



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ

**«Σχεδιασμός οπλισμένου επιχώματος με τη χρήση
γεωπλεγμάτων στα πλαίσια του έργου
Αυτοκινητόδρομος κεντρικής Ελλάδος - Ε65»**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αναστασία Καραπατή

Επιβλέπων: Δημήτριος Ρόζος
Επικ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2010



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ

**«Σχεδιασμός οπλισμένου επιχώματος με τη χρήση
γεωπλεγμάτων στα πλαίσια του έργου
Αυτοκινητόδρομος κεντρικής Ελλάδος - Ε65»**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αναστασία Καραπατή

Επιβλέπων: Δημήτριος Ρόζος
Επικ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή στις 09/03/2010

Δ. Ρόζος, Επικ. καθηγητής Ε.Μ.Π.

Β. Παπαδόπουλος, Επικ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Α. Σοφιανός, Επικ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2010

Copyright © Αναστασία Καραπατή, 2010

Με επιφύλαξη κάθε δικαιώματος, All rights reserved

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε από την Καραπατή Αναστασία του Βύρωνα και της Ελένης, φοιτήτρια της Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου με Αριθμό Μητρώου 07104606 (Έτος Εισαγωγής 2004) στα πλαίσια του εκπαιδευτικού προγράμματος της Σχολής για την απόκτηση διπλώματος Μηχανικού Ε.Μ.Π. και την επιτυχή ολοκλήρωση του κύκλου σπουδών. Πραγματοποιήθηκε στα γραφεία της εταιρείας Εδαφομηχανική Α.Τ.Ε. κατά το 10^ο και το 11^ο ακαδημαϊκό εξάμηνο του κύκλου σπουδών, με θέμα «Σχεδιασμός Οπλισμένου Επιχώματος με τη χρήση Γεωπλεγμάτων στα πλαίσια του έργου Αυτοκινητόδρομος Κεντρικής Ελλάδος – Ε65» και επιβλέπων Καθηγητή τον κ. Ρόζο Δημήτριο, Επίκ. καθηγητή ΕΜΠ, μέλη δε της τριμελούς εξεταστικής επιτροπής τους κ.κ. Β. Παπαδόπουλο και Α. Σοφιανό, Επίκ. Καθηγητές Ε.Μ.Π.

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία αφορά στη διερεύνηση και τη διαστασιολόγηση οπλισμένου επιχώματος, μέσα από παραμετρικές αναλύσεις που αφορούν στην αντοχή των υλικών, στη γεωμετρία και στις συνθήκες φόρτισης. Μελετήθηκαν οι γεωμορφολογικές συνθήκες της περιοχής, η σεισμικότητα αυτής, καθώς και οι γεωτεχνικές συνθήκες στην περιοχή του επιχώματος. Οι αναλύσεις ευστάθειας έγιναν με το εξειδικευμένο πρόγραμμα ReSSa 3.0. Σκοπός αυτών ήταν να συμπεράνουμε την επίδραση που έχει η γωνία εσωτερικής τριβής, αλλά και η συνοχή στους συντελεστές ασφαλείας που προκύπτουν από τους ελέγχους έναντι ευστάθειας, λαμβάνοντας σε κάθε πιθανό σενάριο το μικρότερο και άρα δυσμενέστερο συντελεστή ασφαλείας.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω πολλούς ανθρώπους, χωρίς τη συμβολή των οποίων αυτή η διπλωματική εργασία δε θα μπορούσε να γραφεί.

Πρώτα απ' όλα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της εργασίας μου κ. Δ. Ρόζο, Επίκ. καθηγητή Ε.Μ.Π. για την καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια της διπλωματικής εργασίας και για όλα όσα έμαθα εργαζόμενη υπό την επίβλεψή του.

Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρεία ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Τ.Ε. για την ευγενή φιλοξενία στις εγκαταστάσεις της και την παροχή όλων των στοιχείων που απαιτούνταν για την παρούσα μελέτη. Όλοι οι εργαζόμενοι της εταιρείας με τους οποίους συνεργάστηκα παρείχαν αφιλοκερδώς το χρόνο και τις συμβουλές τους. Ευχαριστώ τους κ.κ. Χρήστο Αλεξανδή και Ιωάννη Ζευγώλη και ιδιαίτερα τον κ. Απόστολο Ρίτσο, για τις συμβουλές, τη βοήθεια, την ενθάρρυνση και την υπομονή του.

Ακόμα, ευχαριστώ τους φίλους μου Ναταλία και Θάνο για τη βοήθειά τους κυρίως στα σχεδιαστικά κομμάτια της εργασίας μου.

Τέλος, οι θερμότερες ευχαριστίες μου ανήκουν στους γονείς μου για την αμέριστη συμπαράστασή τους όλα αυτά τα χρόνια.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ - ABSTRACT

Η συγκεκριμένη εργασία έχει ως σκοπό τη διερεύνηση και τη διαστασιολόγηση οπλισμένου επιχώματος ύψους 30 μέτρων, εκλέγοντας παραμετρικές αναλύσεις που αφορούν στην αντοχή των υλικών, στη γεωμετρία και στις συνθήκες φόρτισης.

Προκειμένου να γίνουν οι διαφορετικοί γεωτεχνικοί υπολογισμοί, τα στοιχεία που αφορούν στη λιθοστρωματική διάρθρωση του υπεδάφους, οι παράμετροι αντοχής τους και η γεωμετρία της οδοποιίας λαμβάνονται από το ήδη κατασκευασμένο έργο κατά μήκος του Αυτοκινητόδρομου ΠΑΘΕ, στην περιοχή της Αγίας Μαρίνας Στυλίδας.

Η παρούσα εργασία περιλαμβάνει τις ακόλουθες ενότητες:

- i. Γεωλογικές και Γεωτεχνικές συνθήκες, σύμφωνα με την υφιστάμενη γεωλογική μελέτη και τα ευρήματα της εδαφοτεχνικής έρευνας στην περιοχή κατασκευής του Αυτοκινητόδρομου.
- ii. Παρουσίαση των γεωτεχνικών παραμέτρων των εμφανιζόμενων γεωλογικών σχηματισμών έδρασης και των υλικών του νέου επιχώματος.
- iii. Πληροφορίες για την σεισμικότητα και τη σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής.
- iv. Περιγραφή εναλλακτικών διαμορφώσεων για το οπλισμένο επιχώματα.
- v. Παραμετρική διερεύνηση του θεωρούμενου επιχώματος.
- vi. Συμπεράσματα για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου επιχώματος.
- vii. Πίνακες και διαγράμματα σε σχετικά παραρτήματα.

Το οπλισμένο επίχωμα που εξετάζεται βρίσκεται στο τμήμα Σκάρφεια – Ράχες του οδικού άξονα ΠΑΘΕ περί τη Χ.Θ. 15+500. Η υφιστάμενη οδός, που αντικαθιστά η νέα χάραξη με γενική διεύθυνση Ανατολή – Δύση, βρίσκεται στην πεδινή - παραλιακή ζώνη και διέρχεται μέσα από τους οικισμούς Στυλίδα και Καραβόμυλο. Η νέα χάραξη διέρχεται βορειότερα της υφιστάμενης και εξελίσσεται σε λοφώδεις και τοπικά ημιορεινό ανάγλυφο, παρακάμπτοντας τους οικισμούς της παραλιακής ζώνης.

Στόχος της εργασίας αυτής αποτελεί η επιλογή του καταλληλότερου τρόπου κατασκευής συγκεκριμένου επιχώματος της υπόψη νέας οδού, μέσα από συγκεκριμένες επιλύσεις που αφορούν στη βαρύτητα που έχει κάθε υπολογιστική παράμετρος, όπως η γεωμετρία του επιχώματος, η αντοχή των δανείων υλικών και η επίδραση της αντοχής των γεωσυνθετικών υλικών.

The specific paper aims to study and to measure a 30 meter in height reinforced embankment using a series of parametric analysis that deal with the resistance of materials geometrically and when charged.

In order for a range of geotechnical calculations to be carried out, data will be used from a project that has already been constructed and is located along the PATHE highway in the area of Saint Marina, Stilida. The data will include the structure of stone pavings of the subsoil, its resistance and the geometry of the road works.

This paper includes the following sections:

- i. Geological and Geotechnical conditions which are based on the existing geological study and on the study of the technical finding of the soil, that were recorded in the area where the Highway was constructed.
- ii. The presentation of the geotechnical parameters of geological base formations and the presentation of the material of the new embankment.
- iii. Information about the seismicity and the seismic dangers of the area.
- iv. A description of an alternative formation of reinforced embankment.
- v. A parametric study of the selected reinforced embankment.
- vi. Conclusion / Findings as per the dimension (s) of reinforced embankment.
- vii. Tables and Diagrams in the Appendix section.

The reinforced embankment that is being studied is located in the Skarfia-Paxes road axis PATHE, K.P. 15+500. The existing road that is being replaced by a new road work; East-West is located in a flat coastal zone and runs through the settlements of Stilida and Karavomilo. The new engraved road is slightly more to the north of the existing road and ends in hilly and semi-mountainous bas-relief, detouring the coastal zone settlements.

The aim of this study is to select the most efficient way to construct the specified reinforced embankment of the upcoming new road, by applying specific solutions that significantly concern the calculated parameters, that is the geometry of the reinforced embankment, the resistance of loan materials and the resistance reaction of the geosynthetic materials.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	1
2. ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΤΗΣ ΕΥΡΥΤΕΡΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ.....	2
2.1 Γεωμορφολογικά στοιχεία	2
2.2 Λιθολογική περιγραφή των σχηματισμών	6
2.2.1 Τεταρτογενή χαλαρά, μικτών φάσεων.....	6
2.2.2 Φλύσσης.....	6
2.2.3 Ασβεστόλιθοι	7
2.2.4 Σχιστοκερατόλιθοι	8
2.2.5 Βασικά και υπερβασικά εκρηξιγενή πετρώματα.....	8
3. ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ.....	10
4. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ ..	11
4.1 Ερευνητικές γεωτρήσεις	11
4.2 Λιθοστρωματογραφικές διαρθώσεις του χώρου έρευνας	11
4.3 Υδρογεωλογικά στοιχεία	12
4.4 Γεωτεχνικά στοιχεία βραχώδους υποβάθρου και εδαφικών υλικών κατασκευής επιχώματος	12
5. ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑ	14
5.1 Σεισμικότητα.....	14
5.2 Σεισμική επικινδυνότητα.....	21
5.3 Σεισμολογικά δεδομένα	21
5.4 Διερεύνηση ενεργών ρηγμάτων	23
5.5 Συμπεράσματα Σεισμικότητας της περιοχής ενδιαφέροντος	25
5.6 Κατηγοριοποίηση Εδαφών	25
6. ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ – ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ	28
6.1 Επιχώματα.....	28
6.1.1 Γενικά στοιχεία	28
6.1.2 Υλικά επιχώματος.....	28
6.1.3 Συνθήκες έδρασης	30
6.2 Οπλισμένα επιχώματα	31
6.2.1 Ορισμοί.....	31
6.2.2 Πλεονεκτήματα	32
6.2.3 Όπλιση πρανών	33

6.2.4	Επιφανειακή ευστάθεια	33
6.3	Κατασκευή επιχώματων	34
7.	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ	37
7.1	Τιμές σχεδιασμού και σχετικές παραδοχές	37
7.2	Επιλύσεις ευστάθειας που πραγματοποιήθηκαν στο επίχωμα	42
7.2.1	Περιστροφική Ολίσθηση (Rotational Analysis).....	42
7.2.2	Επίπεδη ολίσθηση κατά μήκος κάθε λωρίδας οπλισμού (Translational Analysis)	43
7.2.3	Ολίσθηση σε μικτή διεπιφάνεια περιβάλλουσα το οπλισμένο επίχωμα (3 - Part Wedge Analysis) που μπορεί να εισέρχεται στο υπέδαφος θεμελίωσης (συντηρητική θεώρηση).....	43
7.2.4	Σχολιασμοί των αναλύσεων	44
8.	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΠΟΥ ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΘΗΚΑΝ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	48
8.1	Αποτελέσματα ελέγχων ευστάθειας για κάθε πιθανό σενάριο	48
8.2	Επίδραση της εσωτερικής γωνίας ϕ	54
8.3	Επίδραση της συνοχής c	57
9.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	60
10.	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	62
11.	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ	
	I. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ I Τυπικές διατομές οπλισμένου επιχώματος	
	II. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ II Αναλυτικοί πίνακες ελέγχων ευστάθειας	
	III. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ III Αποτελέσματα γεωτεχνικών υπολογισμών	

ΛΙΣΤΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 2.1 Γεωγραφική θέση του χώρου έρευνας	2
Σχήμα 2.2 Γεωτεκτονικές ζώνες της Ελλάδας, (κατά . JACOBSHAGEN,1979)	4
Σχήμα 2.3 Διακριτοί σχηματισμοί διαφορετικών φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών που παρατηρούνται: L:Ασβεστόλιθοι, F: Φλύσχης, sh: Κερατόλιθοι και πηλίτες, δ: Υπερβασικά πετρώματα (Περιδοτίτες), f-c: Νεογενείς αποθέσεις μικτών φάσεων, f,c-l :Τεταρτογενή χαλαρά	5
Σχήμα 5.1 Κύριες σεισμοτεκτονικές ιδιότητες του χώρου του Αιγαίου και των γύρω περιοχών (Parazachos et al 1986)	14
Σχήμα 5.2 Χάρτης κατανομής οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης με πιθανότητα υπέρβασης 90% τα επόμενα 50 χρόνια	22
Σχήμα 5.3 Οι τρεις κατηγορίες (III, II, I) ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας στις οποίες χωρίσθηκε ο Ελληνικός χώρος, σύμφωνα με τις πλέον πρόσφατες τροποποιήσεις του ΕΑΚ2000 το 2003, λόγω αναθεώρησης του χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας	23
Σχήμα 5.4 Απόσπασμα του Σεισμοτεκτονικού Χάρτη της Ελλάδας (Ι.Γ.Μ.Ε. 1989, κλίμακα 1:500.000)	24
Σχήμα 5.5 Δορυφορική εικόνα (LANDSAT 7) της ευρύτερης περιοχής μελέτης	25
Σχήμα 6.1 Τυπική διατομή οπλισμένης γης για διπλή χρήση, δηλαδή, αντιστήριξη πρανούς και διέλευση οδού (Ο.Μ.Ο.Ε., 2003)	31
Σχήμα 7.1 Πιθανά σενάρια που ελέγχθηκαν.....	41
Σχήμα 7.2 Επίπεδη ολίσθηση κατά μήκος κάθε λωρίδας οπλισμού.....	43
Σχήμα 7.3 Ολίσθηση σε μικτή διεπιφάνεια περιβάλλουσα το οπλισμένο επίχωμα	43

ΛΙΣΤΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 4.1 Γενικά στοιχεία ερευνητικών γεωτρήσεων	11
Πίνακας 4.2 Γεωτεχνικές παράμετροι ασβεστόλιθου.....	13
Πίνακας 5.1 Σεισμοί περιοχής μεταξύ 38° 30' και 39° 20' γεωγραφικό πλάτος και 22° 00' και 23° 15' γεωγραφικό μήκος (δηλαδή σε ζώνη με κέντρο αυτό του χώρου έρευνας και ακτίνα περίπου 50km)	16
Πίνακας 5.2 Σεισμοί μεγέθους 5,5 R στην περιοχή μεταξύ 38° 30' και 39° 20' γεωγραφικό πλάτος και 22° 00' και 23° 15' γεωγραφικό μήκος (δηλαδή σε ζώνη με κέντρο αυτό του χώρου έρευνας και ακτίνα περίπου 50km).....	20
Πίνακας 6.1 Κατάταξη καταλληλότητας εδαφικών υλικών για κατασκευή επιχωμάτων (Ο.Μ.Ο.Ε.,2003)	29
Πίνακας 6.2 Ταξινόμηση γαιωδών εδαφικών υλικών για την κατασκευή σώματος επιχωμάτων (δεν περιλαμβάνονται βραχώδη προϊόντα) (Ο.Μ.Ο.Ε., 2003).....	30
Πίνακας 6.3 Έλεγχοι ευστάθειας πρανών επιχωμάτων (Ο.Μ.Ο.Ε., 2003) .	33
Πίνακας 7.1 Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας σε συνάρτηση με τον υποέλεγχο συνδυασμό φορτίσεων.....	40
Πίνακας 7.2 Πρόσθετοι μειωτικοί συντελεστές ασφαλείας για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου επιχώματος.....	45
Πίνακας 8.1 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για στατικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 1:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c	49
Πίνακας 8.2 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για στατικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 2:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c	49
Πίνακας 8.3 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για στατικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 3:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c	50
Πίνακας 8.4 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για σεισμικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 1:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c	50
Πίνακας 8.5 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για σεισμικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 2:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c	51

Πίνακας 8.6 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για σεισμικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 3:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c	51
Πίνακας 8.7 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή συνοχής $c = 0$ kPa, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης	54
Πίνακας 8.8 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή συνοχής $c = 5$ kPa, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης	55
Πίνακας 8.9 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή συνοχής $c = 10$ kPa, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης	55
Πίνακας 8.10 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή γωνίας εσωτερικής τριβής $\varphi = 25^\circ$, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης	57
Πίνακας 8.11 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή γωνίας εσωτερικής τριβής $\varphi = 30^\circ$, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης	58
Πίνακας 8.12 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή γωνίας εσωτερικής τριβής $\varphi = 35^\circ$, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης	58

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Ο οδικός άξονας στον οποίο κατασκευάζεται το οπλισμένο επίχωμα που μελετάται έχει σκοπό την αναβάθμιση του ΠΑΘΕ στην ευρύτερη περιοχή της Αγίας Μαρίας Στυλίδας. Η γενική διεύθυνση του έργου είναι Ανατολή – Δύση και η υφιστάμενη οδός εξελίσσεται στην πεδινή – παραλιακή ζώνη και διέρχεται μέσα από τους οικισμούς Στυλίδα και Καραβόμυλο.

Η νέα χάραξη του ΠΑΘΕ διέρχεται βορειότερα της υφιστάμενης Ε. Ο. και εξελίσσεται σε λοφώδεις και τοπικά ημιορεινές περιοχές, παρακάμπτοντας τους προαναφερθέντες οικισμούς. Το μήκος της νέας αυτής παράκαμψης της παραλιακής οδού είναι περίπου 19,2 Km.

Το οπλισμένο επίχωμα του συγκεκριμένου οδικού άξονα έχει μέγιστο ύψος $h=30,00m$ περίπου και η κατασκευή του σχεδιάζεται με χρήση κατάλληλων γεωσυνθετικών υλικών (γεωπλεγμάτων τυπικής εφελκυστικής αντοχής 110 kN/m) και κατάλληλου υλικού επίχωσης.

Στην εν λόγω εργασία πραγματοποιήθηκαν γεωτεχνικοί έλεγχοι αναφορικά με την ευστάθεια του επιχώματος για τον ακριβή προσδιορισμό της τελικής διαστασιολόγησης αυτού. Για το σκοπό αυτό, εξετάζεται παραμετρικά η βαρύτητα της κάθε παραμέτρου σχεδιασμού, όπως:

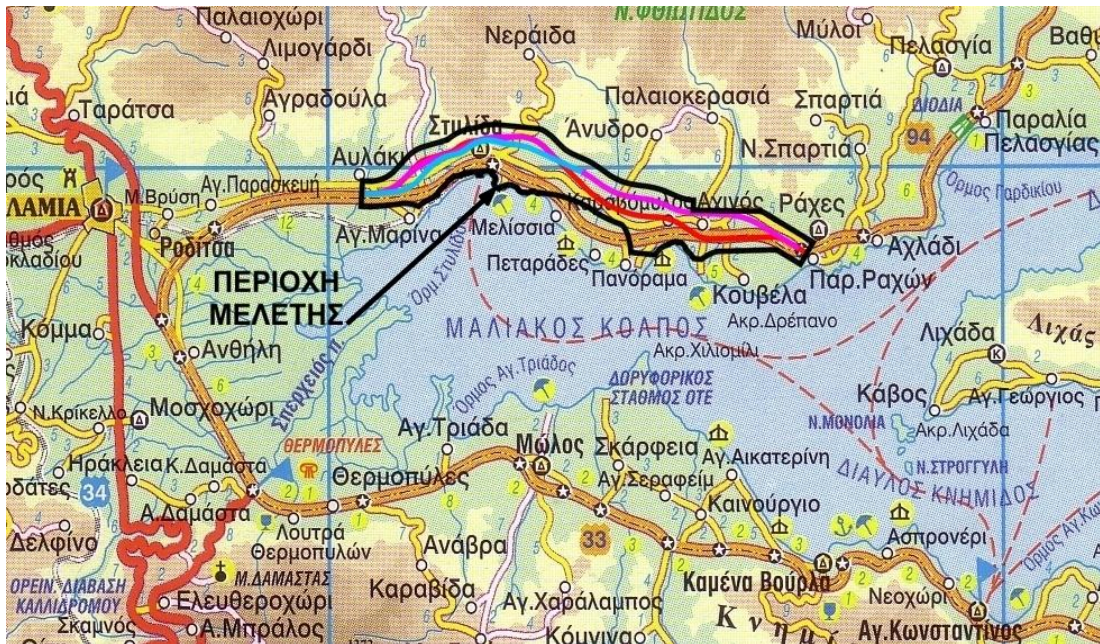
- η γωνία εσωτερικής τριβής
- η συνοχή και
- η κλίση του πρανούς

Για την πραγματοποίηση των στόχων της έρευνας αυτής, μελετήθηκαν αρχικά οι γεωμορφολογικές συνθήκες της περιοχής, η σεισμικότητα αυτής και οι γεωτεχνικές συνθήκες των σχηματισμών τόσο στο χώρο θεμελίωσης όσο και στο χώρο δανειοδότησης των υλικών κατασκευής. Με βάση τις γεωτεχνικές παραμέτρους που επιλέχθηκαν διαμορφώθηκαν τα διάφορα «σενάρια» διερεύνησης του επιχώματος που μελετήθηκε και προέκυψε η βαρύτητα της κάθε παραμέτρου.

2. ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΤΗΣ ΕΥΡΥΤΕΡΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

2.1 Γεωμορφολογικά στοιχεία

Το συγκεκριμένο κεφάλαιο αναφέρεται στη μορφολογία του χώρου αλλά και στη γεωλογική δομή της ζώνης διέλευσης του τμήματος του δρόμου, στον οποίο εντάσσεται το τεχνικό έργο που μελετάται.



Σχήμα 2.1 Γεωγραφική θέση του χώρου έρευνας

Αναλυτικότερα, η περιοχή του οδικού έργου Στυλίδα - Ράχες στο οποίο εντάσσεται το επίχωμα που μελετήθηκε, στο μεγαλύτερο τουλάχιστον μέρος της είναι λοφώδης, καθώς η χάραξη διέρχεται από τις νότιες παρυφές των ορεινών όγκων προς τη θάλασσα, με εξαίρεση τα τμήματα στην αρχή της χάραξης πριν τη Στυλίδα αλλά και στο τέλος αυτής μετά τις Ράχες, όπου η χάραξη διέρχεται από πεδινές περιοχές αλλουβιακών ριπιδίων και ποτάμιων αποθέσεων. (Σχήμα 2.1)

Η έντονη διάβρωση των σχηματισμών των ορεινών όγκων έχει δημιουργήσει εκτεταμένα αλλουβιακά ριπίδια που αναπτύσσονται ακτινωτά από την πηγή τροφοδοσίας προς την θάλασσα. (Βελισσαρίου, 2006) Σύμφωνα με την ίδια πηγή, η αποσάθρωση – διάβρωση των περιδοπιτών

στο δυτικό μέρος της περιοχής δημιουργεί λοφώδες ανάγλυφο με συχνά σημαντικό πάχος μανδύα αποσάθρωσης και διευρυμένες κοίτες χειμάρρων με απόθεση ποταμοχειμάρων αποθέσεων.

Τα υψόμετρα της περιοχής μελέτης κυμαίνονται από 0 – 350 m, αλλά ειδικότερα, η χάραξη διέρχεται από περιοχές με υψόμετρα 15 – 260 m.

Οι μισγάγγειες της περιοχής μελέτης ακολουθούν κυρίως διεύθυνση Β – Ν, ενώ οι ορεινοί όγκοι διαμορφώνονται συχνά με μεγάλο άξονα διεύθυνσης Α – Δ ως ΒΔ – ΝΑ. Αυτές οι διευθύνσεις των ορίων των ορεινών όγκων σχετίζονται με το τεκτονικό καθεστώς εφελκυσμού του Μαλιακού κόλπου. Χαράδρες με διεύθυνση ΝΔ – ΒΑ εμφανίζονται, επίσης, συνήθως μικρού μήκους, καθώς και κλειστές κοιλάδες με διεύθυνση Α – Δ ως ΒΔ - ΝΑ τις οποίες εκμεταλλεύεται η μελέτη οδοποιίας, ειδικά στις περιοχές των περιδοτιών.

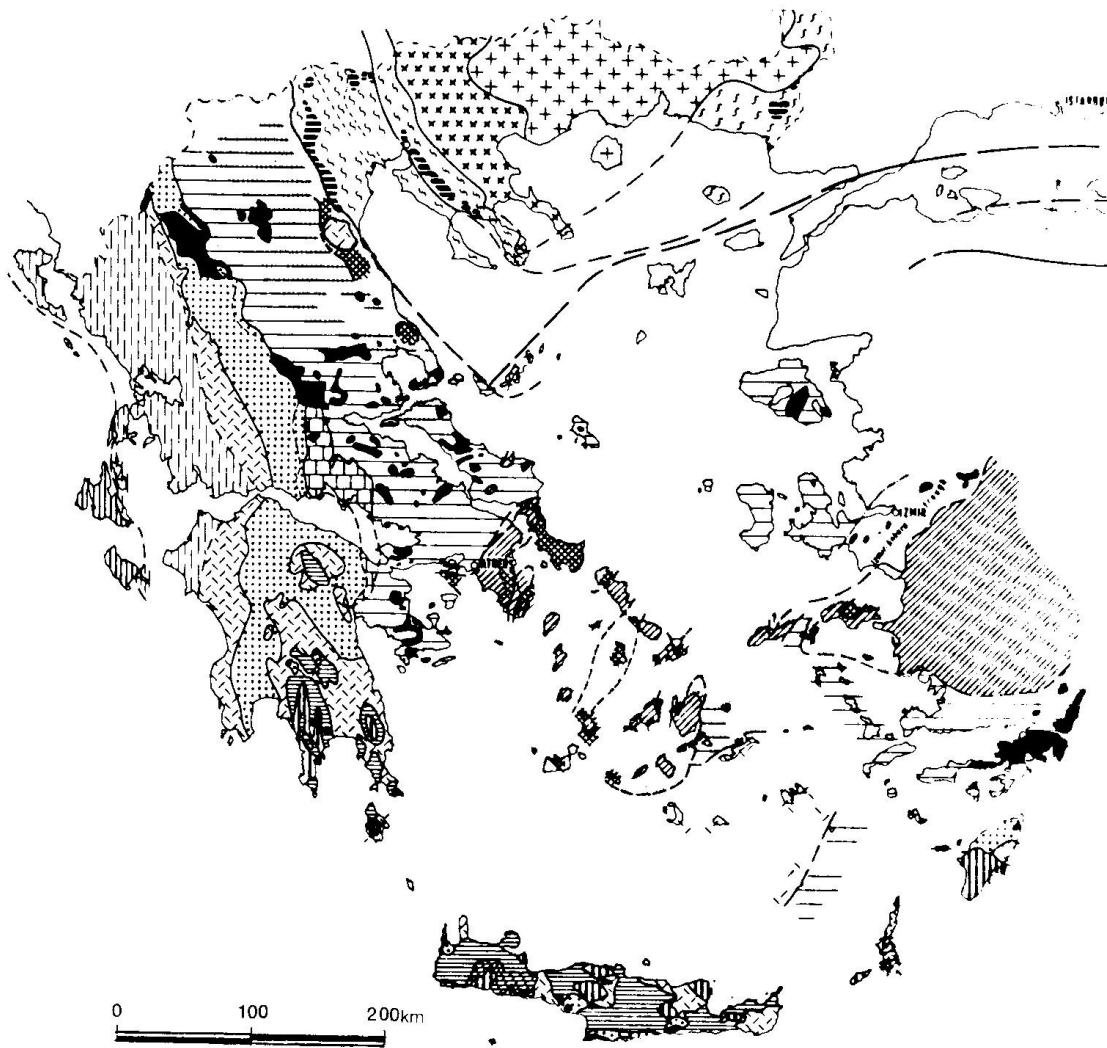
Το υδρογραφικό δίκτυο αναπτύσσεται παράλληλα στους προσανατολισμούς που αναφέρθηκαν και κυρίως στον προσανατολισμό Β – Ν με μεγάλο μήκος δημιουργώντας κλάδους ως 3^{ης} τάξης συνήθως, ενώ δευτερευόντως αναπτύσσεται με προσανατολισμό Α – Δ ως ΒΔ - ΝΑ με μικρότερου μήκους κλάδους 2^{ης} τάξης, και τέλος με προσανατολισμό ΝΔ – ΒΑ εμφανίζονται μεμονωμένοι κλάδοι 1^{ης} τάξης, μικρού μήκους.

Αναφορικά με τις κλίσεις του ανάγλυφου, αυτές κυμαίνονται από 15 - 50% για τις περιοχές των ασβεστολιθικών, κερατολιθικών όγκων, 10 - 27% για τις λοφώδεις περιοχές περιδοτιών, 7 - 15% για τις περιοχές αλλουβιακών ριπιδίων, 2 – 5% για τους κώνους κορημάτων και 2 – 3% για τις ποτάμιες αποθέσεις.

Από γεωλογικής άποψης και σύμφωνα με την διαίρεση του Ελλαδικού χώρου σε γεωτεκτονικές ζώνες (Σχήμα 2.2), στην ευρύτερη περιοχή της μελέτης συναντώνται οι γεωλογικοί σχηματισμοί που ανήκουν στους μη μεταμορφωμένους της Πελαγονικής ζώνης.

Η Πελαγονική ζώνη περιλαμβάνει τους σχηματισμούς, (Βελισσαρίου, 2006) που από τους παλαιότερους προς τους νεότερους είναι:

1. Παλαιοζωικό κρυσταλλικό υπόβαθρο.
2. Νεοπαλαιοζωικοί ημιμεταμορφωμένοι, κυρίως κλαστικοί, σχηματισμοί.



Χάρτης των γεωτεκτονικών ζωνών του ελλαδικού χώρου. (Κατά V. JACOBSHAGEN et al., 1978 In V. JACOBSHAGEN, 1979).

ΠΡΟΧΩΡΑ

- ▨ Προαπούλια ζώνη.
- ▨ Σειρά Πλακωδών ασβεστόλιθων (Plattenkalk).

ΔΥΤΙΚΑ ΕΛΛΗΝΙΚΑ ΚΑΛΥΜΜΑΤΑ

- ▨ Ιόνια ζώνη.
- ▨ Ζώνη Γαβρόβου - Τρίπολης.
- ▨ Φυλλιτική - Χαλαζιτική σειρά.
- ▨ Ενότητα Τρύπαλι.

ΚΕΝΤΡΙΚΑ ΕΛΛΗΝΙΚΑ ΚΑΛΥΜΜΑΤΑ

- ▨ Πελαγονική και Μαλιακή ζώνη και καλύμματα Λυκίας.
- ▨ Ζώνη Παρνασσού.
- ▨ Ζώνη Πίνδου.
- ▨ Βοιωτική σειρά.

ΕΝΔΙΑΜΕΣΕΣ ΚΡΥΣΤΑΛΛΙΚΕΣ ΜΑΖΕΣ

- ▨ Περιοχές μεταμορφωμένων πετρωμάτων.
- ▨ Ενότητες κυανοσχιστόλιθων.
- ▨ Κατώτερες Ενότητες των Κυκλάδων και του συμπλέγματος Menderes.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΑ ΕΛΛΗΝΙΚΑ ΚΑΛΥΜΜΑΤΑ

- ▨ Οφιόλιθοι και οφιολιθικά melange.
- ▨ Ζώνη Αξιού.
- ▨ Περιοδοπική ζώνη.

ΟΠΙΣΘΟΧΩΡΑ

- ▨ Σερβομακεδονική μάζα.
- ▨ Μάζα Ροδόπης.
- ▨ Τεκτονικό όριο ορατό.
- ▨ Τεκτονικό όριο πιθανό.
- ▨ Όριο ζωνών.

Σχήμα 2.2 Γεωτεκτονικές ζώνες της Ελλάδας, (κατά . JACOBSHAGEN, 1979)

3. Σχηματισμοί κατώτερου-μέσου Τριαδικού που αποτελούνται από κλαστικούς σχηματισμούς, εκρηξιγενή πετρώματα και ασβεστολίθους.
4. Μη μεταμορφωμένοι ανθρακικοί σχηματισμοί (Αν. Τριαδικού-Αν. Ιουρασικού).
5. Επωθημένες μεγάλες μάζες οφιολιθικών πετρωμάτων, πάνω στους προηγούμενους σχηματισμούς, που συνοδεύονται από ιζήματα βαθιάς θάλασσας.
6. Επικλυσιγενείς ασβεστόλιθοι (Αν. Κρητιδικό)
7. Ιζήματα φλύσχη.

Από τους σχηματισμούς αυτούς, σύμφωνα με τον Γεωτεχνικό χάρτη Ελλάδος, 1989, η ευρύτερη περιοχή έρευνας δομείται από ασβεστόλιθους, κερατόλιθους, περιδοτίτες, φλύσχες και τεταρτογενείς αποθέσεις (αλλουβιακά ριπίδια και αποθέσεις, κώνοι κορημάτων, κ.λπ.).

Στην ευρύτερη περιοχή μελέτης κατά το Τεταρτογενές, η έντονη διάβρωση των πετρωμάτων δημιούργησε εκτεταμένα αλλουβιακά ριπίδια σημαντικού πάχους που καταλαμβάνουν τα Βόρεια παράλια του Μαλιακού κόλπου.



Σχήμα 2.3 Διακριτοί σχηματισμοί διαφορετικών φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών που παρατηρούνται: L: Ασβεστόλιθοι, F: Φλύσχη, sh: Κερατόλιθοι και πηλίτες, δ: Υπερβασικά πετρώματα (Περιδοτίτες), f-c: Νεογενείς αποθέσεις μικτών φάσεων, f,c-l : Τεταρτογενή χαλαρά

Όσον αφορά στην υδρογεωλογία της περιοχής, οι σχηματισμοί που συναντώνται στην ευρύτερη περιοχή χαρακτηρίζονται ως εξής: ποτάμιες αποθέσεις, οι κώνοι κορημάτων, αλλουβιακά ριπίδια, ιζήματα φλύσχη, ανθρακικά ιζήματα, πυριτικά ιζήματα και σχιστοκερατόλιθοι.

2.2 Λιθολογική περιγραφή των σχηματισμών

Αναλυτικά, για τον κάθε σχηματισμό διαπιστώνονται τα ακόλουθα από γεωλογικής πλευράς:

2.2.1 Τεταρτογενή χαλαρά, μικτών φάσεων

Αργιλοίλυες, αμμοίλυες, άμμοι, ψηφίδες, χάλικες και κροκάλες ποικίλης διαβάθμισης και σε κυμαινόμενα ποσοστά. Αποτελούν αποθέσεις χαμηλών περιοχών, κοιλάδων, χειμάρρων και προέρχονται από τη διάβρωση και απόπλυση παλαιότερων σχηματισμών ποικίλης σύστασης. Έχουν συχνά σημαντικό πάχος και παρουσιάζουν συχνές και ταχείες μεταβολές της λιθολογικής σύστασης και κοκκομετρίας κατά την οριζόντια και κατακόρυφη εξάπλωση του σχηματισμού.

Λόγω της εκτεταμένης επιφανειακής τους εξάπλωσης φιλοξενούν μεγάλο αριθμό οικισμών στην περιοχή και ενίοτε εμφανίζουν γεωτεχνικά προβλήματα καθιζήσεων και εδαφικών μετακινήσεων. Είναι επιδεκτικά ευχερούς διάβρωσης και απόπλυσης.

Τα φυσικά και μηχανικά τους χαρακτηριστικά ποικίλουν ανάλογα με την επί μέρους λιθολογική τους σύσταση και κοκκομετρία, ενώ η συμπεριφορά τους ελέγχεται εκτός των ανωτέρω και από το πάχος των αποθέσεων και τη κλίση του εδάφους (ιδιαίτερα στις δυναμικές φορτίσεις). Παρουσιάζουν ταχείες πλευρικές μεταβολές στη λιθολογική σύσταση, που συνεπάγονται, σε μακροκλίμακα, ισχυρή ανισοτροπία στη μηχανική συμπεριφορά του σχηματισμού.

2.2.2 Φλύσχης

Εναλλαγές κυρίως ιλυολίθων και ψαμμιτών, αλλά και κροκαλοπαγών ή ασβεστόλιθων τοπικά. Πρόκειται για θαλάσσια ιζήματα, πάχους κατά θέσεις μεγαλύτερου των 2000 m. Σχηματισμός συνήθως λεπτοστρωματώδης, ή και με ψαμμιτικούς πάγκους 0,5 – 1 m. Σε

μακροκλίμακα είναι σχηματισμός στεγανός και επιτρέπει την εκδήλωση μικροπηγών, συνήθως μεταξύ κερματισμένου πετρώματος ή μανδύα αποσάθρωσης και υγιούς πετρώματος. Τα επιφανειακά στρώματα εμφανίζουν κατά κανόνα μέτρια – ισχυρή αποσάθρωση και έντονη δευτερογενή χαλάρωση, που οδηγούν στη δημιουργία μανδύα αποσάθρωσης κυμαινόμενου πάχους. Κατολισθητικά φαινόμενα εκδηλώνονται με ιδιαίτερη συχνότητα, συνήθως όμως επηρεάζουν τον μανδύα και την ανώτερη ζώνη κερματισμού των στρωμάτων. Χαρακτηρίζεται, δηλαδή, από έκδηλη αστάθεια, που συνδέεται κυρίως από τις συχνές ετερογενείς επαφές των στρωμάτων και τις ισχυρές κλίσεις αυτών, σε συνδυασμό με το έντονο ανάγλυφο των περιοχών εξάπλωσης και τη δράση του νερού. Η μηχανική συμπεριφορά γενικότερα, παρουσιάζει σαφή ανισοτροπία και ταχείες μεταβολές που ελέγχονται από το βαθμό χαλάρωσης των στρωμάτων (αποσάθρωση – κερματισμός), τον προσανατολισμό των ασυνεχειών, την κλίση του πρσανούς, καθώς και την δράση του νερού.

2.2.3 Ασβεστόλιθοι

Συμπαγείς, μεσοστρωματώδεις έως λεπτοπλακώδεις ποικίλης απόχρωσης. Συνήθως έντονα καρστικοποιημένοι στα επιφανειακά στρώματα και διαρρηγμένοι. Το πάχος τους κυμαίνεται μεταξύ δεκάδων και πολλών εκατοντάδων μέτρων. Χαρακτηρίζονται από μέτρια έως υψηλή δευτερογενή περατότητα και υψηλές τιμές μηχανικών αντοχών του ασβεστολιθικού υλικού, ενώ η συμπεριφορά της βραχόμαζας είναι συνήθως ικανοποιητική για τη θεμελίωση τεχνικών έργων.

Αστοχίες στα πρνή παρατηρούνται συνήθως ως καταπτώσεις βραχωδών μαζών στις περιπτώσεις ισχυρών κλίσεων και αυξημένης δευτερογενούς χαλάρωσης της βραχόμαζας ή διατάραξης της φυσικής ισορροπίας και δυναμικών φορτίσεων. Αστοχίες στα πρνή παρατηρούνται συνήθως ως καταπτώσεις βραχωδών τεμαχών. Η αφθονία και η καταλληλότητά τους σε ποικίλες χρήσεις (για αδρανή ως πρώτη ύλη για παραγωγή τσιμέντου κ.α.), καθιστούν τους σχηματισμούς αυτούς πολλαπλά χρήσιμους .

2.2.4 Σχιστοκερατόλιθοι

Λεπτές εναλλαγές κυρίως κερατολίθων και αργιλικών σχιστολίθων με αραιές ενστρώσεις κατά θέσεις ασβεστολίθων και ψαμμιτών. Έντονα κερματισμένοι και πολυπτυχωμένοι, με πάχος συνήθως μέχρι λίγες εκατοντάδες μέτρων και χαμηλή έως μέτρια υδατοπερατότητα. Παρουσιάζουν χαρακτηριστικές μορφές πλαστικής παραμόρφωσης των στρωμάτων από την άσκηση ισχυρών οριζοντίων τεκτονικών πιέσεων. Τα ανώτερα (επιφανειακά) στρώματα είναι συνήθως έντονα αποσαθρωμένα (μανδύας σημαντικού πάχους) και χαλαρωμένα, συχνά μέχρι σημαντικού βάθους. Η χαλάρωση είναι δευτερογενής και συνδέεται συνήθως με την πυκνότητα διάρρηξη, τη λεπτοστρωματώδη δομή, την τεκτονική καταπόνηση και τη δράση του νερού και των αποσαθρωτικών παραγόντων. Πηγές μικρής παροχής είναι δυνατόν να εκδηλωθούν μεταξύ μανδύα και μητρικού πετρώματος.

Τα φυσικά πρηνή υπόκεινται σε ευχερή διάβρωση, ενώ τα τεχνητά πρηνή απαιτούν ηπιότερες κλίσεις ή αντιστήριξη. Η μηχανική συμπεριφορά της βραχομάζας στα πρηνή χαρακτηρίζεται από σχετικά χαμηλή διατμητική αντοχή, η αντοχή όμως σε θλίψη είναι ικανοποιητική. Κατολισθητικά φαινόμενα μικρού συνήθως βάθους εκδηλώνονται κυρίως στον παχύ μανδύα και τη ζώνη κερματισμού του σχηματισμού.

2.2.5 Βασικά και υπερβασικά εκρηξιγενή πετρώματα

Οφιόλιθοι, κυρίως περιδοτίτες, συνήθως έντονα διερρηγμένοι και τεκτονικά καταπονημένοι. Συχνά εμφανίζονται στα ανώτερα τμήματα έντονα εξαλλοιωμένοι και αποσαθρωμένοι καλυπτόμενοι από παχύ μανδύα αποσάθρωσης. Είναι γενικά στεγανοί σχηματισμοί, οι έντονα όμως διερρηγμένες ζώνες παρουσιάζουν αυξημένη δευτερογενή περατότητα. Τα φυσικά πρηνή παραμένουν ευσταθή και με ισχυρές κλίσεις ενώ οι εδαφικές κινήσεις συνήθως περιορίζονται στον μανδύα και είναι τοπικής κλίμακας. Ιδιαίτερο χαρακτηριστικό της μηχανικής συμπεριφοράς είναι η εμφάνιση εντός της βραχομάζας λείων επιφανειών κατά μήκος ζωνών διάρρηξης ή διακλάσεων και η ανάπτυξη τάσεων ολίσθησης τοπικού συνήθως χαρακτήρα. Οι διεργασίες αυτές διευκολύνονται από τις δευτερογενείς

ορυκτολογικές αλλοιώσεις των πρωτογενών ορυκτών (ολιβίνη-πυροξένων) και τις μηχανικές παραμορφώσεις λόγω των ισχυρών εφαπτομενικών πιέσεων που έχουν ασκηθεί.

Η ανάπτυξη των ανωτέρω τάσεων είναι δυνατή στις περιπτώσεις χαλάρωσης της βραχομάζας και την διάνοιξη τεχνητών πρυνών όταν διαταράσσονται οι συνθήκες φυσικής ισορροπίας. Οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών επηρεάζονται καθοριστικά από την φυσική κατάσταση της βραχομάζας.

3. ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

Στην περιοχή που θα κατασκευαστεί το οπλισμένο επίχωμα, κυριαρχεί ο βραχώδης σχηματισμός των γκρίζων ασβεστόλιθων, ο οποίος εμφανίζεται γενικώς υγιής έως ελαφρά αποσαθρωμένος και ασθενής έως μέτρια κερματισμένος. Συναντήθηκαν επίσης και επιφανειακά γαιώδη (αμμοχαλικώδη) εδαφικά υλικά περί το μέσον της μισγάγγειας. Το επίχωμα εδράζεται στο βραχώδη σχηματισμό των γκρίζων ασβεστόλιθων.

Αναλυτικότερα, με βάση την γεωλογική μελέτη της περιοχής (Α. Βελισσαρίου, 2006), στο τμήμα του επιχώματος, εμφανίζονται μεσοστρωματώδεις ασβεστόλιθοι, οι οποίοι σε μικρό τμήμα τους καλύπτονται από ιλυώδη αμμοχάλικα. Πρόκειται για βραχώδη σχηματισμό με μικρό κερματισμό και πυκνό σύστημα συνεχειών. Η ταξινόμηση της βραχομάζας που περιγράφηκε και σύμφωνα με το σύστημα GSI δίνει στους ασβεστόλιθους τιμές που κυμαίνονται μεταξύ 37 και 50. Έτσι, η αντοχή της βραχομάζας προσδιορίστηκε $\sigma_{ci} = 45,8-79,7$ MPa και οι επί μέρους παράμετροι $m_i = 8 - 12$, $d = 0,50 - 0,80$. Οι σχετικές παράμετροι αντοχής της βραχομάζας από την εφαρμογή του Κριτηρίου Hoek-Brown (κριτήριο υπολογισμού των παραμέτρων ενεργούς γωνίας τριβής και συνοχής βραχομάζας) λαμβάνουν τιμές $\phi = 45^\circ$ $c = 120,0$ KPa και $\gamma = 26,0$ KN/m³. Η εκσκαφή του σχηματισμού προβλέπεται να γίνει με εκρηκτικά.

4. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

4.1 Ερευνητικές γεωτρήσεις

Οι γεωτρήσεις που έγιναν στην συγκεκριμένη περιοχή δίνουν πιο συγκεκριμένα τη στρωματογραφία του εδάφους. Το βάθος διάτρησης, οι συντεταγμένες τους και το απόλυτο υψόμετρο του εδάφους δίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 4.1 Γενικά στοιχεία ερευνητικών γεωτρήσεων

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΘΟΣ ΔΙΑΤΡΗΣΗΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ (m)	ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ		ΑΠΟΛΥΤΟ ΥΨΟΜΕΤΡΟ (m)
		X	Y	
A/A				
NT3	20,0	378165,0	4308163,0	+90,0
NT4	30,0	378197,0	4308168,0	+81,0
NT5	30,0	378234,0	4308159,0	+81,8
NT6	30,0	378192,0	4308156,0	+78,5

4.2 Λιθοστρωματογραφικές διαρθώσεις του χώρου έρευνας

Η λιθοστρωματογραφία του υπεδάφους κατά μήκος της εξεταζόμενης περιοχής κατασκευής του οπλισμένου επιχώματος είναι η ακόλουθη, σύμφωνα με τα δεδομένα των ερευνητικών γεωτρήσεων που αναπτύχθηκαν. (Κολλιός, 2009)

- Στο μέσον περίπου της μισγάγγειας και επιφανειακά και μέχρι βάθος 1÷2m από την επιφάνεια συναντώνται γωνιώδη χαλίκια και κροκάλες ασβεστολιθικής προέλευσης με κυμαινόμενο ποσοστό άμμου και λεπτόκοκκων έως αργιλώδεις χάλικες ή και αμμοχάλικο, καστανού - καστανέρυθρου χρώματος, πολύ πυκνό (κατάταξη κατά USCS : GC).

Τα υλικά αυτά θα αφαιρεθούν για την ασφαλή έδραση του οπλισμένου επιχώματος απ' ευθείας στο βραχώδες υπόβαθρο.

- Αμέσως βαθύτερα συναντάται το βραχώδες υπόβαθρο της περιοχής, το οποίο συνίσταται από ασβεστολίθους, γκρίζου - τεφρού χρώματος, υγείς έως πολύ ελαφρά ή και ελαφρά αποσαθρωμένους, λίγο έως μέτρια διακλασμένους έως κατά θέσεις αρκετά διακλασμένους. Οι διεπιφάνειες των ασυνεχειών τους είναι ανοιχτές, επίπεδες έως ελαφρά κλιμακωτές, ελαφρά τραχείες - τραχείες, λίγο έως έντονα οξειδωμένες, με films κατακλασμένου υλικού και με films ιλυώδους αργίλου, καστανέρυθρου χρώματος.

4.3 Υδρογεωλογικά στοιχεία

Στη γεωτρηκτική έρευνα που πραγματοποιήθηκε εξετάστηκε ο σχηματισμός μέχρι το βάθος των 30 m και δεν εντοπίστηκε ο υπόγειος υδάτινος ορίζοντας, με εξαίρεση μόνον μια γεώτρηση τη NT3, όπου συναντήθηκαν υπόγεια ύδατα σε βάθος 9,40m από την επιφάνεια. Τα νερά φαίνεται ότι συνιστούν έναν προσωρινό ορίζοντα που οφείλεται στα νερά που χρησιμοποιούνται κατά τη διάτρησή της γεώτρησης, αφού σε καμία άλλη γεώτρηση τόσο της γέφυρας T4, όσο και στην ευρύτερη περιοχή δεν εντοπίστηκαν υπόγεια νερά στις γεωτρήσεις. Από τα παραπάνω, λοιπόν, εκτιμάται ότι δεν διαμορφώνεται κάποιος μόνιμος υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας που να επηρεάζει τις συνθήκες κατασκευής και την λειτουργία του νέου οπλισμένου επιχώματος.

4.4 Γεωτεχνικά στοιχεία βραχώδους υποβάθρου και εδαφικών υλικών κατασκευής επιχώματος

Στη συνέχεια, δίνονται οι κρίσιμες γεωτεχνικές παράμετροι του εμφανιζόμενου, ασβεστολιθικού σχηματισμού, οι οποίες αφορούν κυρίως στη διατμητική του αντοχή και στην ενδεχόμενη παραμορφωσιμότητά του. Αυτές, προσδιορίστηκαν σύμφωνα με τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής και βραχομηχανικής που εκτελέστηκαν σε δείγματα των γεωτρήσεων και με βάση τις προσεγγίσεις από διεθνή

βιβλιογραφία. Τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών δίνονται συγκεντρωτικά στον πίνακα 4.2.

Πίνακας 4.2 Γεωτεχνικές παράμετροι ασβεστόλιθου

ΕΝΟΤΗΤΑ		ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ γ (KN/m ³)	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ		ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ		ΣΥΜΠΙΕΣΤΟ ΤΗΤΑ Em (MPa)	ΑΝΤΟΧΗ ΥΓΙΟΥΣ ΠΕΤΡΩΜΑΤΟΣ σ_{ci} (MPa)
A/A	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ		ΓΩΝΙΑ (°)	ΣΥΝΟΧΗ (KPa)	ΓΩΝΙΑ (°)	ΣΥΝΟΧΗ (KPa)		
Στρώμα II	ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΙ υγιείς έως πολύ ελαφρά και ελαφρά αποσαθρωμένοι	26,0	45,0	120	39,6	15	>4000	62,75

Με βάση των προηγούμενο πίνακα 4.2, διαπιστώνεται οι κρίσιμες γεωτεχνικές παράμετροι διατμητικής αντοχής του ασβεστολιθικού σχηματισμού στην γενική περιοχή του έργου, κατά παραδοχή, είναι οι παρακάτω:

Γωνία εσωτερικής τριβής: $\phi = 45^\circ$

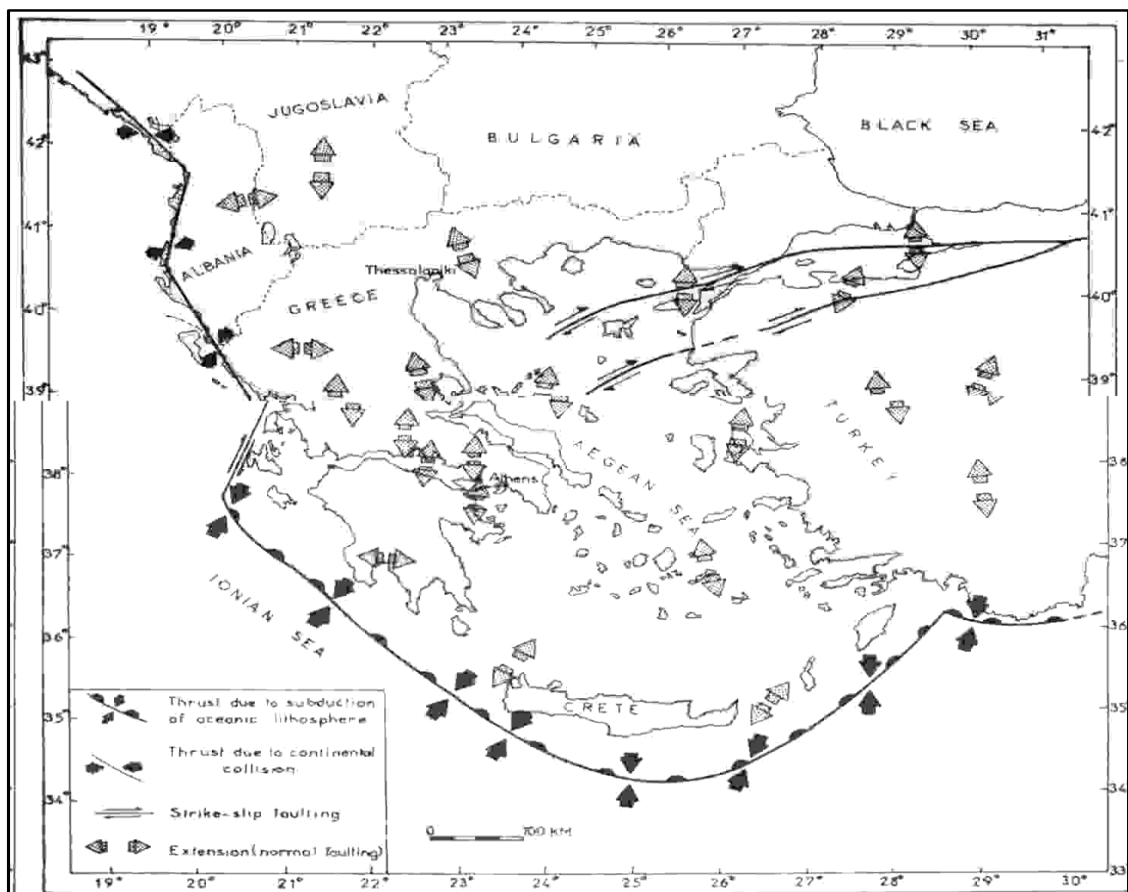
Συνοχή: $c = 120,0$ KPa

Φαινόμενο βάρος: $\gamma = 26,0$ KN/m³.

5. ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑ

5.1 Σεισμικότητα

Αρχικά, έλεγχος της ιστορικής σεισμικότητας της ευρύτερης περιοχής του έργου έδειξε ότι οι σεισμοί που αφορούν στην περιοχή έρευνας είναι σημαντικού μεγέθους με επίκεντρα όχι στη στενή περιοχή κατασκευής αλλά σε γειτονικές περιοχές και κυρίως στον χώρο νοτίως του έργου (Υπουργείο Χ.Ω.Π., 1982). Τα μεγέθη είναι τέτοια που θα μπορούσαν σε συνδυασμό με τις τοπικές τεχνικογεωλογικές συνθήκες και τη μορφολογία της περιοχής να επηρεάσουν δυσμενώς την ύπαρξη τμημάτων του έργου ή τη λειτουργία τους. Η ευρύτερη περιοχή, κάτω από ένα σύγχρονο εφελκυστικό σεισμοτεκτονικό καθεστώς. (Σχήμα 5.1)



Σχήμα 5.1 Κύριες σεισμοτεκτονικές ιδιότητες του χώρου του Αιγαίου και των γύρω περιοχών (Parazachos et al 1986)

Με βάση τα παραπάνω, κρίθηκε σκόπιμη η συγκέντρωση των αναγκαίων στοιχείων για τη σεισμική δραστηριότητα στην περιοχή για την καλύτερη κατανόηση της δυναμικής φόρτισης των σχηματισμών (αστοχίες, διαρρήξεις) που τη δομούν.

Για το σκοπό αυτό διερευνήθηκαν και αναλύθηκαν τα βιβλιογραφικά δεδομένα (Parazachos-Comninakis, 1982, Καταγραφές Αστεροσκοπείου Αθηνών) και καταγράφηκαν οι σεισμοί μεγέθους ≥ 4.5 βαθμών της κλίμακας Richter, που εκδηλώθηκαν την περίοδο 1901 - 2000, μεταξύ $38^{\circ} 30'$ και $39^{\circ} 20'$ γεωγραφικό πλάτος και $22^{\circ} 00'$ και $23^{\circ} 15'$ γεωγραφικό μήκος (δηλαδή σε ζώνη με κέντρο αυτό του χώρου έρευνας και ακτίνα περίπου 50km). Το πλήθος των σεισμικών συμβάντων στην περιοχή είναι μεγαλύτερο για μεγέθη 4.5 - 5.0, ενώ ο αριθμός μειώνεται όσο αυξάνεται το μέγεθος.

Γενικότερα, συμπεραίνουμε για τη σεισμικότητα της περιοχής τα εξής:

- Η ευρύτερη περιοχή χαρακτηρίζεται από παροξυσμική σεισμικότητα σε ακαθόριστα χρονικά διαστήματα. Κατά τη διάρκεια των παροξυσμών είναι δυνατό να εκδηλωθούν εξαιρετικά ισχυροί σεισμοί ($M_s > 6$).
- Οι σεισμοί είναι κυρίως επιφανειακοί.
- Κατά τον 20ο αιώνα, στη στενή περιοχή του έργου, η σεισμική δραστηριότητα είναι πολύ χαμηλή σε αντίθεση με τις γειτονικές περιοχές όπου παρουσιάζεται σημαντικότερη σεισμική διέγερση.
- Σε περίπτωση μεγάλων σεισμών στην ευρύτερη περιοχή του Μαλιακού Κόλπου η περιοχή του έργου μπορεί να θιγεί από τσουνάμι. Το φαινόμενο αυτό έχει ήδη επιφέρει καταστροφικά αποτελέσματα στο παρελθόν.

Ακολουθεί ο πίνακας 5.1 που δίνει αναλυτικά τους σεισμούς για την περιοχή.

Πίνακας 5.1 Σεισμοί περιοχής μεταξύ 38° 30' και 39° 20' γεωγραφικό πλάτος και 22° 00' και 23° 15' γεωγραφικό μήκος (δηλαδή σε ζώνη με κέντρο αυτό του χώρου έρευνας και ακτίνα περίπου 50km)

ΕΤΟΣ	ΜΗΝΑΣ	ΗΜΕΡΑ	ΩΡΑ	ΛΕΠΤΟ	ΔΕΥ/ΤΟ	Γ ΠΛΑΤΟΣ	Γ ΜΗΚΟΣ	ΒΑΘΟΣ	Ms
-510		0	0	0	0	39,3	22,4		7,0
-427		0	0	0	0	38,5	23,1		6,0
-426		0	0	0	0	38,9	22,8		7,0
-226		0	0	0	0	38,8	22,7		6,5
105		0	0	0	0	38,8	23,1		6,6
551		0	0	0	0	38,8	22,8		6,7
1545	ΑΠΡ	0	0	0	0	38,8	22,3		7,0
1740	ΙΑΝ	5	0	0	0	38,8	22,6		6,6
1743	ΦΕΒΡ	12	0	0	0	39,3	22,6		6,6
1758	ΝΟΕ	0	0	0	0	38,9	22,9		6,6
1773	ΝΟΕ	15	7	0	0	39,3	22,7		6,4
1852	ΟΚΤ	14	4	19	100	38,7	22,3		6,0
1894	ΙΟΥΝ	20	16	52	0	38,6	23,0		6,7
1894	ΑΠΡ	27	19	20	100	38,7	23,0		7,2
1909	ΙΟΥΝ	15	23	30	30	39,1	22,2		5,7
1911	ΙΑΝ	18	3	48	7	38,5	22,2		5,2
1911	ΙΑΝ	23	23	37	21	38,5	22,2		5,2
1916	ΔΕΚ	6	13	14	58	39,2	23,2		5,0
1916	ΑΥΓ	27	15	2	13	38,9	23,0		5,9
1917	ΜΑΡΤ	30	1	57	17	38,7	23,0		4,9
1918	ΙΑΝ	20	2	36	40	38,7	23,0		5,5
1918	ΙΑΝ	27	4	44	9	38,5	22,0		4,9
1918	ΙΑΝ	27	12	56	47	38,5	22,0		5,5
1922	ΜΑΡΤ	15	5	12	35	39,3	22,8		4,9
1923	ΑΥΓ	4	4	12	8	38,5	22,5		4,9
1927	ΝΟΕ	12	23	57	15	38,5	22,5		5,1
1928	ΔΕΚ	22	0	18	15	38,6	22,6		5,4
1930	ΑΠΡ	26	15	53	30	38,5	22,3		4,9
1932	ΑΥΓ	15	4	34	42	38,5	22,2	100	5,8
1935	ΜΑΙ	28	10	55	2	38,6	23,0		5,0
1940	ΑΥΓ	21	22	2	3	39,0	22,7		4,9
1942	ΜΑΙ	1	9	1	18	39,3	22,4		5,2
1942	ΙΟΥΝ	1	9	17	40	39,3	22,4		5,6
1942	ΙΟΥΝ	1	22	10	21	39,3	22,4		5,0
1942	ΙΟΥΝ	4	15	15	12	38,6	23,0		5,0
1943	ΜΑΡΤ	25	2	50	28	38,5	22,2		5,3
1943	ΜΑΡΤ	25	13	15	30	38,5	22,2		4,9
1951	ΙΑΝ	21	18	51	16	39,1	23,0		4,9
1952	ΑΠΡ	13	16	35	54	38,8	23,2		4,7
1952	ΑΥΓ	24	15	19	32	39,1	22,4		4,5
1952	ΟΚΤ	8	13	33	32	38,7	23,0		4,5

1953	АПР	13	12	51	11	39,0	22,6		4,8
1954	АПР	25	20	3	46	39,3	22,2		4,6
1954	АПР	30	13	2	36	39,3	22,3		7,0
1954	АПР	30	19	33	30	39,3	22,2		5,1
1954	АПР	1	2	41	54	39,3	22,2		4,7
1954	МАИ	1	9	58	2	39,3	22,2		4,7
1954	МАИ	2	6	51	48	39,3	22,2		4,5
1954	МАИ	3	17	46	11	39,3	22,2		4,6
1954	МАИ	4	16	43	20	39,3	22,2		5,6
1954	МАИ	4	16	45	27	39,3	22,2		5,7
1954	МАИ	4	23	44	54	39,3	22,2		5,0
1954	МАИ	5	0	58	5	39,3	22,2		4,6
1954	МАИ	5	2	58	49	39,3	22,2		4,6
1954	МАИ	7	8	33	15	39,3	22,2		4,5
1954	МАИ	8	1	0	30	39,3	22,2		4,5
1954	МАИ	8	13	48	36	39,3	22,2		4,5
1954	МАИ	9	16	13	2	39,3	22,2		4,7
1954	МАИ	9	20	13	20	39,3	22,2		4,6
1954	МАИ	16	15	58	48	39,3	22,2		4,5
1954	МАИ	17	11	17	12	39,3	22,2		4,5
1954	МАИ	25	22	3	32	39,3	22,2		5,6
1954	МАИ	28	7	43	2	39,3	22,2		4,9
1954	ΙΟΥΝ	5	14	5	32	39,3	22,2		5,0
1954	ΙΟΥΝ	16	22	7	100	39,3	22,2		4,6
1954	ΙΟΥΝ	9	23	17	1	39,3	22,2		4,5
1955	ΔΕΚ	3	1	7	3	39,2	22,1		5,6
1955	ΙΑΝ	8	7	53	1	39,2	22,0		5,1
1955	АПР	21	7	18	19	39,3	23,1		5,8
1955	АПР	21	8	99	100	39,3	23,1		4,6
1955	МАИ	13	19	54	32	39,3	23,0		4,8
1955	ΟΚΤ	9	14	18	22	39,0	22,8		4,6
1956	МАИ	18	22	8	28	39,0	22,8		5,1
1956	ΟΚΤ	2	16	4	33	39,3	23,1		5,6
1957	ΦΕΒΡ	8	12	14	14	39,3	22,7		6,5
1957	ΜΑΡΤ	8	12	54	6	39,3	22,6		4,9
1957	ΜΑΡΤ	8	20	30	40	39,3	22,6		4,5
1957	ΜΑΡΤ	8	20	37	57	39,3	23,0		5,4
1957	ΜΑΡΤ	8	23	35	9	39,2	22,8		6,0
1957	ΜΑΡΤ	9	4	1	42	39,3	22,6		4,7
1957	ΜΑΡΤ	9	10	29	36	39,3	22,6		4,5
1957	ΜΑΡΤ	11	7	19	14	39,3	22,6		4,6
1957	ΜΑΡΤ	11	9	31	14	39,3	22,6		5,2
1957	ΜΑΡΤ	11	13	26	50	39,3	22,6		4,7
1957	ΜΑΡΤ	11	13	39	36	39,3	22,6		5,2

1957	ΜΑΡΤ	26	23	23	30	39,3	22,7		4,6
1957	ΜΑΡΤ	28	22	26	1	39,3	22,7		5,5
1957	ΜΑΙ	12	7	52	31	39,3	22,7		4,8
1957	ΝΟΕ	26	8	15	24	39,3	22,7		5,2
1957	ΝΟΕ	26	11	50	3	39,3	22,7		5,3
1957	ΝΟΕ	27	3	8	4	39,2	22,6		5,6
1959	ΑΥΓ	6	16	21	17	38,8	23,2		4,5
1960	ΜΑΙ	3	2	31	6	39,0	23,2		4,5
1961	ΑΠΡ	19	4	35	15	38,8	23,2		4,6
1962	ΙΟΥΛ	16	7	3	41	38,5	22,0		4,7
1962	ΣΕΠΤ	24	23	30	10	39,3	22,0		4,7
1963	ΙΟΥΝ	5	14	21	27	38,9	22,9		4,9
1964	ΟΚΤ	16	11	22	4	38,5	22,3		4,6
1964	ΝΟΕ	1	10	21	3	38,5	22,4		4,8
1965	ΙΑΝ	10	8	2	52	38,7	22,0		4,7
1965	ΜΑΡΤ	31	9	47	31	38,6	22,4	78	6,8
1965	ΙΟΥΝ	20	0	40	47	38,8	22,2		4,9
1967	ΟΚΤ	24	6	14	45	38,9	22,0		4,5
1968	ΑΥΓ	4	0	53	3	39,0	22,2		4,6
1969	ΟΚΤ	2	23	13	41	38,5	22,3		4,6
1970	ΜΑΙ	8	18	30	39	38,7	22,3		4,5
1971	ΣΕΠΤ	11	2	3	13	38,9	22,3		4,5
1972	ΝΟΕ	24	1	35	23	38,9	22,1		4,5
1974	ΝΟΕ	14	14	26	48	38,5	23,1		5,2
1974	ΝΟΕ	14	15	29	44	38,5	23,1		5,1
1974	ΝΟΕ	14	22	1	14	38,6	23,1		4,6
1974	ΔΕΚ	1	6	21	17	38,5	23,0		4,5
1974	ΔΕΚ	4	23	21	36	38,5	23,2		4,5
1975	ΑΠΡ	1	8	20	2	38,5	23,1		4,5
1976	ΦΕΒΡ	22	22	1	47	39,3	22,2		4,8
1976	ΟΚΤ	17	0	22	25	38,6	23,1		4,5
1976	ΟΚΤ	17	0	27	28	38,6	23,1		4,5
1978	ΜΑΡΤ	20	7	14	43	38,7	23,1		4,6
1978	ΙΟΥΝ	1	2	30	26	39,3	22,7		4,6
1979	ΙΟΥΝ	8	20	47	42	38,5	23,1		4,5
1979	ΙΟΥΝ	21	2	9	53	39,0	22,2		4,5
1980	ΙΑΝ	21	7	47	1	39,3	22,9		4,7
1980	ΙΟΥΛ	4	20	20	15	39,3	22,9		4,9
1980	ΙΟΥΛ	5	5	34	37	39,2	23,0		4,5
1980	ΙΟΥΛ	5	8	6	10	39,3	22,9		4,5
1980	ΙΟΥΛ	6	5	34	43	39,3	23,0		5,1
1980	ΙΟΥΛ	6	11	29	41	39,3	23,0		4,5
1980	ΙΟΥΛ	7	16	4	40	39,3	23,0		4,9
1980	ΙΟΥΛ	8	2	59	30	39,3	22,9		4,6

1980	ΙΟΥΛ	9	2	10	18	39,2	23,0		5,4
1980	ΙΟΥΛ	9	2	11	57	39,3	22,8		6,5
1980	ΙΟΥΛ	9	2	35	52	39,2	22,7		6,1
1980	ΙΟΥΛ	9	4	23	24	39,2	22,8		4,5
1980	ΙΟΥΛ	9	6	11	11	39,3	23,1		4,5
1980	ΙΟΥΛ	9	6	41	51	39,3	23,0		5,3
1980	ΙΟΥΛ	9	16	6	1	39,2	22,9		4,5
1980	ΙΟΥΛ	10	19	39	3	39,3	23,0		5,6
1980	ΙΟΥΛ	12	8	51	54	39,3	23,0		4,5
1980	ΙΟΥΛ	15	0	31	42	39,3	23,1		4,7
1980	ΙΟΥΛ	15	11	34	54	39,3	23,1		4,8
1980	ΙΟΥΛ	16	0	6	57	39,2	22,7		5,0
1980	ΙΟΥΛ	24	10	7	52	39,3	23,1		4,5
1980	ΙΟΥΛ	26	22	13	24	39,3	22,9		5,1
1980	ΙΟΥΛ	29	20	41	30	39,3	23,1		5,0
1980	ΑΥΓ	11	9	15	59	39,3	22,8		5,3
1980	ΑΥΓ	12	1	41	4	39,3	22,7		4,8
1980	ΣΕΠΤ	26	4	19	18	39,2	22,7		4,8
1980	ΔΕΚ	22	16	21	36	39,2	22,8		4,6
1981	ΑΠΡ	2	1	38	39	39,1	23,2		4,6
1982	ΙΟΥΛ	17	18	24	56	38,7	22,1		4,5
1982	ΑΥΓ	5	8	55	50	39,1	23,3		4,5
1982	ΑΥΓ	5	11	5	44	39,3	22,9		4,6
1983	ΣΕΠΤ	11	10	49	59	38,7	22,4		4,5
1983	ΣΕΠΤ	19	1	18	14	38,7	22,4		4,8
1983	ΣΕΠΤ	19	1	29	57	38,8	22,4		4,5
1984	ΑΠΡ	18	4	39	38	38,9	22,1		4,5
1984	ΔΕΚ	7	0	9	24	39,3	22,9		4,5
1985	ΑΠΡ	30	18	14	13	39,3	22,9		5,6
1985	ΙΟΥΝ	20	2	58	30	39,2	22,9		4,5
1985	ΣΕΠΤ	21	10	13	8	39,0	22,2		4,8
1986	ΦΕΒΡ	22	9	11	34	39,0	22,1		4,7
1986	ΙΟΥΝ	6	15	34	52	38,7	23,0		4,8
1992	ΑΠΡ	28	22	21	33	38,6	23,1		4,9
1994	ΑΠΡ	15	23	50	10	38,9	23,2		4,5
1997	ΟΚΤ	21	17	57	46	39,0	22,1		4,7
1999	ΦΕΒΡ	7	22	28	36	38,9	23,2		5,0

Μελετώντας τους σεισμούς αυτούς που αναφέρονται σε μέγεθος μεγαλύτερο του 5.5R, και δίνονται στον παρακάτω πίνακα 5.2, επιβεβαιώνεται η παρουσία 36 σεισμών πάνω από το μέγεθος αυτό, εκ των οποίων τριανταπέντε (15) εμφανίζουν μέγεθος $\geq 6.0R$ με 4 από αυτούς να έχουν μέγεθος $\geq 7.0R$.

Πίνακας 5.2 Σεισμοί μεγέθους 5,5 R στην περιοχή μεταξύ 38° 30' και 39° 20' γεωγραφικό πλάτος και 22° 00' και 23° 15' γεωγραφικό μήκος (δηλαδή σε ζώνη με κέντρο αυτό του χώρου έρευνας και ακτίνα περίπου 50km)

ΕΤΟΣ	ΜΗΝΑΣ	ΗΜΕΡΑ	ΩΡΑ	ΛΕΠΤΟ	ΔΕΥ/ΤΟ	Γ ΠΛΑΤΟΣ	Γ ΜΗΚΟΣ	ΒΑΘΟΣ	Ms
-510		0	0	0	0	39,3	22,4		7,0
-427		0	0	0	0	38,5	23,1		6,0
-426		0	0	0	0	38,9	22,8		7,0
-226		0	0	0	0	38,8	22,7		6,5
105		0	0	0	0	38,8	23,1		6,6
551		0	0	0	0	38,8	22,8		6,7
1545	ΑΠΡ	0	0	0	0	38,8	22,3		7,0
1740	ΙΑΝ	5	0	0	0	38,8	22,6		6,6
1743	ΦΕΒΡ	12	0	0	0	39,3	22,6		6,6
1758	ΝΟΕ	0	0	0	0	38,9	22,9		6,6
1773	ΝΟΕ	15	7	0	0	39,3	22,7		6,4
1852	ΟΚΤ	14	4	19	100	38,7	22,3		6,0
1894	ΙΟΥΝ	20	16	52	0	38,6	23,0		6,7
1894	ΑΠΡ	27	19	20	100	38,7	23,0		7,2
1909	ΙΟΥΝ	15	23	30	30	39,1	22,2		5,7
1916	ΑΥΓ	27	15	2	13	38,9	23,0		5,9
1918	ΙΑΝ	20	2	36	40	38,7	23,0		5,5
1918	ΙΑΝ	27	12	56	47	38,5	22,0		5,5
1932	ΑΥΓ	15	4	34	42	38,5	22,2	100	5,8
1942	ΙΟΥΝ	1	9	17	40	39,3	22,4		5,6
1954	ΑΠΡ	30	13	2	36	39,3	22,3		7,0
1954	ΜΑΙ	4	16	43	20	39,3	22,2		5,6
1954	ΜΑΙ	4	16	45	27	39,3	22,2		5,7
1954	ΜΑΙ	25	22	3	32	39,3	22,2		5,6
1955	ΔΕΚ	3	1	7	3	39,2	22,1		5,6
1955	ΑΠΡ	21	7	18	19	39,3	23,1		5,8
1956	ΟΚΤ	2	16	4	33	39,3	23,1		5,6
1957	ΦΕΒΡ	8	12	14	14	39,3	22,7		6,5
1957	ΜΑΡΤ	8	23	35	9	39,2	22,8		6,0
1957	ΜΑΡΤ	28	22	26	1	39,3	22,7		5,5
1957	ΝΟΕ	27	3	8	4	39,2	22,6		5,6
1965	ΜΑΡΤ	31	9	47	31	38,6	22,4	78	6,8

1980	ΙΟΥΛ	9	2	11	57	39,3	22,8	6,5
1980	ΙΟΥΛ	9	2	35	52	39,2	22,7	6,1
1980	ΙΟΥΛ	10	19	39	3	39,3	23,0	5,6
1985	ΑΠΡ	30	18	14	13	39,3	22,9	5,6

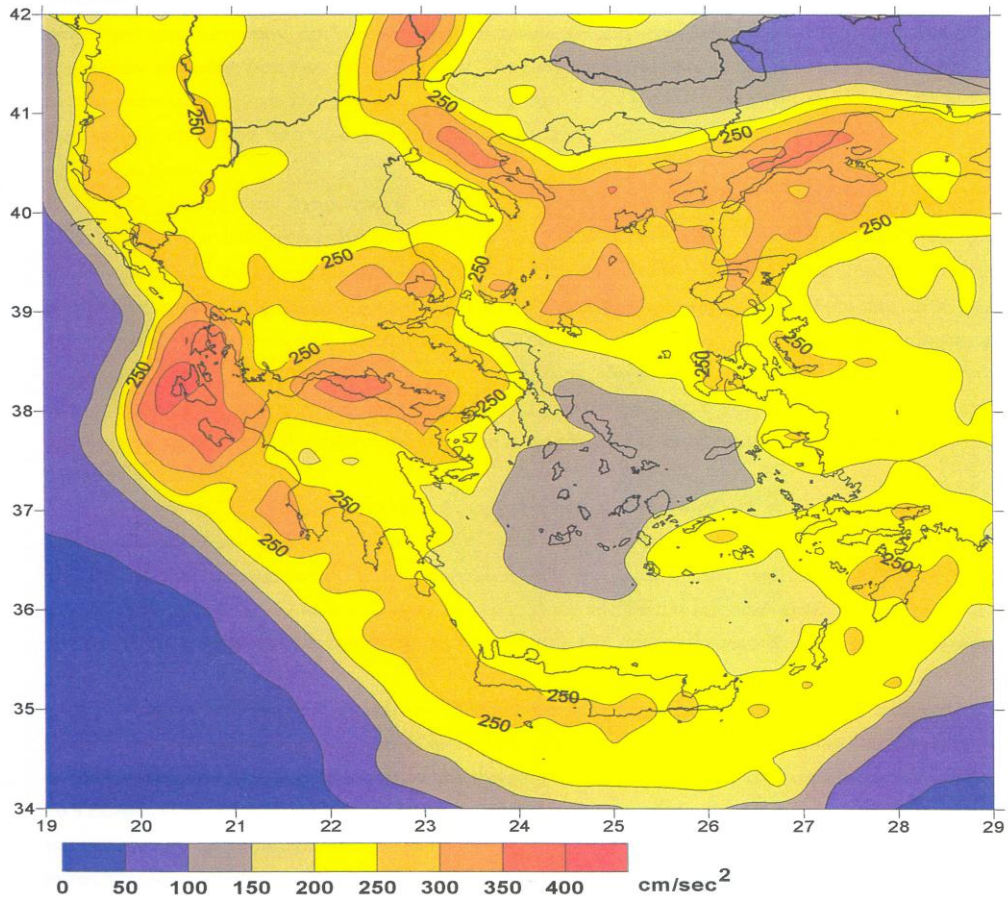
5.2 Σεισμική επικινδυνότητα

Με τον όρο σεισμική επικινδυνότητα εννοούμε το σύνολο των καταστροφικών αποτελεσμάτων που μπορεί να επιφέρει ένας σεισμός σε δεδομένη περιοχή. (Υπουργείο Χ.Ω.Π., 1982)

Από τον παραπάνω ορισμό γίνεται άμεσα φανερό ότι η ποσοτικοποίησή της είναι αρκετά δύσκολη διότι συμπεριλαμβάνονται διάφορα καταστροφικά φαινόμενα. Παρόλα αυτά έχει γίνει πλέον γενικώς αποδεκτό, η σεισμική επικινδυνότητα μιας περιοχής να εκφράζεται ποσοτικά με την αναμενόμενη σεισμική επιτάχυνση. Έτσι η μελέτη αυτού του μεγέθους και των παραγόντων κρίθηκε αναγκαία.

5.3 Σεισμολογικά δεδομένα

Από τα παραπάνω αναφερθέντα στοιχεία, καθώς και από την έκθεση της επιτροπής παρακολούθησης και συντονισμού του προγράμματος "Συλλογή και επεξεργασία σεισμολογικών δεδομένων και σύνταξη Νέου Χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας συμβατού με τον ισχύοντα Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό και τον Ευρωκώδικα 8" (Σχήμα 5.2), η οποία κατατέθηκε στον Ο.Α.Σ.Π. τον Μάρτιο του 2002, για την περιοχή του έργου η τιμή της μέγιστης αναμενόμενης οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης με πιθανότητα μη υπέρβασης 90% στα επόμενα 50 χρόνια, κυμαίνεται μεταξύ 250 και 300 cm/sec².

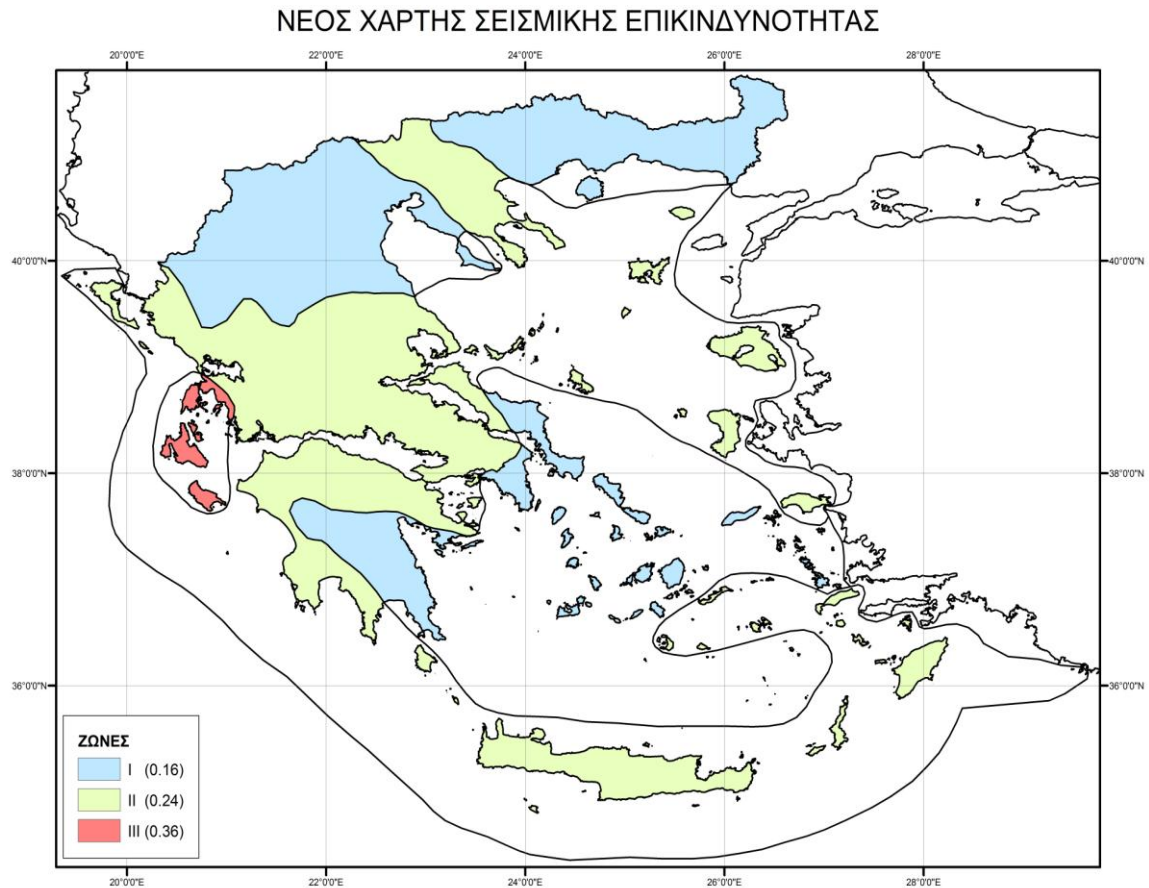


Σχήμα 5.2 Χάρτης κατανομής οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης με πιθανότητα υπέρβασης 90% τα επόμενα 50 χρόνια

Στην ίδια κατηγορία (III), αναφορικά με τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, κατέταξε και ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ., 2000) την περιοχή, με σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A = \alpha \times g$, όπου $\alpha = 0,24$. Όμως, σύμφωνα με τις πλέον πρόσφατες τροποποιήσεις του ΕΑΚ2000 (ΦΕΚ 11546/12-8-03), λόγω αναθεώρησης του χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας, όπου οι τέσσερις κατηγορίες (IV, III, II, I) ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας στις οποίες είχε χωριστεί ο Ελληνικός χώρος έγιναν τρεις, δηλαδή III, II, I (Σχήμα 5.3), η περιοχή εντάσσεται πλέον στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με ίδια όμως επιτάχυνση εδάφους δηλαδή $\alpha = 0,24$.

Επομένως, η παράμετρος του σεισμού θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό των τεχνικών έργων του δρόμου ιδιαίτερα όταν αυτά είναι σημαντικά (γέφυρες, υψηλά επιχώματα και ορύγματα κλπ), με δεδομένη την ιδιόμορφη γεωτεχνική συμπεριφορά του φλύσχη

(κυκλοθεματική διάταξη σχηματισμών με διαφορετικούς γεωμηχανικούς χαρακτήρες).



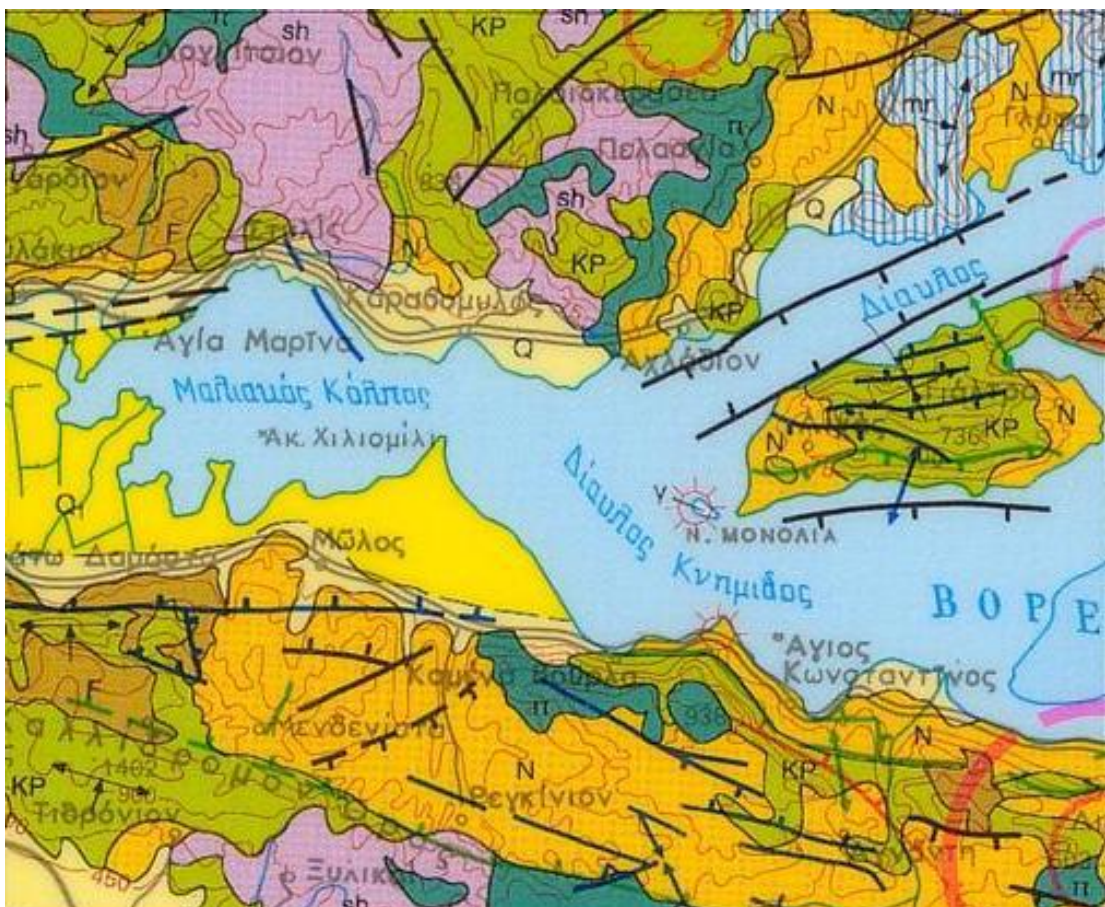
Σχήμα 5.3 Οι τρεις κατηγορίες (III, II, I) ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας στις οποίες χωρίσθηκε ο Ελληνικός χώρος, σύμφωνα με τις πλέον πρόσφατες τροποποιήσεις του ΕΑΚ2000 το 2003, λόγω αναθεώρησης του χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας

5.4 Διερεύνηση ενεργών ρηγμάτων

Για την πληρέστερη εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας θα πρέπει να ληφθεί σοβαρά υπόψη η παρουσία ενεργών ρηγμάτων και των παραμορφώσεων που μπορεί να προκληθούν στην επιφάνεια του εδάφους σε περίπτωση ενεργοποίησής τους καθώς και η αναμενόμενη ενίσχυση της σεισμικής κίνησης σε μία σχετικά στενή ζώνη κατά μήκος τους, οπότε η επιτάχυνση μπορεί να πάρει τιμές μεγαλύτερες από τις προαναφερόμενες.

Στον χάρτη του σχήματος 5.4, ο οποίος είναι τμήμα του "Σεισμοτεκτονικού Χάρτη της Ελλάδας" (Ι.Γ.Μ.Ε. 1989), βλέπουμε ένα πλειο-πλειστοκαινικό ρήγμα μεταξύ Στυλίδας και Καραβόμυλου, με διεύθυνση ΒΔ-ΝΑ. Σύμφωνα με την αποδιδόμενη στο χάρτη ηλικία είναι Πλειο-Πλειστοκαινικό και είναι ένα πιθανά ενεργό ρήγμα. Παρατηρούνται, επίσης, ρήγματα (πιθανά και βέβαια) μη προσδιορισμένης ηλικίας (με μαύρη γραμμή).

Τέλος, η εικόνα που προκύπτει από τη σύνθεση όλων των φασματικών περιοχών των δορυφορικών δεδομένων (δορυφορικές εικόνες LANDSAT 7) φαίνεται στο σχήμα 5.5. Το αποτέλεσμα της επεξεργασίας με σκοπό τον εντοπισμό τεκτονικών στοιχείων παρουσιάζεται στο ίδιο σχήμα, όπου με κόκκινο χρώμα έχουν σημειωθεί οι κύριες φωτογραμμώσεις με τεκτονική προέλευση (αντιστοιχούν δηλαδή σε μεγάλες ρηξιγενείς ζώνες). Εδώ πρέπει να διευκρινιστεί ότι στο σχήμα σημειώνονται κυρίως οι ρηξιγενείς ζώνες που μπορούν να επηρεάσουν άμεσα το έργο.



Σχήμα 5.4 Απόσπασμα του Σεισμοτεκτονικού Χάρτη της Ελλάδας (Ι.Γ.Μ.Ε. 1989, κλίμακα 1:500.000)

5.5 Συμπεράσματα Σεισμικότητας της περιοχής ενδιαφέροντος

Συμπερασματικά, η περιοχή του έργου χαρακτηρίζεται από:

- Σημαντική σεισμική δραστηριότητα με μικρά εστιακά βάθη. Η σεισμικότητα εκδηλώνεται με παροξυσμούς, μεταξύ των οποίων παρεμβάλλονται μεγάλα και ακανόνιστα χρονικά διαστήματα σεισμικής ησυχίας.
- Παρουσία μεγάλων ζωνών διαρρήξεων με διεύθυνση ΒΔ-ΝΑ και σχετικά μικρότερων με διεύθυνση ΒΑ-ΝΔ.
- Μεγάλη πιθανότητα εκδήλωσης τσουνάμι σε περίπτωση σοβαρής σεισμικής διέγερσης.



Σχήμα 5.5 Δορυφορική εικόνα (LANDSAT 7) της ευρύτερης περιοχής μελέτης

5.6 Κατηγοριοποίηση Εδαφών

Τέλος, και σύμφωνα με τον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό (NEAK, 2000), όπου οι εδαφικοί και βραχώδεις σχηματισμοί κατατάσσονται σε πέντε κύριες κατηγορίες σεισμικής επικινδυνότητας για τη θεμελίωση κατασκευών. Οι σχηματισμοί της περιοχής αυτής είναι και κατατάσσονται ως εξής:

Κατηγορία εδαφών Α: Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί που αναπτύσσονται σε μεγάλη έκταση και βάθος και δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση. - Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m. - Στρώσεις πολύ σκληρής, προσυμπιεσμένης αργίλου, πάχους μικρότερου των 70m.

Κατηγορία εδαφών Β: Έντονα αποσαθρωμένοι βραχώδεις σχηματισμοί ή εδάφη, που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη υλικά. - Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας και με πάχος μεγαλύτερο των 5m, ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. - Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70m. - Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70m.

Κατηγορία εδαφών Γ: Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικά πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m, ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. - Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5m.

Κατηγορία εδαφών Δ: Έδαφος με μαλακές αργίλους, υψηλού δείκτη πλαστικότητας ($I_p > 50\%$), συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10m.

Κατηγορία εδαφών Χ: Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοίλυδη εδάφη, υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων). - Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. - Απότομες κλιτείς, καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. - Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπύκνωσης ή απώλειας αντοχής. - Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. - Εδάφη κατηγορίας Γ με επικίνδυνα μεγάλη κλίση.

Με βάση τις παραπάνω περιγραφές και την τεχνικογεωλογική εικόνα τους, όπως διαπιστώθηκε, οι σχηματισμοί που συναντώνται κατά μήκος της εξεταζόμενης χάραξης, εντάσσονται στις διάφορες κατηγορίες ως ακολούθως:

Στην κατηγορία Α κατατάσσονται οι ασβεστόλιθοι, οι υγιείς φάσεις του

φλύσχη, του σχιστοκερατόλιθου, του οφιόλιθου, καθώς και τα νεογενή.

Στην κατηγορία Β τα ριπίδια και οι ζώνες αποσάθρωσης και κερματισμού του φλύσχη και οι σχιστοκερατόλιθοι.

Στην κατηγορία Γ οι προσχώσεις χαμηλών περιοχών.

Τέλος, **στην κατηγορία Χ** κατατάσσονται: οι αποθέσεις κοίτης, τα κορήματα και οι μανδύες αποσάθρωσης.

6. ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ – ΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΕΠΙΧΩΜΑΤΑ

6.1 Επιχώματα

6.1.1 Γενικά στοιχεία

Η πρακτική της κατασκευής, σημαντικών σε ύψος οδικών επιχωμάτων αποτελεί πλέον μια συνήθη διαδικασία για τα έργα οδοποιίας. Στον βαθμό που οι περιβαλλοντικοί όροι το επιτρέπουν και ο αντισεισμικός τους σχεδιασμός είναι αποδεκτός, το ύψος των επιχωμάτων μπορεί να είναι μεγάλο. Επιχώματα ύψους έως και 50 – 60 μέτρων έχουν κατασκευαστεί είτε με αναβαθμούς είτε οπλισμένα. Στη βιβλιογραφία (Μουρατίδης,2005) αναφέρονται και υψηλότερα επιχώματα. Βασική παράμετρος για την κατασκευή υψηλών επιχωμάτων είναι η δυνατότητα παρεμβολής στοιχείων όπλισης στις στρώσεις των εδαφικών υλικών, όπως και η χρήση κατάλληλων και επίλεκτων δανείων υλικών.

Απαραίτητες προϋποθέσεις για την άρτια κατασκευή ενός επιχώματος είναι η σωστή επιλογή των υλικών, η κατάλληλη προετοιμασία του εδάφους έδρασης, η βελτιστοποίηση της διαδικασίας συμπύκνωσης και η γενική εξασφάλιση καταλλήλων συνθηκών ώστε να επιτυγχάνεται η ευστάθεια κατασκευής και να ελαχιστοποιούνται οι παραμορφώσεις επιχώματος και υπεδάφους.

6.1.2 Υλικά επιχώματος

Όσον αφορά στα γεωμετρικά στοιχεία της διατομής και στα υλικά κατασκευής του επιχώματος, υπάρχουν συγκεκριμένοι περιορισμοί.

Αρχικά, σε περίπτωση που οι εγκάρσιες κλίσεις του φυσικού εδάφους είναι ισχυρές (ορεινές περιοχές), οι διατομές σε επίχωμα πρέπει να αποφεύγονται γιατί παρουσιάζουν κίνδυνο ολίσθησης.

Στη συνέχεια, η Πρότυπη Τεχνική Προδιαγραφή Χ1 (πίνακες 6.1 και 6.2) ορίζει ότι για επιχώματα ύψους μεγαλύτερου των 15 μέτρων πρέπει να χρησιμοποιούνται εδάφη των ομάδων A-1, A-2-4, A-2-5 και A-3 συμπυκνωμένα σε βαθμό άνω του 95% κατά την τροποποιημένη μέθοδο Proctor. Εδάφη των ομάδων A-2-6, A-2-7, A-4, A-6 και A-7

χρησιμοποιούνται σε περίπτωση που δεν διατίθενται άλλα υλικά μετά από ειδικό έλεγχο. Ωστόσο, ακόμα και σε μικρότερα επιχώματα, ύψους 5-15 μέτρων θα πρέπει να αποφεύγεται η χρήση εδαφών με $IP > 10$ ή $SE < 35$. Η χρήση εδαφών με μεγάλη πλαστικότητα μπορεί, με την πάροδο του χρόνου, να προκαλέσει καθιζήσεις στο σώμα του επιχώματος και να εμφανιστούν παραμορφώσεις και αστοχίες στην επιφάνεια κυκλοφορίας της οδού. Πριν από τη χρησιμοποίησή τους τα υλικά, όταν προέρχονται από δανειοθαλάμους και δεν είναι προϊόντα της εκσκαφής, πρέπει να υφίστανται δοκιμές κοκκομετρίας και ορίων Atterberg για να διαπιστωθεί η καταλληλότητά τους.

Πίνακας 6.1 Κατάταξη καταλληλότητας εδαφικών υλικών για κατασκευή επιχωμάτων (Ο.Μ.Ο.Ε., 2003)

ΓΕΝΙΚΗ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ	ΚΟΚΚΩΔΕΣ ΥΛΙΚΟ (35% ή λιγότερο διερχόμενο από το No. 200)								ΙΛΥΩΔΗ - ΑΡΓΙΛΙΚΑ ΥΛΙΚΑ (περισσότερο από 35% διερχόμενο από το No. 200)			
ΟΜΑΔΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ....	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ επί τοις % ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΑ												
No. 10	50 max.											
No. 40	30 max.	50 max.	51 min.									
No. 200.....	15 max.	25 max.	15 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΛΙΚΟΥ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΑ ΑΠΟ ΤΟ ΚΟΣΚΙΝΟ No 40 : ΟΡΙΟ ΥΔΑΡΟΤΗΤΟΣ												
ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	6 max.		N.P.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min. ⁽¹⁾	
ΔΕΙΚΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ	0		0	0		4 max.		8 max.	12 max.	16 max.	20 max.	
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΤΥΠΟΥ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΑ ΚΥΡΙΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ	Βραχώδη κομμάτια, λεπτά χαλίκια και άμμος			Ιλυώδη ή Αργιλικά Αμμος				Ιλυώδη Εδαφικά Υλικά		Αργιλικά Εδαφικά Υλικά		
ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΥΛΙΚΟΥ	ΕΞΑΙΡΕΤΙΚΑ έως ΚΑΛΑ								ΜΕΤΡΙΑ έως ΦΤΩΧΑ και ΑΚΑΤΑΛΛΗΛΑ			

Διαδικασία Ταξινόμησης : Με τα διαθέσιμα αποτελέσματα, προχωρούμε από αριστερά προς τα δεξιά στον πίνακα και η σωστή ομάδα θα βρεθεί με τη μέθοδο του αποκλεισμού. Η πρώτη ομάδα από τα αριστερά, μέσα στην οποία τα αποτελέσματα θα ταιριάζουν είναι η σωστή ταξινόμηση.

⁽¹⁾ Ο δείκτης πλαστικότητας της υποομάδας A-7-5 είναι ίσος ή μικρότερος του LL μείον 30. Ο δείκτης πλαστικότητας της υποομάδας A-7-6 είναι μεγαλύτερος του LL μείον 30.

Ακόμα, όλα τα υλικά πρέπει να αξιολογούνται, έτσι ώστε κατά τη διάστρωση, τα καλύτερης ποιότητας υλικά να τοποθετούνται στις ανώτερες στρώσεις των επιχωμάτων.

Πίνακας 6.2 Ταξινόμηση γαιωδών εδαφικών υλικών για την κατασκευή σώματος επιχωμάτων (δεν περιλαμβάνονται βραχώδη προϊόντα) (Ο.Μ.Ο.Ε., 2003)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΥΛΙΚΟΥ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ/ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΛΙΚΟΥ	ΠΟΣΟΣΤΟ ΥΛΙΚΟΥ ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ ΑΠΟ ΚΟΣΚΙΝΟ #200	ΟΡΙΑ ΑΤΤΕΡΒΕΡΓ	CBR	ΔΙΟΓΚΩΣΗ %	ΟΡΓΑΝΙΚΑ %	ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΤΗΤΑ ΓΙΑ ΧΡΗΣΗ
E4	Μέγιστος κόκκος ≤ 8 cm	≤ 25%	LL ≤ 30 PI ≤ 10	> 20	~0	~0	ΑΡΙΣΤΟ
E3	Μέγιστος κόκκος ≤ 8 cm	≤ 25 %	LL ≤ 30 PI ≤ 10	> 10	~0	~0	ΠΟΛΥ ΚΑΛΟ
E2	Μέγιστος κόκκος ≤ 10 cm	≤ 35 %	LL ≤ 40	> 5	≤ 2%	< 1	ΚΑΤΑΛΛΗΛΟ
E1	Μέγιστος κόκκος ≤ 20 cm. Ποσοστό υλικού με περιεκτικότητα κόκκων μεταξύ 20 cm και 15 cm ≤ 25%		LL ≤ 40 PI ≤ 15 ή LL ≤ 65 PI (0,611-9)	> 3	≤ 3%	< 2	ΑΠΟΔΕΚΤΟ
E0	Υλικό που δεν ανήκει στις παραπάνω κατηγορίες						ΑΠΟΔΕΚΤΟ ΥΠΟ ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ

LL = Οριο Υδαρότητας (E105-86 Μέθοδος)

PI = Δείκτης πλαστικότητας (E105-86 Μέθοδος 6)

#200 = Κόσκινο με άνοιγμα βροχίδας 0,074 mm

CBR = Καλιφορνιακός λόγος φερούσης ικανότητας (E105-86 Μέθοδος 11)

ΔΙΟΓΚΩΣΗ = Προσδιορίζεται κατά το στάδιο της δοκιμής CBR

ΟΡΓΑΝΙΚΑ = Κατά τη μέθοδο AASHTO T194

6.1.3 Συνθήκες έδρασης

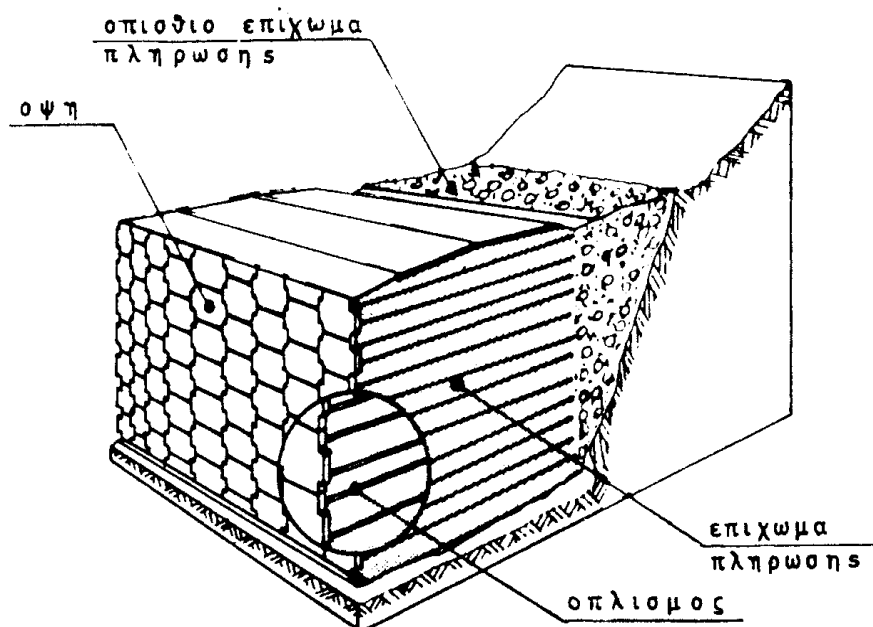
Η προετοιμασία του εδάφους έδρασης του επιχώματος περιλαμβάνει την αφαίρεση φυτικής γης, την μόρφωση της επιφάνειας έδρασης, και τη συμπύκνωση του εδάφους σε βαθμό 90-95% κατά Proctor μέχρι ένα βάθος τουλάχιστον 30 cm (Μουρατίδης,2005). Συχνά, γίνεται και εξυγίανση του εδάφους, δηλαδή αντικατάστασή του από μία στρώση υγιών λίθων, ακολουθώντας την απαιτούμενη διαδικασία.

6.2 Οπλισμένα επιχώματα

6.2.1 Ορισμοί

Για την καλύτερη κατανόηση των αναφορών στα επόμενα στα οπλισμένα επιχώματα, κρίθηκε σκόπιμο να παραταχθούν σχετικοί ορισμοί που εμπλέκονται σε περίπτωση τοίχου αυτής της μορφής (Σχήμα 7.1) (Ο.Μ.Ο.Ε.,2003)

- "Οπλισμένη επίχωση" είναι έδαφος με ενσωματωμένο οπλισμό σε στρώσεις ο οποίος αναλαμβάνει εφελκυστικές δυνάμεις από αυτό και τις μεταβιβάζει πάλι στο έδαφος.
- "Οπλισμένο τμήμα" είναι το τμήμα του εδάφους που περιέχει τους οπλισμούς. Αυτό έχει ύψος το ύψος των πετασμάτων H_1 και πλάτος το μήκος L του οπλισμού της "οπλισμένης επίχωσης"
- "Επίχωμα πλήρωσης" είναι το επίχωμα που περιβάλλει την όπλιση.
- "Οπίσθιο επίχωμα πλήρωσης" είναι το επίχωμα πίσω από το οπλισμένο τμήμα και μέχρι την άνω στάθμη του.



Σχήμα 6.1 Τυπική διατομή οπλισμένης γης για διπλή χρήση, δηλαδή, αντιστήριξη πρανούς και διέλευση οδού (Ο.Μ.Ο.Ε., 2003)

- "Πέτασμα όψης" είναι το κατακόρυφο ή κεκλιμένο τοίχωμα που δημιουργείται από προκατασκευασμένα πετάσματα από σκυρόδεμα

μικρού πάχους και αγκυρώνεται πάνω στους οπλισμούς. Το πέτασμα όψης δεν αποτελεί το στοιχείο αντιστήριξης αλλά την επένδυση του.

- "Όπλιση" είναι τα ελάσματα (strips) ή οι ράβδοι από χάλυβα ή πλέγματα ράβδων που χρησιμεύουν για την παραλαβή των εσωτερικών οριζόντιων δυνάμεων του οπλισμένου τμήματος.

Οι εφαρμογές του οπλισμένου εδάφους – κυρίως σε περιπτώσεις χρήσης του σαν τοίχο εδαφικής αντιστήριξης και ευστάθειας πρανών – αυξάνονται με εντυπωσιακό ρυθμό σε ολόκληρο τον κόσμο. Σήμερα, η ενίσχυση επιχωμάτων γίνεται κυρίως με γεωφάσματα ή γεωπλέγματα.

6.2.2 Πλεονεκτήματα

Η ενίσχυση αυτή των επιχωμάτων επιτρέπει την αύξηση της κλίσης των πρανών μέχρι και σε γωνία 90° , τη διαμόρφωση, δηλαδή, κατακόρυφου πρανού. Ακόμα, μέσω της ενίσχυσης των επιχωμάτων αντιμετωπίζονται φαινόμενα παραμορφώσεων, καθιζήσεων αλλά και βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας. Συνεπώς, οι εφαρμογές του οπλισμένου εδάφους στην περίπτωση των οδικών επιχωμάτων ποικίλουν.

Γενικά, τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν οι διάφορες τεχνικές όπλισης του εδάφους στην οδοποιία είναι τα εξής (Μουρατίδης,2005):

- Μεγάλη ευκαμψία και ικανότητα προσαρμογής σε παραμορφώσεις και καθιζήσεις της γεωκατασκευής
- Μικρό κόστος κατασκευής
- Απλή και σύντομη διαδικασία τοποθέτησης
- Δυνατότητα αποστράγγισης

Για του λόγους αυτούς, οι τεχνικές όπλισης του εδάφους έχουν διαδοθεί τόσο πολύ.

Τα στοιχεία όπλισης διακρίνονται σε όλκιμα και εύκαμπτα (extensible) και σε άκαμπτα (inextensible). Στην πρώτη κατηγορία υπάγονται τα γεωφάσματα και τα γεωπλέγματα και στη δεύτερη οι μεταλλικές ράβδοι και τα χαλύβδινα πλέγματα.

6.2.3 Όπλιση πρανών

Τα οπλισμένα πρανή (reinforced slopes) είναι η πιο διαδεδομένη εφαρμογή οπλισμένου εδάφους. Τα οπλισμένα πρανή διαμορφώνονται με πιο απότομες κλίσεις σε σχέση με αυτές των συμβατικών επιχωμάτων, με αποτέλεσμα να μειώνεται το εύρος της κατασκευής και να εξοικονομούνται υλικά. Η ανάλυση προβλημάτων ενίσχυσης πρανών και η διαστασιολόγηση των στοιχείων όπλισης γίνεται με κλασσικές μεθόδους οριακής ισορροπίας.

6.2.4 Επιφανειακή ευστάθεια

Ο πρωτεύον οπλισμός μιας οπλισμένης γης με τη μορφή επιχωμάτινου τοίχου αντιστήριξης έχει ως στόχο να εξασφαλίσει ικανοποιητικές συνθήκες ευστάθειας έναντι περιστροφικής ή επίπεδης ολίσθησης σε πρανή με απότομες κλίσεις. (Μουρατίδης, 2005)

Έτσι, με την κατάλληλη μέθοδο διαστασιολόγησης προσδιορίζεται το μέγεθος και η πυκνότητα του πρωτεύοντος οπλισμού, ώστε να προκύπτει ο κατάλληλος ανά περίπτωση συντελεστής ασφαλείας (Πίνακας 6.3). Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται η ευστάθεια του πρανού του επιχώματος, αλλά δεν αποτρέπεται κάποια επιφανειακή αστοχία στο ενδιάμεσο των ενισχυμένων στρώσεων, ειδικότερα όταν καθ' ύψος των οπλισμών η πυκνότητα δεν είναι μεγάλη και η κλίση του πρανού είναι απότομη. Σε αυτές τις περιπτώσεις, μεταξύ των στρώσεων και του κυρίως οπλισμού τοποθετούνται μία ή περισσότερες στρώσεις δευτερεύοντος οπλισμού. Η αναδίπλωση των φύλλων των γεωσυνθετικών υλικών και η αγκύρωσή τους στην αμέσως επόμενη στρώση βελτιώνει την επιφανειακή ευστάθεια και προστατεύει από διάβρωση.

Πίνακας 6.3 Έλεγχοι ευστάθειας πρανών επιχωμάτων (Ο.Μ.Ο.Ε., 2003)

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΣΥΝΘΗΚΕΣ	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΓΙΑ ΤΑ ΕΔΑΦΙΚΑ ΣΤΡΩΜΑΤΑ	ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟ Σ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
1	Βραχυπρόθεσμες στατικές	Αστράγγιστες συνθήκες (συνεκτικά εδάφη)	1,2
2	Μακροπρόθεσμες με σεισμό	Βελτιωμένη αστράγγιστη λόγω στερεοποίησης (συνεκτικά εδάφη)	1,0
3	Μακροπρόθεσμες με ανώτατη στάθμη υπόγειου ορίζοντα 50ετίας	Ενεργές παράμετροι αντοχής	1,3

Η ανάλυση ευστάθειας επιχωμάτων (σε συνδυασμό με τον υπόγειο φρεάτιο ορίζοντα) πρέπει να γίνεται με βάση τις συνθήκες και τους συνδυασμούς φορτίσεων, τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής καθώς και τους ελάχιστους επιτρεπόμενους συντελεστές ασφαλείας, που δίνονται παρακάτω. Ο συνδυασμός φόρτισης 3 θα πρέπει οπωσδήποτε να ελέγχεται στις περιπτώσεις όπου το οπλισμένο επίχωμα είναι θεμελιωμένο πάνω σε επικλινές έδαφος.

6.3 Κατασκευή επιχωμάτων

Η διάστρωση των υλικών επίχωσης μπορεί να ξεκινάει από το πλησιέστερο προς την πηγή απόληψης σημείο του επιχώματος ή αντίθετα από το πιο απομακρυσμένο (Μουρατίδης, 2005).

Και οι δύο επιλογές παρουσιάζουν πλεονεκτήματα. Στην πρώτη περίπτωση, τα οχήματα μεταφοράς κινούνται επί διαστρωμένης επιφάνειας την οποία και, υποχρεωτικά, συμπυκνώνουν. Έτσι, η εν συνεχεία δράση των οδοστρωτήρων μπορεί να μειωθεί, εφόσον οι στρώσεις έχουν εν μέρει συμπυκνωθεί.

Αντίθετα, στην περίπτωση που η κατασκευή αρχίζει από το πιο μακρινό σημείο, τα οχήματα μεταφοράς εξακολουθούν να συμπυκνώνουν την υποκείμενη στρώση ή το έδαφος έδρασης ενώ και η μεταφορά των υλικών δεν εμποδίζεται από την εργοταξιακή διαδικασία συμπύκνωσης.

Μετά την ολοκλήρωση των προπαρασκευαστικών εργασιών ακολουθεί η διάστρωση δια του ισοπεδωτή των υλικών του επιχώματος σε στρώσεις, η διαβροχή και η συμπύκνωση κάθε στρώσης από τους κατάλληλους, ανάλογα με το βέλτιστο πάχος στρώσης, οδοστρωτήρες.

Η διάστρωση εδαφικών υλικών πρέπει να γίνεται σε ομοιόμορφες ισοπαχείς στρώσεις, κατά κανόνα επίπεδες. Το πάχος της μάζας που διαστρώθηκε είναι πολύ σημαντικό και πρέπει να είναι απόλυτα σωστό στη φάση αυτή, έτσι ώστε και το πάχος της συμπυκνωμένης στρώσης να είναι το απαιτούμενο. Η συμπύκνωση που θα ακολουθήσει μπορεί να αλλάξει τα μέχρι της δραστηριότητας αυτής δεδομένα. Έτσι, ένα μικρότερο ή μεγαλύτερο πάχος αρχικής στρώσης θα οδηγήσει σε, αντίστοιχα, μικρότερο ή μεγαλύτερο πάχος συμπυκνωμένης στρώσης. Η εκτίμηση του αρχικού

πάχους είναι αντικείμενο μελέτης με βάση τα χαρακτηριστικά συμπίκνωσης του υλικού.

Στη συνέχεια, βασικά θέματα σχεδιασμού είναι τα θέματα ευστάθειας, καθιζήσεων και συνιζήσεων. Το πρόβλημα ευστάθειας περιλαμβάνει τη γενική ευστάθεια (έναντι βαριάς ολίσθησης) και την τοπική ευστάθεια (πρανών). Καθιζήσεις, κυρίως, και συνιζήσεις θα πρέπει να προσδιορίζονται πριν την κατασκευή και να λαμβάνονται τα απαραίτητα μέτρα.

Επιπρόσθετα, για τα οπλισμένα επιχώματα, εκτός από τα παραπάνω, ισχύουν και ορισμένοι κανόνες, οι οποίοι παρουσιάζονται συνοπτικά στη συνέχεια.

- Διάταξη φύλλων ενίσχυσης

Τα φύλλα των γεωσυνθετικών υλικών διατάσσονται σε διεύθυνση κάθετη προς τον άξονα της οδού. Σε περίπτωση γεωσυνθετικών υλικών διαφορετικής αντοχής προς τις δύο κατευθύνσεις, θα πρέπει η κύρια διεύθυνση να διατάσσεται κάθετα προς τον άξονα της οδού. Η τοποθέτηση στοιχείων όπλισης πραγματοποιείται αφού ολοκληρωθεί η διαδικασία διάστρωσης και συμπίκνωσης του υλικού επιχώματος. Αν και όχι απαραίτητα, μία μικρή επικάλυψη (20 – 30 cm) των φύλλων είναι χρήσιμη.

- Στερέωση φύλλων ενίσχυσης

Η στερέωση των γεωσυνθετικών υλικών είναι απαραίτητη. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται απλές μεταλλικές ράβδοι, μήκους 50 cm. Όταν προβλέπεται αναδίπλωση του γεωσυνθετικού υλικού, δεν είναι απαραίτητη η στερέωση. Ωστόσο, η πρακτική της αναδίπλωσης, αν και αποτελεσματική από τεχνικής πλευράς, παρουσιάζει κάποιες κατασκευαστικές δυσκολίες και συχνά αποφεύγεται. Από το σύνολο των γεωσυνθετικών υλικών, η αναδίπλωση εφαρμόζεται στα γεωυφάσματα και σε ορισμένα γεωπλέγματα εύκαμπτα χαμηλής αντοχής. Το μήκος αναδίπλωσης, σε οριζόντια επιφάνεια, μπορεί να υπολογισθεί μέσω της μεθόδου οριακής ισορροπίας, αλλά δεν μπορεί να είναι μικρότερο από 1.5 m.

- Τραυματισμός φύλλων γεωσυνθετικών υλικών

Η διάστρωση και συμπίκνωση της στρώσης της υπερκείμενης του γεωσυνθετικού υλικού θέλει μεγάλη προσοχή. Η κίνηση οχημάτων και μηχανημάτων επί του γεωσυνθετικού υλικού προ της διάστρωσης υλικού

επίχωσης κινδυνεύει να προκαλέσει βλάβες και να καταστρέψει το φύλλο ενίσχυσης. Η κίνηση των μηχανημάτων διάστρωσης και συμπύκνωσης, κατά προτίμηση ελφρού τύπου, θα πρέπει να γίνεται μόνο επί υλικού επίχωσης πάχους κατ' ελάχιστον 20 cm και με απόλυτη προσοχή προς αποφυγή τραυματισμού του γεωσυνθετικού υλικού.

- Έκθεση σε ακτινοβολία

Λόγω ευαισθησίας των συστατικών υλικών των γεωσυνθετικών φύλλων στην υπεριώδη ακτινοβολία, επιβάλλεται η προστασία του καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευαστικής διαδικασίας. Κατά την κατασκευή επιχωμάτων, η διάστρωση του υλικού επίχωσης επί του πρωτεύοντος οπλισμού θα πρέπει να γίνει σε διάστημα μικρότερο των 48 ωρών για προστασία του υλικού.

7. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

7.1 Τιμές σχεδιασμού και σχετικές παραδοχές

Οι γεωτεχνικοί υπολογισμοί αφορούν στην παραμετρική διαστασιολόγηση του οπλισμένου επιχώματος. Για το σκοπό αυτό επιλέχθηκαν τιμές αναφορικά με τα φυσικομηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών θεμελίωσης και κατασκευής, τις συνθήκες φόρτισης και την κλίση του πρανού, καθώς και οι απαιτούμενες παραδοχές τόσο για τη σεισμική επικινδυνότητα, όσο και για τους επιμέρους συντελεστές που χρησιμοποιήθηκαν από το πρόγραμμα που εφαρμόστηκε. Οι τιμές και οι παραδοχές αυτές για τους ελέγχους ευστάθειας που πραγματοποιήθηκαν για τα διάφορα σενάρια επίλυσης του προβλήματος καθώς και για όλους τους απαραίτητους συνδυασμούς είναι οι ακόλουθες:

1. Οι κρίσιμες γεωτεχνικές παράμετροι διατμητικής αντοχής, φαινόμενου βάρους και γωνίας εσωτερικής τριβής του ασβεστολιθικού σχηματισμού έδρασης του επιχώματος, στη γενική περιοχή του έργου που ελήφθησαν με βάση τις γεωλογικές συνθήκες στην περιοχή του επιχώματος που αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 4 και είναι οι παρακάτω:

Γωνία εσωτερικής τριβής: $\varphi = 45^\circ$

Συνοχή: $c = 120,0 \text{ KPa}$

Φαινόμενο βάρος: $\gamma = 26,0 \text{ KN/m}^3$

2. Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής, φαινόμενου βάρους και γωνίας εσωτερικής τριβής για τα υλικά επίχωσης μεταβάλλονται με όλους τους δυνατούς συνδυασμούς και παίρνουν τις εξής τιμές:

Γωνία εσωτερικής τριβής: $\varphi = 25^\circ, 30^\circ$ και 35°

Συνοχή: $c = 0 \text{ KPa}, 5 \text{ KPa}$ και 10 KPa

Φαινόμενο βάρος: $\gamma = 20 \text{ KN/ m}^3$.

Σημειώνεται ότι αρχικά είχαν ληφθεί και οι τιμές $\gamma = 18 \text{ KN/ m}^3$ και $\gamma = 22 \text{ KN/ m}^3$ για το φαινόμενο βάρος των υλικών επίχωσης, οι οποίες όμως

δεν σχολιάζονται εκτενέστερα γιατί προέκυψε πολύ μικρή διακύμανση των τιμών των συντελεστών ασφαλείας.

3. Όλοι οι δυνατοί συνδυασμοί που αναφέρθηκαν υπολογίστηκαν τόσο για στατικές συνθήκες φόρτισης, όσο και για σεισμικές (με $A = 0,24$) και τα επιβαλλόμενα κινητά φορτία στην στέψη του οπλισμένου αντίβαρου ποδός λαμβάνονται κατά τις διαφορετικές συνθήκες φόρτισης ίσα με $P_1 = 20 \text{ KPa}$ και $P_2 = 10 \text{ KPa}$, αντίστοιχα (φορτίο κυκλοφορίας).

Η ευρύτερη περιοχή του έργου, σύμφωνα με το νέο αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ 2000) και τις τροποποιήσεις του βάσει του ΦΕΚ 1154 Β' (12/8/2003) υπάγεται στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας «II» με αντίστοιχο συντελεστή σεισμικής διέγερσης $A = 0,24 \text{ g}$.

Εξάλλου, σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.2 του ΕΑΚ-2000, (Φ.Ε.Κ. Β' 781/18-6-2003, Απόφαση 2 – Αριθ. Δ17α/67/1/ΦΝ275), η ευστάθεια αναχωμάτων μέχρι ύψους 15m ελέγχεται με θεώρηση προσθέτων οριζοντίων ενεργών επιταχύνσεων της μάζας τους που μεταβάλλονται από $\alpha_B = 0.50 \cdot \alpha$ στη βάση, μέχρι $\alpha_K = \alpha_B \cdot \beta(T)$ στην κορυφή του αναχώματος, όπου:

α : η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ίση με 0,24 για την περιοχή του έργου

$\beta(T)$: η φασματική μεγέθυνση που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T του έργου.

Η συγκεκριμένη θεώρηση χρησιμοποιείται επίσης στην παρούσα μελέτη, αλλά για $H_{\max} = 30\text{m}$.

Για την εκτίμηση της T λαμβάνεται ο τύπος $T = 2.5 \cdot \frac{H}{V_s}$

όπου H το ύψος του οπλισμένου επιχώματος και V_s η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στο σώμα του επιχώματος (400 m/sec, για συμπυκνωμένα υλικά).

Αναλυτικότερα, η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού πρηνών αναχωμάτων με ύψος μέχρι 15 m της παρ. 5.4.2, α_π , είναι ίση με πρόσθετες οριζόντιες ενεργές επιταχύνσεις α_h , που δρουν στην εδαφική μάζα και καθορίζονται σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.1 του ΕΑΚ-2000, 2003, ως εξής:

$$\alpha_h = \alpha_\pi = \frac{\alpha_\beta + \alpha_\kappa}{2}.$$

Με βάση τα ανωτέρω υπολογίζεται σε κάθε θέση ελέγχου για το αντίστοιχο ύψος του επιχώματος που μελετάται η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του πρηνούς σύμφωνα με τους ακόλουθους τύπους για την τιμή $\beta(T)$, όπως αυτοί προκύπτουν για τις διάφορες κατηγορίες της ιδιοπεριόδου T :

$$\text{Για } 0 \leq T < T_1 : \beta(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$\text{Για } T_1 \leq T \leq T_2 : \beta(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$$

$$\text{Για } T_2 < T : \beta(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}.$$

Συμπερασματικά για ύψος πρηνούς 30m, η ιδιοπερίοδος T λαμβάνει την τιμή 0,179, η οποία βρίσκεται μεταξύ των τιμών T_1 και T_2 (για κατηγορία εδάφους A προκύπτουν $T_1=0,10$ και $T_2=0,40$) και καταλήγει σε τιμή $\beta(T) = 2,50$.

Έτσι, προκύπτουν για $\beta(T) = 2,5$ οι ακόλουθες συνιστώσες :

Οριζόντια συνιστώσα στη βάση $\alpha_B = 0,50 \times 0,24 = 0,12$

Οριζόντια συνιστώσα στη στέψη $\alpha_\kappa = 0,12 \times 2,5 = 0,30$

$$\text{Μέση τιμή } \alpha_h = \frac{\alpha_\beta + \alpha_\kappa}{2} = 0,21.$$

4. Οι ελάχιστοι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας (SF_{min}) σε συνάρτηση με το υπό έλεγχο συνδυασμό φορτίσεων δίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 7.1 Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας σε συνάρτηση με τον υποέλεγχο συνδυασμό φορτίσεων

A/A	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ
1	$g + q (+w)$
2	$g + 0.5q + s (+w)$

Όπου:

g : Μόνιμα φορτία επιχώματος που προκύπτουν λόγω ίδιου βάρους γαιών

q : Κινητά φορτία (φόρτιση κυκλοφορίας) : $P_1 = 20 \text{ KN/m}^2$, ενιαία

κατανεμημένο επί του πλάτους οδοστρώματος για την περίπτωση χωρίς σεισμό και $P_2 = 10 \text{ KN/m}^2$ για την περίπτωση με σεισμό

s : Σεισμική φόρτιση

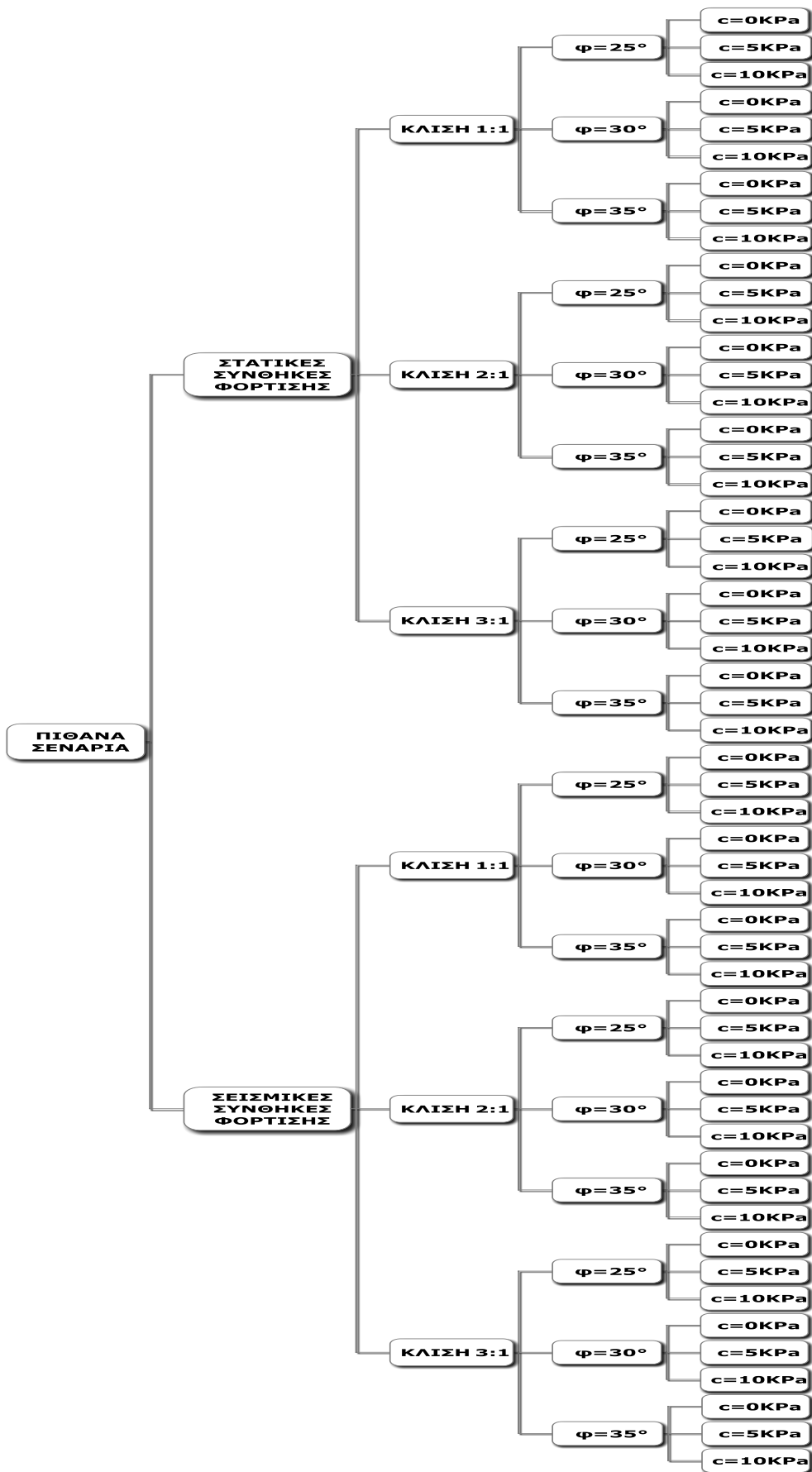
w : Υδροφόρος ορίζοντας (εάν υπάρχει)

5. Όσον αφορά στη γεωμετρία του επιχώματος, για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς που αναφέρθηκαν, έγιναν έλεγχοι ευστάθειας για τις εξής περιπτώσεις κλίσεων πρανούς:

$B = 1:1 (45^\circ)$, $2:1 (63,4^\circ)$ και $3:1 (71,6^\circ)$.

Σημειώνεται, ότι είχε ληφθεί και η περίπτωση κλίσεως πρανούς $4:1 (76^\circ)$, η οποία όμως ήταν πολύ δυσμενής, καθώς δεν μπορούσε να επιτευχθεί ισορροπία με τον επιλεγόμενο οπλισμό σε καμία επίλυση και έτσι τα στοιχεία δεν μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν.

Συγκεκριμένα μελετήθηκαν 216 σενάρια και παρουσιάζονται στην εν λόγω εργασία τα 54, εφόσον δεν γίνεται περαιτέρω ανάλυση για την κλίση πρανούς $4:1$ και για τις τιμές του φαινόμενου βάρους των υλικών επίχωσης $\gamma = 18 \text{ KN/ m}^3$ και $\gamma = 22 \text{ KN/ m}^3$. Σε κάθε περίπτωση έχει κρατηθεί σταθερό το ύψος του επιχώματος στα 30 m, το φαινόμενο βάρος των υλικών



Σχήμα 7.1 Πιθανά σενάρια που ελέγχθηκαν

$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ και κατά περιπτώσεις αλλάζει η γωνία εσωτερικής τριβής, ϕ , ή η συνοχή, c , των υλικών επίχωσης, οι συνθήκες φόρτισης, στατικές ή σεισμικές και η κλίση του πρανούς. Σχηματικά παρουσιάζονται τα σενάρια στο παραπάνω σχήμα 7.1.

7.2 Επιλύσεις ευστάθειας που πραγματοποιήθηκαν στο επίχωμα

Οι σχετικές επιλύσεις έγιναν με το εξειδικευμένο πρόγραμμα H/Y ReSSA Version 3.0 της εταιρείας Adama Engineering, Inc.

Το ReSSA (3.0) είναι ένα πρόγραμμα που χρησιμοποιείται για να ελέγξει την επίπεδη και την περιστροφική σταθερότητα των πρανών. Αναπτύχθηκε ειδικά για να επιτρέψει τον κατάλληλο συνυπολογισμό της οριζόντια τοποθετημένης ενίσχυσης, επιτρέποντας κατά συνέπεια το σχεδιασμό και την ανάλυση των μηχανικά σταθεροποιημένων πρανών. Η φιλοσοφία του σχεδιασμού του, η επιλογή των παραμέτρων των υλικών και οι κατασκευαστικές θεωρήσεις λαμβάνονται από τις Αμερικάνικες Προδιαγραφές που αναφέρονται στη χρήση γεωσυνθετικών υλικών για την κατασκευή οπλισμένων επιχωμάτων (Federal Highway Administration, No. FHWA-NHI-00-043, 2001). Το συγκεκριμένο πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα επίλυσης μόνο από την αριστερή μεριά του πρανούς και σε περιπτώσεις όπως στο επίχωμα που μελετήθηκε στη συγκεκριμένη εργασία, όπου το πρανές είναι συμμετρικό, θα ισχύουν οι ίδιες περιπτώσεις ολίσθησης και από τη δεξιά μεριά αυτού.

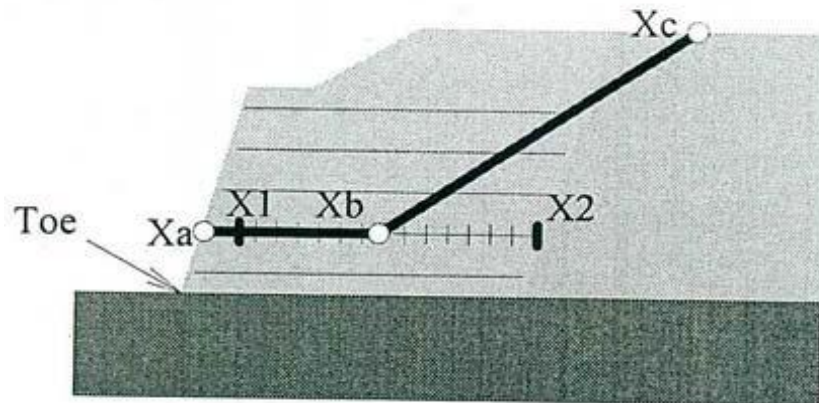
Οι έλεγχοι ευστάθειας (external – internal stability analysis) του οπλισμένου πρανούς που εκτελέστηκαν σε όλες τις περιπτώσεις περιλαμβάνουν όλες τις απαιτούμενες αναλύσεις ευστάθειας:

7.2.1 Περιστροφική Ολίσθηση (Rotational Analysis)

Για την ανάλυση αυτή ακολουθήθηκε η γενικευμένη μέθοδος Bishop με κυκλική επιφάνεια ολίσθησης, ελέγχοντας εσωτερική (internal) και εξωτερική ευστάθεια (external) επεκτεινόμενη στην υποκείμενη ασβεστολιθική στρώση έδρασης των οπλισμένων επιχωμάτων.

7.2.2 Επίπεδη ολίσθηση κατά μήκος κάθε λωρίδας οπλισμού (Translational Analysis)

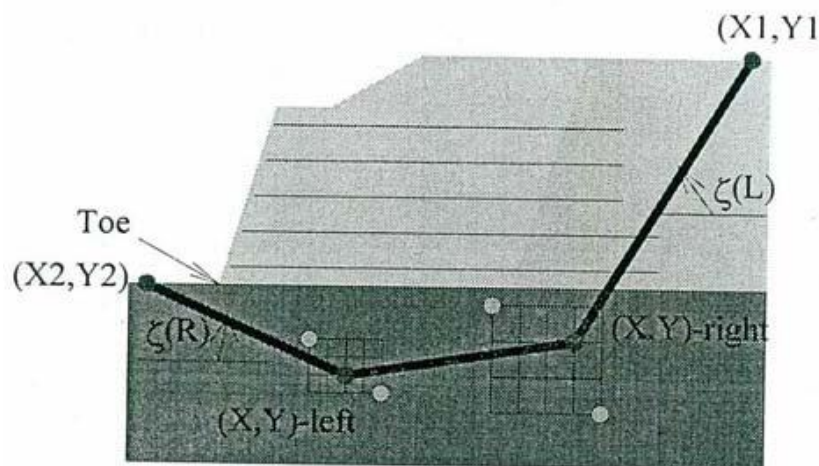
Σε αυτήν την ανάλυση ελέγχθηκε ο μηχανισμός ολίσθησης σε προδιαγεγραμμένη διεπιφάνεια οριζόμενη από κάθε λωρίδα οπλισμού με τη μέθοδο του μηχανισμού “Two Part Wedge” που υποδεικνύεται στο σχήμα 7.2.



Σχήμα 7.2 Επίπεδη ολίσθηση κατά μήκος κάθε λωρίδας οπλισμού

7.2.3 Ολίσθηση σε μικτή διεπιφάνεια περιβάλλουσα το οπλισμένο επίχωμα (3 - Part Wedge Analysis) που μπορεί να εισέρχεται στο υπέδαφος θεμελίωσης (συντηρητική θεώρηση)

Η ανάλυση αυτή περιλαμβάνει έλεγχο συνολικής ευστάθειας σε πολυγωνική γραμμή με πάχος στρώσεως εξυγίανσης έως 2,00m σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα 7.3.



Σχήμα 7.3 Ολίσθηση σε μικτή διεπιφάνεια περιβάλλουσα το οπλισμένο επίχωμα

7.2.4 Σχολιασμοί των αναλύσεων

Όλοι οι παραπάνω έλεγχοι είναι απαραίτητοι για την εξασφάλιση της βραχυχρόνιας ευστάθειας του οπλισμένου επιχώματος. Η εξασφάλιση της λειτουργικότητας κατά τη διάρκεια ζωής του έργου εξασφαλίζεται με τη χρήση κατάλληλων πρόσθετων συντελεστών ασφαλείας, που τεκμηριώνουν το σχεδιασμό του έργου για διάρκεια ζωής 120 ετών. Οι επί μέρους αυτοί πρόσθετοι συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου επιχώματος σχετίζονται:

- a) με τη διατμητική αντοχή των υλικών του σώματος του επιχώματος,
- b) με την αντοχή των γεωσυνθετικών υλικών
- c) με το συνδυασμό των δράσεων σχεδιασμού (μόνιμα, κινητά και σεισμικά φορτία) και, τέλος,
- d) με τις λοιπές παραμέτρους σχεδιασμού του οπλισμένου επιχώματος.

Δηλαδή, οι υπόψη συντελεστές ασφαλείας προκύπτουν με βάση τα μηχανικά χαρακτηριστικά υλικού, τα μηχανικά χαρακτηριστικά αλληλεπίδρασης γεωσυνθετικού - αδρομερούς υλικού οπλισμένου επιχώματος, τα χαρακτηριστικά ανθεκτικότητας στις δράσεις περιβάλλοντος, τον ερπυσμό και στην καταπόνηση κατά την τοποθέτηση του γεωσυνθετικού υλικού, καθώς και με τα όποια φορτία αναμένεται να υποφέρει το επίχωμα που σχεδιάζεται.

Στον ακόλουθο πίνακα 7.2 παρατίθενται οι επιλεγόμενοι πρόσθετοι συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου επιχώματος και θεωρούνται ως δεδομένα του προγράμματος ReSSA, Version 3.0, οι οποίοι βασίζονται αφ' ενός στις Αμερικάνικες οδηγίες AASHTO 98 και αφ' ετέρου στην υπάρχουσα διεθνή και εθνική εμπειρία (π.χ. Προδιαγραφές ΕΟΑΕ). Δεδομένου ότι το υπόψη πρόγραμμα Η/Υ είναι προσανατολισμένο προς τον σχεδιασμό (design - oriented), οι πρόσθετοι συντελεστές που ακολουθούν θεωρούνται ως δεδομένα του προγράμματος, όπως προαναφέρθηκε και παραπάνω.

Πίνακας 7.2 Πρόσθετοι μειωτικοί συντελεστές ασφαλείας για τη διαστασιολόγηση του οπλισμένου επιχώματος

ΠΡΟΣΘΕΤΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ		ΤΥΠΙΚΗ ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΗ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ, T_{ult} . (kN/m)	
		110	
Μειωτικός συντελεστής λόγω καταπόνησης κατά την εγκατάσταση, (Installation damage, RF_{id})(1)		1,07	
Μειωτικός συντελεστής ανθεκτικότητας στο περιβάλλον έδαφος, (Durability, RF_d) = f_m (2) * f_e (3)		1,13	
Συντελεστές αλληλεπίδρασης εδαφικού υλικού - γεωσυνθετικού σε ολίσθηση, (Direct sliding coefficients)	στη γωνία εσωτερικής τριβής, ($C_{ds-\phi}$)(4)	0,87	
	στη συνοχή, (C_{ds-c})	0,00	
Συντελεστές αλληλεπίδρασης για τον υπολογισμό της αντίστασης εξόλκευσης, (Pullout coefficients)	(F^*)(5)	0,44	
	(α)	0,80	
Συντελεστής ασφαλείας έναντι εξόλκευσης (Factor of safety for geosynthetic pullout, F_{s-po})		1,50	
Μειωτικός συντελεστής ερπυσμού, (Creep, RF_c)		1,67	
Μειωτικός συντελεστής γ_M στην εφελκυστική αντοχή υλικού (RF_a)(6)	ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	
	1,30	1,00	
ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ (kN/m)(7), $T_{available} = \frac{T_{ult}}{RF_{id} * RF_d * RF_c * RF_a} \geq T_{allowable}$		41,9	54,48

Επεξηγηματικό Υπόμνημα Πίνακα 7.2

- Αρχικά σημειώνεται ότι όλοι οι «μειωτικοί» συντελεστές λαμβάνονται από την εταιρεία κατασκευής των επιλεγόμενων γεωπλεγμάτων με τυπική ονομαστική εφελκυστική αντοχή T_{ult} . = 110 kN/m.

- Ο μειωτικός συντελεστής λόγω καταπόνησης κατά την εγκατάσταση των γεωπλεγμάτων, (Installation damage, RF_{id}) (1) λαμβάνεται 1,07 για επίλεκτα υλικά επίχωσης κατηγορίας E4 με $D90 \leq 10\text{mm}$
- Ο συντελεστής μείωσης έναντι αποκλίσεων της παραγωγής και της χρονικής προέκτασης των δεδομένων (2), f_m λαμβάνεται ίσος με 1,10, για διάρκεια ζωής έργου $T = 120$ χρόνια.
- Ο συντελεστής μείωσης λόγω περιβαλλοντικών προσβολών (3), f_e ισούται με 1,03, για εδάφη με $PH=4,0-9$
- Ο συντελεστής αλληλεπίδρασης εδαφικού υλικού – γεωσυνθετικού σε ολίσθηση (Direct sliding coefficients) για τη γωνία εσωτερικής τριβής (4), υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$C_{ds-\phi} = \alpha_s \frac{\tan \delta}{\tan \phi} + (1 - \alpha_s),$$

όπου:

ϕ = γωνία εσωτερικής τριβής επίλεκτων υλικών επίχωσης,

$\delta = 2/3\phi$ και

$\alpha_s = 0,34$ (ονομαστική εφελκυστική αντοχή οπλισμού αντίστοιχα 110 kN/m)

- Ο συντελεστής εξόλκευσης F^* (5), υπολογίζεται ως ακολούθως:

$F^* = c_i \cdot \tan \phi$, όπου c_i = Συντελεστής αλληλοεπίδρασης έναντι εξόλκευσης (0,60).

- Ο συντελεστής RFa (6), είναι ο μειωτικός συντελεστής υλικών.
- Τέλος, η εφελκυστική αντοχή λειτουργίας, $T_{available}$ (7), αποτελεί ουσιαστικό κριτήριο αποδοχής τύπου γεωσυνθετικού υλικού, καθώς ενώ η αρχική θεωρητική αντοχή ήταν 110 kN/m, χρησιμοποιώντας τους πρόσθετους μειωτικούς συντελεστές του Πίνακα 7.1, καταλήγουμε σε αντοχή γεωπλεγμάτων ίση με 41,9 kN/m για στατική φόρτιση και 54,48 kN/m για σεισμική φόρτιση.

Όσον αφορά στον έλεγχο μήκους αναδίπλωσης, Το απαιτούμενο μήκος αναδίπλωσης και επανεπίχωσης του άκρου του γεωπλέγματος προς την εξωτερική παρειά του οπλισμένου επιχώματος ώστε να συγκρατεί το έδαφος στη θέση του, υπολογίζεται από τον ακόλουθο τύπο :

$$l_{od} = \frac{t_D (S_{hd} + S_{ld}) x F_s}{2(d\gamma_m) \tan \phi_{sg}},$$

όπου:

F_s : Συντελεστής ασφαλείας (3-10, αναλόγως της φύσης του υλικού του γεωπλέγματος του επίλεκτου υλικού επίχωσης και του τύπου της χρησιμοποιούμενης εξωτερικής επένδυσης).

t_D : Απαιτούμενη απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών γεωπλεγμάτων

d : Μέγιστο βάθος λωρίδας οπλισμού (κατώτερη στρώση).

γ_m : Φαινόμενο βάρος επίλεκτων υλικών επίχωσης.

φ : Γωνία εσωτερικής τριβής επίλεκτων υλικών επίχωσης

$k_o = 1 - \eta\mu\varphi$: Συντελεστής ωθήσεων ηρεμίας.

$S_{hd} = k_o \gamma d$: Οριζόντια ώθηση λόγω νεκρών φορτίων.

$S_{ld} = k_o P$: Οριζόντια ώθηση λόγω κινητών φορτίων.

$\varphi_{sg} = 2/3 \varphi$: Γωνία τριβής μεταξύ γεωπλέγματος και υλικού πλήρωσης.

Το μήκος αναδίπλωσης που χρησιμοποιήθηκε είναι από 1,3m μέχρι 2,5m.

8. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΠΟΥ ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΘΗΚΑΝ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Όλες οι επιλύσεις έγιναν, συνδυάζοντας διαφορετικές μεταξύ τους παραμέτρους για να διερευνηθεί η επίδραση που έχει η κάθε παράμετρος στον συντελεστή ασφαλείας έναντι ευστάθειας. Ελέγχονται οι τρεις προαναφερθέντες μηχανισμοί αστοχίας SF_1 , SF_2 και SF_3 και κατά περίπτωση επιλέγεται ο δυσμενέστερος και μικρότερος συντελεστής ευστάθειας. Αναλυτικά τα αποτελέσματα των Γεωτεχνικών υπολογισμών δίνονται για κάθε περίπτωση στο Παράρτημα III.

Σε όλες τις περιπτώσεις έχει κρατηθεί σταθερό το ύψος του επιχώματος στα 30 m, το φαινόμενο βάρος του υλικού επίχωσης $\gamma = 20,0 \text{ KN/m}^3$ καθώς και το είδος των οπλισμών (γεωπλέγματα αντοχής 110 KN/m), όπως και οι αποστάσεις με τις οποίες αυτοί τοποθετούνται (ανά 0,50 m). Κατά περιπτώσεις αλλάζει η γωνία εσωτερικής τριβής, ϕ , που παίρνει τιμές $\phi = 25^\circ$, 30° και 35° ή η συνοχή, c , των υλικών επίχωσης, που παίρνει τιμές $c = 0 \text{ KPa}$, 5 KPa και 10 KPa , οι συνθήκες φόρτισης, στατικές ή σεισμικές και η κλίση του πρανούς $B = 1:1 (45^\circ)$, $2:1 (63,4^\circ)$ και $3:1 (71,6^\circ)$.

Οι συντελεστές ασφαλείας που παρατίθενται σε κάθε πιθανό σενάριο είναι κάθε φορά ο μικρότερος και άρα δυσμενέστερος συντελεστής ασφαλείας από τους τρεις συντελεστές που προέκυψαν από τις επιλύσεις του προγράμματος Ressa (Version 3.0).

8.1 Αποτελέσματα ελέγχων ευστάθειας για κάθε πιθανό σενάριο

1. Αρχικά για στατικές συνθήκες φόρτισης και για κλίση πρανούς 1:1 (45°), κρατήθηκε σταθερή η γωνία εσωτερικής τριβής $\phi = 25^\circ$ και αλλάζοντας τις τιμές της συνοχής $c = 0 \text{ KPa}$, 5 KPa και 10 KPa προέκυψαν οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας. Όμοια, στη συνέχεια έγιναν οι αντίστοιχες επιλύσεις κρατώντας σταθερή την τιμή της γωνίας

εσωτερικής τριβής σε $\varphi = 30^\circ$ και σε $\varphi = 35^\circ$ και αλλάζοντας πάλι τις τιμές τις συνοχής $c = 0$ KPa, 5 KPa και 10 KPa. (Πίνακας 8.1)

Πίνακας 8.1 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για στατικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 1:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c

$\varphi(^\circ) / c(\text{KPa})$	0	5	10
25	1,23	1,26	1,29
30	1,42	1,46	1,49
35	1,63	1,68	1,71

2. Όμοια, για στατικές συνθήκες φόρτισης, αλλά για κλίση πρανούς 2:1 ($63,4^\circ$), κρατήθηκε πάλι σταθερή η γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi = 25^\circ$ και αλλάζοντας τις τιμές της συνοχής $c = 0$ KPa, 5 KPa και 10 KPa προέκυψαν οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας και στη συνέχεια έγιναν οι επιλύσεις κρατώντας σταθερή την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής σε $\varphi = 30^\circ$ και σε $\varphi = 35^\circ$ και αλλάζοντας πάλι τις τιμές τις συνοχής $c = 0$ KPa, 5 KPa και 10 KPa (Πίνακας 8.2)

Πίνακας 8.2 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για στατικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 2:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c

$\varphi(^\circ) / c(\text{KPa})$	0	5	10
25	0,98	1,03	1,08
30	1,14	1,19	1,23
35	1,24	1,29	1,34

3. Με τον ίδιο τρόπο, για στατικές συνθήκες φόρτισης, αλλά για κλίση πρανούς 3:1 ($71,6^\circ$), κρατήθηκε πάλι σταθερή η γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi = 25^\circ$ και αλλάζοντας τις τιμές της συνοχής $c = 0$ KPa, 5 KPa και 10 KPa προέκυψαν οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας. Στη συνέχεια έγιναν οι επιλύσεις κρατώντας σταθερή την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής σε $\varphi = 30^\circ$ και σε $\varphi = 35^\circ$ και αλλάζοντας πάλι τις τιμές τις συνοχής $c = 0$ KPa, 5 KPa και 10 KPa (Πίνακας 8.3)

Πίνακας 8.3 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για στατικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 3:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c

$\varphi(^{\circ}) / c(\text{KPa})$	0	5	10
25	0,87	0,93	0,98
30	1,07	1,13	1,18
35	1,20	1,25	1,30

4. Στη συνέχεια, για σεισμικές συνθήκες φόρτισης και για κλίση πρανού 1:1 (45°), κρατήθηκε, ομοίως, σταθερή η γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi = 25^{\circ}$ και αλλάζοντας τις τιμές της συνοχής $c = 0 \text{ KPa}$, 5 KPa και 10 KPa προέκυψαν οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας. Ακόμα, έγιναν οι αντίστοιχες επιλύσεις κρατώντας σταθερή την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής σε $\varphi = 30^{\circ}$ και σε $\varphi = 35^{\circ}$ και αλλάζοντας πάλι τις τιμές της συνοχής $c = 0 \text{ KPa}$, 5 KPa και 10 KPa . (Πίνακας 8.4)

Πίνακας 8.4 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για σεισμικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 1:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της συνοχής c

$\varphi(^{\circ}) / c(\text{KPa})$	0	5	10
25	0,96	0,99	1,03
30	1,06	1,13	1,13
35	1,22	1,24	1,26

5. Για σεισμικές συνθήκες φόρτισης, πάλι, αλλά για κλίση 2:1 ($63,4^{\circ}$) κρατήθηκε σταθερή η γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi = 25^{\circ}$ και αλλάζοντας τις τιμές της συνοχής $c = 0 \text{ KPa}$, 5 KPa και 10 KPa προέκυψαν οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας. Όμοια, στη συνέχεια έγιναν οι αντίστοιχες επιλύσεις κρατώντας σταθερή την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής σε $\varphi = 30^{\circ}$ και σε $\varphi = 35^{\circ}$ και αλλάζοντας πάλι τις τιμές της συνοχής $c = 0 \text{ KPa}$, 5 KPa και 10 KPa . (Πίνακας 8.5)

Πίνακας 8.5 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για σεισμικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 2:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ και της συνοχής c

$\phi(^{\circ}) / c(\text{KPa})$	0	5	10
25	0,92	0,93	0,95
30	1,02	1,04	1,07
35	1,15	1,18	1,21

6. Τέλος, για σεισμικές συνθήκες φόρτισης και για κλίση πρανού 3:1 ($71,6^{\circ}$), κρατήθηκε σταθερή η γωνία εσωτερικής τριβής $\phi = 25^{\circ}$ και αλλάζοντας τις τιμές της συνοχής $c = 0 \text{ KPa}$, 5 KPa και 10 KPa προέκυψαν οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας. Όμοια, έγιναν οι αντίστοιχες επιλύσεις κρατώντας σταθερή την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής σε $\phi = 30^{\circ}$ και σε $\phi = 35^{\circ}$ και αλλάζοντας πάλι τις τιμές της συνοχής $c = 0 \text{ KPa}$, 5 KPa και 10 KPa . (Πίνακας 8.6)

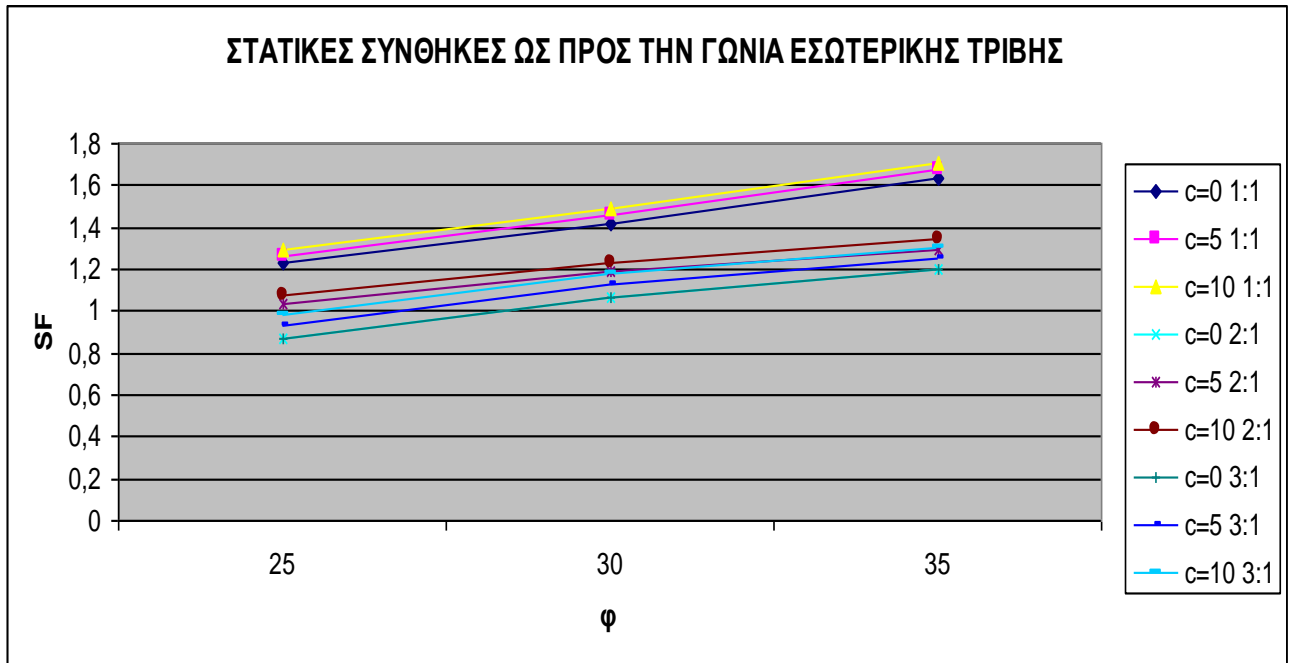
Πίνακας 8.6 Δυσμενέστεροι συντελεστές ασφαλείας SF για σεισμικές συνθήκες φόρτισης και κλίση 3:1, για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ και της συνοχής c

$\phi(^{\circ}) / c(\text{KPa})$	0	5	10
25	0,82	0,87	0,92
30	0,98	1,00	1,03
35	1,10	1,13	1,17

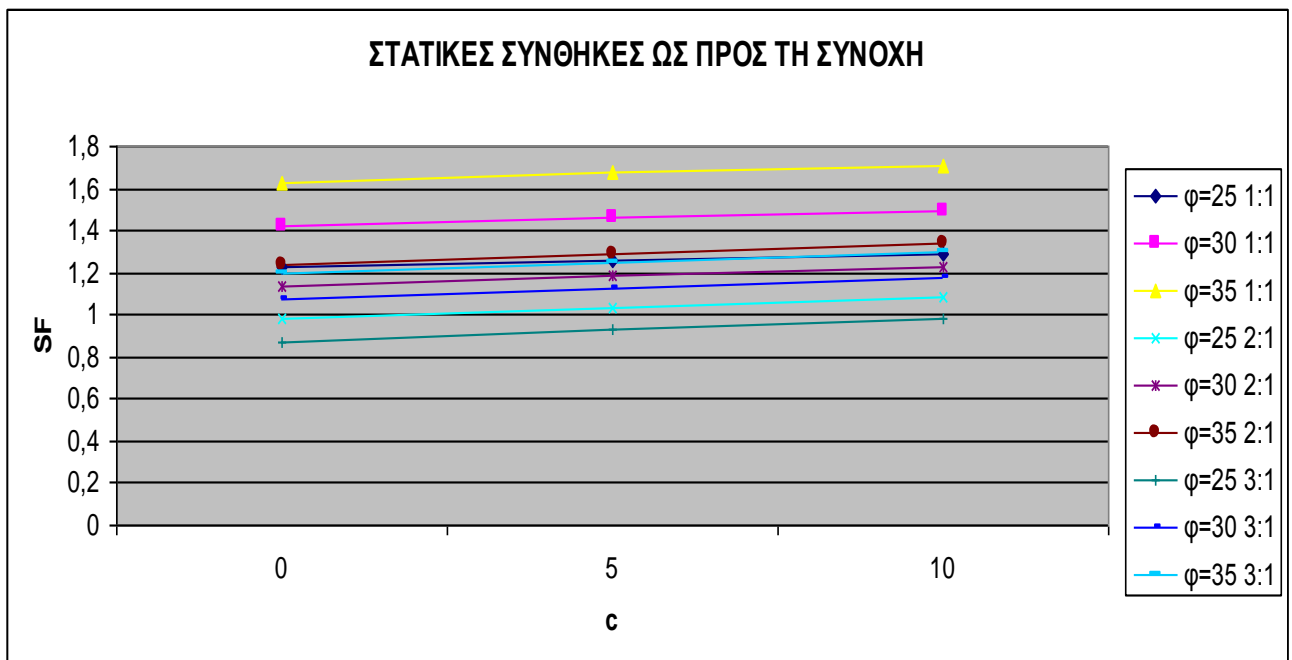
Τα παρακάτω διαγράμματα προέκυψαν από τους παραπάνω συντελεστές ασφαλείας SF, που όπως προαναφέρθηκε, είναι οι δυσμενέστεροι για κάθε σενάριο.

Στα Διαγράμματα 8.1 και 8.2 παρατηρούμε την μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας SF, για στατικές συνθήκες φόρτισης, για κάθε κλίση πρανού, ως προς την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ (Διάγραμμα 8.1) και ως προς την συνοχή (Διάγραμμα 8.2).

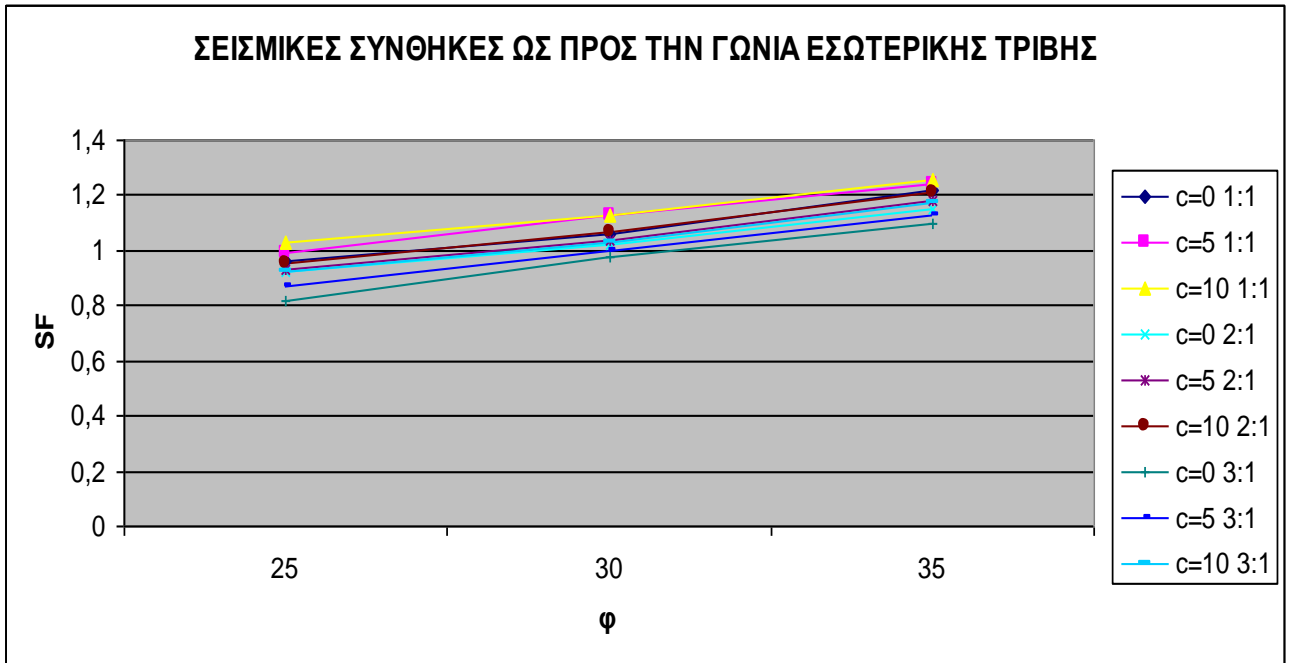
Αντίστοιχα, στα Διαγράμματα 8.3 και 8.4 παρατηρούμε την μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας SF, για σεισμικές συνθήκες φόρτισης, για κάθε κλίση πρανού, ως προς την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ (Διάγραμμα 8.3) και ως προς την συνοχή (Διάγραμμα 8.4).



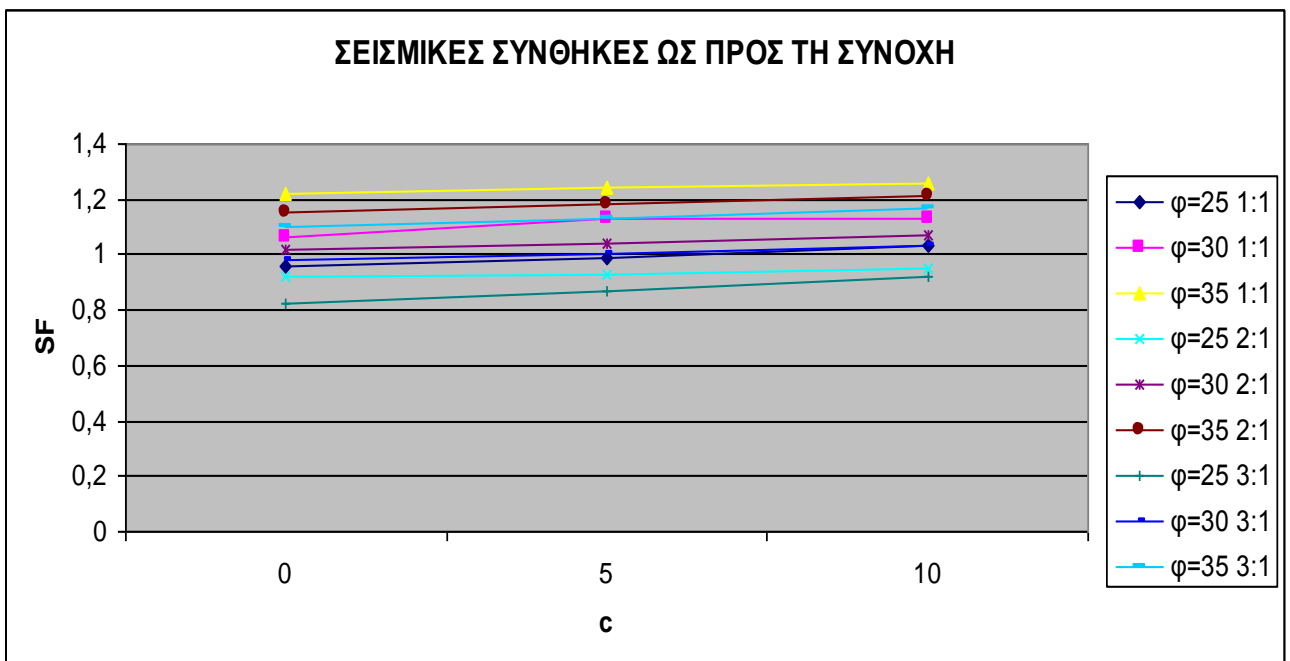
Διάγραμμα 8.1 Μεταβολή του δυσμενέστερου συντελεστή ασφαλείας για στατικές συνθήκες, για κάθε κλίση πρανούς, ως προς την μεταβολή της εσωτερικής γωνίας τριβής φ.



Διάγραμμα 8.2 Μεταβολή του δυσμενέστερου συντελεστή ασφαλείας για στατικές συνθήκες, για κάθε κλίση πρανούς, ως προς την μεταβολή της συνοχής c.



Διάγραμμα 8.3 Μεταβολή του δυσμενέστερου συντελεστή ασφαλείας για σεισμικές συνθήκες, για κάθε κλίση πρανούς, ως προς την μεταβολή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ.



Διάγραμμα 8.4 Μεταβολή του δυσμενέστερου συντελεστή ασφαλείας για σεισμικές συνθήκες, για κάθε κλίση πρανούς, ως προς την μεταβολή της συνοχής c.

8.2 Επίδραση της εσωτερικής γωνίας φ

Στους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν η αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής φ κατά 5° από 25° σε 30° και σε 35° , έχει αντίστοιχα επίδραση στον συντελεστή ασφαλείας. Ακολουθούν οι παρακάτω Πίνακες στους οποίους φαίνονται τα ποσοστά μεταβολής των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας για κάθε πιθανό σενάριο.

- I. Κρατώντας, αρχικά, την τιμή της συνοχής σταθερή σε $c = 0$ KPa, βλέπουμε τις μεταβολές επί τοις εκατό (%) των συντελεστών ασφαλείας για κάθε κλίση πρανούς, τόσο για στατικές, όσο και για σεισμικές συνθήκες φόρτισης, με την αύξηση της τιμής της εσωτερικής τριβής φ από 25° σε 30° και σε 35° . (Πίνακας 8.7)

Πίνακας 8.7 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή συνοχής $c = 0$ kPa, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης

$\Phi(^{\circ})$	ΚΛΙΣΗ 1:1				ΚΛΙΣΗ 2:1				ΚΛΙΣΗ 3:1			
	Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης	
	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%
25	1,23	-	0,96	-	0,98	-	0,92	-	0,87	-	0,82	-
30	1,42	15,45	1,06	10,42	1,14	16,33	1,02	10,87	1,07	22,99	0,98	19,51
35	1,63	32,52	1,22	27,08	1,24	26,53	1,15	25,00	1,2	37,93	1,1	34,15

- II. Στη συνέχεια, κρατώντας την τιμή της συνοχής σταθερή σε $c = 5$ KPa, βλέπουμε τις μεταβολές επί τοις εκατό (%) των συντελεστών ασφαλείας για κάθε κλίση πρανούς, τόσο για στατικές, όσο και για σεισμικές συνθήκες φόρτισης, με την αύξηση της τιμής της εσωτερικής τριβής φ από 25° σε 30° και σε 35° . (Πίνακας 8.8)

Πίνακας 8.8 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή συνοχής $c = 5 \text{ kPa}$, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης

$\Phi(^{\circ})$	ΚΛΙΣΗ 1:1				ΚΛΙΣΗ 2:1				ΚΛΙΣΗ 3:1			
	Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης	
	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%
25	1,26	-	0,99	-	1,03	-	0,93	-	0,93	-	0,87	-
30	1,46	15,87	1,13	14,14	1,19	15,53	1,04	11,83	1,13	21,51	1,00	14,94
35	1,68	33,33	1,24	25,25	1,29	25,24	1,18	26,88	1,25	34,41	1,13	29,89

III. Ακόμα, κρατώντας την τιμή της συνοχής σταθερή σε $c = 10 \text{ kPa}$, βλέπουμε τις μεταβολές επί τοις εκατό (%) των συντελεστών ασφαλείας για κάθε κλίση πρανούς, τόσο για στατικές, όσο και για σεισμικές συνθήκες φόρτισης, με την αύξηση της τιμής της εσωτερικής τριβής ϕ από 25° σε 30° και σε 35° . (Πίνακας 8.9)

Πίνακας 8.9 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή συνοχής $c = 10 \text{ kPa}$, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης

$\Phi(^{\circ})$	ΚΛΙΣΗ 1:1				ΚΛΙΣΗ 2:1				ΚΛΙΣΗ 3:1			
	Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης	
	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%
25	1,29	-	1,03	-	1,08	-	0,95	-	0,98	-	0,92	-
30	1,49	15,50	1,13	9,71	1,18	9,26	1,07	12,63	1,18	20,41	1,03	11,96
35	1,71	32,56	1,26	22,33	1,34	24,07	1,21	27,37	1,3	32,65	1,17	27,17

Με βάση, λοιπόν, τους Πίνακες 8.7, 8.8 και 8.9 προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα, για τα ποσοστά αύξησης των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, όσο μεταβάλλεται η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ :

- Η αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (φ) κατά 5° , από $\varphi=25^\circ$ σε $\varphi=30^\circ$ ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 15,5% για κάθε τιμή της συνοχής, με κλίση πρανούς 1:1 για στατικές συνθήκες φόρτισης, ενώ αντίστοιχα για σεισμικές συνθήκες φόρτισης με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 9,7% μέχρι 14%.
- Η αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (φ) κατά 10° , από $\varphi=25^\circ$ σε $\varphi=35^\circ$ ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 32,8% για κάθε τιμή της συνοχής με κλίση πρανούς 1:1 για στατικές συνθήκες φόρτισης, ενώ αντίστοιχα για σεισμικές συνθήκες φόρτισης με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 3% μέχρι 6,6%.
- Για κλίση πρανούς 2:1 και στατικές συνθήκες η αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (φ) κατά 5° , από $\varphi=25^\circ$ σε $\varphi=30^\circ$ ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 9% μέχρι 16% για κάθε τιμή της συνοχής, ενώ για σεισμικές συνθήκες φόρτισης με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 11%.
- Η αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (φ) κατά 10° , από $\varphi=25^\circ$ σε $\varphi=35^\circ$ ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 25% για κάθε τιμή της συνοχής με κλίση πρανούς 2:1 για στατικές συνθήκες φόρτισης και αντίστοιχα για σεισμικές συνθήκες φόρτισης με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 26%.
- Η αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (φ) κατά 5° , από $\varphi=25^\circ$ σε $\varphi=30^\circ$ ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 21,5% για κάθε τιμή της συνοχής με κλίση πρανούς 3:1, για στατικές συνθήκες φόρτισης και με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 15% για σεισμικές συνθήκες φόρτισης.
- Τέλος, η αύξηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (φ) κατά 10° , από $\varphi=25^\circ$ σε $\varphi=35^\circ$ ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 36% για κάθε τιμή της συνοχής με κλίση πρανούς 3:1 για στατικές συνθήκες φόρτισης και με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 29% για σεισμικές συνθήκες φόρτισης.

8.3 Επίδραση της συνοχής c

Όμοια με πριν, στους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν και η αύξηση της συνοχής c κατά 5 kPa, από 0 kPa σε 5 kPa και σε 10 kPa, έχει αντίστοιχα επίδραση στον συντελεστή ασφαλείας. Ακολουθούν, όπως προηγουμένως, οι αντίστοιχοι Πίνακες όπου φαίνονται τα ποσοστά μεταβολής των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας για κάθε πιθανό σενάριο.

- I. Κρατώντας, αρχικά, την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής σταθερή σε $\varphi = 25^\circ$ βλέπουμε τις μεταβολές επί τοις εκατό (%) των συντελεστών ασφαλείας για κάθε κλίση πρανούς, τόσο για στατικές, όσο και για σεισμικές συνθήκες φόρτισης, με την αύξηση της τιμής της συνοχής c από 0 kPa σε 5 kPa και σε 10 kPa (Πίνακας 8.10).

Πίνακας 8.10 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή γωνίας εσωτερικής τριβής $\varphi = 25^\circ$, για κάθε κλίση πρανούς για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης

c(kPa)	ΚΛΙΣΗ 1:1				ΚΛΙΣΗ 2:1				ΚΛΙΣΗ 3:1			
	Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης	
	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%
0	1,23	-	0,96	-	0,98	-	0,92	-	0,87	-	0,82	-
5	1,26	2,44	0,99	3,13	1,03	5,10	0,93	1,09	0,93	6,90	0,87	6,10
10	1,29	4,88	1,03	7,29	1,08	10,20	1,03	3,26	0,98	12,64	0,95	12,20

- II. Στη συνέχεια, κρατώντας την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής σταθερή σε $\varphi = 30^\circ$ βλέπουμε τις μεταβολές επί τοις εκατό (%) των συντελεστών ασφαλείας για κάθε κλίση πρανούς, τόσο για στατικές, όσο και για σεισμικές συνθήκες φόρτισης, με την αύξηση της τιμής της συνοχής c από 0 kPa σε 5 kPa και σε 10 kPa (Πίνακας 8.11).

Πίνακας 8.11 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή γωνίας εσωτερικής τριβής $\varphi = 30^\circ$, για κάθε κλίση πρανού για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης

c(kPa)	ΚΛΙΣΗ 1:1				ΚΛΙΣΗ 2:1				ΚΛΙΣΗ 3:1			
	Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης	
	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%
0	1,42	-	1,06	-	1,14	-	1,02	-	1,07	-	0,98	-
5	1,46	2,82	1,13	6,60	1,19	4,39	1,04	1,96	1,13	5,61	1,00	2,04
10	1,49	4,93	1,13	6,60	1,23	7,89	1,07	4,90	1,18	10,28	1,03	5,10

- iii. Τέλος, κρατώντας την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής σταθερή σε $\varphi = 35^\circ$ βλέπουμε τις μεταβολές επί τοις εκατό (%) των συντελεστών ασφαλείας για κάθε κλίση πρανού, τόσο για στατικές, όσο και για σεισμικές συνθήκες φόρτισης, με την αύξηση της τιμής της συνοχής c από 0 kPa σε 5 kPa και σε 10 kPa (Πίνακας 8.12).

Πίνακας 8.12 Ποσοστιαίες μεταβολές των δυσμενέστερων συντελεστών ασφαλείας, για τιμή γωνίας εσωτερικής τριβής $\varphi = 35^\circ$, για κάθε κλίση πρανού για στατικές και σεισμικές συνθήκες φόρτισης

c(kPa)	ΚΛΙΣΗ 1:1				ΚΛΙΣΗ 2:1				ΚΛΙΣΗ 3:1			
	Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης		Στατικές συνθήκες φόρτισης		Σεισμικές συνθήκες φόρτισης	
	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%	SF	%
0	1,63	-	1,22	-	1,24	-	1,15	-	1,20	-	1,10	-
5	1,68	3,07	1,24	1,64	1,29	4,03	1,18	2,61	1,25	4,17	1,13	2,73
10	1,71	4,91	1,26	3,28	1,34	8,06	1,21	5,22	1,30	8,06	1,17	6,36

Συμπερασματικά, όσον αφορά στη μεταβολή της συνοχής c, με βάση του Πίνακες 8.10, 8.11 και 8.12, προκύπτουν τα εξής:

- Η αύξηση της συνοχής (c) κατά 5 KPa, από $c=0$ KPa σε $c=5$ KPa ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 2,8% για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής με κλίση πρανούς 1:1 για στατικές συνθήκες φόρτισης, ενώ αντίστοιχα για σεισμικές συνθήκες φόρτισης με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά από 1,6% μέχρι 6,6%.
- Η αύξηση της συνοχής (c) κατά 10 KPa, από $c=5$ KPa σε $c=10$ KPa ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 4,9% για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής με κλίση πρανούς 1:1 για στατικές συνθήκες και με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 3,3% μέχρι 7,2% για σεισμικές συνθήκες φόρτισης.
- Αντίστοιχα, η αύξηση της συνοχής (c) κατά 5 KPa, από $c=0$ KPa σε $c=5$ KPa ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 4,5% για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής, για κλίση πρανούς 2:1 και στατικές συνθήκες φόρτισης, ενώ για σεισμικές συνθήκες φόρτισης με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 1,8%.
- Η αύξηση της συνοχής (c) κατά 10 KPa, από $c=5$ KPa σε $c=10$ KPa ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 9% για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής, για κλίση πρανούς 2:1 και στατικές συνθήκες φόρτισης και με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 4,5% για σεισμικές συνθήκες φόρτισης.
- Η αύξηση της συνοχής (c) κατά 5 KPa, από $c=0$ KPa σε $c=5$ KPa ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας κατά 5,5% για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής, για κλίση πρανούς 3:1 και στατικές συνθήκες φόρτισης και με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 2% μέχρι 6% για σεισμικές συνθήκες φόρτισης.
- Τέλος, για κλίση 3:1 και στατικές συνθήκες φόρτισης, η αύξηση της συνοχής (c) κατά 10 KPa, από $c=5$ KPa σε $c=10$ KPa ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 8,3% μέχρι 12,6% για κάθε τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής, ενώ για σεισμικές συνθήκες φόρτισης με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 5% μέχρι 12,2%.

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η συγκεκριμένη εργασία είχε ως σκοπό τη διερεύνηση και τη διαστασιολόγηση οπλισμένου επιχώματος ύψους 30m, εκλέγοντας διαφορετικές παραμετρικές αναλύσεις που αφορούν στην αντοχή των υλικών επίχωσης, στη γεωμετρία του επιχώματος και στις συνθήκες φόρτισης.

Έτσι, μελετήθηκαν οι γεωμορφολογικές συνθήκες και η σεισμικότητα της περιοχής, καθώς και οι γεωτεχνικές συνθήκες των σχηματισμών του χώρου θεμελίωσης και των δανείων υλικών.

Με βάση γεωτεχνικές παραμέτρους που επιλέχθηκαν, διαμορφώθηκαν τα διάφορα σενάρια διερεύνησης του επιχώματος. Οι σχετικές επιλύσεις αυτών έγινε με το εξειδικευμένο πρόγραμμα H/Y ReSSa (Version 3.0) και εκτελέστηκαν όλες οι δυνατές αναλύσεις ευστάθειας του συγκεκριμένου προγράμματος. Το ReSSa (Version 3.0) ελέγχει τόσο την Περιστροφική Ολίσθηση (Rotational Analysis), όσο την Επίπεδη Ολίσθηση κατά μήκος κάθε λωρίδας οπλισμού (Translational Analysis), αλλά και την πιθανή Ολίσθηση σε μικτή διεπιφάνεια περιβάλλουσα του οπλισμένου επιχώματος που μπορεί να εισέρχεται σε υπέδαφος θεμελίωσης (3 – Part Wedge Analysis). Σε κάθε πιθανό σενάριο, για τη διερεύνηση αυτού επιλέχθηκε ο μικρότερος και άρα δυσμενέστερος συντελεστής ασφαλείας.

Σκοπός της διερεύνησης αυτής ήταν να συμπεράνουμε την επίδραση που έχει η γωνία εσωτερικής τριβής, αλλά και η συνοχή στους συντελεστές ασφαλείας που προκύπτουν από τους ελέγχους έναντι ευστάθειας.

Απαραίτητη για την κατανόηση αυτών είναι η αναφορά ότι σε κάθε περίπτωση έχει ληφθεί ίδια αντοχή γεωπλέγματος (110 KN/m) και τα γεωπλέγματα τοποθετήθηκαν κάθε φορά σε απόσταση 0,50 m. Ακόμα, οι μάζες αποκόλλησης δεν είναι πάντοτε οι ίδιες, εφόσον αναφερόμαστε στον μικρότερο και άρα δυσμενέστερο συντελεστή ασφαλείας κάθε πιθανού σεναρίου με αποτέλεσμα να μην γίνεται αναφορά κάθε φορά στην ίδια επίλυση του προγράμματος ReSSa 3.0.

Από τους ελέγχους αποδεικνύεται, λοιπόν, ότι η συνεισφορά της εσωτερικής γωνίας τριβής (ϕ) είναι μεγαλύτερη από αυτής της συνοχής (c).

Παρατηρείται, ότι η αύξηση της εσωτερικής γωνίας φ κατά 5° ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 9% μέχρι 25%, ενώ κατά 10° με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 3% μέχρι 36%. Αντίστοιχα, η αύξηση της συνοχής c των δάνειων υλικών κατά 5 KPa, ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 1,6% έως 6,6%, ενώ κατά 10 KPa, ισοδυναμεί με αύξηση του συντελεστή ασφαλείας από 3,3% έως 12,6%.

Επομένως, σε υψηλά επιχώματα παίζει μεγαλύτερο ρόλο η εσωτερική γωνία τριβής (φ) του υλικού έναντι της συνοχής (c). Τα δάνεια υλικά, επομένως, θα πρέπει να είναι επίλεκτα με σημαντική γωνία τριβής. Τέτοιου είδους υλικά δεν υπάρχουν στην ευρύτερη περιοχή του έργου. Επομένως, θα πρέπει να αναζητηθούν αλλού ή να κατασκευαστούν.

Σε αντίθετη περίπτωση, απαιτείται εκτός της καλής συμπύκνωσης του επιχώματος, η οποία δίνει μεγαλύτερη συνοχή στα υλικά επίχωσης, να χρησιμοποιηθούν βαρύτερα και μεγαλύτερης αντοχής γεωσυνθετικά υλικά.

10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Δημ. Ρόζος (2007): Μέθοδοι βελτίωσης – αντιστήριξης εδάφους – υπεδάφους, παράγραφος 8, Αθήνα
2. Δημ. Ρόζος (2007): Τεχνική Γεωλογία Ι, ΕΜΠ – Μηχ. Μετ. Μετ. Τομέας Γεωλογικών επιστημών, Αθήνα
3. Δημ. Ρόζος (2007): Τεχνική Γεωλογία ΙΙ, ΕΜΠ – Μηχ. Μετ. Μετ. Τομέας Γεωλογικών επιστημών, Αθήνα
4. Α. Κολλιός, (2009) Μελέτη Οπλισμένου Επιχώματος «Αρχή Α/Κ Αγίας Μαρίνας – Αρχή Α/Κ Ράχων του άξονα ΠΑΘΕ»
5. Ένωση επιστημόνων της Εγνατία Οδός Α. Ε.: Οδηγίες Σύνταξης Μελετών Οπλισμένων Επιχωμάτων, έκδοση Α01, 10/2007, Θεσσαλονίκη
6. National Highway Institute Office of Bridge Technology (March 2001): Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines, publication Mo. FHWA-NHI-00-043, NHI Course No132042
7. B. Singh (1999): Rock Mass Classification, pages 242-249, R. K. Goel Elsevier
8. Robert M. Koernen: Designing with Geosynthetics (fourth edition), Ph. D. P. E. Prentice hall
9. ΕΥΔΕ/ΟΑΠ (Αύγουστος 2003): Τεχνική συγγραφή υποχρεώσεων (ΤΣΥ), άρθρα 2, 14.
10. ΕΥΔΕ/ΟΑΠ (Αύγουστος 2003): Κανονισμοί Μελετών Ερευνών (ΚΜΕ), υποκεφάλαια 1,14, 1,22. 4,10, 4,11
11. Braja M. Das: Principles of geotechnical engineering, third edition, pages 67-87,PWS Publishing Company, Boston
12. Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. (Ιούλιος 2003): Ο.Μ.Ο.Ε. Τεύχος 11: Γεωλογικές και γεωτεχνικές έρευνες και μελέτες
13. ΕΑΚ 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός κανονισμός 2000, παράγραφος 3.2.1 και τροποποίηση αυτού 2003.
14. Υπουργείο Χ.Ω.Π. (1982): Σεισμολογικά στοιχεία πόλεων και οικισμών, Αθήνα
15. Parazachos-Comninakis (1982), Καταγραφές Αστεροσκοπείου Αθηνών

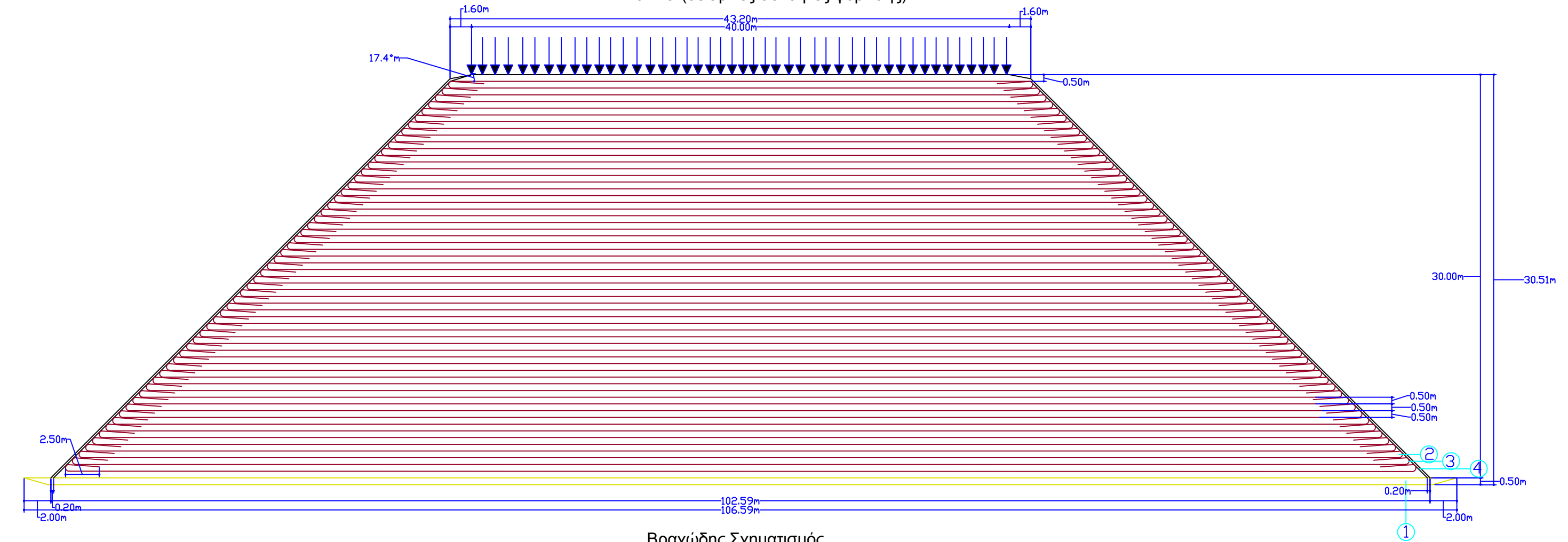
16. Αναστάσιος Κ. Μουρατίδης (2005), Οδοποιία – Η Κατασκευή των οδικών έργων, σελίδες 205 – 220, 243 – 258 και 313 – 326, Θεσσαλονίκη
17. Α. Βελισσαρίου (2006), Οριστική Γεωλογική Μελέτη Α.Κ. Αγ. Μαρίνας Στυλίδας – Α.Κ. Ραχών του τμήματος Σκάρφεια – Ράχες του οδικού άξονα ΠΑΘΕ, Αθήνα
18. Ioannis Zengolis, (2007) Design and Analysis of reinforced soil bridge abutment
19. Ρίτσος Α. & Μιγκίρου Μ. - Εναλλακτικές Επιλογές Προστατευτικής Επένδυσης Πρανών Οπλισμένων Επιχωμάτων
20. <http://www.msew.com/ressaindex.htm>

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι
ΤΥΠΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

P = 20KPa (στατικές συνθήκες φόρτισης)

P = 10KPa (σεισμικές συνθήκες φόρτισης)



Βραχώδης Σχηματισμός

$$GSI = 37 - 50$$

$$\sigma_{ci} = 45,8 - 79,7 MPa$$

$$m_i = 8 - 12$$

$$d = 0,50 - 0,80$$

$$\varphi = 45^\circ$$

$$c = 120 KPa$$

$$\gamma = 26 KN / m^3$$

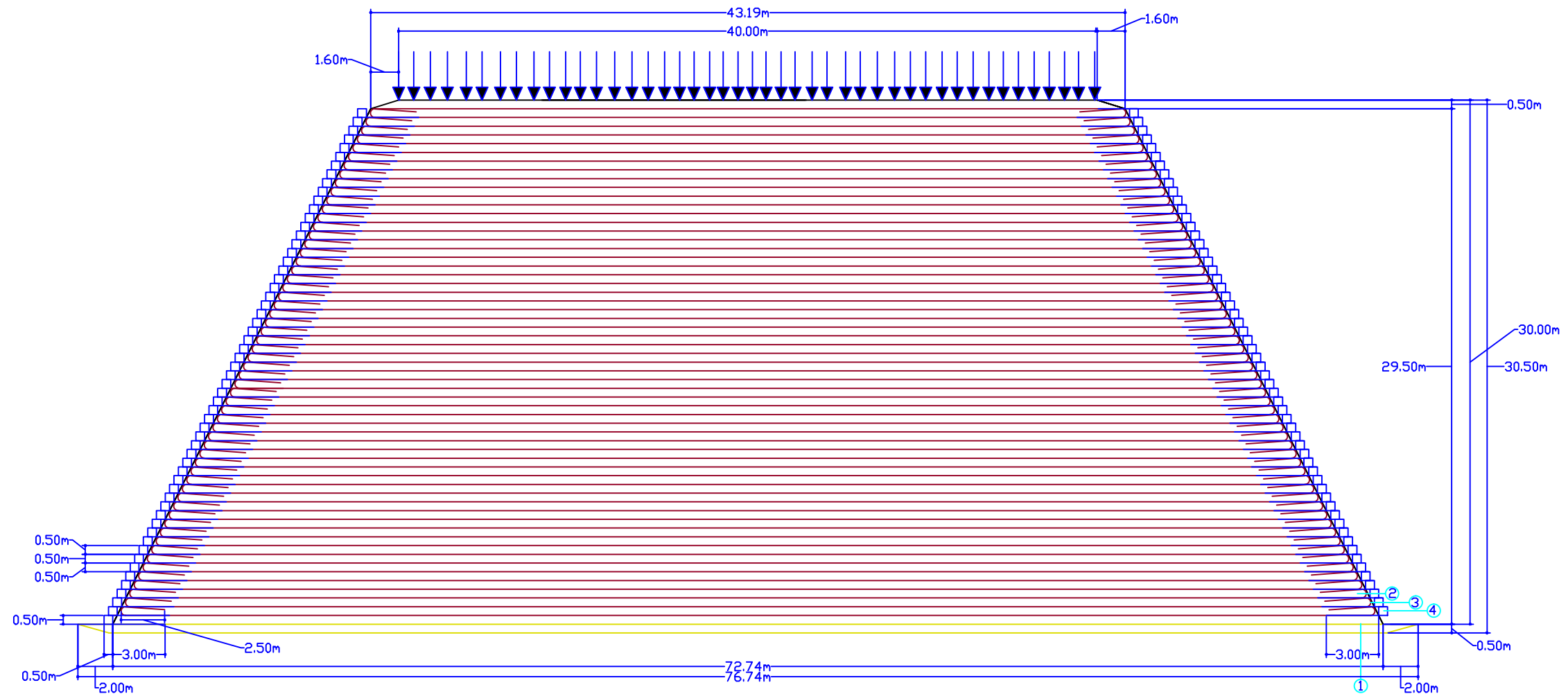
ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ Ι ΓΙΑ ΚΛΙΣΗ
ΠΡΑΝΟΥΣ 1:1

Κλίμακα 1:300

- 1 Εξυγίανση πάχους 50cm, για την απομάκρυνση εδαφικού μανδύα, φυτικών υλικών και χαλαρών υλικών.
- 2 Σώμα επιχώματος από κατάλληλα έως επίλεκτα υλικά
Εσωτερική γωνία τριβής φ : κυμαίνεται από 25°, σε 30° και 35°
Συνοχή c: κυμαίνεται από 0kPa, σε 5KPa και 10KPa
Φαινόμενο βάρος $\gamma = 20KN/m$
Κλίση πρανούς $\beta = 45^\circ$ (1:1).
- 3 Γεώπλεγμα αντοχής 110KN/m, σε στρώσεις ανά 50cm, με αναδίπλωση μήκους από 1,3m μέχρι 2,5m.
- 4 Εξωτερική επένδυση πρανούς: Αντιδιαβρωτική προστασία με Γιούτα

P = 20kPa (στατικές συνθήκες φόρτισης)

P = 10kPa (σεισμικές συνθήκες φόρτισης)



Βραχώδης Σχηματισμός

$GSI = 37 - 50$

$\sigma_{ci} = 45,8 - 79,7 MPa$

$m_i = 8 - 12$

$d = 0,50 - 0,80$

$\varphi = 45^\circ$

$c = 120 kPa$

$\gamma = 26 kN / m^3$

ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ
ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ II ΓΙΑ ΚΛΙΣΗ
ΠΡΑΝΟΥΣ 2:1 ΚΑΙ 3:1

Κλίμακα 1:300

- 1 Εξυγίανση πάχους 50cm, για την απομάκρυνση εδαφικού μανδύα, φυτικών υλικών και χαλαρών υλικών.
- 2 Σώμα επιχώματος από κατάλληλα έως επίλεκτα υλικά
Εσωτερική γωνία τριβής φ : κυμαίνεται από 25° , σε 30° και 35°
Συνοχή c : κυμαίνεται από 0kPa, σε 5kPa και 10kPa
Φαινόμενο βάρος $\gamma = 20 kN/m$
Κλίση πρανούς β : κυμαίνεται από $63,4^\circ$ (2:1) σε $71,6^\circ$ (3:1).
- 3 Γεώπλεγμα αντοχής 110kN/m, σε στρώσεις ανά 50cm, με αναδίπλωση μήκους από 1,3m μέχρι 2,5m.
- 4 Εξωτερική επένδυση πρανούς, συμπατοκυβώτια Gabbions.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ
ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ
ΕΛΕΓΧΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

2. ΥΛΙΚΑ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

3. ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

4. ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ

5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

Κλίση	$\beta(^{\circ})$	$H(m)$	$B_1(m)$	$B_2(m)$	$\varphi(^{\circ})$	$c(KPa)$	$\gamma(\frac{KN}{m^3})$	$P(KPa)$	ΣΤΑΤΙΚΕΣ [x]				ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ []				ΓΕΩΠΛΕΙΓΜΑΤΑ [x]				ΓΕΩΦΩΑΣΜΑΤΑ []				T_{av}	ΣT_{av}	$d(m)$	$L_1(m)$	$L_2(m)$	$L_3 \min(m)$	$L_3 \max(m)$	$L \min(m)$	$L \max(m)$	
									$A(g)$	$Vs(\frac{m}{s})$	$B(T)$	a_B	a_K	a_H	a_v	T_{fe}	$T_{ult}(\frac{KN}{m})$	RF_{ul}	RF_d	RF_c	RF_a	R_c	SF_{min}	SF_1										SF_2
1:1	45	30	40	100	25	0	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,3	1,00	1,23	1,31	1,23	2,05	41,91	2472,69	0,5	3,23	3,25	34,52	92,52	41	99
1:1	45	30	40	100	25	5	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,3	1,00	1,26	1,39	1,26	2,09	41,91	2472,69	0,5	2,74	2,75	35,51	93,51	41	99
1:1	45	30	40	100	25	10	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,3	1,00	1,29	1,46	1,29	2,13	41,91	2472,69	0,5	2,33	2,35	36,32	94,32	41	99
1:1	45	30	40	100	30	0	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,3	1,00	1,42	1,62	1,42	2,21	41,91	2472,69	0,5	2,90	2,92	35,18	93,18	41	99
1:1	45	30	40	100	30	5	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,3	1,00	1,46	1,70	1,46	2,25	41,91	2472,69	0,5	2,50	2,52	35,98	93,98	41	99
1:1	45	30	40	100	30	10	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,3	1,00	1,49	1,77	1,49	2,30	41,91	2472,69	0,5	2,16	2,18	36,66	94,66	41	99
1:1	45	30	40	100	35	0	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,3	1,00	1,63	1,97	1,63	2,40	41,91	2472,69	0,5	2,64	2,65	35,71	93,71	41	99
1:1	45	30	40	100	35	5	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,3	1,00	1,68	2,04	1,68	2,44	41,91	2472,69	0,5	2,30	2,32	36,38	94,38	41	99
1:1	45	30	40	100	35	10	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,3	1,00	1,71	2,12	1,71	2,48	41,91	2472,69	0,5	2,02	2,03	36,95	94,95	41	99

2:1	63,4	30	40	70,04	25	0	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	0,98	0,99	0,98	1,80	41,91	2472,69	0,5	2,28	2,29	35,96	64,96	40,53	69,53
2:1	63,4	30	40	70,04	25	5	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,03	1,06	1,03	1,83	41,91	2472,69	0,5	2,03	2,04	36,46	65,46	40,53	69,53
2:1	63,4	30	40	70,04	25	10	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,08	1,12	1,08	1,85	41,91	2472,69	0,5	1,81	1,82	36,90	65,90	40,53	69,53
2:1	63,4	30	40	70,04	30	5	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,14	1,23	1,14	1,93	41,91	2472,69	0,5	1,85	1,85	36,83	65,83	40,53	69,53
2:1	63,4	30	40	70,04	30	0	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,19	1,30	1,19	1,96	41,91	2472,69	0,5	2,05	2,05	36,43	65,43	40,53	69,53
2:1	63,4	30	40	70,04	30	10	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,23	1,36	1,18	1,99	41,91	2472,69	0,5	1,67	1,67	37,19	66,19	40,53	69,53
2:1	63,4	30	40	70,04	35	0	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,24	1,49	1,24	2,08	41,91	2472,69	0,5	1,86	1,86	36,81	65,81	40,53	69,53
2:1	63,4	30	40	70,04	35	5	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,29	1,56	1,29	2,11	41,91	2472,69	0,5	1,69	1,70	37,14	66,14	40,53	69,53
2:1	63,4	30	40	70,04	35	10	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,34	1,63	1,34	2,13	41,91	2472,69	0,5	1,54	1,54	37,45	66,45	40,53	69,53

3:1	71,6	30	40	59,96	25	0	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	0,87	0,87	0,99	1,77	41,91	2472,69	0,5	1,86	1,86	36,76	55,90	40,48	59,62
3:1	71,6	30	40	59,96	25	5	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	0,93	0,93	1,02	1,79	41,91	2472,69	0,5	1,69	1,70	37,09	56,23	40,48	59,62
3:1	71,6	30	40	59,96	25	10	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	0,98	0,98	1,05	1,81	41,91	2472,69	0,5	1,54	1,54	37,40	56,54	40,48	59,62
3:1	71,6	30	40	59,96	30	0	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,07	1,07	1,11	1,89	41,91	2472,69	0,5	1,67	1,67	37,14	56,28	40,48	59,62
3:1	71,6	30	40	59,96	30	5	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,13	1,14	1,13	1,92	41,91	2472,69	0,5	1,54	1,54	37,40	56,54	40,48	59,62
3:1	71,6	30	40	59,96	30	10	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,18	1,19	1,18	1,94	41,91	2472,69	0,5	1,41	1,41	37,66	56,80	40,48	59,62
3:1	71,6	30	40	59,96	35	0	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,20	1,30	1,20	2,02	41,91	2472,69	0,5	1,52	1,52	37,44	56,58	40,48	59,62
3:1	71,6	30	40	59,96	35	5	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,25	1,36	1,25	2,04	41,91	2472,69	0,5	1,41	1,41	37,66	56,80	40,48	59,62
3:1	71,6	30	40	59,96	35	10	20	20							0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,30	1,00	1,30	1,42	1,30	2,06	41,91	2472,69	0,5	1,30	1,30	37,88	57,02	40,48	59,62

1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

2. ΥΛΙΚΑ ΕΠΙΧΩΜΑΤΟΣ

3. ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

4. ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ

5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

Κλίση	$\beta(^{\circ})$	$H(m)$	$B_1(m)$	$B_2(m)$	$\varphi(^{\circ})$	$c(KPa)$	$\gamma(\frac{KN}{m^3})$	$P(KPa)$	$A(g)$	$Vs(\frac{m}{s})$	$B(T)$	a_B	a_K	a_H	a_v	T_{fe}	$T_{ult}(\frac{KN}{m})$	RF_{ul}	RF_d	RF_c	RF_a	R_c	SF_{min}	SF_1	SF_2	SF_3	T_{av}	ΣT_{av}	$d(m)$	$L_1(m)$	$L_2(m)$	$L_3 \min(m)$	$L_3 \max(m)$	$L \min(m)$	$L \max(m)$
1:1	45	30	40	100	25	0	20	10	0,24	400	2,5	0,12	0,3	0,21		0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,00	1,00	0,96	1,02	0,96	1,58	41,91	2472,69	0,5	3,68	3,70	33,62	91,62	41	99
1:1	45	30	40	100	25	5	20	10	0,24	400	2,5	0,12	0,3	0,21		0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,00	1,00	0,99	1,08	0,99	1,60	41,91	2472,69	0,5	3,18	3,20	34,62	92,62	41	99
1:1	45	30	40	100	25	10	20	10	0,24	400	2,5	0,12	0,3	0,21		0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,00	1,00	1,03	1,14	1,03	1,63	41,91	2472,69	0,5	2,76	2,78	35,46	93,46	41	99
1:1	45	30	40	100	30	0	20	10	0,24	400	2,5	0,12	0,3	0,21		0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,00	1,00	1,06	1,26	1,06	1,68	41,91	2472,69	0,5	3,31	3,33	34,36	92,36	41	99
1:1	45	30	40	100	30	5	20	10	0,24	400	2,5	0,12	0,3	0,21		0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,00	1,00	1,13	1,32	1,13	1,71	41,91	2472,69	0,5	2,90	2,92	35,18	93,18	41	99
1:1	45	30	40	100	30	10	20	10	0,24	400	2,5	0,12	0,3	0,21		0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,00	1,00	1,13	1,38	1,13	1,73	41,91	2472,69	0,5	2,56	2,57	35,87	93,87	41	99
1:1	45	30	40	100	35	0	20	10	0,24	400	2,5	0,12	0,3	0,21		0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,00	1,00	1,22	1,53	1,22	1,79	41,91	2472,69	0,5	3,00	3,02	34,98	92,98	41	99
1:1	45	30	40	100	35	5	20	10	0,24	400	2,5	0,12	0,3	0,21		0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,00	1,00	1,24	1,59	1,24	1,82	41,91	2472,69	0,5	2,67	2,68	35,65	93,65	41	99
1:1	45	30	40	100	35	10	20	10	0,24	400	2,5	0,12	0,3	0,21		0	110,00	1,07	1,13	1,67	1,00	1,00	1,26	1,65	1,26	1,84	41,91	2472,69	0,5	2,38	2,39	36,23	94,23	41	99

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙΙ
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

Long

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.02
 Critical Circle: $X_c = 54.41$ [m], $Y_c = 141.52$ [m], $R = 40.82$ [m]. (Number of slices used = 52)

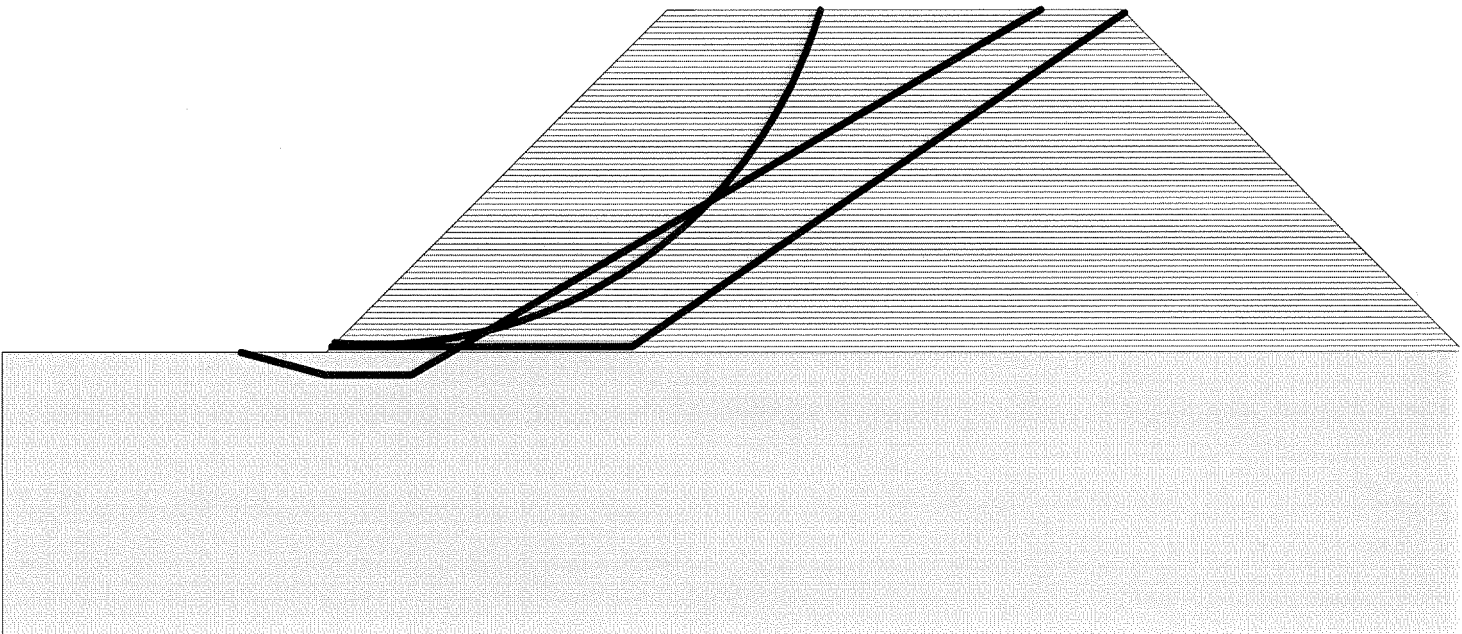
Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.96
 Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 50.50$, $Y_a = 100.50$) [m]
 ($X_b = 76.97$, $Y_b = 100.50$) [m]
 ($X_c = 120.28$, $Y_c = 129.72$) [m]
 (Number of slices used = 30)
 Interslice resultant force inclination = 1.92 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.58
 Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 42.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]
 ($X_{-left} = 50.00$, $Y_{-left} = 98.00$) [m]
 ($X_{-right} = 57.50$, $Y_{-right} = 98.00$) [m]
 ($X_1 = 112.93$, $Y_1 = 130.00$) [m]
 (Number of slices used = 45)
 Interslice resultant force inclination = 22.39 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.39

Critical Circle: Xc = 55.43[m], Yc = 133.43[m], R = 32.89[m]. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.26

Critical Two-Part Wedge: (Xa = 50.50, Ya = 100.50) [m]

(Xb = 65.43, Yb = 100.50) [m]

(Xc = 99.37, Yc = 130.00) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 24.60 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 2.09

Critical Three-Part Wedge: (X2 = 44.51, Y2 = 100.00) [m]

(X-left = 50.00, Y-left = 98.00) [m]

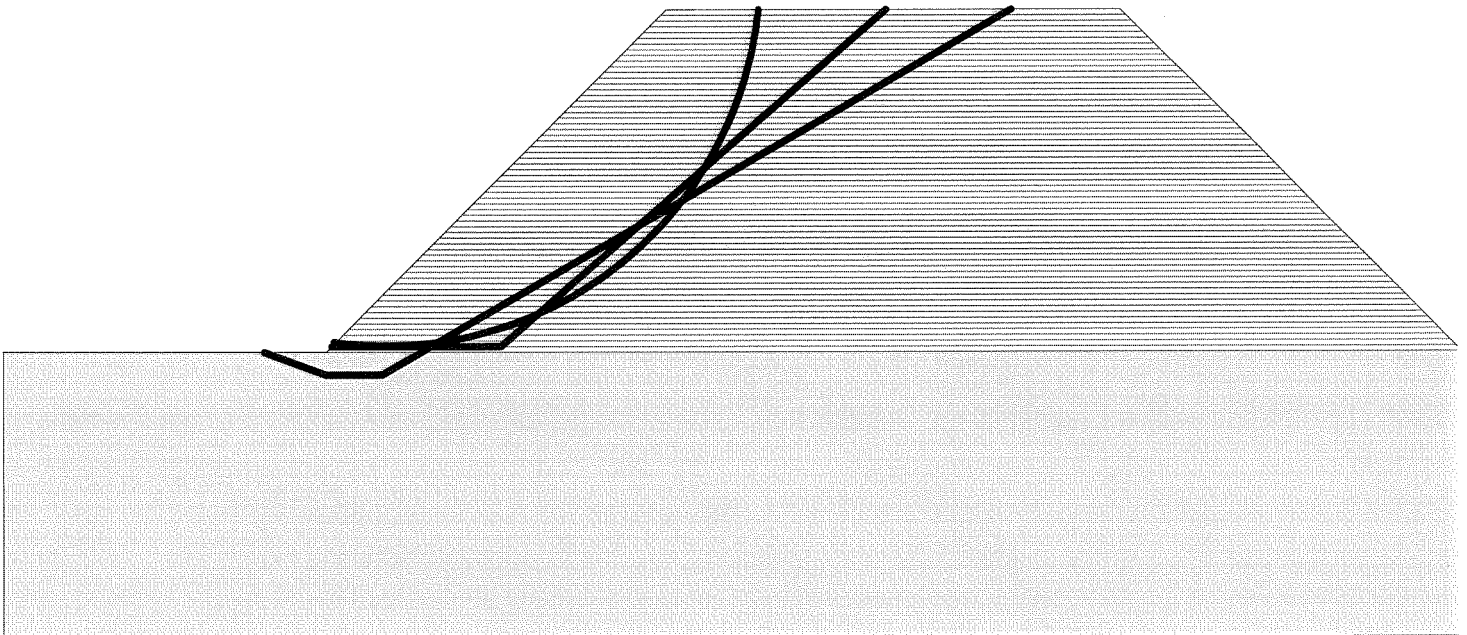
(X-right = 55.00, Y-right = 98.00) [m]

(X1 = 110.43, Y1 = 130.00) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 24.44 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.08

Critical Circle: $X_c = 55.04[m]$, $Y_c = 140.61[m]$, $R = 39.97[m]$. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.99

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 50.50$, $Y_a = 100.50$) [m]

($X_b = 76.97$, $Y_b = 100.50$) [m]

($X_c = 122.28$, $Y_c = 127.72$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 5.12 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.60

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 42.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]

($X_{left} = 50.00$, $Y_{left} = 98.00$) [m]

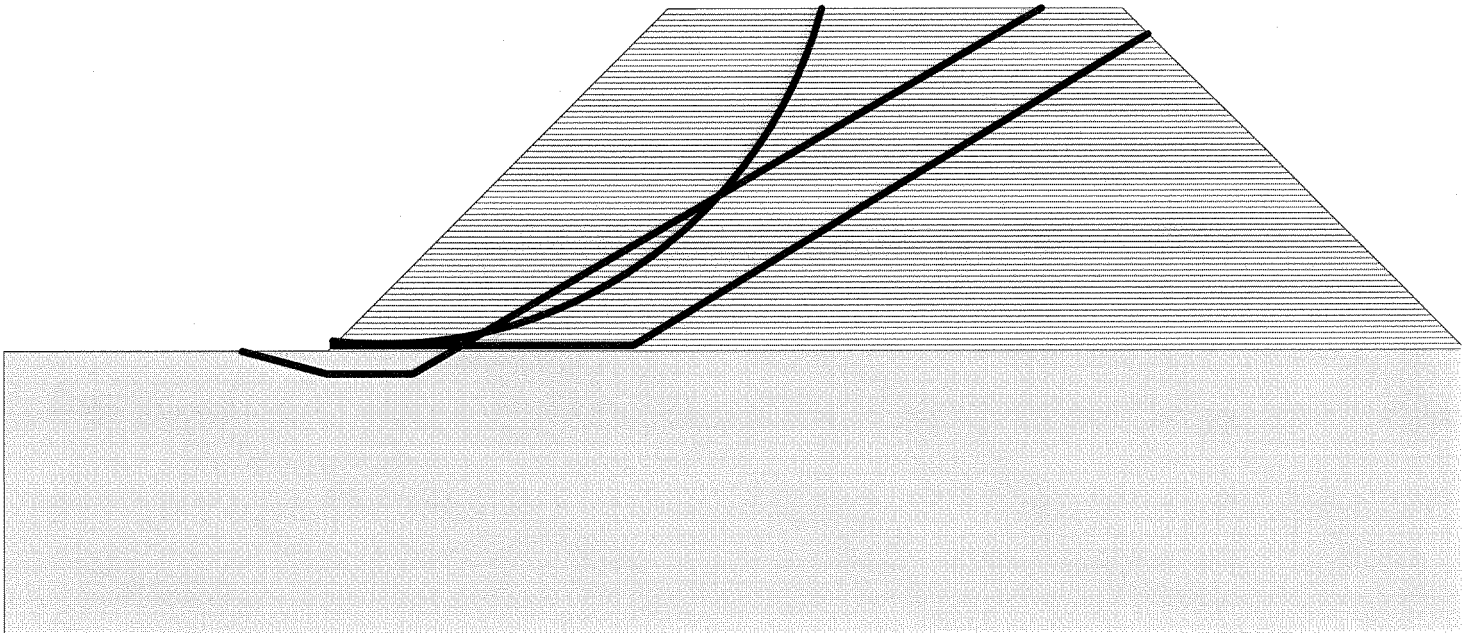
($X_{right} = 57.50$, $Y_{right} = 98.00$) [m]

($X_1 = 112.93$, $Y_1 = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 22.27 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.62

Critical Circle: $X_c = 55.43[m]$, $Y_c = 133.43[m]$, $R = 32.89[m]$. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.42

Critical Two-Part Wedge: $(X_a = 50.50, Y_a = 100.50) [m]$

$(X_b = 65.43, Y_b = 100.50) [m]$

$(X_c = 97.07, Y_c = 130.00) [m]$

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 29.87 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 2.21

Critical Three-Part Wedge: $(X_2 = 44.51,$ $Y_2 = 100.00) [m]$

$(X\text{-left} = 50.00,$ $Y\text{-left} = 98.00) [m]$

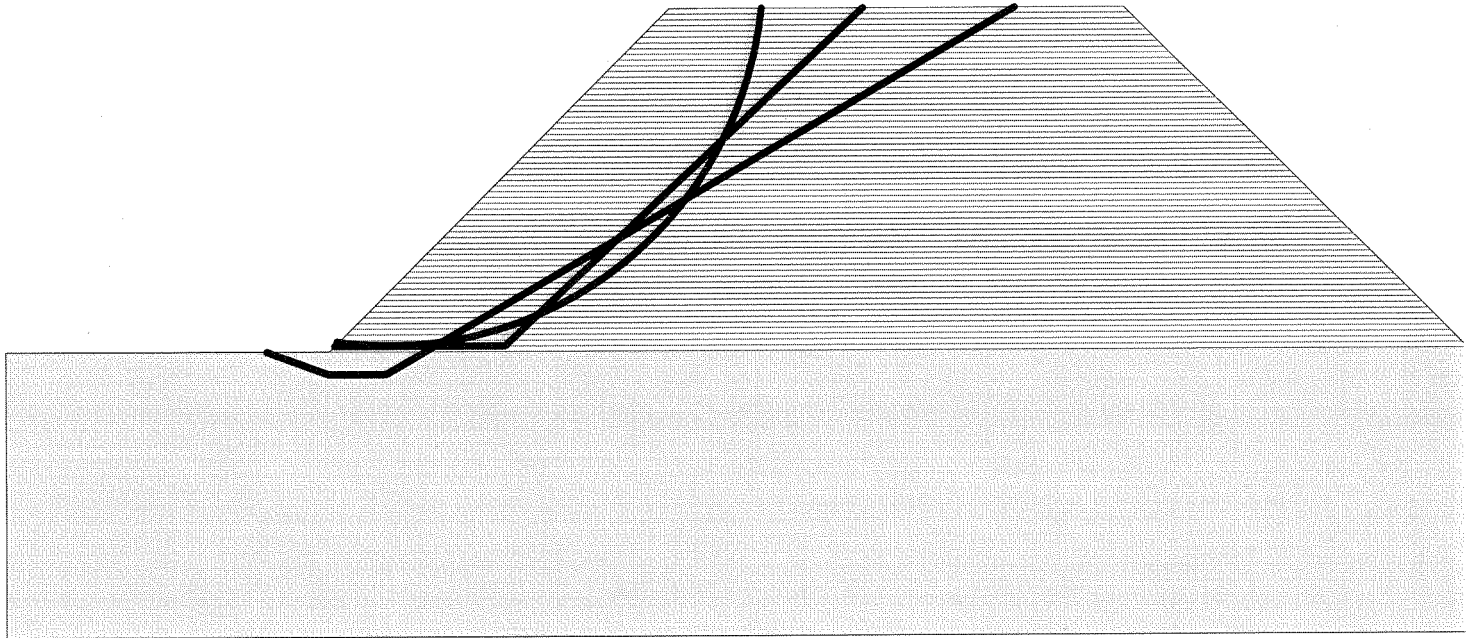
$(X\text{-right} = 55.00,$ $Y\text{-right} = 98.00) [m]$

$(X_1 = 110.43,$ $Y_1 = 130.00) [m]$

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 24.49 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



S.OTAY

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.70

Critical Circle: $X_c = 55.43$ [m], $Y_c = 133.43$ [m], $R = 32.89$ [m]. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.46

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 50.50$, $Y_a = 100.50$) [m]

($X_b = 65.43$, $Y_b = 100.50$) [m]

($X_c = 97.07$, $Y_c = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 29.25 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 2.25

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 44.51$, $Y_2 = 100.00$) [m]

(X-left = 50.00, Y-left = 98.00) [m]

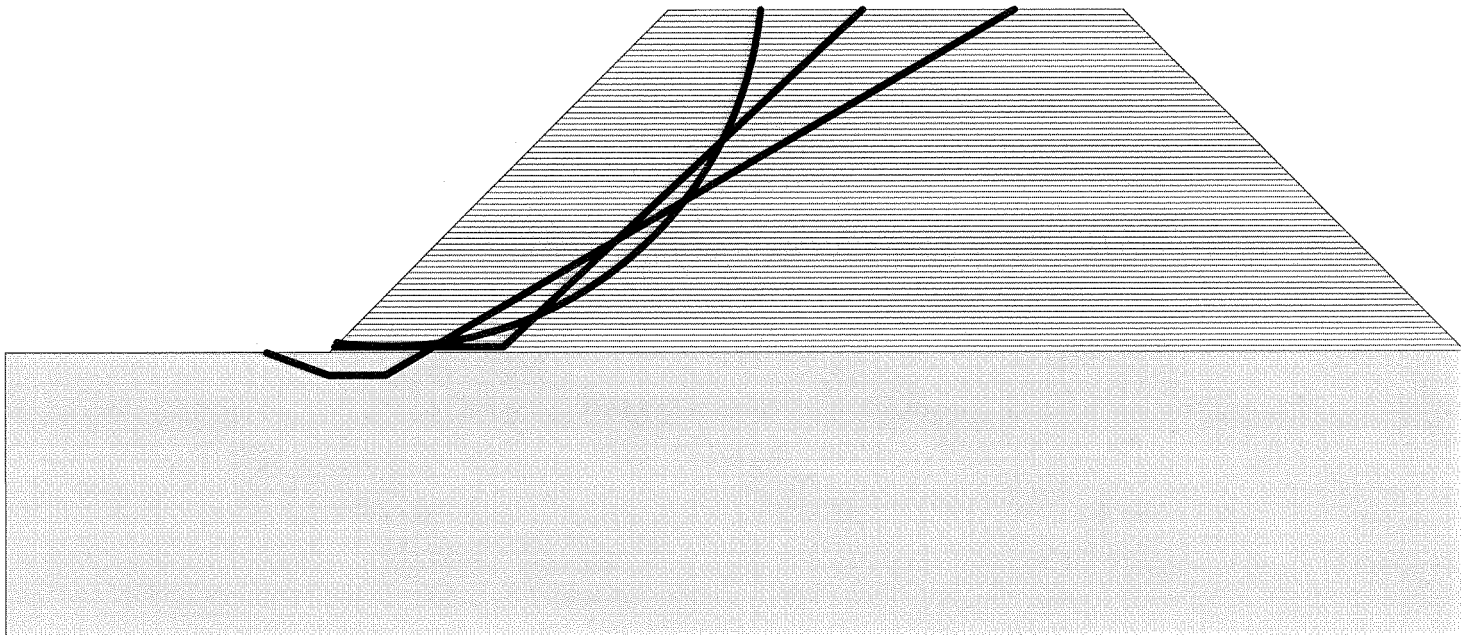
(X-right = 55.00, Y-right = 98.00) [m]

($X_1 = 110.43$, $Y_1 = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 24.43 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.77

Critical Circle: Xc = 55.43[m], Yc = 133.43[m], R = 32.89[m]. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.49

Critical Two-Part Wedge: (Xa = 50.50, Ya = 100.50) [m]

(Xb = 65.43, Yb = 100.50) [m]

(Xc = 97.07, Yc = 130.00) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 27.32 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 2.30

Critical Three-Part Wedge: (X2 = 44.51, Y2 = 100.00) [m]

(X-left = 50.00, Y-left = 98.00) [m]

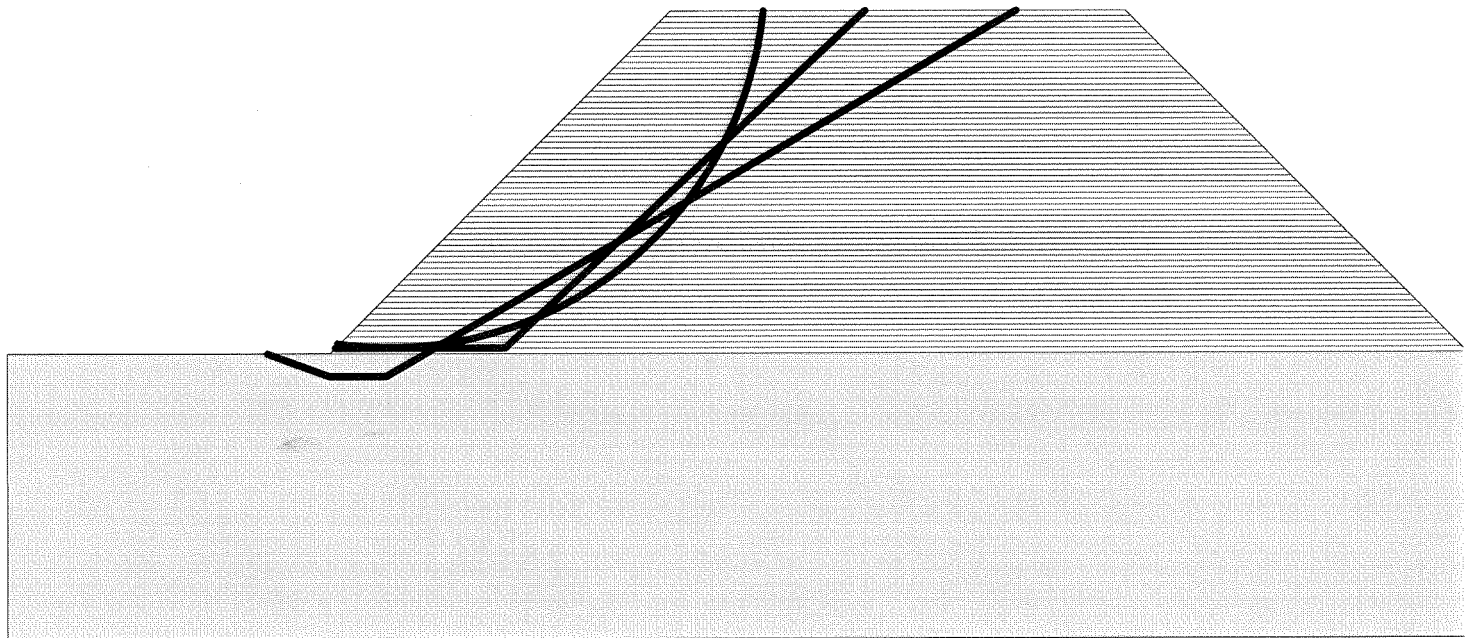
(X-right = 55.00, Y-right = 98.00) [m]

(X1 = 110.43, Y1 = 130.00) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 24.37 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.97
 Critical Circle: $X_c = 55.43[m]$, $Y_c = 133.43[m]$, $R = 32.89[m]$. (Number of slices used = 52)

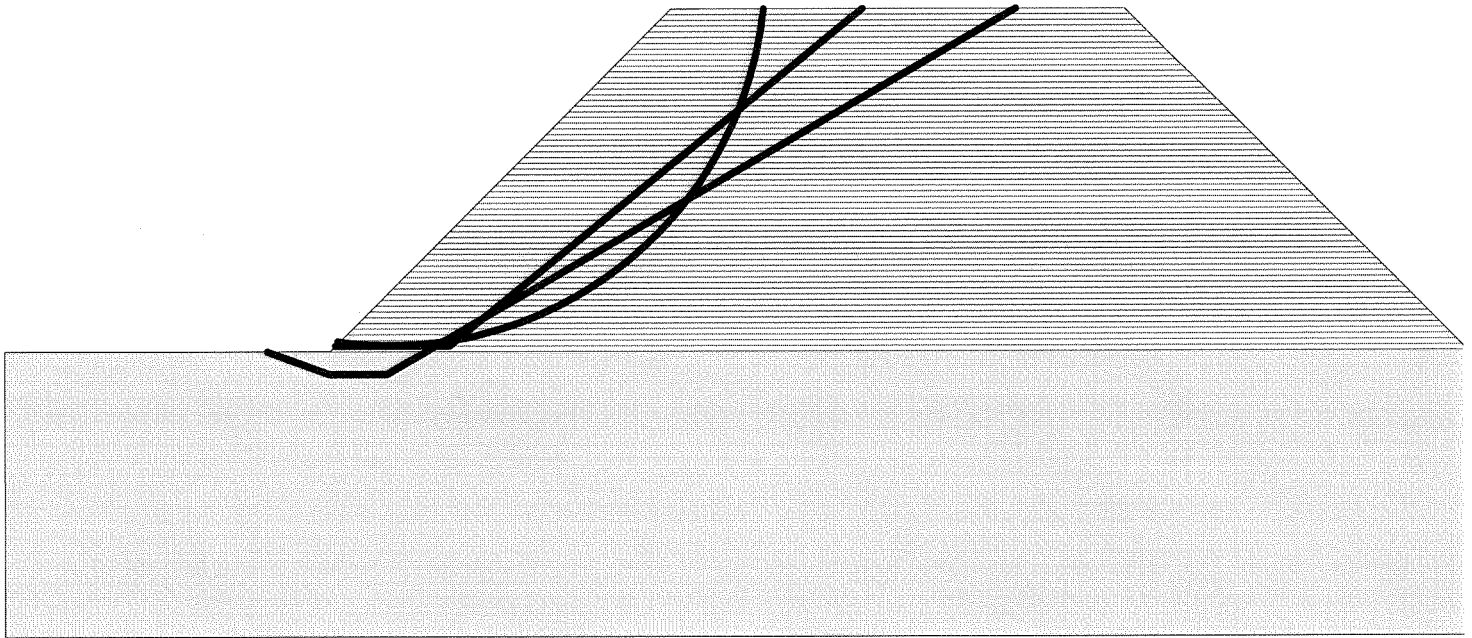
Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.63
 Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 50.50$, $Y_a = 100.50$) [m]
 ($X_b = 60.49$, $Y_b = 100.50$) [m]
 ($X_c = 96.92$, $Y_c = 130.00$) [m]
 (Number of slices used = 30)
 Interslice resultant force inclination = 30.67 [degrees]

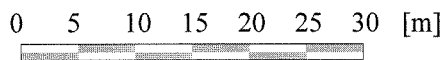
Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 2.40
 Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 44.51$, $Y_2 = 100.00$) [m]
 ($X\text{-left} = 50.00$, $Y\text{-left} = 98.00$) [m]
 ($X\text{-right} = 55.00$, $Y\text{-right} = 98.00$) [m]
 ($X_1 = 110.43$, $Y_1 = 130.00$) [m]
 (Number of slices used = 45)
 Interslice resultant force inclination = 24.47 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.99

Critical Circle: Xc = 57.28[m], Yc = 130.07[m], R = 30.65[m]. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.98

Critical Two-Part Wedge: (Xa = 65.23, Ya = 100.50) [m]

(Xb = 75.71, Yb = 100.50) [m]

(Xc = 93.43, Yc = 130.00) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 0.55 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.80

Critical Three-Part Wedge: (X2 = 57.54, Y2 = 100.00) [m]

(X-left = 65.00, Y-left = 98.00) [m]

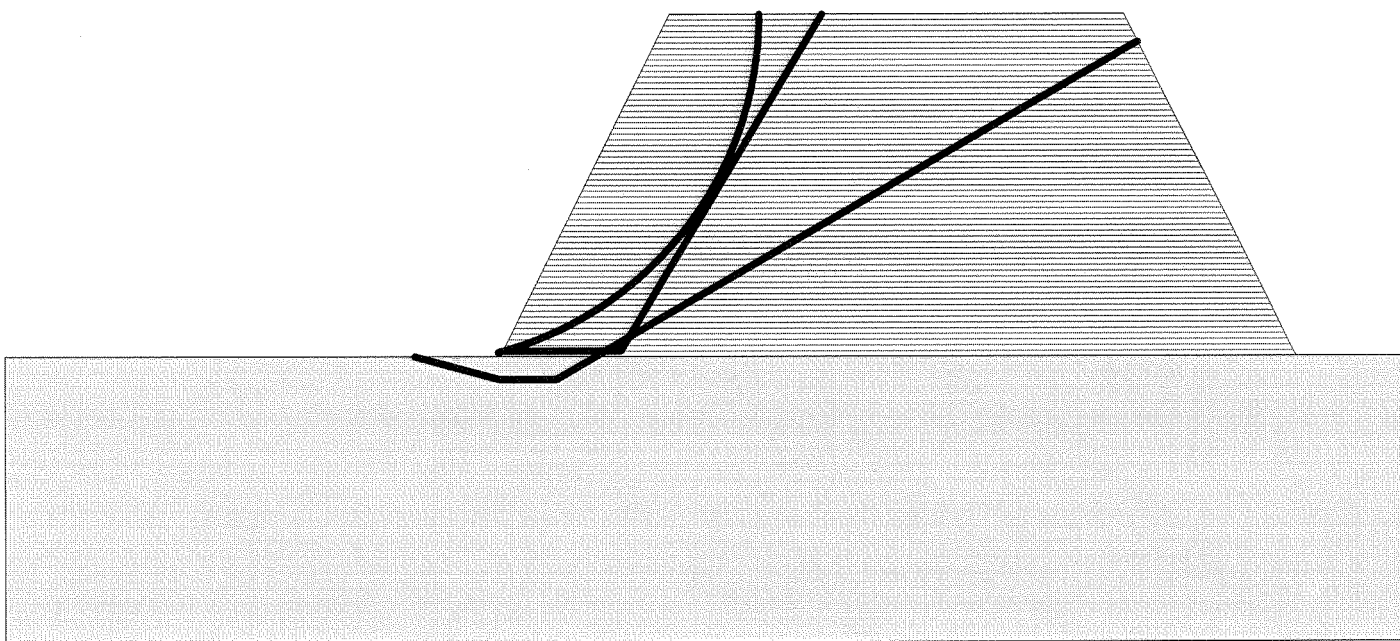
(X-right = 70.00, Y-right = 98.00) [m]

(X1 = 121.22, Y1 = 127.57) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 23.28 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.06

Critical Circle: $X_c = 57.28[m]$, $Y_c = 130.07[m]$, $R = 30.65[m]$. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.03

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 65.23$, $Y_a = 100.50$) [m]

($X_b = 75.71$, $Y_b = 100.50$) [m]

($X_c = 93.43$, $Y_c = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 6.41 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.83

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 59.51$, $Y_2 = 100.00$) [m]

($X_{\text{left}} = 65.00$, $Y_{\text{left}} = 98.00$) [m]

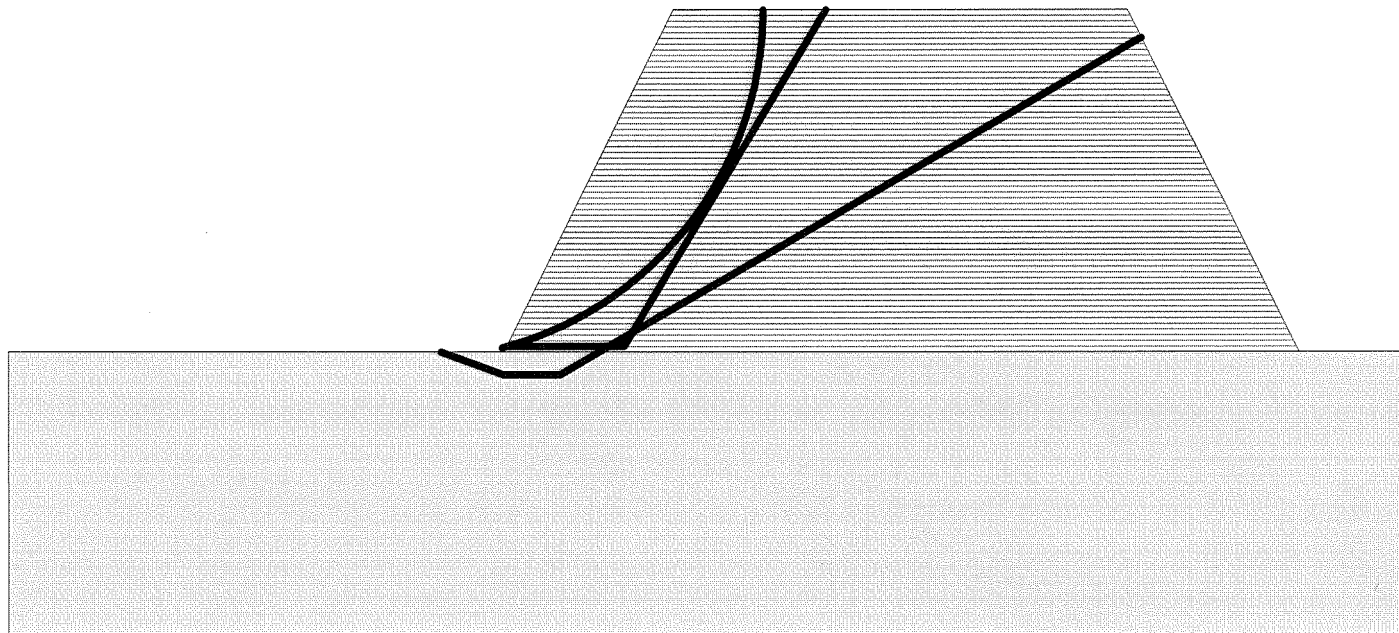
($X_{\text{right}} = 70.00$, $Y_{\text{right}} = 98.00$) [m]

($X_1 = 121.22$, $Y_1 = 127.57$) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 23.64 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.95

Critical Circle: $X_c = 55.90[m]$, $Y_c = 140.79[m]$, $R = 41.38[m]$. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.93

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 65.23$, $Y_a = 100.50$) [m]

($X_b = 72.24$, $Y_b = 100.50$) [m]

($X_c = 114.37$, $Y_c = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 36.28 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.39

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 57.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]

($X_{-left} = 65.00$, $Y_{-left} = 98.00$) [m]

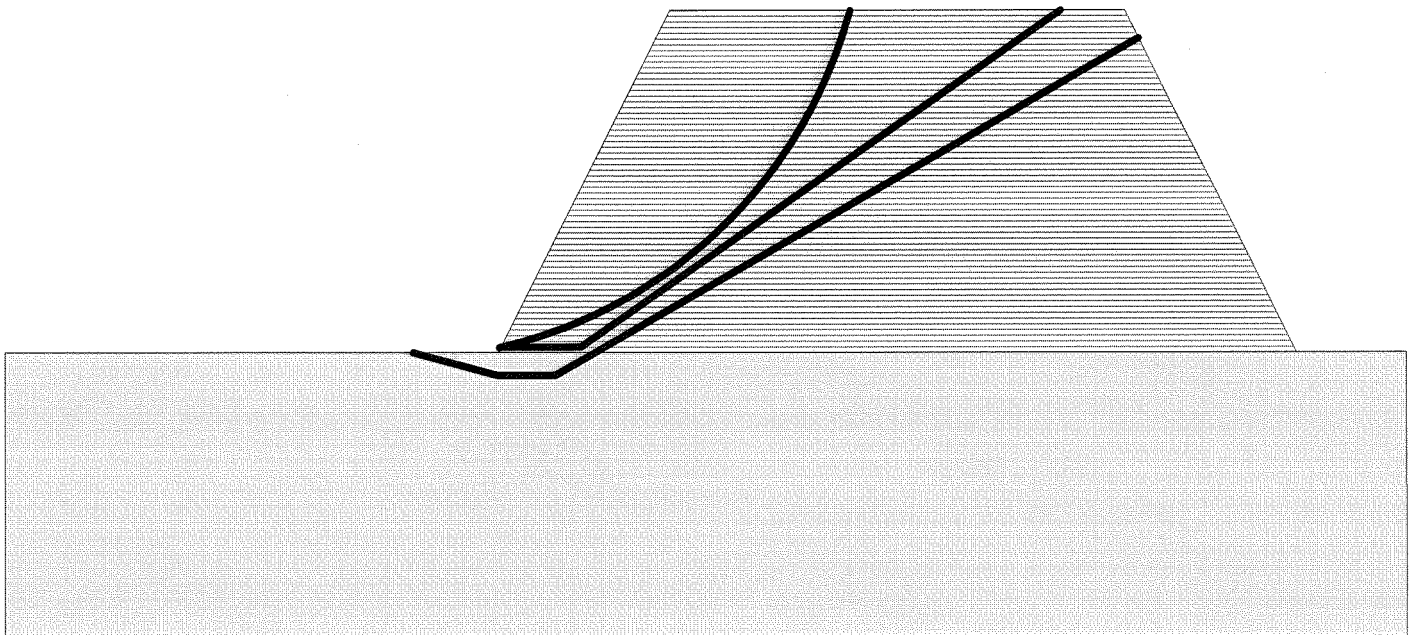
($X_{-right} = 70.00$, $Y_{-right} = 98.00$) [m]

($X_1 = 121.22$, $Y_1 = 127.57$) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 22.21 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.00
 Critical Circle: $X_c = 56.85[m]$, $Y_c = 139.81[m]$, $R = 40.22[m]$. (Number of slices used = 52)

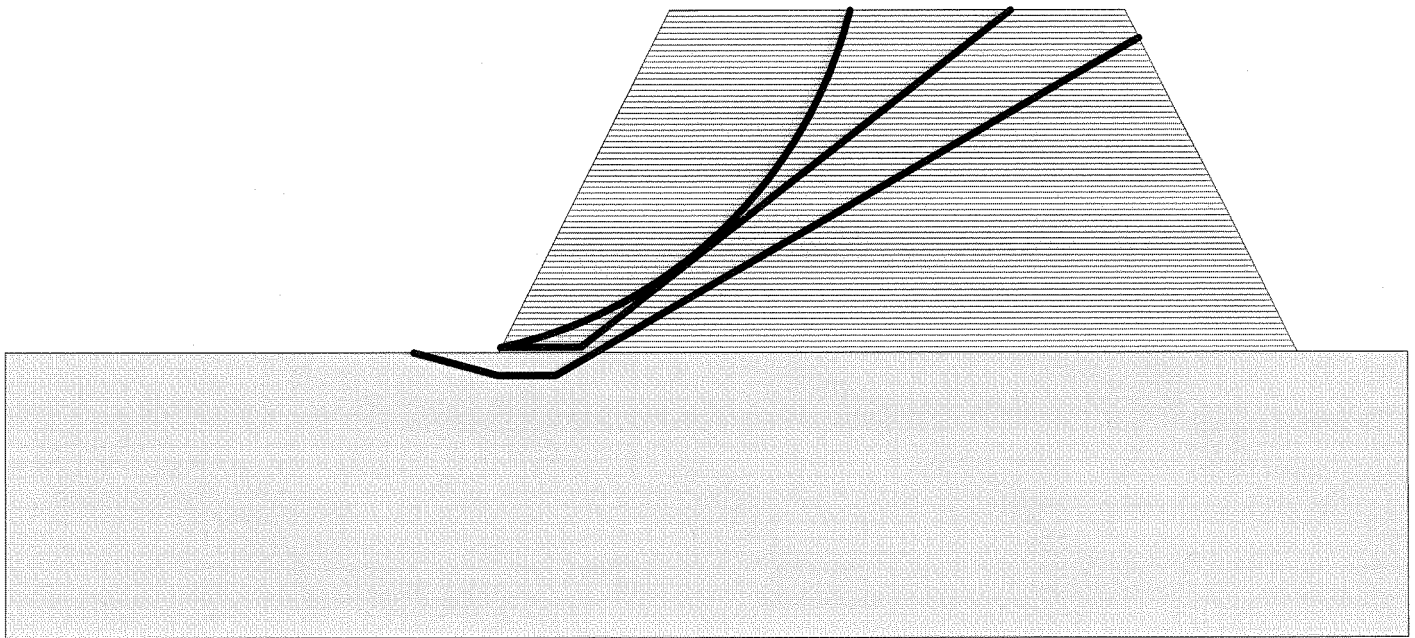
Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.95
 Critical Two-Part Wedge: $(X_a = 65.23, Y_a = 100.50) [m]$
 $(X_b = 72.24, Y_b = 100.50) [m]$
 $(X_c = 110.00, Y_c = 130.00) [m]$
 (Number of slices used = 30)
 Interslice resultant force inclination = $39.62 [degrees]$

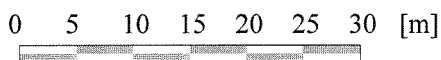
Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.40
 Critical Three-Part Wedge: $(X_2 = 57.54, Y_2 = 100.00) [m]$
 $(X\text{-left} = 65.00, Y\text{-left} = 98.00) [m]$
 $(X\text{-right} = 70.00, Y\text{-right} = 98.00) [m]$
 $(X_1 = 121.22, Y_1 = 127.57) [m]$
 (Number of slices used = 45)
 Interslice resultant force inclination = $22.08 [degrees]$

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.23

Critical Circle: Xc = 57.28[m], Yc = 130.07[m], R = 30.65[m]. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.14

Critical Two-Part Wedge: (Xa = 65.23, Ya = 100.50) [m]

(Xb = 72.24, Yb = 100.50) [m]

(Xc = 92.90, Yc = 130.00) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 16.98 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.93

Critical Three-Part Wedge: (X2 = 57.54, Y2 = 100.00) [m]

(X-left = 65.00, Y-left = 98.00) [m]

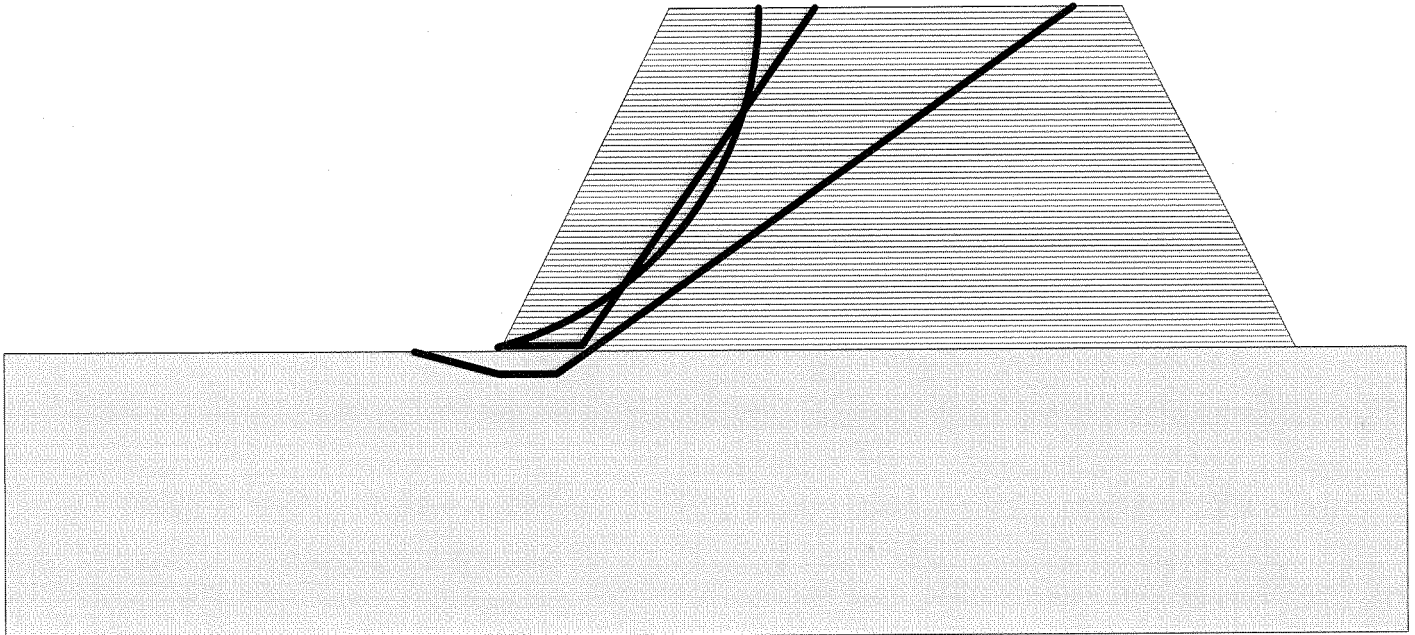
(X-right = 70.00, Y-right = 98.00) [m]

(X1 = 115.70, Y1 = 130.00) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 26.18 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



4.580

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.11
Critical Circle: $X_c = 57.75[m]$, $Y_c = 135.59[m]$, $R = 35.90[m]$. (Number of slices used = 52)

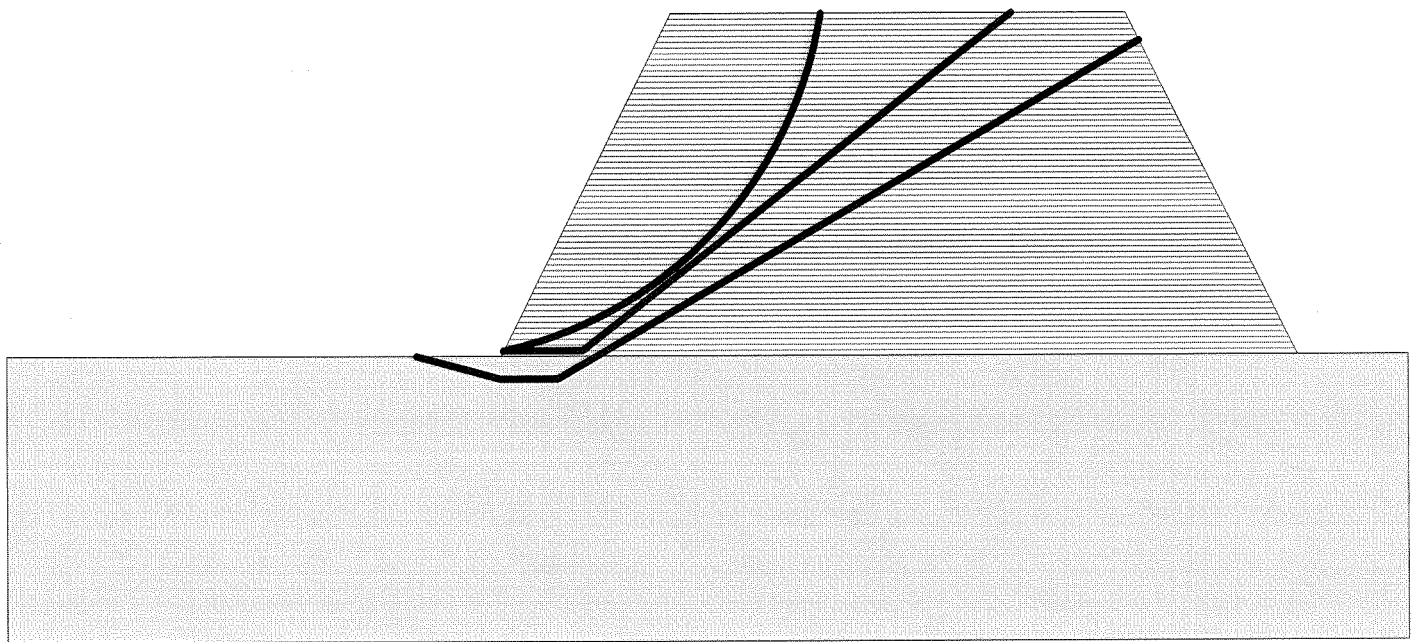
Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.02
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 65.23$, $Y_a = 100.50$) [m]
($X_b = 72.24$, $Y_b = 100.50$) [m]
($X_c = 110.00$, $Y_c = 130.00$) [m]
(Number of slices used = 30)
Interslice resultant force inclination = 39.03 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.47
Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 57.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]
($X\text{-left} = 65.00$, $Y\text{-left} = 98.00$) [m]
($X\text{-right} = 70.00$, $Y\text{-right} = 98.00$) [m]
($X_1 = 121.22$, $Y_1 = 127.57$) [m]
(Number of slices used = 45)
Interslice resultant force inclination = 22.23 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.30

Critical Circle: $X_c = 57.28[m]$, $Y_c = 130.07[m]$, $R = 30.65[m]$. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.19

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 65.23$, $Y_a = 100.50$) [m]

($X_b = 72.24$, $Y_b = 100.50$) [m]

($X_c = 92.14$, $Y_c = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 21.75 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.96

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 57.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]

(X -left = 65.00, Y -left = 98.00) [m]

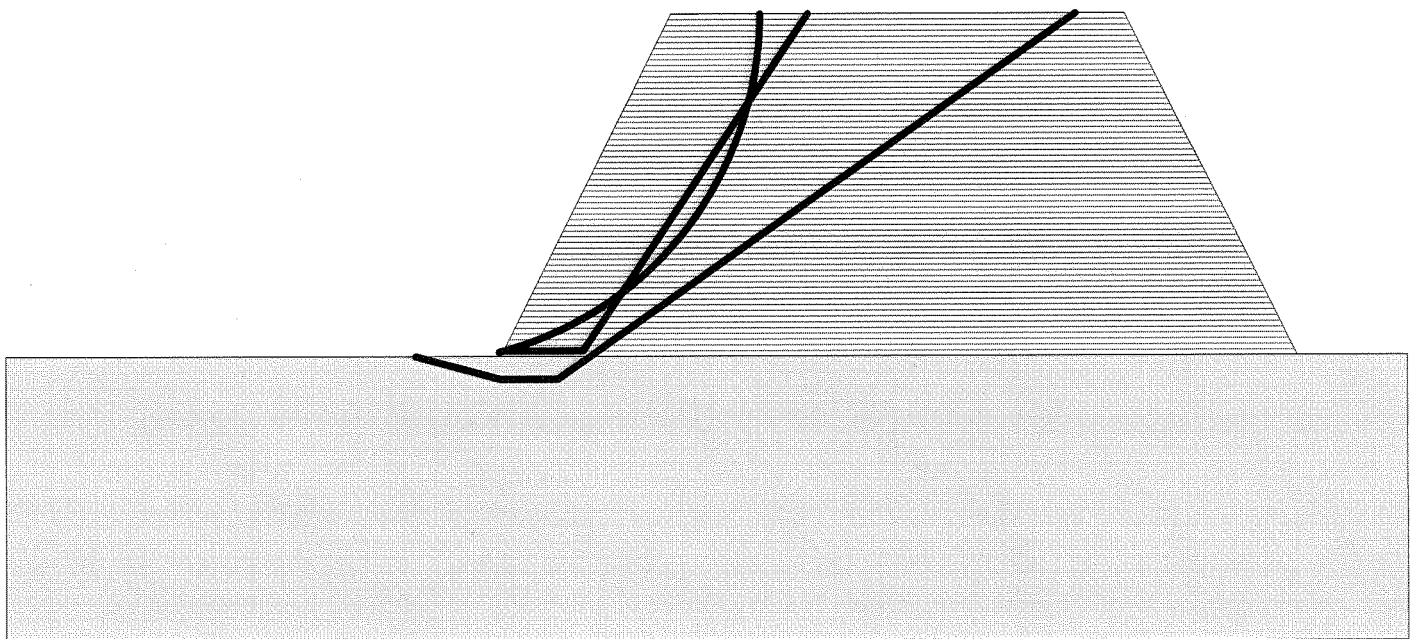
(X -right = 70.00, Y -right = 98.00) [m]

($X_1 = 115.70$, $Y_1 = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 26.01 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



7.007

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.49
 Critical Circle: $X_c = 57.28[m]$, $Y_c = 130.07[m]$, $R = 30.65[m]$. (Number of slices used = 52)

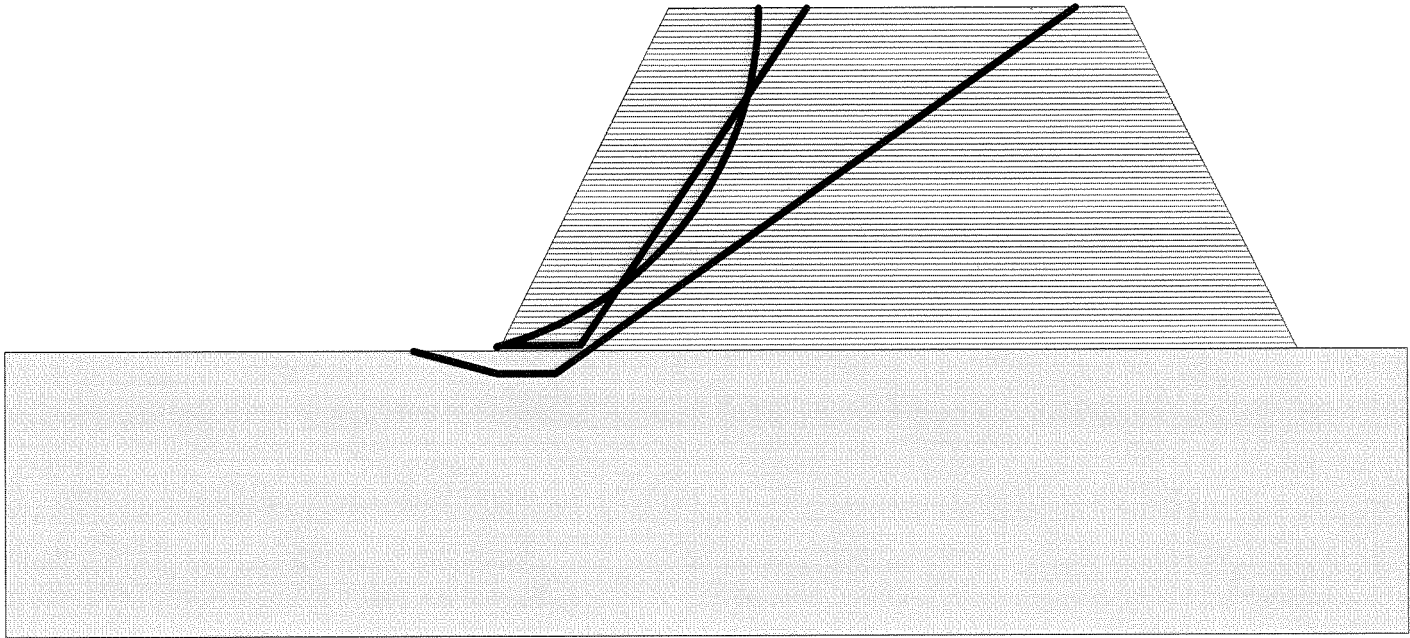
Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.24
 Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 65.23$, $Y_a = 100.50$) [m]
 ($X_b = 72.24$, $Y_b = 100.50$) [m]
 ($X_c = 92.14$, $Y_c = 130.00$) [m]
 (Number of slices used = 30)
 Interslice resultant force inclination = 0.04 [degrees]

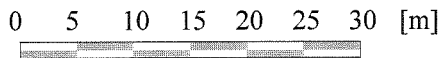
Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 2.08
 Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 57.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]
 ($X_{-left} = 65.00$, $Y_{-left} = 98.00$) [m]
 ($X_{-right} = 70.00$, $Y_{-right} = 98.00$) [m]
 ($X_1 = 115.70$, $Y_1 = 130.00$) [m]
 (Number of slices used = 45)
 Interslice resultant force inclination = 26.08 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.56

Critical Circle: $X_c = 57.28[m]$, $Y_c = 130.07[m]$, $R = 30.65[m]$. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.29

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 65.23$, $Y_a = 100.50$) [m]

($X_b = 72.24$, $Y_b = 100.50$) [m]

($X_c = 92.14$, $Y_c = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 5.61 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 2.11

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 57.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]

($X\text{-left} = 65.00$, $Y\text{-left} = 98.00$) [m]

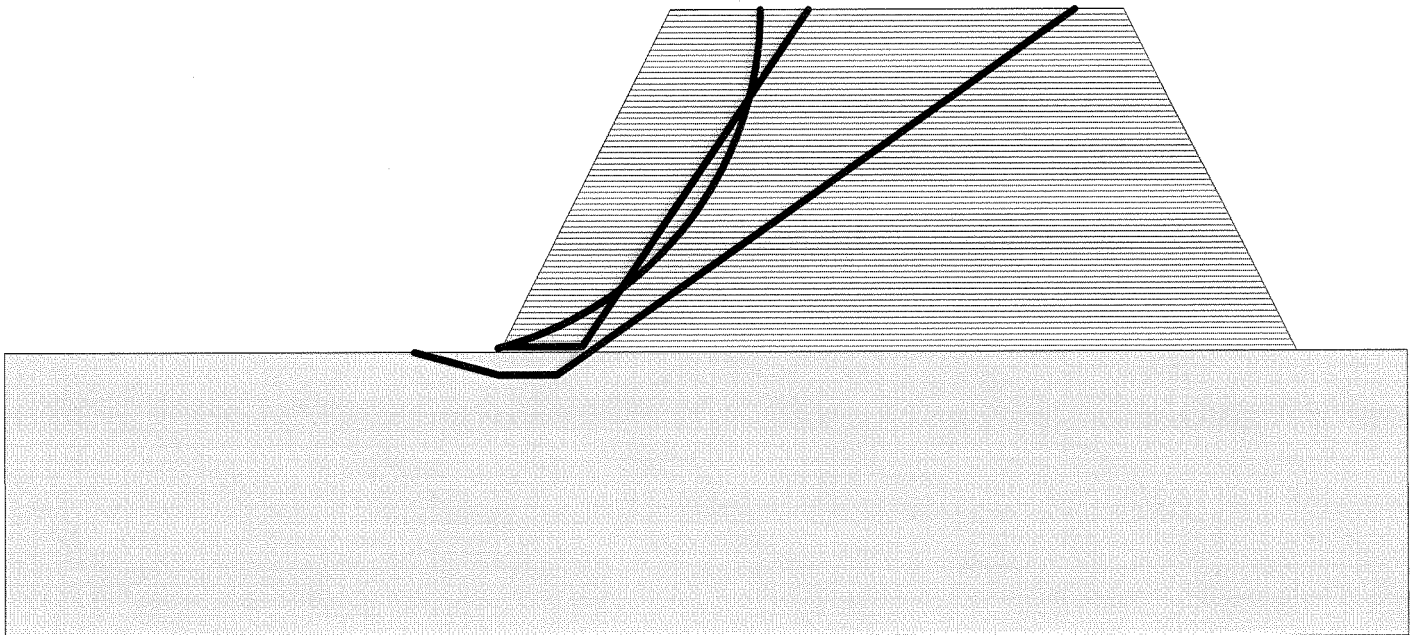
($X\text{-right} = 70.00$, $Y\text{-right} = 98.00$) [m]

($X_1 = 115.70$, $Y_1 = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 25.90 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.82

Critical Circle: $X_c = 49.80[m]$, $Y_c = 144.00[m]$, $R = 48.14[m]$. (Number of slices used = 53)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.88

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 70.19$, $Y_a = 100.50$) [m]

($X_b = 76.25$, $Y_b = 100.50$) [m]

($X_c = 120.60$, $Y_c = 128.21$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 33.55 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.35

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 62.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]

(X-left = 70.00, Y-left = 98.00) [m]

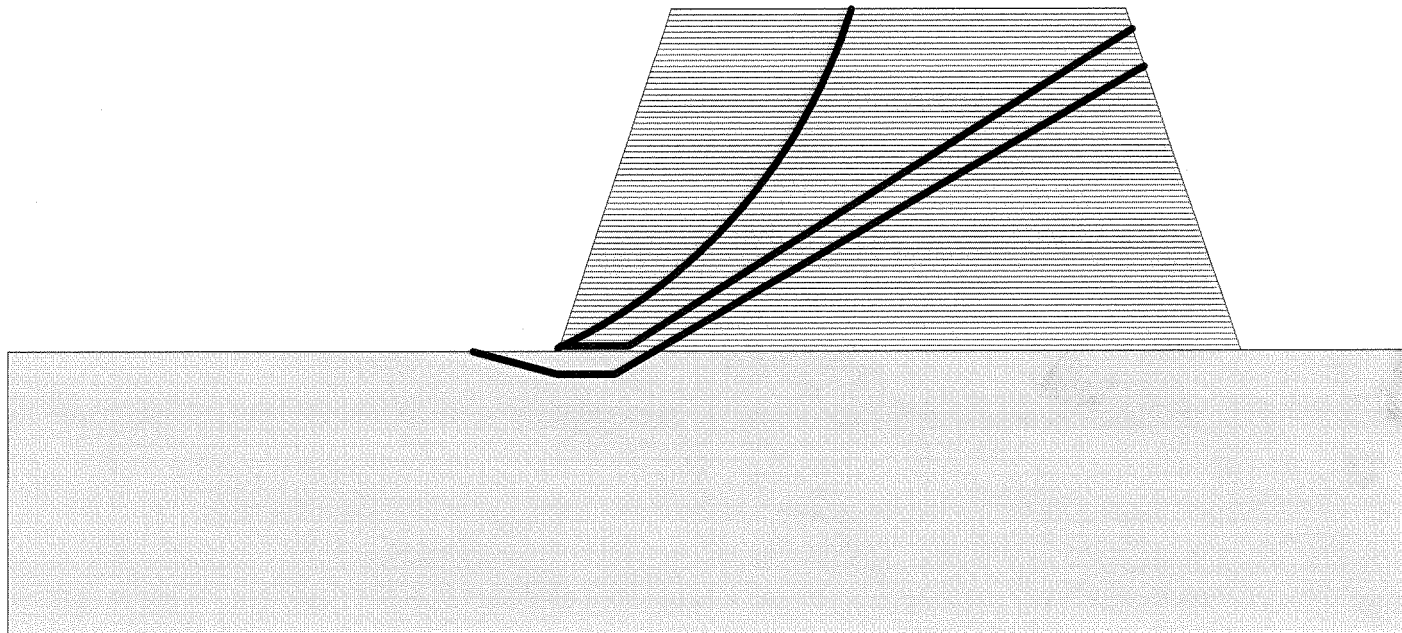
(X-right = 75.00, Y-right = 98.00) [m]

($X_1 = 121.68$, $Y_1 = 124.95$) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 22.25 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.87

Critical Circle: $X_c = 52.69[m]$, $Y_c = 141.49[m]$, $R = 44.67[m]$. (Number of slices used = 53)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.90

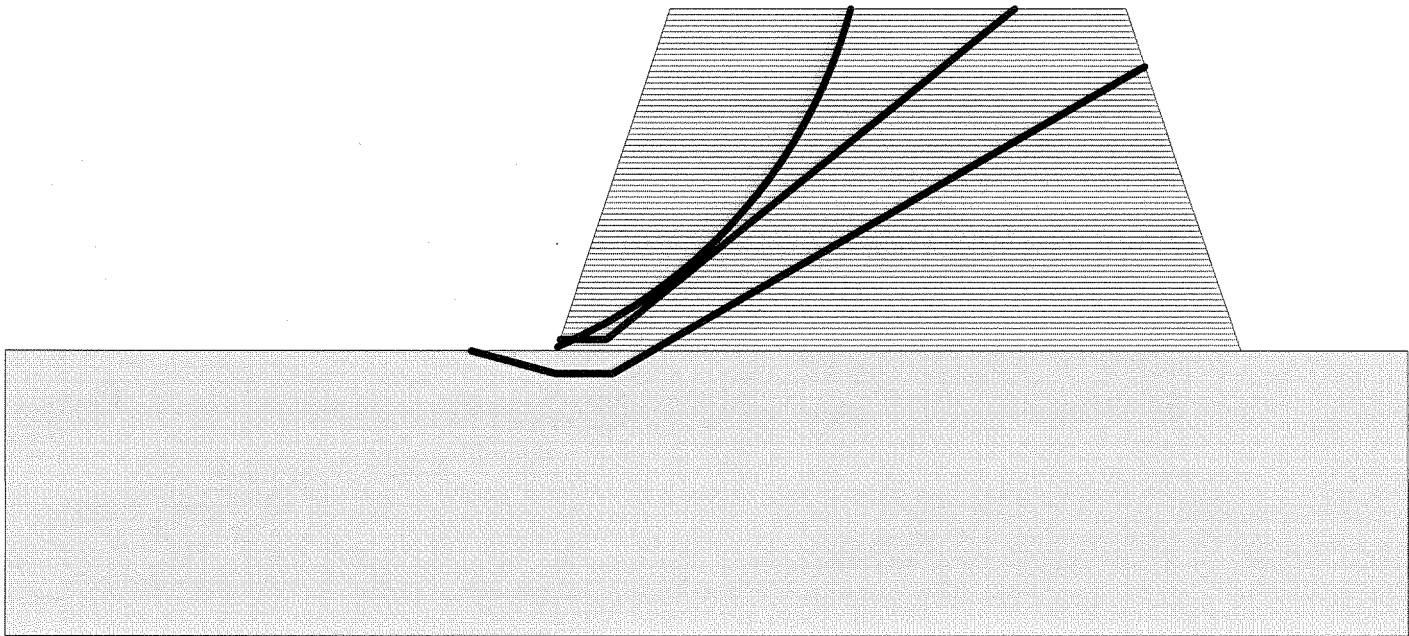
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 70.35, Y_a = 101.00$) [m]
($X_b = 74.45, Y_b = 101.00$) [m]
($X_c = 110.26, Y_c = 130.00$) [m]
(Number of slices used = 30)
Interslice resultant force inclination = 39.47 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

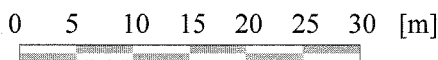
Minimum Factor of Safety = 1.37

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 62.54, Y_2 = 100.00$) [m]
($X_{left} = 70.00, Y_{left} = 98.00$) [m]
($X_{right} = 75.00, Y_{right} = 98.00$) [m]
($X_1 = 121.68, Y_1 = 124.95$) [m]
(Number of slices used = 45)
Interslice resultant force inclination = 22.15 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.01
 Critical Circle: $X_c = 49.80$ [m], $Y_c = 144.00$ [m], $R = 48.14$ [m]. (Number of slices used = 53)

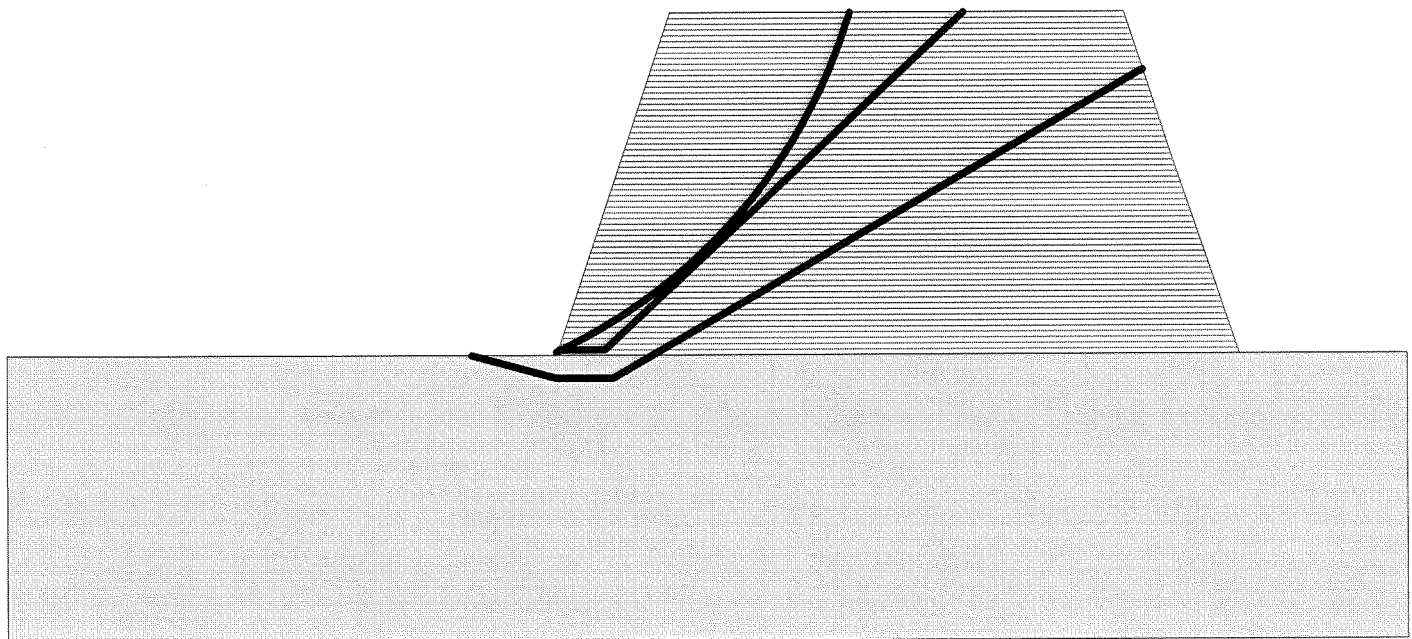
Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 0.98
 Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 70.19$, $Y_a = 100.50$) [m]
 ($X_b = 74.27$, $Y_b = 100.50$) [m]
 ($X_c = 105.90$, $Y_c = 130.00$) [m]
 (Number of slices used = 30)
 Interslice resultant force inclination = 44.43 [degrees]

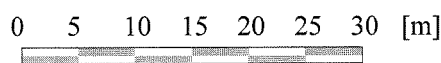
Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.44
 Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 62.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]
 ($X_{\text{left}} = 70.00$, $Y_{\text{left}} = 98.00$) [m]
 ($X_{\text{right}} = 75.00$, $Y_{\text{right}} = 98.00$) [m]
 ($X_1 = 121.68$, $Y_1 = 124.95$) [m]
 (Number of slices used = 45)
 Interslice resultant force inclination = 22.13 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.06

Critical Circle: Xc = 51.30[m], Yc = 142.70[m], R = 46.34[m]. (Number of slices used = 53)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.00

Critical Two-Part Wedge: (Xa = 70.19, Ya = 100.50) [m]

(Xb = 74.27, Yb = 100.50) [m]

(Xc = 105.90, Yc = 130.00) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 44.23 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.46

Critical Three-Part Wedge: (X2 = 62.54, Y2 = 100.00) [m]

(X-left = 70.00, Y-left = 98.00) [m]

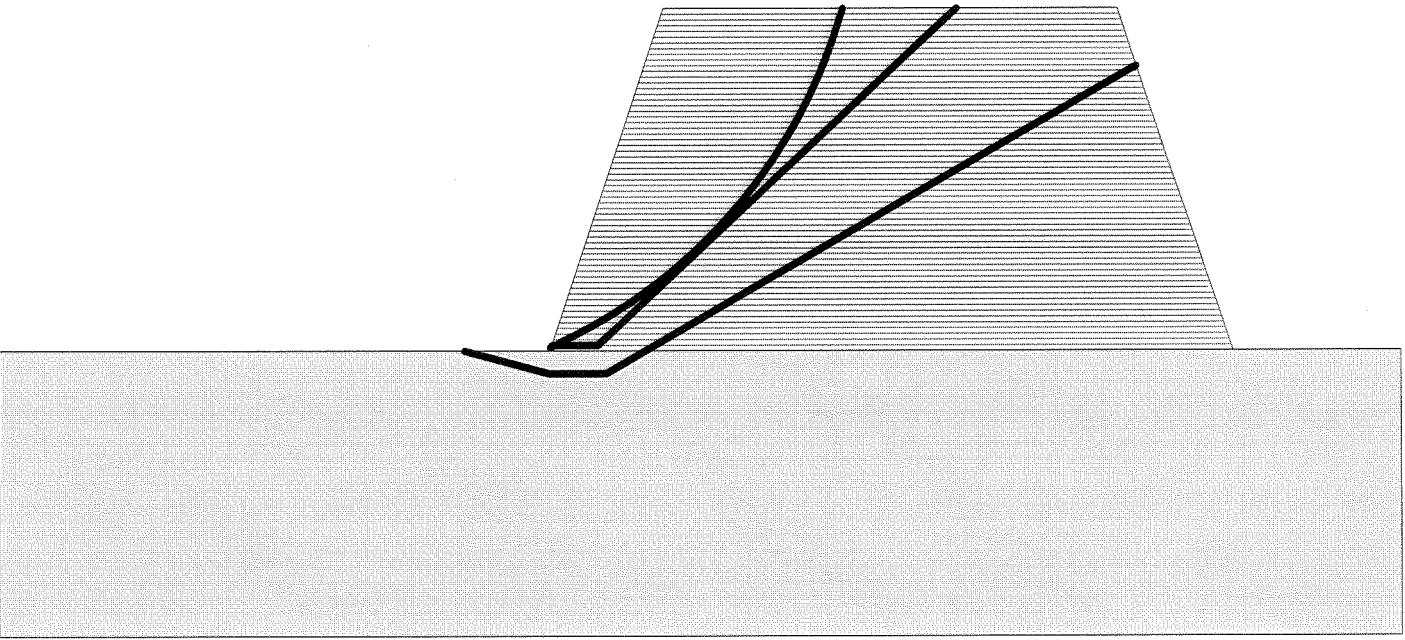
(X-right = 75.00, Y-right = 98.00) [m]

(X1 = 121.68, Y1 = 124.95) [m]

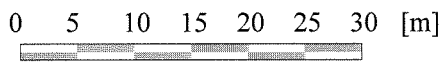
(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 22.02 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.19
Critical Circle: $X_c = 58.65[m]$, $Y_c = 130.30[m]$, $R = 32.06[m]$. (Number of slices used = 52)

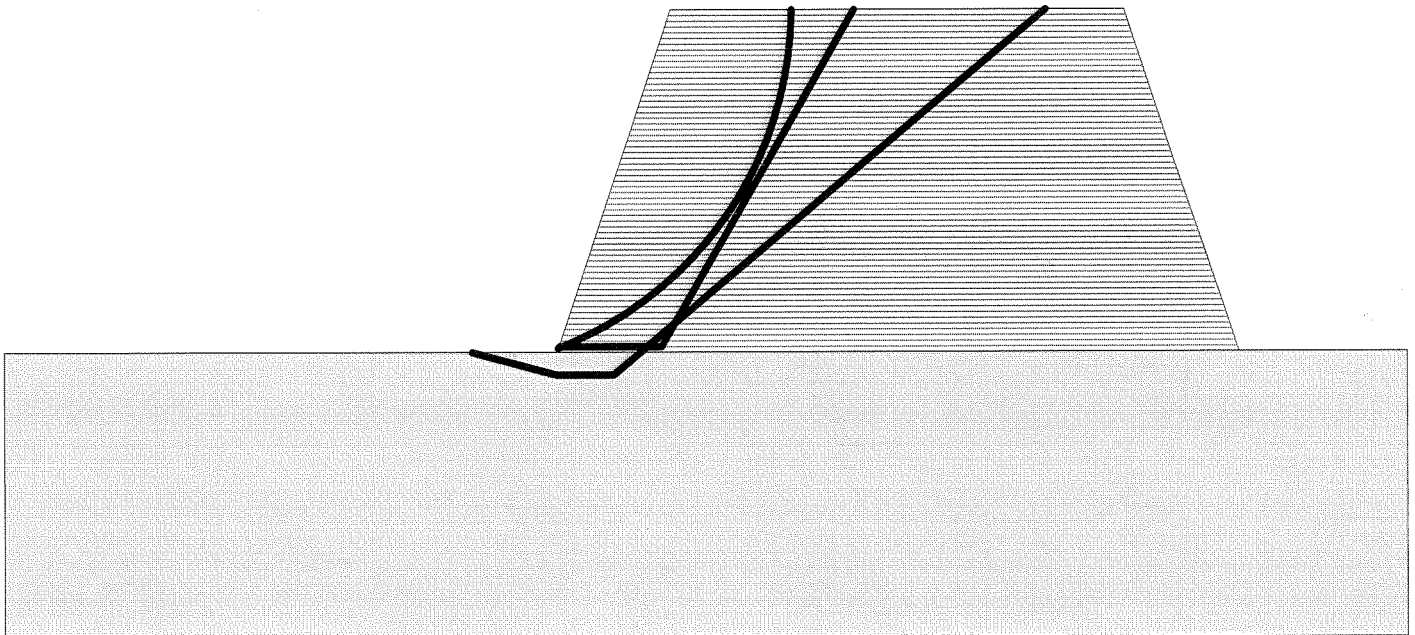
Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.18
Critical Two-Part Wedge: $(X_a = 70.19, Y_a = 100.50)$ [m]
 $(X_b = 79.22, Y_b = 100.50)$ [m]
 $(X_c = 96.26, Y_c = 130.00)$ [m]
(Number of slices used = 30)
Interslice resultant force inclination = 5.16 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.94
Critical Three-Part Wedge: $(X_2 = 62.54, Y_2 = 100.00)$ [m]
 $(X\text{-left} = 70.00, Y\text{-left} = 98.00)$ [m]
 $(X\text{-right} = 75.00, Y\text{-right} = 98.00)$ [m]
 $(X_1 = 113.14, Y_1 = 130.00)$ [m]
(Number of slices used = 45)
Interslice resultant force inclination = 28.38 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.11

Critical Circle: $X_c = 52.69[m]$, $Y_c = 141.49[m]$, $R = 44.67[m]$. (Number of slices used = 53)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.03

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 70.19$, $Y_a = 100.50$) [m]
($X_b = 74.27$, $Y_b = 100.50$) [m]
($X_c = 107.03$, $Y_c = 130.00$) [m]
(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 43.15 [degrees]

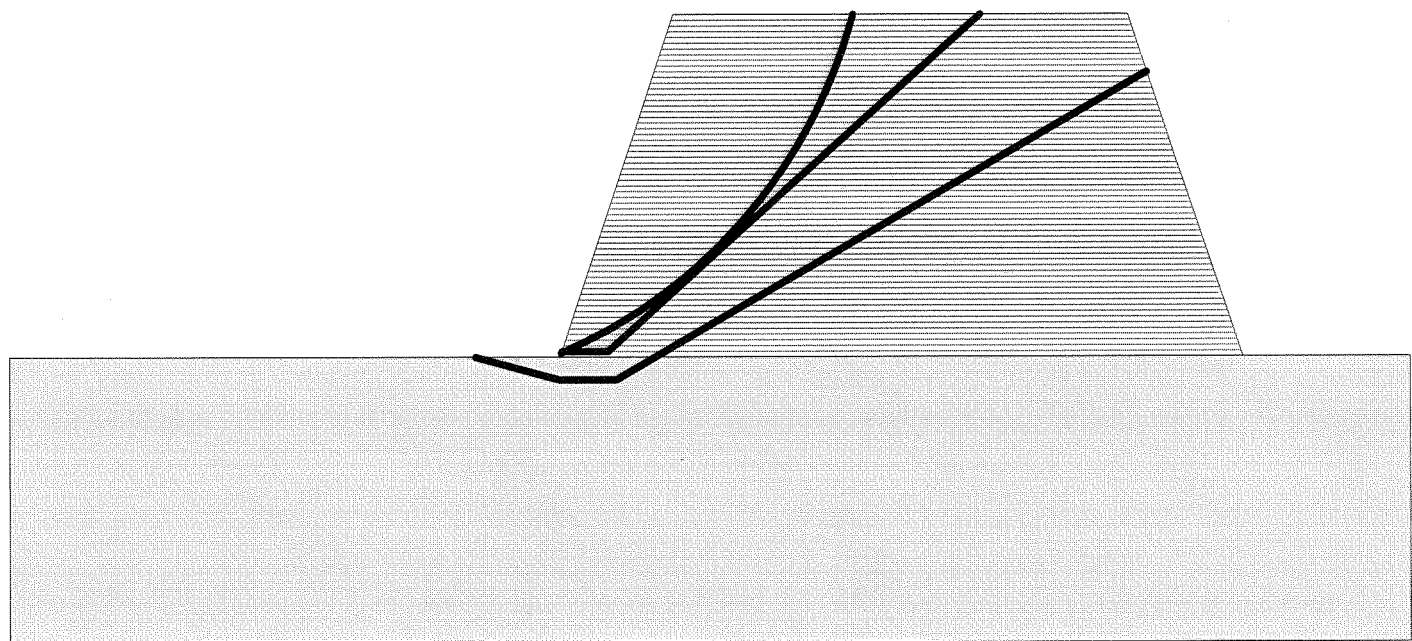
Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.48

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 62.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]
($X_{\text{-left}} = 70.00$, $Y_{\text{-left}} = 98.00$) [m]
($X_{\text{-right}} = 75.00$, $Y_{\text{-right}} = 98.00$) [m]
($X_1 = 121.68$, $Y_1 = 124.95$) [m]
(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 21.90 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.36
Critical Circle: Xc = 54.21[m], Yc = 130.33[m], R = 33.93[m]. (Number of slices used = 51)

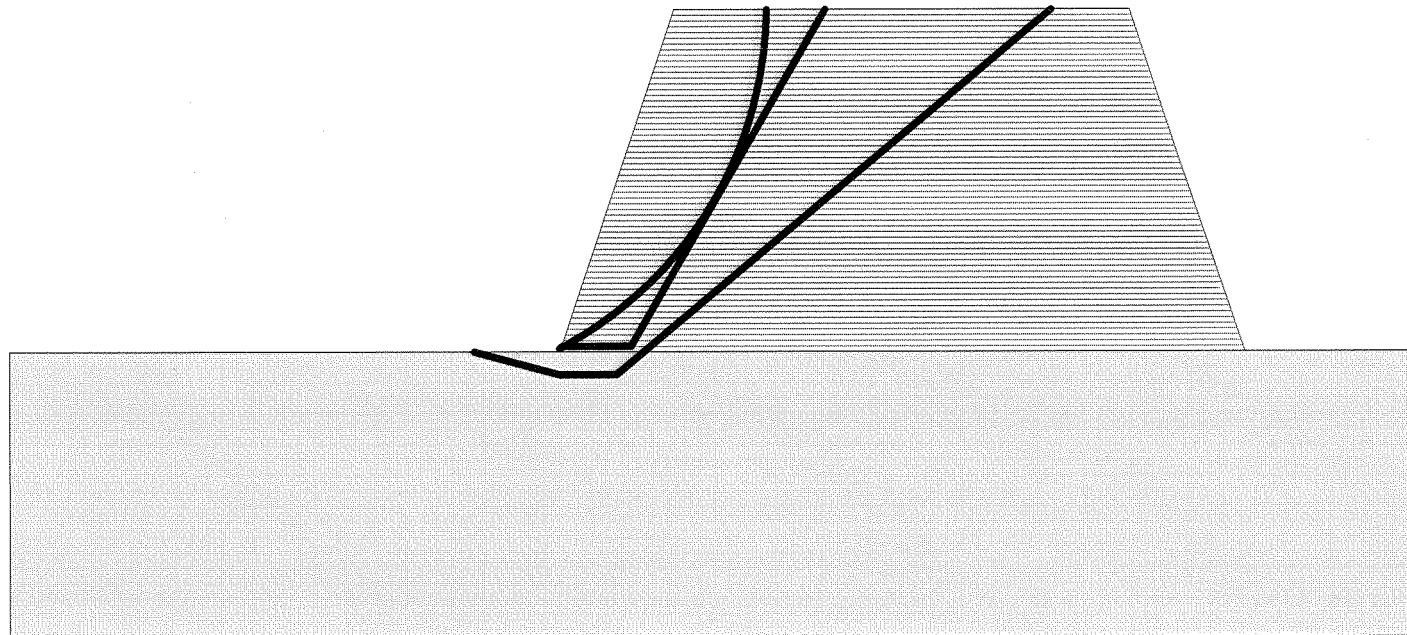
Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.25
Critical Two-Part Wedge: (Xa = 70.19, Ya = 100.50) [m]
(Xb = 76.25, Yb = 100.50) [m]
(Xc = 93.28, Yc = 130.00) [m]
(Number of slices used = 30)
Interslice resultant force inclination = 20.34 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 2.04
Critical Three-Part Wedge: (X2 = 62.54, Y2 = 100.00) [m]
(X-left = 70.00, Y-left = 98.00) [m]
(X-right = 75.00, Y-right = 98.00) [m]
(X1 = 113.14, Y1 = 130.00) [m]
(Number of slices used = 45)
Interslice resultant force inclination = 28.41 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.42

Critical Circle: $X_c = 58.65[m]$, $Y_c = 130.30[m]$, $R = 32.06[m]$. (Number of slices used = 52)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.30

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 70.19$, $Y_a = 100.50$) [m]

($X_b = 76.25$, $Y_b = 100.50$) [m]

($X_c = 93.28$, $Y_c = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 25.48 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 2.06

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 62.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]

($X\text{-left} = 70.00$, $Y\text{-left} = 98.00$) [m]

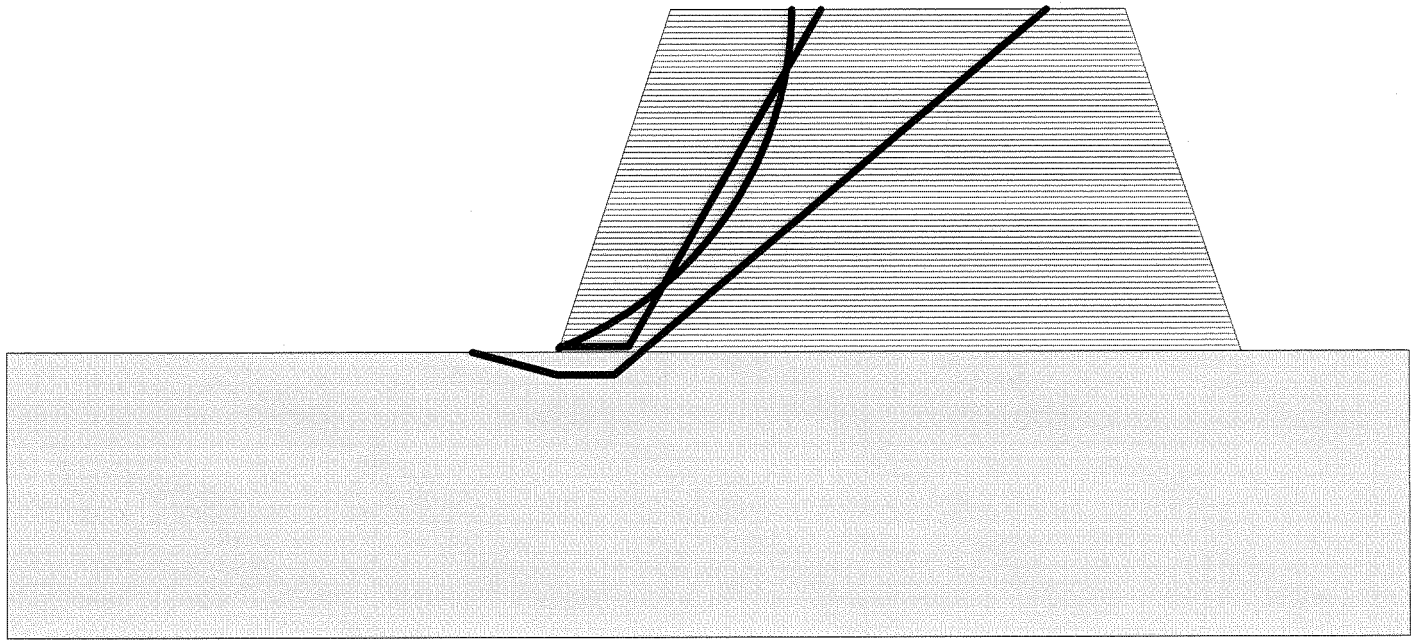
($X\text{-right} = 75.00$, $Y\text{-right} = 98.00$) [m]

($X_1 = 113.14$, $Y_1 = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 28.22 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]



3.0007

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.33

Critical Circle: $X_c = 52.69[m]$, $Y_c = 141.49[m]$, $R = 44.67[m]$. (Number of slices used = 53)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.17

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 70.35$, $Y_a = 101.00$) [m]

($X_b = 76.42$, $Y_b = 101.00$) [m]

($X_c = 109.78$, $Y_c = 130.00$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 49.27 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.58

Critical Three-Part Wedge: ($X_2 = 62.54$, $Y_2 = 100.00$) [m]

(X-left = 70.00, Y-left = 98.00) [m]

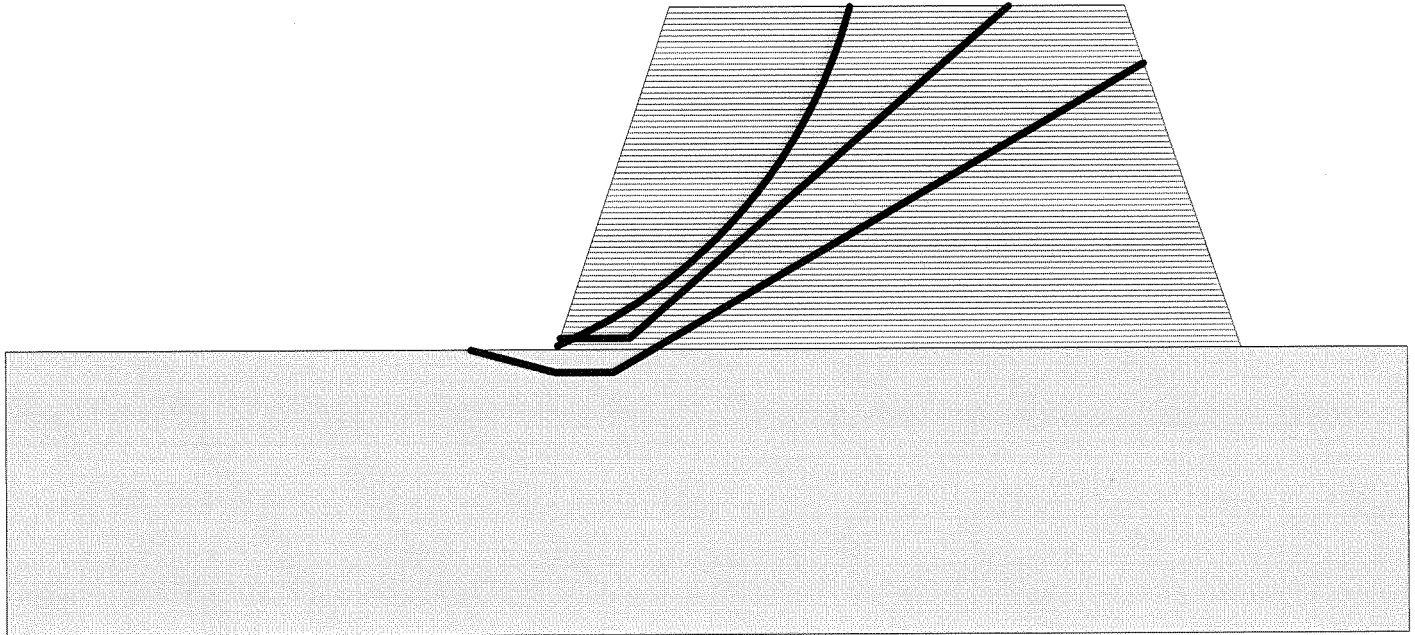
(X-right = 75.00, Y-right = 98.00) [m]

($X_1 = 121.68$, $Y_1 = 124.95$) [m]

(Number of slices used = 45)

Interslice resultant force inclination = 21.70 [degrees]

REINFORCEMENT LAYOUT: DRAWING



SCALE:

0 5 10 15 20 25 30 [m]

