



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**  
**ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ – ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**Μελέτη και κατασκευή αρδευτικού φράγματος -  
Αντιμετώπιση προβλημάτων στεγάνωσης στο δεξιό αντέρεισμα**



**Εκπόνηση: Αργυροπούλου Λαμπρινή**

**Επιβλέπων: Θανόπουλος Ιωάννης**

**ΒΟΛΟΣ**  
**ΜΑΡΤΙΟΣ 2004**

*Η εργασία αυτή αφιερώνεται  
ολόφυχα στην οικογένεια μου.*



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

Αριθ. Εισ.: 2767/1  
Ημερ. Εισ.: 04-05-2004  
Δωρεά: \_\_\_\_\_  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ  
2004  
ΑΡΓ

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000072428

## **Ευχαριστίες**

Ευχαριστώ θερμά τον κ. Θανόπουλο Ιωάννη, καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, για τη συνεχή επιστημονική και ηθική υποστήριξη του σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

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

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τον Σωτήρη και τη Νένα , για την πολύτιμη βοήθεια τους.

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

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>	<b>1</b>
<b>2. ΑΝΤΙ ΙΣΤΟΡΙΚΗΣ ΑΝΑΔΡΟΜΗΣ.....</b>	<b>2</b>
<b>3. ΑΡΧΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ.....</b>	<b>5</b>
3.1 Υδρολογικά στοιχεία.....	6
3.2 Γεωλογική μελέτη.....	6
3.2.1 Γεωλογικά στοιχεία.....	6
3.2.2 Συμπεράσματα.....	8
3.3 Επιλογή χωμάτινου φράγματος.....	10
3.3.1 Θέση του άξονα του φράγματος.....	10
3.3.2 Συνθήκες θεμελίωσης πυρήνα.....	11
3.3.3 Χαρακτηριστικά μεγέθη.....	12
3.3.4 Φερτά υλικά.....	12
3.4 Έλεγχος ευστάθειας.....	12
<b>4. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ.....</b>	<b>13</b>
4.1 Γενικά.....	13
4.2 Τεχνικές προδιαγραφές.....	13
4.2.1 Σώμα στήριξης.....	13
4.2.2 Πυρήνας.....	14
4.2.3 Φίλτρα.....	15
4.3 Έλεγχος ευστάθειας.....	16
4.3.1 Υπερχείλιση του νερού πάνω από τη στέψη του φράγματος.....	16
4.3.2 Ευστάθεια πρανούς.....	17
4.4 Κατασκευή του έργου.....	17
<b>5. ΣΤΟΙΧΕΙΟΘΕΤΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ</b>	<b>20</b>
5.1 Γεωλογία δεξιού αντερείσματος	20
5.2 Τεχνικογεωλογικές συνθήκες δεξιού αντερείσματος	21
<b>6. ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.....</b>	<b>27</b>
6.1 Γενικά.....	27
6.2 Λύση 1 : Γεωμεμβράνη.....	27
6.2.1 Μέθοδοι συγκόλλησης.....	28
6.2.2 Συμπεράσματα.....	30
6.3 Λύση 2 : Διάφραγμα.....	31
6.3.1 Επί τόπου εγχυνόμενο διάφραγμα.....	31
6.3.2 Διαφραγματικοί τοίχοι από σκυρόδεμα.....	33
6.3.3 Συμπεράσματα.....	35
6.4 Λύση 3 : Στεγνωτική επένδυση.....	36
6.4.1 Γενικά.....	36

6.4.2	Σχεδιασμός ζωνών.....	36
6.4.2.1	Υπολογισμοί κοκκομετρικής διαβάθμισης ζωνών του φράγματος και της στεγανωτικής επένδυσης.....	39
6.4.2.2	Λιθοριππή προστασίας ανάντη πρανούς ( ζώνη 6).....	40
6.4.2.3	Λιθοριππή προστασίας κατόντη πρανούς ( ζώνη 6).....	44
6.4.3	Κατασκευή των ζωνών.....	44
6.4.4	Μελέτη ευσταθείας της στεγανωτικής επένδυσης.....	45
6.4.5	Συμπεράσματα.....	46
7.	<b>ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΟΥ ΣΩΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ.....</b>	47
7.1	Γεωτεχνικές παράμετροι.....	47
7.2	Σεισμός.....	48
7.3	Αναλύσεις ευσταθείας.....	48
7.3.1	Σταθερή διήθηση.....	49
7.3.2	Απότομος καταβιβασμός της στάθμης.....	51
7.4	Συμπεράσματα.....	53
8.	<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>	54

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α:** Φωτογραφίες από τις φάσεις κατασκευής του φράγματος

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β:** Εργαστηριακές δοκιμές

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ:** Αποτελέσματα ελέγχων ευστάθειας στο πρόγραμμα XSTABL

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1<sup>ο</sup>

## Εισαγωγή

## 1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ταμιευτήρες νερού δημιουργούνται με την κατασκευή φραγμάτων σε κοίτες ποταμού ή σε κοίτες χειμάρρων και έχουν σκοπό την αποθήκευση νερού, το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας, για υδρευτικούς ή αρδευτικούς σκοπούς.

Για την πραγματοποίηση τέτοιων ζωτικής σημασίας κατασκευών απαιτείται ο σχεδιασμός και η κατασκευή τους να γίνεται με τήρηση όλων των σύγχρονων κανονισμών και με δεδομένη την ανάπτυξη πλήρους συνεργασίας μεταξύ σχεδιαστή και κατασκευαστή.

Η παρούσα εργασία ερευνά τη μελέτη και κατασκευή ενός μεγάλου αρδευτικού φράγματος. Η αρχική μελέτη του εν λόγω φράγματος, που παρουσιάζεται εν συντομία, και εκπονήθηκε από το ΑΠΘ εμφάνισε ελλείψεις στη φάση της κατασκευής με αποτέλεσμα να χρειαστεί συμπληρωματική μελέτη. Στη συμπληρωματική αυτή μελέτη, που συμπεριλάμβανε επιπλέον μετρήσεις στο πεδίο και εργαστηριακές δόκιμες, αποκαλύφθηκε η ύπαρξη στρώματος χαλαρών υλικών, σημαντικού βάθους, στο δεξιό αντέρεισμα.

Στη συνέχεια επιχειρείται η παρουσίαση και η σύγκριση μεταξύ τριών μεθόδων αντιμετώπισης αυτού του προβλήματος : της στεγανωτικής επένδυσης, της γεωμεμβράνης και του διαφράγματος.

Επίσης, γίνεται αναφορά στις παραδοχές σχεδιασμού και στις κατασκευαστικές διατάξεις που αποτελούν τον καθοριστικό παράγοντα σχεδιασμού των φραγμάτων.

Το τελευταίο κεφάλαιο της διπλωματικής αφιερώνεται στην υπολογιστική διαδικασία της ευστάθειας του σώματος του φράγματος που πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος XSTABL. Ειδικότερα παρουσιάζεται η παραμετρική ανάλυση των χαρακτηριστικών μεγεθών που προέκυψαν από τις εργαστηριακές δόκιμες, για τις δυσμενέστερες περιπτώσεις : όταν ο ταμιευτήρας είναι γεμάτος και όταν εκκενώνεται απότομα. Στις αναλύσεις λαμβάνεται υπόψη και η σεισμική επιβάρυνση.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2<sup>ο</sup>

Αντί ιστορικής αναδρομής

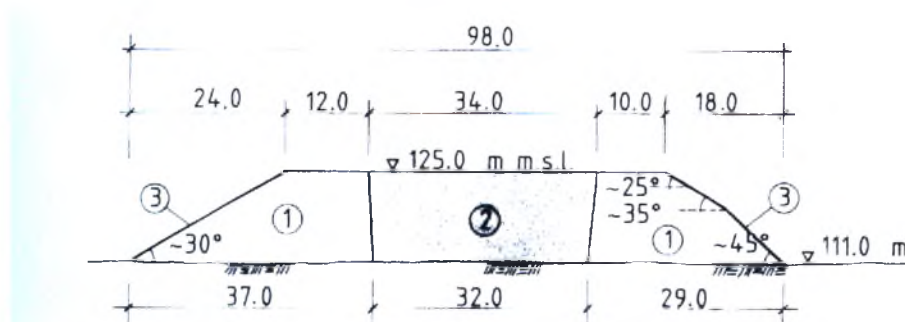


## 2. ΑΝΤΙ ΙΣΤΟΡΙΚΗΣ ΑΝΑΔΡΟΜΗΣ

Τα χωμάτινα φράγματα χρησιμοποιούνται από τις αρχές του πολιτισμού για την αποθήκευση νερού για άρδευση (τρίτη χιλιετία π.Χ.). Αυτό επιβεβαιώνεται από την ιστορία και τα απομεινάρια αρχαίων κατασκευών. Μερικές από τις κατασκευές που έγιναν στην αρχαιότητα ήταν πολύ μεγάλες. Ο Schnitter αναφέρει ότι υπάρχουν τουλάχιστον 34 φράγματα κατασκευασμένα από αρχαίους πολιτισμούς σε όλο τον κόσμο. Το μεγαλύτερο από αυτά είχε ύψος 30 μ., ένα φράγμα που ακόμα και στις μέρες μας θα χαρακτηριζόταν ως «μεγάλο φράγμα».

Ένα από τα αρχαιότερα φράγματα, που κατασκευάστηκε γύρω στα 2600 π.Χ., ήταν αυτό στο Κάιρο της Αιγύπτου, στο Sadd-el-Kafara. Επρόκειτο για ένα λιθόρριπτο φράγμα ύψους 14 m με αργιλικό πυρήνα. Το φράγμα είχε κατασκευαστεί για διευθέτηση χειμάρρου και θεωρείται ότι ήταν σταθερό ακόμα και με βάση τα σημερινά δεδομένα.

Μια άλλη σπουδαία κατασκευή ήταν το χωμάτινο φράγμα στη Νότια Υεμένη κοντά στην πόλη Μαρίμπ, ύψους 7 m. Το φράγμα προοριζόταν για άρδευση της γης. Κατασκευάστηκε το 750 π.Χ. και χρησιμοποιήθηκε για πάνω από 1000 χρόνια μέχρι που καταστράφηκε το δεύτερο μισό του 6<sup>ου</sup> αιώνα. Η υπερχειλίση του αναφέρεται στο Κοράνι ως η τιμωρία του θεού στους ανθρώπους που απαρνήθηκαν την πίστη τους. Ένα νέο φράγμα κατασκευάστηκε στις μέρες μας στην περιοχή αυτή.



Σχήμα 1. Φράγμα Sadd-el-Kafara, Αίγυπτος

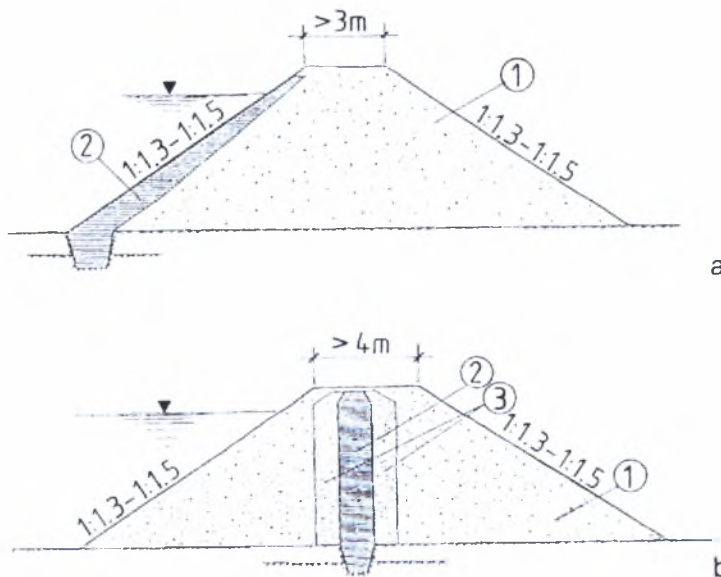
1) λιθορριπή 2) αδιαπέρατο υλικό 3) προστασία από τον κυματισμό, χαλίκια

Ένα χωμάτινο φράγμα που ολοκληρώθηκε στην Κεϋλάνη το 504 π.Χ. είχε 20 χιλιόμετρα μήκος, 21 μέτρα ύψος και περιείχε περίπου 13,000,000 m<sup>3</sup> επιχώματος.

Στα τέλη του 16<sup>ου</sup> αιώνα αναφέρονται περίπου 300 κατασκευές για αποθήκευση νερού, που οι κυρίαρχες λειτουργίες τους ήταν η άρδευση της γης, η παροχή νερού και η διευθέτηση των χειμάρρων (πλημμύρων).

Μέχρι πρόσφατα όλα τα χωμάτινα φράγματα σχεδιαζόταν με εμπειρικές μεθόδους και η βιβλιογραφία των μηχανικών είναι γεμάτη με αρχεία καταστροφών. Αυτές οι καταστροφές έφεραν τη συνειδητοποίηση ότι οι εμπειρικές μέθοδοι έπρεπε να αντικατασταθούν με λογικές μηχανικές διαδικασίες για τη σχεδίαση αλλά και για την κατασκευή των χωμάτινων φραγμάτων. Ένας από τους πρώτους που πρότειναν ότι οι κλίσεις των χωμάτινων φραγμάτων πρέπει να ελέγχονται ήταν ο Bassell το 1907.

Σήμερα, όπως και στο παρελθόν το χωμάτινο φράγμα εξακολουθεί να είναι ο πιο συνηθισμένος τύπος φράγματος, κυρίως επειδή για την κατασκευή του χρησιμοποιούνται υλικά στη φυσική τους κατάσταση με μικρή επεξεργασία.



Σχήμα 2. Φράγματα ορυχείων στη Γερμανία, 18<sup>ος</sup> αιώνας μ.Χ.

- a) Παλιά μέθοδος κατασκευής
- b) Νέα μέθοδος κατασκευής

Όμως, πολύ λίγη πρόοδος έγινε στην εξέλιξη των λογικών διαδικασιών σχεδίασης μέχρι τη δεκαετία του 1930. Η γρήγορη πρόοδος της επιστήμης της γεωτεχνικής μηχανικής είχε ως αποτέλεσμα την εξέλιξη πολύ βελτιωμένων διαδικασιών που συμπεριλαμβάνουν :

- ✚ Λεπτομερείς έρευνες προκατασκευής των συνθηκών θεμελίωσης και των υλικών κατασκευής.
- ✚ Εφαρμογή μηχανικής ικανότητας και τεχνικής στη σχεδίαση.
- ✚ Προσεκτικά σχεδιασμένες και ελεγμένες μεθόδους κατασκευής.
- ✚ Προσεκτικά σχεδιασμένες τοποθετήσεις οργάνων και συστημάτων προειδοποίησης.

Η φιλοσοφία που διέπει τη διαδικασία μελέτης, σχεδίασης, κατασκευής, λειτουργίας και διατήρησης του έργου είναι ότι η μελέτη δεν ολοκληρώνεται παρά μέχρι το φράγμα να συμπληρώσει το σκοπό του και να αποδειχθεί ασφαλές κατά τη λειτουργία του.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3<sup>ο</sup>

Αρχική μελέτη

### 3. ΑΡΧΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

Στην περιοχή Λιβάδι Ελασσόνας κατασκευάζεται χωμάτινο φράγμα ύψους 41 m, με σκοπό την αποθήκευση και εκμετάλλευση του νερού για την άρδευση των καλλιεργούμενων γεωργικών εκτάσεων της περιοχής.

Η αρχική μελέτη του φράγματος που εκπονήθηκε το έτος 1987 από το ΑΠΘ, προκείμενου να κατασκευαστεί ένα φράγμα που να είναι ασφαλές κατά τη διάρκεια όλων των φάσεων κατασκευής και λειτουργίας του, βασιζόταν στα εξής κριτήρια σχεδιασμού :

- 👉 Η επίχωση, η θεμελίωση, τα πρανή και η στέψη της δεξαμενής πρέπει να είναι σταθερά και δεν πρέπει να υποστούν απαράδεκτες παραμορφώσεις υπό όλες τις συνθήκες φόρτισης που αναπτύσσονται κατά την κατασκευή του επιχώματος, της λειτουργίας της δεξαμενής και του σεισμού.
- 👉 Η ροή της διήθησης διαμέσου της επίχωσης, της θεμελίωσης, των αντρευσμάτων και της στέψης της δεξαμενής πρέπει να ελέγχεται για την πρόληψη παραπάνω πιέσεων άνωσης, διασωλήνωσης, αστάθειας, πλαστικοποίησης, μετακίνησης του υλικού σε ρωγμές, διακλάσεις ή τρύπες.
- 👉 Η στέψη της δεξαμενής πρέπει να είναι σταθερή υπό όλες τις συνθήκες λειτουργίας για την αποφυγή μιας κατολίσθησης, που θα μπορούσε να προκαλέσει ένα μεγάλο κύμα που θα υπερπηδούσε το φράγμα.
- 👉 Η επίχωση πρέπει να είναι ασφαλής απέναντι στην υπερπήδηση, κατά τη διάρκεια του γεγονότος πλημμυρικής παροχής, με τη βοήθεια επαρκούς εκχειλιστή.
- 👉 Οι κλίσεις θα πρέπει να είναι επαρκείς για να επιτρέψουν τις καθιζήσεις της θεμελίωσης και της επίχωσης.
- 👉 Το ανάντη πρανές θα πρέπει να προστατεύεται από τη διάβρωση του κύματος, και η στέψη και το κατόντη πρανές πρέπει να προστατεύονται από τη διάβρωση του ανέμου και της βροχής.

Είναι φανερό ότι τα παραπάνω κριτήρια είναι πολύ γενικά και δεν ικανοποιούν τις σύγχρονες απαιτήσεις σχεδιασμού.

### 3.1 Υδρολογικά στοιχεία

🌧️ Η λεκάνη απορροής έχει σχεδόν τριγωνικό σχήμα με εμβαδόν  $12.5 \text{ km}^2$  και με μέση κλίση εδάφους 35%. Το μέγιστο υψόμετρο της λεκάνης είναι 1441 m και το ελάχιστο 653 m. Πρόκειται δηλαδή για λεκάνη με σημαντικό ανάγλυφο που ευνοεί την επιφανειακή απορροή και τις μεγάλες τιμές των πλημμυρικών παροχών.

🌧️ Το υδρογραφικό δίκτυο της λεκάνης είναι αρκετά ανεπτυγμένο και σχεδόν ομοιόμορφο σε όλη την έκταση της λεκάνης.

🌳 Η λεκάνη καλύπτεται μερικώς από θάμνους και δένδρα. Το υπόλοιπο είναι ακάλυπτο ή καλύπτεται από εποχιακά ποώδη φυτά. Πολύ μικρό τμήμα της λεκάνης καλλιεργείται. Η έλλειψη σημαντικής βλάστησης ευνοεί τη διάβρωση και επομένως αναμένεται η ποσότητα φερτών υλικών να είναι σημαντική.

### 3.2 Γεωλογική μελέτη

Η γεωλογική μελέτη ως γνωστόν, σκοπό έχει να επισημάνει, περιγράψει, αναλύσει και αξιολογήσει όλα τα γεωλογικά, γεωμορφολογικά, υδρογεωλογικά και τεχνογεωλογικά προβλήματα που συνδέονται με την κατασκευή φράγματος. Με την έννοια αυτή τα συμπεράσματα της Γεωλογίας, στην αρχική φάση της μελέτης ενός φράγματος, αποτελούν τον κύριο άξονα περί τον οποίο θα στραφεί η μελέτη.

Συγκεκριμένα, η θέση της περιοχής κατασκευής αυτού του φράγματος έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

#### 3.2.1 Γεωλογικά στοιχεία

🌧️ Γεωλογικά, η λεκάνη συνίσταται κυρίως από σχιστόλιθους και γνεύσιους. Κατά τόπους αυτό το κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο καλύπτεται από τεταρτογενείς σχηματισμούς (αλλουβιακές προσχώσεις–αποθέσεις, ποτάμιες αναβαθμίδες) που είναι αργιλοκοί και έχουν μικρό πάχος: 1-2 m. Χαρακτηριστικό της περιοχής είναι η έντονη ρηγμάτωση. Η γεωλογική κατάσταση της ζώνης του φράγματος είναι παρόμοια με αυτή της λεκάνης κατάκλισης.

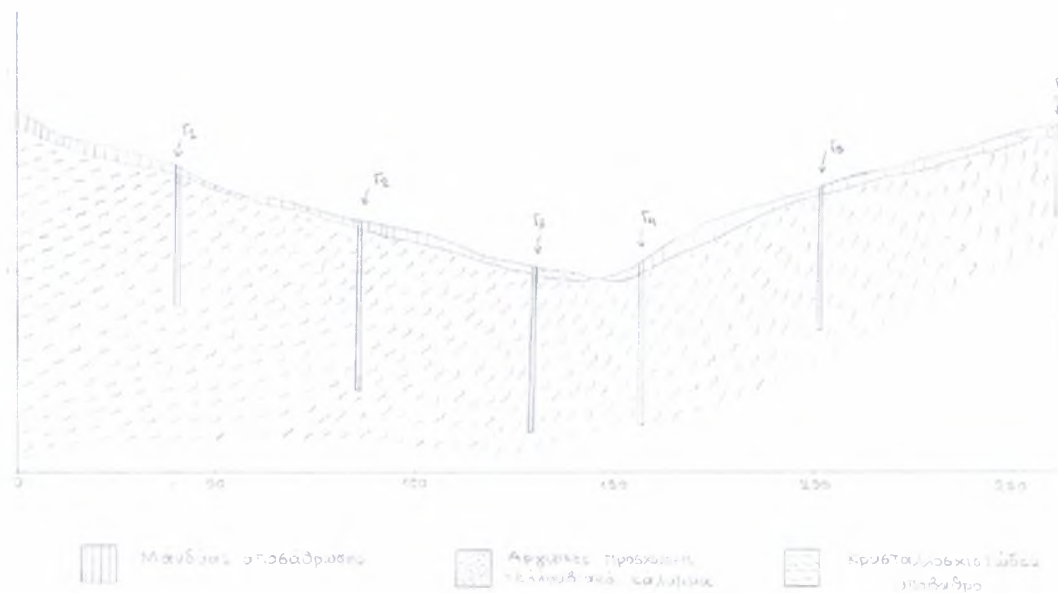
🌧️ Υδρογεωλογικά, το κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο είναι γενικά ένας πρωτογενώς αδιαπέρατος και μη υδροφόρος σχηματισμός. Όμως, λόγω του ισχυρού τεκτονισμού είναι αρκετά ρωγματομένος κυρίως στα αβαθή τμήματά του. Έτσι ο σχηματισμός αυτός παρουσιάζει κάποιο μη αμελητέο αλλά όχι και

πολύ υψηλό συντελεστή κατείσδυσης και κάποια υδροφορία κυρίως τοπικού χαρακτήρα.

Σε ότι αφορά την περατότητα της λεκάνης κατάκλισης (πλην της ζώνης του φράγματος) τα πετρώματα αυτά είναι σχετικά στεγανά. Τα αβαθή μπορεί να έχουν κατά τόπους μη αμελητέα περατότητα, όμως αυτή μειώνεται με το βάθος. Έτσι οι απώλειες νερού από τη ζώνη κατάκλισης δε θα είναι σημαντικές, αλλά και θα μειώνονται με το χρόνο λόγω απόθεσης λεπτόκοκκων φερτών υλικών.

Για την πληρέστερη μελέτη των γεωλογικών και υδρογεωλογικών συνθηκών πραγματοποιήθηκαν έξι (6) γεωτρήσεις.

Στο σχήμα 1 φαίνεται η γεωλογική τομή κατά μήκος του άξονα του φράγματος, καθώς και τα σημεία όπου έγιναν οι γεωτρήσεις. Στο σχήμα 2 φαίνεται η διατομή της γεώτρησης τρία (3).



Σχήμα 1. Γεωλογική τομή κατά μήκος του άξονα του φράγματος

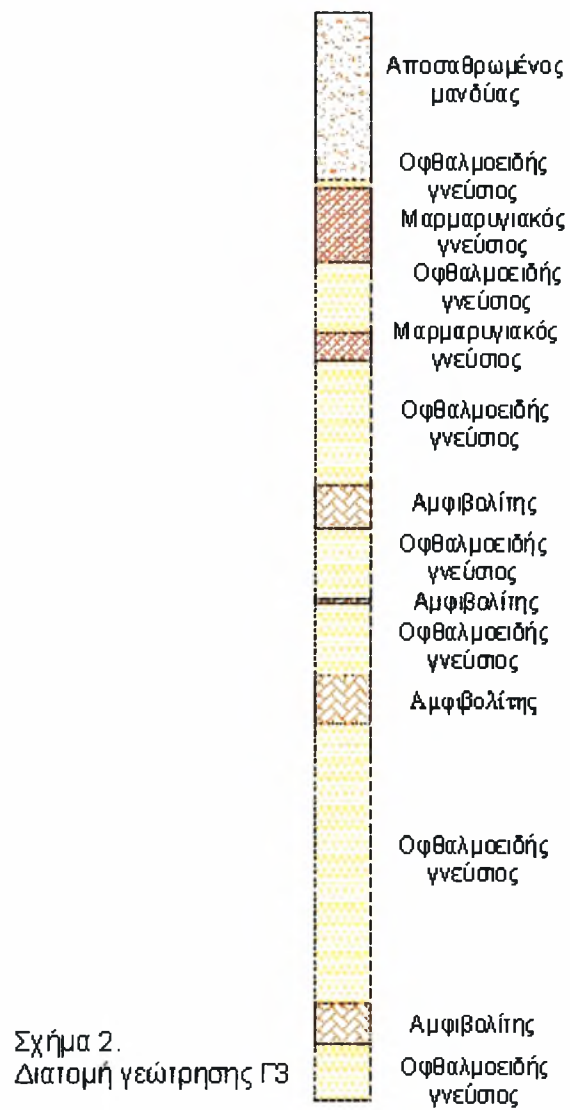
### 3.2.2 Συμπεράσματα

Όσον αφορά τη στεγανότητα στον αυχένα, προέκυψε από τις δοκιμαστικές εισπιέσεις νερού περατότητα της τάξης των  $10^{-4}$  cm/sec σε βάθη μέχρι 20 m, καθόλου ικανοποιητική για ένα φράγμα αυτού του μεγέθους. Για το λόγο αυτό θα εκτελεσθούν τσιμεντενέσεις κουρτίνας και τάπητα στην περιοχή της κοίτης και στα αντερείσματα σε βάθη που θα φθάνουν από 10 έως 20 m. Εφόσον ο αργιλικός πυρήνας εδράζεται σε αδιαπέρατη στρώση, καμία διήθηση πρακτικά δε θα γινόταν κάτω από αυτόν. Στην κοίτη και στα αντερείσματα, όπου ο συντελεστής διαπερατότητας εκτιμήθηκε να φθάσει σε  $10^{-5}$  έως  $10^{-6}$  cm/sec μετά το πέρας των τσιμεντενέσεων, είναι δυνατή κάποια διαρροή νερού κάτω από τον πυρήνα. Οι απώλειες αυτές, που υπολογίστηκαν, δε θεωρούνται σημαντικές και δε θα αποτελούν ασυνήθιστη ποσότητα για ετήσια απώλεια του ταμιευτήρα.

Σε ότι αφορά τη σταθερότητα των πρανών για το δεξιό αντέρεισμα δε θα υπάρχει πρόβλημα κατολίσθησης, αν αφαιρεθεί ο αποσαθρωμένος μανδύας πάχους 1 έως 5 m. Για το αριστερό αντέρεισμα τα προβλήματα κατολίσθησης που τυχόν θα παρουσιασθούν θα οφείλονται στα κατατμητικά συστήματα και όχι στις στρώσεις, και θα μπορούν να αντιμετωπισθούν με το καθαρισμό τους μέχρι το βάθος εξυγίανσης.

Έτσι, κίνδυνος πρόσχωσης του ταμιευτήρα από κατολισθήσεις μέσα στη λεκάνη κατάκλισης του χειμάρρου δε θα υπάρχει, μετά τη διαμόρφωση των πρανών σε καθορισμένες θέσεις. Τα υλικά από τη διαμόρφωση των πρανών θα χρησιμοποιηθούν για τη κατασκευή του φράγματος. Η δημιουργία κύματος από ενδεχόμενη κατολίσθηση στην περίπτωση γεμάτου ταμιευτήρα δε θα έθετε σε κίνδυνο την κατασκευή, διότι εξαιτίας της γενικής μορφολογίας της λίμνης, από τη θέση κατολίσθησης μέχρι το φράγμα, θα έφθαναν στο φράγμα μόνο κυματισμοί προερχόμενοι από πολλαπλές ανακλάσεις του αρχικού κύματος, κατά συνέπεια εξασθενημένοι και ακίνδυνοι για την ασφάλεια του φράγματος.








### 3.3 Επιλογή χωμάτινου φράγματος

Όπως αναφέρθηκε από τη γεωλογική και γεωτεχνική ερευνά το έδαφος αποτελείται από προσχώσεις και πετρώματα, και θέτει μικρά μόνο προβλήματα σε ότι αφορά τα θέματα αντοχής και παραμόρφωσης της θεμελίωσης του εν λόγω φράγματος.

Η επιλογή του χωμάτινου φράγματος έγινε για τους παρακάτω λόγους :

-  Τα υλικά που απαιτούνται για την κατασκευή του βρίσκονται σε σχετικά μικρή απόσταση από το φράγμα, σε επαρκείς ποσότητες και υπάρχουν δρόμοι προσπέλασης.
-  Η δημιουργία στεγανού πυρήνα είναι εύκολη από κατασκευαστική άποψη και εξασφαλίζει απόλυτα τη στεγανότητα του φράγματος.
-  Εξαιτίας της ανάγκης στεγανοποίησης των κλιτύων, η λύση του χωμάτινου φράγματος με αργιλικό πυρήνα εξασφαλίζει κατά το δυνατό καλύτερο τρόπο τη συνοχή του στεγανού πυρήνα στη ζώνη επαφής εδάφους-φράγματος.



Ο πιο συνηθισμένος τύπος χωμάτινου φράγματος είναι αυτός στον οποίο ο αδιαπέρατος πυρήνας περικλείεται από ζώνες υλικών σημαντικά πιο διαπερατές, που έχουν συμπυκνωθεί με κυλίνδρωση. Οι διαπερατές ζώνες περικλείουν, υποστηρίζουν και προστατεύουν τον αδιαπέρατο πυρήνα. Η ανάντη διαπερατή ζώνη παρέχει σταθερότητα έναντι στη γρήγορη πτώση στάθμης και η κατάντη διαπερατή ζώνη δρα ως ζώνη αποστράγγισης που ελέγχει τη διήθηση και χαμηλώνει το φρεάτιο ορίζοντα. Οι διαπερατές ζώνες μπορεί να αποτελούνται από άμμο, χαλίκια, κροκάλες, βράχο ή μίγματα από τα παραπάνω.

Μεταξύ του πυρήνα και των διαπερατών ζωνών είναι απαραίτητο ένα φίλτρο και ένα στρώμα στραγγιστηρίου, για να ελέγχουν τη μετανάστευση των λεπτόκοκκων του πυρήνα.

#### 3.3.1 Θέση του άξονα του φράγματος

Για λόγους λειτουργικούς επιβάλλεται η όσο το δυνατόν μεγαλύτερη αύξηση της λεκάνης απορροής και της χωρητικότητας του ταμιευτήρα, και συνεπώς είναι απαραίτητο το φράγμα να τοποθετηθεί εκεί που γίνεται η μεγαλύτερη εκμετάλλευση της λεκάνης απορροής του χειμάρρου.

Η επιλογή της τελικής θέσης του άξονα παρουσιάζει τα εξής πλεονεκτήματα:

-  οδηγεί στον ελάχιστο όγκο υλικών προς κατασκευή
-  οδηγεί σε επαφή πυρήνα – κλιτύων που επιτρέπουν ικανοποιητική συνδεση

- 🔧 επιτρέπει την προσαρμογή των δρόμων που ήδη υπάρχουν στη νέα διαμόρφωση
- 🔧 το μεγάλο πλεονέκτημα για την κατασκευή του φράγματος στη θέση αυτή είναι ότι παρουσιάζει ουσιαστικά “φυσικό υπερχειλιστή”, δηλαδή υπάρχει παράπλευρο ρέμα και έτσι οι δαπάνες κατασκευής θα μειωθούν σημαντικά.
- 🔧 επιπλέον, από γεωλογικής πλευράς η θέση που επιλέχθηκε παρουσιάζεται ως η πιο κατάλληλη.

### 3.3.2 Συνθήκες θεμελίωσης του πυρήνα

Η θεμελίωση ενός χωμάτινου φράγματος είναι απαραίτητο να παρέχει σταθερή υποστήριξη για την επίχωση, σε όλες τις συνθήκες διάβρωσης και φόρτισης και επίσης, επαρκή αντίσταση στη διήθηση, για την αποφυγή επιπλέον ποσοτήτων νερού.

Οι συνθήκες θεμελίωσης είναι κάθε φορά διαφορετικές και για αυτό το λόγο απαιτείται αντίστοιχη ειδική αντιμετώπιση και προετοιμασία, που να προσαρμόζονται σε αυτές. Ο όρος θεμελίωση όπως χρησιμοποιείται εδώ συμπεριλαμβάνει τη θεμελίωση του φράγματος και στην κοίτη της κοιλάδας και στα αντερείσματα.

Το ύψος του φράγματος και η καλή αντοχή των υλικών κατά μήκος της κοίτης και των πρανών οδηγεί στο συμπέρασμα ότι μικρά μόνο γεωτεχνικά προβλήματα θεμελίωσης θα τεθούν κατά τη κατασκευή του.

Για την εξομάλυνση της επιφάνειας θεμελίωσης του πυρήνα θα γίνουν εκσκαφές όπου θα αφαιρεθούν αρχικά, οι αλλουβιακές αποθέσεις (χαλίκια) και στη συνέχεια 1 έως 2 m αποσαθρωμένου πετρώματος. Η εκσκαφή είναι αναγκαία για τον περιορισμό των υπόγειων ροών εξαιτίας της σχετικά υψηλής διαπερατότητας των επιφανειακών στρωμάτων. Η εξομάλυνση είναι αναγκαία και λόγω της εμφάνισης κατά τη διάρκεια των εκσκαφών τάφρου πυρήνα, αρνητικών κλίσεων σαν αποτέλεσμα τοπικών καταπτώσεων-ολισθήσεων του γνευσιακού πετρώματος σε επίπεδα παράλληλα με τη σχιστότητα και το γενικό επίπεδο εκσκαφής.

Αφού καθαρισθεί και πλυθεί η επιφάνεια θεμελίωσης, θα συγκολληθεί η πρώτη στρώση αργίλου, στο υψόμετρο εξακόσια σαράντα έξι και εξήντα πέντε (646,65). Λόγω της στενότητας της επιφάνειας θεμελίωσης, η συμπύκνωση θα γίνει με οδοστρωτήρα. Πριν πέσει όμως η επόμενη στρώση και για καλύτερη πρόσφυση, θα αναμοχλεύεται η επιφάνεια της προηγούμενης στρώσης, μέχρι το υψόμετρο εξακόσια σαράντα εννιά και πενήντα (649,50). Τα αποτελέσματα συμπύκνωσης των εργαστηριακών δοκιμών, που έγιναν, ήταν μέσα στα όρια των τεχνικών προδιαγραφών.

Η διάστρωση των επόμενων στρώσεων θα γινόταν όπως οι προηγούμενες, σε πάχη των 20 cm, με τη διαφορά πως τώρα η συμπύκνωσή τους, θα γινόταν με έντεκα (11) διελεύσεις κατσκοπόδαρου οδοστρωτήρα. Θα χρησιμοποιηθεί άργιλος από συμβατικό δανειοθάλαμο.

### 3.3.3 Χαρακτηριστικά μεγέθη

Η στέψη του φράγματος τοποθετήθηκε σε υψόμετρο 689.00 m.

Η μέγιστη στάθμη νερού σε ηρεμία στον ταμιευτήρα, που συμπίπτει με τη στέψη του εκχειλιστή βρίσκεται σε υψόμετρο 686.00 m.

Κατά τα παραπάνω το υφιστάμενο ύψος ασφάλειας ανέρχεται σε 3.00 m.

Η στάθμη του νερού κατά τη διέλευση της μέγιστης πλημμύρας θα ανέβει στο υψόμετρο 687,50 m.

Κατώτατη στάθμη λειτουργίας 665.00 m.

Χωρητικότητα 1,700,000 m<sup>3</sup>.

Το πλάτος της στέψης του φράγματος καθορίστηκε σε 7.50 m.

Μήκος στέψης 245.4 m.

Η κλίση των πρανών ανάντη 1 : 2 και κατόντη 1 : 2.5 (κ : ο).

### 3.3.4 Φερτά υλικά

Η μορφολογία της περιοχής οδηγεί στο συμπέρασμα ότι οι φερτές ύλες που θα καταλήγουν στον ταμιευτήρα θα είναι σημαντικές. Για την αντιμετώπισή τους προτάθηκε η κατασκευή κατά πλάτος του χειμάρρου, πριν από τη λίμνη, συρματοκιβωτίων σε δυο ή τρεις θέσεις για την ελάττωση της ταχύτητας των νερών.

## 3.4 Έλεγχος ευστάθειας του φράγματος

Οι έλεγχοι ευστάθειας έγιναν με βάση τα δεδομένα των εργαστηριακών δοκιμών, με προγράμματα H/Y Feadam '84 που καταρτίστηκαν για τις ανάγκες της έρευνας, που όμως δεν πληρούν τα κριτήρια των σύγχρονων κανονισμών.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4<sup>ο</sup>**

**Τεχνικές προδιαγραφές – Κατασκευή του έργου**

## 4. ΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

### 4.1 Γενικά

Κριτήρια για το σχεδιασμό του σώματος του φράγματος αποτελούν οι γεωτεχνικές συνθήκες, η σεισμικότητα της περιοχής και οι μηχανικές παράμετροι των διαθέσιμων στην περιοχή υλικών κατασκευής του φράγματος. Οι συνθήκες υπεδάφους και τα δίκτυα ροής, κάτω από το φράγμα αλλά και μέσα από αυτό, είναι οι παράμετροι οι οποίες θα καθορίσουν τον τρόπο θεμελίωσης, τον τρόπο αναχαίτισης των υπόγειων διαφυγών, καθώς και τη διάταξη των φίλτρων στο κατάντη σώμα στήριξης. Χαμηλή σεισμικότητα και καλές παράμετροι αντοχής των υλικών κατασκευής επιτρέπουν μεγαλύτερες κλίσεις πρανών. Μικρή διαπερατότητα απαιτεί μικρότερα πάχη πυρήνα. Ένα καλά σχεδιασμένο φράγμα θα αντανakλά, λοιπόν, τις τοπικές συνθήκες.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται γενικές αρχές σχεδιασμού του σώματος του φράγματος και οι ιδιότητες που πρέπει να χαρακτηρίζουν τα υλικά κατασκευής.

### 4.2 Τεχνικές προδιαγραφές

#### 4.2.1 Σώμα στήριξης

Τα υλικά του σώματος στήριξης πρέπει να χαρακτηρίζονται από υψηλή διατμητική αντοχή. Χρησιμοποιούνται αμμοχάλικα ή στην περίπτωση των λιθόρριπτων φραγμάτων χρησιμοποιούνται υλικά εκβραχισμού. Εξορύσσονται από γειτονικά λατομεία που οργανώνονται ειδικά για το σκοπό αυτό. Ο τρόπος εξόρυξης από τον οποίο εξαρτώνται οι διαστάσεις των υλικών εκβραχισμού ορίζεται με βάση τα στοιχεία που προκύπτουν από δοκιμαστικά λατομεία, τα οποία γίνονται κατά τη φάση των ερευνών.

Η λεπτόκοκκη λιθορριπή (ελεύθερα στραγγιζόμενη ζώνη), που προσφέρει ευστάθεια ( $\varphi > 40^\circ$ ) και αποτελεί «φίλτρο» για τη ζώνη 2B (στραγγιστήριο), αποτελείται

από υλικό χωρίς πολλά λεπτόκοκκα, λιγότερο του 5% διερχόμενα από το κόσκινο νούμερο 200 (0.075mm) με μέγιστο κόκκο 0.5 – 1 m. Όσον αφορά τη χονδρόκοκκη λιθορριπή μέγιστος κόκκος 0.1 – 1.5 m.

Το ύψος στρώσης d κατά τη διάστρωση λαμβάνεται συνήθως ίσο με το μέγιστο επιτρεπτό κόκκο. Το υλικό διαβρέχεται (πάνω από 10% κατά βάρος) και συμπυκνώνεται ( με δονητικό οδοστρωτήρα  $10^4$  ).

Για τα υλικά του σώματος στήριξης προδιαγράφεται εργαστηριακός έλεγχος για την πυκνότητα. Η δοκιμή πραγματοποιείται επί τόπου και γίνεται με εκσκαφή λάκκου περίπου  $5 \times 5 \text{ m}^2$ , ζύγισμα του υλικού που αφαιρέθηκε (π.χ. σε γεφυροπλάστιγγα) και πλήρωση του σκάμματος με νερό (αφού τοποθετηθεί μεμβράνη), ώστε να υπολογιστεί ο όγκος. Συνήθως δεν απαιτείται καθορισμός μιας ελάχιστης πυκνότητας. Συνήθεις τιμές είναι της τάξης των 2.1 ως 2.2  $\text{m}^3$ .

Οι κλίσεις των πρανών καθορίζονται από τις αναλύσεις ευστάθειας. Στα λιθόρριπτα φράγματα η κλίση των πρανών είναι της τάξης του 1 / 1.8.

#### 4.2.2 Πυρήνας

Αργιλικά υλικά, με προσμίξεις ιλύος και άμμου, ή αποσαθρωμένος βράχος (φλύσχος) θεωρούνται κατάλληλα. Η τιμή του συντελεστή διαπερατότητας πρέπει να είναι της τάξης  $K = 10^{-7} \text{ cm/sec}$  ή καλύτερα  $K = 10^{-9} \text{ cm/sec}$ . Η διατμητική αντοχή του πυρήνα είναι συνήθως χαμηλή λόγω της λεπτόκοκκης φάσης. Το πάχος του πυρήνα εξαρτάται από την τιμή του K και από το μέγιστο υδραυλικό φορτίο και μπορεί να κυμαίνεται από το 1/10 μέχρι το 1/2 του υδραυλικού φορτίου. Η συνοχή του υλικού του πυρήνα επιτρέπει κλίσεις πολύ μεγαλύτερες από τις κλίσεις που χαρακτηρίζουν το σώμα στήριξης.

Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υλικών του πυρήνα προδιαγράφεται πλήρης εργαστηριακός έλεγχος. Οποιαδήποτε καθορίζεται ελάχιστο ποσοστό λεπτόκοκκων (μικρότερο του 0.075 mm), συνήθως πάνω από 25%. Είναι χρήσιμο να γίνεται έλεγχος κοκκομετρικής διαβάθμισης σε σκαπτόμενο υλικό από το αποπερατωμένο ανάχωμα, ώστε να ελέγχεται εάν η διαδικασία εξόρυξης, μεταφοράς, διάστρωσης, συμπύκνωσης παράγει αποδεκτής κοκκομετρίας υλικό. Συχνά καθορίζεται και ποσοστό κάτω από 4.75 mm (π.χ. 50%). Ακόμη καθορίζεται και το μέγιστο ποσοστό λεπτόκοκκων (π.χ. 85% διερχόμενο από το κόσκινο νούμερο 200) ώστε να υπάρχει πάντα συμβατότητα με τη ζώνη 2Α (λεπτόκοκκο φίλτρο).

Τα όρια της απαιτούμενης υγρασίας και το απαιτούμενο ποσοστό συμπύκνωσης καθορίζονται με βάση τη δοκιμή PROCTOR. Σύμφωνα με τη δοκιμή αυτή, η οποία πραγματοποιείται στο εργαστήριο, προκύπτουν τα αποτελέσματα της

επιταχυνόμενης ξηράς πυκνότητας σε συνάρτηση με την υγρασία. Φαίνεται η σημαντική επιρροή της υγρασίας στο βαθμό συμπίκνωσης του δοκιμίου. Από το διάγραμμα των αποτελεσμάτων καθορίζονται τα όρια της απαιτούμενης υγρασίας και της απαιτούμενης ξηράς πυκνότητας σε σχέση με τις τιμές της βέλτιστης σχετικής υγρασίας ( $W_{opt}$ ) και της μέγιστης ξηράς πυκνότητας ( $\gamma_d^{max}$ ).

$$W_{ap} = W_{opt} \pm 2\%$$

$$\gamma_d > 0.98 \gamma_d^{max}$$

Ο μέγιστος κόκκος βραχώδους τεμαχίου στο αργιλικό υλικό προσδιορίζεται συνήθως σε 75 έως 125 mm και το πάχος στρώσης σε 20 cm. Εάν το υλικό είναι αποσαθρωμένος βραχώδης σχηματισμός ίσως χρειαστεί πάχος στρώσης 15 cm για να επιτευχθεί συμπίκνωση, αλλά και σπάσιμο των βραχωδών τεμαχίων σε μικρότερους κόκκους.

Ο εξοπλισμός συμπίκνωσης αποτελείται συνήθως από «κατσκοπόδαρο», το οποίο σπάζει τα σκληρά τεμάχια και αναμοχλεύει την επιφάνεια ώστε να επιτευχθεί η «συγκόλληση» των στρώσεων. Το βάρος του συμπυκνωτή συνήθως καθορίζεται μεταξύ 6 και 10 τόνων.

#### 4.2.3 Φίλτρα

Τα φίλτρα ρυθμίζουν τις υπόγειες ροές και τις ροές που πραγματοποιούνται μέσα από το σώμα του φράγματος. Η ρύθμιση αυτή επιτυγχάνεται επειδή τα φίλτρα είναι, σε σχέση με τα υπόλοιπα υλικά, πολύ διαπερατά και προκαλούν τις ροές μέσα από αυτά. Αρχή σχεδιασμού τους είναι η εξασφάλιση πολλαπλών γραμμών άμυνας ιδιαίτερα σε ψηλά φράγματα. Αδυναμία σωστής λειτουργίας των φίλτρων ισοδυναμεί με αστοχία του φράγματος.

Η τοποθέτηση των φίλτρων αποσκοπεί:

- ✚ Στο μηδενισμό των υπόγειων ροών και συνεπώς των δυνάμεων διήθησης στα τμήματα που βρίσκονται κατάντη των φίλτρων.
- ✚ Στην ταπείνωση της ελεύθερης επιφάνειας του νερού στο κατάντη σώμα στήριξης. Η ταπείνωση αυτή οδηγεί στην αύξηση του βάρους και συνεπώς στη βελτίωση της ευστάθειας σε ολίσθηση του φράγματος.
- ✚ Να αποκλείσει την ανάπτυξη φαινομένων διασωλήνωσης. Τα φίλτρα διαβαθμίζονται κατά τρόπο ώστε να παρεμποδίζουν την απομάκρυνση των λεπτόκοκκων συστατικών τα οποία αλλιώς θα παρασύρονταν από το νερό.

Για τη διαβάθμιση των φίλτρων υπάρχουν προδιαγραφές (κριτήρια του SHERARD & DUNNIGAN) σύμφωνα με τις οποίες ορίζονται τα εξής:



🔧 Οι κοκκομετρικές διαβαθμίσεις του φίλτρου και του εδαφικού υλικού πρέπει να διέπονται από τη σχέση:  $5d_{15b} \leq D_{15f} \leq 5d_{85b}$ .

Όπου

$d_{15b}$  : χαρακτηριστική διάμετρος υλικού βάσης (άργιλος) στην οποία συγκρατείται το 85% του υλικού.

$d_{85b}$  : χαρακτηριστική διάμετρος υλικού βάσης (άργιλος) στην οποία συγκρατείται το 15% του υλικού.

$D_{15f}$  : χαρακτηριστική διάμετρος κόσκινου στην οποία συγκρατείται το 85% του φίλτρου.

🔧 Ο συντελεστής ομοιομορφίας  $U$  ( $U = D_{60f} / D_{10f}$ ) των υλικών του φίλτρου να είναι μικρότερο από 20, για την αποφυγή διαχωρισμού, όπου  $D_{60f}$  το χονδρόκοκκο όριο και  $D_{10f}$  το λεπτόκοκκο όριο του φίλτρου.

🔧 Οι κοκκομετρικές καμπύλες του φίλτρου και του προστατευόμενου εδάφους (υλικό βάσης) πρέπει να παρουσιάζουν ομοιότητα, να είναι περίπου παράλληλες.

🔧 Το φίλτρο πρέπει να περιέχει τουλάχιστον 60% άμμο (κόσκινο νούμερο 4).  
 $D_{60} < 4.75 \text{ mm}$

🔧 Η μέγιστη περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα υλικά να είναι μικρότερη από 5% (διερχόμενα στο κόσκινο νούμερο 200) για το πρώτο φίλτρο και 2% για το δεύτερο (κριτήριο διαπερατότητας).

🔧 Η μέγιστη διάμετρος των υλικών του φίλτρου δεν πρέπει να υπερβαίνει τα  $\frac{3}{4}$ " ή  $\frac{3}{8}$ " για το πρώτο φίλτρο και 3" για το δεύτερο.

### 4.3 Έλεγχοι ευστάθειας

Αίτια τα οποία μπορούν να οδηγήσουν στην αστοχία του φράγματος είναι:

- 🔧 Υπερχείλιση του νερού πάνω από τη στέψη του φράγματος.
- 🔧 Διαρροές που προκαλούν εσωτερική διάβρωση και ολισθήσεις-θραύσεις μέσα στο σώμα του φράγματος, ή διαμέσου χαλαρών υλικών της θεμελίωσης.
- 🔧 Αστοχία πρανούς.

#### 4.3.1 Υπερχείλιση του νερού πάνω από τη στέψη του φράγματος

Η διαστασιολόγηση του εκχειλιστή πρέπει να γίνεται με υψηλά περιθώρια ασφάλειας. Κατά τον έλεγχο πρέπει να συνεκτιμάται το ενδεχόμενο κατολίσθησης εδαφικών μαζών στη λεκάνη. Ο εκχειλιστής τοποθετείται έξω από το φράγμα επειδή

οι παραμορφώσεις των επιχωμάτων παρουσιάζουν απαγορευτικά μεγάλες τιμές για άκαμπτες κατασκευές.

#### 4.3.2 Ευστάθεια πρανούς

Γίνεται χωριστός έλεγχος των δύο πρανών.

Κατάντη πρανές: Η δυσμενέστερη περίπτωση είναι όταν ο ταμιευτήρας είναι γεμάτος. Στις αναλύσεις λαμβάνεται υπόψη και η σεισμική επιβάρυνση. Εξαιτίας της μειωμένης αντοχής του αργιλικού πυρήνα ο κρίσιμος κύκλος περνάει μέσα από αυτόν.

Ανάντη πρανές: Η δυσμενέστερη κατάσταση παρουσιάζεται όταν γίνεται εκκένωση του ταμιευτήρα. Στη φάση αυτή η ταχύτητα ταπείνωσης της στάθμης είναι πολύ μεγαλύτερη από την ταχύτητα των εσωτερικών ροών. Αναπτύσσονται έτσι εσωτερικές ροές με κατεύθυνση προς την πλευρά της λίμνης, οι οποίες τείνουν να προκαλέσουν την κατολίσθηση του ανάντη πρανούς. Οι συνθήκες βελτιώνονται με την τοποθέτηση στο ανάντη πρανές οριζόντιων φίλτρων. Τα φίλτρα αυτά κατευθύνουν τις ροές και συνεπώς και τις δυνάμεις διήθησης προς την κατακόρυφη διεύθυνση, βελτιώνοντας με τον τρόπο αυτό την δράση των αντίθετων αυτών εσωτερικών ροών.

#### 4.4 Κατασκευή του έργου

Η κατασκευή του έργου ξεκίνησε βασιζόμενη σε μελέτη που εκπονήθηκε από το ΑΠΘ και η οποία παρουσιάστηκε περιληπτικά στο προηγούμενο κεφάλαιο. Όμως κατά την πορεία παρουσιάστηκαν προβλήματα, τα οποία συνήθως εμφανίζονται όταν ο σχεδιασμός δεν είναι πλήρης και ακριβής. Η ΔΕΗ κλήθηκε ως τεχνικός σύμβουλος και διαπίστωσε τα παρακάτω σοβαρά προβλήματα, που έθεταν σε κίνδυνο την ασφάλεια της κατασκευής:

1. Ανεπάρκεια του αγωγού εκτροπής του εκχειλιστή στη φάση κατασκευής.
2. Στην αρχική μελέτη δεν είχαν γίνει εργαστηριακές δοκιμές. Αν και τελικά η άργιλος που λήφθηκε από τους δανειοθαλάμους ήταν ικανοποιητική, όπως διαπιστώθηκε από τις εργαστηριακές δοκιμές που έγιναν κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Στα δείγματα εκτελέσθηκαν δοκιμές κατάταξης (κοκκομέτρηση με κόσκινα και υδρόμετρο, ειδικό βάρος και όρια ATTERBERG), δοκιμές συμπίκνωσης κατά PROCTOR, δοκιμές τριαξονικής θλίψης με στερεοποίηση και μέτρηση πίεσης πόρων (CUPP) και δοκιμές τριαξονικής θλίψης χωρίς στερεοποίηση και μέτρηση πίεσης πόρων (UUPP),

καθώς και δοκιμές προσδιορισμού οργανικών (αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών παρατίθενται στο Παράρτημα Β). Στον Πίνακα 1 δίνονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών.

3. Όσον αφορά τα φίλτρα δεν είχε γίνει ακριβής περιγραφή (χαλαρά όρια κοκκομετρίας). Με βάση τη σπουδαιότητα του ρόλου τους έγινε επανασχεδιασμός τους από τη ΔΕΗ, σύμφωνα με τους ισχύοντες διεθνείς κανονισμούς (USBH και SHERARD & DUNNIGAN). Χρειάστηκε να γίνει θραύση των χονδρόκοκκων υλικών και δύο (2) πλυσίματα ώστε να μην περιέχουν λεπτόκοκκα (διερχόμενα σε κόσκινο νούμερο 200).
4. Για το σώμα στήριξης αντί για αμμοχάλικο, που είχε αρχικά επιλεγεί, προτιμήθηκε λιθορριπή καθώς το πρώτο περιείχε πολλά λεπτόκοκκα («βρώμικο»).
5. Τέλος, το κυριότερο πρόβλημα ήταν η ανεπαρκής γεωλογική μελέτη. Ενώ η θεμελίωση στην κοίτη ήταν πολύ καλή (υγιής βράχος), πλησιάζοντας προς το δεξιό αντέρεισμα, κατά τη διάρκεια των εκσκαφών αποκαλύφθηκε από το υψόμετρο 660 m περίπου και πάνω η ύπαρξη χαλαρών υλικών. Λόγω της μορφολογίας της περιοχής στην οποία έχει τοποθετηθεί το φράγμα (αυχένας) υφίσταται δυνατότητα διαφυγών μέσω των υπόψη υλικών με συνέπεια να δημιουργούνται φόβοι τόσο για την ασφάλεια, όσο και για την οικονομική λειτουργία του έργου. Για την αποτροπή διαφυγών μέσω αυτών των χαλαρών υλικών που εντοπίστηκαν στο δεξιό αντέρεισμα του ταμιευτήρα, αμέσως ανάντη του άξονα του φράγματος, κρίθηκε επιτακτική η ανάγκη λήψης κατάλληλων μέτρων.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5<sup>ο</sup>

Στοιχειοθέτηση του προβλήματος

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6<sup>ο</sup>

Επίλυση του προβλήματος

## 6. ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

### 6.1 Γενικά

Στο παρών κεφάλαιο επιχειρείται η παρουσίαση και η σύγκριση τριών διαφορετικών λύσεων του προβλήματος του δεξιού αντερείσματος, όπως αυτό παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Αυτές είναι : η γεωμεμβράνη, το διάφραγμα και η στεγανωτική επένδυση, που τελικά και επιλέχθηκε.

### 6.2 Λύση 1: Γεωμεμβράνη



Οι μεμβράνες που διαστρώνονται είναι συνήθως μεμβράνες από συνθετικό υλικό όπως είναι το πολυαιθυλένιο υψηλής πυκνότητας (High Density Poly-Ethylene, HDPE) ή το χλωριούχο πολυβινύλιο (PVC), των οποίων η βιομηχανική παραγωγή παρουσίασε ραγδαία ανάπτυξη στις αρχές της δεκαετίας του 1980 λόγω αντίστοιχης ανάπτυξης της τεχνολογίας των πολυμερών.

Οι μεμβράνες έχουν ανάγλυφη επιφάνεια και από τις δύο πλευρές και το πάχος τους κυμαίνεται από έργο σε έργο από 0.5 έως 1.5 mm. Πρόκειται για σχετικά ευαίσθητο σε διάτρηση υλικό (με την ευαισθησία να μειώνεται όσο αυξάνεται το πάχος) που δεν πρέπει να έρχεται σε επαφή με αιχμηρά υλικά. Ο λόγος για τον οποίο οι τεχνικές προδιαγραφές είναι αυστηρές για το μέγεθος του μέγιστου κόκκου (< 5 mm) του υλικού που διαστρώνεται πάνω και κάτω από τη μεμβράνη αυτό ακριβώς το σκοπό έχουν. Δηλαδή την αποφυγή της διάτρησης της μεμβράνης όταν αυτή θα έχει φορτιστεί και κυρίως επειδή δε θα μπορεί να ελεγχθεί όταν θα είναι καλυμμένη.

Αρχικά τοποθετείται το «υπόστρωμα», δηλαδή μια στρώση λεπτόκοκκου υλικού πάχους 10 mm (μετά τη συμπίκνωση), που διαστρώνεται στη επιφάνεια των ομαλοποιημένων πρανών και λειτουργεί ως στρώμα υποδοχής της μεμβράνης που διαστρώνεται πάνω σε αυτό. Εναλλακτικά τοποθετείται γεωύφασμα για την προστασία της μεμβράνης από διάτρηση.

Η διάστρωση της πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο και ρυθμό ώστε να καλύπτεται αμέσως ό,τι διαστρώνεται. Πάντως δεν πρέπει να διαστρώνεται δεύτερο φύλλο αν το προηγούμενο δεν έχει πρώτα συγκολληθεί. Αυτό το μέτρο έχει να κάνει με τον άνεμο του οποίου μια μικρή πνοή είναι αρκετή να σηκώνει κάθε επιφάνεια ακάλυπτης μεμβράνης και να δημιουργήσει προβλήματα, που μπορεί να περιορίζονται σε σχίσσιμο της μεμβράνης, αλλά και να εκτείνονται στην ακραία περίπτωση μέχρι και στον τραυματισμό ατόμων που εργάζονται επάνω σε αυτή.

Μεταξύ τους τα φύλλα συγκολλούνται κυρίως με τις εξής μεθόδους :

-  Συγκόλληση θερμού πυρήνα (Hot Wedge Welding)
-  Συγκόλληση θερμής εξέλασης (Extrusion Welding)

### 6.2.1 Μέθοδοι συγκόλλησης

#### Συγκόλληση θερμού πυρήνα (Hot Wedge Welding)

Χρησιμοποιούνται αυτόματα θερμοσυγκολλητικά μηχανήματα που παράγουν διπλή ραφή με ενδιάμεσο κανάλι αέρος. Ρυθμίζονται οι παράμετροι συγκόλλησης, δηλαδή θερμοκρασία πυρήνα περί τους  $450^{\circ}\text{C}$ , ταχύτητα συγκόλλησης  $1.6 - 2.3 \text{ m/sec}$ , ελάχιστη πίεση επαφής  $1 \text{ N/mm}^2$ . Οι παράμετροι αυτοί είναι οι συνήθεις και αναφέρονται σε θερμοκρασία περιβάλλοντος περί τους  $20^{\circ}\text{C}$ . Εύλογο είναι ότι αυτές μεταβάλλονται ώστε να αποδώσουν ιδανικές συνθήκες συγκόλλησης π.χ. μείωση της ταχύτητας/ αύξηση της θερμοκρασίας τις πρωινές ώρες ή τις ώρες χαμηλών θερμοκρασιών γενικότερα ή αύξηση της ταχύτητας / μείωση της θερμοκρασίας τις ώρες μέγιστης ηλιοφάνειας.

Ένας γενικός κανόνας που διέπει τις θερμοσυγκολλήσεις πλαστικών φύλλων είναι αυτός που υπαγορεύει ότι το πλάτος του υλικού που «ξεχειλίζει» στην περιοχή της ραφής να είναι όχι μεγαλύτερο από το ήμισυ του πάχους του υλικού που συγκολλούμε.

Οι προς συγκόλληση επιφάνειες πρέπει να είναι στεγνές και καθαρές, γι'αυτό εκτός του ειδικευμένου τεχνίτη που χειρίζεται το μηχάνημα απαραίτητη είναι η παρουσία ενός βοηθού για τον καθαρισμό των επιφανειών και την εξασφάλιση της επαρκούς επικάλυψης των ρολών.

Η γεωμετρία της ραφής εξαρτάται από τον τύπο του θερμοσυγκολλητικού μηχανήματος και το σύνηθες είναι  $1 \text{ cm}$  ραφή -  $1 \text{ cm}$  κενό αέρα -  $1 \text{ cm}$  ραφή.

Ο έλεγχος των διπλών ραφών γίνεται με εισπίεση αέρα (air test), πίεσης  $2,5 \text{ bar}$  όπου παραδεκτή είναι η απώλεια πίεσης  $10\%$  για χρονική διάρκεια  $10 \text{ min}$ . Καλό είναι οι έλεγχοι να γίνονται όχι τις ώρες της μεγάλης ηλιοφάνειας όπου προκαλείται θερμική διαστολή της ίδιας της ραφής με αποτέλεσμα μια μικρή πτώση πίεσης του εισπνευσμένου αέρα ελέγχου. Οι ραφές θα αριθμούνται, θα ελέγχονται



δειγματοληπτικά κατά την κρίση της Υπηρεσίας και θα συντάσσεται πρωτόκολλο ελέγχου συγκολλήσεων.

#### Συγκόλληση θερμής εξέλασης ( Extrusion Welding )

Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται στα ιδιάζοντα σημεία όπου είναι αδύνατη η μέθοδος της διπλής ραφής, όπως διασταυρώσεις διπλών ραφών, μπαλώματα και γενικότερα λεπτοδουλειές. Το μηχάνημα που χρησιμοποιείται τροφοδοτείται με κορδόνι HDPE ίδιας πρώτης ύλης με τη μεμβράνη το οποίο θερμαίνεται με τη βοήθεια εισρεόμενου αέρα που περνά από ηλεκτρική αντίσταση, ένα μικρό ποσοστό του οποίου προθερμαίνει τις προς συγκόλληση επιφάνειες. Το υλικό στην κάνη του μηχανήματος εξέρχεται με θερμοκρασία περί τους 230°C, ενώ ο αέρας με 220°C. Οι θερμοκρασίες αυτές ρυθμίζονται από τον χειριστή και το μηχάνημα περιέχει ηλεκτρονικό εγκέφαλο που ελέγχει την διαφορά επιθυμητών από πραγματικών θερμοκρασιών και διορθώνει ανάλογα. Η επικάλυψη των φύλλων και σε αυτή την περίπτωση είναι της τάξης των 15 cm κατά μέγιστο.

Οι προς συγκόλληση επιφάνειες που θα είναι στεγνές και καθαρές, σταθεροποιούνται στην θέση τους με χρήση εργαλείου χειρός θερμού αέρα και εκτραχύνονται με μηχανικά μέσα (τροχός) ώστε να απομακρυνθεί ένα φιλμ πολυαιθυλενίου και να ενισχυθεί η ποιότητα της συγκόλλησης που θα ακολουθήσει.

Ο έλεγχος των συγκολλήσεων γίνεται με διηλεκτρικό τεστ (spark test) ως εξής : Στην περιοχή της συγκόλλησης τοποθετείται αρχικά αγωγίμο σύρμα χαλκού και μετά τη συγκόλληση με τη βοήθεια ειδικού μηχανήματος με ακίδα, διοχετεύεται ηλεκτρικό ρεύμα τάσεως περί τα 35 kV και μηδενικής εντάσεως, έτσι ώστε τη στιγμή που σαρώνουμε την περίμετρο κόλλησης να παρατηρήσουμε τον τυχόν σπινθηρισμό ο οποίος και θα υποδηλώνει σημειακή, μη ικανοποιητική πλήρωση της κόλλησης. Τα τυχόν ελαττωματικά σημεία σημειώνονται με μαρκαδόρο και αργότερα εκτραχύνονται με μηχανικά μέσα και η θερμοσυγκόλληση επαναλαμβάνεται.

Οι ραφές είναι δυνατόν να ελεγχθούν και με καταστροφικό τεστ εφελκυσμού σύμφωνα με το γενικό κανόνα αστοχίας εκτός της περιοχής συγκόλλησης.

Τα ρολά της μεμβράνης αγκυρώνονται στο άνω σημείο του πρανούς μέσα σε τάφρο, η οποία θα πληρωθεί με εδαφικό υλικό το οποίο και θα συμπυκνωθεί. Οι διαστάσεις και η οριζόντια απόσταση της τάφρου από την στέψη του πρανούς εξαρτώνται από το μήκος του πρανούς .

Η τυχόν εκτεθειμένη στεγανοποιημένη επιφάνεια στο τέλος της ημέρας εξασφαλίζεται προσωρινά έναντι ανεμοπείσεσης με χρήση σακιών άμμου.

Οι τυχόν τραυματισμοί της μεμβράνης θα αποκαθίστανται με «μπαλώματα» με την μέθοδο της εξέλασης εν θερμώ και η επικάλυψη του μπαλώματος ως προς την τραυματισμένη περιοχή θα είναι τουλάχιστον 15 cm περιμετρικά.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην ποιότητα των συγκολλήσεων μεταξύ των φύλλων της μεμβράνης. Οι προς συγκόλληση επιφάνειες πρέπει να είναι καθαρές και στεγνές. Ανεξάρτητα από τη μέθοδο συγκόλλησης αυτό που επιβάλλεται είναι ο λεπτομερέστερος έλεγχος των συγκολλήσεων, οι οποίες μπορεί να αποτύχουν για διάφορους λόγους.

Μια πολύ μικρή αστοχία σε μια συγκόλληση που θα επιτρέψει την εισροή νερού κάτω από τη μεμβράνη μπορεί να δημιουργήσει σοβαρά προβλήματα όπως τον πλήρη κορεσμό και την ολίσθηση του υποστρώματος ή το « φούσκωμα » της μεμβράνης λόγω της δημιουργίας υδρατμών κάτω από αυτή. Η έκταση της ζημίας θα εξαρτηθεί ανάλογα με το ποτέ θα παρατηρηθεί το φαινόμενο της αστοχίας.

Τέλος, τοποθετείται το «επίστρωμα» δηλαδή δύο στρώσεις προστασίας της μεμβράνης, εκ των οποίων η πρώτη διαστρώνεται κατευθείαν επάνω στη μεμβράνη και είναι των ίδιων χαρακτηριστικών με αυτά του υποστρώματος. Η δεύτερη που διαστρώνεται επί της πρώτης στρώσης του επιστρώματος είναι πάχους 20 cm (συμπυκνωμένη) και αποτελείται από γαιώδη υλικά καλά διαβαθμισμένα από 0.6 - 75 mm.

### 6.2.2 Συμπεράσματα

Το κόστος ανά  $m^2$  γεωμεμβράνης πάχους π.χ. 1.5 mm είναι 16 € συμπεριλαμβανομένου και του κόστους συγκόλλησης. Όσον αφορά για ένα π.χ. 300-500 gr/ $m^2$  γεωύφασμα το κόστος του είναι 12 €/m<sup>2</sup>.

Στην περίπτωση του δεξιού αντερείσματος του οποίου η προς επικάλυψη επιφάνεια είναι 17000 m<sup>2</sup> το συνολικό κόστος κατασκευής θα φθάσει στα 476,000 €.

Η αναγκαιότητα στεγάνωσης με μεμβράνη προκύπτει κυρίως όταν δεν υπάρχουν υλικά κατάλληλα για την κατασκευή στεγανού αναχώματος.

## 6.3 Λύση 2 : Διάφραγμα

### 6.3.1 Επί τόπου εγχυνόμενο διάφραγμα

Τα επί τόπου εγχυνόμενα διαφράγματα σκάβονται συνεχόμενα σε πάνελ, με το όρυγμα να υποστηρίζεται από τσιμεντομπετονίτη. Το μίγμα αφήνεται στο όρυγμα και στερεοποιείται σχηματίζοντας ένα μικρής αντοχής και μικρής διαπερατότητας συμπίεσιμο τοίχο. Τα πάνελ σκάβονται με τη σειρά που φαίνεται στο σχήμα, με τα δευτερεύοντα πάνελ να σκάβονται πριν σκληρύνει υπερβολικά το μίγμα στα πρωτεύοντα πάνελ, αλλά να έχει σκληρύνει τόσο ώστε να αυτοστηρίζεται. Ενδεχομένως τοποθετείται υδατοφραγμός στην ένωση δυο διαδοχικών πάνελ πριν από τη σκυροδέτηση, με σκοπό την αύξηση της στεγανότητας.

Το όρυγμα μπορεί να έχει πλάτος μεταξύ 0.5 και 1.5 m, αλλά συνήθως προτιμάται το μικρότερο όριο για οικονομία.

Η εκσκαφή πραγματοποιείται με εκσκαφέα με απλό κουβά ή εκσκαφέα με κουβά διπλοσάγονο. Ενώ το ICOLD (International Committee on Large Dams) δεν ορίζει επακριβώς το μέγιστο πρακτικό βάθος μπορούμε να συμπεράνουμε ότι τα επί τόπου εγχυνόμενα διαφράγματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε βάθος τουλάχιστον 50 m.

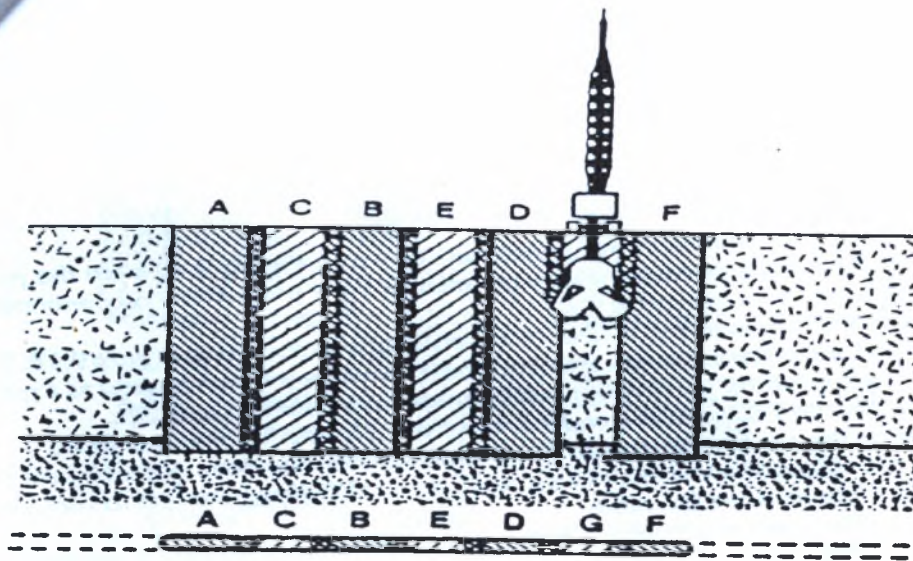
Το ICOLD καθορίζει ότι ο τσιμεντομπετονίτης θα έχει την εξής σύσταση ανά  $m^3$  εγχυνόμενου υλικού : 80-350 kg τσιμέντο, 30-50 kg μπετονίτη

Ο Ξανθάκος (1979) επισημαίνει ότι τα τυπικά μίγματα θα είναι 15-20% τσιμέντο, 2-4% μπετονίτη και 5-10% άμμο και αδρανή. Η αναλογία σε βάρος νερού–τσιμέντου καθορίζεται 4:1 και 10:1 για τσιμέντο BLF και 3.3 :1 και 5:1 για τσιμέντο portland.

Το τσιμέντο BLF έχει μεγαλύτερη αντίσταση στην πίεση από το νερό του υδροφόρου ορίζοντα, ο οποίος διαλύει τον ασβέστη του τσιμέντου, και στο σεληνίτη (είδος γύψου). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα το σχηματισμό ενώσεων που καταστρέφουν την αντοχή του εγχυνόμενου υλικού. Εναλλακτικά μπορεί να προστεθεί ιπτάμενη τέφρα με αναλογία 10:100% κ.β. τσιμέντου (ICOLD 1985).

Επιβραδυντές προστίθενται στο μίγμα για να ελέγξουν τη διαδικασία στερεοποίησης, κυρίως για να καθυστερήσουν τον αρχικό σχηματισμό.

Η προσθήκη τσιμέντου, το οποίο έχει ασβέστη ( $Ca(OH)_2$ ) και \ ή γύψο ( $CaSO_4$ ), στο μίγμα μπετονίτη το κάνει περισσότερο συμπυκνωμένο εξαιτίας της ανταλλαγής κατιόντων ασβεστίου  $Ca^{++}$  με ιόντα νατρίου  $Na^{++}$ . Το μίγμα αυτό παραμένει σταθερό, αλλά δε σχηματίζει τόσο αποτελεσματικό φίλτρο στις παρειές του ορύγματος όσο ο μπετονίτης και έτσι οι απώλειες είναι μεγαλύτερες. Αυτό αυξάνει το κόστος, αλλά δίνει πιο αποτελεσματικό πλάτος τοίχου.



Σχήμα 1. Επί τόπου εγχυνόμενο διάφραγμα 1) σειρά κατασκευής των πάνελ A,B,C,D,E,F,G 2) ABDF πρωτεύοντα πάνελ, CEG δευτερεύοντα πάνελ (ICOLD 1985).

Πρόσμικτα μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να μειώσουν το φαινόμενο της συμπύκνωσης και επίσης βοηθάει η χρήση BLF τσιμέντου αντί για portland.

Τα εγχυνόμενα μίγματα τσιμεντομπετονίτη έχουν πολύ μικρότερη αντοχή συγκρινόμενα με το σκυρόδεμα. Η αντοχή επηρεάζεται από την αναλογία νερού-τσιμέντου και το είδος του τσιμέντου. Το εγχυνόμενο μίγμα μπορεί να αντέξει σημαντική πλαστική παραμόρφωση για να προσαρμοστεί στις αλλαγές, εξαιτίας της κατασκευής του φράγματος.

Τα επί τόπου εγχυνόμενα διαφράγματα διακρίνονται από τα ακόλουθα χαρακτηριστικά.

**Πλεονεκτήματα** : καλή στεγανότητα, χρόνος ζωής περίπου απεριόριστος, αντοχή και ανθεκτικότητα, μικρές οχλήσεις λόγω θορύβου και δονήσεων κατά τη φάση κατασκευής, δυνατότητα διείσδυσης σε εδάφη τα οποία εμπεριέχουν εμπόδια, δυνατότητα προσαρμογής του ύψους των πάνελ στις τοπικές συνθήκες.

**Μειονεκτήματα** : απαραίτητη η παρουσία εξειδικευμένου φορέα κατασκευής, τα πάνελ δεν είναι επανακτήσιμα, υψηλό κόστος.



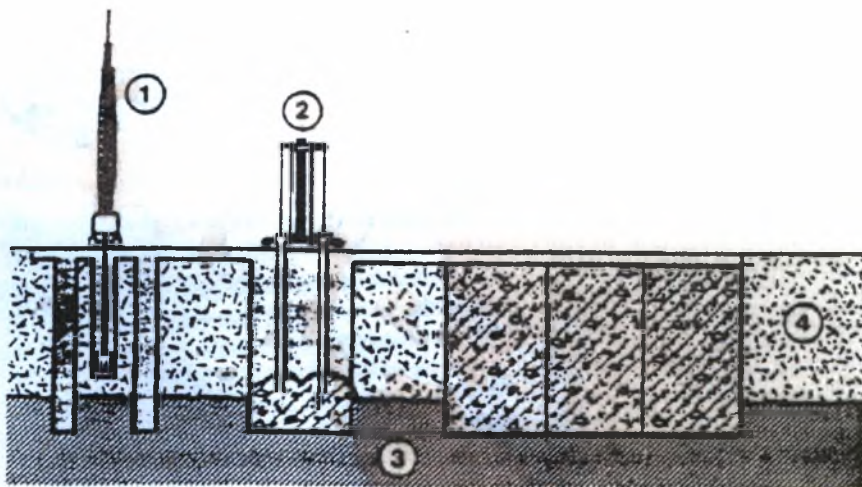
### 6.3.2 Διαφραγματικοί τοίχοι σκυροδέματος

Οι διαφραγματικοί τοίχοι σκάβονται σε εναλλακτά πάνελ, όπως φαίνεται στο σχήμα 2, και η ευστάθεια των μετώπων τους εξασφαλίζεται κυρίως μέσω της υδροστατικής πίεσης την οποία ασκεί το αιώρημα μπετονίτη στα μέτωπα.

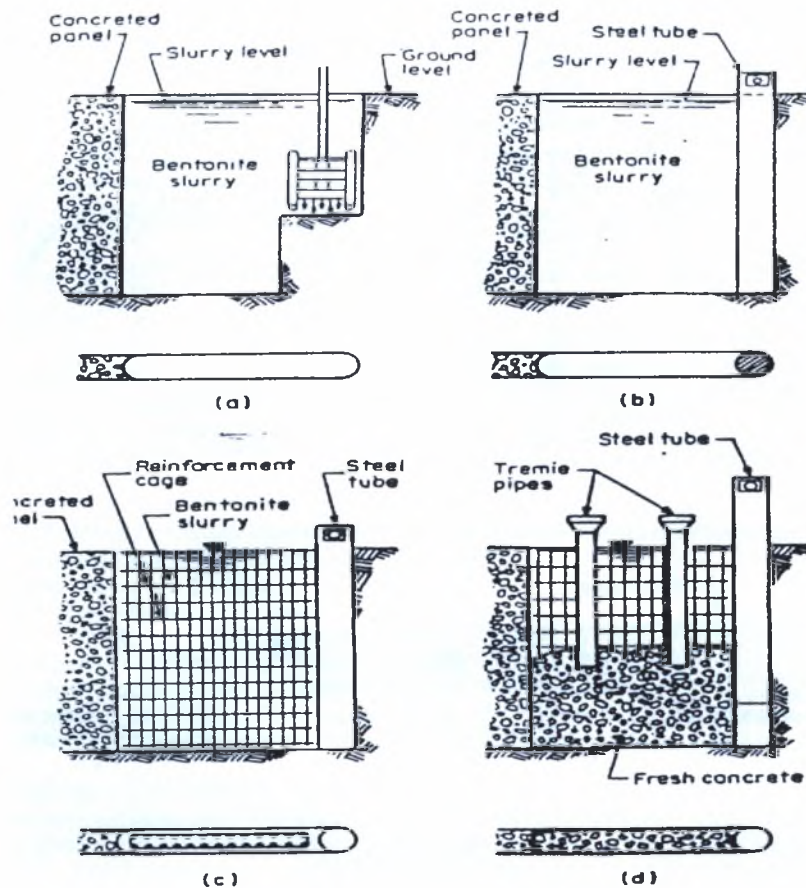
Το τέλος κάθε πάνελ υποστηρίζεται από ένα ατσάλινο σωλήνα όπως φαίνεται στο σχήμα 3. Ο σωλήνας αφαιρείται μετά την αρχική τοποθέτηση του σκυροδέματος αφήνοντας ένα ημικυκλικό κενό που χρησιμοποιείται ως οδηγός για το σκαπτικό εργαλείο, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό την κακή ευθυγράμμιση των πάνελ και τη διαρροή. Η σκυροδέτηση του διαφράγματος γίνεται με σύγχρονη αποβολή του μπετονιτικού αιωρήματος. Η κατώτατη άκρη του σωλήνα έγχυσης θα πρέπει να βρίσκεται συνεχώς μέσα σε φρέσκο σκυρόδεμα. Αμέσως πριν τη σκυροδέτηση θα πρέπει να γίνει επανακύκλωση του αιωρήματος μπετονίτη, ώστε τα αμμόδη υλικά να διασπείρονται ομοιόμορφα μέσα σε αυτό.

Πρέπει να σημειώσουμε ότι στην περίπτωση των φραγμάτων οι τοίχοι δεν οπλίζονται.

Ο ατσάλινος σωλήνας πρέπει να έχει την ίδια διάμετρο με το όρυγμα ώστε το σκυρόδεμα να μη διαφεύγει πέρα από το σωλήνα.



Σχήμα 2. Διαφραγματικός τοίχος, 1) εκσκαφή 2) σκυροδέτηση 3) υπόστρωμα 4) διαπερατό στρώμα



Σχήμα 4. Τυπική σειρά κατασκευής διαφράγματος σε τέσσερα στάδια : a) εκσκαφή b) εισαγωγή του ασφάλινου σωλήνα c) καταβιβασμός του κλωβού οπλισμού d) σκυροδέτηση

Το πάχος του τοίχους είναι γενικά 0.6 m για τοίχους μέχρι 30 m βάθος και αυξάνεται σε 1 έως 1.2 m για 50 m βάθος. Το πρόσθετο πλάτος απαιτείται για να βοηθήσει τη συνένωση γειτονικών πάνελ.

Η εκσκαφή πραγματοποιείται με διπλή σιαγόνα, κουβά ή περιστρεφόμενα τρυπάνια.

Οι τοίχοι μπορούν να κατασκευαστούν από συμβατικό σκυρόδεμα που συνήθως χρησιμοποιείται για εργασίες οικοδομικών κατασκευών. Παρ' όλα αυτά για εφαρμογές φραγμάτων το σκυρόδεμα είναι πολύ ψαθυρό, καθώς το έδαφος που περικυκλώνει το τοίχος συμπιέζεται από το φορτίο νερού καθώς το φράγμα γεμίζει. Επί πλέον φορτία θα αποθηκευτούν πάνω στον τοίχο λόγω αρνητικής τριβής ολίσθησης. Αυτό μπορεί να προκαλέσει σπάσιμο του τοίχου κατά την πλήρωση του φράγματος.

### 6.3.3 Συμπεράσματα

Το κόστος κατασκευής ενός διαφραγματικού τοίχου είναι 240 έως 300 €/m<sup>3</sup>. Στην περίπτωση του δεξιού αντερείσματος του οποίου η προς επικάλυψη κατακόρυφη επιφάνεια είναι 3920 m<sup>2</sup>, το συνολικό κόστος κατασκευής για τοίχο πάχους 0.50 m θα ανέρχεται στα 470,000 έως 588,000 €.

## 6.4 Λύση 3 : Στεγανωτική επένδυση

### 6.4.1 Γενικά

Τελικώς, η λύση που επιλέχθηκε να κατασκευαστεί είναι αυτή της στεγανωτικής επένδυσης.

Επιπλέον, όπως έχει ήδη αναφερθεί, δεν έγινε μελέτη για τη διαζώνιση του φράγματος και έτσι η μελέτη που εκπονήθηκε για τη στεγανωτική επένδυση χρησιμοποιήθηκε και στο κυρίως φράγμα.

Καταρχάς προβλέπεται εκσκαφή στην περιοχή των χαλαρών με κλίση 2.5 : 1 (ο : κ). Κατόπιν επί της επιφάνειας θεμελίωσης που θα προκύψει θα κατασκευαστεί στεγανωτική επένδυση, (με την ίδια διαβάθμιση όπως αυτή της Ζώνης 1 του πυρήνα του φράγματος), και ελάχιστου πλάτους 3.00 στο υψόμετρο 687 m και κλίσης της άνω επιφάνειας του 2.6875 : 1.

Όπου στην επιφάνεια θεμελίωσης εντοπίζονται ογκόλιθοι ή συσσωματώματα με απουσία λεπτόκοκκων, θα γίνεται τοπική εξυγίανση, τοποθέτηση υλικού Ζώνης 2 του φράγματος (φίλτρο) , σε πάχος 0.50 m τουλάχιστον και επιμελής συμπίκνωση.

Η επιφάνεια της Ζώνης 1 θα καλυφθεί με αμμοχάλικο ποταμού της ίδιας διαβάθμισης όπως της Ζώνης 4 του φράγματος και τέλος από πάνω θα τοποθετηθεί ζώνη λιθορριπής προστασίας πλάτους 4.00 m (Ζώνη 5) με κλίση 3 : 1 (ο : κ).

Η κοκκομετρική διαβάθμιση των ζωνών της στεγανωτικής επένδυσης συμπίπτει με αυτή του φράγματος.

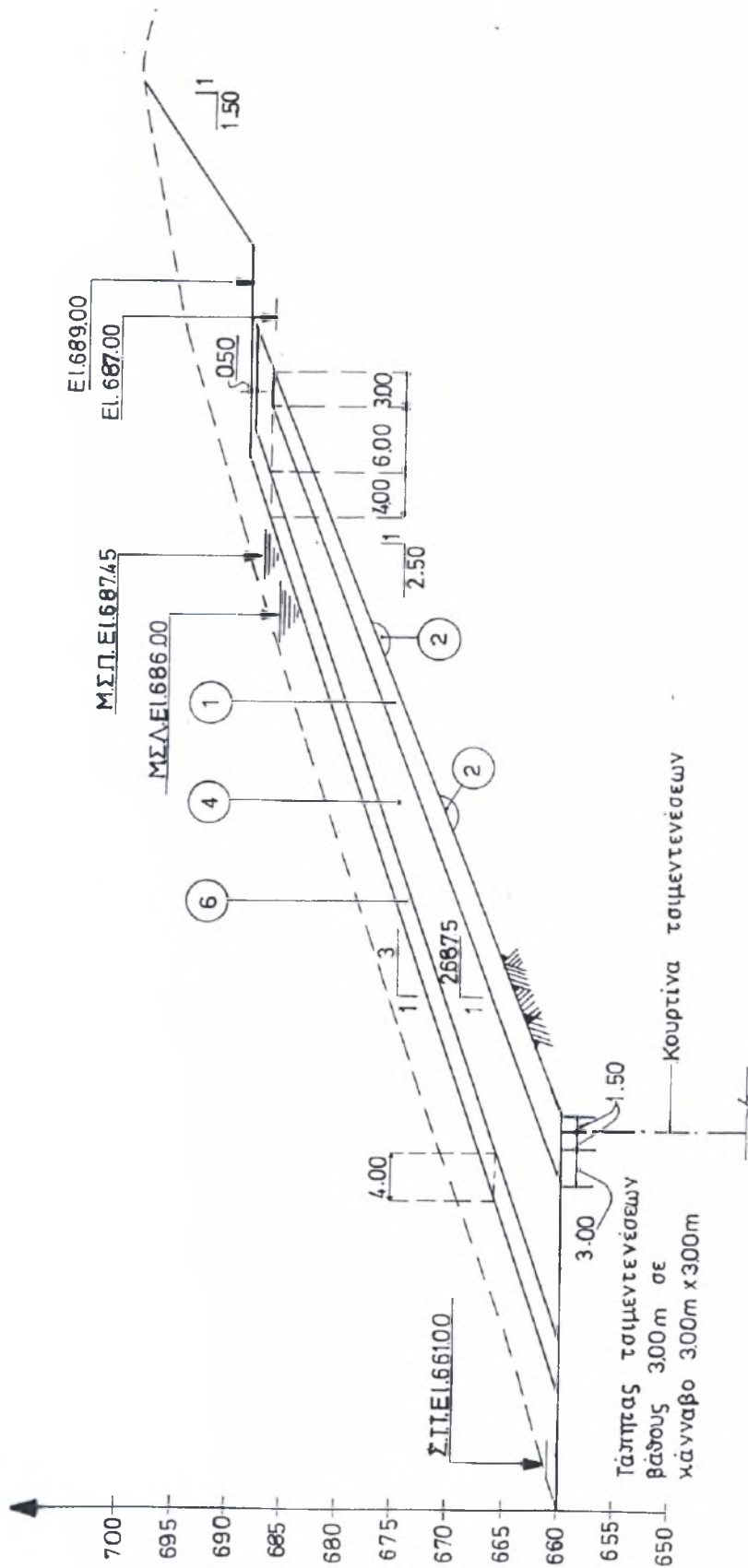
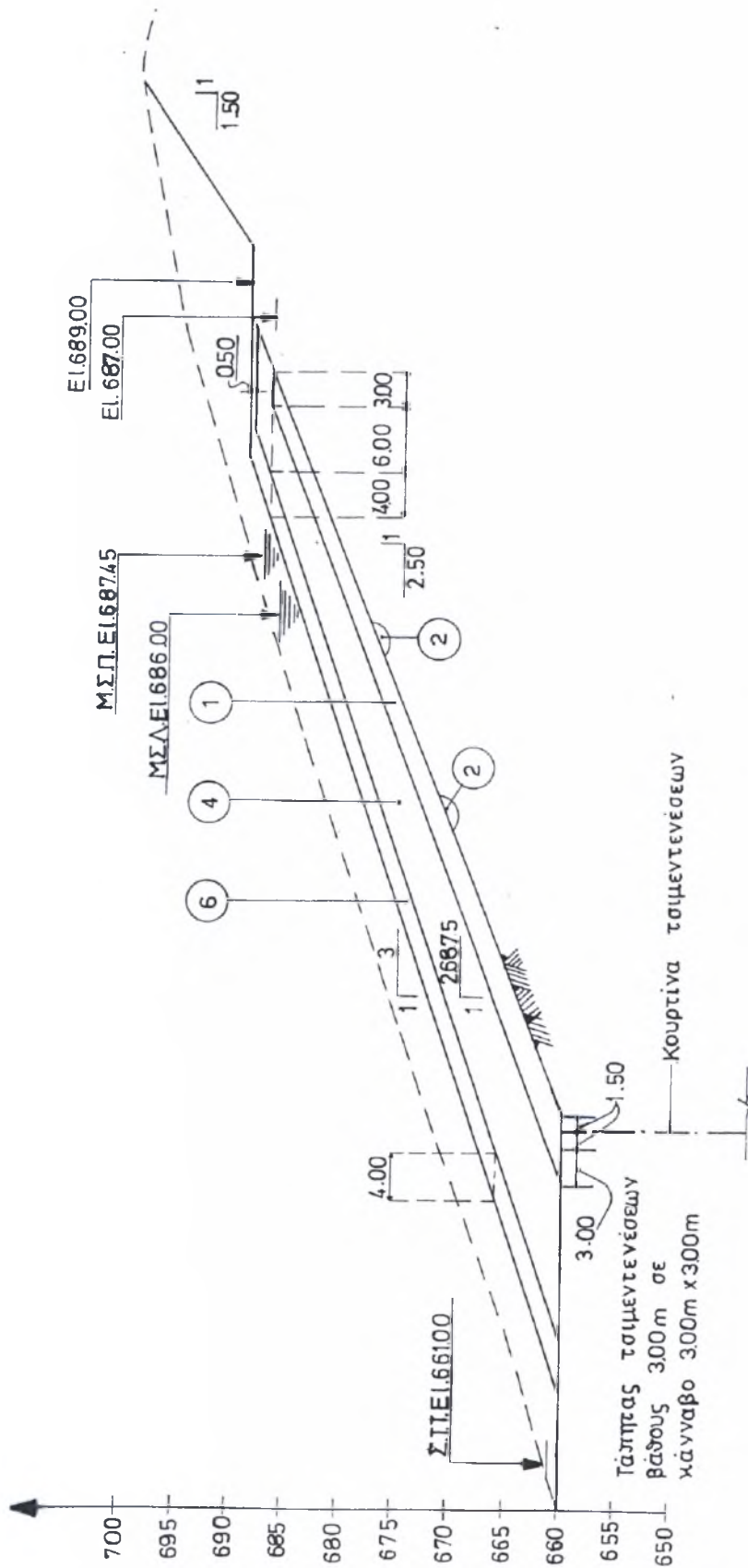
Τυπική διατομή της στεγανωτικής επένδυσης παρουσιάζεται στο Σχέδιο 1.

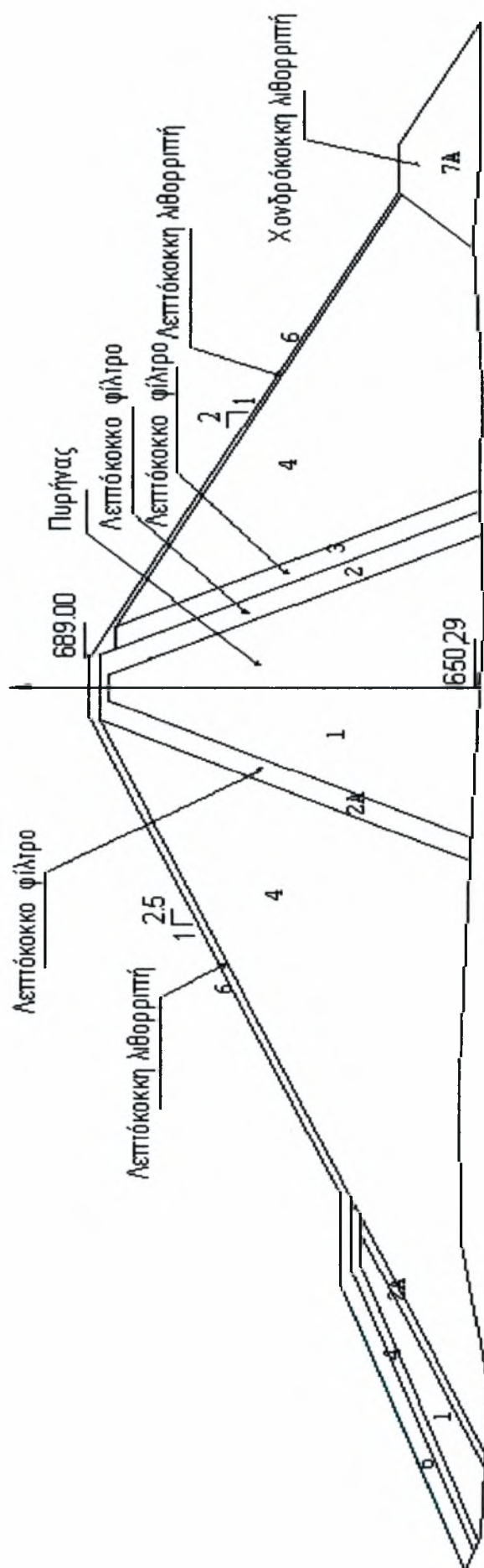
### 6.4.2 Σχεδιασμός των ζωνών

Το εν λόγω φράγμα είναι ένα λιθόρριπτο ανάχωμα με κεντρικό αργιλικό πυρήνα, κατάντη ζώνες λεπτόκοκκου και χονδρόκοκκου φίλτρου, ανάντη φίλτρο και ζώνες στήριξης από λιθορριπή.

Είναι προφανής η ανάγκη ελέγχου της εσωτερικής διάβρωσης του αναχώματος (της μετανάστευσης δηλαδή λεπτόκοκκων από τις αδιαπέρατες προς τις πιο διαπερατές ζώνες, λόγω της υπόγειας ροής), μέσω κατάλληλης διαζώνισης, χρησιμοποίησης δηλαδή υλικών με προδιαγραφόμενα όρια κοκκομετρικών διαβαθμίσεων. Επιπλέον, με την πρόβλεψη κατάλληλων ζωνών φίλτρου είναι αποτελεσματικότερη η θεραπεία από ρηγμάτωση του πυρήνα με το μπλοκάρισμα των ρωγμών. Στο επόμενο σχήμα (σχ.2) φαίνεται μία τυπική διατομή του φράγματος.







Σχ.1 Τυπική διατομή του φράγματος

#### 6.4.2.1 Υπολογισμοί κοκκομετρικής διαβάθμισης ζωνών του φράγματος και της στεγανωτικής επένδυσης

Ο σχεδιασμός φίλτρου- στραγγιστηρίου έγινε χρησιμοποιώντας κατά βάση τα κριτήρια όπως αυτά περιγράφονται στο "Geotechnical Engineering of Embankment Dams" (Rotterdam 1992).

Τα υλικά του πυρήνα περιέχουν από 8% έως 17% συγκρατούμενων στο κόσκινο No 4, έχουν δείκτη ομοιομορφίας (Cu) σαφώς μεγαλύτερο του 17 (καλά διαβαθμισμένα) και παρουσιάζουν ομαλές κοκκομετρικές καμπύλες.

##### Φίλτρο

Βάσει του κριτηρίου 1 ο σχεδιασμός του φίλτρου γίνεται με χρήση της κοκκομετρίας του τμήματος των υλικών βάσης (πυρήνα φράγματος) που διέρχεται από το κόσκινο No 4.

Τα δείγματα παρουσιάζουν κοκκομετρίες διερχόμενων στο κόσκινο No 4, οι οποίες διακυμαίνονται σε σχετικά στενό εύρος. Τα εξωτερικά όρια των εν λόγω κοκκομετριών θεωρούνται ως τα όρια του υλικού βάσης το οποίο χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του φίλτρου.

Τα εν λόγω υλικά βάσης (100% διερχόμενα στο No 4 ) περιέχουν από 26% έως 43% υλικά λεπτότερα από τα 75  $\mu\text{m}$  (κόσκινο No 200). Άρα σύμφωνα με τη βιβλιογραφική αναφορά τα υλικά εντάσσονται κατά βάση στην Ομάδα 4 κατά USSCS ( $15\% \leq \text{διερχόμενου στο No 200} \leq 40\%$ ) και εν μέρει στην Ομάδα 2 ( $40\% \leq \text{διερχόμενου στο No 200} \leq 85\%$ ).

Ο σχεδιασμός του φίλτρου γίνεται επί του συντηρητικότερου με βάση τα υλικά της Ομάδας 2 οπότε πρέπει να ισχύει :

$$D_{15F} \leq 0.7 \text{ mm}$$

$$D_{40F} \leq 4.67 \text{ mm}$$

Εν προκειμένω επιλέγει  $D_{40F} = 1.80 \text{ mm}$ .

Βάσει του κριτηρίου διαπερατότητας πρέπει  $D_{5F} > 75 \mu\text{m}$  (No 200).

Κρίθηκε επίσης σκόπιμο η μέγιστη διάσταση κόκκων να περιοριστεί στα 3 / 4", για λόγους αποφυγής διαχωρισμού.

Σύμφωνα με το κριτήριο ομοιομορφίας ο λόγος  $D_{60F} / D_{10F}$  πρέπει να τηρείται  $\leq 20$  (το  $D_{60F}$  στο χονδρόκοκκο όριο, το δε  $D_{10F}$  στο λεπτόκοκκο όριο του φίλτρου). Επιλέχθηκε  $D_{10F} = 0.180 \text{ mm}$ , οπότε  $D_{60F} \leq 3.6 \text{ mm}$ .

Τέλος, σημειώνεται ότι τα λεπτόκοκκα του φίλτρου (διερχόμενα στο στο κόσκινο No 200) πρέπει να μην είναι πλαστικά.

Η διαβάθμιση του φίλτρου σχεδιάστηκε ώστε οι καμπύλες των ακραίων ορίων (χονδρόκοκκου-λεπτόκοκκου), αφ' ενός να μην αποκλίνουν πολύ από την παραλληλία, αφ' ετέρου δε να παρέχεται επαρκές διάστημα διακύμανσης σε κάθε

κόσκινο άνω του No 40 (πάνω από 25%), ώστε να διευκολύνεται η παραγωγή υλικών φίλτρου.

Η τελική διαβάθμιση του φίλτρου παρουσιάζεται με γραφική μορφή στο Διάγραμμα 1.

### **Στραγγιστήριο**

Το υλικό βάσης για το στραγγιστήριο είναι το φίλτρο, το οποίο ως υλικό εντάσσεται στην Ομάδα 3 κατά USSCS (στο ποσοστό του υλικού της ζώνης που διέρχεται στο κόσκινο No 4, λιγότερο από 15% λεπτόκοκκο των 75  $\mu\text{m}$ ), όποτε πρέπει να ισχύει :

$$D_{15F} \leq 4 * D_{85B} \text{ (} D_{85B} \text{ στο σύνολο φίλτρου, συμπεριλαμβανομένων των χαλικών).}$$

Εν προκειμένω ισχύει :  $D_{85B} = 3.10 \text{ mm}$  (στο λεπτόκοκκο όριο), οπότε:

$$D_{15F} \leq 12.4 \text{ mm.}$$

Η μέγιστη διάσταση κόκκων επιλέγεται 3" , για λόγους αποφυγής διαχωρισμού.

Πρέπει επίσης να ισχύει :  $D_{60F} / D_{10F} \leq 20$  (το  $D_{60F}$  και το  $D_{10F}$  στο χονδρόκοκκο και στο λεπτόκοκκο όριο του φίλτρου αντίστοιχα).

Εν προκειμένω :  $D_{60F} = 24 \text{ mm}$ , όποτε πρέπει  $D_{10F} \geq 1.2 \text{ mm}$ .

Τονίζεται ότι τα λεπτόκοκκα του στραγγιστηρίου (διερχόμενα στο κόσκινο No 200) δεν πρέπει να εμφανίζουν πλαστικότητα.

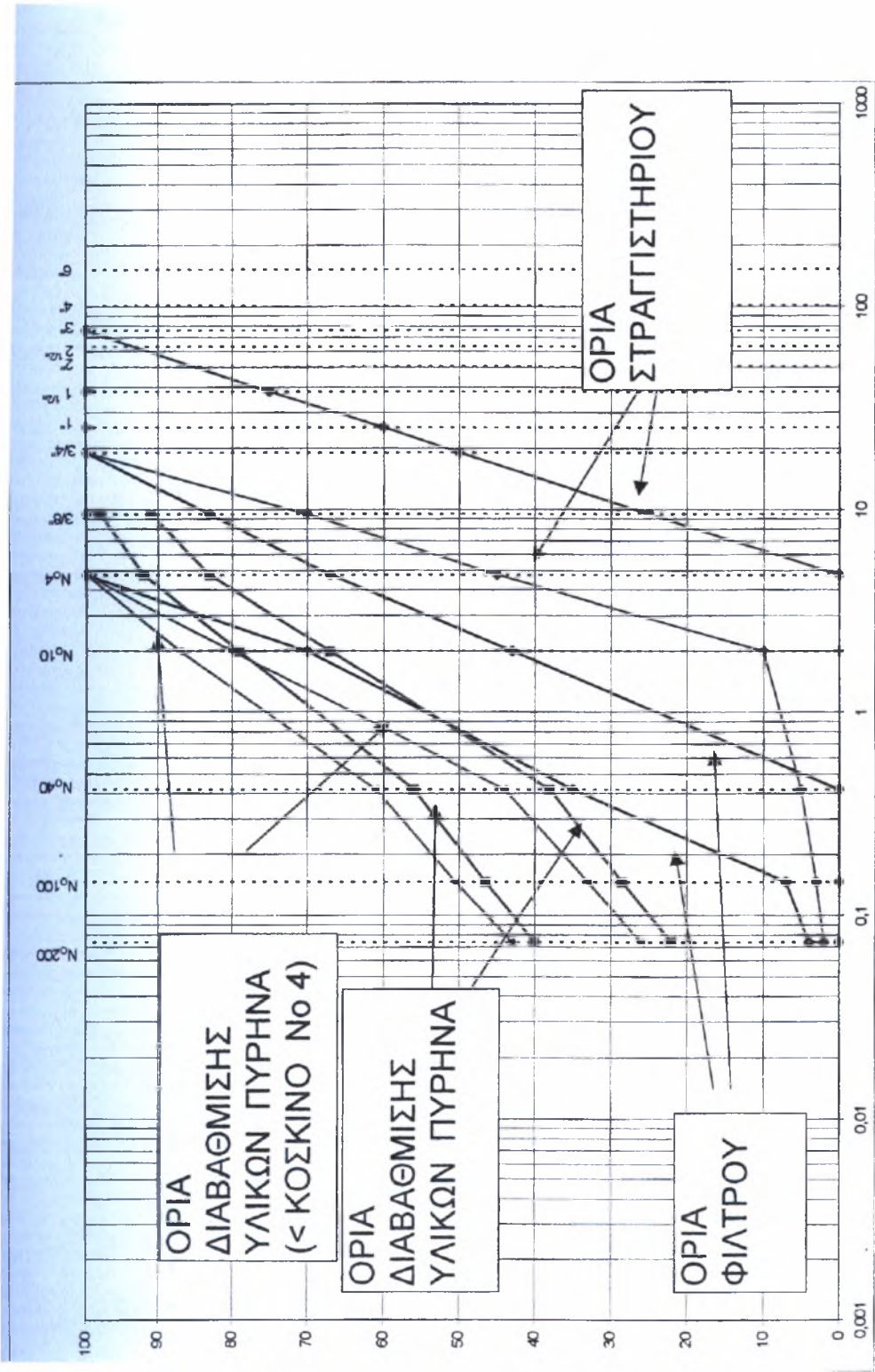
Επίσης, και σε αυτή την περίπτωση οι οριακές καμπύλες (λεπτόκοκκο-χονδρόκοκκο όριο) του στραγγιστηρίου σχεδιάζονται κατά προσέγγιση παράλληλες.

Η τελική διαβάθμιση του φίλτρου παρουσιάζεται με γραφική μορφή στο Διάγραμμα 1.

### **6.4.2.2 Λιθορριπή προστασίας ανάντη πρανούς (Ζώνη 6)**

Ο καθορισμός της διαβάθμισης της λιθορριπής γίνεται με τις προβλεπόμενες βάσει της βιβλιογραφίας θεωρήσεις, σύμφωνα με τις οποίες βασική παράμετρος για την εκτέλεση των υπολογισμών είναι το ύψος κυματισμού. Θεωρώντας συντηρητικά ως μέγιστο μήκος ανάπτυξης κυματισμού 1.0 km και ταχύτητα ανέμου 80 miles/hour, από τα σχετικά νομογραφήματα (Saville et al, 1962, USBR 1981), προκύπτει ύψος κυματισμού 3 ft (significant wave height,  $H_s$ ) ή μετά από στρογγύλευση 1 m περίπου. Το ύψος κύματος για τη διαστασιολόγηση της λιθορριπής λαμβάνεται  $1.27 * H_s$  (εν προκειμένω 1.27 m).

Το βάρος του μέσου λίθου της λιθορριπής ( $w_{50}$ ) προσδιορίζεται ως εξής :



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 1  
ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΗ ΦΙΛΤΡΟΥ - ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΛΙΒΑΔΙΟΥ





$$W_{50} = \frac{Y_r * H^3}{K_{RR} * (Sr - 1)^3 * \cot \theta}$$

Όπου :

$w_{50}$  : βάρος «μέσου» λίθου σε KN

$Y_r$  : ειδικό βάρος πετρώματος κατασκευής λιθορριπής σε KN/m<sup>3</sup>

$H$  : ύψος κύματος σχεδιασμού σε m

$S_r$  : πυκνότητα λιθορριπής σε σχέση με το νερό

$\theta$  : γωνία ανάντη πρανούς φράγματος, σε μοίρες

$K_{RR}$  : συντελεστής ευστάθειας (2.5 για γωνιώδεις λίθους)

Οπότε προκύπτει:

$$Y_r = 26.5 \text{ KN/m}^3$$

$$H = 1.27 * 1.00 = 1.27 \text{ m}$$

$$S_r = 2.65$$

$$\theta = \arctan(1/2.50) = 21.8^\circ$$

$$K_{RR} = 2.50$$

$$\text{και } w_{50} = 1.93 \text{ KN}$$

Το μέγιστο και το ελάχιστο βάρος λίθου της διαβαθμισμένης λιθορριπής προκύπτουν αντίστοιχα ως :

$$4 * w_{50} = 4 * 1.93 = 7.73 \text{ KN}$$

$$0.125 * w_{50} = 0.125 * 1.93 = 0.24 \text{ KN}$$

Η ισοδύναμη διάσταση λίθου δίδεται από τον τύπο  $L = 1.15 (W/Y_r)^{0.33}$  σύμφωνα με τον οποίο :

$$L_{\max} = 1.15 * (7.73/26.5)^{0.33} = 0.77$$

$$L_{50} = 1.15 * (1.93/26.5)^{0.33} = 0.48$$

$$L_{\min} = 1.15 * (0.24/26.5)^{0.33} = 0.24$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω ως όριο διαβάθμισης των διαστάσεων των λίθων της λιθορριπής λαμβάνεται η περιοχή  $0.20 \text{ m} \leq L \leq 0.90 \text{ m}$ , με διάσταση «μέσου» λίθου 0.40 έως 0.50 m, για εξωτερική ζώνη πάχους 1.00 m, ενώ μικρότεροι λίθοι με διάσταση «μέσου» λίθου 0.25 έως 0.40 m, θα τοποθετηθούν σε εσωτερική ζώνη πάχους 0.50 m της στρώσης. Το συνολικό πάχος της στρώσης καθορίζεται σε 1.50 m.

### 6.4.2.3 Λιθορριπή προστασίας κατάντη πρανούς (Ζώνη 6)

Η λιθεπένδυση προστασίας του κατάντη πρανούς, πάχους 0.50 m έχει ως κύριο στόχο την αντιδιαβρωτική προστασία του πρανούς, σε περιόδους έντονων βροχοπτώσεων.

Αν και δεν υπάρχουν συγκεκριμένες προδιαγραφές για την διαβάθμιση των υλικών της υπόψη ζώνης, εν τούτοις κρίνεται σκόπιμο για λόγους αισθητικής η μέγιστη διάσταση λίθου της Ζώνης 6Α να μην υπερβαίνει τα 0.30 m, με αντίστοιχο περιορισμό του ελάχιστου κόκκου στις 3" (0.075 m).

### 6.4.3 Κατασκευή των ζωνών

Παρακάτω φαίνονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των ζωνών.

#### Πυρήνας (1)

Αδιαπέρατο εδαφικό υλικό (άργιλος) από καθορισμένο δανειοθάλαμο. Τουλάχιστον 25% διερχόμενο από κόσκινο Νο 200 (0.074 mm) και συγκρατούμενο από κόσκινο Νο 4 (4.76 mm) 8%-17%. Πρόκειται δηλαδή για καλά διαβαθμισμένα υλικά που παρουσιάζουν ομαλές κοκκομετρικές καμπύλες.

Πάχος στρώσης 20 cm προ της συμπίκνωσης. Συμπύκνωση με δέκα (10) διελεύσεις κασικοπόδαρου, ο οποίος σπάζει τα σκληρά τεμάχια και αναμοχλεύει την επιφάνεια ώστε να επιτευχθεί η «συγκόλληση» των στρώσεων.

#### Ζώνη 2 (λεπτόκοκκο φίλτρο)

Για την κατασκευή της ζώνης 2 χρησιμοποιούνται αμμοχάλικα από ποτάμιες αποθέσεις προερχόμενα από συγκεκριμένο δανειοθάλαμο με μέγιστο κόκκο 3/4". Μέγιστο διερχόμενο από κόσκινο Νο 200 (0.074 mm) 4 % του υλικού και μέγιστο διερχόμενο από κόσκινο Νο 4 (4.76 mm) μεταξύ 67 έως 100 %.

Αφού πλυθούν διαστρώνονται σε στρώσεις των 40 cm και συμπυκνώνονται με δύο (2) διελεύσεις δονητικού κυλινδρουσμπιεστή χωρίς δόνηση.

#### Ζώνη 3 (Στραγγιστήριο)

Κατασκευάζεται μόνο κατάντη και χρησιμοποιούνται διαβαθμισμένα αμμοχάλικα ποταμού, προερχόμενα από καθορισμένους δανειοθαλάμους, με μέγιστη διάσταση κόκκου 7,5 cm. Μέγιστο διερχόμενο από κόσκινο Νο 200 (0.074 mm) 2 % του υλικού και μέγιστο διερχόμενο από κόσκινο Νο 4 (4.76 mm) μεταξύ 0 έως 45 %.

Η διάστρωσή τους γίνεται σε στρώσεις 40 cm προ της συμπίκνωσης και η συμπίκνωση γίνεται με δύο (2) διελεύσεις δονητικού κυλινδρουσμπιεστή χωρίς δόνηση.





**Ζώνη 4 (Σώμα στήριξης)**

Η αρχική μελέτη προέβλεπε τη χρησιμοποίηση αμμοχάλικα ποταμού κόκκου 25 cm προερχόμενο από συγκεκριμένους δανειοθαλάμους. Μέγιστο διερχόμενο από κόσκινο Νο 200 (0.074 mm) 5 % του υλικού και συγκρατούμενο από κόσκινο Νο 4 (4.76 mm) τουλάχιστον 35%.

Τελικά, για λόγους οικονομικούς και για λόγους ευκολίας χρησιμοποιήθηκε λιθορριπή από τα προϊόντα της εκσκαφής του γνεύσιου.

**Ζώνη 6 (Προστασία ανάντη πρανούς)**

Χρησιμοποιήθηκε λιθορριπή προέλευσης λατομείου ή από προϊόντα αναγκαίων εκσκαφών με μέγιστη διάσταση λίθου 90 cm και ελάχιστη 20 cm. Διάσταση "μέσου" λίθου 0,40 έως 0,50 m για εξωτερική ζώνη πάχους 1,00 m , ενώ μικρότεροι λίθοι με διάσταση "μέσου" λίθου 0,25 έως 0,40 m θα τοποθετηθούν σε εσωτερική ζώνη πάχους 0,50 m της στρώσης. Το συνολικό πάχος της στρώσης καθορίζεται σε 1,50 m.

**Ζώνη 6Α (Προστασία κατάντη πρανούς)**

Η λιθεπένδυση προστασίας του κατάντη πρανούς, πάχους 0,50 m έχει ως κύριο στόχο την αντιδιαβρωτική προστασία του πρανούς, σε περιόδους έντονων βροχοπτώσεων.

Χρησιμοποιήθηκε λιθορριπή προέλευσης λατομείου ή από προϊόντα αναγκαίων εκσκαφών. Αν και δεν υπάρχουν συγκεκριμένες προδιαγραφές για τη διαβάθμιση της υπόψη ζώνης, εν τούτοις κρίνεται σκόπιμο για λόγους αισθητικής η μέγιστη διάσταση λίθου να μην υπερβαίνει τα 30 cm με αντίστοιχο περιορισμό του ελάχιστου κόκκου στις 3" (0,075 m). Είναι δυνατόν να περιέχονται τεμάχια βράχων μέχρι ένα και ένα τέταρτο (1,25) τόνους.

**Ζώνη 8 (υλικό οδοστρώσης)**

Διαβαθμισμένο υλικό καθορισμένων δανειοθαλάμων

**6.4.4 Μελέτη ευστάθειας της στεγανωτικής επένδυσης**

Οι αναλύσεις ευστάθειας έγιναν με τη βοήθεια του προγράμματος XSTABL, από τη ΔΕΗ (Ref, [5]), και οι γεωτεχνικές παράμετροι των υλικών των ζωνών που χρησιμοποιήθηκαν είναι όμοιες με αυτές του κυρίως φράγματος.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων φαίνονται στον παρακάτω πίνακα, απ' όπου προκύπτει ότι η ευστάθεια της στεγανωτικής επένδυσης εξασφαλίζεται πλήρως.

Συνθήκη		Συντελεστές ασφαλείας	
		Χωρίς σεισμό	Με σεισμό
Σταθερή διήθηση	Στάθμη +687.0	2.021	1.055
	Στάθμη +677.0	1.876	1.074
	Στάθμη +667.0	1.754	1.099
	Στάθμη +661.0	1.731	1.133
Απότομος καταβιβασμός		1.559	1.157

6.4.5 Συμπεράσματα

Το μέσο πάχος του στρώματος της αργίλου για την εν λόγω επένδυση λαμβάνεται 4 m. Το κόστος της είναι 38 €/m<sup>2</sup>.

Στην περίπτωση του δεξιού αντερείσματος του οποίου η προς επικάλυψη επιφάνεια είναι 17000 m<sup>2</sup> το συνολικό κόστος κατασκευής θα φθάσει στα 646,000 €.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7<sup>ο</sup>

Ευστάθεια του φράγματος

7. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΟΥ ΣΩΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

7.1 Γεωτεχνικές παράμετροι

Οι τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων που έγιναν αποδεκτές για τις αναλύσεις δείχνονται στον Πίνακα 1. Οι τιμές αυτές προέκυψαν, για μεν την αδιαπέρατη επένδυση, όπου υπήρχαν επαρκή στοιχεία από εργαστηριακές δοκιμές, από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των εν λόγω δοκιμών, για δε τα λοιπά υλικά των υπολοίπων ζωνών βάσει στοιχείων σε ανάλογης υφής υλικά.

Στα υλικά πυρήνα οι δοκιμές έγιναν σε δείγματα συμπυκνωμένα στο 98% της ΜΞΠ με υγρασίες -1.5% και +3% αντίστοιχα ως προς τη βέλτιστη, έτσι ώστε να αντιπροσωπεύουν τις πλέον ακραίες αναμενόμενες συνθήκες κατασκευής.

Οι μέσες ενεργές τιμές συνοχής και γωνία τριβής που προέκυψαν από τις δοκιμές CUPP είναι  $C' = 33.6$  Kpa και  $\phi' = 29.7^\circ$ . Υιοθετήθηκαν για τις αναλύσεις, προς τη μεριά της ασφάλειας, οι τιμές  $C' = 10$  Kpa και  $\phi' = 25^\circ$  για όλες τις συνθήκες λειτουργίας.

Για τους υπολογισμούς, η τιμή του υγρού φαινομένου βάρους των υλικών πυρήνα ελήφθη  $20 \text{ KN/m}^3$  και του κορεσμένου  $21 \text{ KN/m}^3$ .

Τελικά, οι τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων που υιοθετήθηκαν για τις αναλύσεις στο σύνολο των ζωνών έχουν ως ακολούθως:

ΠΙΝΑΚΑΣ 1

ΖΩΝΗ	$\gamma_{\text{moist}}$ ( $\text{KN/m}^3$ )	$\gamma_{\text{sat}}$ ( $\text{KN/m}^3$ )	$\Phi'$ ( $^\circ$ )	$C'$ ( $\text{KN/m}^2$ )
Αδιαπέρατη επένδυση	20.0	21.0	25	10
Ζώνη στήριξης – ζώνη προστασίας	21.0	22.0	40	0
Ποταμοχερσαίες αποθέσεις	22.0	23.0	35	10
Βραχώδεις υπόβαθρο	25.0	26.0	45	200

## 7.2 Σεισμός

Για την εκτέλεση των αναλύσεων με σεισμική επιφόρτιση, ελήφθη υπόψη ότι η γειτονική με το έργο περιοχή της Ελασσόνας εντάσσεται βάσει του ΝΕΑΚ στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, με τιμή σεισμικής επιτάχυνσης (περιόδου επαναφοράς 475 ετών)  $A = 0.16g$ .

Βάσει του ΝΕΑΚ η ευστάθεια ελέγχεται με χρήση της ψευδοστατικής μεθόδου (απλοποιημένη φασματική ή ισοδύναμη στατική ΝΕΑΚ §3.5). Η μέθοδος εφαρμόζεται με θεώρηση πρόσθετων οριζόντιων ενεργών επιταχύνσεων της μάζας τους που μεταβάλλεται από :  $\alpha_B = 0.5$  α στη βάση μέχρι  $\alpha_K = \alpha_B \beta(T)$  στην κορυφή του αναχώματος, όπου α είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και  $\beta(T)$  είναι η φασματική μεγέθυνση που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T του έργου ( $\beta=2.50$ ). Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T εκτιμάται από τη σχέση  $T = 2.5 \cdot H/V_s$ , όπου H είναι το ύψος του επιχώματος και  $V_s$  η μέση τιμή της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων εντός του σώματος του επιχώματος (ΝΕΑΚ §5.4.2).

Βάσει των προηγούμενων, η τιμή της επιτάχυνσης σχεδιασμού στη βάση του αναχώματος προκύπτει  $0.16 \cdot 0.5 = 0.08g$  και στη στέψη  $2.50 \cdot 0.08 = 0.20g$ .

Κατά συνέπεια η μέση τιμή σεισμικής επιτάχυνσης προκύπτει σε  $(0.08 + 0.20)/2 = 0.14g$ .

Έγινε αποδεκτό να γίνουν οι σχετικοί έλεγχοι για τη συνθήκη σταθερής διήθησης με τιμή  $\varepsilon = 0.15g$ . Η τιμή αυτή αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς μεγαλύτερη των 475 ετών και κρίθηκε αποδεκτή, λόγω της φύσεως του έργου (σε περίπτωση αστοχίας της εν λόγω κατασκευής, οι συνέπειες δε θα είναι καταστροφικές). Για τον έλεγχο της συνθήκης απότομου καταβιβασμού (οι οποίες είναι περιορισμένης διάρκειας σε σχέση με τη ζωή του έργου) υιοθετήθηκε τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $\varepsilon = 0.10g$ .

## 7.3 Αναλύσεις ευστάθειας

Η διερεύνηση της ευστάθειας του σώματος του φράγματος κάλυψε τις ακόλουθες δυνατές συνθήκες λειτουργίας :

- α) Σταθερή διήθηση
- β) Απότομος καταβιβασμός στάθμης

Οι ελάχιστες τιμές των αποδεκτών συντελεστών ασφαλείας για κάθε εξετασθείσα συνθήκη ελήφθησαν σύμφωνα με τα καθοριζόμενα στον Πίνακα 1 του Engineering Manual (Dept. Of ACE, 1970) και παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον ακόλουθο Πίνακα 2.

Οι αναλύσεις ευστάθειας έγιναν με χρήση του προγράμματος H/Y XSTABL με κατάλληλη προσομοίωση του σώματος του φράγματος.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2

Συνθήκη	Ελάχιστος αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας
Σταθερή διήθηση	1.50
Απότομος καταβιβασμός στάθμης	1.30
Σεισμός	1.00

**7.3.1 Σταθερή διήθηση**

Συνθήκες σταθερής διήθησης αναμένεται να αποκατασταθούν αρκετό χρόνο μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα, όταν αναπτυχθεί πλήρως στον πυρήνα το δίκτυο ροής. Κατά την ανάλυση θεωρήθηκε ότι όλες οι πιέσεις πόρων που δημιουργούνται κατά την κατασκευή στον πυρήνα έχουν αποσβεστεί και ότι το δίκτυο ροής έχει αναπτυχθεί σε όλη την έκταση του πυρήνα του φράγματος.

Για τη συνθήκη αυτή όλες οι αναλύσεις εκτελέσθηκαν με θεώρηση ενεργών τάσεων για τα υλικά της λιθορριπής, του πυρήνα και των φίλτρων. Οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν (ενεργές τιμές  $c'$  και  $\varphi'$ ) ελήφθησαν από τις δοκιμές CUPP (στραγγιζόμενες συνθήκες).

Συγκεκριμένα για τη λιθορριπή ( $c' = 0$ ) και επειδή όπως είναι γνωστό η γωνία τριβής συμβάλλει σημαντικά στη διαμόρφωση του συντελεστή ασφαλείας, το εύρος τιμών για τη γωνία εκλήφθηκε από  $35^{\circ} - 42.5^{\circ}$ , αφού δεν υπάρχουν εργαστηριακά στοιχεία για τον προσδιορισμό της. Για την τιμή  $\varphi'=35^{\circ}$  παρατηρούμε ότι οι συντελεστές ασφαλείας μειώνονται σημαντικά, αλλά πάντα βρίσκονται μέσα στα όρια της ασφάλειας.

Για το αργιλικό υλικό του πυρήνα ελήφθησαν τιμές συνοχής 0, 5 και 10 Kpa. Οι τιμές αυτές καλύπτουν ενδεχομένως κάθε πιθανή τιμή που αντιπροσωπεύει το διαθέσιμο αργιλικό υλικό.

Οι έλεγχοι ευστάθειας στη συνθήκη αυτή έγιναν χωρίς και με σεισμική επιτάχυνση  $\varepsilon=0.15g$ .

Από τις αναλύσεις η ελάχιστες τιμές συντελεστή ασφαλείας που προέκυψαν είναι αυτές που φαίνονται στους παρακάτω πίνακες και βρίσκονται μέσα στα όρια ασφαλείας.

Παρόλα αυτά οι κρίσιμοι κύκλοι ολίσθησης που προέκυψαν με βάση το πρόγραμμα H/Y XSTABL ήταν ιδιαίτερος επιφανειακοί και για αυτό το λόγο έγινε προσπάθεια να ελεγχθούν κύκλοι που να περνούν μέσα από το σώμα του φράγματος και συγκεκριμένα δια μέσου του πυρήνα. Τέτοιου είδους κύκλοι θα ήταν επικίνδυνοι για την ευστάθεια του φράγματος. Σε αυτήν την περίπτωση οι συντελεστές ασφαλείας που προέκυψαν ήταν πολύ ικανοποιητικοί.

Όσον αφορά την παραμετρική ανάλυση των  $c'$  και  $\phi'$  είναι προφανές ότι οι διαφορετικές τιμές της συνοχής του αργιλικού πυρήνα που δώσαμε, επηρέασαν τους συντελεστές ασφαλείας μόνο στην περίπτωση που οι κύκλοι ολίσθησης περνούσαν μέσα από αυτόν.

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΣ ΚΥΚΛΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

1) Χωρίς σεισμό

άργιλος	$c = 10$	$\phi = 25$	
λιθορροπή	$c = 0$	$\phi$	FOS
		40	1.539
		35	1.505
		42,5	1.579

λιθορροπή	$c = 0$	$\phi = 40$	
άργιλος	$c$	$\phi = 25$	FOS
	0		1.539
	5		1.539

2) Με σεισμό

άργιλος	$c = 10$	$\phi = 25$	
λιθορροπή	$c = 0$	$\phi$	FOS
		40	1.112
		35	1.015
		42,5	1.149

λιθορροπή	c = 0	φ=40	
άργιλος	c	φ=25	FOS
	0		1.112
	5		1.112

ΒΑΘΗΣ ΚΥΚΛΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

1) Χωρίς σεισμό

άργιλος	c = 10	φ=25	
λιθορροπή	c = 0	φ	FOS
		40	2.098
		35	1.843
		42,5	2.239
λιθορροπή	c = 0	φ=40	
άργιλος	c	φ=25	FOS
	0		2.073
	5		2.085

2) Με σεισμό

άργιλος	c = 10	φ=25	
λιθορροπή	c = 0	φ	FOS
		40	1.386
		35	1.215
		42,5	1.480

λιθορροπή	c = 0	φ=40	
άργιλος	c	φ=25	FOS
	0		1.369
	5		1.377

7.3.2 Απότομος καταβιβασμός στάθμης

Η συνθήκη απότομου καταβιβασμού στάθμης αναφέρεται στην κατάσταση κατά την οποία η στάθμη του ταμιευτήρα καταβιβάζεται απότομα από τη μέγιστη στην ελάχιστη. Στη συνθήκη αυτή καθώς τα υλικά που τοποθετούνται εξωτερικά



(λιθορριπή) είναι κατ’ ουσίαν ελεύθερα στραγγίσιμα, εκτιμάται ότι η πτώση στάθμης εντός αυτών ουσιαστικά παρακολουθεί την πτώση στάθμης του ταμιευτήρα.

Εξετάσθηκε η περίπτωση απότομου καταβιβασμού του ταμιευτήρα από την ανώτατη στάθμη λειτουργίας (EL +687.0) στην ελάχιστη (EL +661.0).

Όπως στις συνθήκες λειτουργίας (σταθερή διήθηση), έτσι και εδώ εξετάστηκαν και οι δυο περιπτώσεις των κύκλων ολίσθησης : επιφανειακοί και βαθείς.

Από τις αναλύσεις η ελάχιστες τιμές συντελεστή ασφαλείας που προέκυψαν και στις δυο περιπτώσεις είναι αυτές που φαίνονται στους παρακάτω πίνακες και βρίσκονται μέσα στα όρια ασφαλείας.

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΣ ΚΥΚΛΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

1) Χωρίς σεισμό

άργιλος	c = 10	φ=25	
λιθορροπή	c = 0	φ	FOS
		40	1.948
		35	1.626
		42,5	2.128

λιθορροπή	c = 0	φ=40	
άργιλος	c	φ=25	FOS
	0		1.948
	5		1.948

2) Με σεισμό

άργιλος	c = 10	φ=25	
λιθορροπή	c = 0	φ	FOS
		40	1.450
		35	1.213
		42,5	1.587

λιθορροπή	c = 0	φ=40	
άργιλος	c	φ=25	FOS
	0		1.453
	5		1.453

ΒΑΘΗΣ ΚΥΚΛΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

1) Χωρίς σεισμό

άργιλος	c = 10	φ=25	
λιθορροπή	c = 0	φ	FOS
		40	2.116
		35	1.810
		42,5	2.286

λιθορροπή	c = 0	φ=40	
άργιλος	c	φ=25	FOS
	0		2.064
	5		2.108

2) Με σεισμό

άργιλος	c = 10	φ=25	
λιθορροπή	c = 0	φ	FOS
		40	1.589
		35	1.355
		42,5	1.719

λιθορροπή	c = 0	φ=40	
άργιλος	c	φ=25	FOS
	0		1.551
	5		1.583

7.4 Συμπεράσματα

Από τις αναλύσεις ευσταθείας που προηγήθηκαν διαφάνηκε ότι οι συντελεστές ασφαλείας που προέκυψαν για όλες τις δυνατές συνθήκες λειτουργίας και συνδυασμούς των υλικών, είναι ανώτεροι των καθοριζόμενων ελαχίστων, ώστε να θεωρείται ότι η ευστάθεια του φράγματος διασφαλίζεται πλήρως.

Αποτελέσματα του προγράμματος XSTABL παρατίθενται στο Παράρτημα Γ.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8<sup>ο</sup>

Συμπεράσματα

## 8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Κατά την κατασκευή φραγμάτων, όπως και για κάθε κατασκευή πολιτικού μηχανικού, απαραίτητο είναι να τηρούνται κάποιοι βασικοί κανόνες που έχουν καταρτιστεί για το σκοπό αυτό.

Εξάλλου, το ξεκίνημα μιας κατασκευής χωρίς να ληφθούν υπόψη οι γεωτεχνικοί κανόνες οδηγεί σε μεγάλο χρόνο ολοκλήρωσης της κατασκευής και περικλείει κινδύνους για την ασφάλειά της.

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός φράγματος, χωμάτινου ή λιθόρριπτου, αποτελεί κάθε φορά ιδιαίτερη περίπτωση εξαιτίας της ποικιλίας των φυσικών υλικών κατασκευής και των πολλών δυνατοτήτων όσον αφορά την τοπογραφική θέση του φράγματος. Κατά τη σχεδίαση συνεπώς θα πρέπει να αποφεύγονται οι τυποποιημένες λύσεις και η μεταφορά των διατομών που εφαρμόστηκαν σε άλλες περιοχές.

Αβεβαιότητες στις συνθήκες θεμελίωσης, στην κοίτη και στα αντερείσματα, οδηγούν στο συμπέρασμα ότι ο σχεδιασμός πρέπει να συνεχίζεται και κατά τη φάση κατασκευής.

Σε κρίσιμες φάσεις της κατασκευής πρέπει να προβλέπονται επί τόπου έρευνες για να επιβεβαιώσουν ότι οι συνθήκες στο πεδίο δε διαφέρουν από αυτές που θεωρήθηκαν κατά το σχεδιασμό.

Αυτό σημαίνει στην πράξη ότι ο σχεδιαστής θα πρέπει να επιβλέπει την κατασκευή και να συνεργάζεται απόλυτα με τον κατασκευαστή. Η έλλειψη αυτής της συνεργασίας μπορεί να οδηγήσει σε απρόβλεπτες συνέπειες.

Όσον αφορά τις αναλύσεις ευστάθειας που έγιναν φάνηκε ότι οι συντελεστές ασφαλείας, που προέκυψαν για όλες τις δυνατές συνθήκες λειτουργίας και συνδυασμούς των υλικών, είναι ανώτεροι των καθοριζόμενων ελαχίστων, ώστε να θεωρείται ότι η ευστάθεια του φράγματος διασφαλίζεται πλήρως.

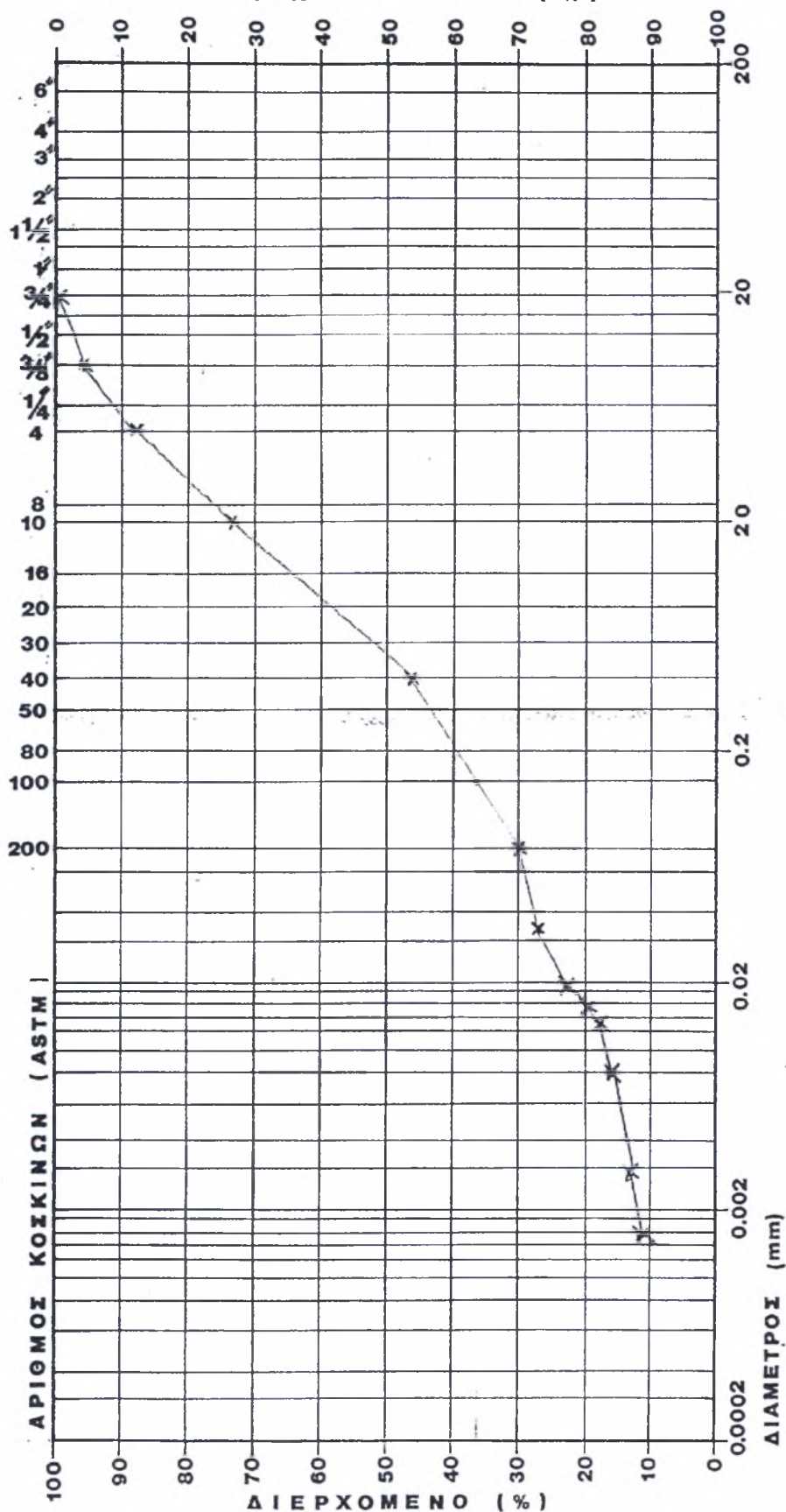
Τέλος, σχετικά με τη σύγκριση των προτεινόμενων λύσεων για την αντιμετώπιση του προβλήματος στεγάνωσης του δεξιού αντερείσματος, συμπεραίνεται ότι η λύση της στεγανωτικής επένδυσης που τελικά επιλέχθηκε είναι η καλύτερη, γιατί αν και λίγο ακριβότερη έχει μεγαλύτερη διάρκεια ζωής. Επιπλέον, οι άλλες λύσεις έχουν κάποιες αβεβαιότητες (π.χ. η γεωμεμβράνη απαιτεί ηπιότερες κλίσεις πρανών, το κόστος εκσκαφής του διαφράγματος εξαρτάται από το διαθέσιμο σκαπτικό μηχάνημα).

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Εργαστηριακές δοκιμές

ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΑΤΑΤΑΞΗΣ

**ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ ( % )**

[illegible]

**ΕΡΓΟ :**

ΦΡΑΓΜΑ ΛΙΒΑΔΙΟΥ

**ΘΕΣΗ :**

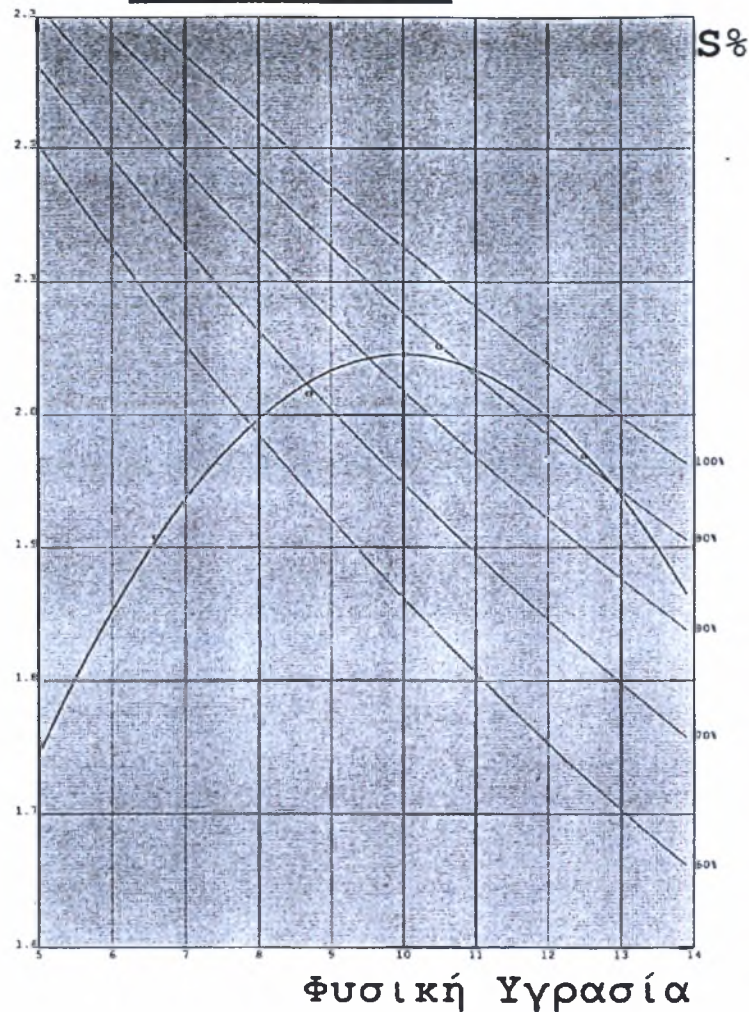
ΣΚΑΜΜΑΤΑ 1-2-3

**ΒΑΘΟΣ:**

ΙΣΟΠΟΣΗ ΑΝΑΜΕΙΞΗ



Δοκιμή Συμπύκνωσης  
κατά Proctor



Φυσική Υγρασία

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΥΛΙΚΟΥ			
LL=28.500	PL=14.800	PI=13.700	Gs=2.700
Κατάταξη κατά USCS:SC			

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΟΚΙΜΙΩΝ		
α/α	Φυσική Υγρασία (%)	Ξηρή Πυκνότητα (t/m³)
1	6.60	1.91
2	8.70	2.02
3	10.50	2.05
4	12.50	1.97
Βέλτιστη Υγρασία(%)=10.019		Μέγιστη Ξηρή Πυκνότητα (t/m³)=2.046

Οι Δοκιμές εκτελέσθηκαν βάσει του προτύπου [21] ASTM - D 422

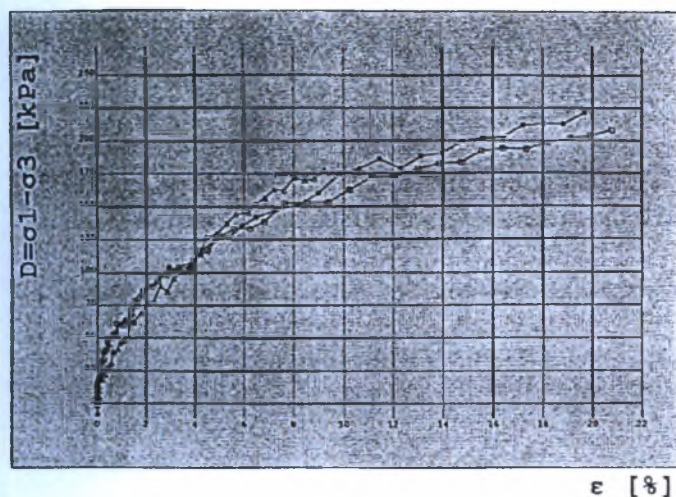
ΕΚΤΕΛΕΣΤΗΚΑΝ ΑΠΟ

ΕΛΕΓΧΘΗΚΑΝ ΑΠΟ

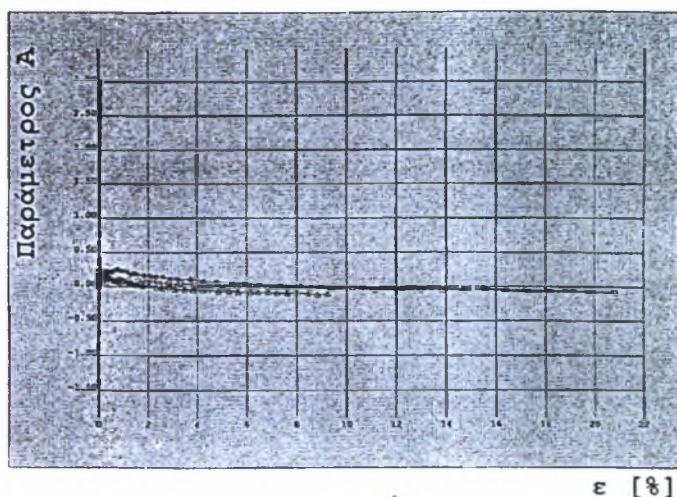
ΕΓΚΡΙΘΗΚΑΝ ΑΠΟ

ΕΡΓΟ:ΛΕΙΒΑΔΙ, ΣΚΑΜΑΤΑ 1-2-3 (ΜΙΞΗ ΙΣΟΒΑΡΩΝ ΔΕΙΓΜΑΤΩΝ) Ημερομηνία Εκτέλεσης : 19/09/2000  
Ωρα Εκτέλεσης : 10:58:12

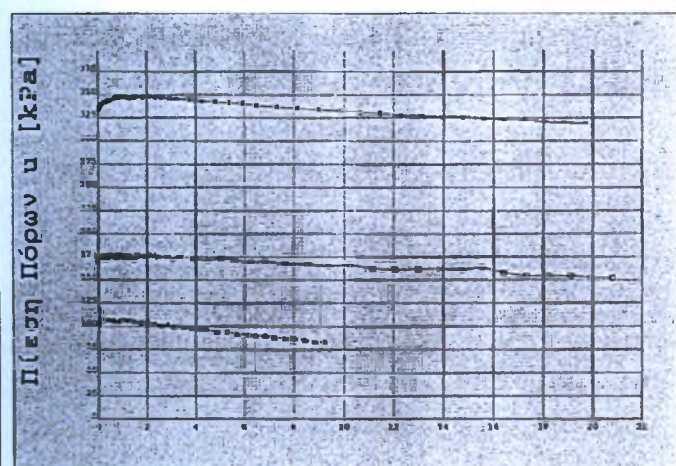
## ΔΟΚΙΜΗ ΣΥΡΡ



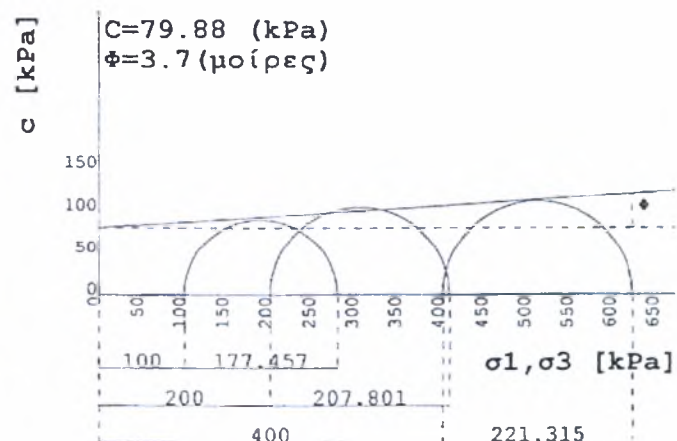
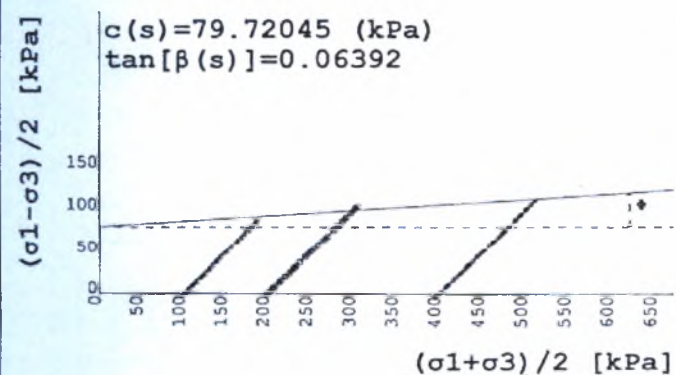
ε [%]



ε [%]



ε [%]



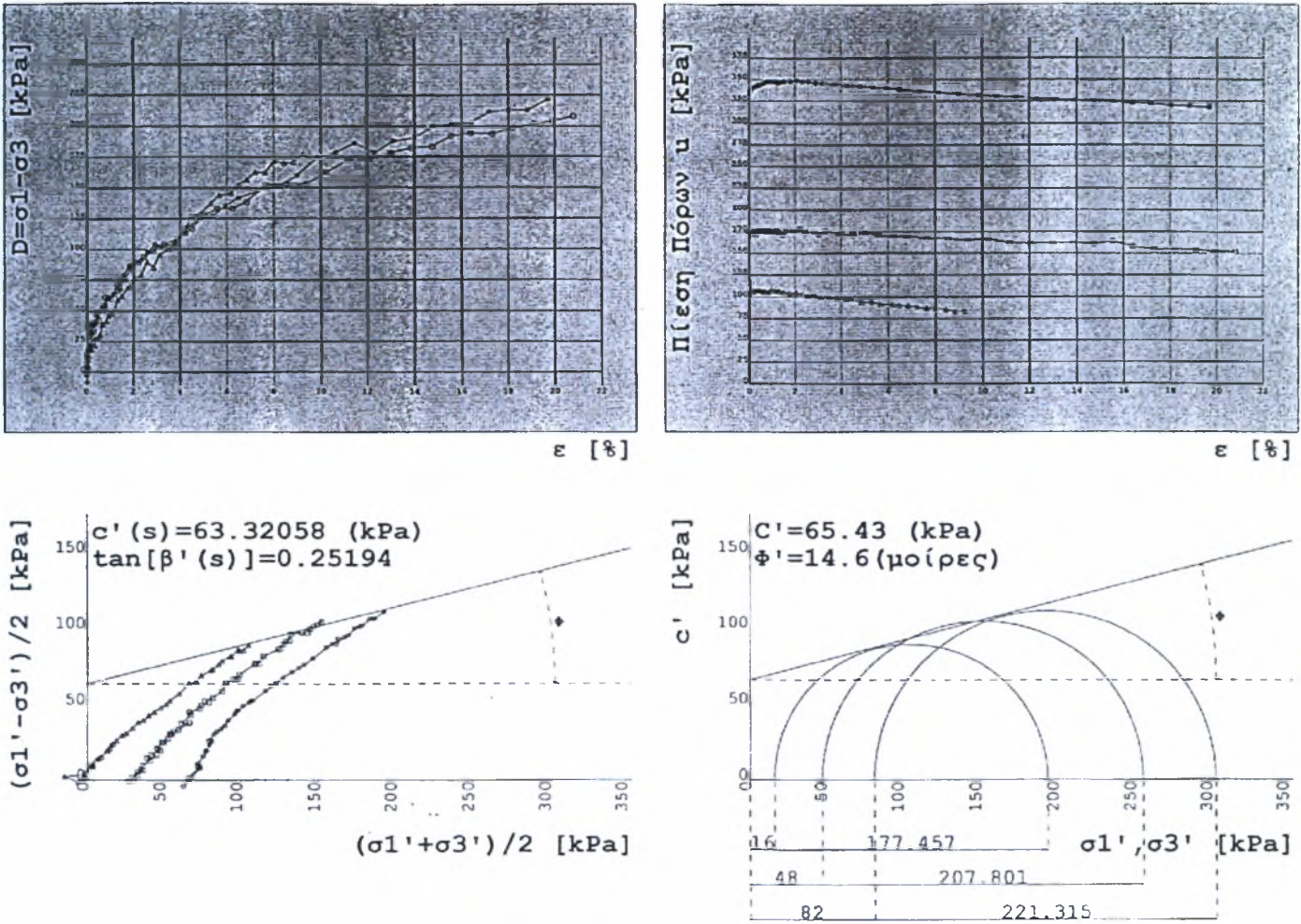
	σ3 [kPa]	maxD [kPa]	ε[%]	WC[%]	γ(bulk) [t/m <sup>3</sup> ]	γ(dry) [t/m <sup>3</sup> ]	e	S[%]
•	100	177.457	9.241	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
ο	200	207.801	20.806	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
•	400	221.315	19.715	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000

ΕΡΓΟ:ΛΕΙΒΑΔΙ, ΣΚΑΜΑΤΑ 1-2-3 (ΜΙΞΗ ΙΣΟΒΑΡΩΝ ΔΕΙΓΜΑΤΩΝ)

γd=98% και Wopt +3% δηλ. 13,3%



ΔΟΚΙΜΗ ΥΥΡΡ ενεργές τάσεις



	$\sigma_3$ [kPa]	maxD [kPa]	$\epsilon$ [%]	WC [%]	$\gamma(\text{bulk})$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma(\text{dry})$ [t/m <sup>3</sup> ]	e	S [%]
•	100	177.457	9.241	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
•	200	207.801	20.806	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
•	400	221.315	19.715	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000

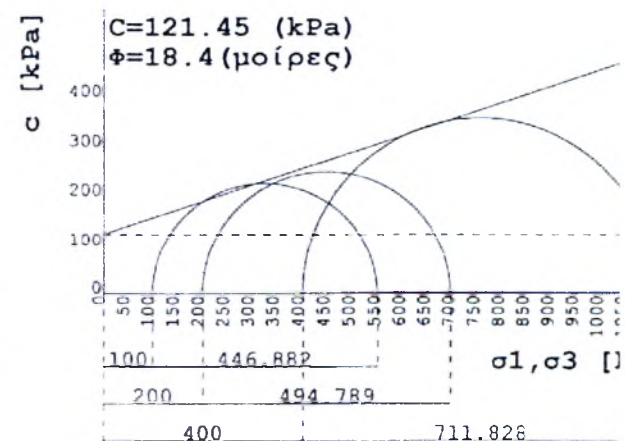
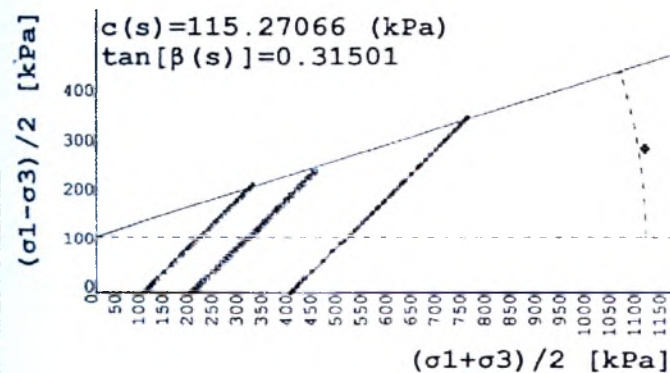
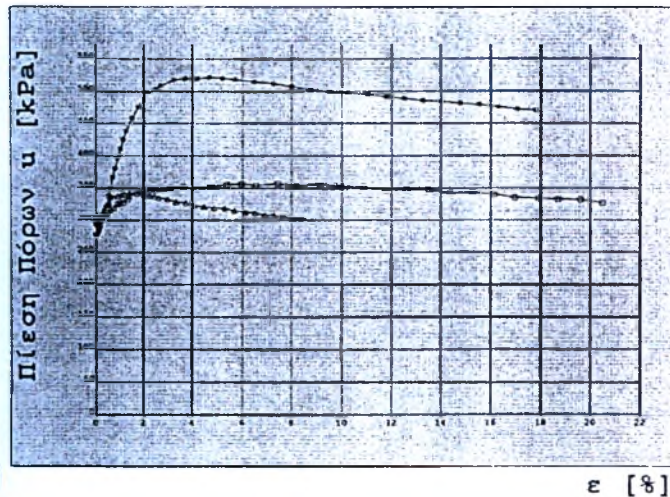
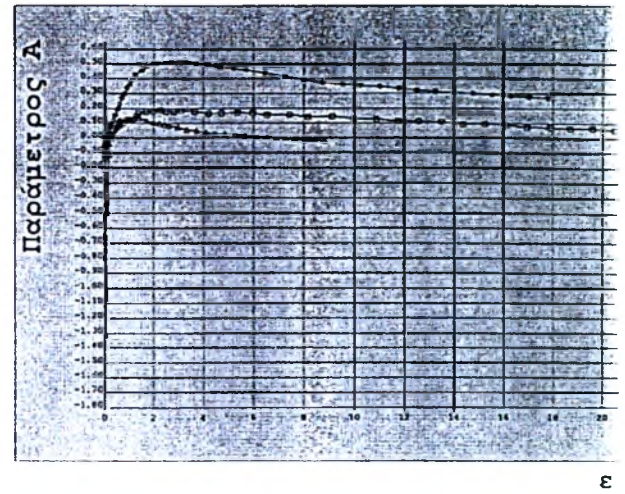
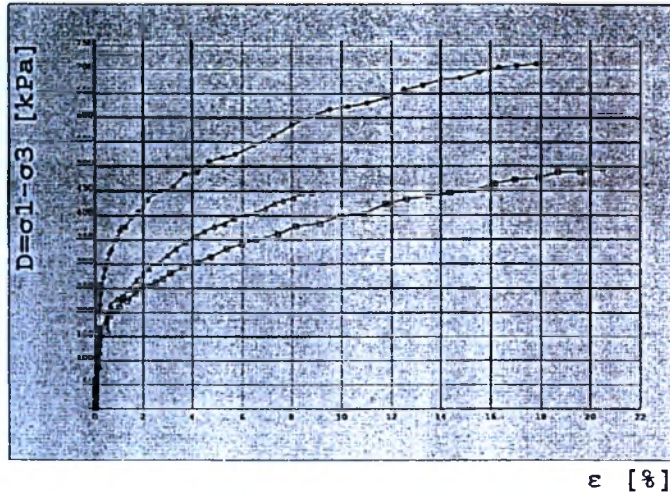
Οι Δοκιμές εκτελέσθηκαν βάσει του προτύπου [3] BISHOP and HENKEL 1962

ΕΚΤΕΛΕΣΤΗΚΑΝ ΑΠΟΕΛΕΓΧΘΗΚΑΝ ΑΠΟΕΓΚΡΙΘΗΚΑΝ ΑΠΟ

ΕΡΓΟ:ΛΕΙΒΑΔΙ, ΣΚΑΜΑΤΑ 1-2-3 (ΜΙΞΗ ΙΣΟΒΑΡΩΝ ΔΕΙΓΜΑΤΩΝ)  
γd=98% και Wopt +3% δηλ. 13,3%



## ΔΟΚΙΜΗ CURP ολικές τάσεις

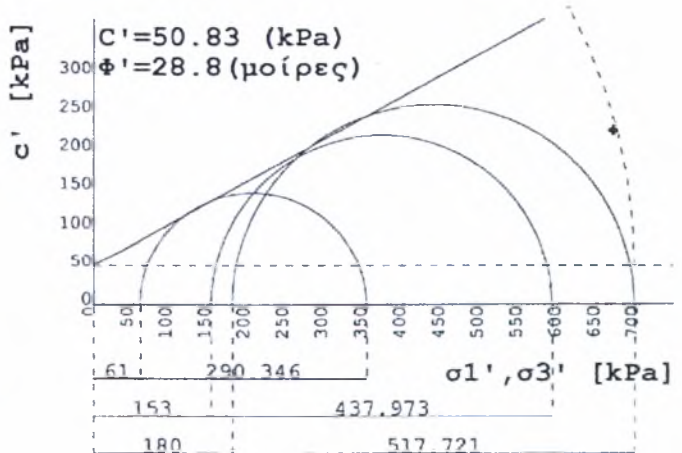
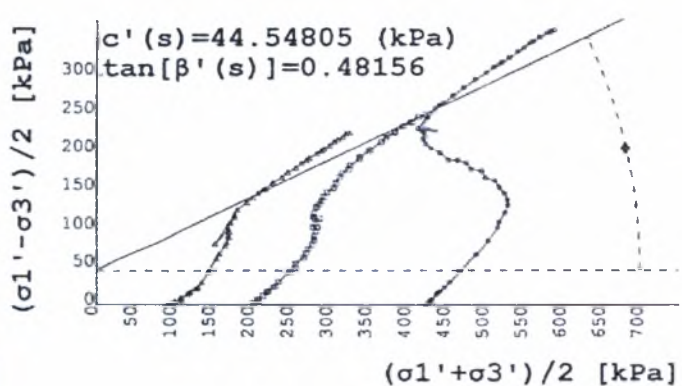
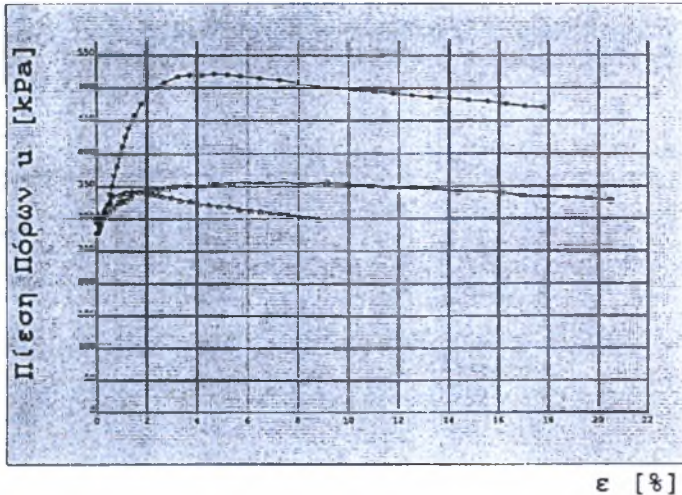
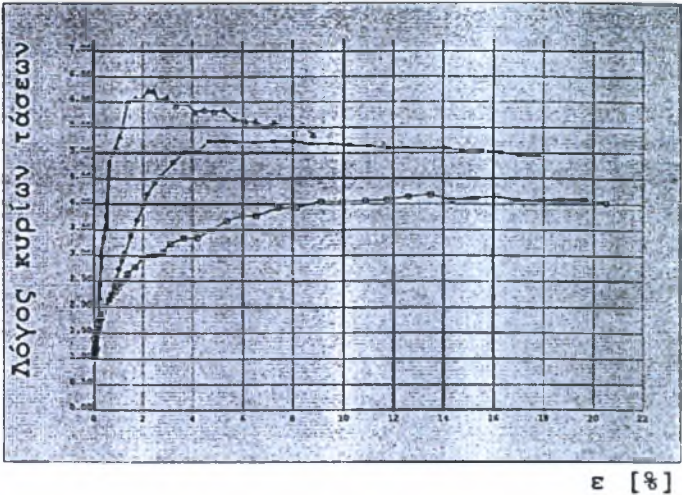
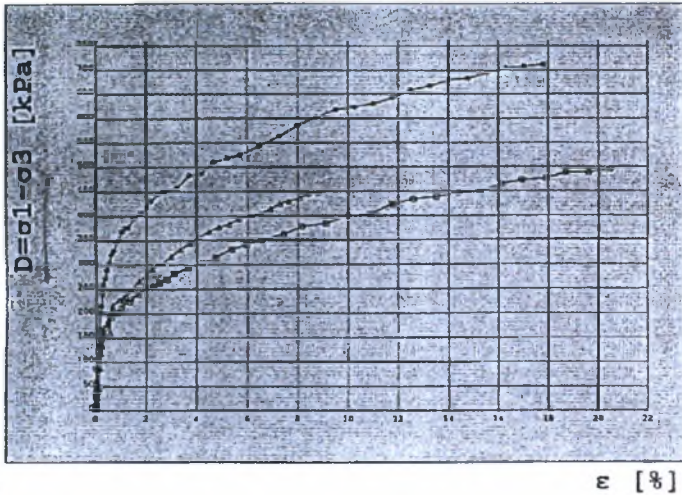


	$\sigma_3/\sigma_b$ [kPa]	maxD [kPa]	$\epsilon$ [%]	WC [%]	$\gamma$ (bulk) [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ (dry) [t/m <sup>3</sup> ]	e	S [%]
•	400/300	446.882	8.828	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
ο	500/300	494.789	20.502	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
•	700/300	711.828	17.821	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000

ΕΡΓΟ:ΛΕΙΒΑΔΙ, ΣΚΑΜΑΤΑ 1-2-3 (ΜΙΞΗ ΙΣΟΒΑΡΩΝ ΔΕΙΓΜΑΤΩΝ)  
 $\gamma_d = 98\%$  και  $W_{opt} + 3\%$  δηλ. 13,3%



ΔΟΚΙΜΗ CURP ενεργές τάσεις (από maxR)

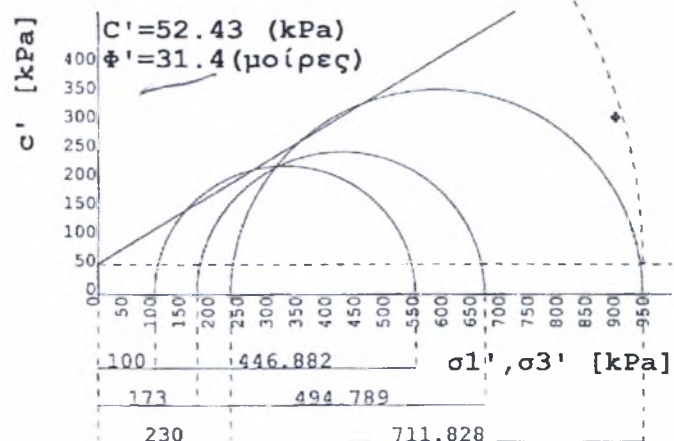
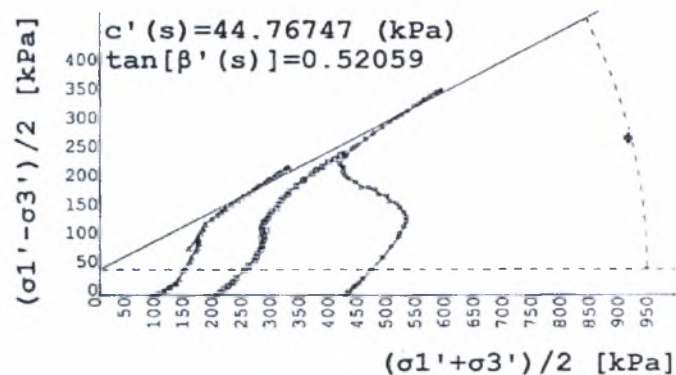
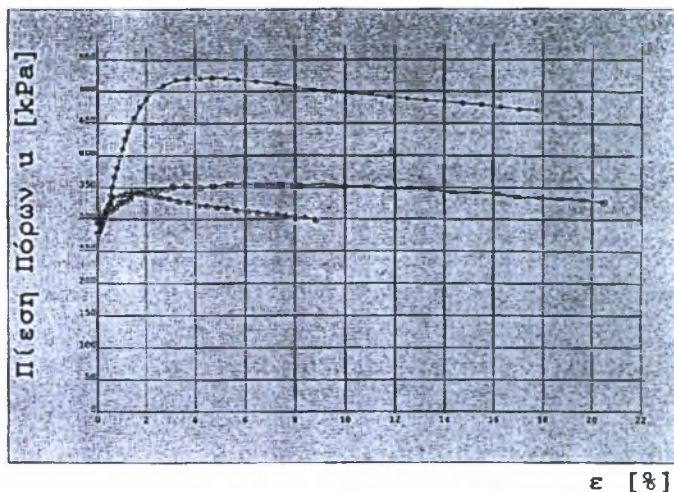
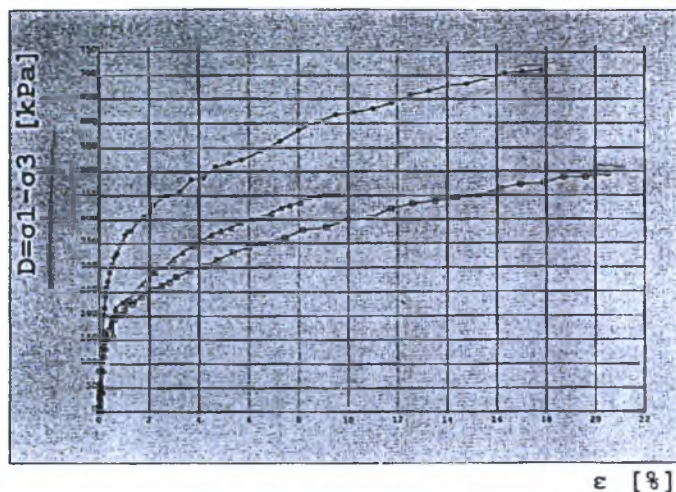


	$\sigma_3/\sigma_b$ [kPa]	maxD [kPa]	$c$ [%]	WC [%]	$\gamma$ (bulk) [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ (dry) [t/m <sup>3</sup> ]	$e$	$S$ [%]
•	400/300	446.882	8.828	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
ο	500/300	494.789	20.502	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
•	700/300	711.828	17.821	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000

ΕΡΓΟ:ΛΕΙΒΑΔΙ, ΣΚΑΜΑΤΑ 1-2-3 (ΜΙΞΗ ΙΣΟΒΑΡΩΝ ΔΕΙΓΜΑΤΩΝ)  
γd=98% και Wopt +3% δηλ. 13,3%



ΔΟΚΙΜΗ CURP ενεργές τάσεις (από maxD)



	$\sigma_3/\sigma_b$ [kPa]	maxD [kPa]	$\epsilon$ [%]	WC [%]	$\gamma$ (bulk) [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ (dry) [t/m <sup>3</sup> ]	e	S [%]
*	400/300	446.882	8.828	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
o	500/300	494.789	20.502	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000
..	700/300	711.828	17.821	13.300	2.264	1.999	0.326	100.000

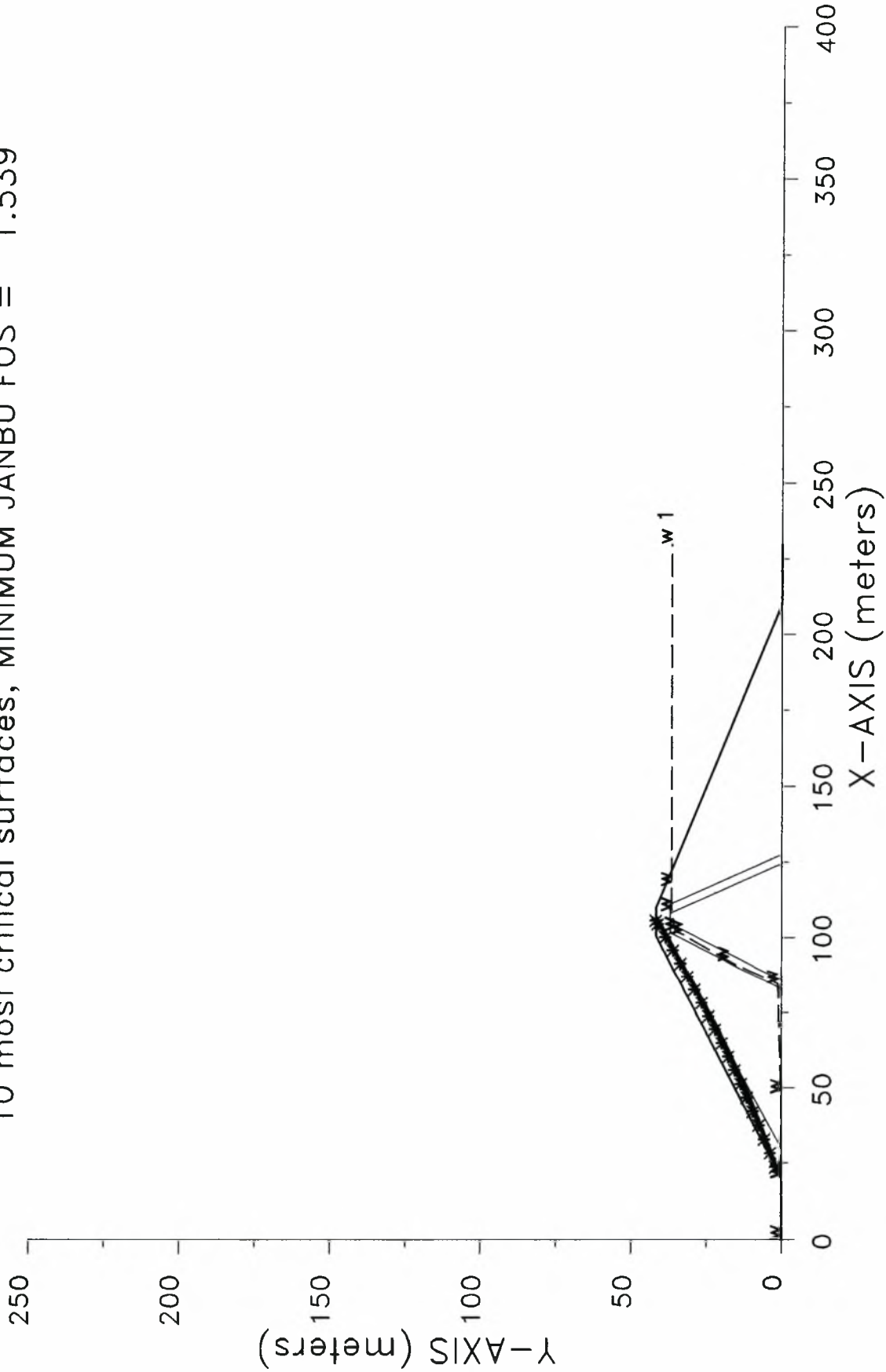
Οι Δοκιμές εκτελέσθηκαν βάσει του προτύπου [4] BISHOP and HENKEL 1962  
ΕΚΤΕΛΕΣΤΗΚΑΝ ΑΠΟ ΕΛΕΓΧΘΗΚΑΝ ΑΠΟ ΕΓΚΡΙΘΗΚΑΝ ΑΠΟ

ΕΡΓΟ:ΛΕΙΒΑΔΙ, ΣΚΑΜΑΤΑ 1-2-3 (ΜΙΞΗ ΙΣΟΒΑΡΩΝ ΔΕΙΓΜΑΤΩΝ)  
γd=98% και Wopt +3% δηλ. 13,3%

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**

**Αποτελέσματα προγράμματος ΧSTABL**

sun8hkes leitourgias  
10 most critical surfaces, MINIMUM JANBU FOS = 1.539



```
*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                                         *
*                               Slope Stability Analysis                  *
*                               using the                                *
*                               Method of Slices                        *
*                               *                                         *
*                               Copyright (C) 1992 - 96                  *
*                               Interactive Software Designs, Inc.       *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                 *
*                               *                                         *
*                               All Rights Reserved                      *
*                               *                                         *
*                               Ver. 5.200                               96 - 1208 *
*****
```

Problem Description :    sun8hkes leitourgias

-----  
SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
-----

5 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	.0	20.0	.0	3
2	20.0	.0	100.6	41.8	5
3	100.6	41.8	110.0	41.8	1
4	110.0	41.8	210.0	.0	1
5	210.0	.0	230.0	.0	3

15 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	.0	30.0	.0	3
2	30.0	.0	106.0	41.8	1
3	30.0	.0	82.9	.0	3
4	82.9	.0	101.7	37.1	4
5	101.7	37.1	104.7	37.1	4
6	104.7	37.1	108.2	37.1	2
7	108.2	37.1	111.2	37.1	4
8	111.2	37.1	127.7	.0	4
9	127.7	.0	210.0	.0	3
10	210.0	.0	230.0	.0	3
11	82.9	.0	85.9	.0	3
12	85.9	.0	104.7	37.1	2
13	104.7	37.1	108.2	37.1	2
14	108.2	37.1	124.7	.0	2

-----  
ISOTROPIC Soil Parameters  
-----

5 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	21.0	22.0	.0	40.00	.000	.0	1
2	20.0	21.0	10.0	25.00	.000	.0	1
3	25.0	26.0	200.0	45.00	.000	.0	1
4	21.0	22.0	.0	38.00	.000	.0	1
5	20.0	21.0	10.0	25.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 10 coordinate points

\*\*\*\*\*  
PHREATIC SURFACE,  
\*\*\*\*\*

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	.00
2	20.00	.00
3	48.20	.00
4	84.70	1.20
5	92.40	17.60
6	101.20	32.90
7	102.30	35.30
8	108.80	36.50
9	117.10	36.50
10	230.00	36.50

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

1000 trial surfaces will be generated and analyzed.

20 Surfaces initiate from each of 50 points equally spaced along the ground surface between x = 20.5 m and x = 25.0 m



Each surface terminates between    x =       105.0 m  
  and    x =       120.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation  
at which a surface extends is   y =       .0 m

5.0 m   line segments define each trial failure surface.

-----  
ANGULAR RESTRICTIONS  
-----

The first segment of each failure surface will be inclined  
within the angular range defined by :

Lower angular limit :=   -45.0 degrees  
Upper angular limit :=   (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

\* \* \* \* \*   SIMPLIFIED JANBU METHOD   \* \* \* \* \*

The 10 most critical of all the failure surfaces examined  
are displayed below - the most critical first

Failure surface No. 1 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	23.62	1.88
2	28.27	3.71
3	32.91	5.59
4	37.53	7.50
5	42.13	9.46
6	46.71	11.46
7	51.28	13.50
8	55.83	15.57
9	60.35	17.69
10	64.86	19.86
11	69.35	22.06
12	73.82	24.30
13	78.27	26.58
14	82.70	28.90
15	87.11	31.26
16	91.50	33.66
17	95.86	36.09
18	100.20	38.57
19	104.53	41.09
20	105.73	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.539 \*\* (Fo factor = 1.010)

Failure surface No. 2 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.70	1.40
2	27.42	3.06
3	32.12	4.78
4	36.79	6.56
5	41.44	8.41
6	46.06	10.31
7	50.66	12.27
8	55.23	14.30
9	59.77	16.38
10	64.29	18.53
11	68.78	20.73
12	73.24	22.99
13	77.67	25.31
14	82.07	27.69
15	86.44	30.12
16	90.77	32.61
17	95.07	35.16
18	99.34	37.76
19	103.57	40.42
20	105.70	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.603 \*\* (Fo factor = 1.015)

Failure surface No. 3 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.59	.31
2	25.33	1.91
3	30.04	3.57
4	34.73	5.31
5	39.40	7.11
6	44.03	8.98
7	48.64	10.92
8	53.22	12.93
9	57.77	15.00
10	62.29	17.14
11	66.78	19.34
12	71.23	21.61
13	75.66	23.95
14	80.04	26.34
15	84.40	28.80
16	88.71	31.33
17	92.99	33.92
18	97.23	36.56
19	101.43	39.27
20	105.23	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.606 \*\* (Fo factor = 1.016)

Failure surface No. 4 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.52	1.31
2	27.24	2.97
3	31.93	4.69
4	36.60	6.47
5	41.25	8.31
6	45.88	10.20
7	50.48	12.16
8	55.05	14.18
9	59.60	16.26
10	64.13	18.39
11	68.62	20.58
12	73.08	22.83
13	77.52	25.14
14	81.93	27.50
15	86.30	29.92
16	90.65	32.39
17	94.96	34.92
18	99.24	37.51
19	103.49	40.15
20	106.06	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.612 \*\* (Fo factor = 1.014)

Failure surface No. 5 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	24.82	2.50
2	29.49	4.27
3	34.15	6.09
4	38.79	7.96
5	43.41	9.87
6	48.01	11.82
7	52.59	13.82
8	57.16	15.86
9	61.70	17.94
10	66.23	20.07
11	70.73	22.25
12	75.21	24.46
13	79.67	26.72
14	84.11	29.03
15	88.53	31.37
16	92.92	33.76
17	97.29	36.19
18	101.64	38.66
19	105.96	41.17
20	107.01	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.614 \*\* (Fo factor = 1.011)

Failure surface No. 6 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	23.81	1.97
2	28.48	3.75
3	33.14	5.57
4	37.78	7.43
5	42.40	9.34
6	47.00	11.29
7	51.59	13.29
8	56.15	15.33
9	60.70	17.41
10	65.23	19.53
11	69.73	21.69
12	74.22	23.90
13	78.68	26.15
14	83.13	28.44
15	87.55	30.78
16	91.95	33.15
17	96.33	35.57
18	100.68	38.02
19	105.01	40.52
20	107.18	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.618 \*\* (Fo factor = 1.011)

Failure surface No. 7 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	21.69	.88
2	26.33	2.75
3	30.95	4.66
4	35.56	6.60
5	40.16	8.56
6	44.74	10.56
7	49.31	12.59
8	53.87	14.64
9	58.41	16.73
10	62.94	18.84
11	67.46	20.99
12	71.96	23.17
13	76.45	25.37
14	80.92	27.61
15	85.38	29.87
16	89.82	32.16
17	94.25	34.49
18	98.66	36.84
19	103.06	39.22
20	107.44	41.63
21	107.75	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.618 \*\* (Fo factor = 1.008)

Failure surface No. 8 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.68	.35
2	25.41	2.00
3	30.11	3.70
4	34.79	5.46
5	39.44	7.29
6	44.07	9.17
7	48.68	11.11
8	53.26	13.11
9	57.82	15.17
10	62.35	17.29
11	66.85	19.47
12	71.32	21.70
13	75.77	23.99
14	80.18	26.34
15	84.56	28.75
16	88.92	31.21
17	93.24	33.72
18	97.53	36.29
19	101.78	38.92
20	106.00	41.60
21	106.30	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.619 \*\* (Fo factor = 1.015)

Failure surface No. 9 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.43	1.26
2	27.14	2.93
3	31.83	4.65
4	36.51	6.44
5	41.16	8.28
6	45.78	10.17
7	50.39	12.12
8	54.97	14.13
9	59.52	16.19
10	64.05	18.31
11	68.55	20.48
12	73.03	22.71
13	77.48	24.99
14	81.90	27.32
15	86.30	29.71
16	90.66	32.15
17	94.99	34.64
18	99.30	37.19
19	103.57	39.78
20	106.80	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.627 \*\* (Fo factor = 1.014)

Failure surface No.10 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.80	1.45
2	27.47	3.23
3	32.12	5.05
4	36.76	6.92
5	41.39	8.82
6	45.99	10.77
7	50.58	12.75
8	55.15	14.78
9	59.70	16.85
10	64.24	18.96
11	68.75	21.11
12	73.25	23.30
13	77.72	25.53
14	82.17	27.80
15	86.61	30.11
16	91.02	32.46
17	95.41	34.85
18	99.79	37.28
19	104.13	39.75
20	107.68	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.630 \*\* (Fo factor = 1.010)

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

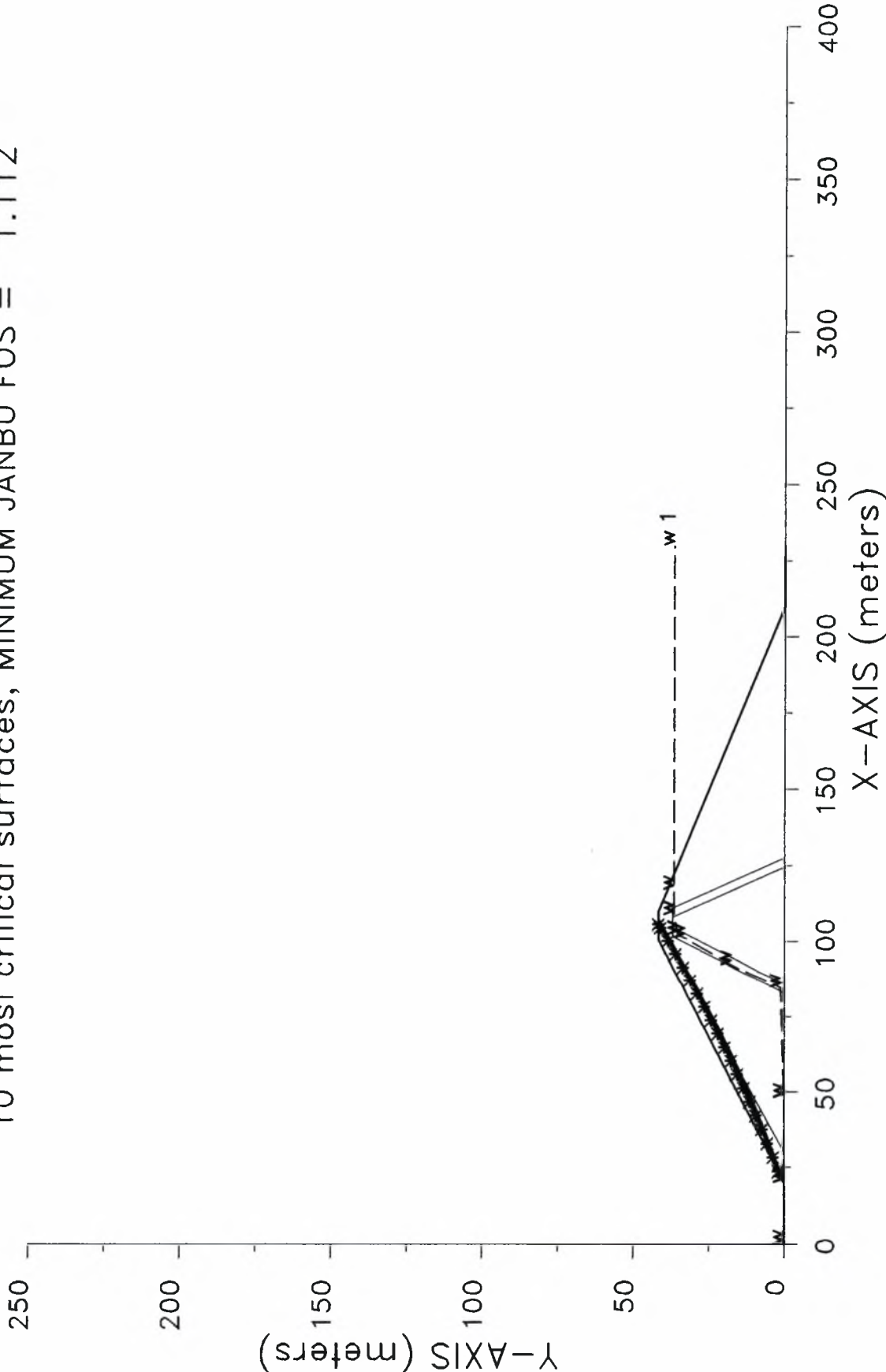
Problem Description : sun8hkes leitourgias

	Modified JANBU FOS	Correction Factor	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Available Strength (kN)
1.	1.539	1.010	23.62	105.73	2.947E+03
2.	1.603	1.015	22.70	105.70	3.930E+03
3.	1.606	1.016	20.59	105.23	4.300E+03
4.	1.612	1.014	22.52	106.06	4.042E+03
5.	1.614	1.011	24.82	107.01	3.521E+03
6.	1.618	1.011	23.81	107.18	3.630E+03
7.	1.618	1.008	21.69	107.75	3.419E+03
8.	1.619	1.015	20.68	106.30	4.357E+03
9.	1.627	1.014	22.43	106.80	4.199E+03
10.	1.630	1.010	22.80	107.68	3.818E+03

\* \* \* END OF FILE \* \* \*

letoyrgia me seismo

10 most critical surfaces, MINIMUM JANBU FOS = 1.112



\*\*\*\*\*  
\* X S T A B L \*  
\* Slope Stability Analysis \*  
\* using the \*  
\* Method of Slices \*  
\* Copyright (C) 1992 - 96 \*  
\* Interactive Software Designs, Inc. \*  
\* Moscow, ID 83843, U.S.A. \*  
\* All Rights Reserved \*  
\* Ver. 5.200 96 - 1208 \*  
\*\*\*\*\*

Problem Description : letoyrgia me seismo

-----  
SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
-----

5 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	.0	20.0	.0	3
2	20.0	.0	100.6	41.8	5
3	100.6	41.8	110.0	41.8	1
4	110.0	41.8	210.0	.0	1
5	210.0	.0	230.0	.0	3

15 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	.0	30.0	.0	3
2	30.0	.0	106.0	41.8	1
3	30.0	.0	82.9	.0	3
4	82.9	.0	101.7	37.1	4
5	101.7	37.1	104.7	37.1	4
6	104.7	37.1	108.2	37.1	2
7	108.2	37.1	111.2	37.1	4
8	111.2	37.1	127.7	.0	4
9	127.7	.0	210.0	.0	3
10	210.0	.0	230.0	.0	3
11	82.9	.0	85.9	.0	3
12	85.9	.0	104.7	37.1	2
13	104.7	37.1	108.2	37.1	2
14	108.2	37.1	124.7	.0	2



-----  
ISOTROPIC Soil Parameters  
-----

5 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	21.0	22.0	.0	40.00	.000	.0	1
2	20.0	21.0	10.0	25.00	.000	.0	1
3	25.0	26.0	200.0	45.00	.000	.0	1
4	21.0	22.0	.0	38.00	.000	.0	1
5	20.0	21.0	10.0	25.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 10 coordinate points

\*\*\*\*\*  
PHREATIC SURFACE,  
\*\*\*\*\*

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	.00
2	20.00	.00
3	48.20	.00
4	84.70	1.20
5	92.40	17.60
6	101.20	32.90
7	102.30	35.30
8	108.80	36.50
9	117.10	36.50
10	230.00	36.50

A horizontal earthquake loading coefficient of .150 has been assigned

A vertical earthquake loading coefficient of .000 has been assigned

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

1000 trial surfaces will be generated and analyzed.

20 Surfaces initiate from each of 50 points equally spaced  
along the ground surface between x = 20.5 m  
and x = 25.0 m

Each surface terminates between x = 105.0 m  
and x = 120.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation  
at which a surface extends is y = .0 m

5.0 m line segments define each trial failure surface.

-----  
ANGULAR RESTRICTIONS  
-----

The first segment of each failure surface will be inclined  
within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees  
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

\* \* \* \* \* SIMPLIFIED JANBU METHOD \* \* \* \* \*

The 10 most critical of all the failure surfaces examined  
are displayed below - the most critical first

Failure surface No. 1 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	23.62	1.88
2	28.27	3.71
3	32.91	5.59
4	37.53	7.50
5	42.13	9.46
6	46.71	11.46
7	51.28	13.50
8	55.83	15.57
9	60.35	17.69
10	64.86	19.86
11	69.35	22.06
12	73.82	24.30

13	78.27	26.58
14	82.70	28.90
15	87.11	31.26
16	91.50	33.66
17	95.86	36.09
18	100.20	38.57
19	104.53	41.09
20	105.73	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.112 \*\* (Fo factor = 1.010)

Failure surface No. 2 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.70	1.40
2	27.42	3.06
3	32.12	4.78
4	36.79	6.56
5	41.44	8.41
6	46.06	10.31
7	50.66	12.27
8	55.23	14.30
9	59.77	16.38
10	64.29	18.53
11	68.78	20.73
12	73.24	22.99
13	77.67	25.31
14	82.07	27.69
15	86.44	30.12
16	90.77	32.61
17	95.07	35.16
18	99.34	37.76
19	103.57	40.42
20	105.70	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.149 \*\* (Fo factor = 1.015)

Failure surface No. 3 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.59	.31
2	25.33	1.91
3	30.04	3.57
4	34.73	5.31
5	39.40	7.11
6	44.03	8.98
7	48.64	10.92
8	53.22	12.93
9	57.77	15.00
10	62.29	17.14
11	66.78	19.34
12	71.23	21.61
13	75.66	23.95
14	80.04	26.34

15	84.40	28.80
16	88.71	31.33
17	92.99	33.92
18	97.23	36.56
19	101.43	39.27
20	105.23	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.150 \*\* (Fo factor = 1.016)

Failure surface No. 4 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.52	1.31
2	27.24	2.97
3	31.93	4.69
4	36.60	6.47
5	41.25	8.31
6	45.88	10.20
7	50.48	12.16
8	55.05	14.18
9	59.60	16.26
10	64.13	18.39
11	68.62	20.58
12	73.08	22.83
13	77.52	25.14
14	81.93	27.50
15	86.30	29.92
16	90.65	32.39
17	94.96	34.92
18	99.24	37.51
19	103.49	40.15
20	106.06	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.154 \*\* (Fo factor = 1.014)

Failure surface No. 5 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	24.82	2.50
2	29.49	4.27
3	34.15	6.09
4	38.79	7.96
5	43.41	9.87
6	48.01	11.82
7	52.59	13.82
8	57.16	15.86
9	61.70	17.94
10	66.23	20.07
11	70.73	22.25
12	75.21	24.46
13	79.67	26.72
14	84.11	29.03
15	88.53	31.37
16	92.92	33.76

17	97.29	36.19
18	101.64	38.66
19	105.96	41.17
20	107.01	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.157 \*\* (Fo factor = 1.011)

Failure surface No. 6 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.68	.35
2	25.41	2.00
3	30.11	3.70
4	34.79	5.46
5	39.44	7.29
6	44.07	9.17
7	48.68	11.11
8	53.26	13.11
9	57.82	15.17
10	62.35	17.29
11	66.85	19.47
12	71.32	21.70
13	75.77	23.99
14	80.18	26.34
15	84.56	28.75
16	88.92	31.21
17	93.24	33.72
18	97.53	36.29
19	101.78	38.92
20	106.00	41.60
21	106.30	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.159 \*\* (Fo factor = 1.015)

Failure surface No. 7 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	23.81	1.97
2	28.48	3.75
3	33.14	5.57
4	37.78	7.43
5	42.40	9.34
6	47.00	11.29
7	51.59	13.29
8	56.15	15.33
9	60.70	17.41
10	65.23	19.53
11	69.73	21.69
12	74.22	23.90
13	78.68	26.15
14	83.13	28.44
15	87.55	30.78
16	91.95	33.15
17	96.33	35.57

18	100.68	38.02
19	105.01	40.52
20	107.18	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.159 \*\* (Fo factor = 1.011)

Failure surface No. 8 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	21.69	.88
2	26.33	2.75
3	30.95	4.66
4	35.56	6.60
5	40.16	8.56
6	44.74	10.56
7	49.31	12.59
8	53.87	14.64
9	58.41	16.73
10	62.94	18.84
11	67.46	20.99
12	71.96	23.17
13	76.45	25.37
14	80.92	27.61
15	85.38	29.87
16	89.82	32.16
17	94.25	34.49
18	98.66	36.84
19	103.06	39.22
20	107.44	41.63
21	107.75	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.161 \*\* (Fo factor = 1.008)

Failure surface No. 9 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.43	1.26
2	27.14	2.93
3	31.83	4.65
4	36.51	6.44
5	41.16	8.28
6	45.78	10.17
7	50.39	12.12
8	54.97	14.13
9	59.52	16.19
10	64.05	18.31
11	68.55	20.48
12	73.03	22.71
13	77.48	24.99
14	81.90	27.32
15	86.30	29.71
16	90.66	32.15
17	94.99	34.64
18	99.30	37.19

19	103.57	39.78
20	106.80	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.164 \*\* (Fo factor = 1.014)

Failure surface No.10 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.80	1.45
2	27.47	3.23
3	32.12	5.05
4	36.76	6.92
5	41.39	8.82
6	45.99	10.77
7	50.58	12.75
8	55.15	14.78
9	59.70	16.85
10	64.24	18.96
11	68.75	21.11
12	73.25	23.30
13	77.72	25.53
14	82.17	27.80
15	86.61	30.11
16	91.02	32.46
17	95.41	34.85
18	99.79	37.28
19	104.13	39.75
20	107.68	41.80

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.166 \*\* (Fo factor = 1.010)

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

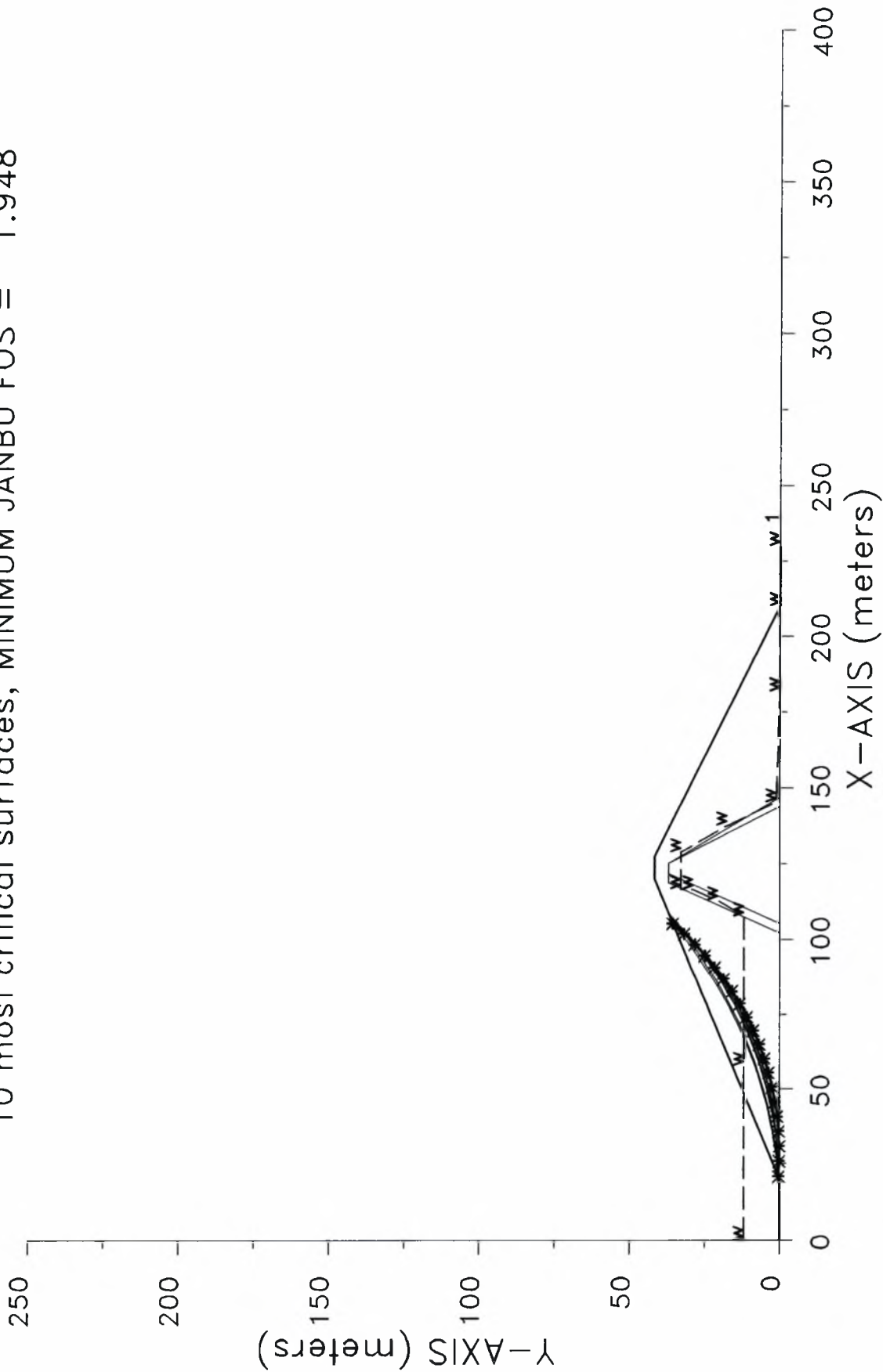
Problem Description : letoyrgia me seismo

	Modified JANBU FOS	Correction Factor	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Available Strength (kN)
1.	1.112	1.010	23.62	105.73	2.769E+03
2.	1.149	1.015	22.70	105.70	3.658E+03
3.	1.150	1.016	20.59	105.23	3.995E+03
4.	1.154	1.014	22.52	106.06	3.762E+03
5.	1.157	1.011	24.82	107.01	3.291E+03
6.	1.159	1.015	20.68	106.30	4.053E+03
7.	1.159	1.011	23.81	107.18	3.393E+03
8.	1.161	1.008	21.69	107.75	3.207E+03
9.	1.164	1.014	22.43	106.80	3.910E+03
10.	1.166	1.010	22.80	107.68	3.567E+03

\* \* \* END OF FILE \* \* \*



apotomos katabibasmos  
10 most critical surfaces, MINIMUM JANBU FOS = 1.948



```
*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                                       *
*                               Slope Stability Analysis                 *
*                               using the                               *
*                               Method of Slices                        *
*                               *                                       *
*                               Copyright (C) 1992 - 96                 *
*                               Interactive Software Designs, Inc.      *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                *
*                               *                                       *
*                               All Rights Reserved                     *
*                               *                                       *
*                               Ver. 5.200                               96 - 1208 *
*****
```

Problem Description : apotomos katabibasmos

-----  
SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
-----

5 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	.0	20.0	.0	3
2	20.0	.0	120.0	41.8	1
3	120.0	41.8	127.6	41.8	1
4	127.6	41.8	210.0	.0	1
5	210.0	.0	230.0	.0	3

13 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	.0	102.3	.0	3
2	102.3	.0	118.8	37.1	4
3	118.8	37.1	121.8	37.1	4
4	121.8	37.1	125.3	37.1	4
5	125.3	37.1	147.1	.0	2
6	147.1	.0	210.0	.0	3
7	210.0	.0	230.0	.0	3
8	102.3	.0	105.3	.0	3
9	105.3	.0	121.8	37.1	2
10	121.8	37.1	125.3	37.1	2
11	125.3	37.1	144.1	.0	2
12	144.1	.0	147.1	.0	3
13	105.3	.0	144.1	.0	3

-----  
ISOTROPIC Soil Parameters  
-----

4 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	21.0	22.0	.0	40.00	.000	.0	1
2	20.0	21.0	10.0	25.00	.000	.0	1
3	25.0	26.0	200.0	45.00	.000	.0	1
4	21.0	22.0	.0	38.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 12 coordinate points

\*\*\*\*\*  
PHREATIC SURFACE,  
\*\*\*\*\*

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	11.80
2	57.70	11.80
3	107.70	11.80
4	112.90	20.60
5	116.50	28.80
6	116.60	32.90
7	128.80	32.90
8	137.60	17.60
9	145.30	1.20
10	181.80	.00
11	210.00	.00
12	230.00	.00

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

1000 trial surfaces will be generated and analyzed.

20 Surfaces initiate from each of 50 points equally spaced along the ground surface between x = 20.0 m and x = 30.0 m

Each surface terminates between x = 105.0 m

and x = 135.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation  
at which a surface extends is y = .0 m

5.0 m line segments define each trial failure surface.

-----  
ANGULAR RESTRICTIONS  
-----

The first segment of each failure surface will be inclined  
within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees  
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

\* \* \* \* \* SIMPLIFIED JANBU METHOD \* \* \* \* \*

The 10 most critical of all the failure surfaces examined  
are displayed below - the most critical first

Failure surface No. 1 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.82	.34
2	25.81	.07
3	30.81	.06
4	35.80	.29
5	40.78	.77
6	45.73	1.50
7	50.63	2.47
8	55.48	3.69
9	60.27	5.14
10	64.97	6.83
11	69.58	8.76
12	74.10	10.91
13	78.50	13.29
14	82.77	15.88
15	86.92	18.68
16	90.91	21.68
17	94.76	24.88
18	98.44	28.27
19	101.94	31.83
20	105.26	35.57
21	105.35	35.68

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.948 \*\* (Fo factor = 1.031)

Failure surface No. 2 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.41	.17
2	25.41	.32
3	30.39	.67
4	35.36	1.21
5	40.31	1.95
6	45.22	2.89
7	50.09	4.02
8	54.91	5.34
9	59.68	6.85
10	64.38	8.55
11	69.01	10.44
12	73.56	12.51
13	78.03	14.75
14	82.41	17.17
15	86.68	19.77
16	90.85	22.53
17	94.91	25.45
18	98.84	28.53
19	102.65	31.77
20	106.33	35.15
21	107.95	36.76

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.949 \*\* (Fo factor = 1.026)

Failure surface No. 3 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.61	.26
2	25.61	.04
3	30.61	.07
4	35.60	.34
5	40.58	.84
6	45.52	1.58
7	50.42	2.55
8	55.28	3.76
9	60.07	5.19
10	64.78	6.85
11	69.41	8.74
12	73.95	10.84
13	78.38	13.16
14	82.70	15.68
15	86.89	18.41
16	90.94	21.33
17	94.85	24.45
18	98.61	27.74
19	102.21	31.22
20	105.64	34.86
21	106.89	36.32

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.949 \*\* (Fo factor = 1.030)

Failure surface No. 4 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.00	.00
2	24.99	.23
3	29.98	.65
4	34.94	1.25
5	39.88	2.04
6	44.78	3.01
7	49.65	4.16
8	54.47	5.50
9	59.23	7.01
10	63.94	8.70
11	68.58	10.56
12	73.14	12.60
13	77.63	14.81
14	82.03	17.18
15	86.34	19.71
16	90.56	22.40
17	94.67	25.25
18	98.67	28.25
19	102.55	31.40
20	106.32	34.69
21	108.98	37.20

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.950 \*\* (Fo factor = 1.025)

Failure surface No. 5 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	21.22	.51
2	26.22	.51
3	31.22	.73
4	36.20	1.16
5	41.16	1.81
6	46.08	2.68
7	50.97	3.76
8	55.80	5.05
9	60.57	6.55
10	65.27	8.25
11	69.89	10.16
12	74.42	12.27
13	78.86	14.57
14	83.20	17.06
15	87.42	19.74
16	91.52	22.60
17	95.49	25.63
18	99.33	28.84
19	103.03	32.20
20	106.57	35.73
21	107.26	36.48

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.950 \*\* (Fo factor = 1.028)

Failure surface No. 6 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.82	.34
2	25.81	.13
3	30.81	.16
4	35.80	.42
5	40.78	.93
6	45.72	1.66
7	50.63	2.64
8	55.48	3.84
9	60.27	5.28
10	64.99	6.94
11	69.62	8.82
12	74.16	10.93
13	78.59	13.24
14	82.90	15.77
15	87.09	18.49
16	91.15	21.41
17	95.06	24.53
18	98.82	27.82
19	102.42	31.29
20	105.85	34.93
21	107.13	36.42

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.950 \*\* (Fo factor = 1.030)

Failure surface No. 7 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.24	.94
2	27.24	.84
3	32.24	.97
4	37.23	1.33
5	42.19	1.94
6	47.12	2.77
7	52.01	3.83
8	56.84	5.13
9	61.60	6.65
10	66.29	8.39
11	70.89	10.35
12	75.39	12.52
13	79.79	14.90
14	84.07	17.49
15	88.22	20.27
16	92.24	23.25
17	96.11	26.41
18	99.83	29.76
19	103.39	33.27
20	105.77	35.85



\*\* Corrected JANBU FOS = 1.951 \*\* (Fo factor = 1.029)

Failure surface No. 8 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	21.02	.43
2	26.01	.10
3	31.01	.03
4	36.01	.21
5	40.99	.64
6	45.94	1.32
7	50.85	2.25
8	55.71	3.43
9	60.51	4.86
10	65.22	6.52
11	69.85	8.42
12	74.37	10.55
13	78.78	12.90
14	83.07	15.48
15	87.22	18.27
16	91.22	21.26
17	95.07	24.46
18	98.75	27.84
19	102.25	31.40
20	105.58	35.14
21	106.33	36.09

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.951 \*\* (Fo factor = 1.032)

Failure surface No. 9 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.61	.26
2	25.59	.77
3	30.54	1.45
4	35.47	2.29
5	40.37	3.29
6	45.23	4.46
7	50.05	5.78
8	54.82	7.27
9	59.55	8.91
10	64.21	10.71
11	68.81	12.67
12	73.35	14.77
13	77.81	17.03
14	82.20	19.43
15	86.50	21.97
16	90.72	24.66
17	94.84	27.49
18	98.87	30.45
19	102.80	33.54
20	105.31	35.66

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.951 \*\* (Fo factor = 1.022)

Failure surface No.10 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.41	.17
2	25.39	.63
3	30.35	1.25
4	35.29	2.04
5	40.19	2.99
6	45.07	4.10
7	49.90	5.38
8	54.69	6.81
9	59.43	8.41
10	64.12	10.16
11	68.74	12.07
12	73.29	14.12
13	77.78	16.33
14	82.19	18.69
15	86.52	21.19
16	90.76	23.84
17	94.91	26.63
18	98.97	29.55
19	102.93	32.60
20	106.78	35.79
21	107.82	36.71

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.952 \*\* (Fo factor = 1.022)

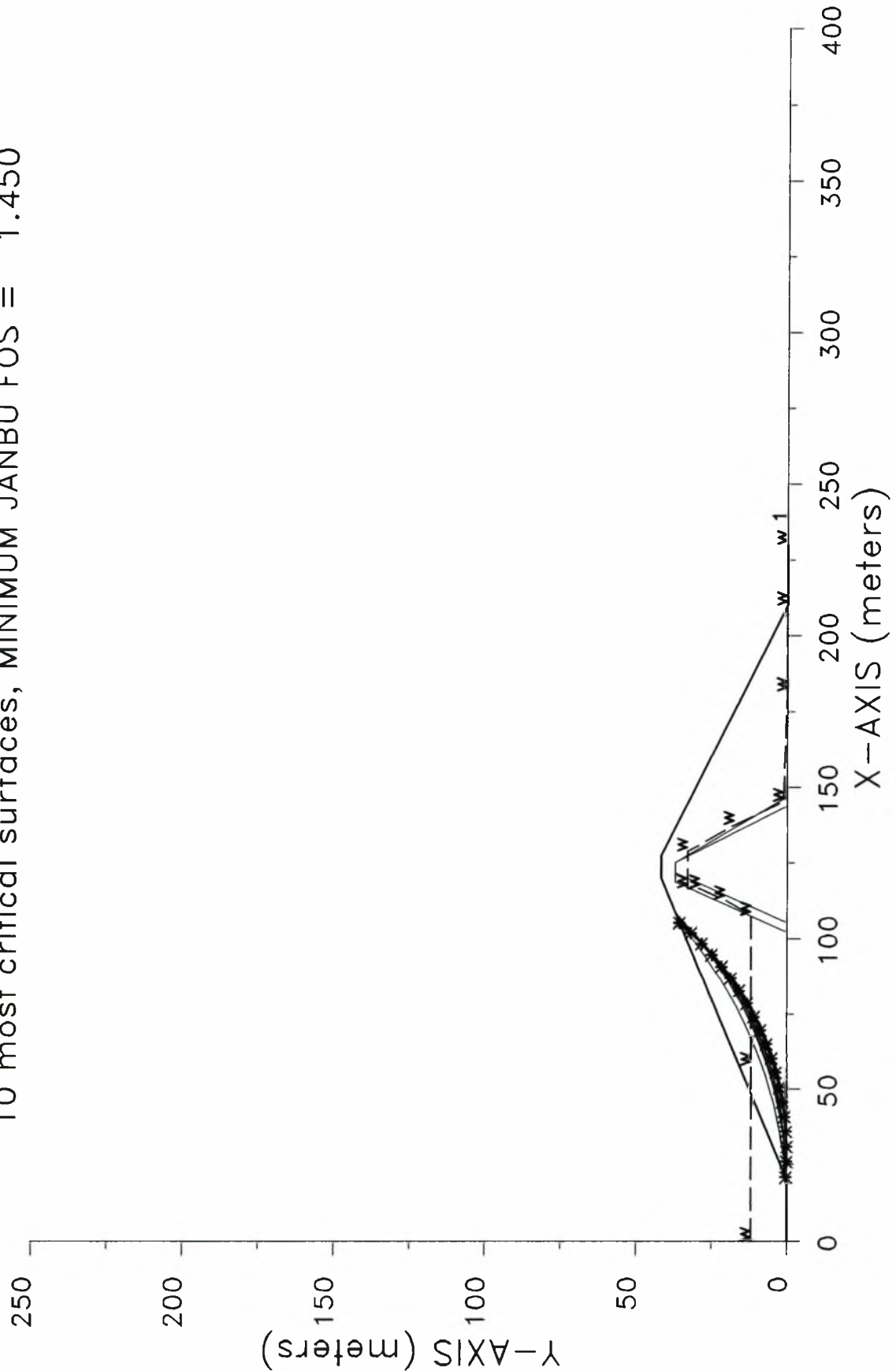
The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : apotomos katabibasmos

	Modified JANBU FOS	Correction Factor	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Available Strength (kN)
1.	1.948	1.031	20.82	105.35	9.097E+03
2.	1.949	1.026	20.41	107.95	8.019E+03
3.	1.949	1.030	20.61	106.89	9.279E+03
4.	1.950	1.025	20.00	108.98	7.917E+03
5.	1.950	1.028	21.22	107.26	8.385E+03
6.	1.950	1.030	20.82	107.13	9.299E+03
7.	1.951	1.029	22.24	105.77	8.339E+03
8.	1.951	1.032	21.02	106.33	9.551E+03
9.	1.951	1.022	20.61	105.31	6.025E+03
10.	1.952	1.022	20.41	107.82	6.680E+03

\* \* \* END OF FILE \* \* \*

sesmos – katabibasmos  
10 most critical surfaces, MINIMUM JANBU FOS = 1.450



```
*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                                       *
*                               Slope Stability Analysis                 *
*                               using the                               *
*                               Method of Slices                       *
*                               *                                       *
*                               Copyright (C) 1992 - 96                 *
*                               Interactive Software Designs, Inc.      *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                *
*                               *                                       *
*                               All Rights Reserved                     *
*                               *                                       *
*                               Ver. 5.200                             96 - 1208 *
*****
```

Problem Description : sesmos - katabibasmus

-----  
SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
-----

5 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	.0	20.0	.0	3
2	20.0	.0	120.0	41.8	1
3	120.0	41.8	127.6	41.8	1
4	127.6	41.8	210.0	.0	1
5	210.0	.0	230.0	.0	3

13 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	.0	102.3	.0	3
2	102.3	.0	118.8	37.1	4
3	118.8	37.1	121.8	37.1	4
4	121.8	37.1	125.3	37.1	4
5	125.3	37.1	147.1	.0	2
6	147.1	.0	210.0	.0	3
7	210.0	.0	230.0	.0	3
8	102.3	.0	105.3	.0	3
9	105.3	.0	121.8	37.1	2
10	121.8	37.1	125.3	37.1	2
11	125.3	37.1	144.1	.0	2
12	144.1	.0	147.1	.0	3
13	105.3	.0	144.1	.0	3

-----  
ISOTROPIC Soil Parameters  
-----

4 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	21.0	22.0	.0	40.00	.000	.0	1
2	20.0	21.0	10.0	25.00	.000	.0	1
3	25.0	26.0	200.0	45.00	.000	.0	1
4	21.0	22.0	.0	38.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 12 coordinate points

\*\*\*\*\*  
PHREATIC SURFACE,  
\*\*\*\*\*

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	11.80
2	57.70	11.80
3	107.70	11.80
4	112.90	20.60
5	116.50	28.80
6	116.60	32.90
7	128.80	32.90
8	137.60	17.60
9	145.30	1.20
10	181.80	.00
11	210.00	.00
12	230.00	.00

A horizontal earthquake loading coefficient of .100 has been assigned

A vertical earthquake loading coefficient of .000 has been assigned

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

1000 trial surfaces will be generated and analyzed.

20 Surfaces initiate from each of 50 points equally spaced  
along the ground surface between x = 20.0 m  
and x = 30.0 m

Each surface terminates between x = 105.0 m  
and x = 135.0 m

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation  
at which a surface extends is y = .0 m

5.0 m line segments define each trial failure surface.

-----  
ANGULAR RESTRICTIONS  
-----

The first segment of each failure surface will be inclined  
within the angular range defined by :

Lower angular limit := -45.0 degrees  
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

\* \* \* \* \* SIMPLIFIED JANBU METHOD \* \* \* \* \*

The 10 most critical of all the failure surfaces examined  
are displayed below - the most critical first

Failure surface No. 1 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.82	.34
2	25.81	.07
3	30.81	.06
4	35.80	.29
5	40.78	.77
6	45.73	1.50
7	50.63	2.47
8	55.48	3.69
9	60.27	5.14
10	64.97	6.83
11	69.58	8.76
12	74.10	10.91
13	78.50	13.29



14	82.77	15.88
15	86.92	18.68
16	90.91	21.68
17	94.76	24.88
18	98.44	28.27
19	101.94	31.83
20	105.26	35.57
21	105.35	35.68

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.450 \*\* (Fo factor = 1.031)

Failure surface No. 2 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.61	.26
2	25.61	.04
3	30.61	.07
4	35.60	.34
5	40.58	.84
6	45.52	1.58
7	50.42	2.55
8	55.28	3.76
9	60.07	5.19
10	64.78	6.85
11	69.41	8.74
12	73.95	10.84
13	78.38	13.16
14	82.70	15.68
15	86.89	18.41
16	90.94	21.33
17	94.85	24.45
18	98.61	27.74
19	102.21	31.22
20	105.64	34.86
21	106.89	36.32

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.452 \*\* (Fo factor = 1.030)

Failure surface No. 3 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.82	.34
2	25.81	.13
3	30.81	.16
4	35.80	.42
5	40.78	.93
6	45.72	1.66
7	50.63	2.64
8	55.48	3.84
9	60.27	5.28
10	64.99	6.94
11	69.62	8.82
12	74.16	10.93
13	78.59	13.24

14	82.90	15.77
15	87.09	18.49
16	91.15	21.41
17	95.06	24.53
18	98.82	27.82
19	102.42	31.29
20	105.85	34.93
21	107.13	36.42

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.453 \*\* (Fo factor = 1.030)

Failure surface No. 4 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	21.02	.43
2	26.01	.10
3	31.01	.03
4	36.01	.21
5	40.99	.64
6	45.94	1.32
7	50.85	2.25
8	55.71	3.43
9	60.51	4.86
10	65.22	6.52
11	69.85	8.42
12	74.37	10.55
13	78.78	12.90
14	83.07	15.48
15	87.22	18.27
16	91.22	21.26
17	95.07	24.46
18	98.75	27.84
19	102.25	31.40
20	105.58	35.14
21	106.33	36.09

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.453 \*\* (Fo factor = 1.032)

Failure surface No. 5 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.41	.17
2	25.41	.32
3	30.39	.67
4	35.36	1.21
5	40.31	1.95
6	45.22	2.89
7	50.09	4.02
8	54.91	5.34
9	59.68	6.85
10	64.38	8.55
11	69.01	10.44
12	73.56	12.51
13	78.03	14.75

14	82.41	17.17
15	86.68	19.77
16	90.85	22.53
17	94.91	25.45
18	98.84	28.53
19	102.65	31.77
20	106.33	35.15
21	107.95	36.76

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.454 \*\* (Fo factor = 1.026)

Failure surface No. 6 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	21.43	.60
2	26.41	.17
3	31.41	.00
4	36.41	.11
5	41.39	.48
6	46.35	1.12
7	51.27	2.02
8	56.13	3.18
9	60.93	4.60
10	65.64	6.28
11	70.25	8.20
12	74.76	10.37
13	79.14	12.78
14	83.39	15.41
15	87.49	18.27
16	91.43	21.35
17	95.20	24.63
18	98.80	28.11
19	102.20	31.78
20	105.40	35.62
21	105.48	35.73

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.455 \*\* (Fo factor = 1.033)

Failure surface No. 7 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	21.22	.51
2	26.22	.51
3	31.22	.73
4	36.20	1.16
5	41.16	1.81
6	46.08	2.68
7	50.97	3.76
8	55.80	5.05
9	60.57	6.55
10	65.27	8.25
11	69.89	10.16
12	74.42	12.27
13	78.86	14.57

14	83.20	17.06
15	87.42	19.74
16	91.52	22.60
17	95.49	25.63
18	99.33	28.84
19	103.03	32.20
20	106.57	35.73
21	107.26	36.48

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.455 \*\* (Fo factor = 1.028)

Failure surface No. 8 specified by 21 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.00	.00
2	24.99	.23
3	29.98	.65
4	34.94	1.25
5	39.88	2.04
6	44.78	3.01
7	49.65	4.16
8	54.47	5.50
9	59.23	7.01
10	63.94	8.70
11	68.58	10.56
12	73.14	12.60
13	77.63	14.81
14	82.03	17.18
15	86.34	19.71
16	90.56	22.40
17	94.67	25.25
18	98.67	28.25
19	102.55	31.40
20	106.32	34.69
21	108.98	37.20

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.455 \*\* (Fo factor = 1.025)

Failure surface No. 9 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	20.61	.26
2	25.59	.77
3	30.54	1.45
4	35.47	2.29
5	40.37	3.29
6	45.23	4.46
7	50.05	5.78
8	54.82	7.27
9	59.55	8.91
10	64.21	10.71
11	68.81	12.67
12	73.35	14.77
13	77.81	17.03

14	82.20	19.43
15	86.50	21.97
16	90.72	24.66
17	94.84	27.49
18	98.87	30.45
19	102.80	33.54
20	105.31	35.66

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.455 \*\* (Fo factor = 1.022)

Failure surface No.10 specified by 20 coordinate points

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	22.24	.94
2	27.24	.84
3	32.24	.97
4	37.23	1.33
5	42.19	1.94
6	47.12	2.77
7	52.01	3.83
8	56.84	5.13
9	61.60	6.65
10	66.29	8.39
11	70.89	10.35
12	75.39	12.52
13	79.79	14.90
14	84.07	17.49
15	88.22	20.27
16	92.24	23.25
17	96.11	26.41
18	99.83	29.76
19	103.39	33.27
20	105.77	35.85

\*\* Corrected JANBU FOS = 1.456 \*\* (Fo factor = 1.029)

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

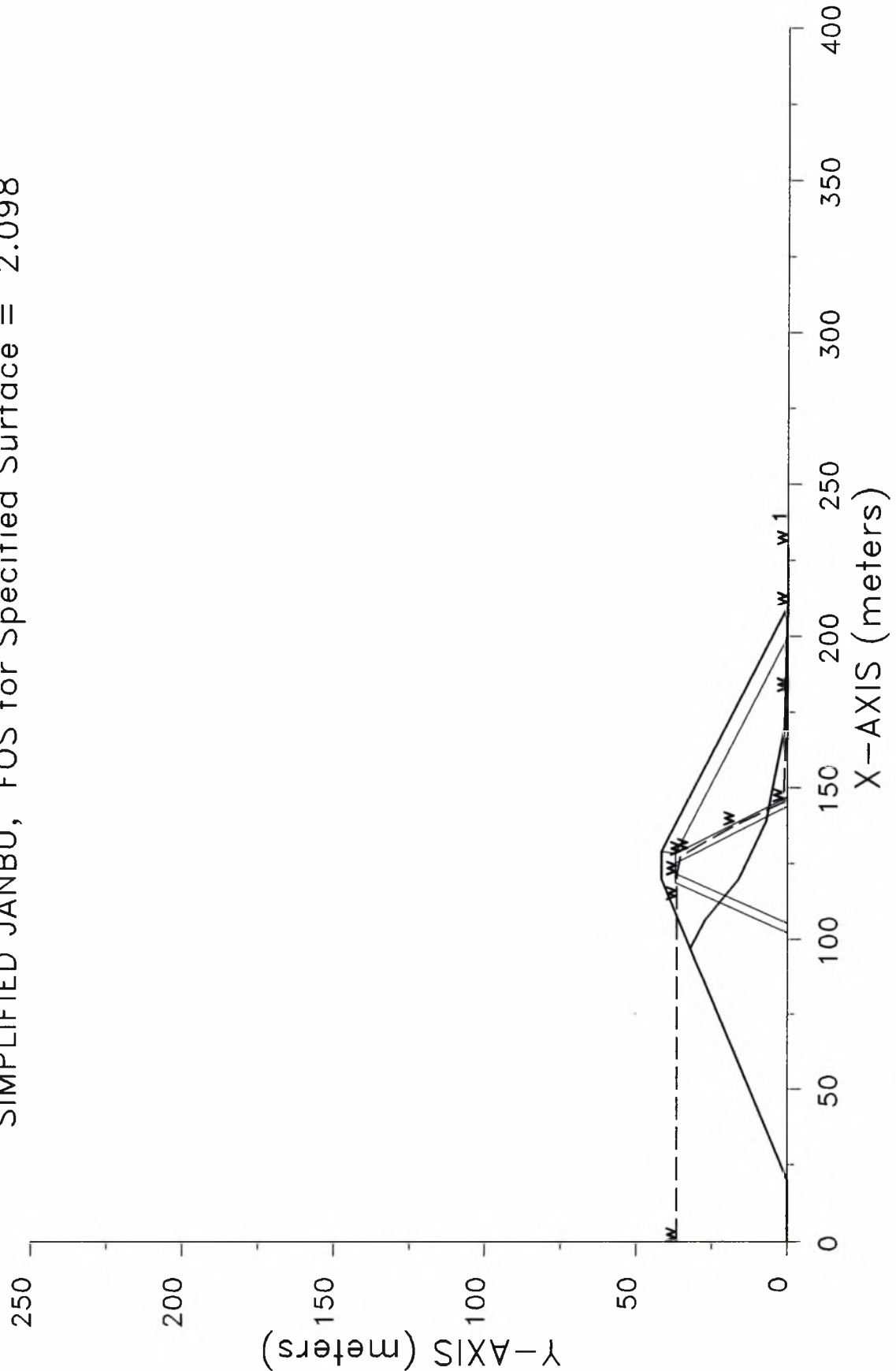
Problem Description : sesmos - katabibasmos

	Modified JANBU FOS	Correction Factor	Initial x-coord (m)	Terminal x-coord (m)	Available Strength (kN)
1.	1.450	1.031	20.82	105.35	8.617E+03
2.	1.452	1.030	20.61	106.89	8.791E+03
3.	1.453	1.030	20.82	107.13	8.811E+03
4.	1.453	1.032	21.02	106.33	9.049E+03
5.	1.454	1.026	20.41	107.95	7.600E+03
6.	1.455	1.033	21.43	105.48	9.182E+03
7.	1.455	1.028	21.22	107.26	7.947E+03
8.	1.455	1.025	20.00	108.98	7.505E+03
9.	1.455	1.022	20.61	105.31	5.712E+03

10.            1.456            1.029            22.24            105.77            7.904E+03

\* \* \*    END OF FILE    \* \* \*

sun8hkes leitourgias  
SIMPLIFIED JANBU, FOS for Specified Surface = 2.098





```
*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                               *
*                               Slope Stability Analysis                *
*                               using the                               *
*                               Method of Slices                        *
*                               *                               *
*                               Copyright (C) 1992 - 96                 *
*                               Interactive Software Designs, Inc.      *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                *
*                               *                               *
*                               All Rights Reserved                     *
*                               *                               *
*                               Ver. 5.200                               96 - 1208 *
*****
```

Problem Description : sun8hkes leitourgias

-----  
SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
-----

5 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	.0	20.0	.0	3
2	20.0	.0	120.0	41.8	1
3	120.0	41.8	129.0	41.8	1
4	129.0	41.8	210.0	.0	5
5	210.0	.0	230.0	.0	3

16 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	.0	102.3	.0	3
2	102.3	.0	118.8	37.1	4
3	118.8	37.1	121.8	37.1	4
4	121.8	37.1	125.3	37.1	2
5	125.3	37.1	128.3	37.1	4
6	128.3	37.1	129.0	41.8	5
7	128.3	37.1	147.1	.0	4
8	128.3	37.1	200.0	.0	1
9	147.1	.0	210.0	.0	3
10	210.0	.0	230.0	.0	3
11	102.3	.0	105.3	.0	3
12	105.3	.0	121.8	37.1	2
13	121.8	37.1	125.3	37.1	2
14	125.3	37.1	144.1	.0	2

15	144.1	.0	147.1	.0	3
16	105.3	.0	144.1	.0	3

-----  
ISOTROPIC Soil Parameters  
-----

5 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	21.0	22.0	.0	40.00	.000	.0	1
2	20.0	21.0	10.0	25.00	.000	.0	1
3	25.0	26.0	200.0	45.00	.000	.0	1
4	23.0	23.0	.0	38.00	.000	.0	1
5	21.0	22.0	10.0	25.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 10 coordinate points

\*\*\*\*\*  
PHREATIC SURFACE,  
\*\*\*\*\*

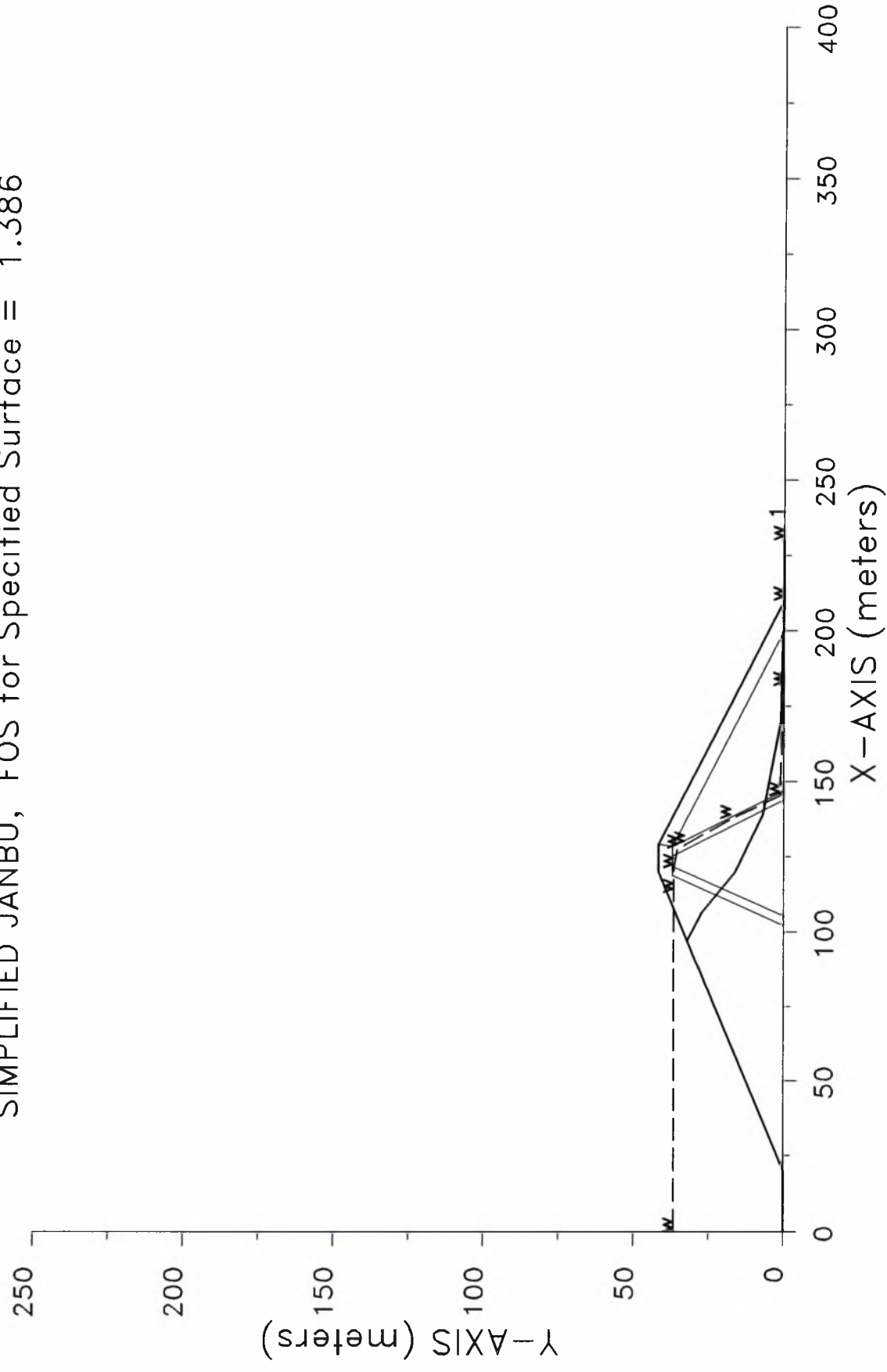
Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	36.50
2	112.90	36.50
3	121.20	36.50
4	127.70	35.30
5	128.80	32.90
6	137.60	17.60
7	145.30	1.20
8	181.80	.00
9	210.00	.00
10	230.00	.00

-----  
A SINGLE FAILURE SURFACE HAS BEEN SPECIFIED FOR ANALYSIS  
-----

Trial failure surface specified by

\*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\* EXECUTION OF STABL ABORTED \*\*\*\*\*  
\*\*\*\*\*

syn8hkes leitourgias—seismo  
SIMPLIFIED JANBU, FOS for Specified Surface = 1.386



```
*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                                       *
*                               Slope Stability Analysis                 *
*                               using the                               *
*                               Method of Slices                       *
*                               *                                       *
*                               Copyright (C) 1992 - 96                 *
*                               Interactive Software Designs, Inc.      *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                *
*                               *                                       *
*                               All Rights Reserved                     *
*                               *                                       *
*                               Ver. 5.200                               96 - 1208 *
*****
```

Problem Description : syn8hkes leitourgias-seismo

-----  
SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
-----

5 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	.0	20.0	.0	3
2	20.0	.0	120.0	41.8	1
3	120.0	41.8	129.0	41.8	1
4	129.0	41.8	210.0	.0	5
5	210.0	.0	230.0	.0	3

16 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	.0	102.3	.0	3
2	102.3	.0	118.8	37.1	4
3	118.8	37.1	121.8	37.1	4
4	121.8	37.1	125.3	37.1	2
5	125.3	37.1	128.3	37.1	4
6	128.3	37.1	129.0	41.8	5
7	128.3	37.1	147.1	.0	4
8	128.3	37.1	200.0	.0	1
9	147.1	.0	210.0	.0	3
10	210.0	.0	230.0	.0	3
11	102.3	.0	105.3	.0	3
12	105.3	.0	121.8	37.1	2
13	121.8	37.1	125.3	37.1	2
14	125.3	37.1	144.1	.0	2

15	144.1	.0	147.1	.0	3
16	105.3	.0	144.1	.0	3

-----  
ISOTROPIC Soil Parameters  
-----

5 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	21.0	22.0	.0	40.00	.000	.0	1
2	20.0	21.0	10.0	25.00	.000	.0	1
3	25.0	26.0	200.0	45.00	.000	.0	1
4	23.0	23.0	.0	38.00	.000	.0	1
5	21.0	22.0	10.0	25.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 10 coordinate points

\*\*\*\*\*  
PHREATIC SURFACE,  
\*\*\*\*\*

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	36.50
2	112.90	36.50
3	121.20	36.50
4	127.70	35.30
5	128.80	32.90
6	137.60	17.60
7	145.30	1.20
8	181.80	.00
9	210.00	.00
10	230.00	.00

A horizontal earthquake loading coefficient of .150 has been assigned

A vertical earthquake loading coefficient of .000 has been assigned

-----  
A SINGLE FAILURE SURFACE HAS BEEN SPECIFIED FOR ANALYSIS  
-----

Trial failure surface specified by  
the following 6 coordinate points :

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	210.00	.00
2	170.00	1.00
3	139.00	7.00
4	119.80	16.20
5	106.60	27.30
6	97.00	32.19

\*\*\*\*\*  
SELECTED METHOD OF ANALYSIS: Simplified Janbu  
\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*  
SUMMARY OF INDIVIDUAL SLICE INFORMATION  
\*\*\*\*\*

Slice	x-base (m)	y-base (m)	height (m)	width (m)	alpha	beta	weight (kN)
1	204.75	.13	2.58	10.51	1.43	27.30	569.3
2	184.75	.63	12.40	29.49	1.43	27.30	7680.3
3	157.02	3.51	23.83	25.95	10.95	27.30	12985.4
4	143.49	6.13	28.19	1.11	10.95	27.30	610.0
5	141.83	6.45	28.73	2.21	10.95	27.30	1252.4
6	139.86	6.83	29.36	1.72	10.95	27.30	1011.2
7	138.30	7.34	29.67	1.40	25.60	27.30	837.9
8	133.30	9.73	29.85	8.60	25.60	27.30	5298.0
9	128.90	11.84	29.96	.20	25.60	.00	126.0
10	128.55	12.01	29.79	.50	25.60	.00	313.8
11	128.00	12.27	29.53	.60	25.60	.00	378.4
12	126.50	12.99	28.81	2.40	25.60	.00	1463.4
13	123.55	14.40	27.40	3.50	25.60	.00	2010.1
14	121.50	15.39	26.41	.60	25.60	.00	333.6
15	120.60	15.82	25.98	1.20	25.60	.00	661.3
16	119.90	16.15	25.61	.20	25.60	-22.68	109.3
17	119.30	16.62	24.89	1.00	40.06	-22.68	533.9
18	116.65	18.85	21.54	4.31	40.06	-22.68	2026.2
19	113.70	21.33	17.83	1.59	40.06	-22.68	626.5
20	112.60	22.25	16.46	.59	40.06	-22.68	213.9
21	109.81	24.60	12.94	4.99	40.06	-22.68	1414.9
22	106.96	27.00	9.35	.72	40.06	-22.68	148.3
23	101.80	29.74	4.45	9.60	26.97	-22.68	939.7

SLICE INFORMATION ... continued :

Slice	Sigma (kPa)	c-value (kPa)	phi	U-base (kN)	U-top (kN)	Q-top (kN)	Delta
1	53.5	10.0	25.00	.0	.0	.0	.00

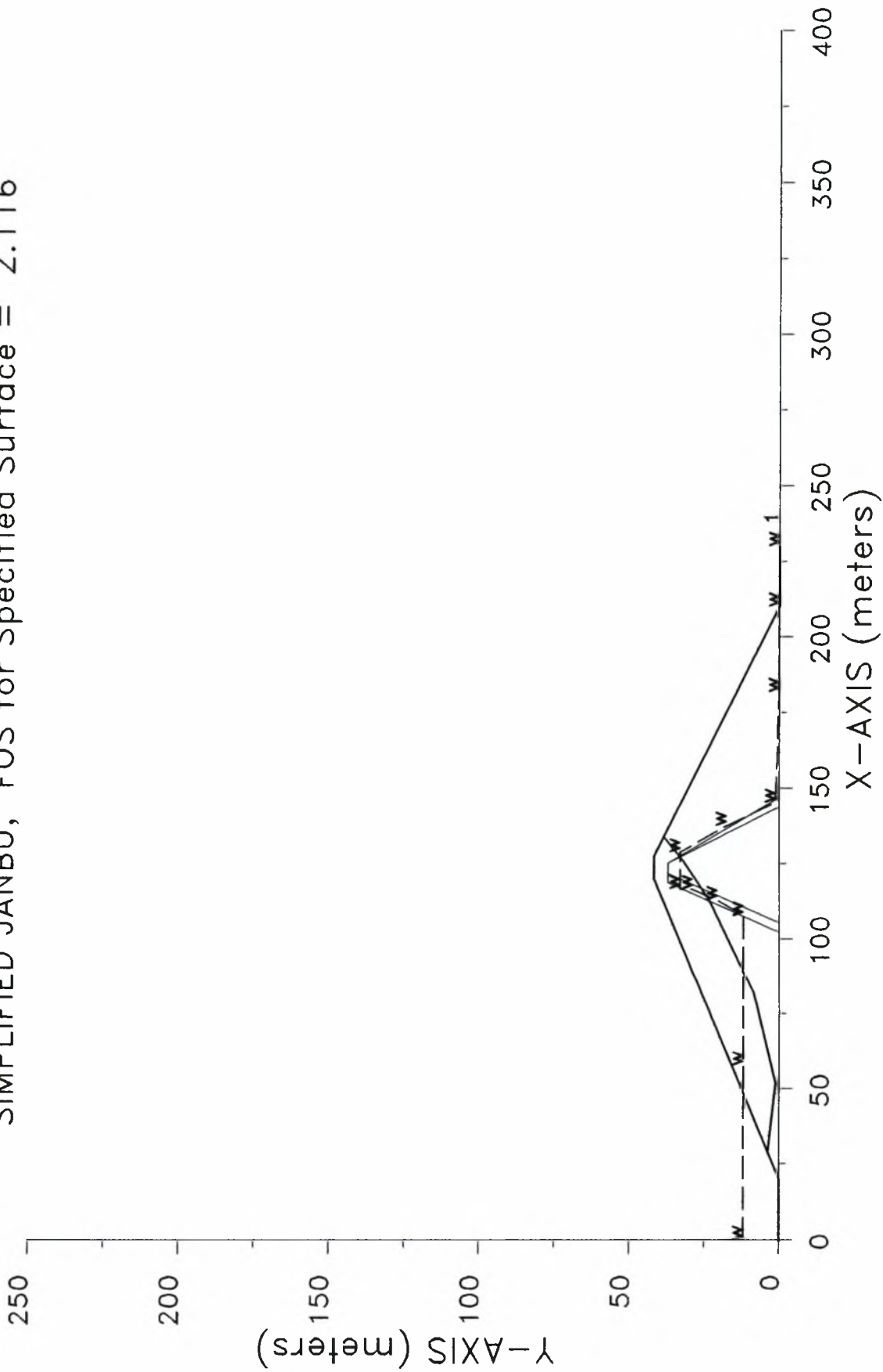
2	256.4	.0	40.00	.0	.0	.0	.00
3	445.7	.0	40.00	.0	.0	.0	.00
4	488.0	.0	40.00	.0	.0	.0	.00
5	500.8	.0	40.00	8.6	.0	.0	.00
6	538.7	10.0	25.00	18.5	.0	.0	.00
7	495.8	10.0	25.00	24.1	.0	.0	.00
8	492.0	10.0	25.00	356.8	.0	.0	.00
9	492.5	10.0	25.00	11.3	.0	.0	.00
10	502.8	10.0	25.00	20.2	.0	.0	.00
11	504.1	10.0	25.00	25.3	.0	.0	.00
12	335.8	10.0	25.00	568.9	.0	.0	.00
13	312.5	10.0	25.00	797.6	.0	.0	.00
14	301.8	10.0	25.00	132.9	.0	.0	.00
15	294.8	10.0	25.00	270.0	.0	.0	.00
16	293.5	10.0	25.00	44.3	.0	.0	.00
17	256.6	10.0	25.00	254.8	.0	.0	.00
18	224.3	10.0	25.00	974.8	.0	.0	.00
19	163.9	.0	38.00	309.2	.0	.0	.00
20	147.7	.0	38.00	108.3	.0	.0	.00
21	109.0	.0	40.00	760.7	.0	.0	.00
22	74.4	.0	40.00	87.8	1.2	.0	.00
23	41.0	.0	40.00	714.0	235.5	.0	.00

For the single specified surface,  
Corrected JANBU factor of safety = 1.386 (Fo factor = 1.046)

Resisting Shear Strength = 250.51E+02 kN



apotomos katabibasmos  
SIMPLIFIED JANBU, FOS for Specified Surface = 2.116



```
*****
*                               X S T A B L                               *
*                               *                                       *
*                               Slope Stability Analysis                 *
*                               using the                               *
*                               Method of Slices                         *
*                               *                                       *
*                               Copyright (C) 1992 - 96                 *
*                               Interactive Software Designs, Inc.      *
*                               Moscow, ID 83843, U.S.A.                *
*                               *                                       *
*                               All Rights Reserved                     *
*                               *                                       *
*                               Ver. 5.200                               96 - 1208 *
*****
```

Problem Description : apotomos katabibasmos

-----  
SEGMENT BOUNDARY COORDINATES  
-----

5 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	.0	.0	20.0	.0	3
2	20.0	.0	120.0	41.8	1
3	120.0	41.8	127.6	41.8	1
4	127.6	41.8	210.0	.0	1
5	210.0	.0	230.0	.0	3

13 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (m)	y-left (m)	x-right (m)	y-right (m)	Soil Unit Below Segment
1	20.0	.0	102.3	.0	3
2	102.3	.0	118.8	37.1	4
3	118.8	37.1	121.8	37.1	4
4	121.8	37.1	125.3	37.1	4
5	125.3	37.1	147.1	.0	2
6	147.1	.0	210.0	.0	3
7	210.0	.0	230.0	.0	3
8	102.3	.0	105.3	.0	3
9	105.3	.0	121.8	37.1	2
10	121.8	37.1	125.3	37.1	2
11	125.3	37.1	144.1	.0	2
12	144.1	.0	147.1	.0	3
13	105.3	.0	144.1	.0	3

-----  
ISOTROPIC Soil Parameters  
-----

4 Soil unit(s) specified

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (kN/m3)	Unit Weight Sat. (kN/m3)	Cohesion Intercept (kPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (kPa)	Water Surface No.
1	21.0	22.0	.0	40.00	.000	.0	1
2	20.0	21.0	10.0	25.00	.000	.0	1
3	25.0	26.0	200.0	45.00	.000	.0	1
4	21.0	22.0	.0	38.00	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 9.81 (kN/m3)

Water Surface No. 1 specified by 12 coordinate points

\*\*\*\*\*  
PHREATIC SURFACE,  
\*\*\*\*\*

Point No.	x-water (m)	y-water (m)
1	.00	11.80
2	57.70	11.80
3	107.70	11.80
4	112.90	20.60
5	116.50	28.80
6	116.60	32.90
7	128.80	32.90
8	137.60	17.60
9	145.30	1.20
10	181.80	.00
11	210.00	.00
12	230.00	.00

-----  
A SINGLE FAILURE SURFACE HAS BEEN SPECIFIED FOR ANALYSIS  
-----

Trial failure surface specified by the following 6 coordinate points :

Point No.	x-surf (m)	y-surf (m)
1	29.00	3.76
2	51.80	1.20
3	81.80	8.40
4	113.00	23.40

5	125.60	31.80
6	134.00	38.55

\*\*\*\*\*  
 SELECTED METHOD OF ANALYSIS: Simplified Janbu  
 \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*  
 SUMMARY OF INDIVIDUAL SLICE INFORMATION  
 \*\*\*\*\*

Slice	x-base (m)	y-base (m)	height (m)	width (m)	alpha	beta	weight (kN)
1	38.61	2.68	5.10	19.23	-6.41	22.68	2157.3
2	50.01	1.40	11.15	3.57	-6.41	22.68	872.8
3	54.75	1.91	12.62	5.90	13.50	22.68	1621.7
4	69.75	5.51	15.29	24.10	13.50	22.68	7888.6
5	85.34	10.10	17.21	7.07	25.68	22.68	2568.0
6	100.75	17.51	16.24	23.76	25.68	22.68	8103.0
7	112.81	23.31	15.49	.37	25.68	22.68	121.2
8	113.80	23.93	15.28	1.60	33.69	22.68	512.1
9	115.55	25.10	14.84	1.90	33.69	22.68	596.1
10	116.55	25.77	14.59	.10	33.69	22.68	31.1
11	116.72	25.88	14.55	.25	33.69	22.68	77.5
12	117.82	26.62	14.27	1.95	33.69	22.68	594.4
13	119.40	27.67	13.88	1.20	33.69	22.68	351.3
14	120.90	28.67	13.13	1.80	33.69	.00	492.5
15	123.55	30.43	11.37	3.50	33.69	.00	820.7
16	125.45	31.70	10.10	.30	33.69	.00	62.4
17	126.28	32.35	9.45	1.37	38.80	.00	268.1
18	127.13	33.03	8.77	.33	38.80	.00	59.9
19	127.40	33.25	8.55	.22	38.80	.00	38.8
20	127.56	33.37	8.43	.09	38.80	.00	15.7
21	130.80	35.98	4.20	6.40	38.80	-26.90	563.9

SLICE INFORMATION ... continued :

Slice	Sigma (kPa)	c-value (kPa)	phi	U-base (kN)	U-top (kN)	Q-top (kN)	Delta
1	65.2	.0	40.00	1730.9	821.7	.0	.00
2	149.4	.0	40.00	366.5	.0	.0	.00
3	161.7	.0	40.00	588.8	.0	.0	.00
4	241.5	.0	40.00	1529.8	.0	.0	.00
5	288.8	.0	40.00	130.9	.0	.0	.00
6	284.4	.0	40.00	.0	.0	.0	.00
7	274.3	.0	38.00	.0	.0	.0	.00
8	255.1	.0	38.00	.0	.0	.0	.00
9	247.1	.0	38.00	5.6	.0	.0	.00
10	247.7	.0	38.00	.0	.0	.0	.00
11	193.8	.0	38.00	20.5	.0	.0	.00
12	207.6	10.0	25.00	144.6	.0	.0	.00
13	206.4	10.0	25.00	74.0	.0	.0	.00

14	198.3	10.0	25.00	89.8	.0	.0	.00
15	179.4	10.0	25.00	101.8	.0	.0	.00
16	167.4	10.0	25.00	4.2	.0	.0	.00
17	157.4	10.0	25.00	9.5	.0	.0	.00
18	151.2	10.0	25.00	.0	.0	.0	.00
19	147.9	10.0	25.00	.0	.0	.0	.00
20	132.7	.0	40.00	.0	.0	.0	.00
21	66.1	.0	40.00	.0	.0	.0	.00

For the single specified surface,  
Corrected JANBU factor of safety = 2.116 (Fo factor = 1.047)

Resisting Shear Strength = 182.49E+02 kN

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. Μελέτη αρδευτικού φράγματος Λιβαδίου, ΑΠΘ
2. Γεωλογική μελέτη, ΑΠΘ
3. Έκθεση τεχνικού συμβούλου Νο 3, ΔΕΗ Διεύθυνση ανάπτυξης υδροηλεκτρικών έργων Κ.Ε.Ψ.Ε. Θεσσαλίας
4. Γεωλογικές συνθήκες δεξιού αντερείσματος, ΔΕΗ Διεύθυνση ανάπτυξης υδροηλεκτρικών έργων - κλάδος μελετών - τομέας γεωλογίας
5. Μελέτη στεγανωτικής επένδυσης δεξιού αντερείσματος και τροποποιημένης διαβάθμισης υλικών φράγματος, ΔΕΗ Διεύθυνση ανάπτυξης υδροηλεκτρικών έργων
6. Χωμάτινες κατασκευές, Θανόπουλος Ιωάννης
7. Τεχνικά έργα υποδομής, Μαραγκός Ν. Χρήστος
8. Earth and Rockfill Dams, Kutzner Christian

