του οπλισμού, ώστε το έδαφος να μπορεί να παραμορφωθεί και να αναπτύξει πλήρως την αντοχή του, όπως θεωρείται από τις μεθοδολογίες ανάλυσης.

Ο σωστός σχεδιασμός υπό την έννοια της απρόσκοπτης λειτουργίας, ασφάλειας και οικονομίας στοιχειοθετείται από το συντελεστή ασφάλειας. Για τα γεωπλέγματα ο συντελεστής ασφάλειας δίνεται από τη σχέση 5.1.

$$FS = \frac{T_{allowable}}{T_{required}} \quad (5.1)$$

όπου :

- FS ο συντελεστής ασφάλειας
- $T_{allowable}$  η επιτρεπόμενη εφελκυστική αντοχή των γεωπλεγμάτων, που δίνεται από εργαστηριακές δοκιμές
- $T_{required}$  η απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή, που προκύπτει από τη διαστασιολόγηση του επιχώματος

Οι τιμές της επιτρεπόμενης εφελκυστικής αντοχής των οπλισμών, που δίνονται από τις εργαστηριακές δοκιμές εφελκυσμού, πρέπει να τροποποιούνται κατά το σχεδιασμό, εφόσον οι δοκιμές δεν μπορούν να προσομοιώσουν πλήρως τις συνθήκες του πεδίου εγκατάστασης των γεωπλεγμάτων. Δηλαδή η τιμή της αντοχής του οπλισμού, που προκύπτει από τις εργαστηριακές δοκιμές  $T_{ultimate}$ , μειώνεται πριν χρησιμοποιηθεί στη διαστασιολόγηση της γεωκατασκευής. Η μείωση αυτή πραγματοποιείται με τη χρησιμοποίηση μερικών συντελεστών ασφάλειας.

### 5.2.1 Μερικοί συντελεστές ασφάλειας στην ανάλυση οριακής ισορροπίας

Οι μερικοί συντελεστές ασφάλειας, που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση ευστάθειας οπλισμένου επιχώματος με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας, διασφαλίζουν την απαιτούμενη αντοχή των οπλισμών σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Η επιλογή λοιπόν του γεωπλέγματος, που θα τοποθετηθεί σε κάθε στρώση του πρανούς, καθορίζεται από την επιτρεπόμενη αντοχή του και όχι από την καθολική αντοχή του  $T_{ultimate}$ .

$$T_{allowable} = \frac{T_{ultimate}}{RF_{s-u} \cdot RF_{id} \cdot RF_c \cdot RF_d} \quad (5.2)$$

Ο συντελεστής συνολικής ασφάλειας έναντι αβεβαιοτήτων  $RF_{s-u}$  (Overall factor of safety for uncertainties), που ονομάζεται και συντελεστής μείωσης της αντοχής του πλέγματος ορίζεται στην τιμή 1,3 κατά AASHTO και 1,5 κατά FHWA.

Ο μειωτικός συντελεστής έναντι φθοράς κατά την εγκατάσταση  $RF_{id}$  (Reduction factor for installation damage) δίνεται σε συνάρτηση με τον τύπο του εδαφικού υλικού πλήρωσης (ιλυώδης άργιλος, αμμοχάλικο, χονδρόκοκκο αμμοχάλικο). Οι τιμές του συντελεστή προκύπτουν από εργαστηριακές δοκιμές και διαφέρουν ανάλογα με τον τύπο του γεωπλέγματος και την εταιρία κατασκευής. Οι τιμές του κυμαίνονται συνήθως από 1,04 έως 1,4.

Ο μειωτικός συντελεστής έναντι αντοχής στη φθορά του χρόνου  $RF_d$  (Reduction factor on durability) είναι ο συντελεστής, που αφορά την επίδραση του περιβάλλοντος (έδαφος, θερμοκρασία, ακτινοβολία, υδρόλυση) στο υλικό από το οποίο είναι κατασκευασμένο το γεώπλεγμα. Οι τιμές του συντελεστή προκύπτουν από εργαστηριακές δοκιμές και εκφράζονται σε συνάρτηση με το PH του περιβάλλοντος εδάφους.

Ο μειωτικός συντελεστής έναντι ερπυστικών φαινομένων  $RF_c$  (Reduction factor on creep) δίνεται από εργαστηριακές δοκιμές και εκφράζεται σε συνάρτηση με το χρόνο σχεδιασμού της κατασκευής (λιγότερο από 10 χρόνια, 10 έως 50 χρόνια, 50 έως 100 χρόνια, 100 έως 120 χρόνια)

### 5.2.2 Μερικοί συντελεστές ασφάλειας στην ανάλυση οριακής κατάστασης

Στην ανάλυση ευστάθειας οπλισμένου επιχώματος με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας, χρησιμοποιείται ο κύριος συντελεστής ασφάλειας  $F_m$ , ο οποίος διασπάται σε επιμέρους συντελεστές ασφάλειας, όπως φαίνεται στον πίνακα 5.1 με αριθμητικές τιμές ίσες ή μεγαλύτερες της μονάδας.

Συντελεστής ασφάλειας	Κανονισμοί BS 8006
Έναντι ερπυσμού	$F_{creep}$
Έναντι κατασκευαστικών ατελειών	$F_{m11}$
Extrapolation of test data	$F_{m12}$
Έναντι φθοράς κατά την εγκατάσταση	$F_{m21}$
Έναντι αντοχής στη φθορά του χρόνου	$F_{m22}$
Ramification	$F_n$

Πίνακας 5.1 Συντελεστές ασφάλειας της εφελκυστικής αντοχής του γεωπλέγματος κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς

$$T_{allowable} = \frac{T_{ultimate} \cdot F_{creep}}{F_{m11} \cdot F_{m12} \cdot F_{m21} \cdot F_{m22} \cdot F_n} \quad (5.3)$$

Ο μειωτικός συντελεστής έναντι ερπυστικών φαινομένων  $F_{creep}$ , ο μειωτικός συντελεστής έναντι φθοράς κατά την εγκατάσταση  $F_{m21}$  και ο μειωτικός συντελεστής έναντι αντοχής στη φθορά του χρόνου  $F_{m22}$  (Durability) είναι οι ίδιοι συντελεστές με τους  $RF_c$ ,  $RF_{id}$  και  $RF_d$  αντίστοιχα, που χρησιμοποιούνται κατά την ανάλυση με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας.

Ο επιμέρους συντελεστής μείωσης έναντι πιθανών κατασκευαστικών ατελειών  $F_{m11}$ , (Manufacturing) καλύπτει τις ατέλειες και τα λάθη, που πολύ πιθανό να προκύψουν στο στάδιο της παραγωγής των γεωπλεγμάτων από τις βιομηχανίες κατασκευής.

Τα χαρακτηριστικά της αντοχής των γεωπλεγμάτων προκύπτουν από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αντίστοιχων εργαστηριακών δοκιμών. Ο επιμέρους συντελεστής  $F_{m12}$  καλύπτει το στατιστικό σφάλμα της ανάλυσης αυτής, αλλά και το στατιστικό σφάλμα σχετικά με τον προσδιορισμό της διάρκειας ζωής (service life). Η τιμή του συντελεστή αυτού είναι συνήθως μεγαλύτερη της μονάδας για τους νέους τύπους των γεωπλεγμάτων, για τους οποίους δεν υπάρχει ανάλογο ικανοποιητικό στατιστικό δείγμα από εργαστηριακές δοκιμές, ενώ όσο το δείγμα αυξάνει ο συντελεστής αυτός προσεγγίζει τη μονάδα.

Η σοβαρότητα των επιπτώσεων από την αστοχία της κατασκευής εισάγεται στην ανάλυση με το συντελεστή των επιπτώσεων  $F_n$  (Ramification). Ο συντελεστής αυτός εκφράζει τη διαφορά ανάμεσα σε μία κατασκευή, που ενδεχόμενη αστοχία της δεν θα δημιουργήσει ιδιαίτερα σοβαρά προβλήματα και σε μία κατασκευή, που η αστοχία της θα δημιουργήσει σημαντικές υλικές ζημιές αλλά θα θέσει σε κίνδυνο και την ασφάλεια ανθρώπινων ζώων. Στις περιπτώσεις αυτές υψηλού κινδύνου ο συντελεστής παίρνει την τιμή 1,1, ενώ στις υπόλοιπες γίνεται ίσος με τη μονάδα.

### 5.3 Γενικοί συντελεστές ασφάλειας

Κάθε έλεγχος ευστάθειας, που εκτελείται σύμφωνα με τις μεθοδολογίες, που αναπτύχθηκαν στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο, με στόχο τη διαστασιολόγηση των οπλισμένων επιχωμάτων, πρέπει να διασφαλίζει τους προδιαγραφόμενους συντελεστές ασφάλειας. Έτσι οι δυνάμεις ανατροπής της εσωτερικής ή εξωτερικής ευστάθειας της γεωκατασκευής είναι ικανοποιητικά μικρότερες από τις δυνάμεις ευστάθειας. Στον πίνακα 5.2 δίνονται οι ελάχιστες προτεινόμενες τιμές για τους ελέγχους ευστάθειας των οπλισμένων γεωκατασκευών.

Ανάλυση	Ελάχιστος συντελεστής ασφάλειας
Ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας (ελκυσμός-εξόλκευση)	1,5
Ανάλυση ευστάθειας έναντι δυνητικής ολίσθησης διερχόμενης από το οπλισμένο και μη τμήμα του επιχώματος	1,3 (20% μικρότερος υπό σεισμό)
Ανάλυση ολίσθησης στη διεπιφάνεια γεωπλέγματος εδάφους	1,3 (20% μικρότερος υπό σεισμό)
Ανάλυση ευστάθειας έναντι βαθιάς ολίσθησης	1,3 (1,2 υπό σεισμό)

Πίνακας 5.3 Προτεινόμενοι ελάχιστοι συντελεστές ασφάλειας για τους ελέγχους ευστάθειας

## 5.4 Άλλοι συντελεστές ασφάλειας

Κατά την ανάλυση ολίσθησης στη διεπιφάνεια γεωπλέγματος-εδάφους χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής αλληλεπίδρασης μεταξύ του οπλισμού και του εδάφους  $C_{ds}$ . Υπάρχουν δύο εκφράσεις του συντελεστή αυτού. Σύμφωνα με την πρώτη ο συντελεστής δείχνει την αναλογία ανάμεσα στην διατμητική αντοχή, που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια του οπλισμού και του οπλισμένου εδάφους, και στην διατμητική αντοχή του οπλισμένου εδάφους μόνο. Κατά την δεύτερη έκφρασή του ο συντελεστής  $C_{ds}$  δηλώνει έναν παρόμοιο με τον παραπάνω λόγο, αλλά όσο αφορά την αντοχή του εδάφους θεμελίωσης. Δηλαδή ο συντελεστής  $C_{ds}$  αντιπροσωπεύει κατά κάποιο τρόπο το μηχανισμό ολίσθησης του εδάφους επάνω στο φύλλο του γεωπλέγματος. Προσδιορίζεται με δοκιμή άμεσης διάτμησης, που περιγράφεται στον ASTM D5321.

Στην ανάλυση ευστάθειας έναντι δυνητικής ολίσθησης διερχόμενης από το οπλισμένο και μη τμήμα του επιχώματος, κατά τον υπολογισμό του μήκους αγκύρωσης των οπλισμών, έγινε χρήση του συντελεστή αλληλεπίδρασης  $C_i$ . Ο συντελεστής αλληλεπίδρασης συσχετίζει την αντοχή της διεπιφάνειας του γεωπλέγματος και του εδάφους της οπλισμένης ζώνης με τη διατμητική αντοχή του εδάφους θεμελίωσης ή του εδάφους της οπλισμένης ζώνης. Προσδιορίζεται εργαστηριακά από τη δοκιμή εξόλκευσης.

## 5.5 Σεισμικοί συντελεστές ασφάλειας

Όταν στην ανάλυση ευστάθειας του οπλισμένου επιχώματος περιλαμβάνεται η δράση του σεισμού, τότε ο μειωτικός συντελεστής ασφάλειας έναντι των ερπυστικών φαινομένων γίνεται ίσος με τη μονάδα. Αυτό συμβαίνει, γιατί η επιβολή της σεισμικής φόρτισης είναι περιορισμένης διάρκειας και στο χρονικό αυτό διάστημα ο ερπυσμός δεν είναι αξιοσημείωτος. Κατά την ανάλυση ευστάθειας υπό το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης, χρησιμοποιούνται μικρότεροι συντελεστές ασφάλειας από αυτούς του μη σεισμικού συνδυασμού, Elias and Christopher (1997).

## 5.6 Συνδυασμοί δράσεων

Οι συνδυασμοί δράσεων για τους οποίους εξετάζονται τα επιχώματα δίνονται στον πίνακα 5.3



A/A	Συνδυασμοί δράσεων
1	$g+q$
2	$g+q+w$
3	$g+0,5q+s$

Πίνακας 5.3 Συνδυασμοί δράσεων

όπου :

$G$  : Μόνιμα φορτία επιχώματος λόγω ιδίου βάρους γαιών

$q$  : Κινητά φορτία ( $20 \text{ kN/m}^2$ , ενιαία καταμεμημένο επί του πλάτους οδοστρώματος για επιχώματα οδοποιίας)

$w$  : Φόρτιση η οποία προκύπτει από την ανώτατη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα της 50-ετίας (περίπτωση, που ισοδυναμεί επίσης με αστοχία των αποστραγγιστικών μέτρων)

$s$  : Σεισμική φόρτιση κατά ΕΑΚ 2000

Στο BS 8006 υπάρχει διαφοροποίηση, όπως φαίνεται στον πίνακα 5.4, ανάμεσα στα μόνιμα και κινητά φορτία, όσα αφορά τους συντελεστές ασφάλειας με τους οποίους αυτά πολλαπλασιάζονται.

	BS 8006-ULS	BS 8006-SLS
Εξωτερικά μόνιμα φορτία	1,2	1,0
Εξωτερικά κινητά φορτία	1,3 (πρανή) 1,5(τοίχοι αντιστήριξης & βάθρα γέφυρας)	1,0

Πίνακας 5.4 Συντελεστές επί των φορτίων σύμφωνα με τους Βρετανικούς κανονισμούς (BS 8006)

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6<sup>ο</sup>

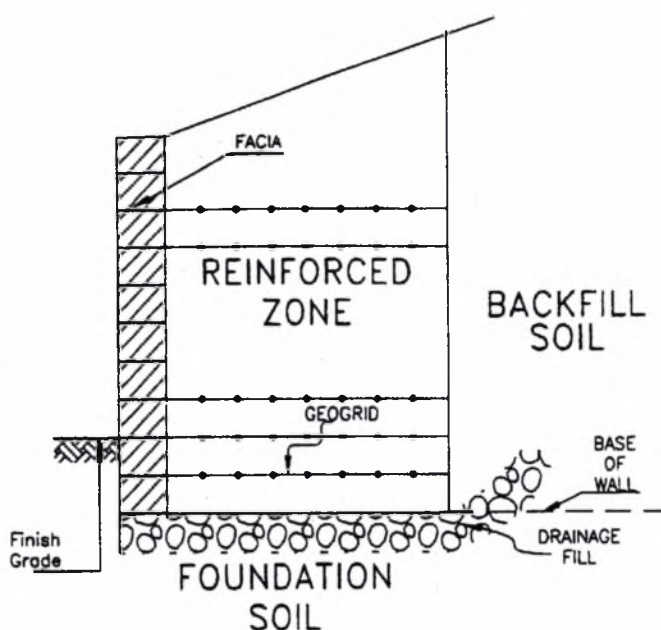
Κατασκευή τοίχων και ακροβάθρων

## 6. ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΟΙΧΩΝ ΚΑΙ ΑΚΡΟΒΑΘΡΩΝ

Οι τοίχοι αντιστήριξης και τα ακρόβαθρα είναι γεωκατασκευές οπλισμένης γης, οι οποίες εμφανίζουν κλίσεις πρανούς μεγαλύτερες από  $u:\beta = 3:1$  ( $71^\circ$ ) έως και κατακόρυφες (συνηθέστερη περίπτωση). Σε αντίθεση με τους συμβατικούς τοίχους αντιστήριξης, που είναι κατασκευές βαρύτητας και πρέπει να έχουν ικανοποιητικό όγκο για να αντιστέκονται στις αποσταθεροποιητικές δυνάμεις του εδάφους, οι οπλισμένες γεωκατασκευές αντιστήριξης δημιουργούν αντιστηριζόμενο σύστημα βαρύτητας με τη συνεργασία του ίδιου του αντιστηριζόμενου εδάφους και του οπλισμού.

### 6.1 Συνιστώντα μέρη (Components) οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης

Σε αντίθεση με τους συμβατικούς τοίχους αντιστήριξης οι οπλισμένες γεωκατασκευές αντιστήριξης κατασκευάζονται από επάλληλες στρώσεις συμπιεσμένου εδαφικού υλικού και γεωπλέγματος. Στο σχήμα 6.1 φαίνεται η διάταξη των στοιχείων από τα οποία συνίσταται οι κατασκευές αυτού του είδους.



Σχήμα 6.1 Συνιστώντα μέρη οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης με κατακόρυφη όψη

### 6.1.1 Έδαφος Θεμελίωσης

Το έδαφος θεμελίωσης είναι το σταθερό εκείνο εδαφικό υπόστρωμα πάνω στο οποίο θεμελιώνεται η γεωκατασκευή. Η ευστάθεια της θεμελίωσης εξετάζεται με τον έλεγχο έναντι αστοχίας σε βαθιά ολίσθηση, αν και η αστοχία αυτού του τύπου δεν είναι συνήθως κρίσιμη για την ευστάθεια της κατασκευής. Οι γεωερευνητικές επιτόπου εργασίες και οι εργαστηριακές δοκιμές, που γίνονται στην περιοχή κατασκευής του έργου προσδιορίζουν τα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης, τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, τα γεωλογικά και τα άλλα χαρακτηριστικά του υπεδάφους, που πιθανόν να επηρεάσουν τη συμπεριφορά της κατασκευής.

### 6.1.2 Γεωϋλικό οπλισμένης ζώνης

Στις κατασκευές οπλισμένων τοίχων αντιστήριξης και ακρόβαθρων είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί μεγάλη ποικιλία γεωϋλικών. Το γεγονός αυτό οδηγεί στην χρησιμοποίηση υλικών, που δεν εξασφαλίζουν μόνο τις απαιτούμενες από τη διαστασιολόγηση αντοχές, αλλά συμβάλλουν και στην εξοικονόμηση χρόνου κατασκευής και κόστους, αφού για παράδειγμα αξιοποιούνται δανειοθάλαμοι της περιοχής του έργου. Συνήθως τα γεωϋλικά, που προτιμούνται, είναι οι χαμηλής

πλαστιμότητας άργιλοι και τα κοκκώδη εδάφη. Οι εδαφικές ιδιότητες των υλικών προσδιορίζονται από εργαστηριακές δοκιμές.

### **6.1.3 Αντιστηριζόμενο έδαφος**

Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι το έδαφος, που βρίσκεται πέρα από τα όρια της εκσκαφής, ή το έδαφος, που τοποθετείται πίσω από την οπλισμένη ζώνη, στο πέρας των γεωπλεγμάτων. Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους αυτού, που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς, είναι οι ίδιες ή διαφέρουν με αυτές του γεωυλικού της οπλισμένης ζώνης, ανάλογα με το είδος της κατασκευής.

### **6.1.4 Αποστραγγιστική ζώνη**

Στην έδραση του επιχώματος τοποθετείται εξυγιαντική στρώση λιθορριπής, βάρους 5 έως 25 Kgr. Η στρώση αυτή περιορίζει την τυχόν ροή νερού στο σώμα του επιχώματος από το έδαφος θεμελίωσης και αποστραγγίζει τα ατμοσφαιρικά κατακρημνίσματα που περνούν μέσα στο σώμα της γεωκατασκευής. Η αποστράγγιση των οπλισμένων γεωκατασκευών αντιστήριξης είναι ιδιαίτερη σημαντική, γιατί η παρουσία του νερού στο εδαφικό υλικό του σώματος της κατασκευής μειώνει την φέρουσα ικανότητα του.

### **6.1.5 Πρόσοψη-Μέτωπο (Facia) της οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης**

Η επικάλυψη ή η πρόσοψη των τοίχων αντιστήριξης είναι κατακόρυφη ή σχεδόν κατακόρυφη και παραμορφώνεται κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Το είδος και το μέγεθος της παραμόρφωσης εξαρτώνται από το υλικό, τον τύπο του συστήματος της επικάλυψης, το εδαφικό υλικό της οπλισμένης ζώνης, τη συμπίεση των στρώσεων οπλισμού και το είδος των γεωπλεγμάτων. Συνήθως δεν είναι εύκολο να υπολογιστεί το ποσοστό της παραμόρφωσης.

### **6.1.6 Οπλισμός**

Τα γεωπλέγματα, που χρησιμοποιούνται στις γεωκατασκευές, πρέπει να διαθέτουν την απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή, που προκύπτει από την ανάλυση ευστάθειας κάθε γεωκατασκευής αντιστήριξης. Τα γεωπλέγματα τοποθετούνται οριζόντια ή με μια μικρή κλίση ανάμεσα σε στρώσεις συμπιεσμένου εδάφους.

## 6.2 Εκσκαφές-θεμελίωση οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης

Για την έδραση του τοίχου αντιστήριξης και του ακρόβαθρου πραγματοποιούνται εκσκαφές, κατά τις οποίες απομακρύνονται οι χαλαρές και φυτικές επιφανειακές εδαφικές στρώσεις. Το βάθος της εκσκαφής σχετίζεται με τις απαιτήσεις της κατασκευής, αλλά και το τοπικό εδαφικό προφίλ, ενώ το πλάτος της για την θεμελίωση είναι τόσο όσο απαιτεί η δημιουργία του απαραίτητου χώρου για την τοποθέτηση των γεωπλεγμάτων. Οι εκσκαφές μπορεί να περιλαμβάνουν τη δημιουργία απαιτούμενων αναβαθμών αγκύρωσης, εφόσον η εγκάρσια κλίση του φυσικού πρανούς επί του οποίου εδράζεται η γεωκατασκευή είναι μεγαλύτερη των 10°.

Σε κάθε περίπτωση αφού ολοκληρωθούν πλήρως οι εκσκαφές, τοποθετηθεί η εξυγιαντική – αποστραγγιστική στρώση λιθορριπής, και πριν ξεκινήσει η κατασκευή του έργου, θα πρέπει να προηγηθεί τελικός έλεγχος, ώστε η προς θεμελίωση επιφάνεια να είναι ομοιόμορφη, με κατάλληλη κλίση, στο τμήμα τοποθέτησης του γεωσυνθετικού οπλισμού, και να παρουσιάζει σφιγρή επιφάνεια, απαλλαγμένη από πιθανούς θύλακες χαλαρού ή ακατάλληλου υλικού το οποίο θα πρέπει τοπικά να εκσκαφτεί και να αντικατασταθεί από στρώση λιθορριπής. Επίσης, οι αναβαθμοί αγκύρωσης θα πρέπει να είναι ευκρινώς κατασκευασμένοι και να μην υφίστανται επί αυτών χαλαρά υλικά ή υλικά από μικροκαταπτώσεις από τα ανάντη.

## 6.3 Διάστρωση - Συμπύκνωση

Η διάστρωση του γεωϋλικού επίχωσης θα γίνεται σε επάλληλες στρώσεις ομοιόμορφου πάχους, παράλληλα προς την επιφάνεια έδρασης, κατά μήκος της γεωκατασκευής και σε όλο το πλάτος της, ώστε να δημιουργείται ομοιόμορφη επιφάνεια.

Το υλικό κάθε στρώσης εκφορτώνεται στο έργο πάνω σε τμήμα ήδη διαστρωμένο της ίδιας στρώσης και κοντά στο άκρο προώθησης (μέτωπο κατασκευής). Από τη θέση αυτή προωθείται μέχρι το μέτωπο κατασκευής και διαστρώνεται πέραν αυτού με τρόπο, που να ελαχιστοποιεί τον τυχόν διαχωρισμό του. Το πάχος πρέπει να ανταποκρίνεται προς την ικανότητα συμπύκνωσης των μηχανημάτων, που διατίθενται, ώστε να επιτυγχάνεται η απαιτούμενη συμπύκνωση. Η επιλεγείσα μέθοδος συμπύκνωσης, πρέπει να διασφαλίζει την επίτευξη των απαιτούμενων

συμπυκνώσεων. Για τη συμπύκνωση χρησιμοποιούνται δονητικοί οδοστρωτήρες, δονητικοί συμπιεστές, δονητικές πλάκες ή δονητικοί κύλινδροι.

## 6.4 Στάδια κατασκευής οπλισμένης γης

Υπάρχουν πολλές μεθοδολογίες και πολλά υλικά που χρησιμοποιούνται στην διαμόρφωση του μετώπου του τοίχου αντιστήριξης ή του ακρόβαθρου. Οι συνηθέστεροι τύποι προσόψεων είναι αυτοί από τεμάχια σκυροδέματος (concrete blocks) και αυτοί που διαμορφώνονται όταν τα γεωπλέγματα τυλίγονται γύρω από την πρόσοψη της πάνω εδαφικής στρώσης (Wrap-around facing). Η διαδικασία κατασκευής και όπλισης των παραπάνω τύπων οπλισμένων γεωκατασκευών αντιστήριξης περιγράφεται συνοπτικά με βήματα στα σχήματα 6.2 έως 6.11.

Κατασκευή οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης με τη μεθοδολογία Wrap-around facing



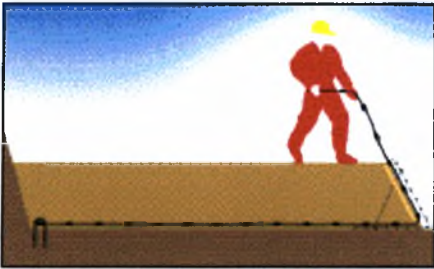
Σχήμα 6.2 Διαμόρφωση της επιφάνειας θεμελίωσης και τοποθέτηση του πρώτου χαλύβδινου πλέγματος με κατάλληλη διάταξη, ώστε να είναι δυνατή η τοποθέτηση του πρώτου φύλλου γεωπλέγματος.



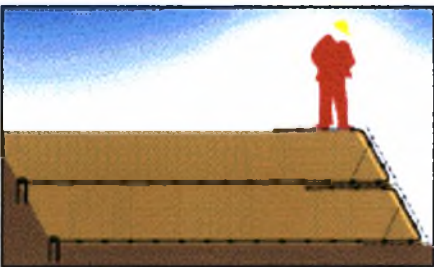
Σχήμα 6.3 Τοποθέτηση της πρώτης στρώσης γεωσυνθετικού οπλισμού κάθετα στο μεταλλικό πλέγμα. Το τμήμα του γεωπλέγματος, που βρίσκεται μέσα στο σώμα της κατασκευής αγκυρώνεται με μία μικρή ράβδο από σίδηρο, ενώ το άλλο άκρο θα αγκυρωθεί στην επόμενη στρώση. Κατά τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η τάνυση τους.



Σχήμα 6.4 Μετά την τοποθέτηση και τάνυση του πρώτου γεωσυνθετικού οπλισμού, ακολουθεί η διάστρωση και συμπίκνωση του υλικού πλήρωσης. Υπογραμμίζεται ότι σε καμία περίπτωση δεν θα πρέπει να κινηθεί όχημα επί του γεωσυνθετικού οπλισμού εφόσον δεν έχει προηγηθεί διάστρωση εδαφικού υλικού, προκειμένου να αποφευχθούν σοβαροί τραυματισμοί του γεωπλέγματος.



Σχήμα 6.5 Στο στάδιο αυτό αγκυρώνεται το άλλο άκρο της πρώτης στρώσης γεωπλέγματος, που είχε αφαιρεθεί ελεύθερο.



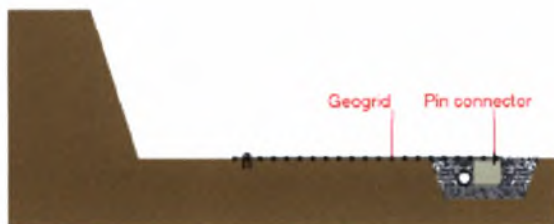
Σχήμα 6.6 Με την ολοκλήρωση των προηγούμενων βημάτων, γίνεται τοποθέτηση του επόμενου γεωπλέγματος και ακολουθούν νέοι κύκλοι διάστρωσης συμπίκνωσης του υλικού επίχωσης.



## Κατασκευή οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης με Concrete blocks



Σχήμα 6.7 Διάνοιξη τάφρου (διαστάσεων 30 επί 50 cm) για την κατασκευή μικρής θεμελίωσης από σκυρόδεμα ή καλά συμπιεσμένο αμμοχάλικο. Εκεί τοποθετείται το πρώτο τεμάχιο σκυροδέματος. Στο στάδιο αυτό τοποθετείται και ο σωλήνας αποστράγγισης. Η τάφρος γεμίζεται με διαπερατό υλικό.



Σχήμα 6.8 Τοποθετείται ο οπλισμός και αγκυρώνεται για να εξασφαλιστεί η τάνυσή του.



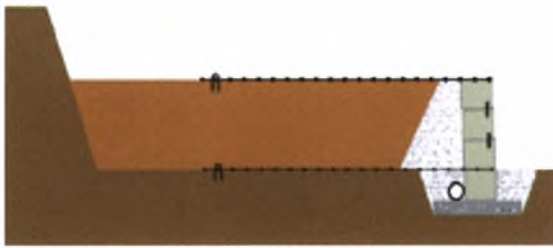
Σχήμα 6.9 Τοποθετείται η συνδετική περόνη στο τεμάχιο σκυροδέματος και τοποθετείται το επόμενο τεμάχιο. Πίσω από το μέτωπο και για 30 cm μπαίνει κοκκώδες υλικό, που βοηθά στην αποστράγγιση.



Σχήμα 6.10 Ακολουθεί η διάστρωση και συμπύκνωση του υλικού πλήρωσης. Η μέθοδος συμπύκνωσης, πρέπει να διασφαλίζει την επίτευξη των απαιτούμενων συμπυκνώσεων (95% )



Σχήμα 6.11 Με την ολοκλήρωση των προηγούμενων βημάτων, γίνεται τοποθέτηση του επόμενου τεμαχίου σκυροδέματος και ακολουθούν νέοι κύκλοι διάστρωσης γεωπλέγματος, εδάφους συμπίκνωσης του υλικού επίχωσης.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7<sup>ο</sup>

Στοιχειοθέτηση του προβλήματος

## **7. ΣΤΟΙΧΕΙΟΘΕΤΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ**

### **7.1 Γενικά**

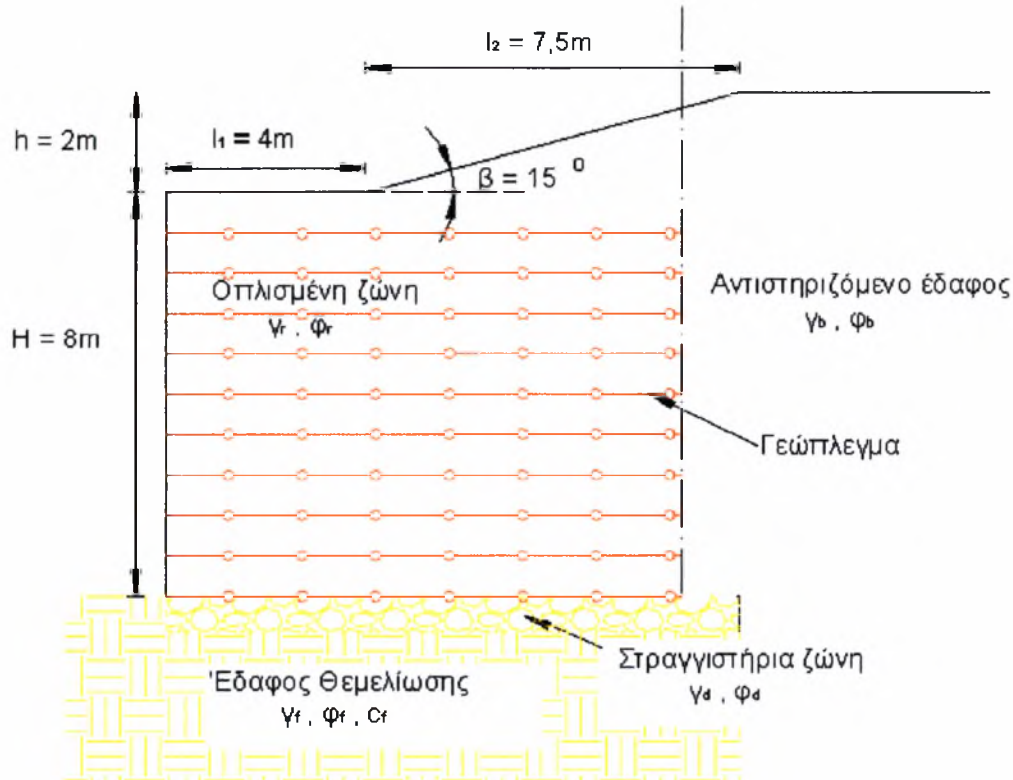
Οι κατασκευές αντιστήριξης χρησιμοποιούνται κατά κύριο λόγο σε περιπτώσεις κατάλυσης της εδαφικής συνέχειας από μία εκσκαφή, κάτω από την υπάρχουσα εδαφική επιφάνεια, όπως λόγω χάρη στη διάνοιξη δρόμων, όταν για ειδικούς λόγους γίνεται απαγορευτική η μόρφωση πρανών. Η περίπτωση αυτή αποτελεί τον κανόνα στην κατασκευή χώρων (υπόγειων και μη) σε οικόπεδα περιορισμένης έκτασης, όταν μάλιστα περιμετρικά των ορίων ιδιοκτησίας υπάρχουν άλλα κτίρια ή δρόμοι. Η αναγκαιότητα της αντιστήριξης παρουσιάζεται σε ειδικές περιπτώσεις, όταν λειτουργικές αιτίες επιβάλλουν την τοπική υπερύψωση της εδαφικής επιφάνειας με επίκωση, όπως για παράδειγμα σε ακρόβαθρα γεφυρών ή σε λιμενικά έργα. Τέλος οι κατασκευές αντιστήριξης γίνονται περίπου αναγκαίες στη σταθεροποίηση και προστασία φυσικών πρανών, που παρουσιάζουν κινηματική αστάθεια. Υπάρχουν πολλοί τύποι τοίχων αντιστήριξης, εκ των οποίων οι τοίχοι αντιστήριξης οπλισμένης με γεωπλέγματα γης παρέχουν τη δυνατότητα διαμόρφωσης κατακόρυφων πρανών με κόστος συνήθως σημαντικά λιγότερο σε σχέση με τους υπόλοιπους τοίχους αντιστήριξης.

Αντικείμενο της παρούσας εφαρμογής είναι ο σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης επιχώματος οδοποιίας. Ο τοίχος αντιστήριξης οπλισμένης γης αποτελεί εναλλακτική λύση στις απαιτήσεις, που προδιαγράφουν οι ανάγκες, περιορισμού των δυσμενών περιβαλλοντικών επιπτώσεων, αξιοποίησης δανειοθαλάμων εδαφικών υλικών της περιοχής κατασκευής του έργου, μείωσης των αναγκαίων εδαφικών απαλλοτριώσεων και πιθανόν μείωσης του προϋπολογισμού του έργου.

### **7.2 Γεωμετρία του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης**

Ο τοίχος αντιστήριξης οπλισμένης γης της συγκεκριμένης εφαρμογής εμφανίζει κατακόρυφη όψη. Σε ύψος 8m από την επιφάνεια έδρασης της γεωκατασκευής

σχηματίζεται αναβαθμός πλάτους 4 m και ακολουθεί επίχωση με κλίση περίπου  $u:\beta = 1:4$  ( $15^\circ$ ). Στο σχήμα 7.1 φαίνεται η γεωμετρία της κατασκευής.



Σχήμα 7.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης

### 7.3 Παραδοχές υλικών

Για τους υπολογισμούς και τις αναλύσεις της οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης χρησιμοποιούνται οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων, που παρουσιάζονται στο πίνακα 7.1. Οι χαρακτηριστικές αυτές τιμές των εδαφικών υλικών έχουν προκύψει με βάση τα γεωτεχνικά στοιχεία εγκεκριμένων μελετών.

	Οπλισμένη Ζώνη (r)	Αντιστηριζόμενο έδαφος	Έδαφος θεμελίωσης	Ζώνη Αποστράγγισης
Ενεργή γωνία τριβής $\phi'$ (deg)	36	36	26	40
Ενεργή συνοχή $c'$ (kPa)	5	5	16	0
Φαινόμενο Βάρος $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,5	21,5	19	22,5

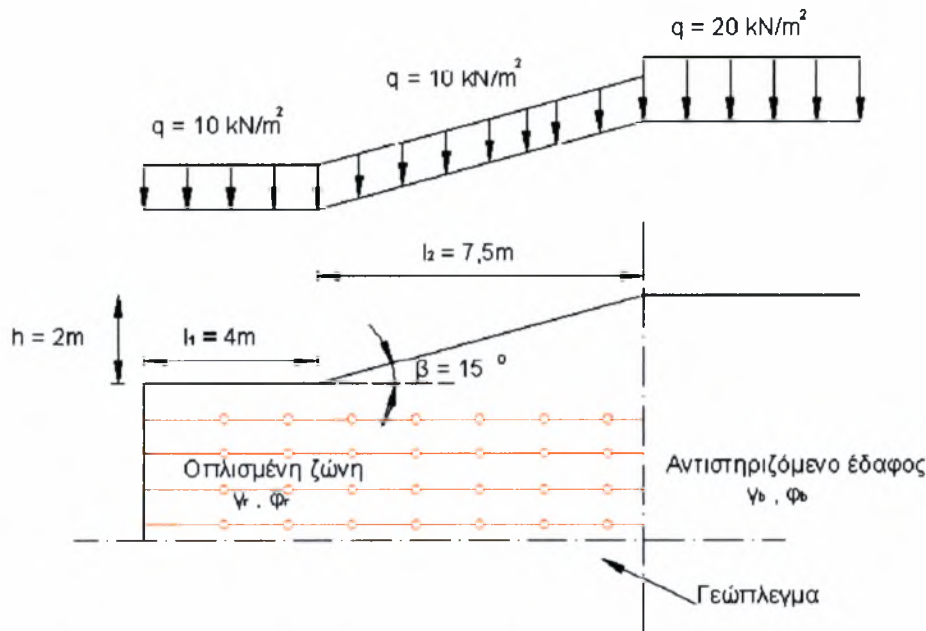
Πίνακας 7.1 χαρακτηριστικές τιμές εδαφικών παραμέτρων

## 7.4 Παραδοχές φορτίσεων

Σχετικά με τις φορτίσεις, που χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης, σημειώνονται τα ακόλουθα:

1. Το κινητό φορτίο λαμβάνεται ως ομοιόμορφο σε όλο το μήκος της στέψης όπως φαίνεται στο σχήμα 7.2 και είναι ίσο με  $q = 20$  kPa. Διαφορετικό είναι το φορτίο  $q = 10$  kPa στην επιφάνεια του αναβαθμού και στην κεκλιμένη επιφάνεια,
2. Η στάθμη των υπογείων νερών, σύμφωνα με τα αποτελέσματα γεωτεχνικής έρευνας βρίσκεται στον πόδα του τοίχου. Λόγω της κατασκευής της αποστραγγιστικής στρώσης λιθορριπής δεχόμαστε ότι το νερό δεν θα ανέβει στο σώμα της γεωκατασκευής.
3. Σύμφωνα με την παράγραφο 5.3.α του κανονισμού οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe-Okabe, δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως, που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση  $a_h W$  και πρόσθετη κατακόρυφη δράση  $-a_v W$  στο κρίσιμο πρίσμα σε βάρος  $W$ . Ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής σύμφωνα πάλι με την ίδια παράγραφο λαμβάνεται από τη σχέση  $a_h = a/a_w$ . Όπου  $a$  είναι η ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους, που για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I είναι 0,12, ενώ  $a_w$  είναι συντελεστής συμπεριφοράς, που για τοίχο με δυνατότητα ολισθήσεως 200α(mm) είναι 1,5. Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής  $a_v$  λαμβάνεται ίσος με 0.30α (0,3α = 0,036).





Σχήμα 7.2 Σχηματική απεικόνιση φορτίων της γεωκατασκευής

### 7.5 Συντελεστές ασφάλειας

Ακολούθως παρατίθενται οι μερικοί συντελεστές ασφάλειας, που χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης, υπό τη μορφή των πινάκων 7.2 και 7.3. Οι τιμές αυτές βασίζονται αφενός στις Αμερικάνικες Οδηγίες AASHTO 98 και αφετέρου στη διεθνή βιβλιογραφική εμπειρία (Leshchinsky & Boedeker, 1989, Berg, 1992, Elias & Christopher, 1997, Koerner, 1998)

3. Γενικοί συντελεστές ασφάλειας	Στατικές συνθήκες	Στατικές συνθήκες & υπόγειος ορίζοντας 50-ετίας	Σεισμικές συνθήκες
Συντελεστής ασφάλειας έναντι ολίσθησης (Factor of safety against direct sliding – $F_{s-ds}$ )	1.3	1.3	1.1
Συντελεστής ασφάλειας έναντι δυνητικής ολίσθησης διερχόμενης από το οπλισμένο και μη τμήμα της γεωκατασκευής	1.3	1.3	1.3
Συντελεστής ασφάλειας σε φέρουσα ικανότητα (Bearing capacity $FS_{bc}$ )	2.0	2.0	2.0
Συντελεστής ασφάλειας σε ανατροπή (Overturning $F_{so}$ )	2.0	2.0	2.0
Συντελεστής ασφάλειας έναντι εσωτερικής ευστάθειας σε ελκυσμό και εξόλκευση	1.5	1.5	1.5
Συντελεστής ασφάλειας έναντι βαθιάς ολίσθησης	1.4	1.3	1.2

Πίνακας 7.2 Συντελεστές ασφάλειας για τους ελέγχους ευστάθειας

1. Εδαφικά υλικά	Στατικές συνθήκες	Στατικές συνθήκες & υπόγειος ορίζοντας 50-ετίας	Σεισμικές συνθήκες
<b>1.1 Εδαφικά υλικά οπλισμένου επιχώματος (reinforced soil)</b>			
Ενεργή γωνία τριβής οπλισμένου εδαφικού υλικού ( $\phi'_d$ )	1.3	1.3	1.0
Ενεργή συνοχή οπλισμένου εδαφικού υλικού ( $c'_d$ )	1.0	1.0	1.0
<b>1.2 Εδαφικά υλικά θεμελίωσης (foundation soil)</b>			
Ενεργή γωνία τριβής εδαφικού υλικού θεμελίωσης	1.3	1.3	1.3
Ενεργή συνοχή εδαφικού υλικού θεμελίωσης	1.6	1.6	1.0
<b>2. Γεωπλέγματα (Geogrids)</b>			
Μειωτικός συντελεστής λόγω καταπόνησης στην εγκατάσταση (Installation damage – $RF_{id}$ )	1.12 (90kN/m)	1.12 (90kN/m)	1.12 (90kN/m)
	1.21 (180kN/m)	1.21 (180kN/m)	1.21 (180kN/m)
	1.17 (120kN/m)	1.17 (120kN/m)	1.17 (120kN/m)
Μειωτικός συντελεστής ανθεκτικότητας (Durability – $RF_d$ )	1.0 (60-180kN/m)	1.0 (60-180kN/m)	1.0 (60-180kN/m)
Μειωτικός συντελεστής ερπυσμού (Creep – $RF_c$ )	1.47	1.47	1.47
Συντελεστής αλληλεπίδρασης εδαφικού υλικού – γεωπλέγματος σε ολίσθηση κατά μήκος οπλισμένου εδαφικού υλικού (Direct sliding coefficient along reinforced soil – $C_{ds}$ )	0.8	0.8	0.64

Πίνακας 7.2 Τιμές μερικών συντελεστών ασφάλειας επί των τιμών εδαφικών χαρακτηριστικών, των τιμών αντοχής, ανθεκτικότητας των γεωπλεγμάτων και αλληλεπίδρασης γεωπλεγμάτων εδαφικού υλικού



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8<sup>ο</sup>

Επίλυση του προβλήματος

## 8. ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

### 8.1 Γενικά

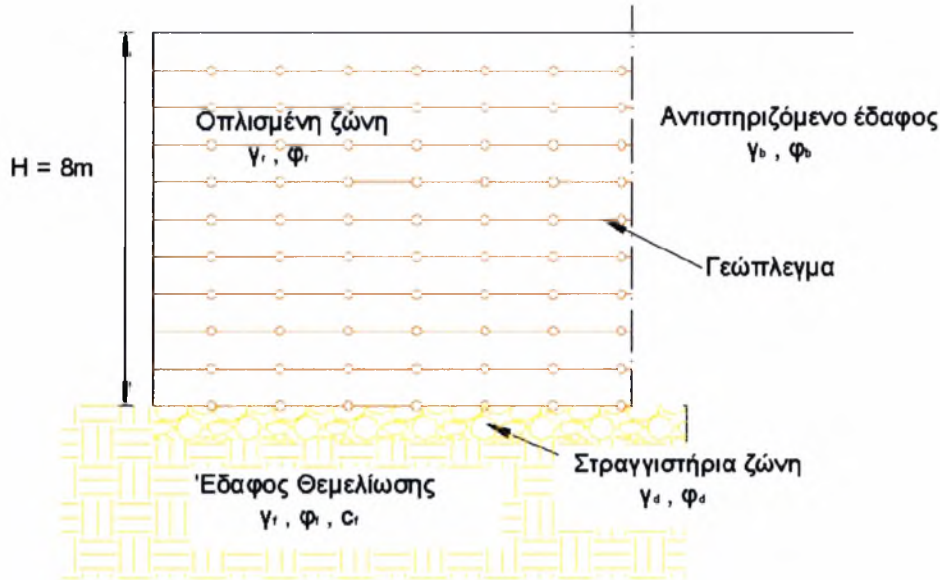
Στο παρών κεφάλαιο επιχειρείται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της διατομής οπλισμένου επιχώματος με κατακόρυφη όψη, που περιγράφεται στο 7<sup>ο</sup> κεφάλαιο, με πρόγραμμα, που συγκροτήθηκε στο MS EXCEL για αυτόν ακριβώς το σκοπό, με το πρόγραμμα Η/Υ EnkaSlope V1.1 και με το πρόγραμμα Η/Υ Stable\_win. Για δεδομένους συντελεστές ασφάλειας και έχοντας προδιαγράψει τα απαιτούμενα μηχανικά χαρακτηριστικά του γεωσυνθετικού υλικού, τα αποτελέσματα των ελέγχων περιέχουν μεταξύ άλλων και τα ακόλουθα βασικά στοιχεία:

- 📌 Κατά ύψος διάταξη των γεωπλεγμάτων
- 📌 Απαιτούμενη δύναμη ελκυσμού προς ανάληψη από την κάθε στρώση γεωπλέγματος (kN/m)
- 📌 Προσφερόμενη αντοχή σχεδιασμού για κάθε στρώση γεωπλέγματος σε μακροχρόνια φόρτιση  $t = 120$  έτη (kN/m)
- 📌 Προσδιορισμός του κρίσιμότερου ελέγχου

### 8.2 Έλεγχος της διατομής με χρήση του προγράμματος MS EXCEL

Στο πρόγραμμα, που συγκροτήθηκε σε λογισμικό φύλλο σε περιβάλλον MS EXCEL, επιχειρείται η προδιαστασιολόγηση του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης με κατακόρυφη όψη. Η μεθοδολογία βάση της οποίας διενεργούνται οι έλεγχοι για την ευστάθεια περιγράφεται αναλυτικά στο Παράρτημα Α.

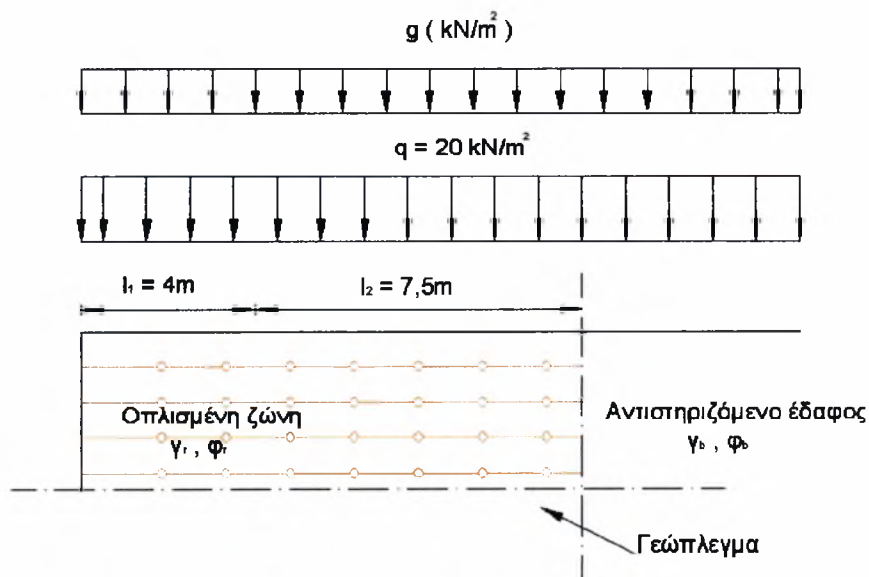
Για τη διενέργεια των ελέγχων εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας με χρήση του προγράμματος στο MS Excel έγινε παραδοχή απλοποιημένης γεωμετρίας της γεωκατασκευής, όπως φαίνεται στο σχήμα 8.2.



Σχήμα 8.1 Απλοποιημένη γεωμετρική παρουσίαση της γεωκατασκευής

Το τμήμα της επιφάνειας της γεωκατασκευής με κλίση  $\beta = 15^\circ$  και ύψος  $h' = 2\text{m}$  λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση, ως μόνιμο ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο  $g$ , που δίνεται από τη σχέση 8.1. Η ευστάθεια του τμήματος αυτού θεωρείται δεδομένη λόγω του μικρού ύψους και της ήπιας κλίσης του. Το κινητό φορτίο λαμβάνεται ως ομοιόμορφο φορτίο σε όλο το πλάτος της στέψης και είναι ίσο με  $q = 20\text{kN/m}^2$ . Στο σχήμα 8.2 φαίνονται τα φορτία  $q$  και  $g$ , που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση.

$$g = 0.5 \cdot h' \cdot \gamma_r \quad (8.1)$$



Σχήμα 8.2 Μόνιμα και κινητά φορτία, που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση

### 8.2.1 Αποτελέσματα της επίλυσης

Τα κυριότερα αποτελέσματα της ανάλυσης εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας με χρήση του προγράμματος Excel δίνονται συνοπτικά στους πίνακες 8.1, 8.2 και 8.3. Στο παράρτημα Β δίνονται αναλυτικά τα στοιχεία αυτά.

Διατομή	Συνδυασμός δράσεων	Αριθμός στρώσεων γεωπλέγματος ονομ. αντοχής σε εφελκυσμό $T_{ult} = 180 \text{ kN/m}$	Αριθμός στρώσεων γεωπλέγματος ονομ. αντοχής σε εφελκυσμό $T_{ult} = 120 \text{ kN/m}$	Αριθμός στρώσεων γεωπλέγματος ονομ. Αντοχής σε εφελκυσμό $T_{ult} = 60 \text{ kN/m}$	Μήκος γεωπλέγματος m
A	(1) : g+q	/	7/0,60	7/0,60	7,5
	(2) : g+0.5q+s	/	3/0,60	11/0,60	4,7

Πίνακας 8.1 Στοιχεία των γεωπλεγμάτων όπως προκύπτουν από τους ελέγχους ευστάθειας

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
Εξωτερική Ευστάθεια			Εσωτερική Ευστάθεια		
$FS_{skd}$	1,64	>1,3	Min $FS_{ts}$	1,54	>1,5
$FS_{ot}$	5,60	>2	ΟΛΙΚΟΣ	2,22	>1,5
$FS_{bc}$	2,02	>2	Min $FS_{po}$	14,60	>1,5

Πίνακας 8.2 Συντελεστές ασφάλειας για μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
Εξωτερική Ευστάθεια			Εσωτερική Ευστάθεια		
$FS_{skd}$	1,96	>1,1	Min $FS_{ts}$	1,5	>1,5
$FS_{ot}$	3,20	>2	ΟΛΙΚΟΣ	2,68	>1,5
$FS_{bc}$	2,92	>2	Min $FS_{po}$	7,13	>1,5

Πίνακας 8.3 Συντελεστές ασφάλειας για σεισμικό συνδυασμό δράσεων

όπου

$FS_{ts}$  : Συντελεστής Ασφαλείας σε ελκυσμό

$FS_{po}$  : Συντελεστής Ασφαλείας σε εξόλκευση

$FS_{skd}$  : Συντελεστής Ασφαλείας σε ολίσθηση

$FS_{ot}$  : Συντελεστής Ασφαλείας σε ανατροπή

$FS_{bc}$  : Συντελεστής Ασφαλείας σε φέρουσα ικανότητα

### 8.3 Έλεγχος της διατομής με χρήση του προγράμματος EnkaSlope

Το EnkaSlope V1.1, αποτελεί πρόγραμμα σχεδιασμού πρανών, τοίχων και ακροβάθρων από οπλισμένη με γεωπλέγματα γη. Για τους ελέγχους εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας της υπό εξέταση γεωκατασκευής έγινε χρήση του προγράμματος αυτού, το οποίο ευγενώς διατέθηκε από την εταιρία Colbond. Συνοπτικά τα αποτελέσματα της επίλυσης, για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης, δίνονται στους πίνακες 8.4, 8.5 και 8.6. Στο παράρτημα Γ δίνονται αναλυτικότερα τα αποτελέσματα των ελέγχων αυτών καθώς και η γραφική τους απεικόνιση.

Διατομή	Συνδυασμός δράσεων	Αριθμός στρώσεων γεωπλέγματος ονομ. αντοχής σε εφελκυσμό $T_{ult} = 180 \text{ kN/m}$	Αριθμός στρώσεων γεωπλέγματος ονομ. αντοχής σε εφελκυσμό $T_{ult} = 120 \text{ kN/m}$	Αριθμός στρώσεων γεωπλέγματος ονομ. Αντοχής σε εφελκυσμό $T_{ult} = 60 \text{ kN/m}$	Μήκος γεωπλέγματος m
A	(1) : g+q	/	3/0,60	11/0,60	4.6
	(2) : g+0.5q+s	/	/	14/0,60	3.4

Πίνακας 8.4 Στοιχεία των γεωπλεγμάτων όπως προκύπτουν από τους ελέγχους ευστάθειας

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ		
$FS_{sld}$	1,30	$\geq 1,3$
Min $FS_{po}$	1,50	$\geq 1,5$
Min $FS_{os}$	$>1,3$	
$FS_{ds}$	1,5	$>1,4$

Πίνακας 8.5 Συντελεστές ασφάλειας για μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ		
$FS_{sld}$	1,30	$\geq 1,3$
Min $FS_{po}$	1,50	$\geq 1,5$
Min $FS_{os}$	$>1,3$	
$FS_{ds}$	1,5	$>1,4$

Πίνακας 8.6 Συντελεστές ασφάλειας για σεισμικό συνδυασμό δράσεων

όπου

$FS_{po}$  : Συντελεστής Ασφαλείας σε εξόλκευση

$FS_{sld}$  : Συντελεστής Ασφαλείας σε ολίσθηση

$FS_{os}$  : Ολικός συντελεστής ασφαλείας

$FS_{ds}$  : Συντελεστής Ασφαλείας σε βαθύ κύκλο ολίσθησης

## 8.4 Έλεγχος της διατομής με χρήση του προγράμματος Win-stab

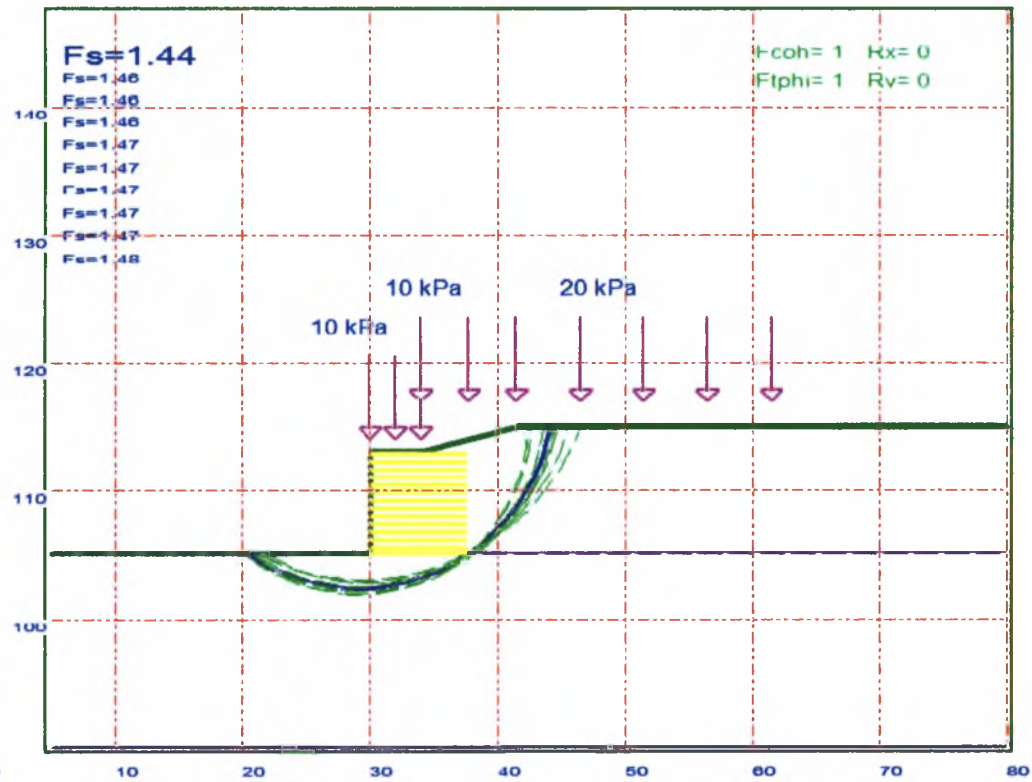
Για την ανάλυση ευσταθείας έναντι βαθιάς ολίσθησης και την ανάλυση ευστάθειας έναντι ολίσθησης ποδός, βάση των οποίων προσδιορίζεται ο ελάχιστος συντελεστής σε κυκλική ολίσθηση διερχόμενη από τη θεμελίωση και τον πόδα του τοίχου αντιστήριξης, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Win-stab (Κωμοδρόμος Αιμ., 1996). Το πρόγραμμα αυτό δίνει τη δυνατότητα ελέγχου ευστάθειας γεωκατασκευής εδραζόμενης ακόμη και σε πολυστρωματικό έδαφος.

Για του υπολογισμούς και τις αναλύσεις του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης χρησιμοποιούνται τα εδαφικά υλικά, τα φορτία και η γεωμετρία, που αναφέρονται στο 7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο της παρούσας εργασίας. Ο αριθμός των στρώσεων όπλισης, το μήκος και η απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή των γεωπλεγμάτων καθώς και η διάταξη των γεωπλεγμάτων κατά το ύψος του τοίχου, λαμβάνονται, ως τα πιο δυσμενή, όπως προκύπτουν από την ανάλυση στο πρόγραμμα Excel (Παράρτημα Β, Ενότητα 8.2.1).

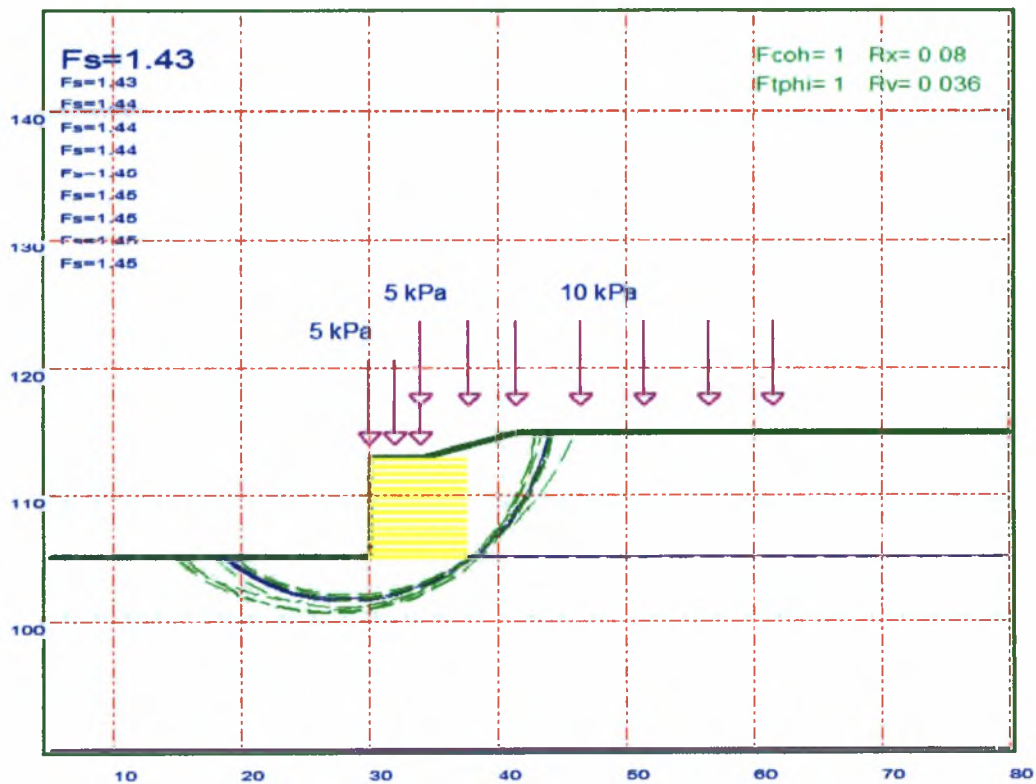
Στα σχήματα 8.1 έως 8.4, δίνονται οι απαιτούμενοι συντελεστές ασφάλειας για τους 10 δυσμενέστερους βαθείς κύκλους ολίσθησης και κύκλους ποδός σε σεισμικό και μη σεισμικό συνδυασμό δράσεων.

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ		
	Βαθύς κύκλος ολίσθησης	Κύκλος ολίσθησης ποδός
$FS_{sld}$ μη σεισμικός συνδυασμός δράσεων	1,44>1,4	1,57>1,2
$FS_{sld}$ σεισμικός συνδυασμός δράσεων	1,43>1,4	1,75>1,2

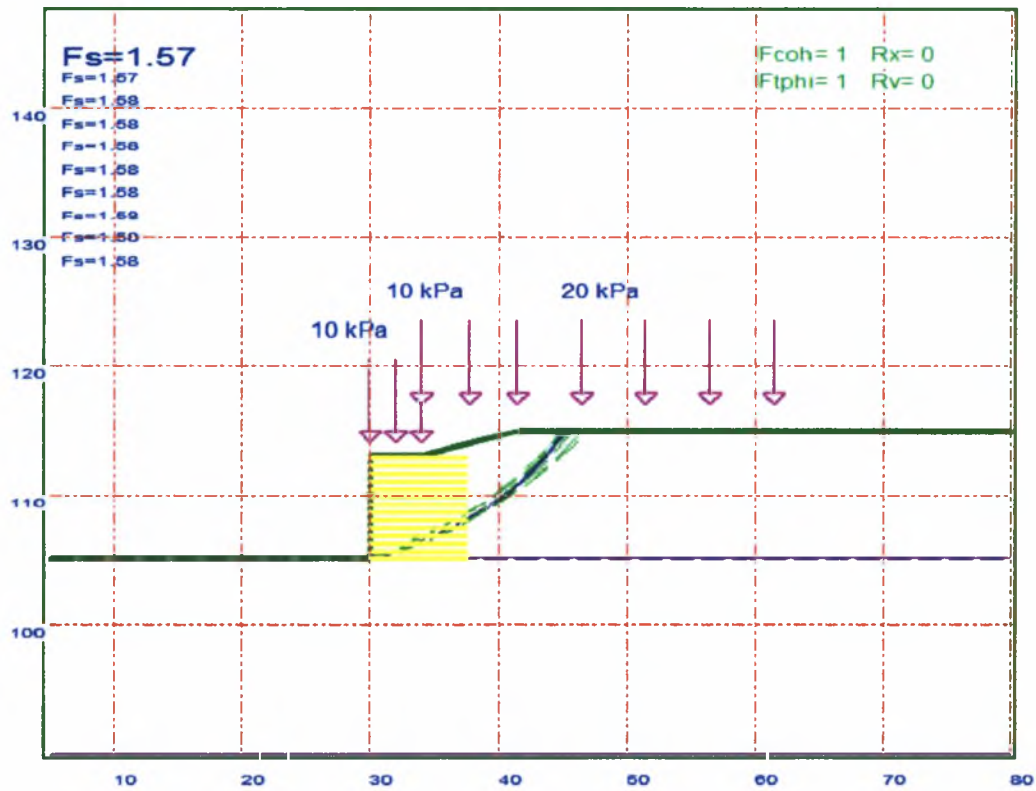
Πίνακας 8.7 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφάλειας για βαθύ κύκλο ολίσθησης και κύκλο ποδός



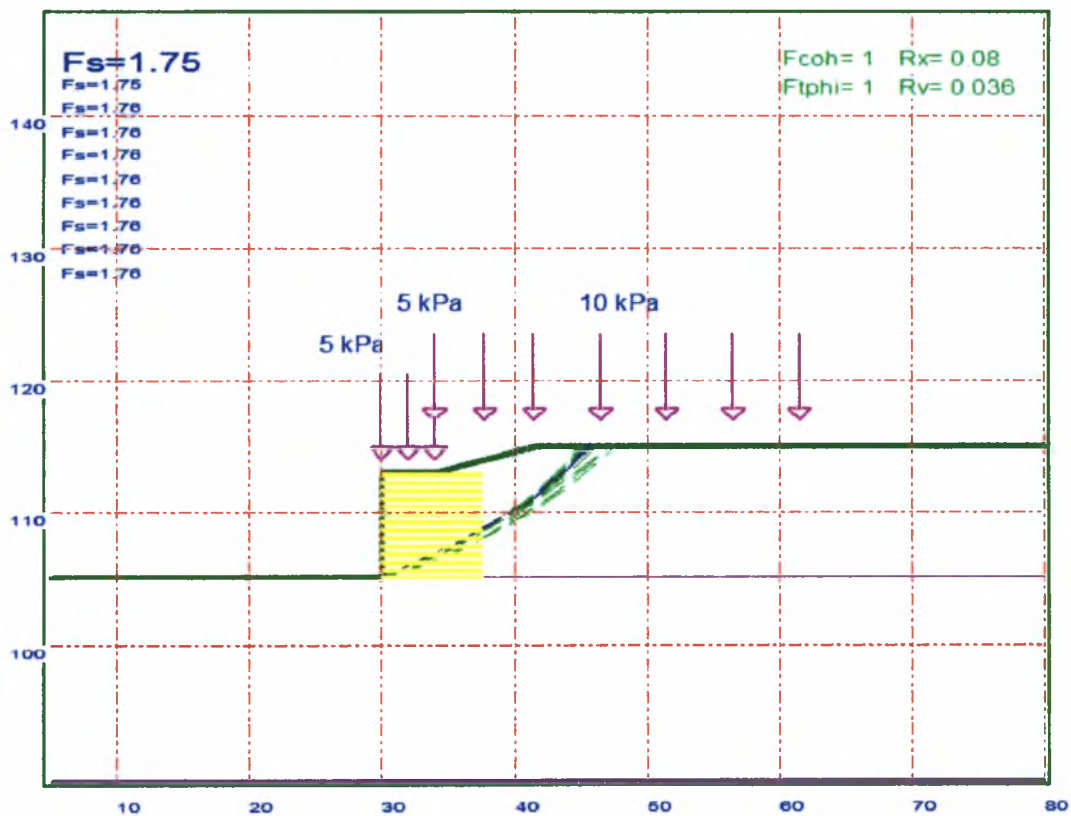
Σχήμα 8.1 Έλεγχος ευστάθειας σε βαθύ κύκλο ολίσθησης



Σχήμα 8.2 Έλεγχος ευστάθειας σε βαθύ κύκλο ολίσθησης υπό σεισμική φόρτιση



Σχήμα 8.3 Έλεγχος ευστάθειας σε βαθύ κύκλο ολίσθησης



Σχήμα 8.4 Έλεγχος ευστάθειας σε βαθύ κύκλο ολίσθησης υπό σεισμική φόρτιση



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9<sup>ο</sup>

Συμπεράσματα

## 9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η χρήση των γεωπλεγμάτων για την κατασκευή οπλισμένων επιχωμάτων. Παρουσιάζονται αρχικά τα χαρακτηριστικά των γεωπλεγμάτων και στη συνέχεια η μεθοδολογία σχεδιασμού. Ειδικότερη αναφορά γίνεται για τις παραδοχές και τους ελέγχους διαστασιολόγησης.

Στο πλαίσιο αυτής της διπλωματικής εργασίας εκπονήθηκε πρόγραμμα προκαταρτικού σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης οπλισμένης γης το οποίο ενσωματώθηκε σε λογισμικό φύλλο σε περιβάλλον MS EXCEL. Το πρόγραμμα αυτό καθώς και τα προγράμματα EnkaSlope και Win-stab χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο και τη διαστασιολόγηση συγκεκριμένου παραδείγματος.

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων φαίνεται ότι το απαιτούμενο μήκος γεωπλέγματος, που προκύπτει κατά την επίλυση με το πρόγραμμα MS Excel και το πρόγραμμα EnkaSlope διαφέρει λόγω του ελέγχου φέρουσας ικανότητας, που εισάγεται κατά την προδιαστασιολόγηση με το πρόγραμμα MS Excel. Στο παράρτημα Δ δίνεται η ανάλυση της ευστάθειας του υπό εξέταση τοίχου αντιστήριξης από οπλισμένη γη εδραζομένου σε σταθερό έδαφος. Όσο αφορά το απαιτούμενο μήκος, η διαφορά των αποτελεσμάτων, που δίνουν τα παραπάνω προγράμματα μειώνεται σημαντικά. Η διαφορά αυτή δεν εξαλείφεται λόγω της απλοποιητικής παραδοχής για τη γεωμετρία της κατασκευής, που έχει γίνει για την επίλυση με το πρόγραμμα Excel, αλλά και λόγω των διαφορετικών μεθοδολογιών, που ακολουθούν τα δύο προγράμματα, για τον υπολογισμό του μήκους της όπλισης. Ο έλεγχος σε βαθύ κύκλο ολίσθησης αποσκοπεί στον προσδιορισμό του συντελεστή ασφάλειας έναντι γενικευμένης θραύσης του υπεδάφους έδρασης του οπλισμένου επιχώματος (υπέρβαση φέρουσας ικανότητας).

Κατά την ανάλυση εξωτερικής ευστάθειας στην περίπτωση, που δεν εξασφαλίζονται οι προδιαγραφόμενοι συντελεστές ασφάλειας, προτείνεται η εφαρμογή συνδυασμού των ακόλουθων μέτρων:

- 👉 Αύξηση του μήκους του γεωπλέγματος (ισοδυναμεί με αύξηση του πλάτους θεμελίωσης)
- 👉 Μείωση της κλίσης της επιφάνειας τοίχου αντιστήριξης της οπλισμένης γης
- 👉 Επιλογή εδαφικού υλικού πλήρωσης με μεγαλύτερο ειδικό βάρος (το βάρος της γεωκατασκευής βρίσκεται συνήθως στην περιοχή των δυνάμεων ευστάθειας)
- 👉 Αύξηση του εμπηγνυόμενου τμήματος του τοίχου στο έδαφος θεμελίωσης (βέβαια για να συνεισφέρει θα πρέπει να είναι αρκετά μεγάλο)

Στην ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας στην περίπτωση, που δεν εξασφαλίζεται ο προδιαγραφόμενος συντελεστής ασφάλειας έναντι ελκυσμού, προτείνεται η εφαρμογή συνδυασμού των ακόλουθων μέτρων:

- 👉 Μείωση του πάχους διάστρωσης των γεωπλεγμάτων (αύξηση του αριθμού των στρώσεων)
- 👉 Χρήση γεωπλεγμάτων με μεγαλύτερη εφελκυστική αντοχή
- 👉 Επιλογή εδαφικού υλικού πλήρωσης με μεγαλύτερη γωνία τριβής

Κατά την ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας στην περίπτωση, που δεν εξασφαλίζεται ο προδιαγραφόμενος συντελεστής ασφάλειας έναντι εξόλκευσης, προτείνεται:

- 👉 Αύξηση του μήκους του γεωπλέγματος
- 👉 Μείωση της απόστασης μεταξύ δύο διαδοχικά τοποθετούμενων γεωπλεγμάτων, έτσι ώστε να μειωθούν οι ενεργές οριζόντιες τάσεις, που ασκούνται στο γεώπλεγμα

Η μεθοδολογία διαστασιολόγησης του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης βασίζεται στη θεωρία της οριακής ισορροπίας δυνάμεων (limit equilibrium analysis) και την αποσύζευξη κινηματικών και εντατικών μεγεθών. Το κύριο μειονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι η αδυναμία της να προσδιορίσει μετακινήσεις και παραμορφώσεις και να συμπεριλάβει τις επιπτώσεις τους στη διαφοροποίηση της διατμητικής αντοχής των συστατικών υλικών του προβλήματος. Είναι συχνές οι περιπτώσεις, όπου τα διάφορα τμήματα του προβλήματος προβάλλουν τη μέγιστη διατμητική τους αντοχή σε διαφορετική φάση μεταξύ τους. Στις περιπτώσεις αυτές η κινηματική του προβλήματος, ειδικότερα το καθεστώς των παραμορφώσεων, καθορίζει το βαθμό εκδήλωσης της διατμητικής αντοχής, η οποία σε ορισμένες θέσεις μπορεί να βρίσκεται προ της μέγιστης δυνατής, ενώ σε άλλες θέσεις μπορεί να βρίσκεται στα όρια της παραμένουσας αντοχής. Κατά τη χρήση των συμβατικών μεθόδων προεπιλέγεται η αναμενόμενη κινηματική κατάσταση και η αντίστοιχη διατμητική

αντοχή. Η χρήση των παραμέτρων παραμένουσας αντοχής διατμητικής αντοχής θα πρέπει να θεωρηθεί το κάτω όριο συντηρητικής θεώρησης, ενώ αντίστοιχα η ανάλυση με παραμέτρους, που αντιστοιχούν στη μέγιστη αντοχή αποτελεί το μέγιστο δυνατό όριο, το οποίο σπάνια εκδηλώνεται κατά την ίδια χρονική στιγμή.

Ο πλέον δόκιμος και αξιόπιστος τρόπος για τον υπολογισμό πλαστικών παραμορφώσεων και μετακινήσεων είναι ο σχεδιασμός με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών. Η χρήση αριθμητικών μεθόδων για την ανάλυση ευστάθειας εξακολουθεί ακόμη και σήμερα να είναι περιορισμένη (Κωμοδρόμος, 2001). Εφαρμόζεται στην περίπτωση προβλημάτων με ειδικές απαιτήσεις, ενώ συχνότερη είναι η εφαρμογή τους σε περιπτώσεις αντίστροφων αναλύσεων. Οι δυσκολίες, που προκύπτουν σε τέτοιου είδους αναλύσεις, αφορούν στην επιλογή του κατάλληλου καταστατικού νόμου ο οποίος θα περιγράψει με ακρίβεια την μετελαστική συμπεριφορά των συστατικών υλικών, τη διακριτοποίηση του προβλήματος καθώς και τον όγκο των υπολογισμών, που ανακύπτουν από την πολυσταδιακή ανάλυση κατά την προσομοίωση της διαδικασίας κατασκευής του έργου. Η περαιτέρω ανάλυση του προβλήματος στο πλαίσιο σύζευξης εντατικών και κινηματικών μεγεθών και η σύγκριση των αποτελεσμάτων με αυτά των μεθοδολογιών της παρούσας εργασίας θα μπορούσε να αποτελέσει αντικείμενο αυτοτελούς εργασίας με ιδιαίτερες απαιτήσεις ανάλυσης και χρήσιμα συμπεράσματα ως προς τον σχεδιασμό οπλισμένων επιχωμάτων.

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Μεθοδολογία ανάλυσης του ελέγχου  
εξωτερικής & εσωτερικής ευστάθειας

## A.1 Μεθοδολογία ανάλυσης του ελέγχου εξωτερικής ευστάθειας

Παρακάτω γίνεται η περιγραφή της μεθοδολογίας βάση της οποίας έγινε η ανάλυση εξωτερικής ευστάθειας στο πρόγραμμα Excel.

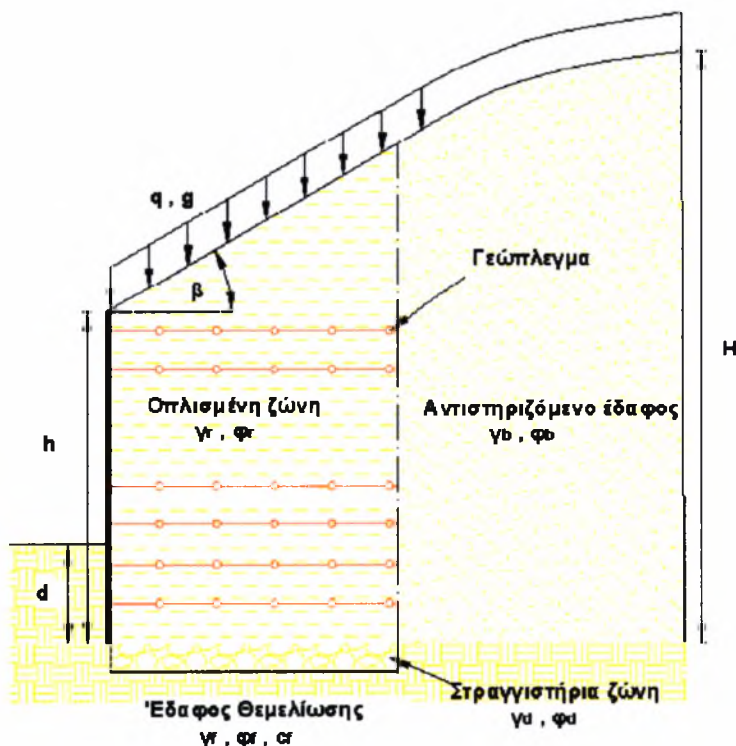
### A.1.1 Υπολογισμός ενεργών και παθητικών ωθήσεων

Ο συντελεστής ενεργών ωθήσεων  $K_a$  σε τοίχο αντιστήριξης με κατακόρυφη όψη και κεκλιμένη επιφάνεια στέψης κατά γωνία  $\beta$ , όπως φαίνεται στο σχήμα A.1, δίνεται σύμφωνα με τη θεωρία ώθησης των γαιών του Rankine από τη σχέση A.1. Ο συντελεστής αυτός υπολογίζεται για το αντιστηριζόμενο έδαφος ( $K_{aext}$ ), αλλά και για την οπλισμένη ζώνη ( $K_{aint}$ ).

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}} \quad (A.1)$$

Ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων  $K_p$  για τον τοίχο αντιστήριξης, που φαίνεται στο σχήμα A.1 δίνεται από:

$$K_p = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (A.2)$$



Σχήμα A.1 Γεωμετρία του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης και συνιστώντα μέρη του

Το συνολικό ύψος  $H$  της γεωκατασκευής δίνεται από :

$$H = h + L \cdot \tan \beta \quad (\text{A.3})$$

Οι συνισταμένες δυνάμεις των ενεργών ωθήσεων, που ασκούνται από το αντιστηριζόμενο έδαφος ( $F_{db}$ ) και την επιφόρτιση ( $F_{qb}$ ) καθώς και το άθροισμά τους ( $F_{tb}$ ), δίνονται από τις σχέσεις A.4, A.5 και A.6 αντίστοιχα.

$$F_{db} = 0,5 \cdot K_{aext} \cdot \gamma_b \cdot H^2 \quad (\text{A.4})$$

$$F_{qb} = q \cdot K_{aext} \cdot H \quad (\text{A.5})$$

$$F_{tb} = F_{db} + F_{qb} \quad (\text{A.6})$$

Οι οριζόντιες συνιστώσες των παραπάνω δυνάμεων δίνονται κατά Rankine από τις σχέσεις A.7 έως A.9.

$$F_{dbh} = F_{db} \cdot \cos \beta \quad (\text{A.7})$$

$$F_{qbh} = F_{qb} \cdot \cos \beta \quad (\text{A.8})$$

$$F_{htb} = F_{dbh} + F_{qbh} \quad (\text{A.9})$$

Η συνισταμένη δύναμη των παθητικών ωθήσεων, που ασκείται από το έδαφος θεμελίωσης στο εμπηγνιόμοιο τμήμα  $d$  του τοίχου δίνεται από τη σχέση A.10.

$$P_p = 0,5 \cdot K_p \cdot \gamma_f \cdot d^2 \quad (\text{A.10})$$

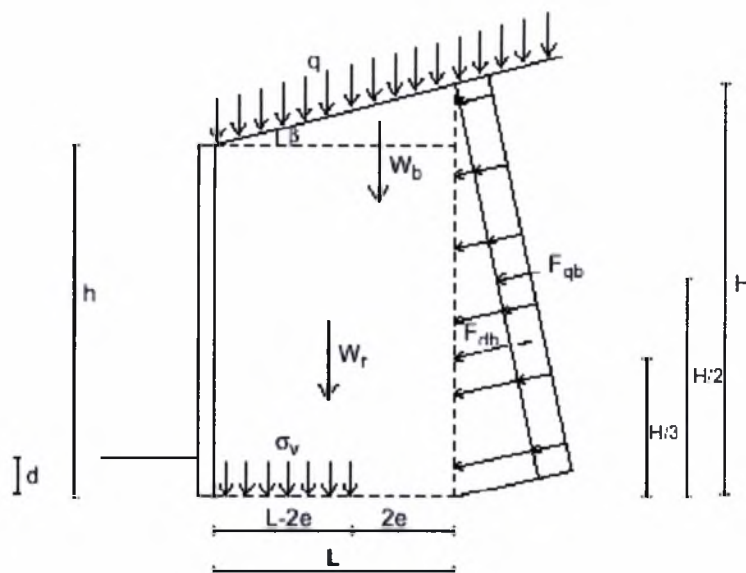
Για την απλοποίηση του υπολογισμού των συντελεστών ασφάλειας, κατά την ανάλυση εξωτερικής ευστάθειας της γεωκατασκευής, ορίζονται οι τιμές του ίδιου βάρους της οπλισμένης ζώνης και του αντιστηριζόμενου εδάφους, όπως αυτά φαίνονται στο σχήμα A.2, από τις σχέσεις A.11 και A.12 αντίστοιχα.

$$W_r = L \cdot h \cdot \gamma_r \quad (\text{A.11})$$

$$W_b = 0,5 \cdot L^2 \cdot \gamma_r \cdot \tan \beta \quad (\text{A.12})$$

Το συνολικό κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο ανά μονάδα πλάτους, λόγω επιφόρτισης που ασκείται στην κεκλιμένη επιφάνεια της κατασκευής δίνεται από:

$$Q = L \cdot q \quad (\text{A.13})$$



Σχήμα Α.2 Ανάλυση εξωτερικής ευστάθειας οπλισμένης γεωκατασκευής αντιστήριξης με κατακόρυφη όψη

### A.1.2 Ανάλυση ευστάθειας σε ολίσθηση κατά μήκος της έδρασης του τοίχου

Η διατμητική αντοχή των εδαφικών υλικών της οπλισμένης και αντιστηριζόμενης ζώνης του τοίχου πρέπει να προσδίδουν σε αυτόν την απαιτούμενη αντοχή, ώστε να αντιστέκεται στις οριζόντιες αποσταθεροποιητικές δυνάμεις. Ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ολίσθησης κατά μήκος της έδρασης του τοίχου δίνεται από τη σχέση Α.14. Για τον υπολογισμό του συντελεστή αυτού, είναι αναγκαία η επιλογή αρχικής τιμής για το μήκος  $L$  του γεωπλέγματος, η οποία πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 60% του ύψους  $h$  του τοίχου. Στη συνέχεια η τιμή του μήκους  $L$  τροποποιείται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε ο συντελεστής ασφάλειας να ικανοποιεί τις προδιαγραφόμενες τιμές.



$$FS_{sid} = \frac{(W_r + W_b + Q) \tan \varphi_k + c_k \cdot L}{F_{tbh} - P_p} \quad (A.14)$$

$$\varphi_k = \min(\varphi_r, \varphi_f, \varphi) \quad c_k = \min(c_r, c_f, c)$$

### A.1.3 Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής γύρω από τον πόδα του τοίχου αντιστήριξης

Ο έλεγχος ευστάθειας έναντι ανατροπής δεν είναι αναγκαίος, όχι μόνο γιατί δεν επιβάλλεται από τους κανονισμούς, αλλά και επειδή δεν υπάρχουν πειραματικά στοιχεία, που να δείχνουν ότι η αστοχία αυτού του είδους συμβαίνει στις οπλισμένες γεωκατασκευές. Ωστόσο στο πλαίσιο αυτού του προγράμματος πραγματοποιείται.

Ο συντελεστής ευστάθειας ανατροπής, ορίζεται σύμφωνα με τη σχέση A.15, ως ο λόγος της ροπής ως προς τον πόδα του τοίχου των δυνάμεων που αντιστέκονται στην ανατροπή, προς την κινούσα ροπή. Ο έλεγχος επαναλαμβάνεται για μεγαλύτερο μήκος L γεωπλέγματος, όταν δεν εξασφαλίζεται ο προδιαγραφόμενος συντελεστής ασφάλειας.

$$FS_{ot} = \frac{W_r \cdot \frac{L}{2} + W_b \cdot \frac{2 \cdot L}{3} + P_p \cdot \frac{d}{2} + Q \cdot \frac{L}{2}}{F_{qb} \cdot \frac{H}{2} + F_{db} \cdot \frac{H}{3}} \quad (A.15)$$

### A.1.4 Φέρουσα ικανότητα στην έδραση του τοίχου αντιστήριξης

Ο συντελεστής ασφάλειας σε φέρουσα ικανότητα υπολογίζεται με μια εύκολη αλλά συντηρητική προσέγγιση του Meyerhoff (1953), που βασίζεται σε εμπειρικές παρατηρήσεις και σε φυσικά προσομοιώματα. Η βασική ιδέα είναι ότι οι τάσεις στην έδραση του τοίχου θεωρούνται ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, που δρα σε μία ενεργό επιφάνεια, όπως φαίνεται στο σχήμα A.2, μικρότερη της αρχικής ως εξής:

$$L' = L - 2 \cdot e \quad (A.16)$$

Η εκκεντρότητα φόρτισης  $e$  στη βάση του τοίχου αντιστήριξης δίνεται από την εξίσωση A.17. Η εκκεντρότητα αυτή προτείνεται να είναι μικρότερη από το 1/6 του μήκους του γεωπλέγματος

$$e = \frac{(2 \cdot F_{dbh} + 3 \cdot F_{qbh}) \cdot H - 3P_p - W_b \cdot L}{6 \cdot (W_r + W_b + Q)} < \frac{L}{6} \quad (A.17)$$

Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους  $Q_{ult}$  σύμφωνα με τη θεωρία του Meyerhoff υπολογίζεται από την σχέση A.18. Το μήκος έμπηξης  $d$  του τοίχου στο έδαφος θεμελίωσης συνήθως δεν λαμβάνεται υπόψη.

$$Q_{ult} = N_c \cdot c_f + 0.5 \cdot N_\gamma \cdot (L - 2 \cdot e) \cdot \gamma_f + d \cdot \gamma_f \cdot N_q \quad (\text{A.18})$$

Οι συντελεστές  $N_c$ ,  $N_q$  και  $N_\gamma$  της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, δίνονται συναρτήσει της γωνίας τριβής  $\varphi_k$  από τις εξισώσεις A.19, A.20 και A.21 αντίστοιχα.

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_k}{2} \right) \quad (\text{A.19})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi \quad (\text{A.20})$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi \quad (\text{A.21})$$

Η κατακόρυφη πίεση, που ασκείται στην έδραση του τοίχου, δίνεται από την εξίσωση A.22.

$$Q_q = \frac{W_r + W_b + Q}{L - 2 \cdot e} \quad (\text{A.22})$$

Ο συντελεστής ασφάλειας σε φέρουσα ικανότητα  $FS_{bc}$  υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση A.23 ως ο λόγος της φέρουσας ικανότητας του εδάφους προς την κατακόρυφα ασκούμενη πίεση.

$$FS_{bc} = \frac{Q_{ult}}{Q_a} \quad (\text{A.23})$$

## A.2 Μεθοδολογία ανάλυσης του ελέγχου εσωτερικής ευστάθειας

Η εσωτερική ευστάθεια του τοίχου αντιστήριξης οπλισμένης γης διασφαλίζεται, όταν η εφελκυστική αντοχή κάθε στρώσης γεωπλέγματος φέρει τις εφελκυστικές δυνάμεις, που ασκούνται από την εξωτερική επιφόρτιση και το γεωυλικό της ζώνης πίσω από το κατακόρυφο μέτωπο του πρανούς. Με την ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας καθορίζεται ο αριθμός και ο τύπος των χρησιμοποιούμενων γεωπλεγμάτων, ενώ ελέγχεται το υπολογισμένο από τον έλεγχο εξωτερικής ευστάθειας απαιτούμενο

μήκος των γεωπλεγμάτων εάν διασφαλίζει την επιθυμητή ευστάθεια έναντι εξόλκευσης.

Παρακάτω γίνεται η περιγραφή της μεθοδολογίας βάση της οποίας έγινε η ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας στο πρόγραμμα Excel.

### A.2.1 Ανάλυση ευστάθειας έναντι ελκυσμού

Στην ανάλυση εσωτερικής ευστάθειας έναντι ελκυσμού ακολουθείται η μεθοδολογία του Rankine. Η ολίσθηση γίνεται κατά μήκος κεκλιμένων επιπέδων, που διέρχονται από τον πόδα του τοίχου και από το μέσο κάθε τμήματος, που σχηματίζεται στο μέτωπο του τοίχου ανάμεσα σε δύο διαδοχικές στρώσεις γεωπλέγματος. Η προσέγγιση αυτή δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα (Christopher et Al, 1989) για τοίχους με κατακόρυφη όψη και κεκλιμένη ελεύθερη επιφάνεια με κλίση από 0 έως  $\alpha:\beta = 1:3$  ( $20^\circ$ ).

Ο ελάχιστος αριθμός των οπλισμένων στρωμάτων, που απαιτούνται για τη διασφάλιση της εσωτερικής ευστάθειας της γεωκατασκευής δίνεται από τη σχέση A.24.

$$N_{\min} = \frac{(0.5 \cdot \gamma_r \cdot K_{\alpha \text{int}} \cdot h^2 + q \cdot K_{\alpha \text{int}} \cdot h) \cdot \cos \beta \cdot FS_{ts}}{T_{\text{allowable}}} \quad (\text{A.24})$$

όπου

$FS_{ts}$  είναι ο απαιτούμενος συντελεστής ασφάλειας έναντι ελκυσμού.

Ο ελάχιστος αριθμός γεωπλεγμάτων θεωρητικά επαρκή για την όπλιση του τοίχου αντιστήριξης. Για κατασκευαστικούς συνήθως λόγους, ο αριθμός των γεωπλεγμάτων, που τοποθετούνται είναι μεγαλύτερος.

Το φορτίο, που καλείται κάθε στρώση γεωπλέγματος να αναλάβει δίνεται από τη σχέση A.25.

$$F_{gi} = (D_n \cdot \gamma_r + q) \cdot C_{an} \cdot K_{\alpha \text{int}} \cdot \cos \beta \quad (\text{A.25})$$

όπου

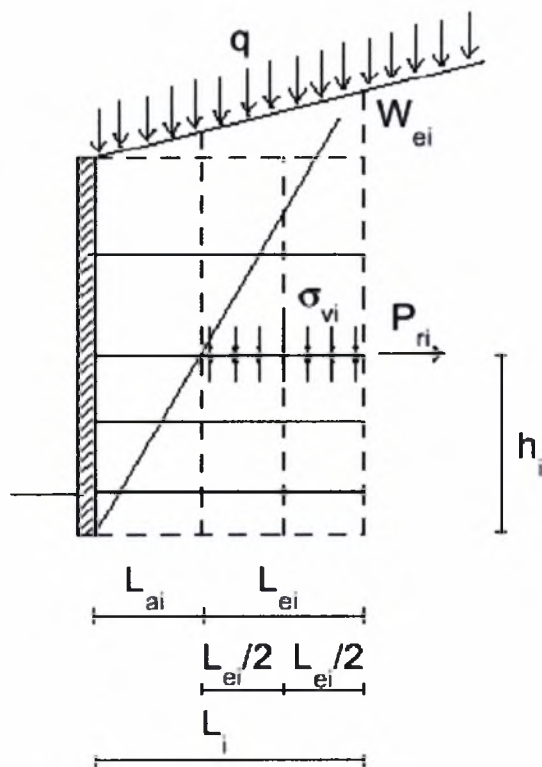
$$C_{ai} = \frac{h_{i+1} + h_i}{2} - \frac{h_i + h_{i-1}}{2} \quad (\text{A.26})$$

$h_i$  η στάθμη κάθε γεωπλέγματος από την έδραση του τοίχου

$$D_n = h - C_{below} - \frac{C_{ai}}{2} \quad (A.27)$$

### A.2.2 Ανάλυση ευστάθειας έναντι εξόλκευσης

Με τον έλεγχο ευστάθειας έναντι εξόλκευσης διασφαλίζεται η ικανότητα του επιλεγμένου μήκους του γεωπλέγματος να φέρει τα φορτία σχεδιασμού. Η επιφάνεια αστοχίας κατά Rankine, που διέρχεται από τον πόδα του πρανούς χωρίζει το συνολικό μήκος του γεωπλέγματος σε δύο επιμέρους τμήματα. Το ένα από αυτά τα τμήματα  $L_a$  βρίσκεται κοντά στο μέτωπο του τοίχου στην ενεργό σφήνα, ενώ το άλλο  $L_e$  στη ζώνη, που δεν μετακινείται όπως φαίνεται στο σχήμα A.4. Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα, Christopher et Al (1989) η επιφάνεια αστοχίας, που ορίζεται κατά Rankine, προσεγγίζει την πραγματική επιφάνεια αστοχίας για τοίχους αντιστήριξης οπλισμένης με γεωπλέγματα γης και κατακόρυφη όψη.



Σχήμα A.4 Ανάλυση ευστάθειας έναντι εξόλκευσης

Η επιφάνεια αστοχίας ορίζεται ως το επίπεδο, που διέρχεται από τον πόδα του τοίχου με κλίση  $45-\varphi_r/2$  από την οριζόντιο. Τα μήκη των τμημάτων  $L_a$  και  $L_e$  δίνονται αντίστοιχα από τις σχέσεις A.28 και A.29.

$$L_{ai} = h_i \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi_r}{2}\right) \quad (\text{A.28})$$

$$L_{ai} = L_i - L_{ai} \quad (\text{A.29})$$

Η δύναμη αντίστασης στη δράση της εξόλκευσης είναι αποτέλεσμα κυρίως της διατμητικής τάσης, που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια γεωπλέγματος εδάφους, και της εμπλοκής των εδαφικών κόκκων μέσα στα ανοίγματα (apertures) του σπλισμού. Στον έλεγχο αυτό χρησιμοποιείται ο συντελεστής αλληλεπίδρασης  $C_i$ .

Η δύναμη εξόλκευσης, η οποία ασκείται στο τμήμα του γεωπλέγματος  $L_e$ , δίνεται από τη σχέση A.30.

$$P_{ri} = 2 \cdot C_{\rho o} \cdot L_{ei} \cdot \sigma_{vi} \cdot \tan(\varphi_r) \quad (\text{A.30})$$

Όπου

$$\sigma_{vi} = (h - h_i) \cdot \gamma_r + q + \frac{W_{ei}}{L_{ei}} \quad (\text{A.29})$$

$$W_{ei} = 0.5 \cdot (L_{ai} - L_i) \cdot \tan \beta \cdot \gamma_r \cdot L_{ei} \quad (\text{A.31})$$

Ο συντελεστής ασφάλειας σε εξόλκευση δίνεται από την εξίσωση (A.31)

$$FS_{vi} = \frac{P_{ri}}{F_{gi}} \quad (\text{A.32})$$

Το ελάχιστο μήκος αγκύρωσης όπως αυτό ορίζεται από τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας δίνεται από :

$$L_{\min} = \frac{H}{\tan\left(45 + \frac{\varphi_r}{2}\right)} \quad (\text{A.33})$$

### A.3 Ανάλυση ευστάθειας για σεισμική δράση

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.3.α του κανονισμού, για τοίχους, που διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως/στροφής στην έδραση είτε είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0,10%, οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe-Okabe. Δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως, που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση  $a_h W$  και πρόσθετη κατακόρυφη δράση  $-a_v W$  στο κρίσιμο πρίσμα σε βάρος  $W$ . Ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής σύμφωνα πάλι με την ίδια παράγραφο λαμβάνεται από τη σχέση  $a_h = a/q_w$ . Όπου  $a$  είναι η ανοιγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ενώ  $q_w$  είναι συντελεστής συμπεριφοράς, που δίνεται από τον πίνακα Α.1. Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής  $a_v$  λαμβάνεται ίσος με 0.30α.

Τύπος τοίχου	Συντελεστής $q_w$
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (mm)	2.00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (mm)	1.50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.20
Άκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες)	0.70

Πίνακας Α.1 Τιμές του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς σύμφωνα με την παράγραφο 5.3.α του ΕΑΚ

Ο συντελεστής ενεργών ωθήσεων στην περίπτωση της σεισμικής δράσης δίνεται από τη σχέση Α.33 για τοίχους αντιστήριξης οπλισμένης γης με κατακόρυφη όψη (παράρτημα Δ του ΕΑΚ).

$$K_a = \frac{\cos(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos \theta \cdot \cos i}} \right]^2} \quad (\text{A.34})$$

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**

**Αναλυτικά αποτελέσματα του ελέγχου  
ευστάθειας του προγράμματος MS EXCEL**

**ΔΕΔΟΜΕΝΑ**

**ΕΔΑΦΟΣ**

	Οπλισμένη Ζώνη (r)	Backfill Soil (b)	Έδαφος θεμελίωσης (f)	Στραγ. Ζώνη (d)
$\phi$ (deg)	28	28	20	40
c (kPa)	5	5	10	0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,5	21,5	19	22,5

**ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ**

Ύψος τοίχου, h	8,0 m
Κλίση, $\beta$	0
Τrial L	7,5 m
Μήκος Έμμηξης, d	0,0 m
Ύψος επίχωσης, h'	0,000 m
Ολικό ύψος	8,000 m

**ΕΠΙΦΟΡΤΙΣΗ:**

Μόνιμο, g	21,50 kPa
Κινητό, q	20,00 kPa

**ΓΕΩΠΑΛΕΓΜΑ**

$C_i$	0,80
-------	------

**ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΓΑΙΩΝ**

$K_{a.int}$	0,36
alpha.int	59
$K_{a.ext}$	0,36
Παθητικές Ωθήσεις, $K_p$	1,520
$F_{dbh}$	248,39 kN/m
$Y_{sex}$	2,7 m
$F_{qbh}$	119,86 kN/m
$Y_{qex}$	4,0 m
$F_{tbh}$	368,25 kN/m
$P_p$	0,00 kN/m
$Y_p$	0,0 m

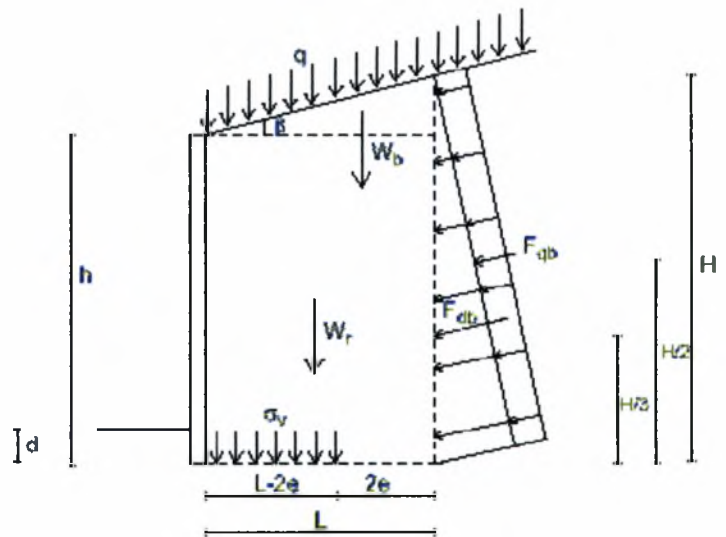
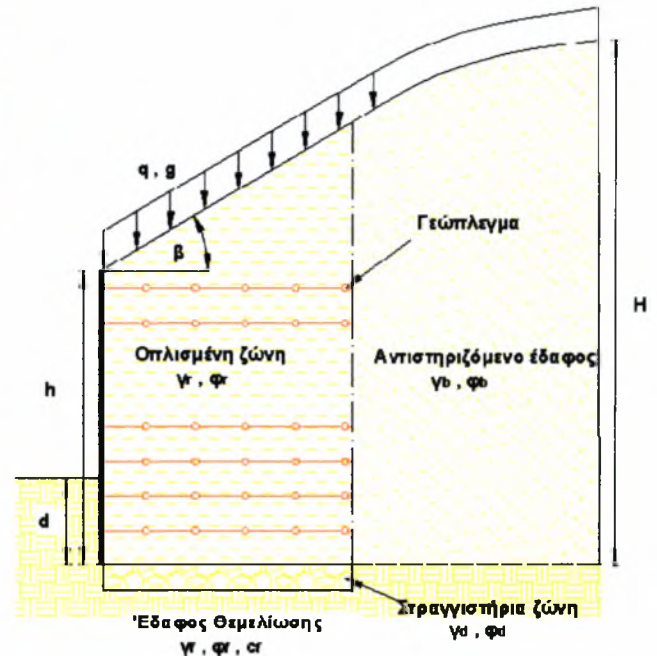
**ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ**

**ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ**

Rs.d	1393,95 kN/m
Rs.f	603,21 kN/m
Rs.r	888,90 kN/m

**ΡΟΠΕΣ & ΜΟΧΛ/ΝΕΣ**

$X_b$	5,0 m
$W_b$	0 kN/m
$W_r$	1290 kN/m
Q	311 kN/m
$M_r$	6394 kN/m
$M_d$	1142 kN/m



**ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ**

Qult	532,1 kPa
Nc	14,83
Nγ	5,39
Nq	6,40
Qa	263,6 kPa
e	0,71 m OK
L'	6,07 m



**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ**

FS <sub>sld</sub>	1,64	>1,3
FS <sub>ot</sub>	5,60	>2
FS <sub>bc</sub>	2,02	>2

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ**

Ελάχιστος αριθμός στρώσεων όπλισης: 10,4

i	h(i) m	T <sub>allowable</sub> (kN/m)	Ca(i) (m)	D(n) (m)	Fg(i) (kN/m)	FS <sub>ts</sub> >1,5	L <sub>ai</sub> (m)	σ <sub>i</sub> (m)	P <sub>ri</sub> (kN/m)	FS <sub>po</sub> >1,5
1	7,80	36,77	0,40	0,00	5,99	6,14	4,69	45,80	110	18,3
2	7,20	36,77	0,60	0,40	10,85	3,39	4,33	58,70	158	15
3	6,60	36,77	0,60	0,80	12,72	2,89	3,97	71,60	215	17
4	6,00	36,77	0,60	1,40	15,51	2,37	3,61	84,50	280	18
5	5,40	36,77	0,60	2,00	18,30	2,01	3,24	97,40	353	19
6	4,80	36,77	0,60	2,60	21,10	1,74	2,88	110,30	433	20,5
7	4,20	36,77	0,60	3,20	23,89	1,54	2,52	123,20	522	21,8
8	3,60	69,77	0,60	3,80	26,69	2,61	2,16	136,10	618	23,2
9	3,00	69,77	0,60	4,40	29,48	2,37	1,80	149,00	722	24,5
10	2,40	69,77	0,60	5,00	32,28	2,16	0,72	187,70	1082	33,5
11	1,80	69,77	0,60	5,60	35,07	1,99	0,36	200,60	1218	34,7
12	1,20	69,77	0,60	6,20	37,87	1,84	0,00	213,50	1362	36,0
13	0,60	69,77	0,60	7,40	43,45	1,61	0,36	200,60	1218	28,0
14	0,00	69,77	0,30	7,85	22,77	3,06	0,00	213,50	1362	51,0

L<sub>minint</sub> = 4,81 mL<sub>minext</sub> = 7,50 m**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ**

Min FS <sub>ts</sub>	1,54	>1,5
ΟΛΙΚΟΣ	2,22	>1,5
Min FS <sub>po</sub>	14,60	>1,5

FS<sub>ts</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε ελκυσμό  
 FS<sub>po</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε εξόλκευση  
 FS<sub>sld</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε ολίσθηση  
 FS<sub>ot</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε ανατροπή  
 FS<sub>bc</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε φέρουσα ικανότητα

**ΤΟΠΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ****ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ**

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
Εξωτερική Ευστάθεια			Εσωτερική Ευστάθεια		
FS <sub>sld</sub>	1,64	>1,3	Min FS <sub>ts</sub>	1,54	>1,5
FS <sub>ot</sub>	5,60	>2	ΟΛΙΚΟΣ	2,22	>1,5
FS <sub>bc</sub>	2,02	>2	Min FS <sub>po</sub>	14,60	>1,5

Αριθμός στρώσεων όπλισης : 14

Μήκος γεωπλέγματος : 7,50 m

## TITLE PAGE

=====

## PROJECT IDENTIFICATION:

Title: Project1  
 Project Number: 1  
 Designer: Michailidou Parthena  
 Description:  
 g+q

File path and name: C:\Documents and Settings\Nena\Επιφάνεια  
 εργασίας\Διπλωματική\Εγκα\Επίλυση 1η.ENK

Design Philosophy and Program Developed by:  
 Dov Leshchinsky, Ph.D.  
 33 The Horseshoe  
 Newark, Delaware 19711, USA

## GEOMETRY AND LOADING DATA

=====

## GEOMETRY

Height of slope, H	8.00 [m]
Slope angle, i	90.00°
Horizontal length, A	4.00 [m]
Horizontal length, B	7.50 [m]
Backslope angle, beta	15.00°
Slope at bottom of wall, alpha	0.00°
Surcharge load over A, Q1	10.00 [kPa]
Surcharge load over backslope B, Q2	10.00 [kPa]
Surcharge load away from backslope, Q3	20.00 [kPa]

## WATER

Phreatic surface is defined by coordinates in [m] :

Xw1 =	0.0	Yw1 =	0.0
Xw2 =	0.0	Yw2 =	0.0
Xw3 =	0.0	Yw3 =	0.0
Xw4 =	0.0	Yw4 =	0.0

## SOIL DATA

## REINFORCED SOIL:

Internal angle of friction, phi	36.00°
Cohesion, c	8.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	21.50 [kN/m <sup>3</sup> ]

## BACKFILL SOIL:

Internal angle of friction, phi	36.00°
Cohesion, c	8.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	19.00 [kN/m <sup>3</sup> ]

## FOUNDATION SOIL:

Internal angle of friction, phi	26.00°
Cohesion, c	13.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	19.00 [kN/m <sup>3</sup> ]

## GENERAL DATA

Assumed angle of interwedge force (direct sliding analysis), delta	2.00°
Pullout interaction coefficient (reinforced soil), Ci	0.80
Pullout interaction coefficient (foundation soil), Ci	0.80
Direct sliding coefficient (along reinforced soil), Cds	0.80
Direct sliding coefficient (along foundation soil), Cds	0.80

Uniform length of all layers was specified.

## SEISMIC PARAMETERS

Horizontal seismic coefficient, Kh 0.00  
 Vertical seismic coefficient, Kv 0.00  
 Kh and Kv ARE NOT be applied to the reinforced mass and surcharge in direct sliding analysis.

## FOUNDATION EFFECTS

Slip surfaces in tieback and compound analyses are allowed to penetrate the foundation soil.  
 Bishop's deepseated analysis was invoked and circles penetrate the foundation to a maximum depth of 20.00[m].

## GEOSYNTHETIC DESIGN PARAMETERS

(----- Manual input data -----)

## GENERAL SAFETY FACTORS

Factor of safety on soil shear strength 1.30  
 Factor of safety on geosynthetic strength 1.30  
 Factor of safety on pullout resistance 1.50  
 Factor of safety on direct sliding resistance 1.30

## SUMMARY OF TIEBACK AND COMPOUND RESULTS

=====

#	Elevation [m]	Length [m]	Mode of Failure	Required, Tr [kN/m]	S t r e n g t h			Actual Overall Fs	Status
					Ultimate, T-ult [kN/m]	Long-term (design) T-ltds [kN/m]			
1	0.00	4.56	Compound	53.67	120.00	69.77	> 1.30	OK	
2	0.60	4.56	Compound	53.67	120.00	69.77	> 1.30	OK	
3	1.20	4.56	Compound	53.67	120.00	69.77	> 1.30	OK	
4	1.80	4.56	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK	
5	2.40	4.56	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK	
6	3.00	4.56	Tieback	18.60	60.00	36.77	1.98	OK	
7	3.60	4.56	Tieback	15.93	60.00	36.77	2.31	OK	
8	4.20	4.56	Tieback	13.27	60.00	36.77	2.77	OK	
9	4.80	4.56	Tieback	10.61	60.00	36.77	3.47	OK	
10	5.40	4.56	Tieback	7.94	60.00	36.77	4.63	OK	
11	6.00	4.56	Tieback	5.27	60.00	36.77	6.97	OK	
12	6.60	4.56	Tieback	1.97	60.00	36.77	18.6	OK	
13	7.20	4.56	Tieback	0.00	60.00	36.77	-	OK	
14	7.80	4.56	Tieback	0.00	60.00	36.77	-	OK	

DETAILED RESULTS OF TIEBACK AND COMPOUND ANALYSES  
 =====

#	Elevation [m]	Total Length, L [m]	Embedded Length to Resist Pullout, Le [m]	Length to Slip surface, [m]	S t r e n g t h f o r:		Controlling Mode of Failure
					Compound Stability (available) T-compound [kN/m]	Tieback (required) T-tieback [kN/m]	
1	0.00	0.54	0.54	0.00	53.67	32.30	Compound
2	0.60	1.79	0.54	1.25	53.67	29.17	Compound
3	1.20	2.20	0.58	1.62	53.67	26.50	Compound
4	1.80	1.88	0.34	1.55	28.29	23.93	Compound
5	2.40	1.84	0.37	1.47	28.29	21.26	Compound
6	3.00	2.03	0.27	1.76	28.29	18.60	Tieback
7	3.60	2.37	0.26	2.11	28.29	15.93	Tieback
8	4.20	2.71	0.25	2.46	28.29	13.27	Tieback
9	4.80	3.05	0.23	2.82	28.29	10.61	Tieback
10	5.40	3.38	0.21	3.17	28.29	7.94	Tieback
11	6.00	3.69	0.17	3.53	28.29	5.27	Tieback
12	6.60	3.97	0.09	3.89	28.29	1.97	Tieback
13	7.20	0.00	0.00	0.00	28.29	0.00	Tieback
14	7.80	0.00	0.00	0.00	28.29	0.00	Tieback

 RESULTS OF DIRECT SLIDING AND DEEPSEATED ANALYSES  
 =====

## DIRECT SLIDING

Required length of bottom layer to produce the specified  $F_s$ -direct sliding = 1.30 is 4.56 m.

Maximum length based on compound and tieback analyses to insure

$F_s$ -uncertainties = 1.30 and  $F_s$ -pullout = 1.50, is 3.97 m.

## DEEPSEATED

Deepseated factor of safety,  $F_s$ -deepseated, based on Bishop's analysis, is 1.50.

The critical circle is forced to pass outside the reinforced zone defined by the bottom geosynthetic layer; its maximum potential depth is restricted to 20.00 m.

The critical circle is at:  $x_c = -0.92$ ,  $y_c = 8.00$ , Radius = 9.70 meters.

In case the crest elevation is above H, EnkaSlope assumes a tension crack between the crest and H.

NOTES: (1) To obtain satisfactory  $F_s$ -deepseated, re-run EnkaSlope with a larger specified value of  $F_s$ -direct sliding. This will force deeper circles that should yield larger deepseated safety factor.

## TIEBACK &amp; COMPOUND

Tieback/compound slip surfaces are not restricted from penetrating the foundation soil.

**ΔΕΔΟΜΕΝΑ**

**ΕΔΑΦΟΣ**

**ΣΕΙΣΜΟΣ**

$\alpha_h = 0,08$

$\alpha_v = 0,036$

	Οπλισμένη Ζώνη (r)	Backfill Soil (b)	Έδαφος θεμελίωσης (f)	Στραγ. Ζώνη (d)
$\phi$ (deg)	36	36	26	40
c (kPa)	5	5	16	0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,5	21,5	19	22,5

**ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ**

Ύψος τοίχου, h	8,0 m
Κλίση, $\beta$	0
Trial L	4,7 m
Μήκος Έμπτηξης, d	0,0 m
Ύψος επίχωσης, h'	0,000 m
Ολικό ύψος	8,000 m

**ΕΠΙΦΟΡΤΙΣΗ:**

Μόνιμο, g	21,50 kPa
Κινητό, q	10,00 kPa

**ΓΕΩΠΛΑΕΓΜΑ**

$C_i$	0,64
-------	------

**ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΓΑΙΩΝ**

$K_{a.int}$	0,27
alpha.int	63
$K_{a.ext}$	0,27
Παθητικές Ωθήσεις, $K_p$	1,781
$F_{dbh}$	185,11 kN/m
$Y_{sex}$	2,7 m
$F_{qbh}$	67,80 kN/m
$Y_{qex}$	4,0 m
$F_{tbb}$	252,92 kN/m
$P_p$	0,00 kN/m
$Y_p$	0,0 m

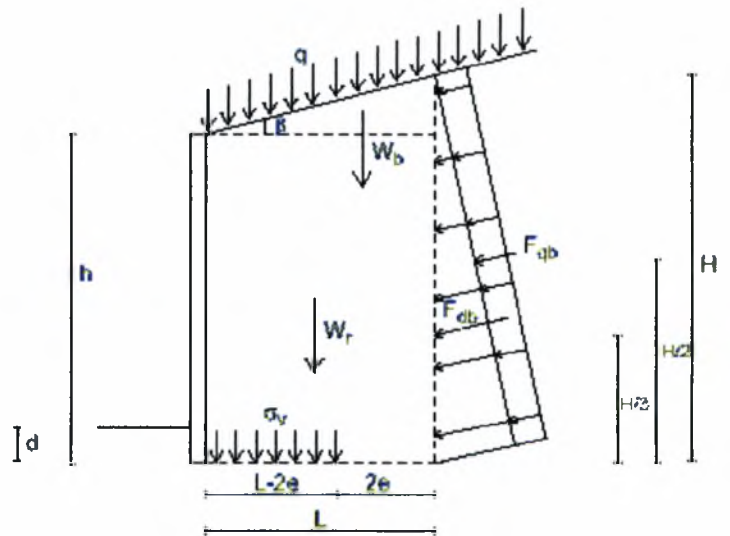
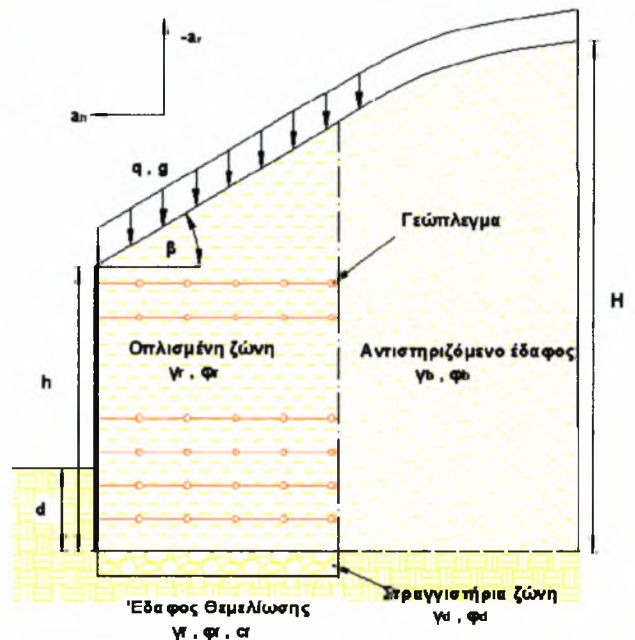
**ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ**

**ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ**

$Rs.d$	834,11 kN/m
$Rs.f$	495,84 kN/m
$Rs.r$	718,40 kN/m

**ΡΟΠΕΣ & ΜΟΧΛ/ΝΕΣ**

$X_b$	3,1 m
$W_b$	0 kN/m
$W_r$	838 kN/m
Q	153 kN/m
$M_r$	2449 kN/m
$M_d$	765 kN/m



**ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ**

Qult	915,9 kPa
Nc	22,25
N $\gamma$	12,54
Nq	11,85
Qa	313,9 kPa
e	0,77 m OK
L'	3,16 m

ΕΡΓΟ:

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Reinforced Soil Wall System

ΠΕΡΙΟΧΗ:

Σεισμός

Σελ.:2

**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ**

FS <sub>sld</sub>	1,96	>1,1
FS <sub>ot</sub>	3,20	>2
FS <sub>bc</sub>	2,92	>2

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ**

Ελάχιστος αριθμός στρώσεων όπλισης: 8,7

i	h(i) m	T <sub>allowable</sub> (kN/m)	Ca(i) (m)	D(n) (m)	Fg(i) (kN/m)	FS <sub>ts</sub> >1,5	L <sub>ai</sub> (m)	σ <sub>i</sub> (m)	P <sub>ri</sub> (kN/m)	FS <sub>po</sub> >1,5
1	7,80	36,77	0,40	0,00	3,39	10,85	3,97	35,80	24	7,1
2	7,20	36,77	0,60	0,40	6,41	5,73	3,67	48,70	47	7
3	6,60	36,77	0,60	0,80	7,86	4,68	3,36	61,60	77	10
4	6,00	36,77	0,60	1,40	9,94	3,70	3,06	74,50	114	11
5	5,40	36,77	0,60	2,00	12,03	3,06	2,75	87,40	158	13
6	4,80	36,77	0,60	2,60	14,11	2,61	2,45	100,30	210	14,9
7	4,20	36,77	0,60	3,20	16,19	2,27	2,14	113,20	269	16,6
8	3,60	36,77	0,60	3,80	18,27	2,01	1,83	126,10	336	18,4
9	3,00	36,77	0,60	4,40	20,36	1,81	1,53	139,00	410	20,1
10	2,40	36,77	0,60	5,00	22,44	1,64	0,61	177,70	676	30,1
11	1,80	36,77	0,60	5,60	24,52	1,50	0,31	190,60	779	31,8
12	1,20	69,77	0,60	6,20	26,60	2,62	0,00	203,50	889	33,4
13	0,60	69,77	0,60	7,40	30,77	2,27	0,31	190,60	779	25,3
14	0,00	69,77	0,30	7,85	16,17	4,32	0,00	203,50	889	48,7

L<sub>min</sub>int = 4,08 mL<sub>min</sub>ext = 4,70 m**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ**

Min FS <sub>ts</sub>	1,50	<1,5
ΟΛΙΚΟΣ	2,68	>1,5
Min FS <sub>po</sub>	7,13	>1,5

FS<sub>ts</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε ελκυσμό  
 FS<sub>po</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε εξόλκευση  
 FS<sub>sld</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε ολίσθηση  
 FS<sub>ot</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε ανατροπή  
 FS<sub>bc</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε φέρουσα ικανότητα

**ΤΟΠΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ****ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ**

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
Εξωτερική Ευστάθεια			Εσωτερική Ευστάθεια		
FS <sub>sld</sub>	1,96	>1,1	Min FS <sub>ts</sub>	1,50	<1,5
FS <sub>ot</sub>	3,20	>2	ΟΛΙΚΟΣ	2,68	>1,5
FS <sub>bc</sub>	2,92	>2	Min FS <sub>po</sub>	7,13	>1,5

Αριθμός στρώσεων όπλισης : 14

## TITLE PAGE

## PROJECT IDENTIFICATION:

Title: Project1  
 Project Number: 1  
 Designer: Michailidou Parthena  
 Description:  
 g+0.5q+s

File path and name: C:\Documents and Settings\Nena\Επιφάνεια  
 εργασίας\Διπλωματική\Enka\Επίλυση 2η.ENK

Design Philosophy and Program Developed by:  
 Dov Leshchinsky, Ph.D.  
 33 The Horseshoe  
 Newark, Delaware 19711, USA

## GEOMETRY AND LOADING DATA

## GEOMETRY

Height of slope, H	8.00 [m]
Slope angle, i	90.00°
Horizontal length, A	4.00 [m]
Horizontal length, B	7.50 [m]
Backslope angle, beta	15.00°
Slope at bottom of wall, alpha	0.00°
Surcharge load over A, Q1	5.00 [kPa]
Surcharge load over backslope B, Q2	5.00 [kPa]
Surcharge load away from backslope, Q3	10.00 [kPa]

## WATER

Phreatic surface is defined by coordinates in [m] :

Xw1 =	0.0	Yw1 =	0.0
Xw2 =	0.0	Yw2 =	0.0
Xw3 =	0.0	Yw3 =	0.0
Xw4 =	0.0	Yw4 =	0.0

## SOIL DATA

## REINFORCED SOIL:

Internal angle of friction, phi	36.00°
Cohesion, c	8.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	21.50 [kN/m <sup>3</sup> ]

## BACKFILL SOIL:

Internal angle of friction, phi	36.00°
Cohesion, c	8.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	19.00 [kN/m <sup>3</sup> ]

## FOUNDATION SOIL:

Internal angle of friction, phi	26.00°
Cohesion, c	13.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	19.00 [kN/m <sup>3</sup> ]

## GENERAL DATA

Assumed angle of interwedge force (direct sliding analysis), delta	2.00°
Pullout interaction coefficient (reinforced soil), Ci	0.64
Pullout interaction coefficient (foundation soil), Ci	0.64
Direct sliding coefficient (along reinforced soil), Cds	0.64
Direct sliding coefficient (along foundation soil), Cds	0.64

Uniform length of all layers was specified.

b.txt

SEISMIC PARAMETERS

Horizontal seismic coefficient, Kh 0.08  
Vertical seismic coefficient, Kv 0.04  
Kh and Kv ARE NOT be applied to the reinforced mass and surcharge in direct sliding analysis.

FOUNDATION EFFECTS

Slip surfaces in tieback and compound analyses are allowed to penetrate the foundation soil.  
Bishop's deepseated analysis was invoked and circles penetrate the foundation to a maximum depth of 20.00[m].

GEOSYNTHETIC DESIGN PARAMETERS

(----- Manual input data -----)

GENERAL SAFETY FACTORS

Factor of safety on soil shear strength 1.00  
Factor of safety on geosynthetic strength 1.30  
Factor of safety on pullout resistance 1.50  
Factor of safety on direct sliding resistance 1.10

SUMMARY OF TIEBACK AND COMPOUND RESULTS

#	Elevation [m]	Length [m]	Mode of Failure	Required, Tr [kN/m]	S t r e n g t h		Actual Overall Fs	Status
					Ultimate, T-ult [kN/m]	Long-term (design) T-ltds [kN/m]		
1	0.00	3.35	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK
2	0.60	3.35	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK
3	1.20	3.35	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK
4	1.80	3.35	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK
5	2.40	3.35	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK
6	3.00	3.35	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK
7	3.60	3.35	Tieback	12.54	60.00	36.77	2.93	OK
8	4.20	3.35	Tieback	10.12	60.00	36.77	3.63	OK
9	4.80	3.35	Tieback	7.70	60.00	36.77	4.77	OK
10	5.40	3.35	Tieback	5.16	60.00	36.77	7.12	OK
11	6.00	3.35	Tieback	0.33	60.00	36.77	111.52	OK
12	6.60	3.35	Tieback	0.00	60.00	36.77	-	OK
13	7.20	3.35	Tieback	0.00	60.00	36.77	-	OK
14	7.80	3.35	Tieback	0.00	60.00	36.77	-	OK



b.txt  
 DETAILED RESULTS OF TIEBACK AND COMPOUND ANALYSES

#	Elevation [m]	Total Length, L [m]	Embedded Length to Resist Pullout, Le [m]	Length to Slip surface, [m]	S t r e n g t h f o r:		Controlling Mode of Failure
					Compound Stability (available) T-compound [kN/m]	Tieback (required) T-tieback [kN/m]	
1	0.00	0.28	0.28	0.00	28.29	26.71	Compound
2	0.60	1.30	0.27	1.03	28.29	24.28	Compound
3	1.20	1.91	0.30	1.62	28.29	22.20	Compound
4	1.80	2.25	0.32	1.93	28.29	19.78	Compound
5	2.40	2.39	0.35	2.04	28.29	17.37	Compound
6	3.00	2.27	0.40	1.87	28.29	14.95	Compound
7	3.60	2.19	0.20	1.99	28.29	12.54	Tieback
8	4.20	2.51	0.18	2.33	28.29	10.12	Tieback
9	4.80	2.83	0.17	2.66	28.29	7.70	Tieback
10	5.40	3.13	0.14	2.99	28.29	5.16	Tieback
11	6.00	3.35	0.02	3.33	28.29	0.33	Tieback
12	6.60	0.00	0.00	0.00	28.29	0.00	Tieback
13	7.20	0.00	0.00	0.00	28.29	0.00	Tieback
14	7.80	0.00	0.00	0.00	28.29	0.00	Tieback

RESULTS OF DIRECT SLIDING AND DEEPSEATED ANALYSES

DIRECT SLIDING

Required length of bottom layer to produce the specified  $F_s$ -direct sliding = 1.10 is 2.48 m.  
 Maximum length based on compound and tieback analyses to insure  $F_s$ -uncertainties = 1.30 and  $F_s$ -pullout = 1.50, is 3.35 m.

DEEPSEATED

Deepseated factor of safety,  $F_s$ -deepseated, based on Bishop's analysis, is 1.31. The critical circle is forced to pass outside the reinforced zone defined by the bottom geosynthetic layer; its maximum potential depth is restricted to 20.00 m. The critical circle is at:  $X_c = -1.53$ ,  $Y_c = 8.00$ , Radius = 9.37 meters. In case the crest elevation is above H, EnkaSlope assumes a tension crack between the crest and H.

NOTES: (1) To obtain satisfactory  $F_s$ -deepseated, re-run EnkaSlope with a larger specified value of  $F_s$ -direct sliding. This will force deeper circles that should yield larger deepseated safety factor.

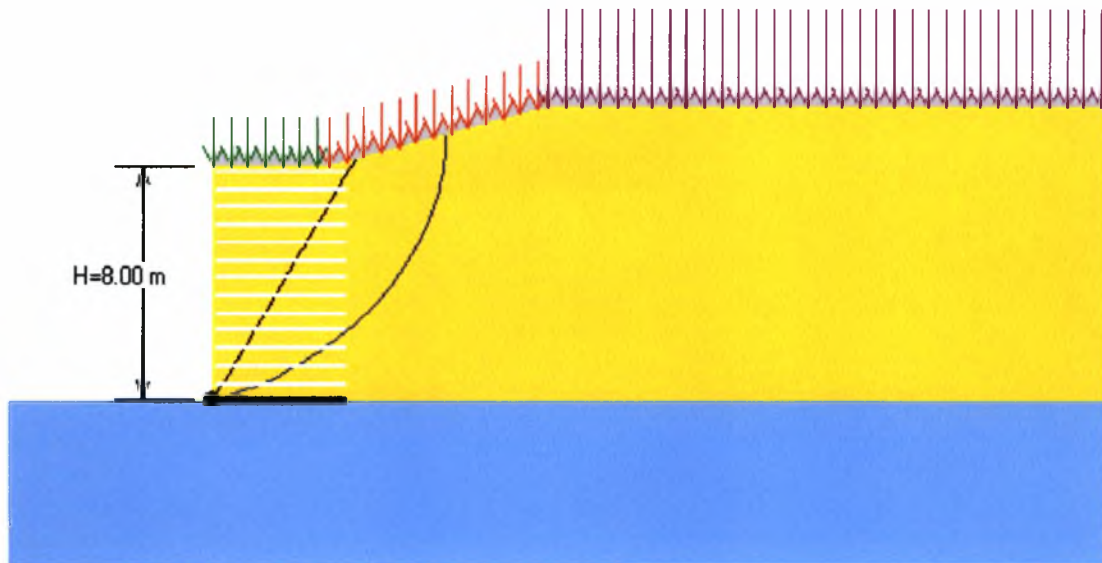
TIEBACK & COMPOUND

Tieback/compound slip surfaces are not restricted from penetrating the foundation soil.

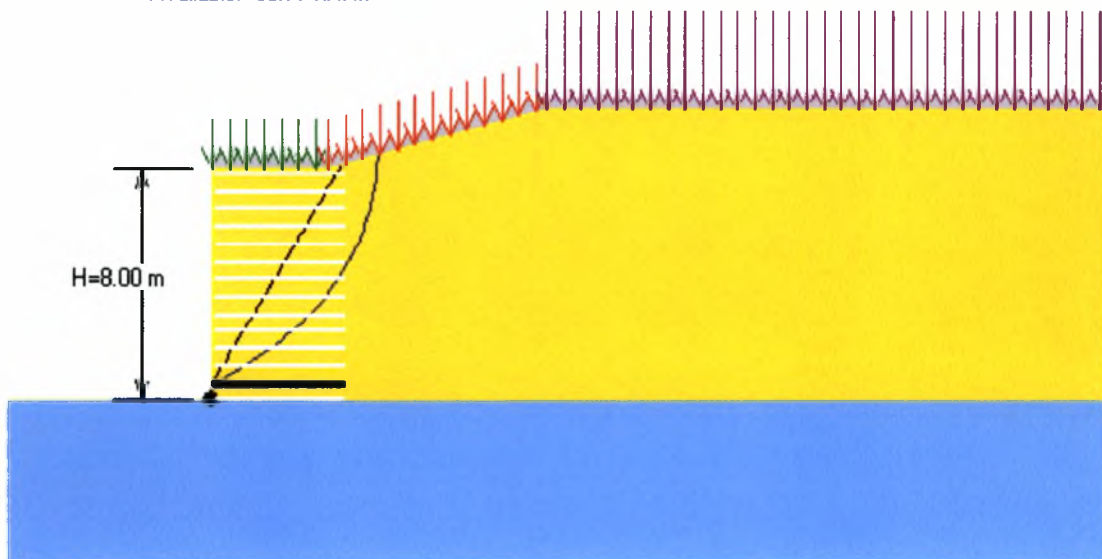
## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ**

**Αποτελέσματα του ελέγχου ευστάθειας  
του προγράμματος EnkaSlope**

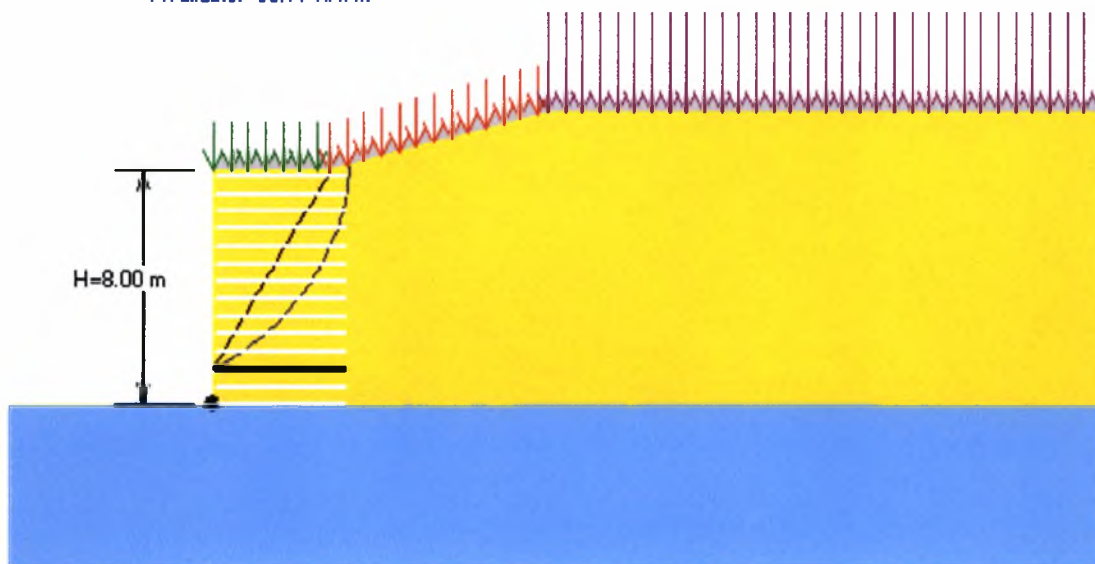
Layer #1 @ Elevation 0.00 m., Length: 4.56 m.  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength : Required: 53.67 kN/m  
Available: 69.77 kN/m



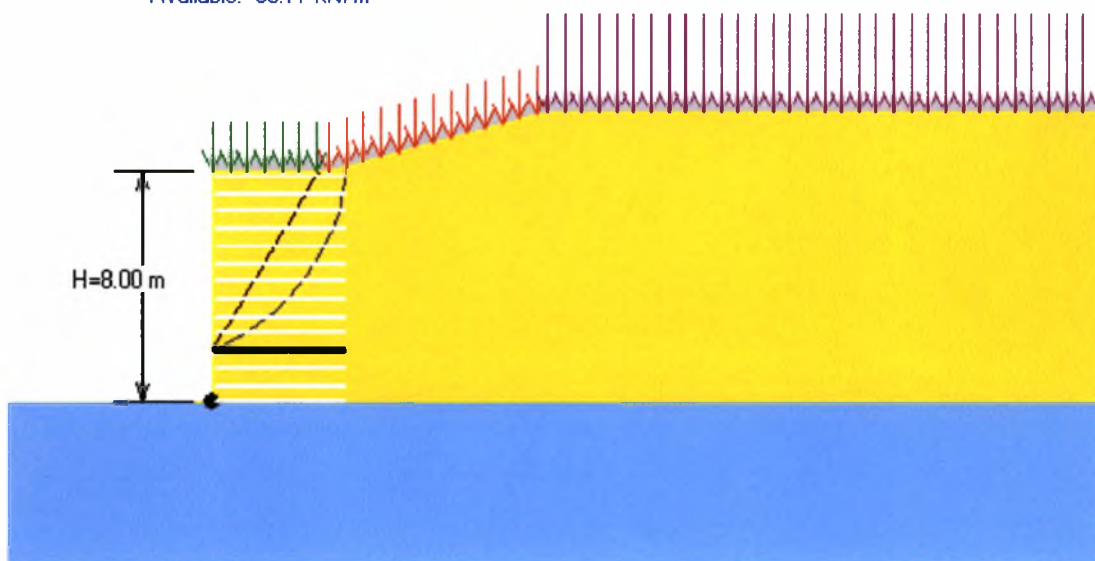
Layer #2 @ Elevation 0.60 m., Length: 4.56 m.  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength : Required: 53.67 kN/m  
Available: 69.77 kN/m



Layer #3 @ Elevation 1.20 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength: Required: 53.67 kN/m  
Available: 69.77 kN/m



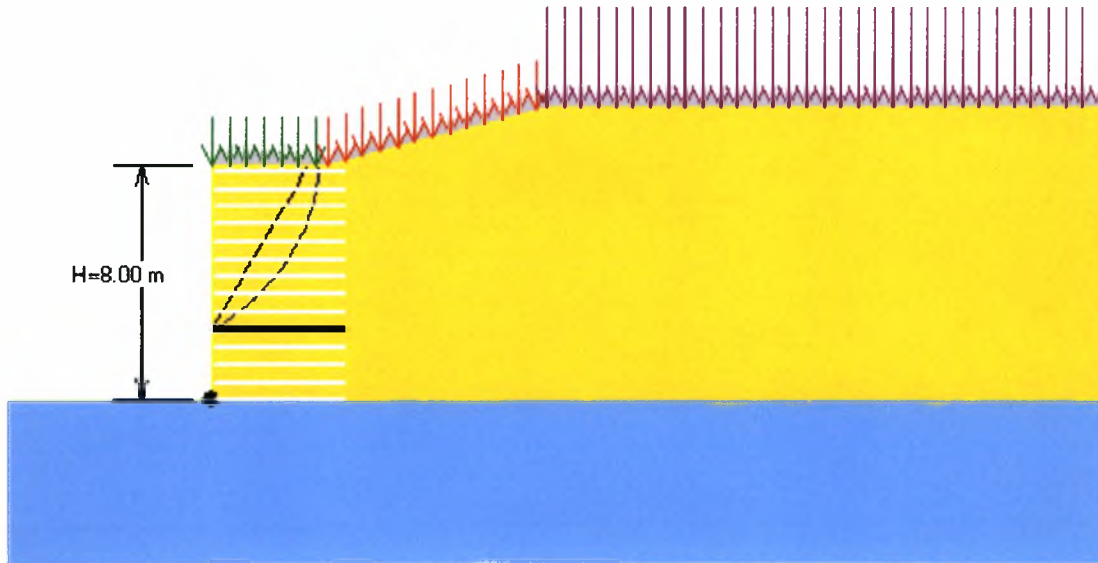
Layer #4 @ Elevation 1.80 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength: Required: 28.29 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



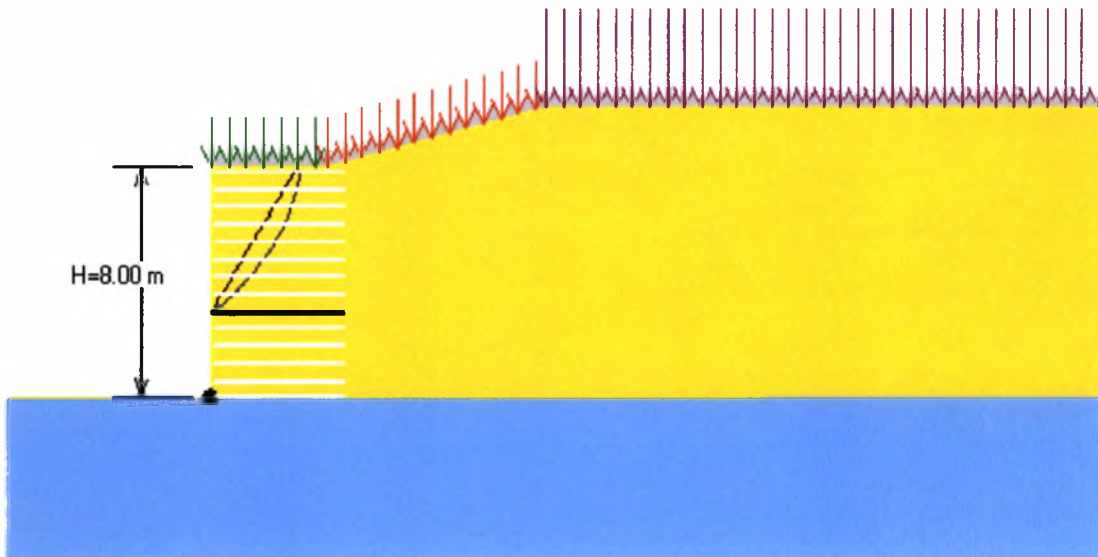
Αποτελέσματα ανάλυσης εσωτερικής ευστάθειας για μη σεισμικό συνδυασμό  
δράσεων

Σχήμα Γ.3  
Σχήμα Γ.4

Layer #5 @ Elevation 2.40 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength : Required: 28.29 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



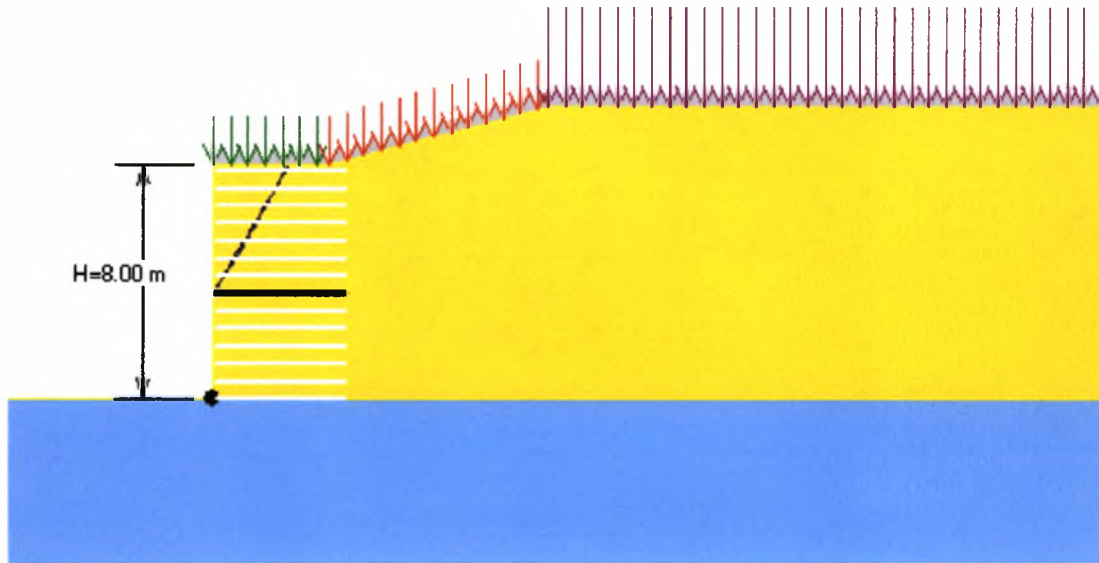
Layer #6 @ Elevation 3.00 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 1.98  
Strength : Required: 18.60 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



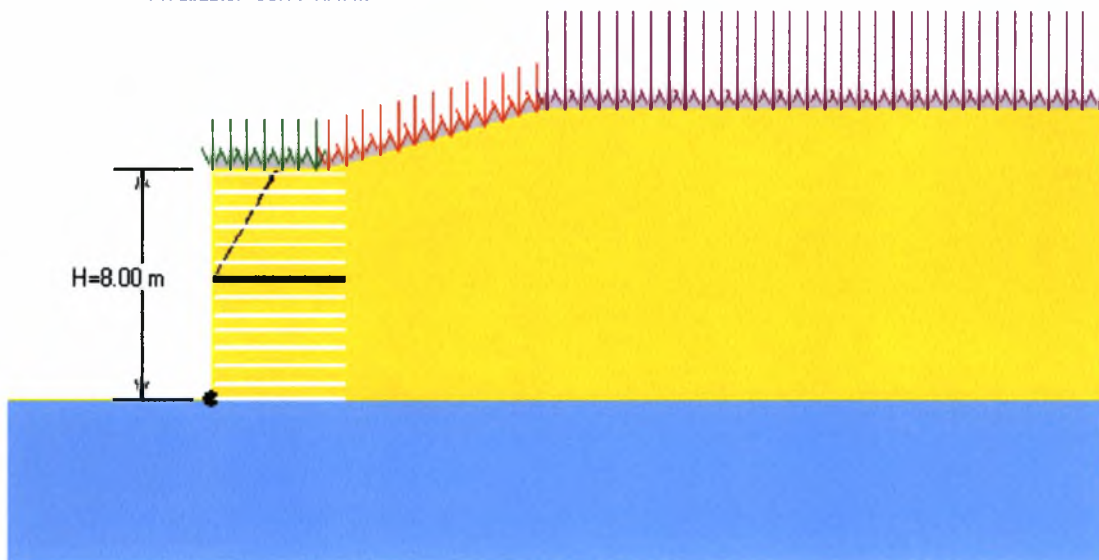
Αποτελέσματα ανάλυσης εσωτερικής ευστάθειας για μη σεισμικό συνδυασμό  
δράσεων

Σχήμα Γ.5  
Σχήμα Γ.6

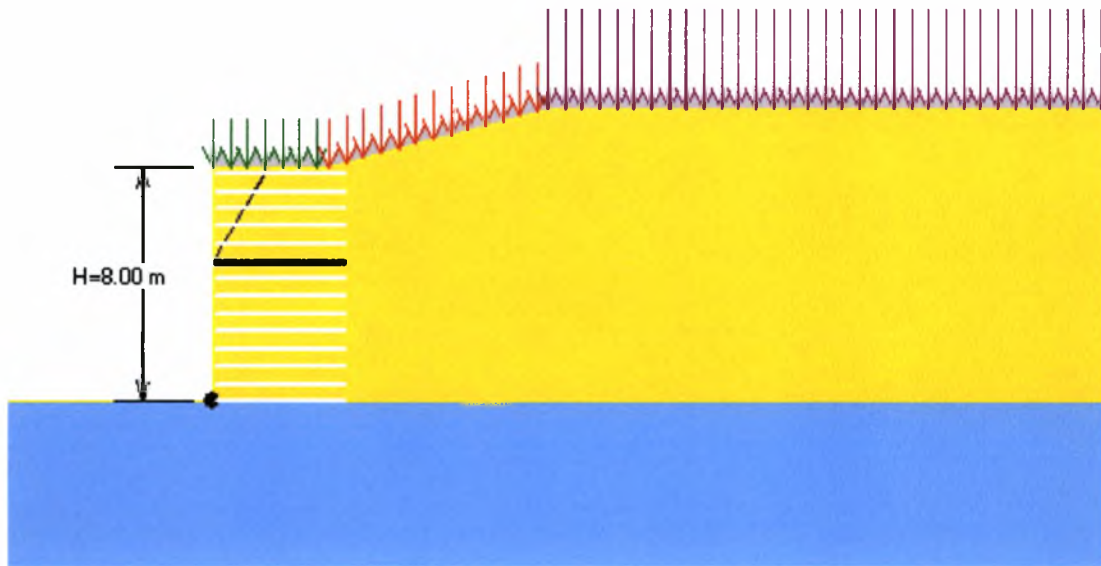
Layer #7 @ Elevation 3.60 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Tieback      Actual Fs: 2.31  
Strength : Required: 15.93 kN/m  
            Available: 36.77 kN/m



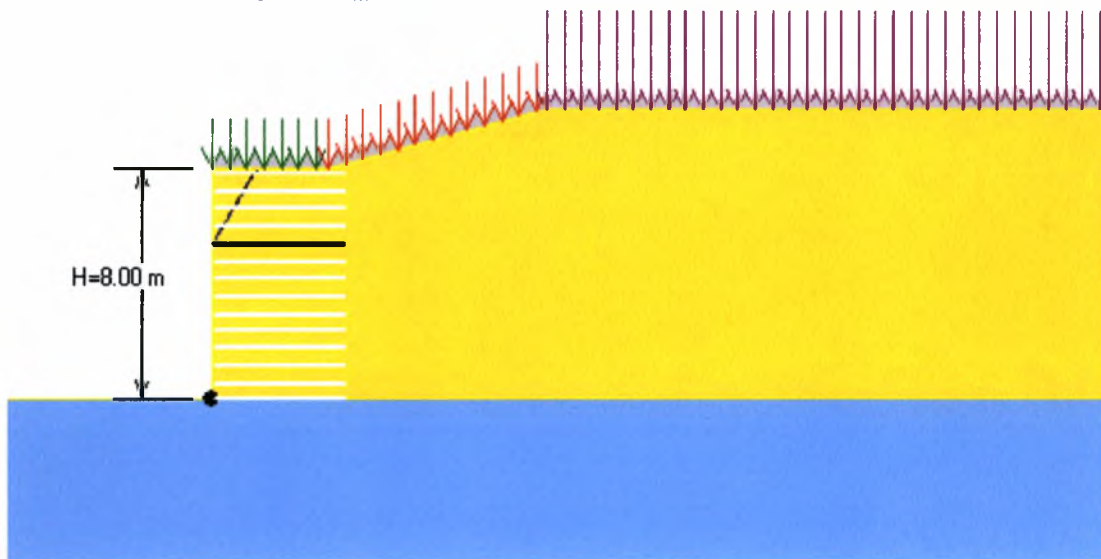
Layer #8 @ Elevation 4.20 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Tieback      Actual Fs: 2.77  
Strength : Required: 13.27 kN/m  
            Available: 36.77 kN/m



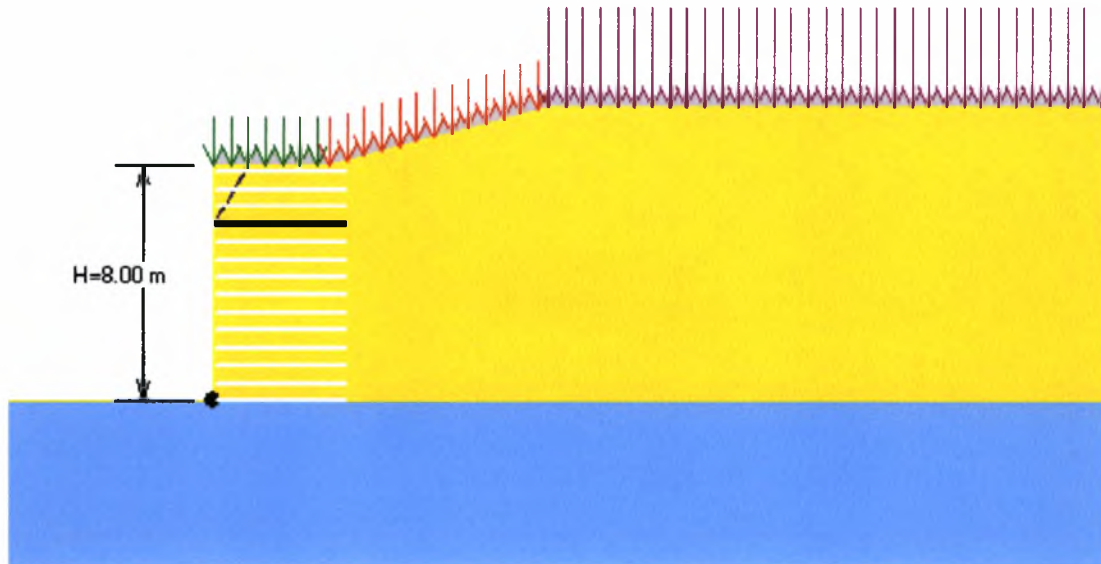
Layer #9 @ Elevation 4.80 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 3.47  
Strength : Required: 10.61 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



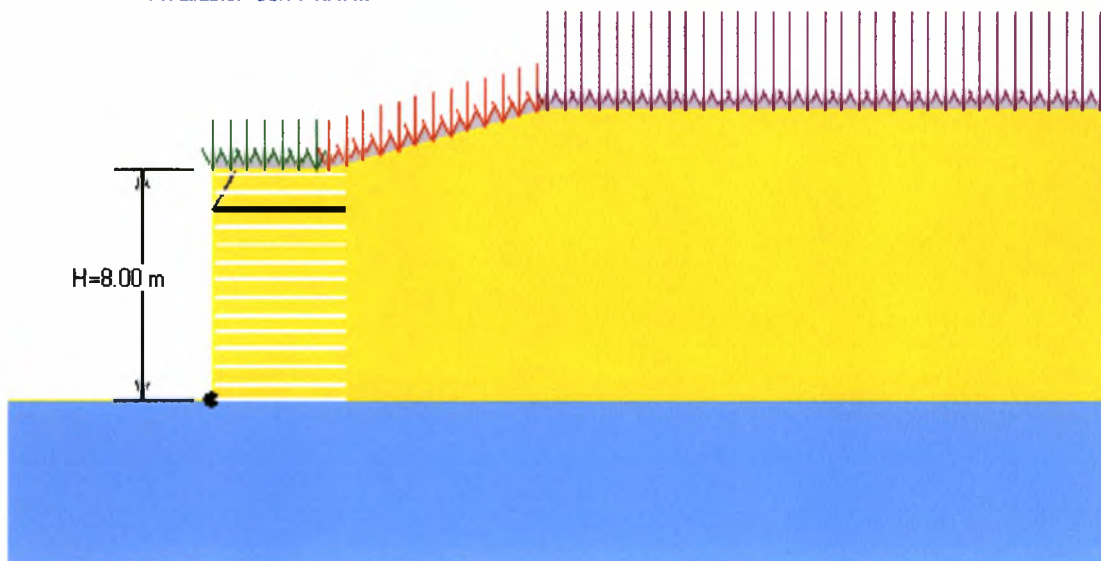
Layer #10 @ Elevation 5.40 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 4.63  
Strength : Required: 7.94 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



Layer #11 @ Elevation 6.00 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 6.97  
Strength : Required: 5.27 kN/m  
Available: 36.77 kN/m

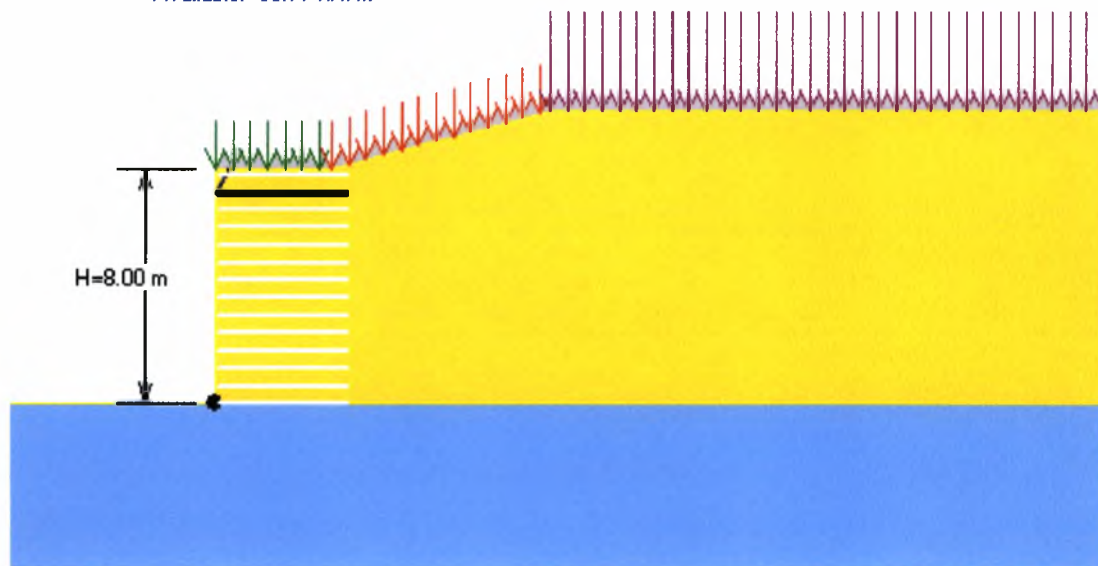


Layer #12 @ Elevation 6.60 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 18.69  
Strength : Required: 1.97 kN/m  
Available: 36.77 kN/m

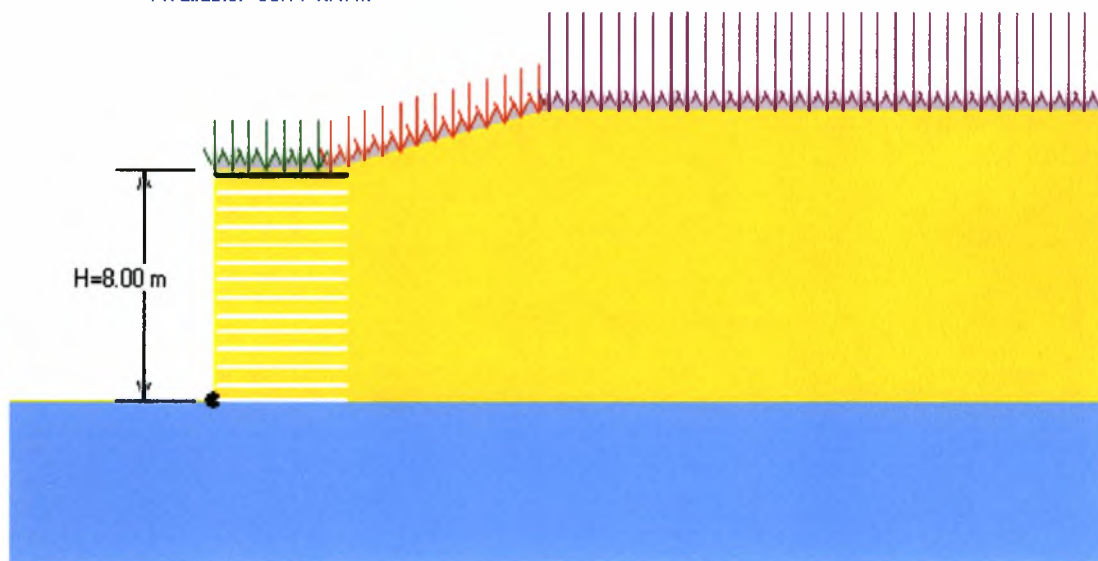




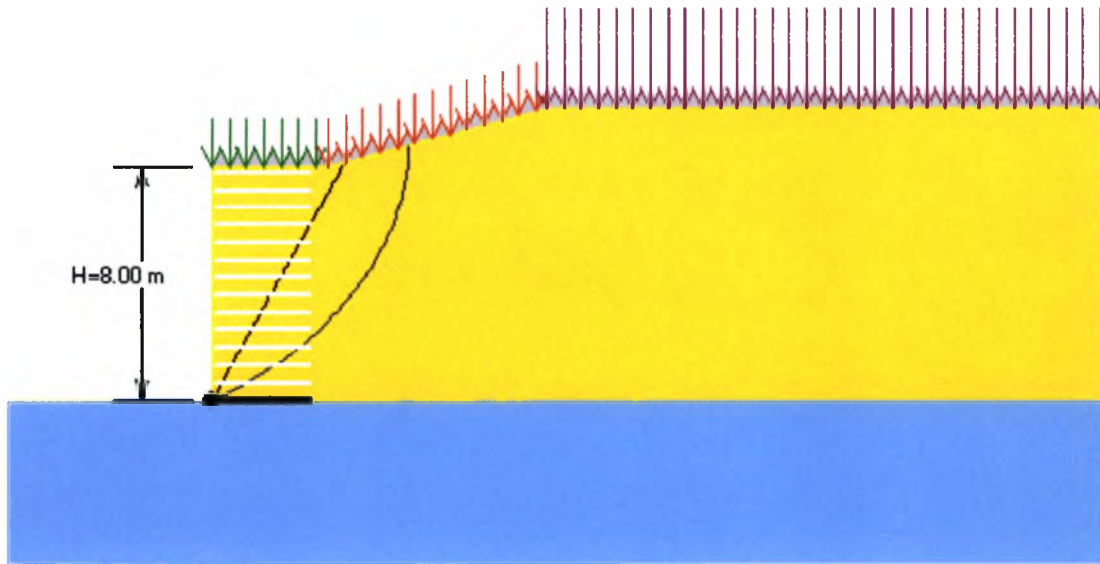
Layer #13 @ Elevation 7.20 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 367714653428.94  
Strength : Required: 0.00 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



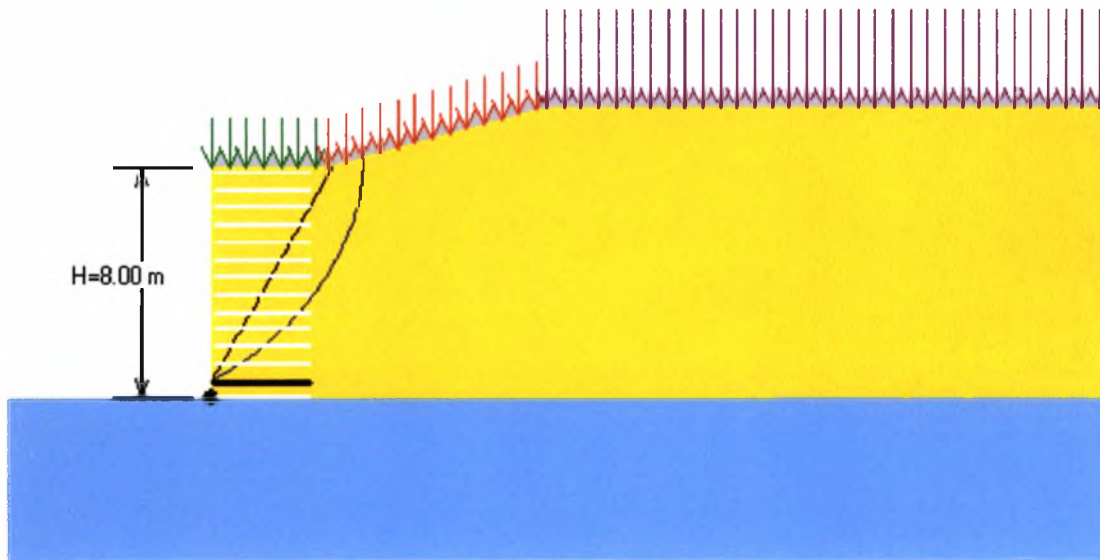
Layer #14 @ Elevation 7.80 m., Length: 4.56 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 367714653428.94  
Strength : Required: 0.00 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



Layer #1 @ Elevation 0.00 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength : Required: 28.29 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



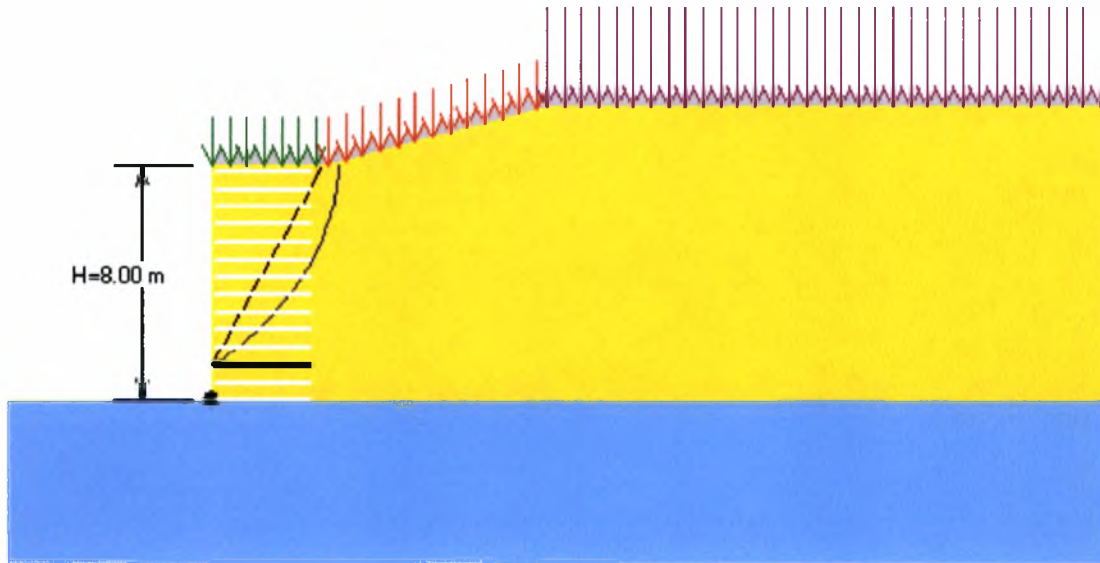
Layer #2 @ Elevation 0.60 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength : Required: 28.29 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



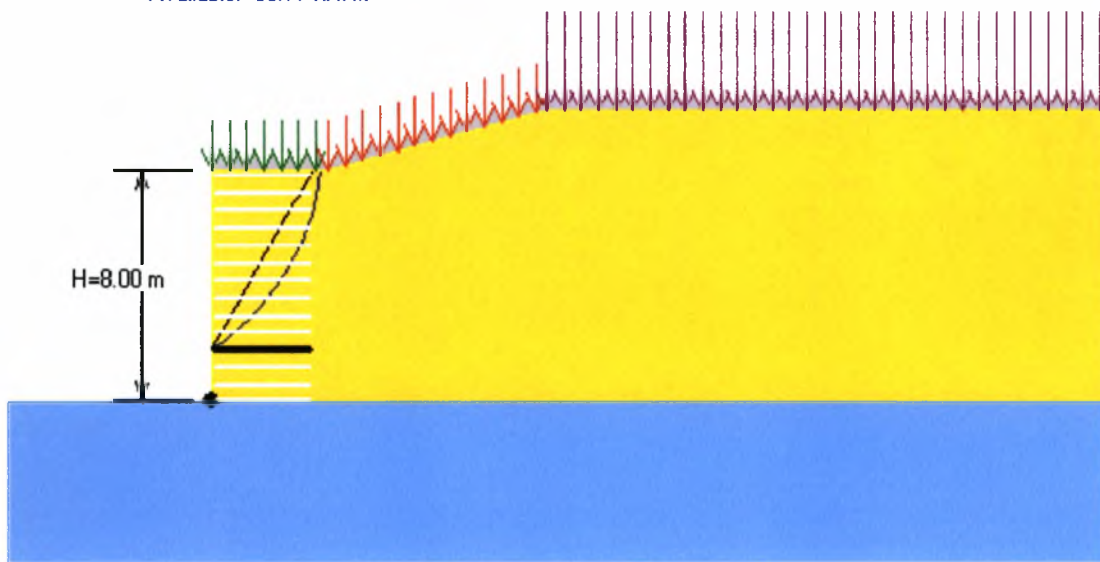
Αποτελέσματα ανάλυσης εσωτερικής ευστάθειας για σεισμικό συνδυασμό  
δράσεων

Σχήμα Γ.15  
Σχήμα Γ.16

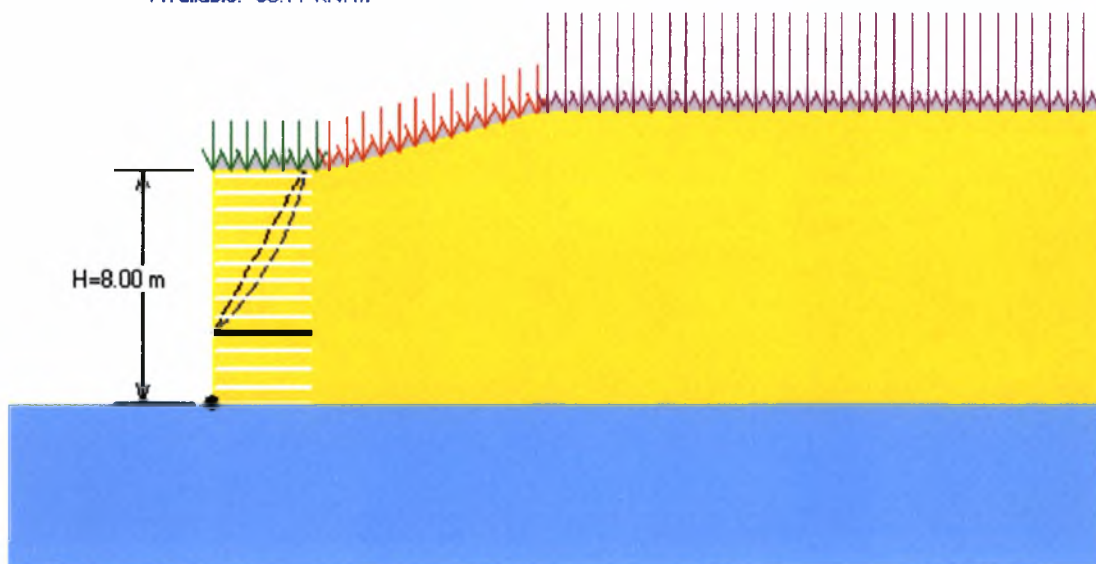
Layer #3 @ Elevation 1.20 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength : Required: 28.29 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



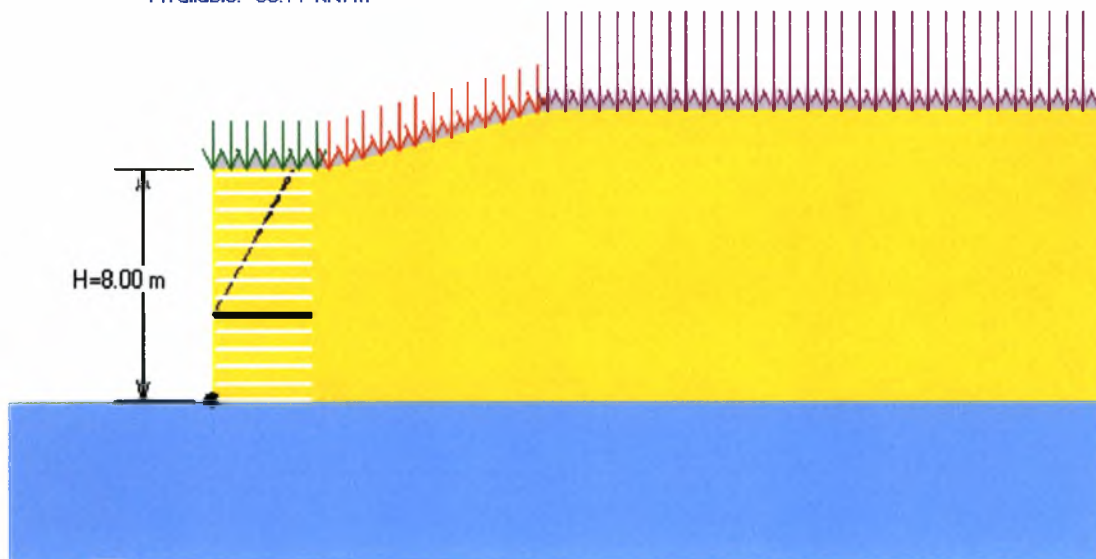
Layer #4 @ Elevation 1.80 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength : Required: 28.29 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



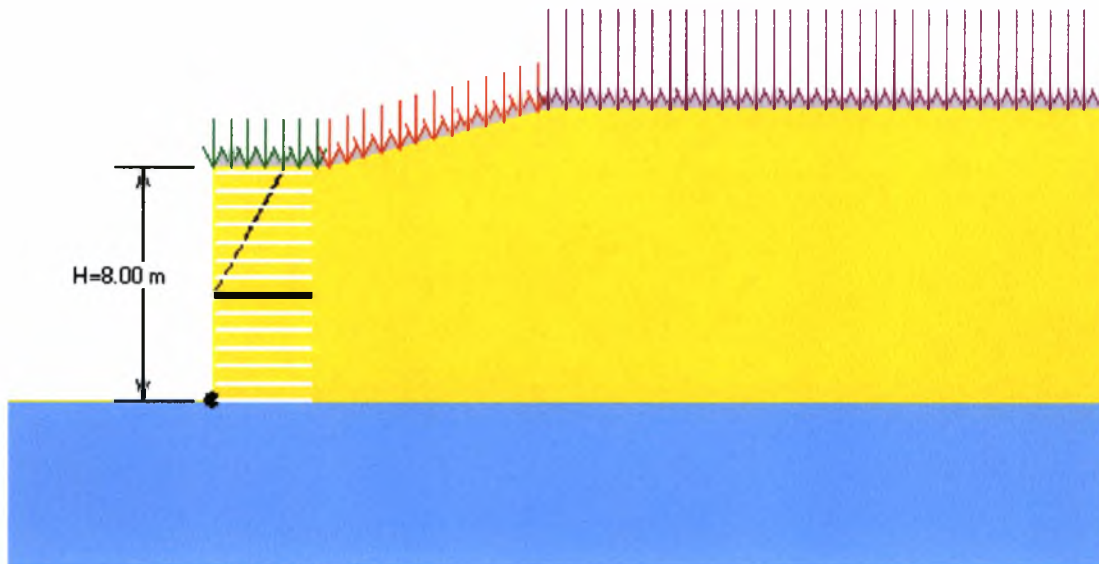
Layer #5 @ Elevation 2.40 m., Length: 3.35 m.  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength : Required: 28.29 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



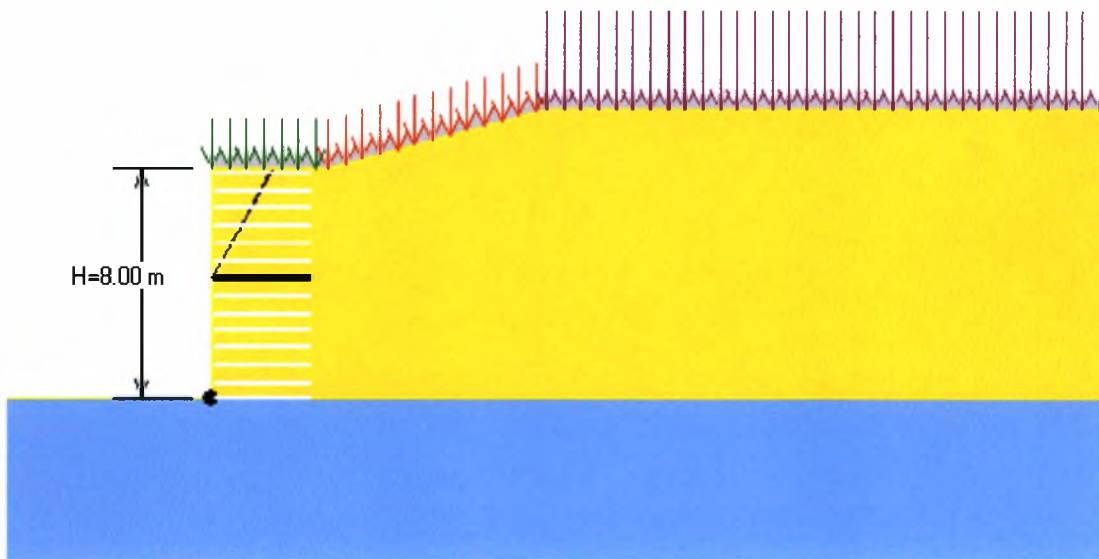
Layer #6 @ Elevation 3.00 m., Length: 3.35 m.  
Mode of Failure: Compound Actual Fs: >1.30  
Strength : Required: 28.29 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



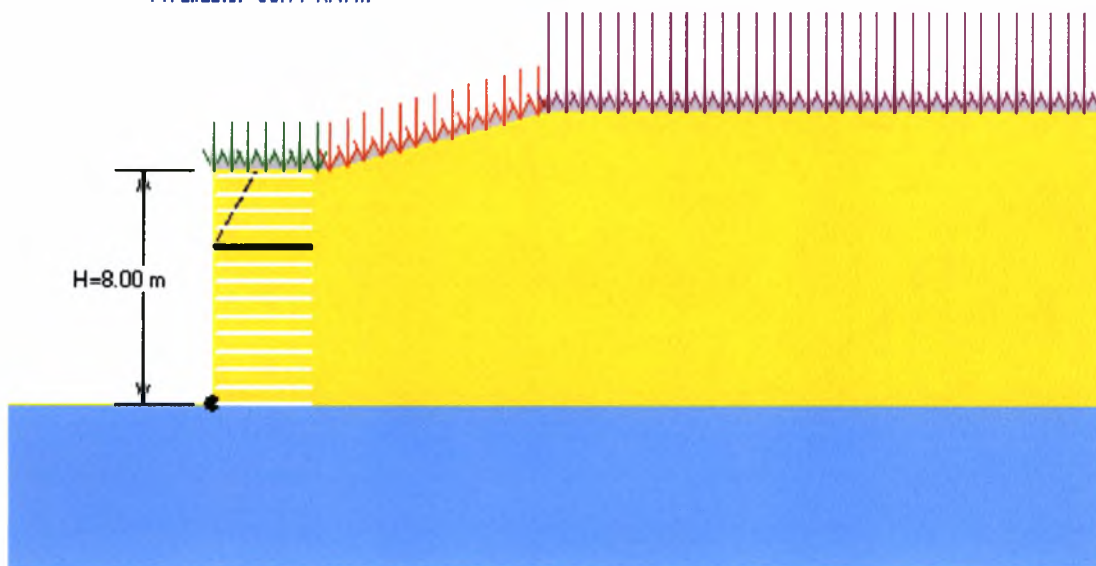
Layer #7 @ Elevation 3.60 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 2.93  
Strength : Required: 12.54 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



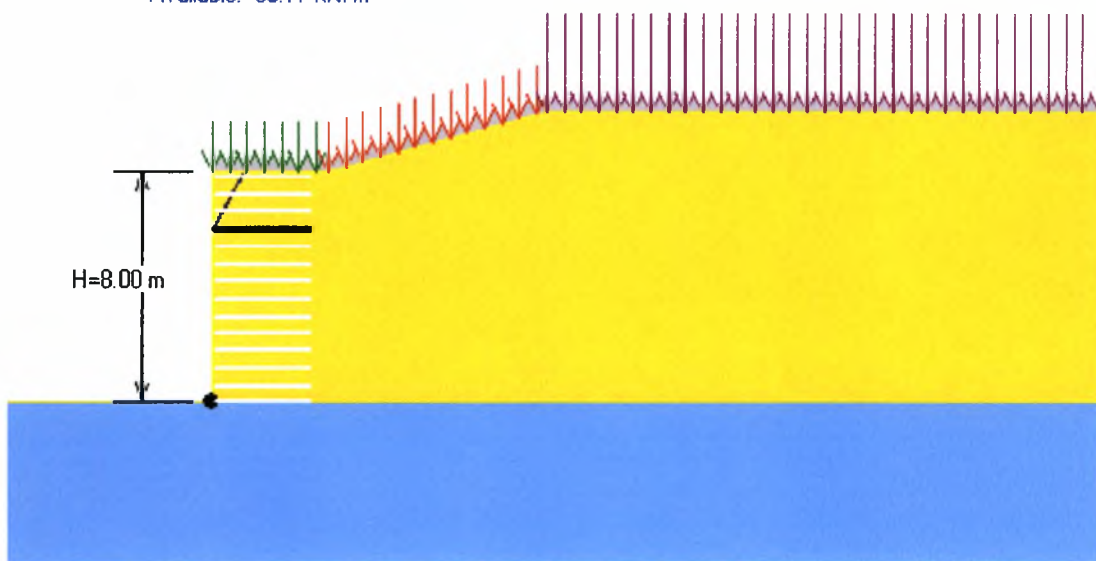
Layer #8 @ Elevation 4.20 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 3.63  
Strength : Required: 10.12 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



Layer #10 @ Elevation 5.40 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 7.12  
Strength : Required: 5.16 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



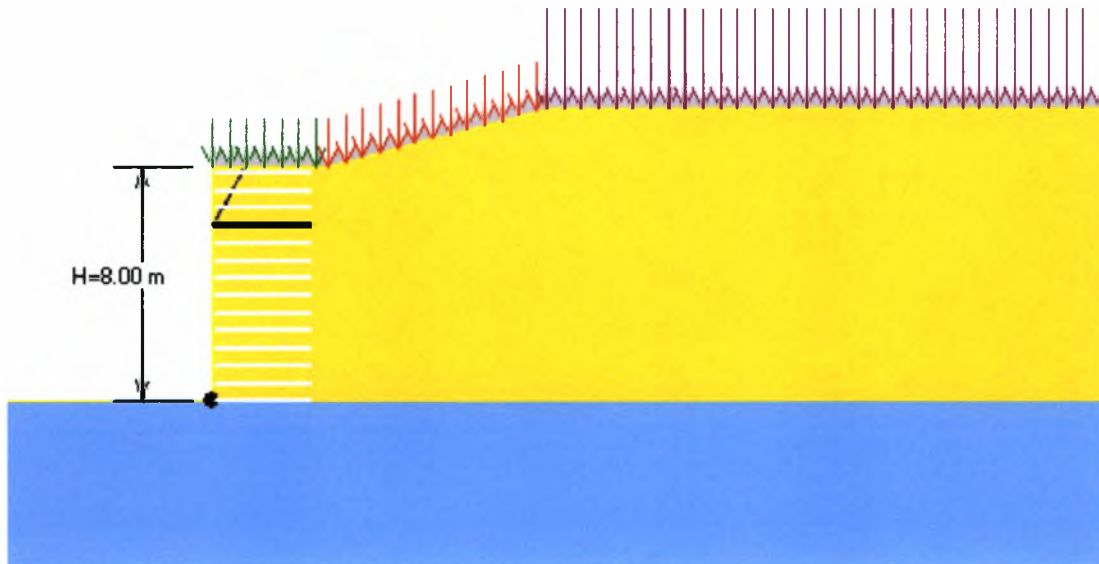
Layer #11 @ Elevation 6.00 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 111.52  
Strength : Required: 0.33 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



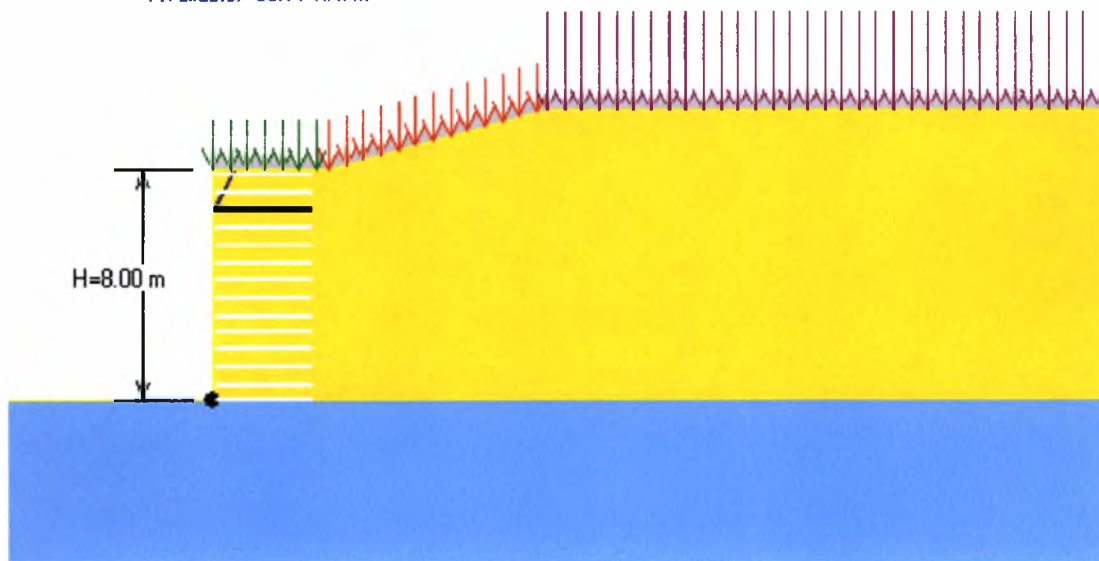
Αποτελέσματα ανάλυσης εσωτερικής ευστάθειας για σεισμικό συνδυασμό  
δράσεων

Σχήμα Γ.23  
Σχήμα Γ.24

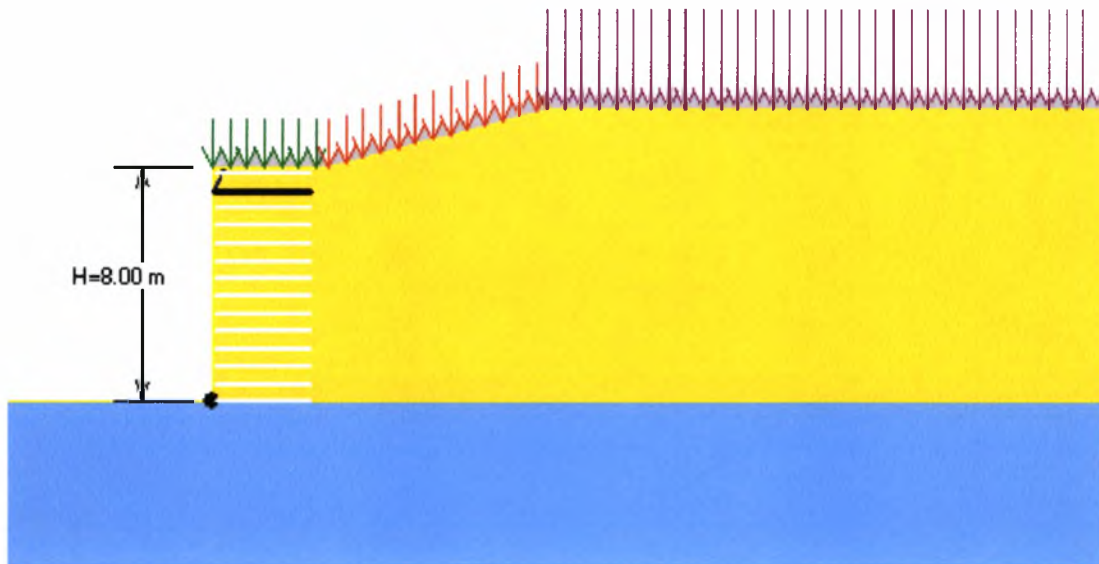
Layer #11 @ Elevation 6.00 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 111.52  
Strength : Required: 0.33 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



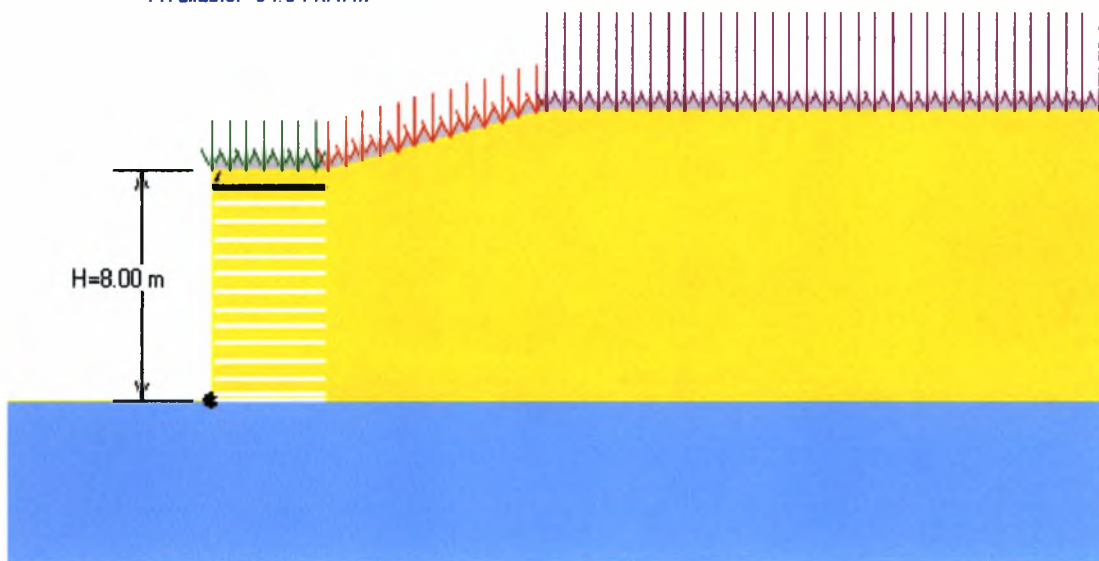
Layer #12 @ Elevation 6.60 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 367714653428.94  
Strength : Required: 0.00 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



Layer #13 @ Elevation 7.20 m., Length: 3.35 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 367714653428.94  
Strength : Required: 0.00 kN/m  
Available: 36.77 kN/m



Layer #14 @ Elevation 7.40 m., Length: 3.85 m  
Mode of Failure: Tieback Actual Fs: 546428571428.57  
Strength : Required: 0.00 kN/m  
Available: 54.64 kN/m





**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ **

**Έλεγχος ευστάθειας τοίχου αντιστήριξης με  
κατακόρυφη όψη εδραζομένου σε σταθερό έδαφος**

**ΔΕΔΟΜΕΝΑ**

**ΕΔΑΦΟΣ**

	Οπλισμένη Ζώνη (r)	Backfill Soil (b)	Έδαφος θεμελίωσης (f)	Στραγ. Ζώνη (d)
$\phi$ (deg)	28	28	2	40
c (kPa)	5	5	120	0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,5	21,5	19	22,5

**ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ**

Ύψος τοίχου, h	8,0 m
Κλίση, $\beta$	0
Τrial L	5,7 m
Μήκος Έμπτυξης, d	0,0 m
Ύψος επίχωσης, h'	0,000 m
Ολικό ύψος	8,000 m

**ΕΠΙΦΟΡΤΙΣΗ:**

Μόνιμο, g	21,50 kPa
Κινητό, q	20,00 kPa

**ΓΕΩΠΛΕΓΜΑ**

$C_i$	0,80
-------	------

**ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΓΑΙΩΝ**

$K_{a.int}$	0,36
$\alpha_{a.int}$	59
$K_{a.ext}$	0,36
Παθητικές Ωθήσεις, $K_p$	1,036
$F_{dbh}$	248,39 kN/m
$Y_{sex}$	2,7 m
$F_{qbh}$	119,86 kN/m
$Y_{qex}$	4,0 m
$F_{tbb}$	368,25 kN/m
$P_p$	0,00 kN/m
$Y_p$	0,0 m

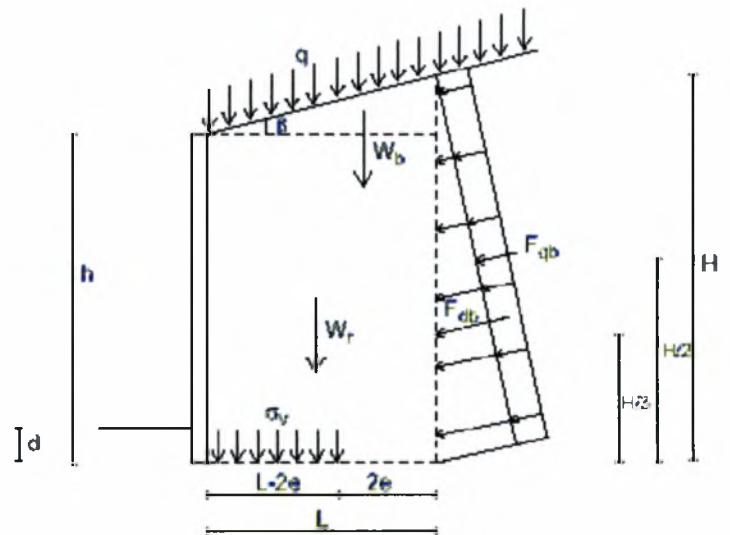
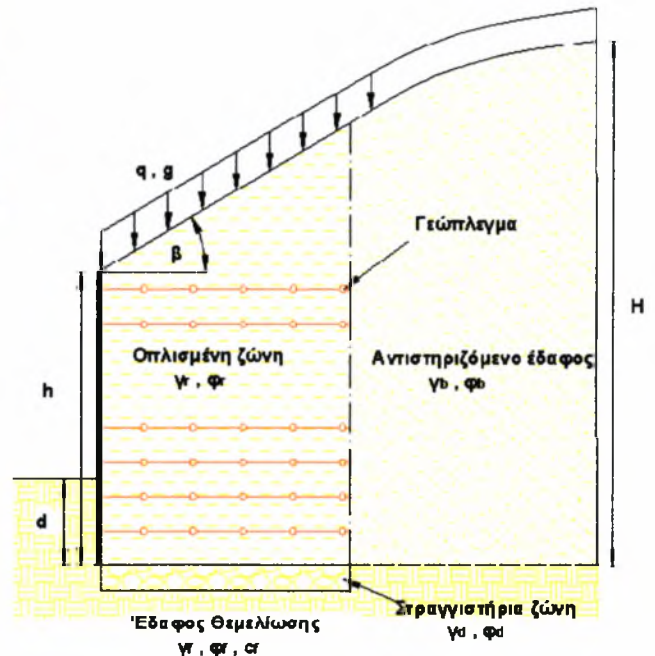
**ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ**

**ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ**

$Rs.d$	1059,41 kN/m
$Rs.f$	722,52 kN/m
$Rs.r$	675,56 kN/m

**ΡΟΠΕΣ & ΜΟΧΑ/ΝΕΣ**

$X_b$	3,8 m
$W_b$	0 kN/m
$W_r$	980 kN/m
$Q$	237 kN/m
$M_r$	3693 kN/m
$M_d$	1142 kN/m



**ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ**

$Q_{ult}$	684,1 kPa
$N_c$	5,63
$N_\gamma$	0,15
$N_q$	1,20
$Q_a$	318,3 kPa
e	0,94 m <b>OK</b>
$L'$	3,82 m

ΕΡΓΟ:

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ : Reinforced Soil Wall System

ΠΕΡΙΟΧΗ:

Σελ:2

**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ**

FS <sub>sld</sub>	1,83	>1,3
FS <sub>ot</sub>	3,23	>2
FS <sub>bc</sub>	2,15	>2

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ**

Ελάχιστος αριθμός στρώσεων όπλισης: 10,4

i	h(i) m	T <sub>allowable</sub> (kN/m)	Ca(i) (m)	D(n) (m)	Fg(i) (kN/m)	FS <sub>ts</sub> >1,5	L <sub>ai</sub> (m)	σ <sub>i</sub> (m)	P <sub>ri</sub> (kN/m)	FS <sub>po</sub> >1,5
1	7,80	36,77	0,40	0,00	5,99	6,14	4,69	45,80	39	6,6
2	7,20	36,77	0,60	0,40	10,85	3,39	4,33	58,70	69	6
3	6,60	36,77	0,60	0,80	12,72	2,89	3,97	71,60	106	8
4	6,00	36,77	0,60	1,40	15,51	2,37	3,61	84,50	151	10
5	5,40	36,77	0,60	2,00	18,30	2,01	3,24	97,40	203	11
6	4,80	36,77	0,60	2,60	21,10	1,74	2,88	110,30	264	12,5
7	4,20	36,77	0,60	3,20	23,89	1,54	2,52	123,20	333	13,9
8	3,60	69,77	0,60	3,80	26,69	2,61	2,16	136,10	410	15,3
9	3,00	69,77	0,60	4,40	29,48	2,37	1,80	149,00	494	16,8
10	2,40	69,77	0,60	5,00	32,28	2,16	0,72	187,70	795	24,6
11	1,80	69,77	0,60	5,60	35,07	1,99	0,36	200,60	911	26,0
12	1,20	69,77	0,60	6,20	37,87	1,84	0,00	213,50	1035	27,3
13	0,60	69,77	0,60	7,40	43,45	1,61	0,36	200,60	911	21,0
14	0,00	69,77	0,30	7,85	22,77	3,06	0,00	213,50	1035	38,8

L<sub>min</sub>int = 4,81 m

L<sub>min</sub>ext = 5,70 m

**ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ**

Min FS <sub>ts</sub>	1,54	>1,5
ΟΛΙΚΟΣ	2,22	>1,5
Min FS <sub>po</sub>	6,32	>1,5

FS<sub>ts</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε ελκυσμό  
 FS<sub>po</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε εξόλκευση  
 FS<sub>sld</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε ολίσθηση  
 FS<sub>ot</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε ανατροπή  
 FS<sub>bc</sub> : Συντελεστής Ασφαλείας σε φέρουσα ικανότητα

**ΤΟΠΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ**

**ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ**

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ					
Εξωτερική Ευστάθεια			Εσωτερική Ευστάθεια		
FS <sub>sld</sub>	1,83	>1,3	Min FS <sub>ts</sub>	1,54	>1,5
FS <sub>ot</sub>	3,23	>2	ΟΛΙΚΟΣ	2,22	>1,5
FS <sub>bc</sub>	2,15	>2	Min FS <sub>po</sub>	6,32	>1,5

Αριθμός στρώσεων όπλισης : 14

Μήκος γεωπλέγματος : 5,70 m

## TITLE PAGE

## PROJECT IDENTIFICATION:

Title: Project1  
 Project Number: 1  
 Designer: Michailidou Parthena  
 Description:  
 g+q

File path and name: C:\Documents and Settings\Nena\Επιφάνεια  
 εργασίας\Διπλωματική\Enka\Επίλυση 3η.ENK

Design Philosophy and Program Developed by:  
 Dov Leshchinsky, Ph.D.  
 33 The Horseshoe  
 Newark, Delaware 19711, USA

## GEOMETRY AND LOADING DATA

## GEOMETRY

Height of slope, H	8.00 [m]
Slope angle, i	90.00°
Horizontal length, A	4.00 [m]
Horizontal length, B	7.50 [m]
Backslope angle, beta	15.00°
Slope at bottom of wall, alpha	0.00°
Surcharge load over A, Q1	10.00 [kPa]
Surcharge load over backslope B, Q2	10.00 [kPa]
Surcharge load away from backslope, Q3	20.00 [kPa]

## WATER

Phreatic surface is defined by coordinates in [m] :

Xw1 =	0.0	Yw1 =	0.0
Xw2 =	0.0	Yw2 =	0.0
Xw3 =	0.0	Yw3 =	0.0
Xw4 =	0.0	Yw4 =	0.0

## SOIL DATA

## REINFORCED SOIL:

Internal angle of friction, phi	36.00°
Cohesion, c	8.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	21.50 [kN/m <sup>3</sup> ]

## BACKFILL SOIL:

Internal angle of friction, phi	36.00°
Cohesion, c	8.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	19.00 [kN/m <sup>3</sup> ]

## FOUNDATION SOIL:

Internal angle of friction, phi	2.00°
Cohesion, c	120.00 [kPa]
Moist unit weight, gamma	19.00 [kN/m <sup>3</sup> ]

## GENERAL DATA

Assumed angle of interwedge force (direct sliding analysis), delta	2.00°
Pullout interaction coefficient (reinforced soil), Ci	0.80
Pullout interaction coefficient (foundation soil), Ci	0.80
Direct sliding coefficient (along reinforced soil), Cds	0.80
Direct sliding coefficient (along foundation soil), Cds	0.80

uniform length of all layers was specified.

## SEISMIC PARAMETERS

Horizontal seismic coefficient, Kh 0.00  
 Vertical seismic coefficient, Kv 0.00  
 Kh and Kv ARE NOT be applied to the reinforced mass and surcharge in direct sliding analysis.

## FOUNDATION EFFECTS

Slip surfaces in tieback and compound analyses are allowed to penetrate the foundation soil.

Bishop's deepseated analysis was invoked and circles penetrate the foundation to a maximum depth of 20.00[m].

## GEOSYNTHETIC DESIGN PARAMETERS

(----- Manual input data -----)

## GENERAL SAFETY FACTORS

Factor of safety on soil shear strength 1.30  
 Factor of safety on geosynthetic strength 1.30  
 Factor of safety on pullout resistance 1.50  
 Factor of safety on direct sliding resistance 1.30

## SUMMARY OF TIEBACK AND COMPOUND RESULTS

=====

#	Elevation [m]	Length [m]	Mode of Failure	Required, Tr [kN/m]	S t r e n g t h		Actual Overall Fs	Status
					Ultimate, T-ult [kN/m]	Long-term (design) T-ltlds [kN/m]		
1	0.00	3.97	Compound	53.67	120.00	69.77	> 1.30	OK
2	0.60	3.97	Compound	53.67	120.00	69.77	> 1.30	OK
3	1.20	3.97	Compound	53.67	120.00	69.77	> 1.30	OK
4	1.80	3.97	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK
5	2.40	3.97	Compound	28.29	60.00	36.77	> 1.30	OK
6	3.00	3.97	Tieback	18.60	60.00	36.77	1.98	OK
7	3.60	3.97	Tieback	15.93	60.00	36.77	2.31	OK
8	4.20	3.97	Tieback	13.27	60.00	36.77	2.77	OK
9	4.80	3.97	Tieback	10.61	60.00	36.77	3.47	OK
10	5.40	3.97	Tieback	7.94	60.00	36.77	4.63	OK
11	6.00	3.97	Tieback	5.27	60.00	36.77	6.97	OK
12	6.60	3.97	Tieback	1.97	60.00	36.77	18.69	OK
13	7.20	3.97	Tieback	0.00	60.00	36.77	-	OK
14	7.80	3.97	Tieback	0.00	60.00	36.77	-	OK

DETAILED RESULTS OF TIEBACK AND COMPOUND ANALYSES

=====

#	Elevation [m]	Total Length, L [m]	Embedded Length to Resist Pullout, Le [m]	Length to Slip surface, [m]	S t r e n g t h f o r:		Controlling Mode of Failure
					Compound Stability (available) T-compound [kN/m]	Tieback (required) T-tieback [kN/m]	
1	0.00	0.50	0.50	0.00	53.67	32.30	Compound
2	0.60	1.79	0.54	1.25	53.67	29.17	Compound
3	1.20	2.20	0.58	1.62	53.67	26.50	Compound
4	1.80	1.88	0.34	1.55	28.29	23.93	Compound
5	2.40	1.84	0.37	1.47	28.29	21.26	Compound
6	3.00	2.03	0.27	1.76	28.29	18.60	Tieback
7	3.60	2.37	0.26	2.11	28.29	15.93	Tieback
8	4.20	2.71	0.25	2.46	28.29	13.27	Tieback
9	4.80	3.05	0.23	2.82	28.29	10.61	Tieback
10	5.40	3.38	0.21	3.17	28.29	7.94	Tieback
11	6.00	3.69	0.17	3.53	28.29	5.27	Tieback
12	6.60	3.97	0.09	3.89	28.29	1.97	Tieback
13	7.20	0.00	0.00	0.00	28.29	0.00	Tieback
14	7.80	0.00	0.00	0.00	28.29	0.00	Tieback

RESULTS OF DIRECT SLIDING AND DEEPSEATED ANALYSES

=====

DIRECT SLIDING

Required length of bottom layer to produce the specified  $F_s$ -direct sliding = 1.30 is 3.39 m.

Maximum length based on compound and tieback analyses to insure  $F_s$ -uncertainties = 1.30 and  $F_s$ -pullout = 1.50, is 3.97 m.

DEEPSEATED

Deepseated factor of safety,  $F_s$ -deepseated, based on Bishop's analysis, is 2.29. The critical circle is forced to pass outside the reinforced zone defined by the bottom geosynthetic layer; its maximum potential depth is restricted to 20.00 m. The critical circle is at:  $x_c = 1.99$ ,  $y_c = 10.40$ , Radius = 10.59 meters. In case the crest elevation is above H, EnkaSlope assumes a tension crack between the crest and H.

NOTES: (1) To obtain satisfactory  $F_s$ -deepseated, re-run EnkaSlope with a larger specified value of  $F_s$ -direct sliding. This will force deeper circles that should yield larger deepseated safety factor.

TIEBACK & COMPOUND

Tieback/compound slip surfaces are not restricted from penetrating the foundation soil.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

Giroud J. P. (1986), Third International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria

Koerner R.M. (1998), Designing with Geosynthetics. Prentice Hall (4<sup>th</sup> edition)

Ingold T.S (1983), Laboratory Pull-Out Testing Of Grid Reinforcement in Sand, Geotech Testing Journal, ASTM

Wringley N.E. (1987), Durability and Long Term Performance of Tensar Polymer Gridw for Soil Reinforcement

Elias V. & Christopher B. R. (1997), Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Steep Slopes: Design and construction guidelines FHWA Demonstration Project 82. Report No FHWA-SA-96-071.

Leshchinsky D. (1997), Design Procedure for Geosynthetic Reinforced Steep Slopes, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, 3909 Halls Ferry Road, Vicksburg, Mississippi, 39180-6199, Technical Report REMR-GT-23.

Leshchinsky D. & Boedeker R. H. (1989), Geosynthetic Reinforced Earth Structures, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE

Leshchinsky D. (1992), Keynote paper: Issues in geosynthetic-reinforced soil, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, held in Nov. 1992 in Kyushu, Japan. Editors: Ochiai, Hayashi and Otani. Published by Balkema

Leshchinsky D., Ling H. I. & Hanks G. (1995), Unified Design Approach to Geosynthetic – Reinforced steep slopes and Segmental walls. Geosynthetics International, Vol. 2

Κωμοδρόμος Αιμ. (2001), Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική-Γραμμική-Μη Γραμμική Ανάλυση. Εκδόσεις Ζήτη Θεσσαλονίκη

Craig R.F. (1997), Soil Mechanics, E&FN Spon

ΕΥΓΡΑΦΕΑΣ	
ΤΙΤΛΟΣ	
ΛΗΞΗ	ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ ΔΑΝΕΙΖΟΜΕΝΟΥ
6-7-11	

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
 ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ  
 Τηλ.: 24210 06300-1





