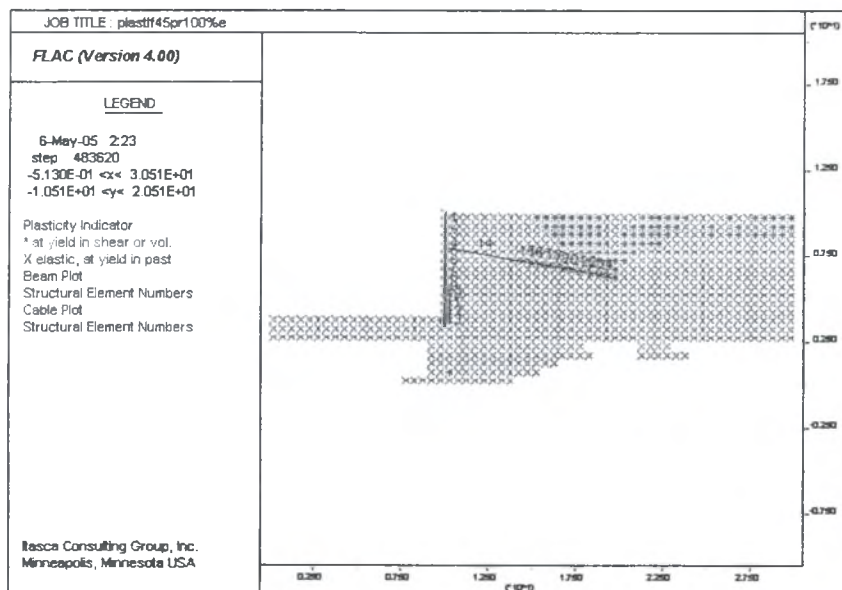


**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ  
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΘΕΜΑ:**

***ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟΥ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ***



**Επιβλέποντες :** Σπ. Κωστόπουλος Αναπλ. Καθηγητής ΠΘ  
Π. Γιαννακόπουλος Αναπλ. Καθηγητής ΠΘ  
Π. Ντακούλας Επικ. Καθηγητής ΠΘ

**Φοιτητής:** Μακρής Νικόλαος

**ΒΟΛΟΣ , ΙΟΥΝΙΟΣ 2005**



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

Αριθ. Εισ.: 4416/1  
Ημερ. Εισ.: 27-06-2005  
Δωρεά: Συγγραφέα  
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ  
2005  
ΜΑΚ

Αφιερωμένη στους γονείς μου Κωσταντία και Μιχάλη.

---

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

---

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 1.    | ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....  | 1  |
| 2.    | Η ΘΕΩΡΗΤΙΚΗ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ .....                                  | 2  |
| 2.1   | Αρχές μεθοδολογία σχεδιασμού.....                               | 2  |
| 2.2   | Κλειστές αναλυτικές μέθοδοι.....                                | 4  |
| 2.2.1 | Αυτοφερόμενα διαφράγματα.....                                   | 4  |
| 2.2.2 | Αγκυρωμένα διαφράγματα.....                                     | 6  |
| 2.3   | Οι παθητικές ωθήσεις.....                                       | 9  |
| 3.    | ΤΟ ΦΥΣΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ .....                                     | 10 |
| 3.1   | Περιγραφή της πειραματικής διάταξης.....                        | 10 |
| 3.2   | Πειραματική διαδικασία.....                                     | 11 |
| 3.3   | Τα αποτελέσματα του φυσικού προσομοιώματος.....                 | 12 |
| 3.4   | Κριτήρια σχεδιασμού.....  | 16 |
| 3.5   | Συμπεράσματα.....   | 17 |
| 4.    | ΤΟ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ .....                                 | 18 |
| 4.1   | Ο κώδικας Flac <sup>2D</sup> .....                              | 18 |
| 4.2   | Το αναλυτικό προσομοίωμα .....                                  | 19 |
| 5.    | ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....                    | 28 |
| 5.1   | Οριζόντιες μετακινήσεις.....                                    | 28 |
| 5.1.1 | Οριζόντιες μετακινήσεις γεωμάζας.....                           | 28 |
| 5.1.2 | Οριζόντιες μετακινήσεις διαφράγματος.....                       | 31 |
| 5.2   | Στροφή διαφράγματος.....  | 43 |
| 5.3   | Κατακόρυφες μετακινήσεις.....                                   | 49 |
| 5.4   | Αξονική δύναμη τένοντα.....                                     | 53 |
| 6.    | ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΡ. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ-<br>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ... | 59 |
| 6.1   | Οριζόντιες μετακινήσεις.....                                    | 59 |
| 6.2   | Στροφή διαφράγματος.....  | 64 |
| 6.3   | Κατακόρυφες μετακινήσεις.....                                   | 65 |

---

|     |  |    |
|-----|--|----|
| 6.4 | Αξονική δύναμη τένοντα.....  | 68 |
| 6.5 | Συμπεράσματα.....  | 69 |
| 7.  | ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΦΥΣΙΚΟΥ-ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ...           | 71 |
| 7.1 | Οριζόντιες μετακινήσεις .....  | 71 |
| 7.2 | Στροφή διαφράγματος .....  | 72 |
| 7.3 | Κατακόρυφες μετακινήσεις .....   | 72 |
| 7.4 | Αξονική δύναμη τένοντα .....   | 73 |
| 7.5 | Αίτια απόκλισης αποτελεσμάτων φυσικού-αριθμητικού προσομοιώματος ..... | 73 |

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

|   |    |
|---|----|
| ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α   | 77 |
| Αποτελέσματα επίλυσης με το κώδικα FLAC <sup>2D</sup> |    |
| ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β   | 91 |
| Ο κώδικας του Flac <sup>2D</sup>                      |    |

---

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θεωρώ τουλάχιστον χρέος μου να ευχαριστήσω τους καθηγητές μου Σπ. Κωστόπουλο, Π. Ντακούλα και Π. Γιαννακόπουλο για την εμπιστοσύνη που μου έδειξαν, καθώς και για τις πολύτιμες γνώσεις που μου προσέφεραν, στα πλαίσια της άψογης συνεργασίας που είχαμε τόσο κατά την εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας όσο και καθ'όλη την διάρκεια των σπουδών μου. Ειδικότερα οφείλω να ευχαριστήσω κατά πρώτο λόγο τον Δρ. Σπ. Κωστόπουλο, Αν. Καθηγητή ΠΘ για την σύλληψη και την ανάλυση του θέματος που πραγματεύεται η παρούσα διπλωματική εργασία, για την βιβλιογραφία που μου διέθεσε, καθώς και για την υπερπολύτιμη βοήθεια του στην τελική διαμόρφωση του κειμένου. Επιπλέον, ευχαριστώ τους Δρ. Π. Ντακούλα Επ.Καθηγητή ΠΘ και Δρ. Π. Γιαννακόπουλο Αν. Καθηγητή ΠΘ για τις κατευθύνσεις και τις συμβουλές που μου έδωσαν σε πολύ κομβικά σημεία της διπλωματικής μου.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καλό μου φίλο Νίκο Καττή, Γεωτεχνικό Πολιτικό Μηχανικό για την πολύτιμη βοήθεια του στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας, τις γνώσεις που μου προσέφερε και τον χρόνο που μου διέθεσε εγκάρδια.

Τέλος, ευχαριστώ τους γονείς μου για την στήριξη που μου παρείχαν με κάθε δυνατό τρόπο καθ'όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

## 1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η παρούσα εργασία αποτελεί συνέχεια της επιστημονικής έρευνας την οποία διεξήγαγε ο Δρ. Σπύρος Κωστόπουλος , Αν. Καθηγητής Π.Θ. , και δημοσιεύθηκε το 1988 στο επιστημονικό περιοδικό **Journal of Geotechnical Engineering** . Θέμα της έρευνας αυτής απετέλεσε η μελέτη των αγκυρωμένων διαφραγμάτων σε φυσικό προσομοίωμα . Θέμα της παρούσας εργασίας αποτελεί η μελέτη των αγκυρωμένων διαφραγμάτων **μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων διαφορών** (Μ.Π.Δ.) .

Η έρευνα η οποία διεξήχθη με την βοήθεια φυσικού προσομοιώματος υπό κλίμακα 1:30, διερεύνησε την συμπεριφορά του συστήματος διάφραγμα-αγκυρωγεωμάζα κατά την διάρκεια της κατασκευής της αντιστήριξης και υπό στατικές συνθήκες εξαιτίας. Παράμετροι αυτής της μελέτης απετέλεσαν, μεταξύ άλλων το βάθος έμπηξης του διαφράγματος , η δύναμη προέντασης στο αγκύριο και το ελεύθερο μήκος του τένοντα (του αγκυρίου). Οι μετρήσεις που πραγματοποιήθηκαν αφορούσαν στις μετακινήσεις της στέψης και του πόδα του διαφράγματος, τις μετακινήσεις της γεωμάζας, τις εδαφικές ωθήσεις στο διάφραγμα και τη δύναμη στο αγκύριο.

Με την βοήθεια του κώδικα πεπερασμένων διαφορών **Flac<sup>2D</sup>** στην παρούσα εργασία διερευνάται διεξοδικά η ίδια διάταξη αντιστήριξης η οποία διερευνήθηκε στο φυσικό προσομοίωμα, με την διαφορά ότι στην αριθμητική προσομοίωση του προβλήματος η διάταξη διερευνάται στις **πραγματικές της διαστάσεις** και όχι υπό κλίμακα 1:30 όπως στο φυσικό προσομοίωμα.

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων του φυσικού και του αριθμητικού προσομοιώματος.

## 2. ΘΕΩΡΗΤΙΚΗ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ

### 2.1 Αρχές-Μεθοδολογία Σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός ενός διαφράγματος ορίζεται από τις εξής αλληλένδετες φάσεις :

- Προσδιορισμός του συνολικού ύψους του διαφράγματος το οποίο αποτελείται από το βάθος εκσκαφής και το βάθος έμπηξης . Όταν υπάρχει έντονη παρουσία υπογείου νερού θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να αποφεύγεται κάθε περίπτωση υποσκαφής
- Εκτίμηση των εδαφικών ωθήσεων λαμβάνοντας κατά περίπτωση υπ'όψιν την παρουσία υπόγειας ροής
- Εκτίμηση των υδατικών πιέσεων λαμβάνοντας κατά περίπτωση υπ'όψη την απώλεια φορτίου λόγω διήθησης υπό την μέγιστη δυνατή στάθμη, που ενδεχομένως επηρεάζεται από την ίδια την εκσκαφή
- Υπολογισμός των καμπτικών ροπών, τεμνουσών και αξονικών δυνάμεων στο διάφραγμα καθώς και των αξονικών δυνάμεων στις πλευρικές στηρίξεις
- Ενδεχόμενη τροποποίηση του βάθους έμπηξης και επανάληψη των προηγούμενων φάσεων
- Εκτίμηση των παραμορφώσεων του διαφράγματος και της αντιστηριζόμενης γεωμάζας
- Διαστασιολόγηση του διαφράγματος και των πλευρικών στηρίξεων
- Έλεγχος της ευστάθειας του συστήματος διάφραγμα γεωμάζα

Το βάθος έμπηξης του διαφράγματος προσδιορίζεται καταρχήν εμπειρικά αναλόγως με την ευκαμψία αυτού τούτου, το είδος και ο αριθμός των πλευρικών

στηρίξεων, καθώς και την φύση του εδάφους και τις υδραυλικές συνθήκες. Υπάρχουν μέθοδοι αναλυτικής εκτίμησης του βάθους έμπηξης οι οποίες προϋποθέτουν την υιοθέτηση ενός μηχανισμού αστοχίας σύμφωνα με τον οποίον θα καθορισθούν οι εδαφικές ωθήσεις στο διάφραγμα τόσο κατά μέγεθος όσο και κατά θέση. Σήμερα με τη χρήση των μεθόδων των πεπερασμένων στοιχείων είναι δυνατό να μελετηθεί ένα σύστημα αντιστήριξης σε όλες τις φάσεις εξαίτισης, προτού προκύψει αστοχία.

Οι εδαφικές ωθήσεις λόγω του γεωστατικού φορτίου δεν εκτιμώνται πάντοτε κατά Rankine, δεδομένου ότι η κατανομή των καθ' ύψος του διαφράγματος επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από τον τρόπο με τον οποίο αυτό μετατίθεται. Η μεταθετότητα αυτή είναι διαφορετική αναλόγως του αν το διάφραγμα είναι εύκαμπτο ή άκαμπτο, αν είναι αυτοφερόμενο ή έχει πλευρικές στηρίξεις και ακόμη τι είδους είναι οι πλευρικές στηρίξεις, ποια είναι η θέση τους και το ιστορικό εισαγωγής των. Διάφοροι ερευνητές έχουν προτείνει διαγράμματα κατανομής των εδαφικών ωθήσεων στο διάφραγμα τα οποία προέρχονται κατά κύριον λόγο από οργανομετρήσεις σε αντηριδωτά άκαμπτα διαφράγματα. Θα πρέπει να τονιστεί στο σημείο αυτό η ασυμβατότητα που προκύπτει στον τρόπο υπολογισμού των εδαφικών ωθήσεων λόγω επιφόρτισης της επιφάνειας και εκείνων λόγω του γεωστατικού φορτίου, εφόσον οι πρώτες εκτιμώνται με βάση την θεωρία της ελαστικότητας.

Οι υδατικές πιέσεις εκτιμώνται με την υπόθεση ότι η παρουσία του υπογείου νερού επιδρά στο σύστημα ως εξής: στο εδαφικό στοιχείο συνυπάρχουν τόσο η άνωση όσο και η πίεση λόγω ενδεχόμενης υπόγειας ροής, ενώ στο διάφραγμα η υδατική πίεση επηρεάζεται από την ενδεχόμενη διήθηση του νερού δια μέσου των εδαφικών πόρων. Παρατηρείται λοιπόν ότι, υπό υδροστατικές συνθήκες, τόσο η ενεργός όσο και η παθητική ώθηση μειούνται εκ του γεγονότος ότι το έδαφος βρίσκεται κατά το μεγαλύτερο μέρος του βυθισμένο στο νερό, άρα υφίσταται την επίδραση της άνωσης. Αντιθέτως, υπό συνθήκες υπόγειας ροής η ενεργός ώθηση αυξάνεται και η παθητική μειώνεται αντιστοίχως κατά τη ποσότητα  $i \cdot \gamma_w$ , όπου  $i$  η υδραυλική κλίση και  $\gamma_w$  το ειδικό βάρος του νερού.

Με την εκτίμηση των εδαφικών ωθήσεων και των υδατικών πιέσεων οι οποίες δρουν στο διάφραγμα κατά τη στιγμή της αστοχίας γίνεται πλέον εφικτή, η εκτίμηση του βάθους έμπηξης εφόσον επιλεγεί το κέντρο περιστροφής καθώς και οι θέσεις των πλευρικών στηρίξεων. Η επάρκεια του βάθους έμπηξης αποτελεί τη σημαντικότερη



ίσως φάση του σχεδιασμού ενός διαφράγματος, καθώς καθορίζει το μέγεθος των πλευρικών στηρίξεων οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν.

## 2.2 Κλειστές αναλυτικές μέθοδοι

### 2.2.1 Αυτοφερόμενα διαφράγματα

#### Μέθοδος Krey

Υποθέσεις μεθόδου:

1. Άκαμπτο διάφραγμα
2. Ανάπτυξη ενεργητικών ωθήσεων στο βάθος της εκσκαφής
3. Εν μέρει ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων στο βάθος έμπηξης μέσω του συντελεστή ασφαλείας  $m$  ως εξής:
  - Προσωρινά έργα  $m= 1.5$
  - Μόνιμα έργα  $m= 2.0$
4. Το κέντρο περιστροφής τοποθετείται σε τέτοια θέση επί του βάθους έμπηξης ώστε να υπάρχει ισορροπία ροπών ως προς τον πόδα του διαφράγματος και ταυτόχρονα ισορροπία οριζοντίων δυνάμεων.

#### Μέθοδος Blum

Στη μέθοδο Blum ισχύουν οι υποθέσεις 1,2,3 της ως άνω μεθόδου Krey. Η διαφορά της με τη προηγούμενη μέθοδο έγκειται στο ότι οι ενεργητικές ωθήσεις διαχωρίζονται από τις παθητικές από μία νοητή ευθεία που σε αυτή τη περίπτωση είναι οριζόντια (στη μέθοδο Krey είναι κεκλιμένη) ενώ οι παθητικές ωθήσεις στο εναπομείνων τμήμα του βάθους έμπηξης υποκαθίσταται από μια οριζόντια δύναμη διερχόμενη από το κέντρο περιστροφής.

Με γνώμονα την εμπειρία έχει παρατηρηθεί ότι τα διαφράγματα αποτελούν αποδεκτή λύση αντιστήριξης σε εδάφη με υψηλή γωνία διατμητικής αντοχής και μικρό ύψος μετώπων. Αντιθέτως όταν κάτω από τη στάθμη εκσκαφής επικρατούν αργιλικά εδάφη ή όταν παρουσιάζεται μεγάλο υδραυλικό φορτίο το απαιτούμενο βάθος έμπηξης αυξάνεται ραγδαία οδηγώντας σε υψηλό κόστος. Το συμπέρασμα αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η ροπή ανατροπής κυριαρχείται από το μέγεθος του υδραυλικού φορτίου, ενώ η ροπή σταθεροποίησης εξαρτάται κατά κύριο λόγο από τη γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους και τη στάθμη του υπογείου νερού κάτω από το πυθμένα εκσκαφής. Επιπλέον για λόγους ασφαλείας η παθητική ώθηση εκλαμβάνεται ως μερικώς κινητοποιούμενη αναλόγως της λειτουργικής ζωής του έργου. Για όλους τους παραπάνω λόγους τα αυτοφερόμενα διαφράγματα χρησιμοποιούνται συνήθως ως προσωρινές κατασκευές αντιστήριξης. Σε άμμους ο υπολογισμός γίνεται σε όρους ενεργών τάσεων. Σε αργίλους αν και ο χρόνος κατασκευής μπορεί να είναι μικρός, θα πρέπει να λογίζονται συνθήκες ενεργών τάσεων, εφόσον η εξισορρόπηση των πιέσεων πόρων μπορεί να επιτευχθεί ταχέως λόγω της εδαφικής αποτόνωσης στη πλευρά των ενεργητικών ωθήσεων και της συμπαρομαρτούσας διόγκωσης στη πλευρά των παθητικών ωθήσεων εξαιτίας της αποφόρτισης και της παρουσίας μακροδομικών χαρακτηριστικών.

Στα όσα εκτέθηκαν προηγουμένως η αναπτυσσόμενη τριβή στη διεπιφάνεια εδάφους-διαφράματος θεωρήθηκε εκ των ουκ άνευ, δεδομένου οι επιφάνειες του διαφράματος προκύπτουν εκ κατασκευής αδρές σε σύγκριση με το μέγεθος των εδαφικών κόκκων. Το μέγεθος της τριβής συστήνεται κατά κανόνα από τους κανονισμούς διαφόρων κρατών ανά τον κόσμο και είναι γενικώς κατώτερο από τη διατμητική αντοχή του εδάφους. Το γεγονός αυτό αποδίδεται εν μέρει στο ότι τέτοιου είδους συστάσεις συχνά αντικατοπτρίζουν αντιλήψεις σε εποχές όπου δεν είχαν ακόμη κατανοηθεί εις βάθος οι διαφορές μεταξύ κορυφαίας (peak) και κινητοποιούμενης (mobilized) αντοχής καθώς και στο ότι η υπόθεση  $\delta < \phi$  προϋποθέτει ανεπαρκή σχετική μετακίνηση εδάφους διαφράματος, ώστε να μην κινητοποιείται πλήρως η τριβή και να γίνεται έτσι εφικτός ο υιοθετούμενος μηχανισμός αστοχίας πρίσματος.

## 2.2.2 Αγκυρωμένα διαφράγματα

### Μέθοδος ελευθέρου άκρου

Υποθέσεις μεθόδου:

1. Αστοχία λόγω ανεπαρκούς βάθους έμπηξης
2. Άκαμπτο διάφραγμα
3. Αμετάθετη αγκύρωση ( λ.χ. προεντεταμένη)
4. Κέντρο περιστροφής στη κεφαλή του αγκυρίου
5. Πλήρης ανάπτυξη ενεργητικών ωθήσεων στο βάθος της εκσκαφής
6. Εν μέρει ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων στο βάθος έμπηξης μέσω ενός συντελεστή μείωσής των, λόγω υπαρκτής μεν, ανεπαρκούς όμως σε μέγεθος μετακίνησης στο κάτω άκρο του βάθους έμπηξης.

### Μέθοδος σταθερού άκρου

Υποθέσεις μεθόδου:

1. Αστοχία λόγω δομικής ανεπάρκειας του διαφράγματος
2. Εύκαμπτο διάφραγμα
3. Αμετάθετη αγκύρωση
4. Πλήρης ανάπτυξη ενεργητικών ωθήσεων στο βάθος εκσκαφής και εν μέρει ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων στο βάθος έμπηξης και από τις δύο πλευρές του διαφράγματος
5. Η παθητική ώθηση στο κάτω άκρο του βάθους έμπηξης (πλευρά αντιστηριζόμενης γεωμάζας), ώθηση η οποία συνεπάγεται την ανάπτυξη μιας ροπής πακτώσεως , υποκαθίσταται από μια δύναμη
6. Η ροπή κάμψεως εκλαμβάνεται ως μηδενική στο σημείο όπου η «καθαρή» ώθηση (ενεργητική-παθητική) επάνω στο διάφραγμα μηδενίζεται

7. Το διάφραγμα διαχωρίζεται σε δύο τμήματα στο σημείο μηδενική καθαρής ώθησης ενώ η δύναμη του ενός τμήματος στο άλλο εκπροσωπείται από μια σημειακή δύναμη (τέμνουσα).

Πέραν των ως άνω μεθόδων σχεδιασμού των αγκυρωμένων διαφραγμάτων έχουν κατά καιρούς προταθεί και άλλες οι οποίες βασίστηκαν σε διαφορετικές υποθέσεις εργασίας που αφορούσαν στη θέση του κέντρου περιστροφής (Tshebotarioff, 1973) ή της πλαστικής άρθρωσης (B. Hansen, 1953), κυρίως όμως στη μείωση των ροπών κάμψεως λόγω ευκαμψίας (Terzaghi-1954, CPZ-1957, GCWS-1966, Danish Rules). Αν και χιλιάδες αγκυρωμένων διαφραγμάτων έχουν υλοποιηθεί παγκοσμίως στη βάση όλων των μεθόδων, πολύ λίγες είναι οι αστοχίες που έχουν καταγραφεί. Το γεγονός αυτό παραπέμπει ευθέως στη παρουσία ιδιαίτερως υψηλών συντελεστών ασφαλείας. Το γεγονός αυτό καθώς και η ευρύτατη πλέον χρήση των προεντεταμένων αγκυρίων οδήγησαν στην υλοποίηση αγκυρωμένων διαφραγμάτων τα οποία συνεπάγονται ιδιαίτερως μικρές μετακινήσεις στην αντιστηριζόμενη γεωμάζα. Ως αποτέλεσμα τίθεται πλέον υπό αμφισβήτηση η αποτελεσματικότητα των μεθόδων σχεδιασμού σε οριακή ισορροπία (Κωστόπουλος, 1997) με έντονη την έφεση προς το σχεδιασμό υπό συνθήκες λειτουργίας κυρίως με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων ενώ η έρευνα σε φυσικά προσομοιώματα συνεχίζεται.

Ιδιαίτερη βαρύτητα στον όλο σχεδιασμό, κατά συνέπεια στην επιτελεσματικότητα του συστήματος με κριτήριο τον έλεγχο των μετακινήσεων του συστήματος, ενέχει ο ορισμός του συντελεστή ασφαλείας στη διατύπωση της εσωτερικής ευστάθειας του συστήματος. τέσσερις είναι οι επικρατούσες σήμερα προτάσεις:

1. Ο συντελεστής ασφαλείας  $F_p$  ορίζεται ως ο λόγος των ροπών σταθεροποίησης προς τις ροπές ανατροπής. Οι ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις λαμβάνουν τις μέγιστες τιμές κατά Rankine. Ο ορισμός του παραπάνω συντελεστή ασφαλείας οδηγεί ευθέως στη μείωση των παθητικών ωθήσεων και εμπεριέχει δύο σκοτεινά σημεία. Πρώτον, η πλήρης κινητοποίηση των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων υπό τη σύγχρονη παρουσία συντελεστή ασφαλείας μεγαλύτερου της μονάδας δεν αντικατοπτρίζει ούτε ένα φυσικό μηχανισμό αστοχίας ούτε τις συνθήκες

λειτουργίας του συστήματος. Δεύτερον, δεν είναι δυνατόν να εγκαθιδρύεται καθεστώς οριακής ισορροπίας εφόσον οι ροπές σταθεροποίησης είναι μεγαλύτερες των ροπών ανατροπής. Πάραυτα, μπορεί μηχανικώς να δικαιολογηθεί η μείωση των παθητικών ωθήσεων δεδομένου ότι αυτές κινητοποιούνται μερικώς υπό συνθήκες λειτουργίας.

2. Ο συντελεστής ασφάλειας  $F_d$  εφαρμόζεται στο βάθος έμπηξης το οποίο υπολογίστηκε με τη μέθοδο του ελεύθερου άκρου υπό πλήρη κινητοποίηση των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων κατά Rankine. Η μέθοδος αυτή δεν συνιστάται λόγω του εμπειρικού χαρακτήρα του συντελεστή ασφαλείας, δεδομένου ότι δεν είναι ορθό να θεωρείται ότι ο τελευταίος παρέχει ασφάλεια έναντι ανατροπής. Συνεπώς όταν επιλεγεί να χρησιμοποιηθεί θα πρέπει να ελέγχεται με τη χρήση άλλων μεθόδων.
3. Ο συντελεστής ασφαλείας  $F_s$  ορίζεται σε όρους διατμητικής αντοχής. Οι παράμετροι αντοχής ( $S_u$ ,  $c'$ ,  $\phi'$ ) διαιρούνται με το συντελεστή ασφαλείας πριν εκτιμηθούν οι ωθήσεις σε πλήρη κινητοποίηση και εν συνεχεία εφαρμόζεται κατά τα γνωστά η ισορροπία ροπών και δυνάμεων. Εκ του γεγονότος ότι ενυπάρχουν διάφορες αβεβαιότητες οι οποίες χαρακτηρίζουν κάθε μία από τις ως άνω παραμέτρους, η μέθοδος εν δυνάμει θα πεπρεπε να εισάγει διαφορετικό συντελεστή για κάθε παράμετρο. Πάραυτα η μικρή σχετική εμπειρία στο ζήτημα οδηγεί στην υιοθέτηση ενός και μόνο συντελεστή ασφαλείας για όλες τις παραμέτρους.
4. Σύμφωνα με τη πρόταση των Burland, Potts και Walsch ο συντελεστής ασφαλείας  $F_r$  ορίζεται όπως και στη περίπτωση του  $F_p$  με τη διαφορά ότι οι ωθήσεις υπεισέρχονται με την «καθαρή» τους τιμή. Η μέθοδος δεν αποτελεί παρά ένα τέχνασμα στο χειρισμό των δυνάμεων και προέκυψε από τη διαπίστωση της απουσίας συγκροτημένης πρότασης στο συσχετισμό των συντελεστών  $F_p$  και  $F_s$ . Οι συγγραφείς υποστηρίζουν ότι η μέθοδος οδηγεί σε γρήγορη αύξηση του συντελεστή ασφαλείας με το βάθος έμπηξης καθώς και σε υψηλότερες τιμές του συντελεστή σε σχέση με άλλες μεθόδους. Αυτό συμβαίνει διότι η ισορροπία των ροπών στο διάφραγμα κάτω από τη στάθμη

εκσκαφής, ως προς τη κεφαλή του αγκυρίου, εκλαμβάνεται ως ισορροπία των ροπών ανατροπής λόγω της αντιστηριζόμενης γεωμάζας άνω της στάθμης εκσκαφής και των ροπών σταθεροποίησης λόγω της γεωμάζας κάτω από τη στάθμη εκσκαφής. Η ύπαρξη συνοχής στη γεωμάζα αφήνει αδιάφορες τις ροπές ανατροπής ενώ αυξάνει τη παθητική ώθηση και μειώνει την ενεργητική με αποτέλεσμα τη παρουσία μιας δύναμης σταθεροποίησης .

### 2.3 Η Κινητοποίηση των παθητικών ωθήσεων

Οι περισσότερες έρευνες μέχρι τώρα έχουν στηριχθεί στη πρόταση του Terzaghi ο οποίος απέδειξε μέσω πειραμάτων, περιστρέφοντας ένα διάφραγμα σε φυσικό προσομοίωμα και καταγράφοντας κάθε φορά το μέγεθος της περιστροφής που χρειάζονταν ώστε να ενεργοποιηθούν οι ωθήσεις του στρώματος της άμμου ενεργητικά ή παθητικά. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα αυτής της σειράς των πειραμάτων έφτασε στο συμπέρασμα ότι οι ενεργητικές ωθήσεις ενεργοποιούνταν με αρκετά μικρές μετακινήσεις ενώ αντίθετα οι παθητικές απαιτούσαν για την ενεργοποίησή τους πολύ μεγαλύτερες μετακινήσεις. Σύμφωνα με αυτά τα συμπεράσματα κατέληξε στη πρόταση ότι μόνο ένα τμήμα των παθητικών ωθήσεων θα πρέπει να χρησιμοποιείται κατά τη φάση σχεδιασμού των διαφραγμάτων. Τα αποτελέσματα του Terzaghi αφορούσαν άμμο η οποία δεν ήταν προφορτισμένη και χαρακτηρίζονταν από ένα συντελεστή εδαφικών ωθήσεων εν ηρεμία  $K_0$  ίσο με 0,43. Πιο πρόσφατα οι Potts και Fourie εκτελώντας μια σειρά αναλύσεων που αφορούσε το ίδιο πρόβλημα αλλά για υπερστερεοποιημένη άργιλο της οποίας ο συντελεστής  $K_0$  έφτανε σε τιμές ίσες ακόμη και με το 2. Υπό αυτές τις συνθήκες απέδειξαν ότι η απαιτούμενη μετακίνηση για τη κινητοποίηση του παθητικού ή του ενεργητικού σταδίου ήταν σχεδόν η ίδια. Βέβαια αυτά τα αποτελέσματα θα πρέπει να αντιμετωπίζονται με αρκετή επιφύλαξη καθώς για τους υπολογισμούς η άργιλος θεωρήθηκε ως γραμμικά ελαστικό υλικό μέχρι που έφτανε στη μέγιστη διατμητική αντοχή της. Συνεπώς σύμφωνα με όλες αυτές τις προσεγγίσεις επί του θέματος των διαφραγμάτων κατανοούμε ότι μια ενιαία αντιμετώπιση του θέματος είναι υποκειμενική αφού οι παράμετροι είναι πάρα πολλές και σημαντικές.

### 3. ΤΟ ΦΥΣΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

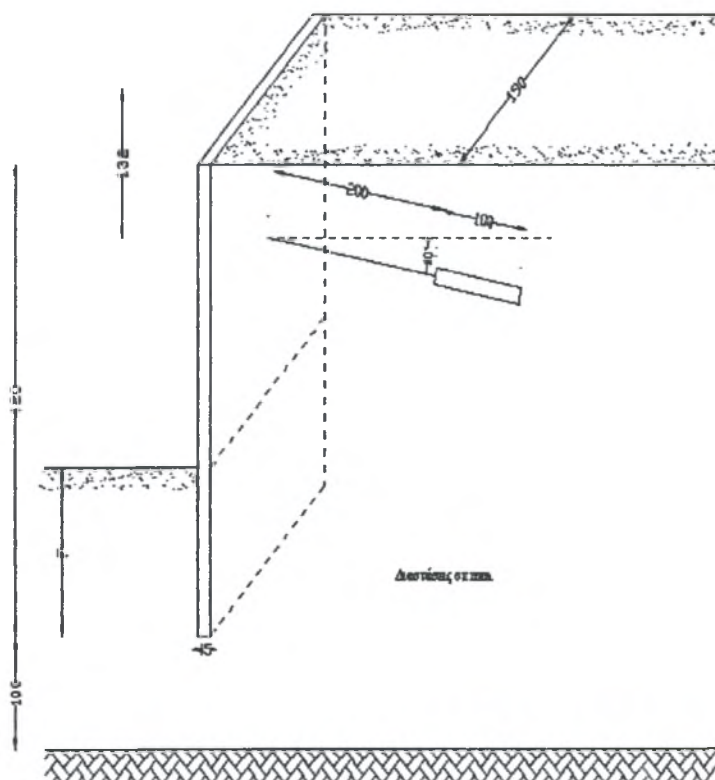
#### 3.1 Περιγραφή της πειραματικής διάταξης

Το φυσικό προσομοίωμα, το οποίο αποτελεί τη βάση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, αποτελείται από ένα μικρό πρωτότυπο διάφραγμα το οποίο έχει τοποθετηθεί μέσα σε ένα πρισματικό δοχείο αποτελούμενο από πλάκες αλουμινίου και γυαλιού. Το διάφραγμα ήταν **απολύτως άκαμπτο** για το εύρος των τάσεων που επικρατούσαν κατά τη διάρκεια του πειράματος. Το όλο σύστημα περιελάμβανε την γεωμάζα, το διάφραγμα και ένα αγκύριο εγκατεστημένο στην γεωμάζα με την κεφαλή του επί του διαφράγματος.

Η γεωμάζα αποτελείται από ομοιόμορφη, καθαρή και ξηρή άμμο η οποία και τοποθετήθηκε μέσα στο δοχείο κατά διαδοχικές στρώσεις πάχους 20 mm εις τρόπον ώστε να συντίθεται ομογενής μάζα. Στο εσωτερικό της μάζας αυτού περιλαμβάνεται ένα σύνολο μικρής διαμέτρου σφαιρίδια μόλυβδου τα οποία κείνται επί δύο κατακόρυφων επιπέδων στις κορυφές τετραγωνικού κανάββου 20x20 mm ώστε να καθίσταται εφικτή η παρακολούθηση των μετακινήσεων με την ραδιογραφική μέθοδο (Roscoe 1968). Δοκιμές αξονομετρικής συμπίεσης που εκτελέστηκαν σε δοκίμια της άμμου, κατέδειξαν τη **σχεδόν γραμμική ελαστική συμπεριφορά** της σε χαμηλά επίπεδα τάσεων και παραμορφώσεων τα οποία επικρατούσαν κατά τη διάρκεια του πειράματος.

Το διάφραγμα αποτελείται από μία πλάκα αλουμινίου τοποθετημένη κατακόρυφα, της οποίας το μέγεθος για το προσομοίωμα βάρους της περιορίστηκε από διάταξη ελατηρίων (ανάρτηση). Η διάταξη αυτή βρέθηκε πειραματικά ότι δεν επηρέαζε σημαντικά τη κίνηση του διαφράγματος. Στη διεπιφάνεια διαφράγματος γεωμάζας τοποθετήθηκαν τρεις (3) μετρητές τάσεως τύπου Cambridge ενώ οι περιοχές επαφής του διαφράγματος με τις γυάλινες επιφάνειες της διάταξης επικαλύφθηκαν με τeflόν. Η τριβή μεταξύ της γεωμάζας και του γυαλιού περιορίστηκε δραστικά από την επάλειψη του γυαλιού με ασετόν.

Ο τένοντας του αγκυρίου προσομοιώθηκε από μικρής διαμέτρου χαλύβδινο έλασμα το οποίο συνδέθηκε μέσω ενός μετρητή τάσεως με το διάφραγμα. Το έλασμα συμπεριφέρονταν γραμμικά ελαστικά για όλο το εύρος της παραμόρφωσής του. Το δεσμευμένο τμήμα του αγκυρίου κατασκευάστηκε από μείγμα άμμου – ρητίνης και τοποθετήθηκε μέσα στη γεωμάζα κατά τη διάρκεια της πλήρωσης της συσκευής με την άμμο.



Σχήμα 1

(Η διάταξη του φυσικού προσομοιώματος)

### 3.2 Η πειραματική διαδικασία

Η διαφοροποίηση του βάθους έμπηξης του διαφράγματος επιτεύχθηκε με την απομάκρυνση διαδοχικών στρωμάτων άμμου κατάντι του διαφράγματος. Μετά το πρώτο στάδιο εκσκαφής το αγκύριο συνδέθηκε με το διάφραγμα και προεντάθηκε. Το πείραμα επαναλήφθηκε για διάφορες τιμές της δύναμης προέντασης. Τα μετρούμενα μεγέθη ήταν μεταξύ άλλων, οι ωθήσεις της γεωμάζας στο διάφραγμα, η δύναμη του

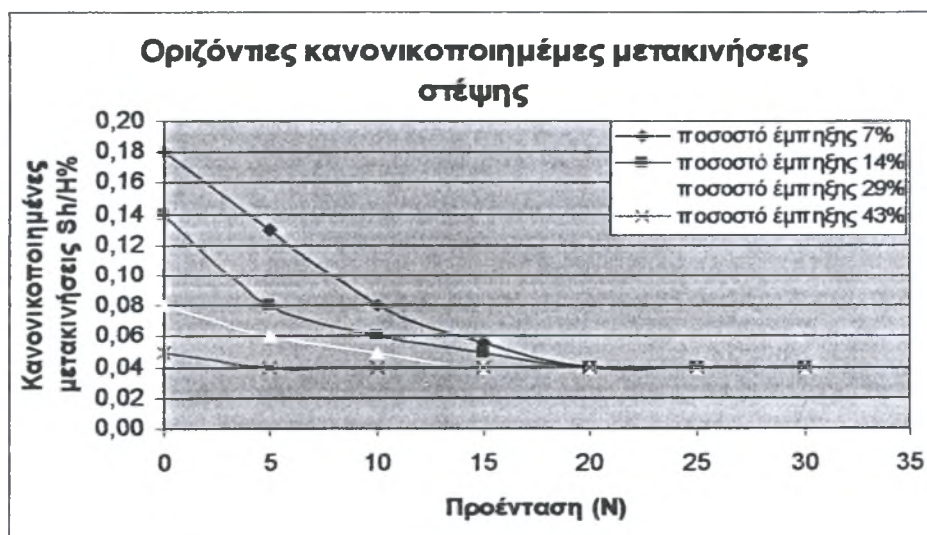


αγκυρίου, η μετακίνηση της στέψης του διαφράγματος και οι μετακινήσεις της άμμου. Το πείραμα επαναλήφθηκε τρεις φορές υπό όσο το δυνατό πανομοιότυπες συνθήκες, για κάθε περίπτωση δύναμης προέντασης και τελικά οι τιμές των μετρήσεων δεν απέκλιναν μεταξύ τους πάνω από 4%.

### 3.3 Τα αποτελέσματα του φυσικού προσομοιώματος

Για να καταστεί δυνατή η σύγκριση των αποτελεσμάτων του φυσικού προσομοιώματος με τα υπάρχοντα δεδομένα οι μετακινήσεις της στέψης του διαφράγματος παρουσιάζονται κανονικοποιημένες ως προς το συνολικό ύψος του.

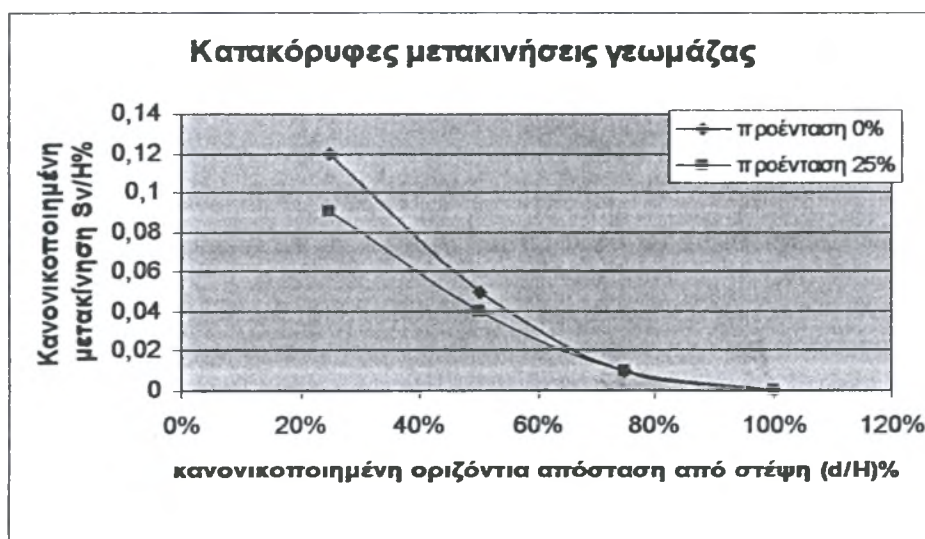
Στο φυσικό προσομοίωμα επαληθεύθηκαν οι μέχρι τώρα θεωρήσεις που έχουν γίνει περί του ζητήματος. Η μείωση του βάθους έμπηξης οδηγούσε στη μετακίνηση του διαφράγματος προς την εκσκαφή καθώς και στη περιστροφή του περί ενός άξονα του οποίου η θέση άλλαζε καθ' ύψος του διαφράγματος. Για όλες τις τιμές του βάθους έμπηξης του διαφράγματος, η αύξηση της δύναμης προέντασης του αγκυρίου είχε ως αποτέλεσμα τη μείωση της μετακίνησης της στέψης του διαφράγματος. Το διάφραγμα σχεδόν ακινητοποιούνταν όταν η δύναμη προέντασης του αγκυρίου λάμβανε τιμή μεγαλύτερη από το 50% της τιμής σχεδιασμού (σχήμα 2).



Σχήμα 2

(Κανονικοποιημένες οριζόντιες μετακινήσεις στέψης συναρτήσει της δύναμης προέντασης του αγκυρίου και του ποσοστού έμπηξης του διαφράγματος )

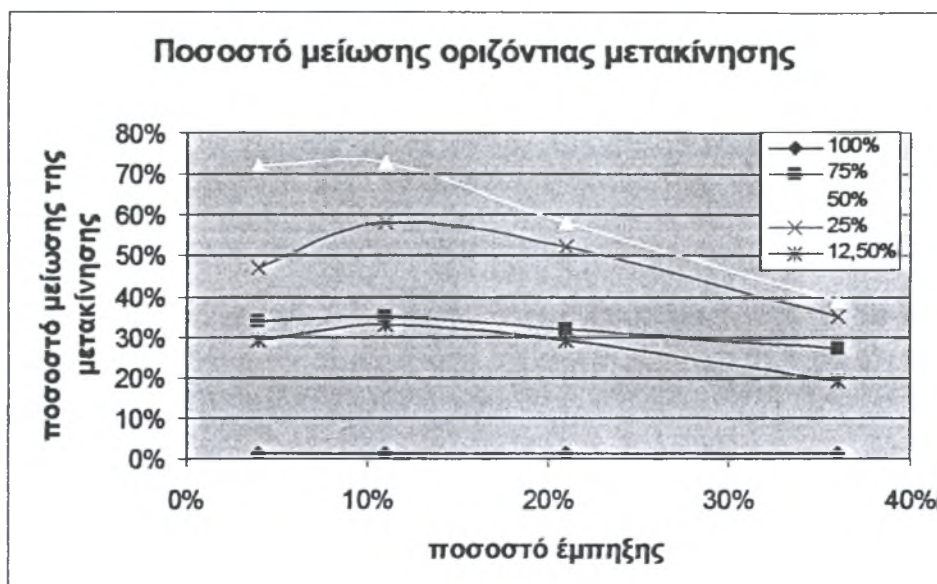
Στη γεωμάζα οι μετακινήσεις αυξάνονταν με τη μείωση του βάθους έμπηξης και μειωνόταν με την αύξηση της δύναμης προέντασης του αγκυρίου. Οι μέγιστες τιμές των μετακινήσεων μετρήθηκαν κατά το μήκος της διεπιφάνειας διαφράγματος - γεωμάζας και κυρίως κοντά στη στέψη του διαφράγματος ενώ μειωνόταν σταδιακά προς το εσωτερικό της γεωμάζας. Ακόμη πολύ μικρές μετακινήσεις μετρήθηκαν περί του δεσμευμένου τμήματος του αγκυρίου όπου εφαρμόζονταν η δύναμη προέντασης. Μικρές κατακόρυφες μετακινήσεις της γεωμάζας μετρήθηκαν περί του άξονα περιστροφής του διαφράγματος ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις στην ίδια περιοχή ήταν ανεπαίσθητες. Στο μέσο του πλάτους του φυσικού προσομοιώματος οι μετρούμενες μετακινήσεις ήταν μεγαλύτερες από αυτές των παρειών πιθανότατα λόγω παρασιτικών φαινομένων. Οι μετακινήσεις της ελεύθερης επιφάνειας της γεωμάζας δεν επεκτάθηκαν σε μεγαλύτερη οριζόντια απόσταση του συνολικού ύψους Η του διαφράγματος ( σχήμα 3).



Σχήμα 3

(Κανονικοποιημένες κατακόρυφες μετακινήσεις συναρτήσει της οριζόντιας απόστασης από τη στέψη και τη δύναμη προέντασης)

Η μέγιστη απόδοση του συστήματος αντιστήριξης (με κριτήριο το μέγιστο ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης της στέψης) επιτεύχθηκε για δύναμη προέντασης του αγκυρίου ίση με το 50% της τιμής σχεδιασμού και για ποσοστό βάθους έμπηξης του διαφράγματος ίσο με 8% του συνολικού ύψους του (σχήμα 4).

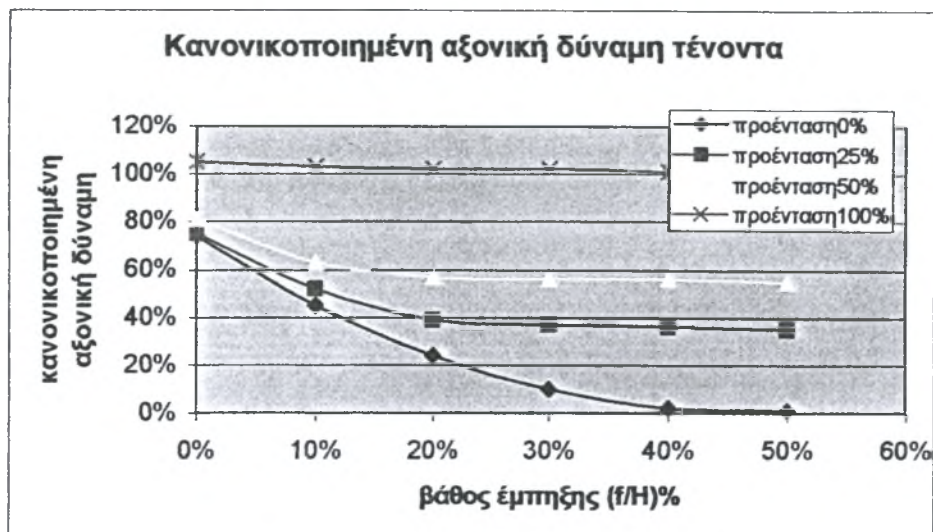


Σχήμα 4

(Ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης της στέψης συναρτήσει της δύναμης προέντασης του αγκυρίου και του ποσοστού έμπηξης του διαφράγματος )

Η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων στο διάφραγμα άλλαζε ανάλογα με το βάθος έμπηξης του διαφράγματος και το βαθμό προέντασης του αγκυρίου. Στο άνω μέρος του διαφράγματος οι ωθήσεις ακολουθούσαν μια σχεδόν υδροστατική κατανομή. Μετά το πρώτο στάδιο της εκσκαφής οι ωθήσεις στο ανώτερο τμήμα του διαφράγματος μειώθηκαν αισθητά. Με την αύξηση της δύναμης προέντασης του αγκυρίου οι ωθήσεις της γεωμάζας στο ανώτερο τμήμα του διαφράγματος αυξήθηκαν. Πιο συγκεκριμένα ο συντελεστής των ωθήσεων αυξήθηκε κατά 40% για την ελάχιστη δύναμη προέντασης ενώ όταν η δύναμη προέντασης έλαβε τιμή ίση με τη τιμή σχεδιασμού η αύξηση έφτασε το 100%.

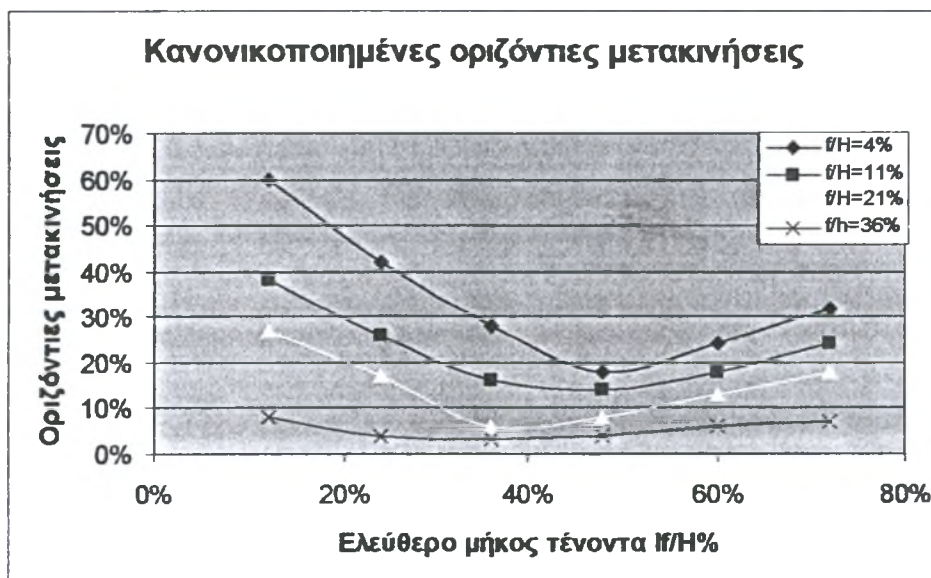
Με τη μείωση του βάθους έμπηξης του διαφράγματος η αξονική δύναμη του αγκυρίου αυξάνονταν. Στη περίπτωση μηδενικής προέντασης του (παθητικό αγκύριο) η αξονική δύναμη του αγκυρίου αυξάνονταν σημαντικά για κάθε βάθος έμπηξης του διαφράγματος μικρότερο από το 30% του συνολικού του ύψους Η. Η αύξηση του βαθμού προέντασης του αγκυρίου είχε ως αποτέλεσμα τη μείωση του ρυθμού αύξησης της αξονικής δύναμης του αγκυρίου συναρτήσει του βάθους έμπηξης(σχήμα 5).



**Σχήμα 5**

(Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη τένοντα συναρτήσει του βάθους έμπτυξης και της δύναμης πρόέντασης)

Εξαιρετικό ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι καμπύλες οριζόντια μετακίνηση της στέψης - βάθος έμπτυξης του διαφράγματος - ελεύθερο μήκος του τένοντα. Παρατηρείται ότι η βέλτιστη απόδοση του συστήματος αντιστήριξης (με κριτήριο τις ελάχιστες μετρούμενες οριζόντιες μετακινήσεις της στέψης) επιτυγχάνεται για τιμές του ελεύθερου μήκους του τένοντα μεταξύ του 35% και 50% του συνολικού ύψους του διαφράγματος ανάλογα με τη τιμή του βάθους έμπτυξης του διαφράγματος.



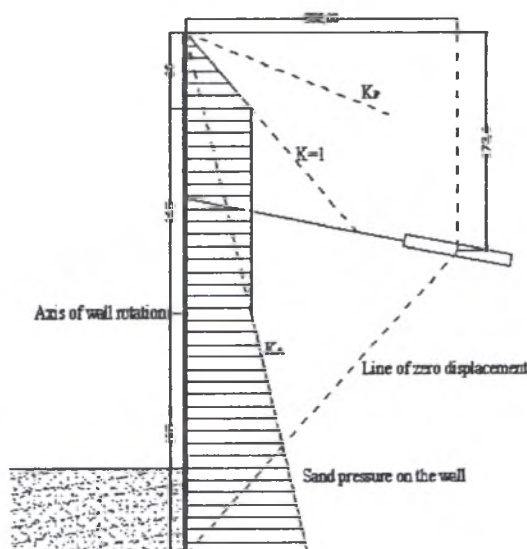
**Σχήμα 6**

(Κανονικοποιημένη οριζόντια μετακίνηση συναρτήσει του βάθους έμπτυξης του διαφράγματος και του ελεύθερου μήκους του τένοντα )

### 3.4 Κριτήρια σχεδιασμού

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του φυσικού προσομοιώματος και για βάθος έμπηξης του διαφράγματος ίσο με 15% του συνολικού ύψους του διαφράγματος Η έγιναν οι εξής παρατηρήσεις :

1. Ο άξονας περιστροφής του διαφράγματος εντοπίστηκε περίπου στο μέσο του συνολικού ύψους του διαφράγματος.
2. Πάνω από τον άξονα περιστροφής του διαφράγματος οι ωθήσεις της γεωμάζας ακολουθούν μια τραπεζοειδή κατανομή, ενώ κάτω από αυτόν ακολουθούν τη θεωρία των ωθήσεων του Rankine δηλαδή το συντελεστή  $K_a$  (σχήμα 6).
3. Οι συνολικές ωθήσεις της γεωμάζας στη διεπιφάνεια εδάφους-διαφράγματος ήταν κατά περίπου 25% μεγαλύτερες από τις τιμές που προέκυψαν σύμφωνα με τη θεωρία του Rankine.
4. Η παραμορφωμένη μάζα της άμμου περιοριζόταν από δύο ευθείες μηδενικής μετακίνησης κατά μήκος των οποίων οι τάσεις των γαιών αναμένεται να είναι μεγαλύτερες στη κατάσταση ηρεμίας.



Σχήμα 7

(Διάγραμμα εδαφικών ωθήσεων στο διάφραγμα για βάθος έμπηξης του διαφράγματος 15% του συνολικού του ύψους Η και προέκταση του αγκυρίου στο 50% της τιμής σχεδιασμού )

### 3.5 Συμπεράσματα

Τα αποτελέσματα του φυσικού προσομοιώματος του αγκυρωμένου διαφράγματος και η ανάλυσή τους οδήγησαν στα εξής συμπεράσματα:

1. Η αλληλεπίδραση εδάφους διαφράγματος υπό συνθήκες λειτουργίας εξαρτάται από το βάθος έμπηξης του διαφράγματος και τη δύναμη προέντασης του αγκυρίου ενώ ο μηχανισμός σταθεροποίησης του αγκυρίου αποτελεί αιτία μετακινήσεων μέσα στη γεωμάζα.

2. Η μετακίνηση της στέψης του διαφράγματος παραμένει σε ανεκτά όρια για τιμή της δύναμης προέντασης του αγκυρίου ίση με το 50% της τιμής σχεδιασμού που υιοθετείται από τις μεθόδους οριακής ισορροπίας.

3. Ο σχεδιασμός των αγκυρωμένων διαφραγμάτων θα πρέπει να πραγματοποιείται για τις συνθήκες λειτουργίας αλλά να ελέγχεται και για συνθήκες τις αστοχίας.

4. Στη περίπτωση που δεν μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε αναλυτικές μεθόδους, μια ανάλυση οριακής ισορροπίας μπορεί να εξασφαλίσει λογικές συνθήκες λειτουργίας και μάλιστα οικονομικά αν τηρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις :

- Οι ωθήσεις της γεωμάζας στο διάφραγμα θα πρέπει να έχουν μια μέση τιμή μεταξύ της κατάστασης ηρεμίας και της ενεργητικής κατάστασης .
- Θα πρέπει να επιβληθεί ένας μερικός συντελεστής ασφαλείας στη μέγιστη τιμή της γωνίας διατμητικής αντοχής του εδάφους ( προτεινόμενη τιμή  $\gamma_{\phi} = 1.2$ ).
- Η δύναμη προέντασης του αγκυρίου θα πρέπει να είναι περίπου ίση με το 50% του φορτίου σχεδιασμού της αγκύρωσης .

## 4. ΤΟ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

### 4.1 Ο κώδικας FLAC<sup>2D</sup>

Το FLAC<sup>2D</sup> είναι ένας κώδικας ανάλυσης γεωτεχνικών κατασκευών που λειτουργεί σε περιβάλλον MS-Windows και χρησιμοποιεί πεπερασμένες διαφορές στον δυσδιάστατο χώρο. Προσφέρει την δυνατότητα ανάλυσης σε δύο διαστάσεις προσομοιώνοντας την συμπεριφορά δυσδιάστατων δομών εδάφους ή και βράχου, καθώς και άλλων υλικών τα οποία εισέρχονται σε περιοχή πλαστικής συμπεριφοράς όταν υπερβληθεί το όριο διαρροής.

Το πρόγραμμα έχει χρησιμοποιηθεί με επιτυχία στην μελέτη και τον σχεδιασμό γεωτεχνικών κατασκευών καλύπτοντας όλο σχεδόν το φάσμα των έργων ενός γεωτεχνικού μηχανικού. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί στις αβαθείς και βαθιές θεμελιώσεις, στην ευστάθεια πρανών, στον σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης και **διαφραγμάτων**, καθώς και σε υπόγεια έργα όπως σήραγγες και υπόγειες κοιλότητες. Τέλος, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση κατασκευών υπό δυναμική καταπόνηση (σεισμικές διεργασίες), αλλά και σε έργα με παρουσία ροής και μεταφορά ενέργειας.

Μία από τις δυνατότητες του FLAC<sup>2D</sup> που το κατατάσσουν στα κορυφαία προγράμματα γεωτεχνικής μηχανικής είναι οι μεθοδολογίες ανάλυσης που διαθέτει. Στο FLAC<sup>2D</sup> μπορεί να επιλεγεί η στατική ανάλυση, η ανάλυση υπόγειων ροών (υδραυλική ανάλυση) ή η μεταφορά θερμότητας /ενέργειας (θερμική ανάλυση), τέλος δε, ανάλογα με την φύση του προβλήματος συνδυασμός των παραπάνω αναλύσεων όλες αυτές μπορούν να υλοποιηθούν τόσο υπό στατικές φορτίσεις όσο και υπό δυναμικές. Τα χαρακτηριστικά αυτά του FLAC<sup>2D</sup> δίδουν στον χρήστη την δυνατότητα εναλλακτικών στρατηγικών προσομοίωσης, όπου όμως όσο πιο πολύπλοκες είναι αυτές τόσο οι απαιτήσεις υπολογιστικής μνήμης και χρόνου αυξάνουν.

Τα πρότυπα μοντέλα συμπεριφοράς που ενσωματώνει το FLAC<sup>2D</sup> είναι δέκα (10), εκ των οποίων τρία αφορούν στην ελαστική συμπεριφορά και έξι στην πλαστική συμπεριφορά της γεωμάζας. Μερικά από τα μοντέλα που χρησιμοποιούνται στην πλαστικότητα είναι εκείνο των Drucker-Prager, των Mohr-Coulomb και το τροποποιημένο μοντέλο Cam-Clay. Είναι γνωστόν ότι η συμπεριφορά του εδάφους παρεκκλίνει από τα όρια της γραμμικής ελαστικότητας ακόμη και για μικρά βήματα φόρτισης, για τον λόγο αυτό τα παραπάνω μοντέλα χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν την κρατυνόμενη ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους και άλλων υλικών μέσων η οποία κατά το δυνατόν προσεγγίζει την πραγματική συμπεριφορά τους. Κάθε ζώνη στον κάρναβο του FLAC<sup>2D</sup> μπορεί να συνίσταται από διαφορετικό

υλικό ή να έχει διάφορες ιδιότητες, να χαρακτηρίζεται δε από συνεχή βαθμωτή ή στατιστική κατανομή οιασδήποτε ζητούμενης ιδιότητας προσδιοριστεί. Επιπλέον, μία διεπιφάνεια ή μία επίπεδη επιφάνεια είναι διαθέσιμες για να αντιπροσωπεύσουν τις ευδιάκριτες επαφές μεταξύ δύο ή περισσότερων τμημάτων του καννάβου στοιχείων. Στις διεπιφάνειες λαμβάνει χώραν ολίσθηση ή και διαχωρισμός, προσομοιώνοντας με αυτόν τον τρόπο την παρουσία ελαττωμάτων, ενώσεων κόμβων ή και τριβή ορίων.

Το πρόγραμμα έχει την ικανότητα αυτόματης δημιουργίας δυσδιάστατου καννάβου/πλέγματος, τα οποία δημιουργούνται με τον χειρισμό και την σύνδεση των προκαθορισμένων μορφών. Το FLAC<sup>2D</sup> παρέχει την δυνατότητα αυτόματης δημιουργίας οποιουδήποτε δυσδιάστατου σχήματος με στόχο την καλύτερη προσομοίωση του καννάβου στο πραγματικό πρόβλημα. Ο δυσδιάστατος χώρος ορίζεται από ένα καθολικό σύστημα συντεταγμένων, στοιχείο που παρέχει ευελιξία στην δημιουργία του προσομοιώματος και ευκολία στον καθορισμό των παραμέτρων των δυσδιάστατων ζωνών.

Το FLAC<sup>2D</sup> μπορεί με αρκετά ικανοποιητικό τρόπο να προσομοιάσει διάφορα είδη φόρτισης, καθώς και το τασικό πεδίο που επικρατεί. Παραδείγματος χάριν, μπορεί να προσομοιάσει το αρχικό εντατικό πεδίο λόγω της βαρύτητας, καθώς και εκείνο λόγω της ύπαρξης ροής. Επίσης, την εφαρμογή συγκεντρωμένων και κατανεμημένων δυνάμεων ή και μετακινήσεων στα σύνορα του εδαφικού περιβάλλοντος. Επιπλέον, έχει την δυνατότητα υπολογισμού ενεργών και ολικών τάσεων ανάλογα με τις απαιτήσεις του χρήστη.

Το FLAC<sup>2D</sup> είναι λοιπόν ένα ισχυρό και χρήσιμο εργαλείο στα χέρια του γεωτεχνικού μηχανικού. Θα πρέπει όμως, τα αποτελέσματα να αντιμετωπίζονται με κριτικό πνεύμα και σκέψη.

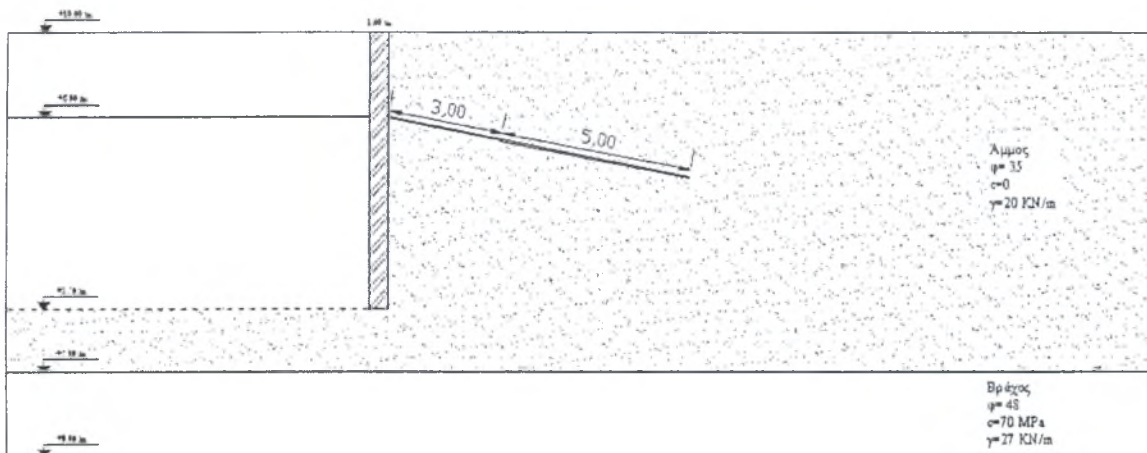
## 4.2 Το αναλυτικό προσομοίωμα

Η σύνθεση του προσομοιώματος προσέβλεψε στην αναλυτική διατύπωση των φαινομένων που διέπουν τα στάδια εκσκαφής και κατασκευής της διάταξης αντιστήριξης του φυσικού προσομοιώματος το οποίο έχει περιγραφεί στο 3ο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, με τη διαφορά ότι η ανάλυση γίνεται σε όρους πραγματικών διαστάσεων και όχι υπό κλίμακα όπως στο φυσικό προσομοίωμα. Σε αυτό το σημείο πρέπει να αναφερθεί ότι η αριθμητική προσομοίωση έγινε υπό κλίμακα 1:2 και όχι υπό κλίμακα 1:1. Η παρέκκλιση αυτή έγινε συνειδητά λόγω των δυσκολιών στη προσομοίωση που προέκυψαν υπό την αρχική κλίμακα 1:1 (Ο κώδικας δεν μπορεί να συγκλίνει όταν υπάρχουν στοιχεία σε επαφή που έχουν



μεγάλη διαφορά δυσκαμψίας όπως αυτά του εδάφους και του διαφράγματος). Με τη παραδοχή αυτή η δυσκαμψία των στοιχείων του διαφράγματος μειώθηκε δραματικά με αποτέλεσμα την ταχύτερη και ακριβέστερη επίλυση του συστήματος μέσω του κώδικα πεπερασμένων διαφορών.

Η διατομή που επελέγη για τη πραγματοποίηση των αναλύσεων ορίζεται από το νοητό επίπεδο επί του οποίου κείται το ακύριο της διάταξης. Πριν τη πραγματοποίηση των αναλύσεων που σκοπό έχουν τη παραμετρική μελέτη της συμπεριφοράς της διάταξης αντιστήριξης πρέπει να προσομοιωθεί το αρχικό βαρυντικό πεδίο της γης. Στο σχήμα 1 παρουσιάζεται ενδεικτικά η τομή της διατομής αναλύσεως.



Σχήμα 1

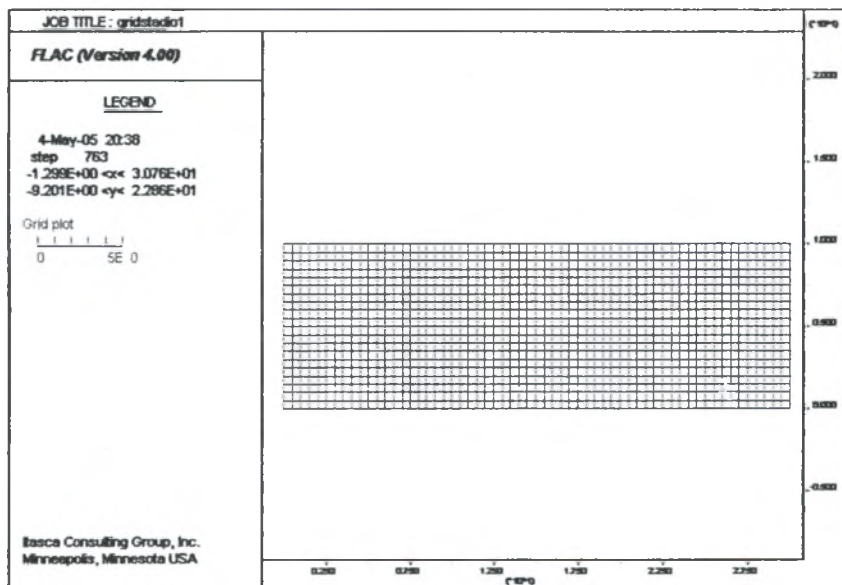
(Διάταξη αριθμητικού προσομοιώματος για  $lf=3\text{ m}$ )

Η μοντελοποίηση της διάταξης περιλαμβάνει οκτώ (8) στάδια επιλύσεων εκ των οποίων τα πρώτα τρία είναι κοινά για όλες τις αναλύσεις.

Στο πρώτο στάδιο δημιουργήθηκε κανάβρος ορθογωνικού σχήματος διαστάσεων 30 m μήκος και 10 m ύψος ο οποίος διακρίνεται σε τετραγωνικά στοιχεία πλευράς 0.5 m. Οι άξονες συντεταγμένων είναι τοποθετημένοι τοιουτοτρόπως ώστε στη βάση του κανάβρου να ορίζεται το μηδενικό υψόμετρο (άξονας y) ενώ κατά το διαμήκη (άξονας x) το σημείο μηδέν βρίσκεται στο αριστερό άκρο του κανάβρου. Η βάση του

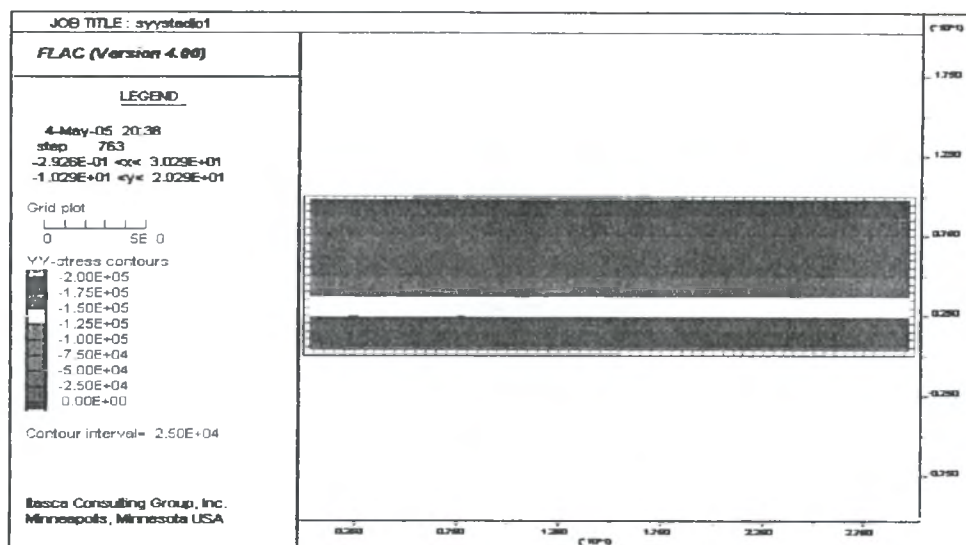
προσομοιώματος δεσμεύεται κινητικά και προς τις δύο διευθύνσεις x,y ενώ τα πλευρικά του σύνορα δεσμεύονται μόνο κατά τη διεύθυνση x. Ο κάναβρος ορίζεται έτσι από 1200 στοιχεία και 1314 κόμβους.

Στη συνέχεια ορίζεται το εύρος των εδαφικών στρώσεων με τις αντίστοιχες ιδιότητές των. Ακολουθεί η πρώτη επίλυση και το μοντέλο έρχεται σε ισορροπία υπό την επίδραση του γεωστατικού πεδίου των τάσεων. Στο μοντέλο δεν εισάγεται στάθμη υπόγειου υδάτινου ορίζοντα και όλες οι αναλύσεις γίνονται υπό στραγγιζόμενες συνθήκες αντικατοπτρίζοντας τις συνθήκες υπό τις οποίες πραγματοποιήθηκε η ανάλυση μέσω του φυσικού προσομοιώματος. Η επίλυση ολοκληρώνεται μετά από μια σειρά υπολογιστικών βημάτων, το πλήθος των οποίων καθορίζεται αυτόματα από το κώδικα ή από το χρήστη εάν το πλήθος των βημάτων δεν επαρκεί για την επίτευξη της απαιτούμενης ακρίβειας. Στο σχήμα 3 παρουσιάζονται οι ισοτιμές των κατακορύφων γεωστατικών τάσεων υπό την επίδραση του βαρυτικού πεδίου.



Σχήμα 2

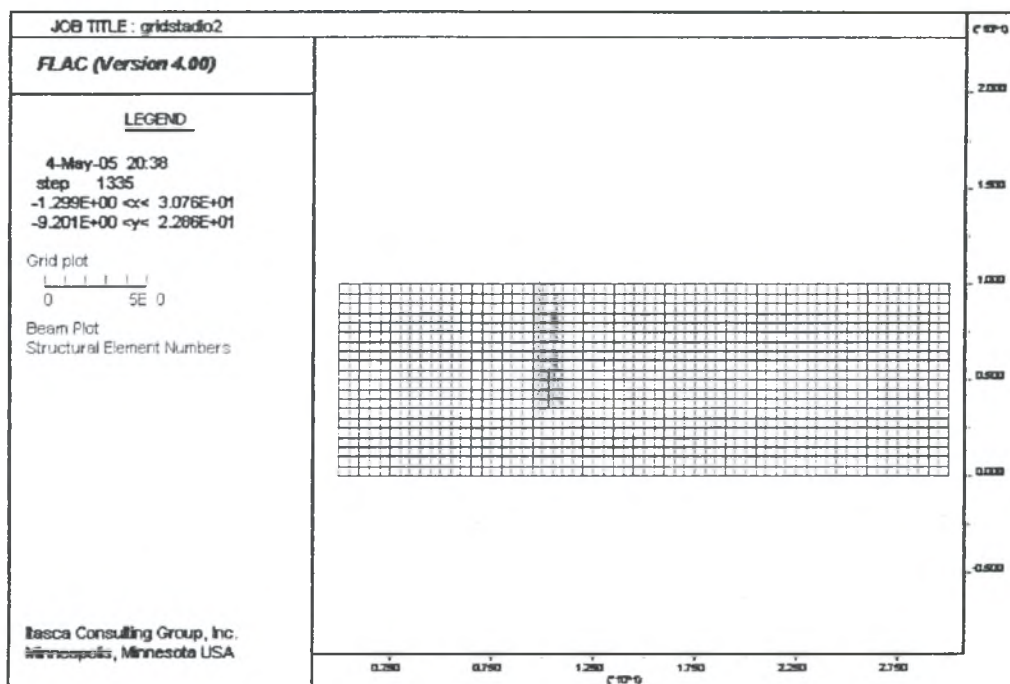
(Ο κάναβρος των στοιχείων στο αρχικό στάδιο επίλυσης )



Σχήμα 3

(Ισοτιμές κατακορύφων γεωστατικών τάσεων με το πρώτο στάδιο ανάλυσης )

Στο δεύτερο στάδιο της ανάλυσης τοποθετείται το διάφραγμα το οποίο αποτελείται από στοιχεία δοκών ( beam elements) ύψους 0.5 m συνδεδεμένα μεταξύ τους απαρτίζοντας έτσι ένα ενιαίο στοιχείο συνολικού ύψους 6.5 m. Οι ιδιότητες του στοιχείου αυτού αντικατοπτρίζουν τις πραγματικές ιδιότητες ενός διαφράγματος πάχους 1.0 m κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η ροπή αδράνειας αυτού καθορίστηκε έπειτα από μια σειρά αναστροφών αναλύσεων κατά τις οποίες λήφθηκε ως δεδομένη η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση της στέψης του διαφράγματος, μετά το πρώτο στάδιο της εκσκαφής, από τα αποτελέσματα του φυσικού προσομοιώματος κανονικοποιημένα στις διαστάσεις του αναλυτικού προσομοιώματος. Η τιμή της ροπής αδράνειας του διαφράγματος ορίστηκε τελικά στα  $3 \text{ m}^4$  τιμή ιδιαίτερα υψηλή για πραγματικές κατασκευές, αλλά απαραίτητη ώστε να αποδοθεί στο διάφραγμα η τιμή της δυσκαμψίας που απαιτείται ώστε να παρουσιάζει την ίδια συμπεριφορά με αυτή του διαφράγματος του φυσικού προσομοιώματος. Αμέσως μετά τη τοποθέτησή του ακολουθεί η δεύτερη επίλυση υπό το βαρυτικό πεδίο ώστε το μοντέλο να έρθει και πάλι σε ισορροπία. Στο σχήμα 4 απεικονίζεται η γεωμετρία του μοντέλου μετά το δεύτερο στάδιο της ανάλυσης.

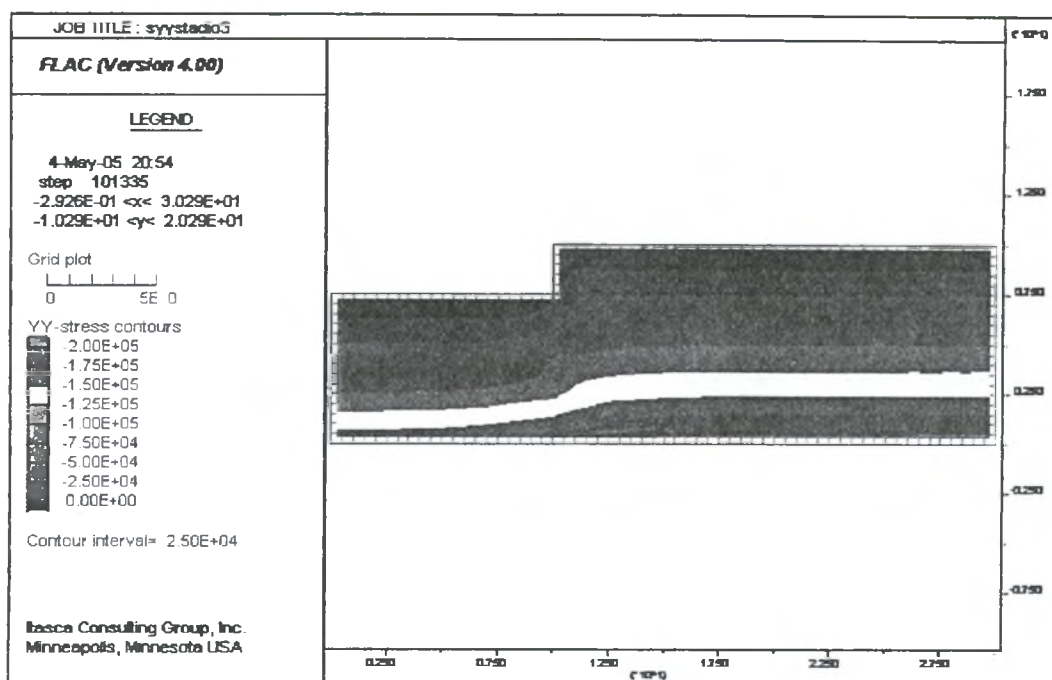


#### Σχήμα 4

(Γεωμετρία αριθμητικού μοντέλου μετά το δεύτερο στάδιο ανάλυσης )

Το τρίτο στάδιο της ανάλυσης περιλαμβάνει το πρώτο στάδιο της εκσκαφής κατάντι του διαφράγματος σε βάθος 2.5 m και κατ' αντιστοιχία για βάθος έμπηξης του διαφράγματος 61.53% επί του συνολικού του ύψους H. Τα στοιχεία του κανάββου που αφαιρούνται ορίζονται ως κενά ( null). Το μοντέλο επιλύεται και πάλι υπό το βαρυντικό πεδίο ώστε το σύστημα να επανέλθει σε ισοροπία.



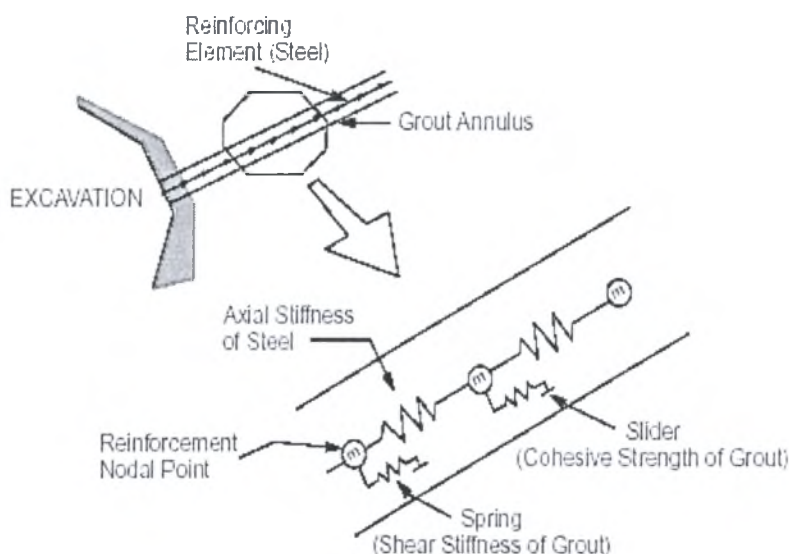


Σχήμα 5

(Ισοτιμές κατακορύφων γεωστατικών τάσεων με το τρίτο στάδιο ανάλυσης)

Κατά το τέταρτο στάδιο εγκαθίσταται το αγκύριο του συστήματος αντιστήριξης το οποίο και προεντείνεται σε εφελκυσμό. Το αγκύριο προσομοιώνεται μέσω δύο στοιχείων cable τα οποία αντιστοιχούν στο ελεύθερο και πακτωμένο (ενεματωμένο) τμήμα του αγκυρίου αντίστοιχα. Το πρώτο τμήμα του αγκυρίου ορίζεται με ιδιότητες ομοιόμορφου υλικού (χάλυβα σταθερής διατομής), η γεωμετρία του οποίου καθορίζεται από τις θέσεις δύο κομβικών σημείων. Ο πρώτος κόμβος του αντιστοιχεί στο κόμβο αρχής και είναι κοινός με το στοιχείο της δοκού με το οποίο συνδέεται. Ο δεύτερος τοποθετείται σε συντεταγμένες ώστε το ελεύθερο τμήμα να έχει το επιθυμητό μήκος και κλίση ως προς την οριζόντο που είναι  $10^0$ . Το στοιχείο του αγκυρίου (cable) συμπεριφέρεται ως “ελαστικό-τέλεια πλαστικό” υλικό που μπορεί να υποστεί ένταση ή συμπίεση δεν είναι όμως σε θέση να φέρει οιαδήποτε καμπτική ροπή. Το δεύτερο τμήμα του αγκυρίου ορίζεται γεωμετρικά από το κόμβο τέλους του πρώτου στοιχείου που είναι ο κόμβος αρχής του και ένα δεύτερο κόμβος ο οποίος τοποθετείται σε συντεταγμένες τέτοιες ώστε το μήκος του να είναι σταθερό 5 m και η κλίση του όμοια με το πρώτο στοιχείο και ίση με  $10^0$ . Το δεύτερο τμήμα του

αγκυρίου προσομοιώνεται ως πλήρως ενεματωμένο και η αντίσταση αναπτύσσεται σταδιακά και κατά μήκος της περιμετρικής του επιφάνειας η οποία αντιστοιχεί στην ενεματωμένη περιοχή της γεωμάζας. Οι παράμετροι που ορίζουν τη συμπεριφορά του ενεματωμένου τμήματος είναι η συνεκτική αντοχή του (cohesive strength of grout) και η διατμητική δυσκαμψία του ενέματος (shear stiffness of grout).



**Σχήμα 6**

(Αναπαράσταση μηχανικής συμπεριφοράς του αγκυρίου )

Μετά τη τοποθέτηση του, το αγκύριο προεντείνεται και το μοντέλο επιλύεται υπό βαρυντικές συνθήκες ώστε να επέλθει η ισορροπία και πάλι.

Στη συνέχεια ακολουθούν τα υπόλοιπα τέσσερα στάδια επίλυσης που αποτελούν και τα τέσσερα στάδια τμηματικής εκσκαφής για ποσοστά έμπτυξης του διαφράγματος αντίστοιχα 46.15%, 30.76%, 15.38% και 7.69%. Μετά από κάθε στάδιο εκσκαφής το σύστημα επιλύεται ώστε να επέλθει η ισορροπία.

Ο καταστατικός νόμος συμπεριφοράς και οι ιδιότητες των υλικών υπαγορεύουν το είδος της απόκρισης του προσομοιώματος σε κάποια εξαίτηση (π.χ φόρτιση, εκσκαφή). Ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες μη-γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών είναι το καθεστώς των τάσεων. Το τελευταίο καθορίζει την θραύση του εδαφικού μέσου και δεν μπορεί να προσδιορισθεί με χρήση κριτηρίων όπως η αντοχή σε θλίψη και ελκυσμό.

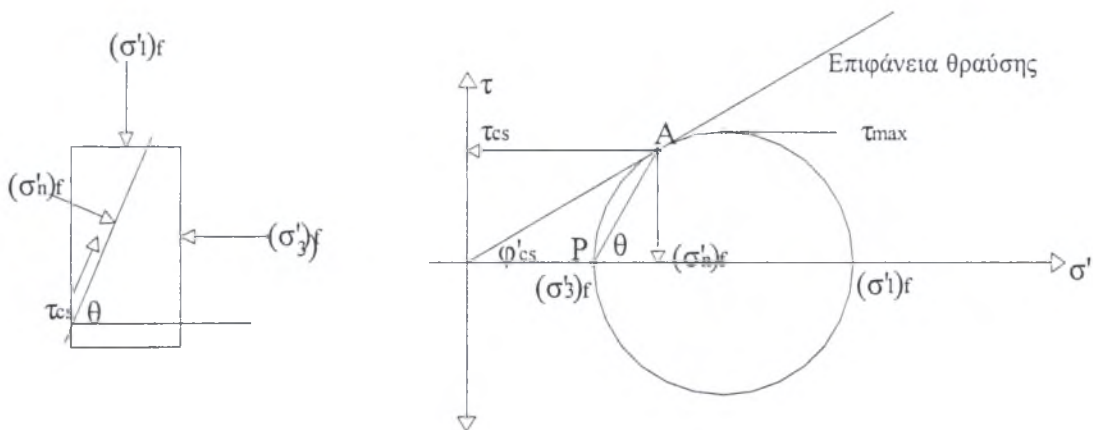
Το κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιήθηκε στις επιλύσεις είναι εκείνο των Mohr-Coulomb, το οποίο βασίζεται στον θεμελιώδη νόμο τριβής του Coulomb. Σύμφωνα με το κριτήριο αυτό η διατμητική αντοχή αυξάνει αυξανόμενης της ορθής τάσης στο επίπεδο θραύσης (σχήμα 7).

Μαθηματικώς το κριτήριο εκφράζεται από την ακόλουθη σχέση

$$\tau = c + \tan \varphi$$

από την οποία προκύπτει η σχέση :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi$$



**Σχήμα 6**

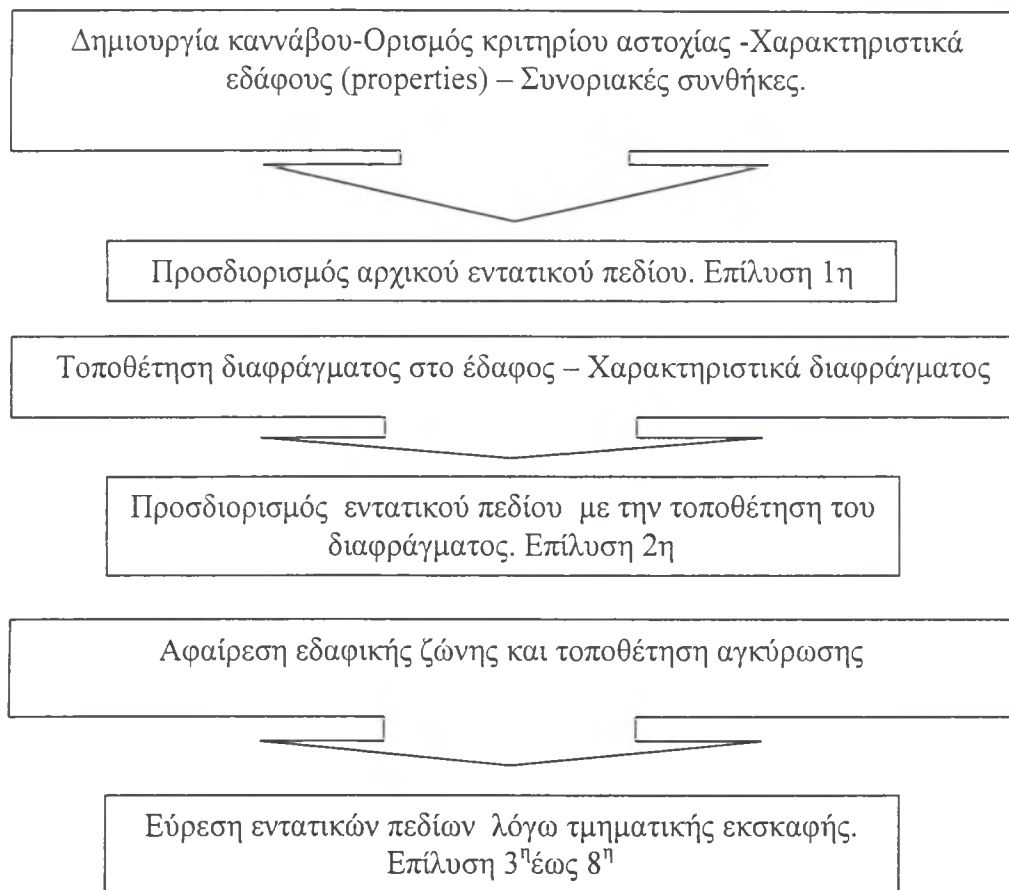
(Απεικόνιση του κριτηρίου τριβής Mohr-Coulomb στο επίπεδο ορθής τάσης και διατμητικής αντοχής)

Πλεονέκτημα του κριτηρίου Mohr-Coulomb αποτελεί η αποδεδειγμένη ισχύς του για πολλές κατηγορίες εδαφών.

Οι παράμετροι που απαιτούνται για την χρήση του παραπάνω κριτηρίου αστοχίας είναι οι ακόλουθες :

- K : μέτρο διόγκωσης
- G : μέτρο διάτμησης
- c : συνοχή
- φ : γωνία εσωτερικής τριβής
- ψ : γωνία διαστολής
- σ<sup>t</sup> : οριακή τάση εφελκυσμού

Η πορεία επίλυσης του προβλήματος δίδεται σχηματικά στο ακόλουθο σχήμα 7.



**Σχήμα 7**

(Δομή αριθμητικού προσομοιώματος)



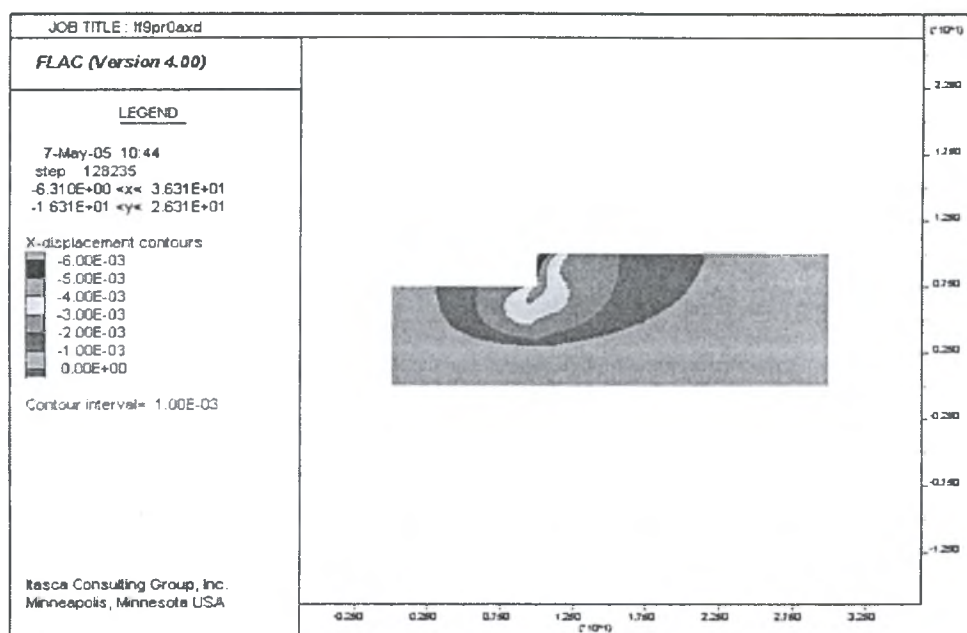
## 5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων υπό μορφήν πινάκων και διαγραμμάτων, έτσι ώστε να καταστεί δυνατή και ευχερέστερη η επεξήγηση και τεκμηρίωσή των. Επιλέγεται μία από τις εξεταζόμενες μεταβλητές (οριζόντιες μετακινήσεις διαφράγματος, κατακόρυφες μετακινήσεις της γεωμάζας, αξονική δύναμη τένοντα, στροφή διαφράγματος) και εν συνεχεία παρουσιάζεται η επιρροή της κάθε μεταβλητής από τις τρεις επιλεγμένες παραμέτρους της ανάλυσης (βάθος έμπηξης, ελεύθερο μήκος τένοντα, δύναμη προέντασης).

### 5.1 Οριζόντιες μετακινήσεις

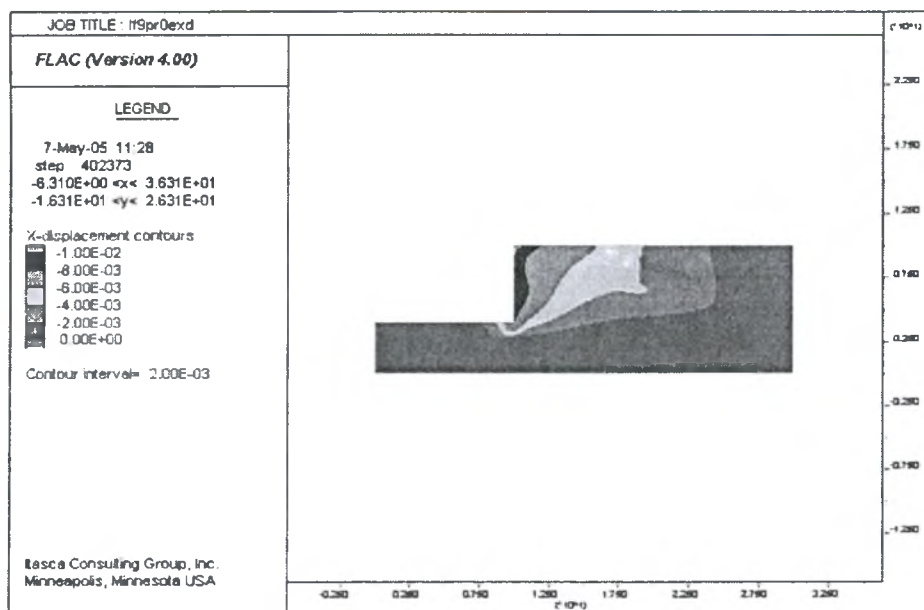
#### 5.1.1 Οριζόντιες μετακινήσεις της γεωμάζας

Ως ανεμένετο, οι μετακινήσεις της γεωμάζας αυξάνονται με το βάθος εκσκαφής όσο μειώνεται το βάθος έμπηξης του διαφράγματος. Οι υψηλότερες μετακινήσεις καταγράφονται περί το διάφραγμα και εκτείνονται μέσα σ'ένα πρίσμα του οποίου η κάτω πλευρά κλίνει υπό γωνία μεγαλύτερη της  $45+\Phi/2=62^\circ$  ως προς την οριζόντια, εφόσον δεν έχει ενεργοποιηθεί πλήρως ο μηχανισμός αστοχίας κατά Rankine (σχήμα 1). Καθώς το βάθος έμπηξης μειώνεται και η εκσκαφή βαθαίνει, η ως γωνία πλησιάζει την τιμή των  $62^\circ$  η οποία συναρτάται με τριγωνική μορφή αστοχίας (σχήμα 2).



Σχήμα 1

(οριζόντιες μετακινήσεις για βάθος έμπτυξης 61.54% $H$ , ελεύθερο μήκος τένοντα 9m και μηδενική προένταση)



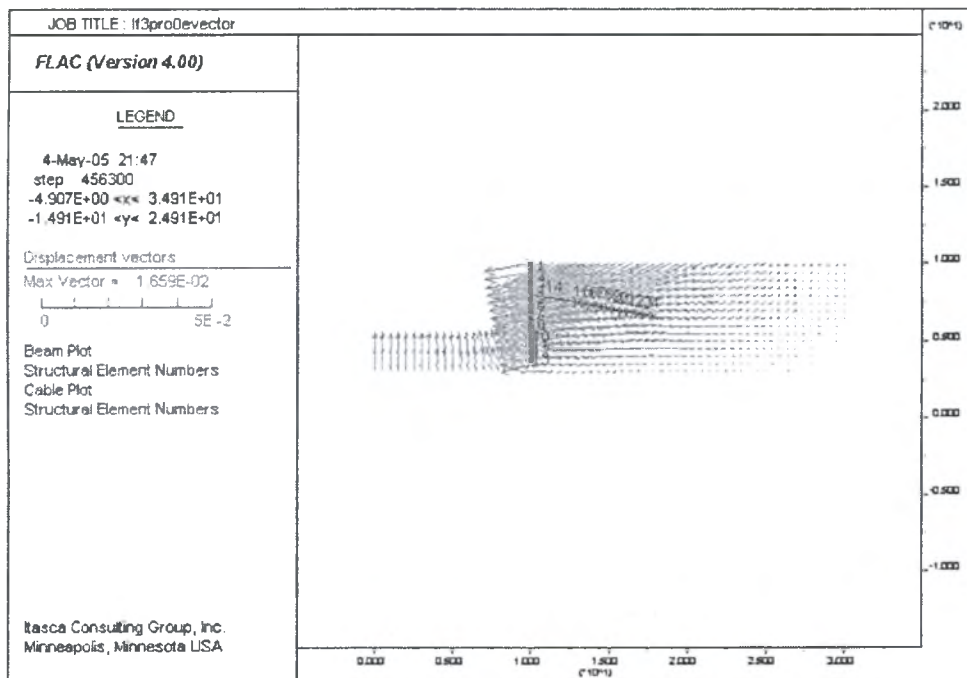
Σχήμα 2

(οριζόντιες μετακινήσεις για βάθος έμπτυξης 7.69% $H$ , ελεύθερο μήκος τένοντα 9m και μηδενική προένταση)

Η μορφολογία του πεδίου μετακινήσεων κατά την διεύθυνση  $x$  διατηρεί την παραπάνω μορφή για κάθε βαθμό προέντασης, ελεύθερο μήκος τένοντα και βάθος έμπηξης του διαφράγματος με μικρές όμως αποκλίσεις. Οι τιμές των μέγιστων μετακινήσεων διαφέρουν κατά περίπτωσιν αναλόγως των τιμών που έχουν οι επιλεγείσες παραμέτροι της ανάλυσης.

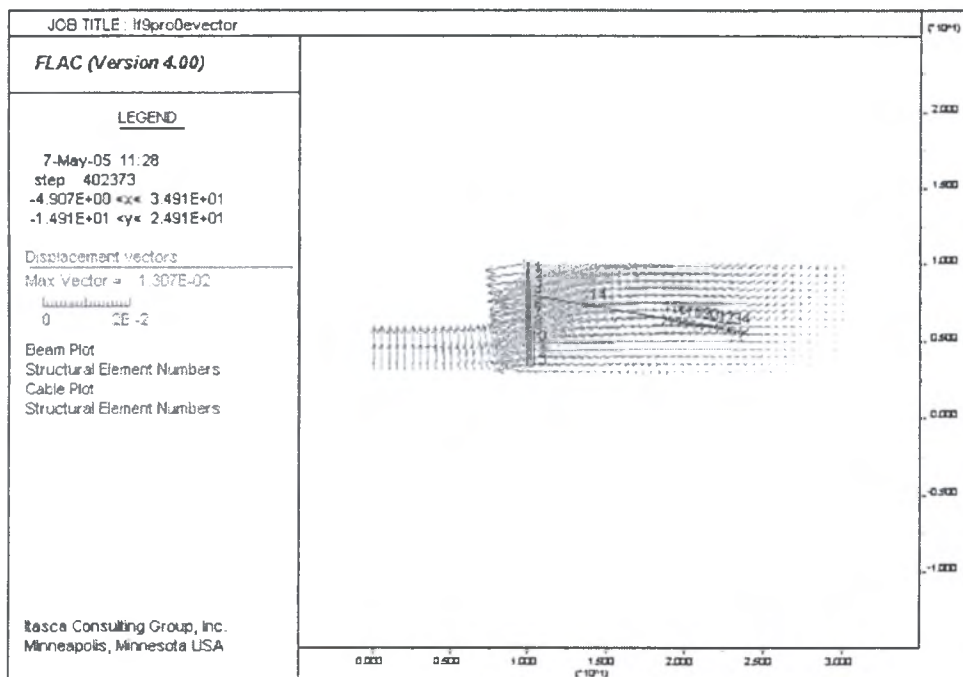
Στα σχήματα 2α και 2β παρουσιάζονται οι μετακινήσεις σε διανυσματική μορφή για το μέγιστο βάθος εκσκαφής και ελεύθερο μήκος τένοντα 3 και 9m.

Εν συνεχεία παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις οριζόντιες μετατοπίσεις του διαφράγματος και η σχέση τους με τις παραμέτρους της ανάλυσης.



Σχήμα 2α

(Διανύσματα μετακινήσεων για βάθος έμπηξης 7.69%H, ελεύθερο μήκος τένοντα 3m και μηδενική προένταση)

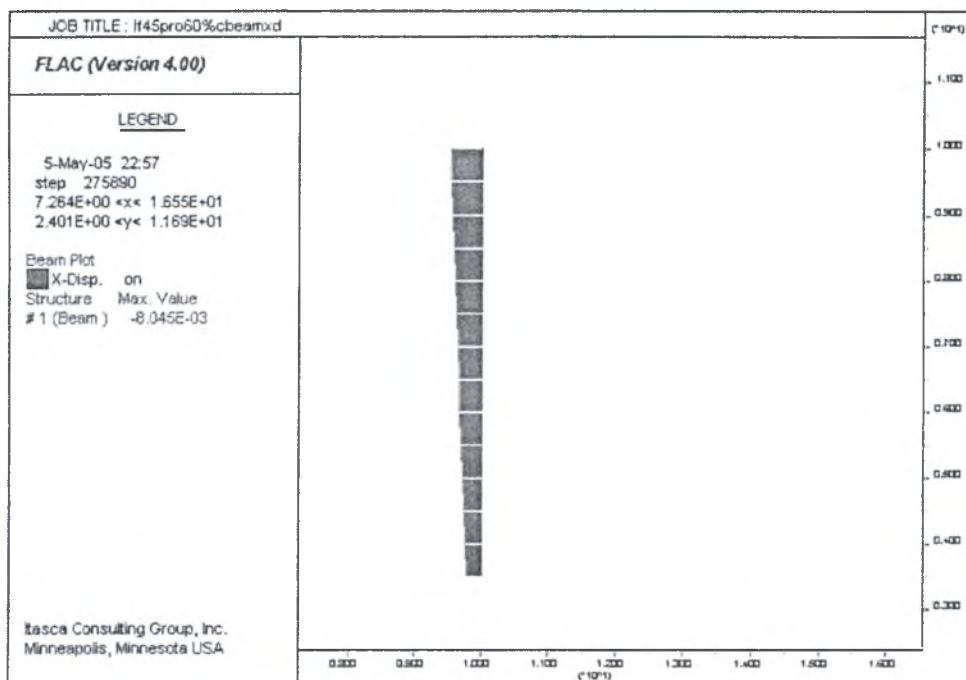


Σχήμα 2β

(Διανύσματα μετακινήσεων για βάθος έμπηξης 7.69%H, ελεύθερο μήκος τένοντα 9m και μηδενική προένταση)

### 5.1.2 Οριζόντιες μετακινήσεις του διαφράγματος

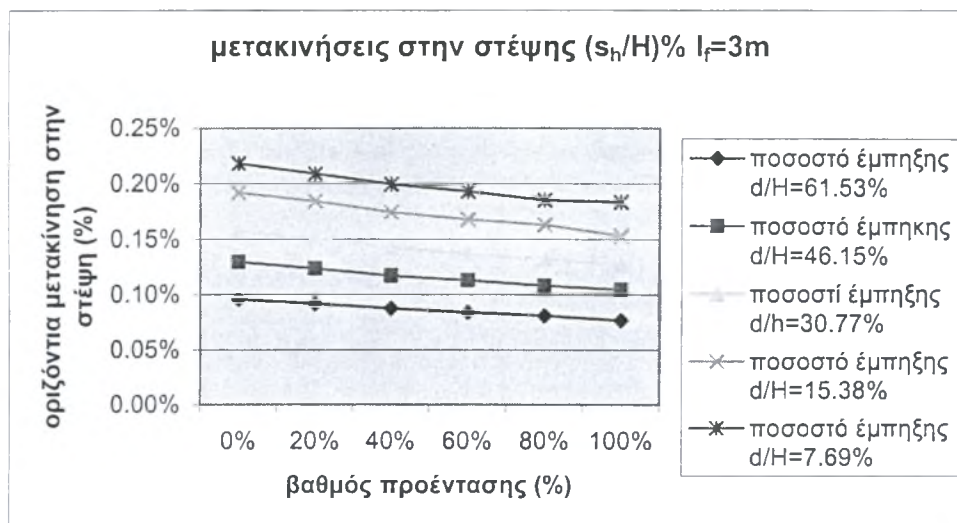
Όπως φαίνεται και στο σχήμα 3 οι μετακινήσεις του διαφράγματος ακολουθούν μια τραπεζοειδή κατανομή κατά το ύψος του (εφόσον αυτό εκλαμβάνεται ως άκαμπτο) με την μέγιστη τιμή να εμφανίζεται στην στέψη του και την ελάχιστη στον πόδα του, εκτός κάποιων μεμονωμένων περιπτώσεων οι οποίες θα παρουσιασθούν στα επόμενα.



Σχήμα 3

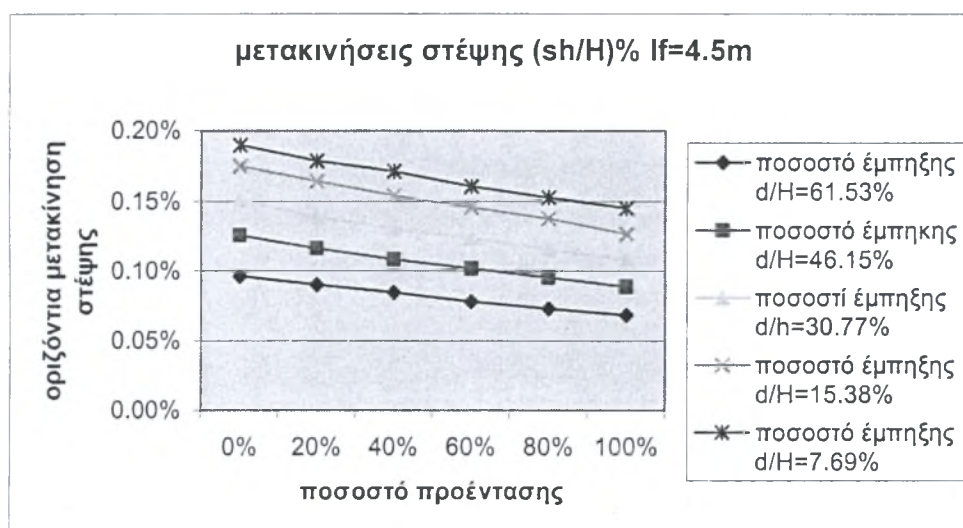
(οριζόντιες μετακινήσεις του διαφράγματος για βάθος έμπτυξης 7.69%H, ελεύθερο μήκος τένοντα 9m και μηδενική προένταση)

Η μέγιστη τιμή της μετακίνησης παρουσιάζεται στην στέψη του διαφράγματος και είναι ίση με 14.17mm. Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι στο εξής οι οριζόντιες μετακινήσεις του διαφράγματος θα αναφέρονται ως ποσοστό επί τοις εκατόν του συνολικού ύψους H του διαφράγματος (6.5m) και θα ονομάζονται κανονικοποιημένες οριζόντιες μετακινήσεις του διαφράγματος. Η μέγιστη μετακίνηση εμφανίζεται για μηδενική προένταση, ελεύθερο μήκος τένοντα 3m και βάθος έμπτυξης 7.69%H και είναι ίση με 0.218%H. Στα σχήματα 4,5,6 και 7 φαίνεται το εύρος των τιμών της οριζόντιας μετακίνησης στη στέψη του διαφράγματος.



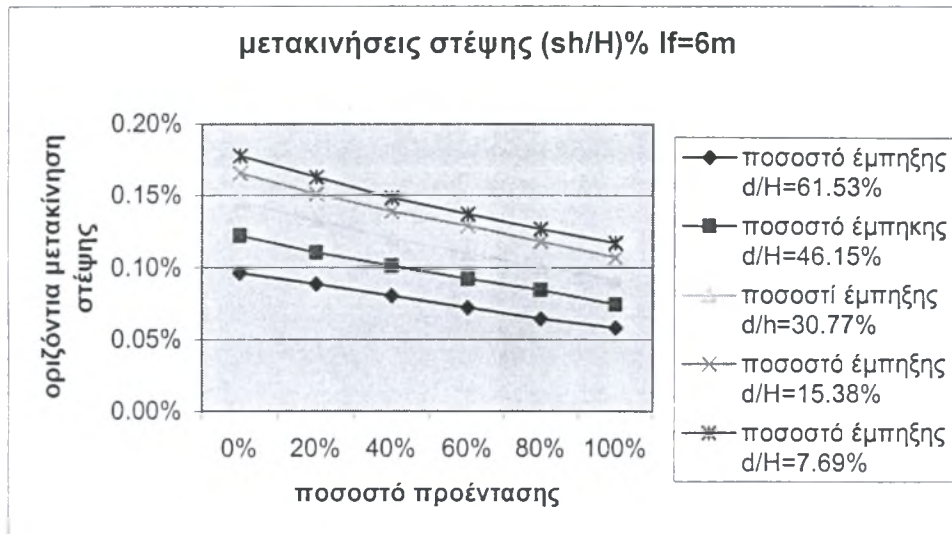
Σχήμα 4

(οριζόντια κανονικοποιημένη μετακίνηση του διαφράγματος συναρτήσει του βαθμού προέκτασης και του βάθους έμπτυξης για ελεύθερο μήκος τένοντα 3m)



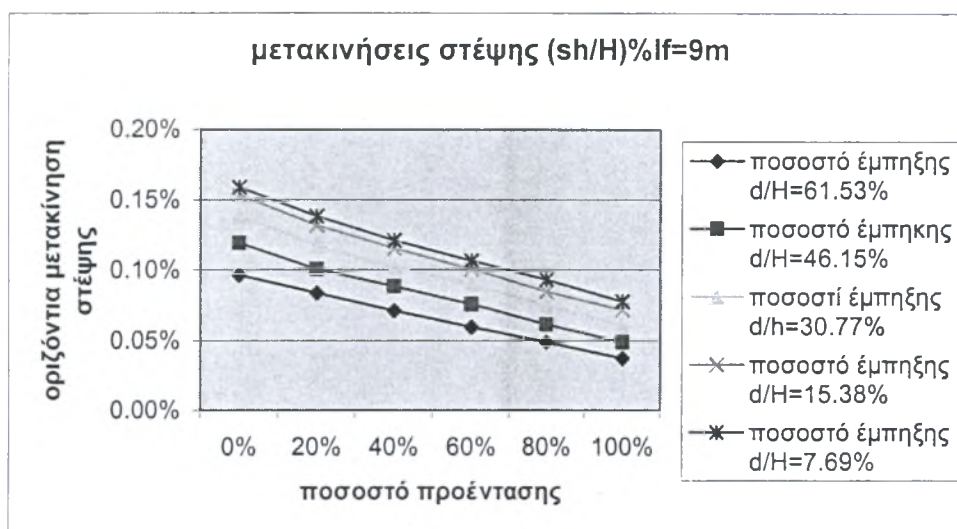
Σχήμα 5

(οριζόντια κανονικοποιημένη μετακίνηση του διαφράγματος συναρτήσει του βαθμού προέκτασης και του βάθους έμπτυξης για ελεύθερο μήκος τένοντα 4.5m )



**Σχήμα 6**

(οριζόντια κανονικοποιημένη μετακίνηση του διαφράγματος συναρτήσει του βαθμού προέντασης και του βάθους έμπτυξης για ελεύθερο μήκος τένοντα 6m )



**Σχήμα 7**

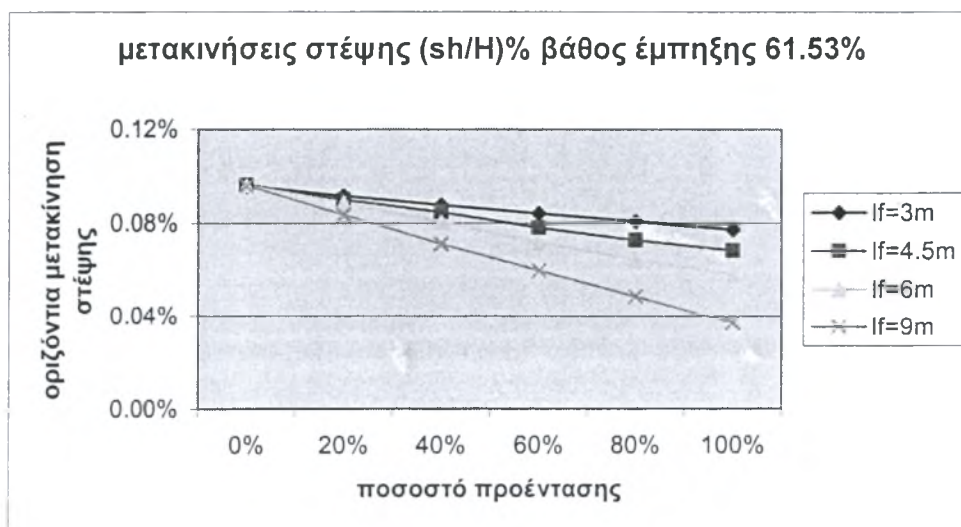
(οριζόντια κανονικοποιημένη μετακίνηση του διαφράγματος συναρτήσει του βαθμού προέντασης και του βάθους έμπτυξης για ελεύθερο μήκος τένοντα 9m)

Στο καθένα από τα παραπάνω σχήματα υπάρχουν πέντε καμπύλες οι οποίες αντιστοιχούν στα πέντε επιλεγμένα βάθη έμπτυξης του διαφράγματος για τα οποία πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις. Τα σχήματα είναι συνολικώς τέσσερα, όπως και οι τιμές του ελεύθερου μήκους του τένοντα που ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

Στο γράφημα του σχήματος 4, για ελεύθερο μήκος τένοντα 3m καταγράφονται οι μέγιστες μετακινήσεις για κάθε βάθος έμπτυξης και βαθμό προέντασης. Από τα

τέσσερα γραφήματα διαφαίνεται ότι όσο αυξάνεται το μήκος του αγκυρίου, οι μετακινήσεις μειώνονται για το κάθε ζεύγος τιμών βαθμός προέντασης, βάθος έμπηξης. Ενδεικτικά, οι μετακινήσεις για βάθος έμπηξης 7.69%H και προένταση μηδενική είναι 0.218%,0.19%,0.1778% και 0.1588% του συνολικού ύψους του διαφράγματος για ελεύθερα μήκη του αγκυρίου αντιστοίχως 3, 4.5, 6 και 9m. Μάλιστα, όπως παρατηρείται στα επόμενα πέντε γραφήματα (σχήματα 8 έως και 12) η μεταβολή της μετακίνησης για διάφορες τιμές του ελεύθερου μήκους του αγκυρίου αυξάνει όσο και το βάθος έμπηξης αυξάνει (αυξάνει η απόσταση μεταξύ των καμπύλων).

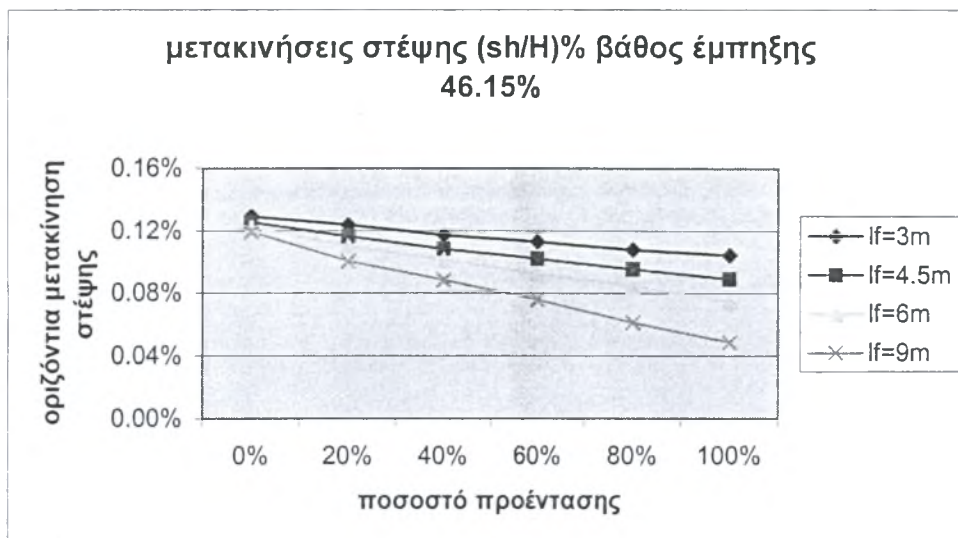
Ακόμη από τα γραφήματα των σχημάτων 4,5,6,7 καθώς και των 8 έως και 12 διαφαίνονται οι διαφορές και ομοιότητες στις κλίσεις των καμπύλων. Για την κάθε περίπτωση ελεύθερου μήκους του τένοντα, οι καμπύλες που αντιστοιχούν σε κάθε βάθος έμπηξης είναι σχεδόν παράλληλες μεταξύ των (σχήματα 4,5,6,7) αυτό το οποίο συμπεραίνεται ότι ο ρυθμός μείωσης των μετακινήσεων παραμένει σταθερός σε κάθε στάδιο της εκσκαφής. Όσο το ελεύθερο μήκος του τένοντα αυξάνει ο ρυθμός μείωσης των μετακινήσεων αυξάνει και αυτός ( σχήματα 8 έως και 12 ).



Σχήμα 8

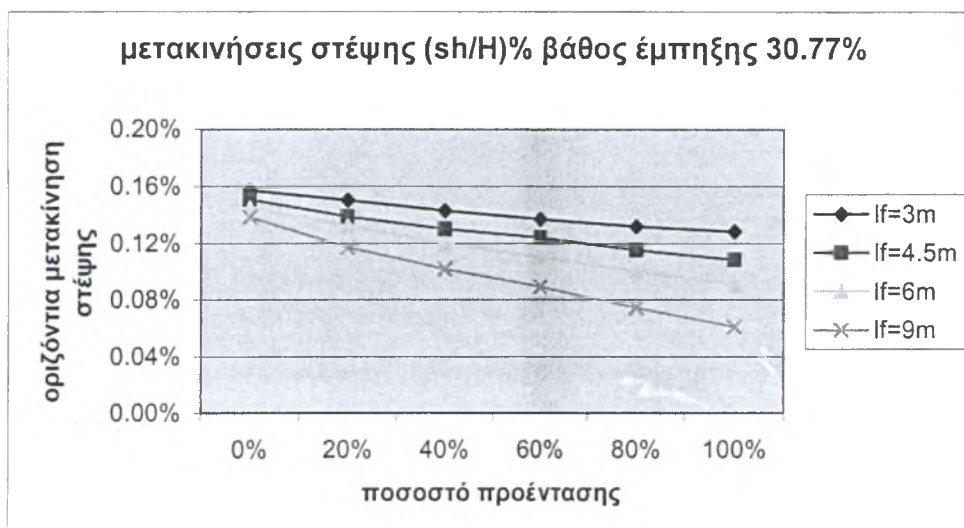
(οριζόντια κανονικοποιημένη μετακίνηση του διαφράγματος συναρτήσεως του βαθμού προέντασης και του ελεύθερου μήκους τένοντα για βάθος έμπηξης 61.53%H )





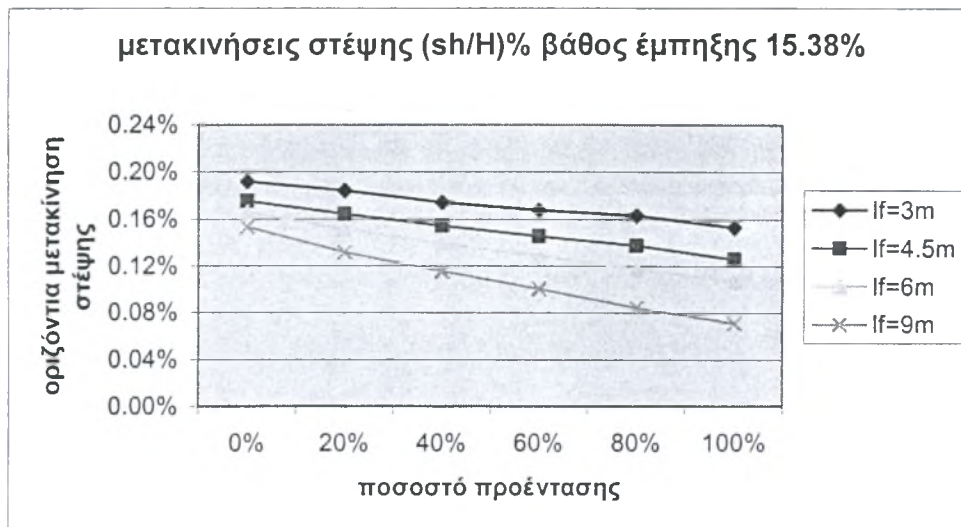
**Σχήμα 9**

(οριζόντια κανονικοποιημένη μετακίνηση του διαφράγματος συναρτήσει του βαθμού προέντασης και του ελεύθερου μήκους τένοντα για βάθος έμπτυξης 46.15%H )



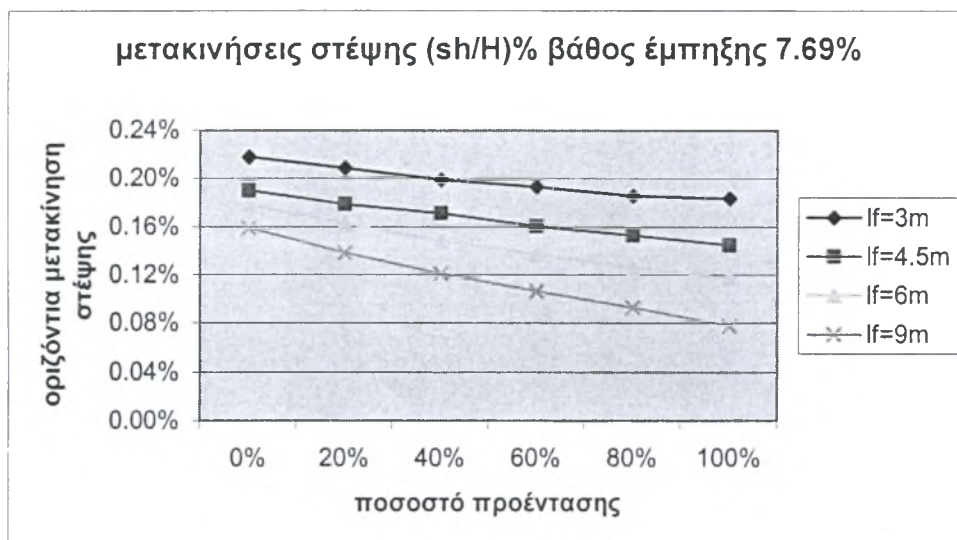
**Σχήμα 10**

(οριζόντια κανονικοποιημένη μετακίνηση του διαφράγματος συναρτήσει του βαθμού προέντασης και του ελεύθερου μήκους τένοντα για βάθος έμπτυξης 30.77%H )



Σχήμα 11

(οριζόντια κανονικοποιημένη μετακίνηση του διαφράγματος συναρτήσει του βαθμού προέντασης και του ελεύθερου μήκος τένοντα για βάθος έμπτυξης 15.38%H )

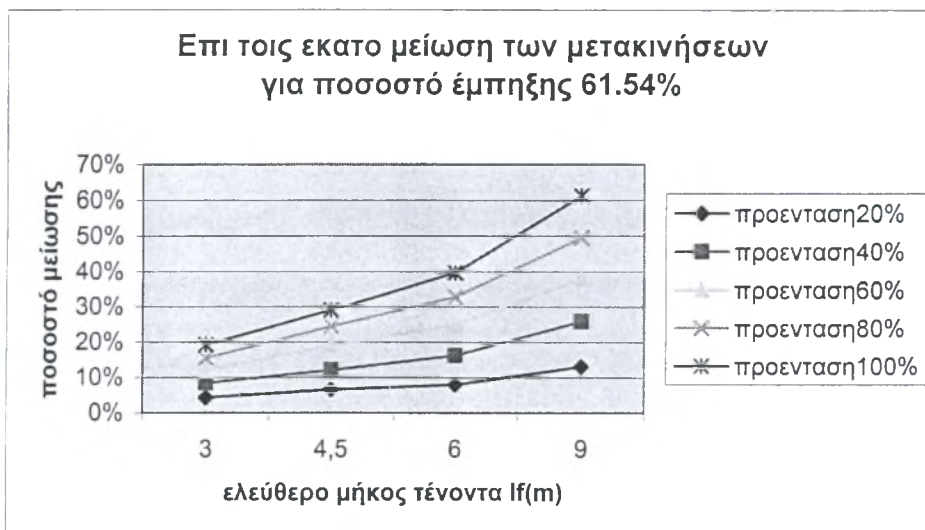


Σχήμα 12

(οριζόντια κανονικοποιημένη μετακίνηση του διαφράγματος συναρτήσει του βαθμού προέντασης και του ελεύθερου μήκος τένοντα για βάθος έμπτυξης 7.69%H )

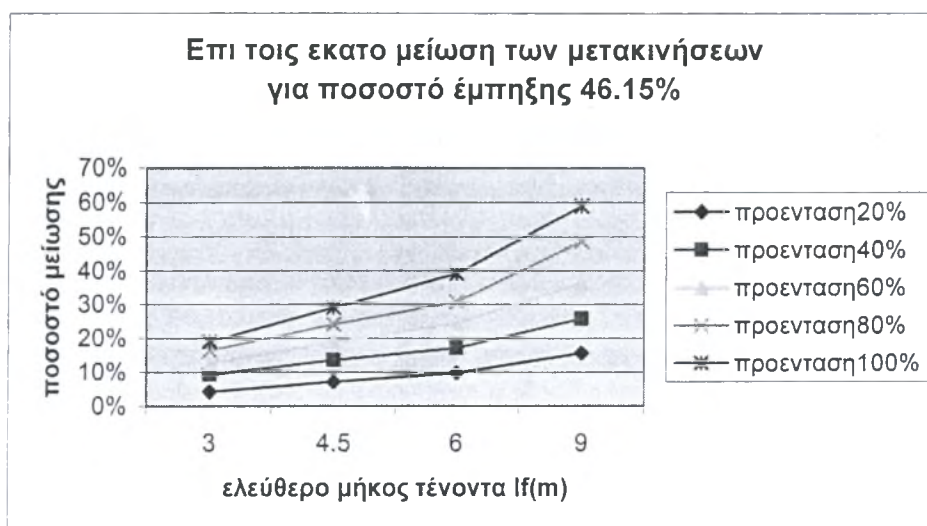
Εξαιρετικό ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι καμπύλες μείωσης της παραμόρφωσης συναρτήσει του ελεύθερου μήκους του τένοντα, αλλά και του βάθους έμπτυξης. Τα σχήματα 13 έως και 17 απεικονίζουν την σχέση μεταξύ του ποσοστού μείωσης της μετακίνησης με το ελεύθερο μήκος του τένοντα για διάφορες

τιμές της προέντασης σε κάθε στάδιο της εκσκαφής. Από τα πέντε αυτά γραφήματα διαφαίνεται ότι οι μεγαλύτερες μειώσεις στην οριζόντια μετακίνηση παρουσιάζονται για βάθος έμπηξης 61.54%H, ενώ η μείωση του βάθους έμπηξης οδηγεί σε παράλληλη ποσοστιαία μείωση της οριζόντιας μετακίνησης. Συγκεκριμένα, η μέγιστη τιμή της μείωσης επιτυγχάνεται για βάθος έμπηξης 61.54%H , 100% προένταση και ελεύθερο μήκος τένοντα 9m, ισούται με 61.27% . Αντίστοιχα η ελάχιστη τιμή παρουσιάζεται για βάθος έμπηξης 7.69%H, 20% προένταση και ελεύθερο μήκος τένοντα 3m, έχει δε τιμή 4.09%.



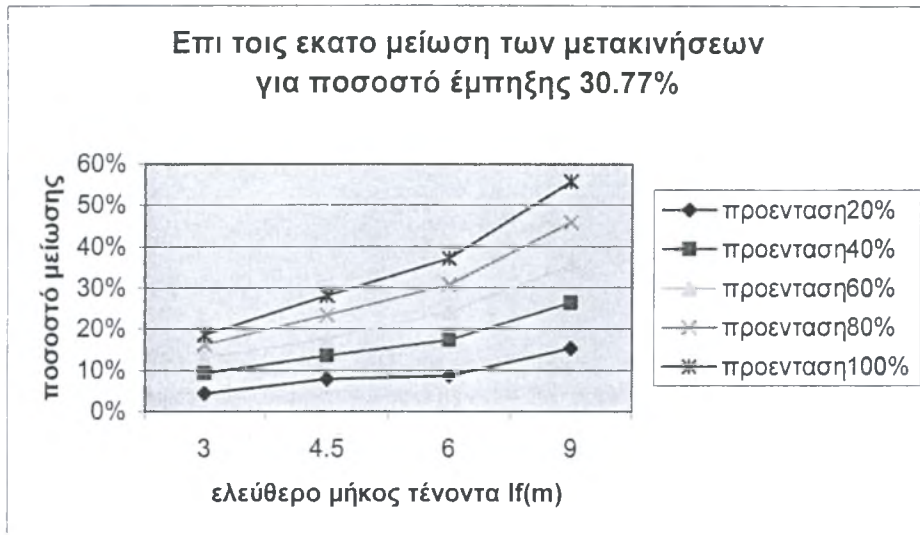
Σχήμα 13

(ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης για βάθος έμπηξης 61.54%H συναρτήσει του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης )



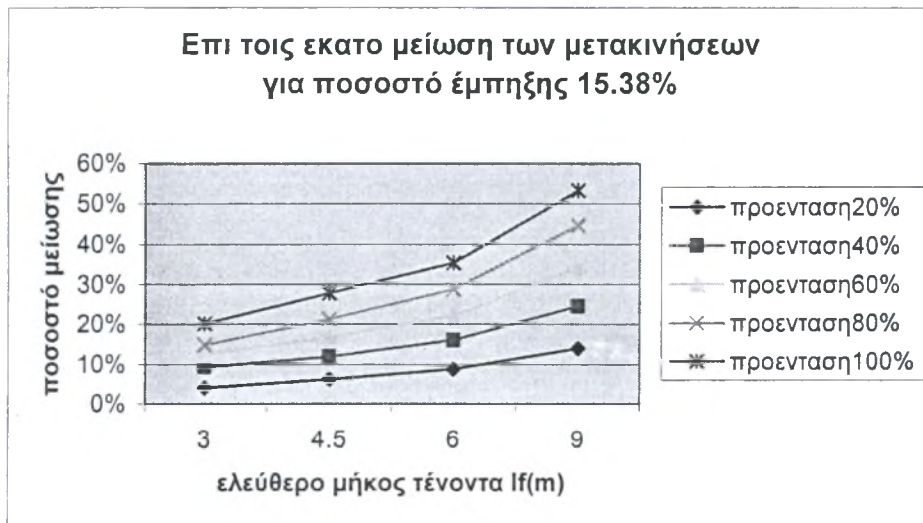
Σχήμα 14

(ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης για βάθος έμπηξης 46.15%H συναρτήσει του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης )



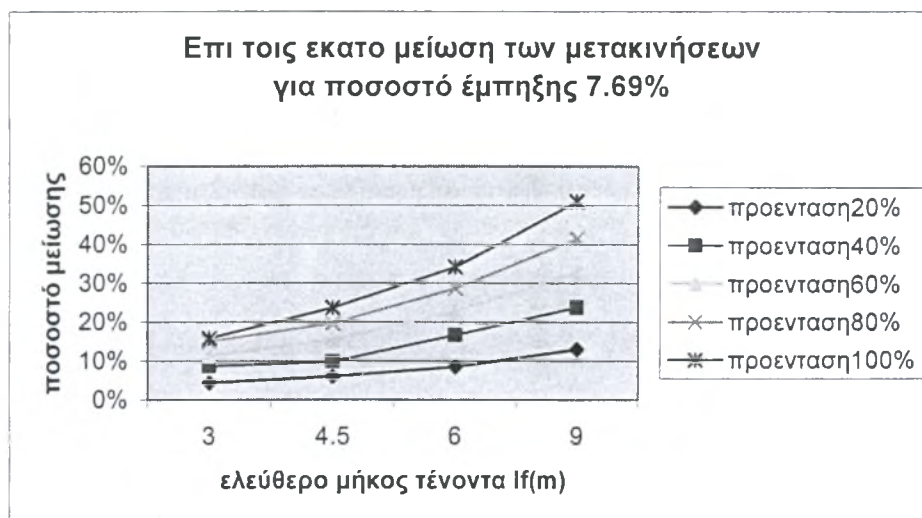
**Σχήμα 15**

(ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης για βάθος έμπτυξης 30.77% Η συναρτήσεϊ του ελεύθερου μήκος του τένοντα και του βαθμού προέντασης)



**Σχήμα 16**

(ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης για βάθος έμπτυξης 15.38% Η συναρτήσεϊ του ελεύθερου μήκος του τένοντα και του βαθμού προέντασης)

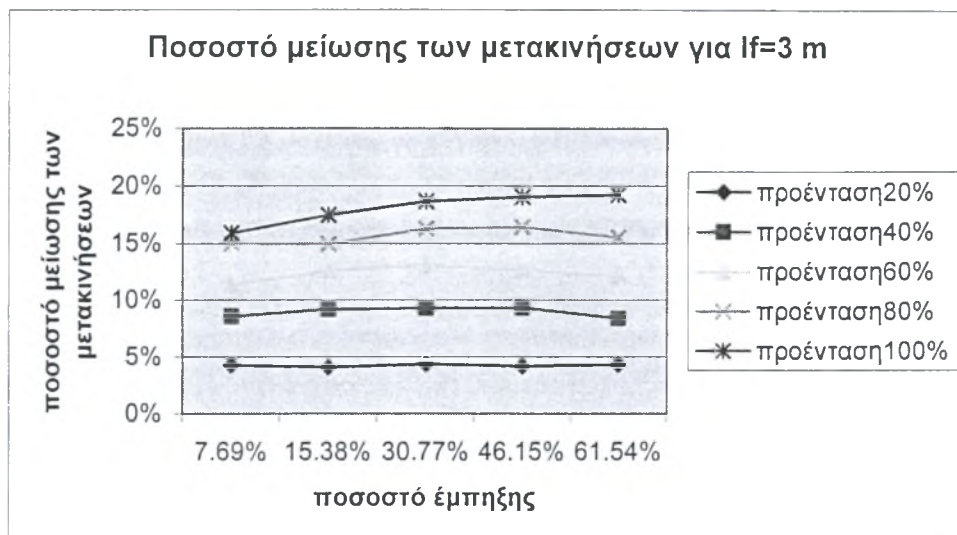


**Σχήμα 17**

(ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης για βάθος έμπτυξης 7.69%Η συναρτήσεϊ του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης )

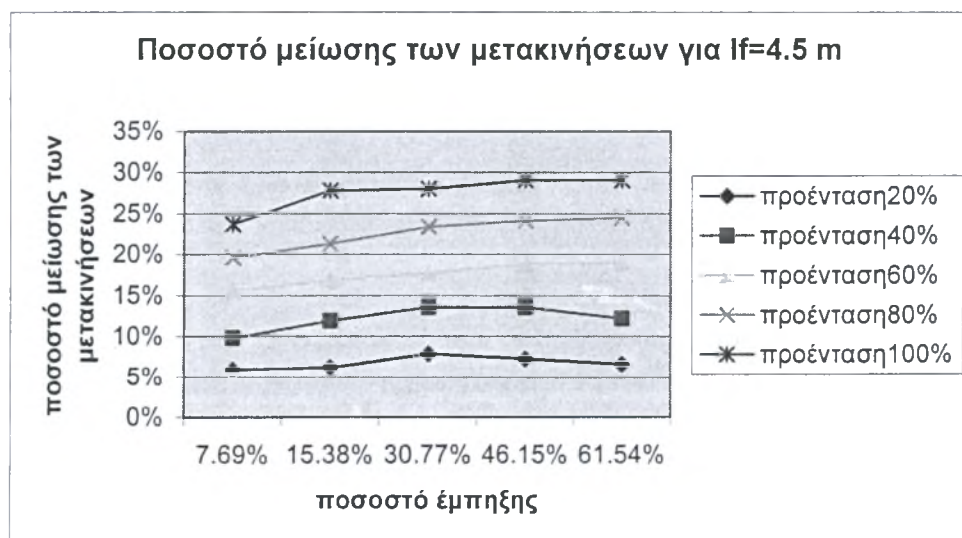
Οι καμπύλες στα σχήματα 18 έως και 21 απεικονίζουν το ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης του διαφράγματος, συναρτήσεϊ του ελεύθερου μήκους του τένοντα, του βάθους έμπτυξης του διαφράγματος και του βαθμού προέντασης. Το ενδιαφέρον που παρουσιάζουν οι καμπύλες αυτές έγκειται στο γεγονός ότι (οι περισσότερες από αυτές) παρουσιάζουν ακρότατα . Διακρίνεται ότι οι μέγιστες τιμές της μείωσης των μετακινήσεων παρουσιάζονται για συγκεκριμένες τιμές του βάθους έμπτυξης, ανάλογα με το ελεύθερο μήκος του τένοντα και τον βαθμό προέντασης. Το γράφημα του σχήματος 18 (μήκος τένοντα 3m) το μέγιστο της μείωσης για 20% βαθμό προέντασης παρουσιάζεται όταν το βάθος έμπτυξης του διαφράγματος είναι 30%Η, ενώ για βαθμό προέντασης 40, 60 και 80% η μέγιστη μείωση παρουσιάζεται αντιστοιχως για βάθος έμπτυξης 30, 30 και 45%Η. Για το βαθμό της προέντασης 100% η καμπύλη δεν παρουσιάζει μέγιστο (τουλάχιστον για τις εξεταζόμενες τιμές του βάθους έμπτυξης) διακρίνεται δε ότι όσο αυξάνει το βάθος έμπτυξης τόσο αυξάνει ποσοστιαία η μείωση των μετακινήσεων. Στα ακόλουθα τρία γραφήματα διακρίνεται ότι όσο αυξάνει το ελεύθερο μήκος του τένοντα όλο και λιγότερες είναι οι καμπύλες που παρουσιάζουν μέγιστο, και μάλιστα πρόκειται για εκείνες που αντιστοιχούν στα μικρότερα ποσοστά της δύναμης προέντασης. Ένα ακόμη ενδιαφέρον στοιχείο το οποίο προκύπτει από τα ως άνω γραφήματα είναι ότι όσο το ελεύθερο μήκος του τένοντα αυξάνει οι καμπύλες

παρουσιάζουν μέγιστο για μεγαλύτερη τιμή του βάθους έμπηξης του διαφράγματος.



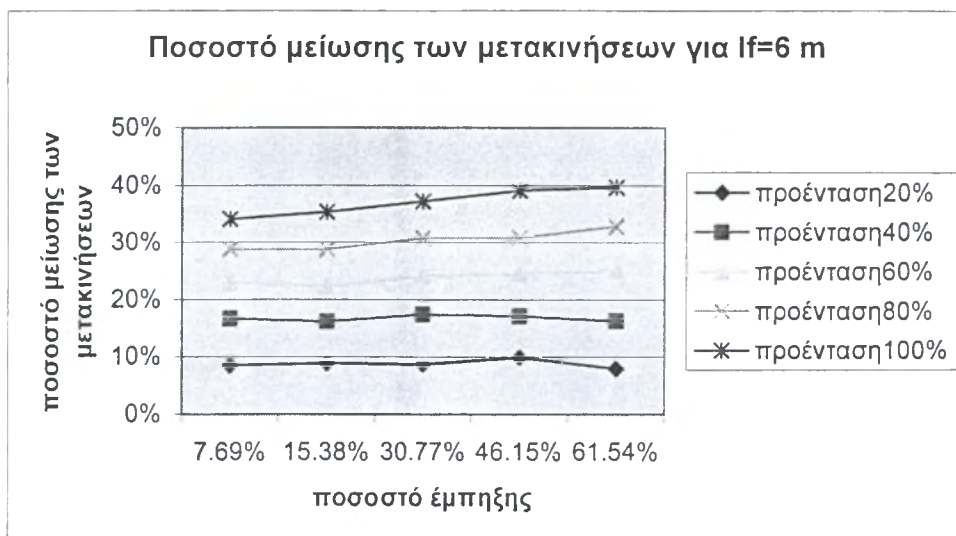
Σχήμα 18

(ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης για ελεύθερο μήκος του τένοντα 3m συναρτήσει του βάθους έμπηξης και του βαθμού προέντασης )



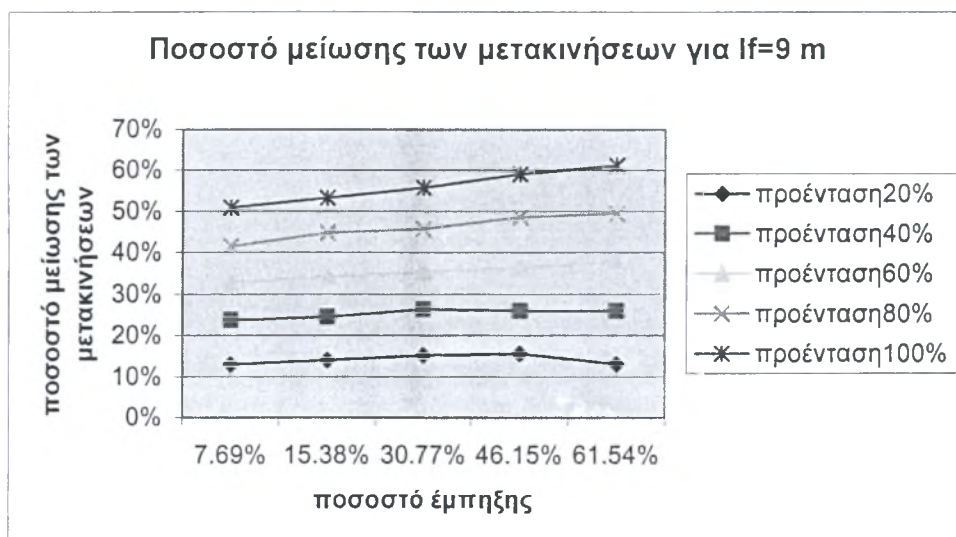
Σχήμα 19

(ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης για ελεύθερο μήκος του τένοντα 4.5m συναρτήσει του βάθους έμπηξης και του βαθμού προέντασης )



**Σχήμα 20**

(ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης για ελεύθερο μήκος του τένοντα 6m συναρτήσει του βαθους έμψηξης και του βαθμού προέντασης )

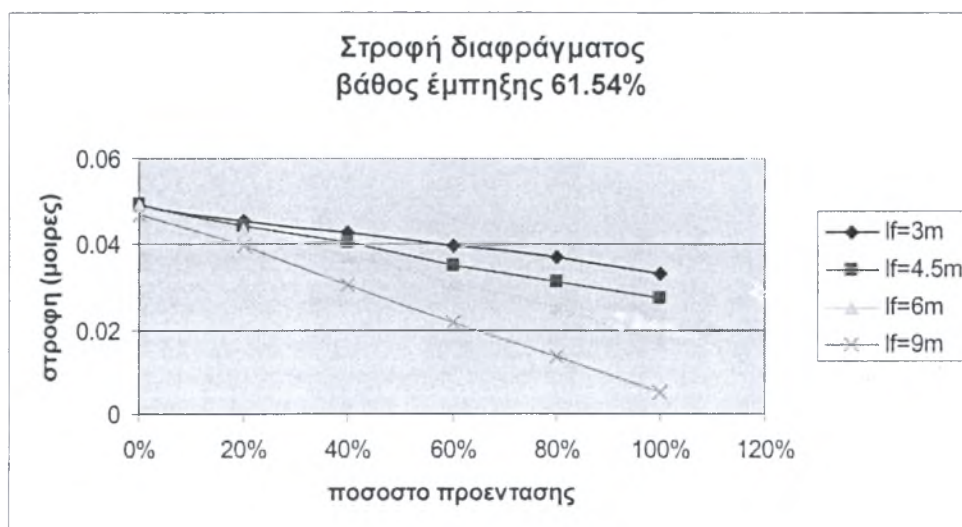


**Σχήμα 21**

(ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης για ελεύθερο μήκος του τένοντα 9m συναρτήσει του βαθους έμψηξης και του βαθμού προέντασης )

## 5.2 Στροφή του διαφράγματος

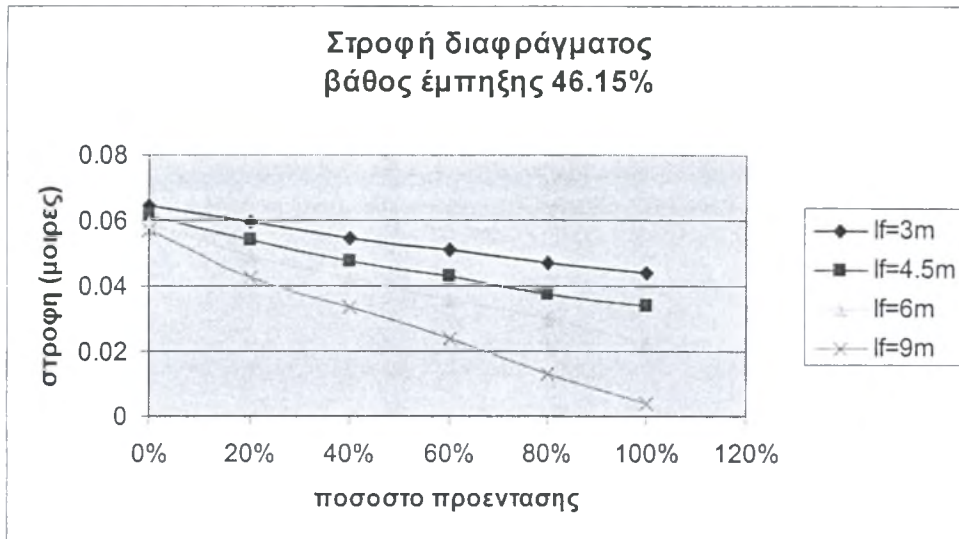
Λόγω της πολύ μεγάλης δυσκαμψίας που του αποδόθηκε για τις ανάγκες των αναλύσεων, το διάφραγμα παραμορφώθηκε αμελητέα με αποτέλεσμα να περιστρέφεται ολόσωμα. Στις περισσότερες των περιπτώσεων η περιστροφή ήταν αριστερόστροφη (προς την εκσκαφή) εφόσον η μετακίνηση στην στέψη του ήταν μεγαλύτερη εκείνης στον πόδα. Στα ακόλουθα γραφήματα η αριστερόστροφη στροφή ορίζεται ως θετική και η δεξιόστροφη ως αρνητική. Ακολουθούν τα σχήματα 22 έως και 26, τα οποία απεικονίζουν τη γωνία στροφής του διαφράγματος συναρτήσει του βαθμού προέντασης για τη κάθε επιλεγμένη τιμή του ελεύθερου μήκους του τένοντα, σε κάθε φάση εκσκαφής. Η μέγιστη τιμή της γωνίας στροφής, ίση με  $0,080545^\circ$ , εμφανίζεται για βάθος έμπηξης 15.38%, μηδενική προένταση και ελεύθερο μήκος τένοντα 3m. Αντίστοιχα, η ελάχιστη τιμή,  $-0.0218^\circ$ , εμφανίζεται για βάθος έμπηξης 7,69%, 100% προένταση και ελεύθερο μήκος τένοντα 9m.



Σχήμα 22

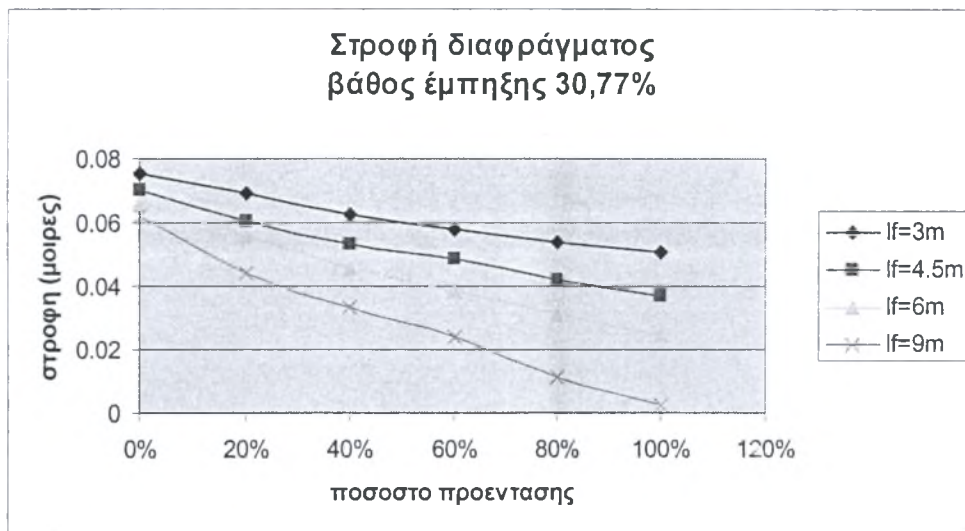
(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βάθος έμπηξης 61.54% Η συναρτήσει του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης )





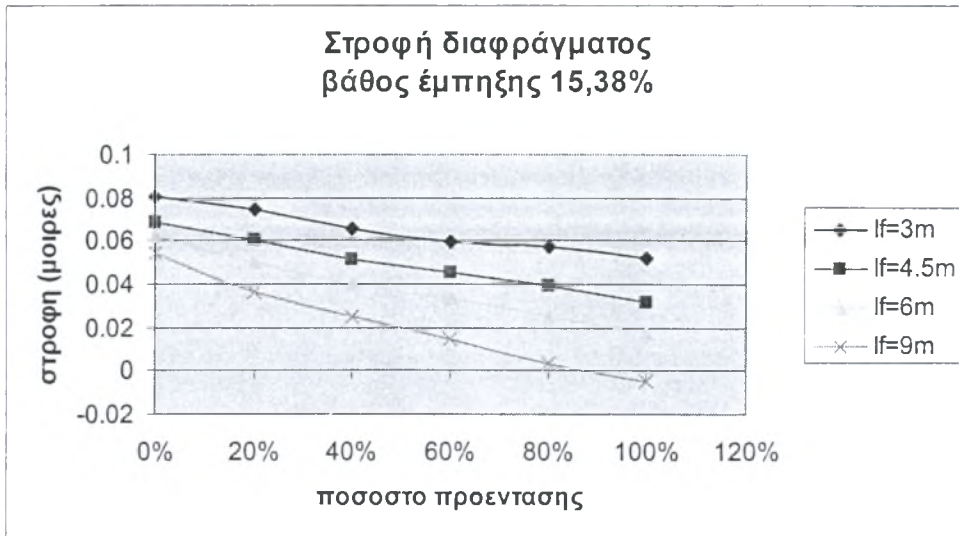
**Σχήμα 23**

(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βάθος έμπηξης 46.15% Η συναρτήσεϊ του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης )



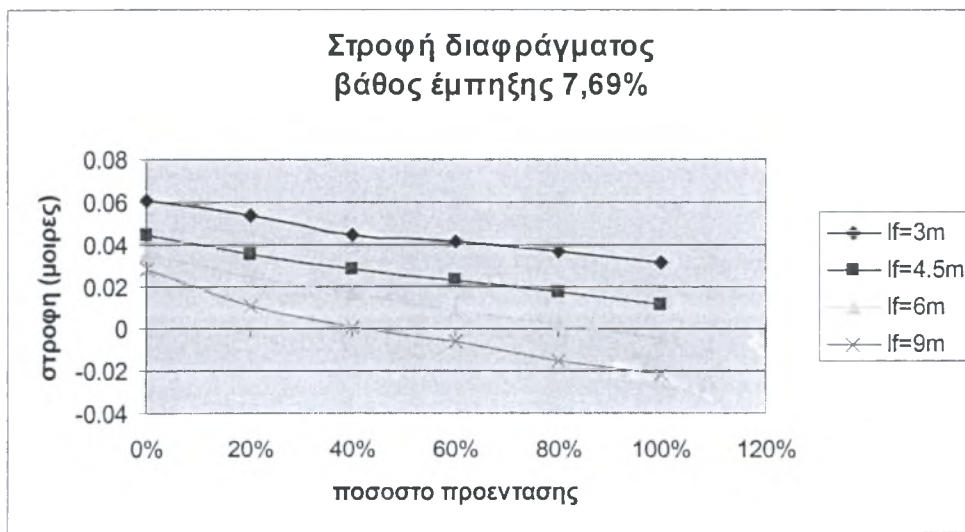
**Σχήμα 24**

(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βάθος έμπηξης 30.77% Η συναρτήσεϊ του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης )



**Σχήμα 25**

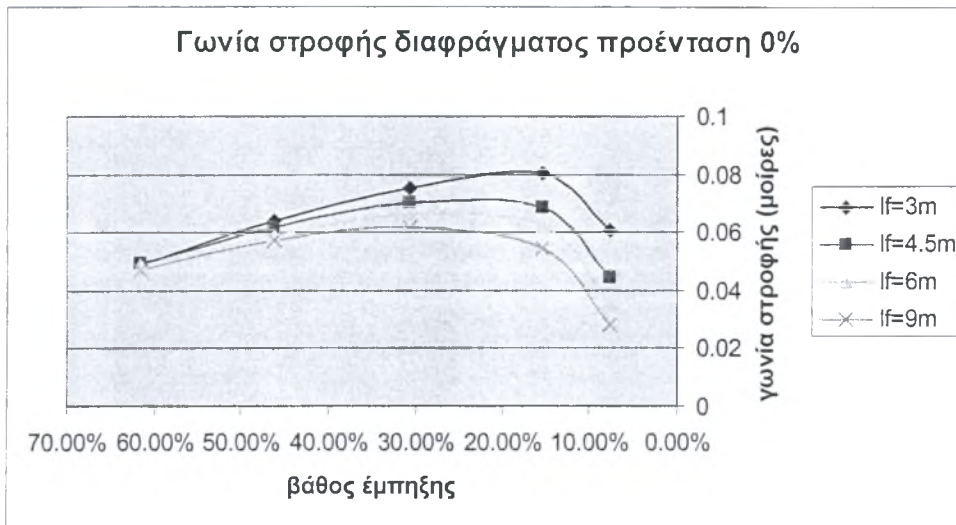
(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βάθος έμπηξης 15.38% Η συναρτήσεϊ του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης)



**Σχήμα 26**

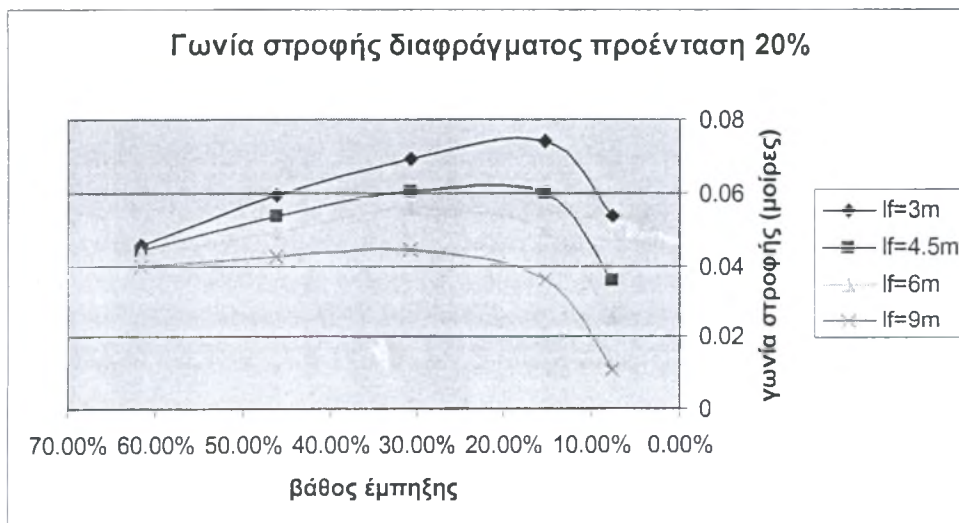
(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βάθος έμπηξης 7.69% Η συναρτήσεϊ του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης)

Ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα αποτελέσματα όταν η γωνία στροφής συναρτηθεί με το βάθος έμπηξης του διαφράγματος για κάθε τιμή του ελεύθερου μήκους τένοντα, για διάφορους βαθμούς προέντασης. Ακολουθούν τα σχήματα 27 έως και 32, στα οποία παρουσιάζονται τα αποτελέσματα με τον παραπάνω τρόπο.



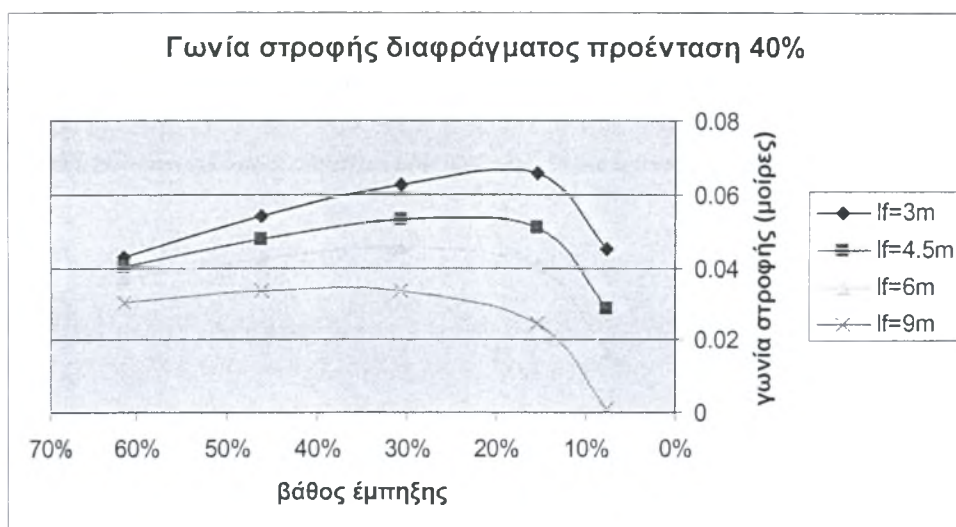
Σχήμα 27

(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βαθμό προέντασης 0% συναρτήσει του βάθους έμπηξης και του ελεύθερου μήκους του τένοντα. )



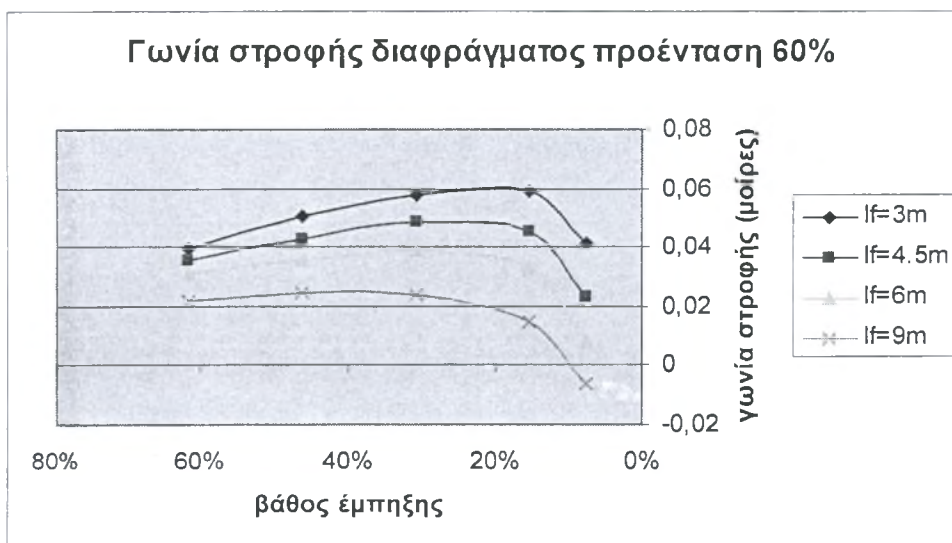
Σχήμα 28

(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βαθμό προέντασης 20% συναρτήσει του βάθους έμπηξης και του ελεύθερου μήκους του τένοντα)



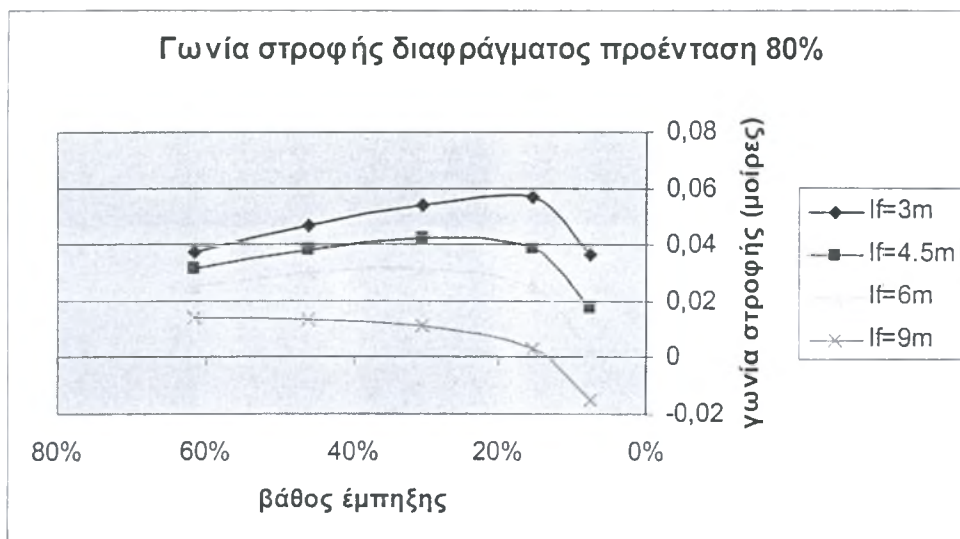
**Σχήμα 29**

(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βαθμό προέντασης 40% συναρτήσει του βάθους έμπτυξης και του ελεύθερου μήκους του τένοντα)



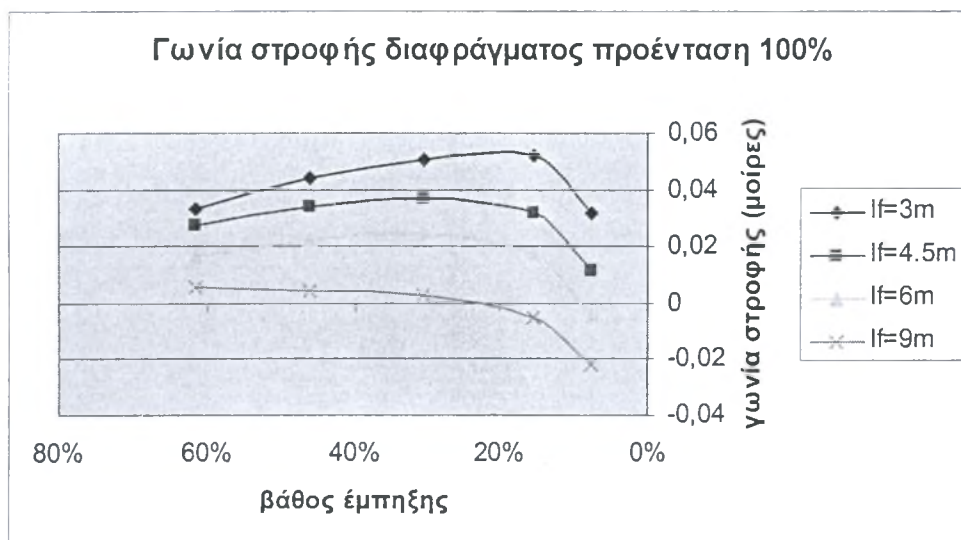
**Σχήμα 30**

(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βαθμό προέντασης 60% συναρτήσει του βάθους έμπτυξης και του ελεύθερου μήκους του τένοντα)



**Σχήμα 31**

(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βαθμό προέντασης 80% συναρτήσει του βάθους έμπτυξης και του ελεύθερου μήκους του τένοντα)



**Σχήμα 32**

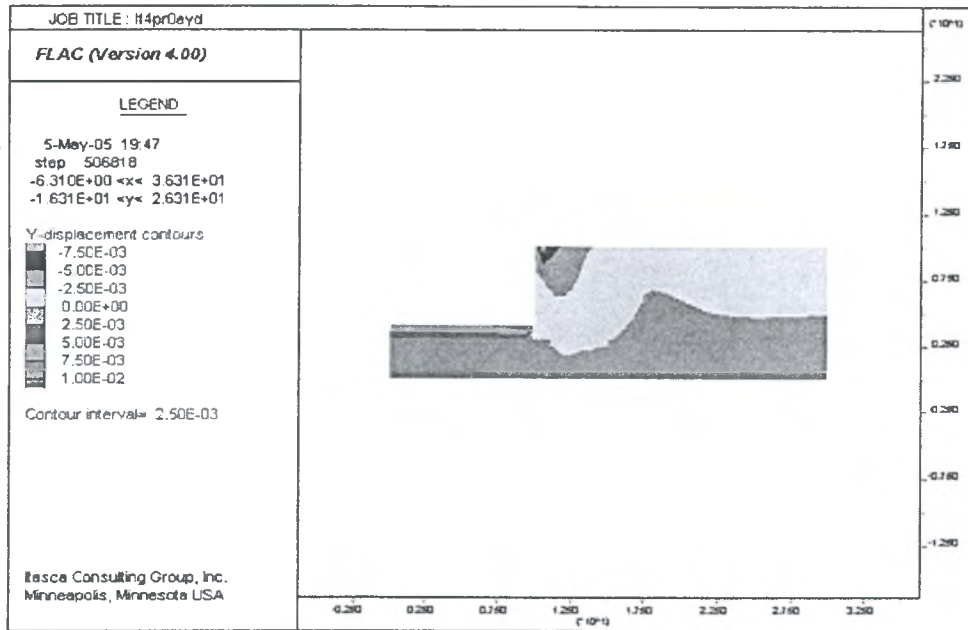
(γωνία στροφής του διαφράγματος σε μοίρες για βαθμό προέντασης 100% συναρτήσει του βάθους έμπτυξης και του ελεύθερου μήκους του τένοντα)

Από τα ως άνω γραφήματα γίνεται αντιληπτόν ότι **όσο ο βαθμός προέντασης αυξάνει τόσο μεγαλύτερη επιρροή έχει το ελεύθερο μήκος του τένοντα στην μείωση της γωνίας στροφής του διαφράγματος** (οι καμπύλες αποκτούν μεγαλύτερη απόσταση μεταξύ των). Μάλιστα στις περιπτώσεις των δύο τελευταίων γραφημάτων η γωνία στροφής λαμβάνει και **αρνητικές τιμές** (αριστερόστροφες γωνίες). Σε αυτές τις περιπτώσεις - λόγω του υψηλού βαθμού προέντασης και του μεγάλου ελεύθερου μήκους του αγκυρίου - το σύστημα αποκτά μεγάλη δυσκαμψία, με αποτέλεσμα τη μείωση των μετακινήσεων στη στέψη και την αύξηση στο πόδα.

Επίσης, σε όλες τις ως άνω περιπτώσεις στις παρουσιάζεται **μέγιστη γωνία στροφής για κάποιο συνδυασμό των εξεταζόμενων παραμέτρων**. Η μέγιστη τιμή εμφανίζεται για βάθος έμπηξης 30%H στην περίπτωση των 9m ελεύθερου μήκους τένοντα, ενώ **όσο το τελευταίο μειούται τόσο η μέγιστη τιμή συνδυάζεται με μικρότερες τιμές του βάθους έμπηξης, μέχρι 15%H**.

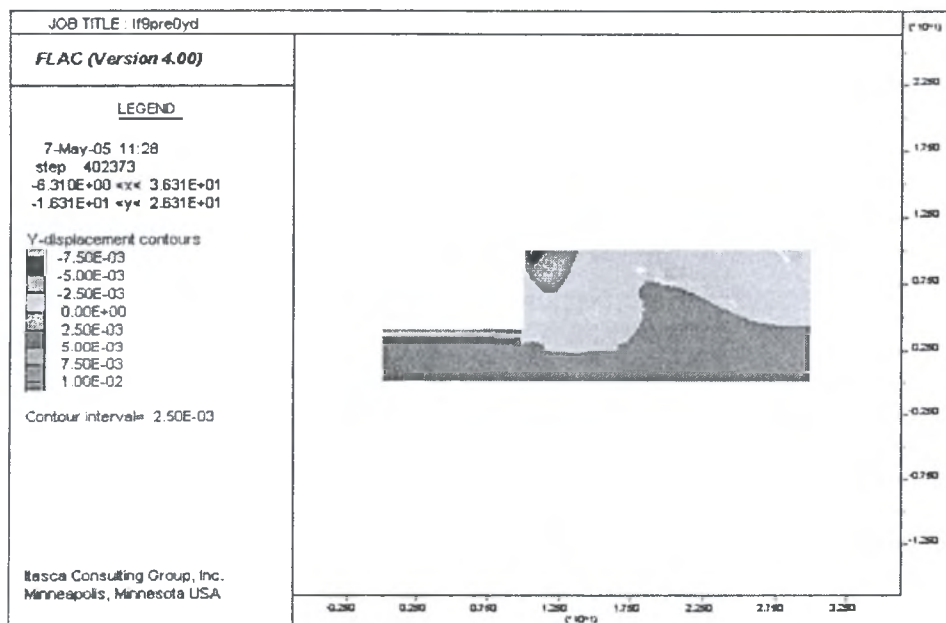
### 5.3 Κατακόρυφες μετακινήσεις γεωμάζας

Οι κατακόρυφες μετακινήσεις της γεωμάζας σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις λαμβάνουν τη μορφή που αποδίδεται χαρακτηριστικά στο σχήμα 33. Όπως διακρίνεται και στο σχήμα αυτό **οι μεγαλύτερες κατακόρυφες μετακινήσεις συγκεντρώνονται κοντά στη στέψη του διαφράγματος και σε απόσταση από αυτήν 5% με 15% του ύψους του διαφράγματος**. Το βάθος στο οποίο εκτείνονται οι μετακινήσεις αυτές κυμαίνεται από 30% έως και 50%H, ανάλογα με την τιμή του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης. Μάλιστα, **το βάθος εμφάνισης των κατακόρυφων μετατοπίσεων μειώνεται όσο αυξάνει το ελεύθερο μήκος του τένοντα**, όπως φαίνεται και από τη σύγκριση των δύο ακόλουθων σχημάτων.



Σχήμα 33

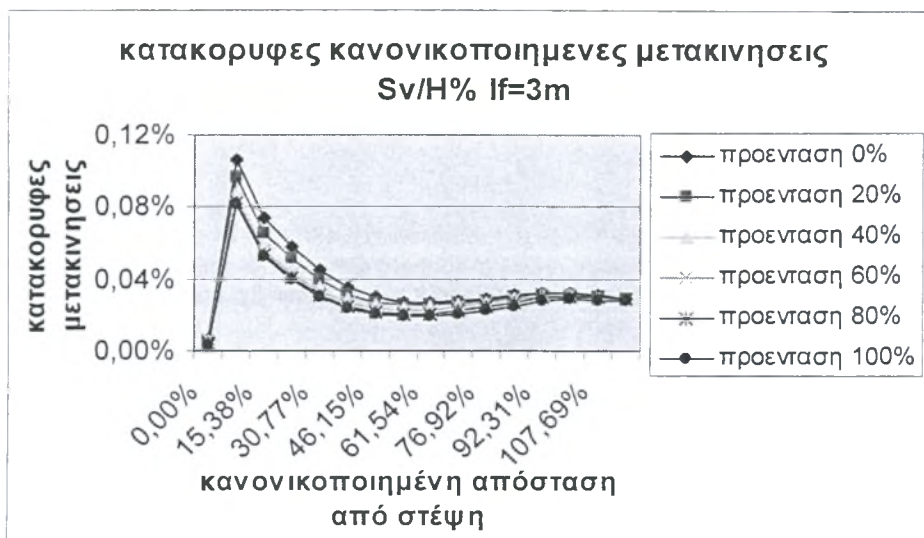
(κατακόρυφες μετακινήσεις για βάθος έμπηξης 7.69% $H$ , ελεύθερο μήκος τένοντα 4.5m και μηδενική προέκταση)



Σχήμα 34

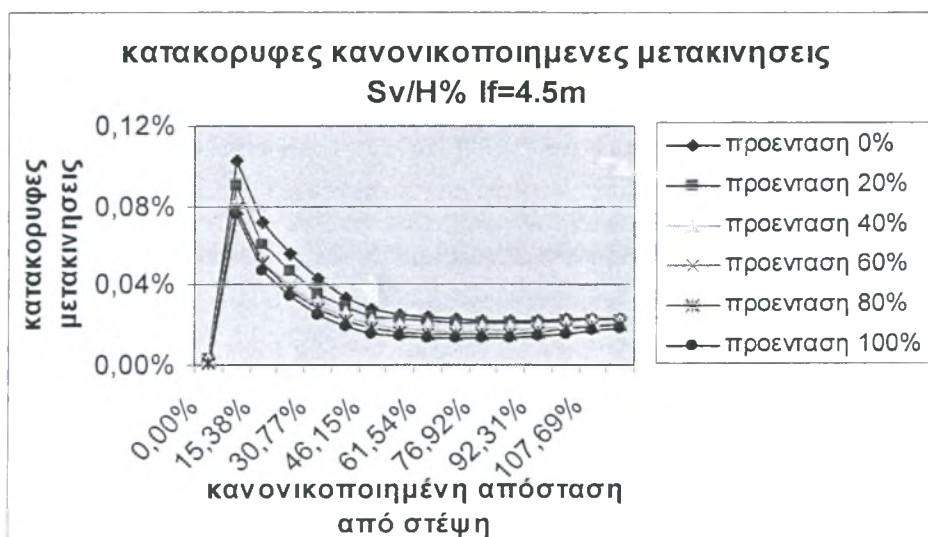
(κατακόρυφες μετακινήσεις για βάθος έμπηξης 7.69% $H$ , ελεύθερο μήκος τένοντα 9m και μηδενική προέκταση)

Στα επόμενα τέσσερα σχήματα (35 έως και 38) διακρίνεται χαρακτηριστικά η επιρροή τόσο του βάθους έμπτυξης όσο και του ελεύθερου μήκος του τένοντα για διάφορους βαθμούς προέντασης και για βάθος έμπτυξης ίσο με 15.66%Η.



Σχήμα 35

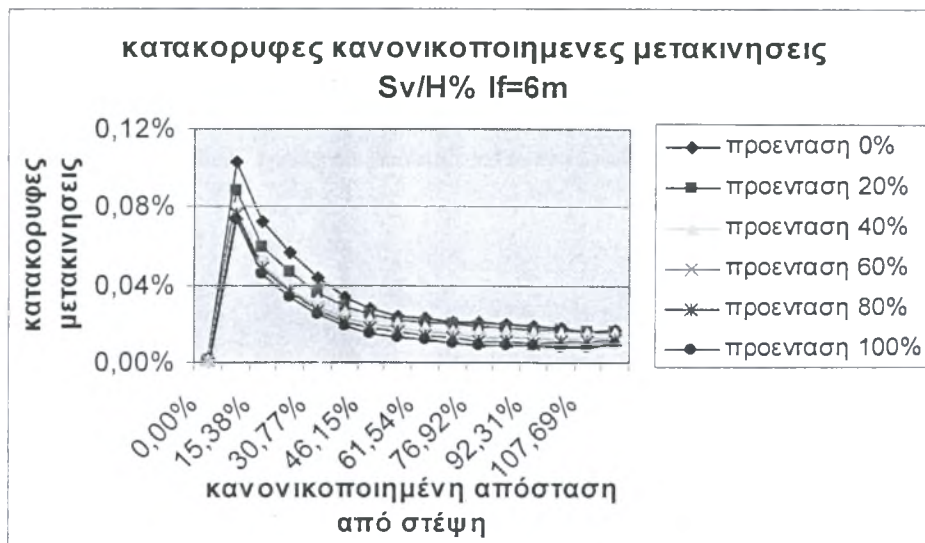
(κατακόρυφες κανονικοποιημένες μετακινήσεις για βάθος έμπτυξης 15.66%Η, για ελεύθερο μήκος τένοντα 3m, συναρτήσε του βαθμού προέντασης και της οριζόντιας απόστασης από την στέψη)



Σχήμα 36

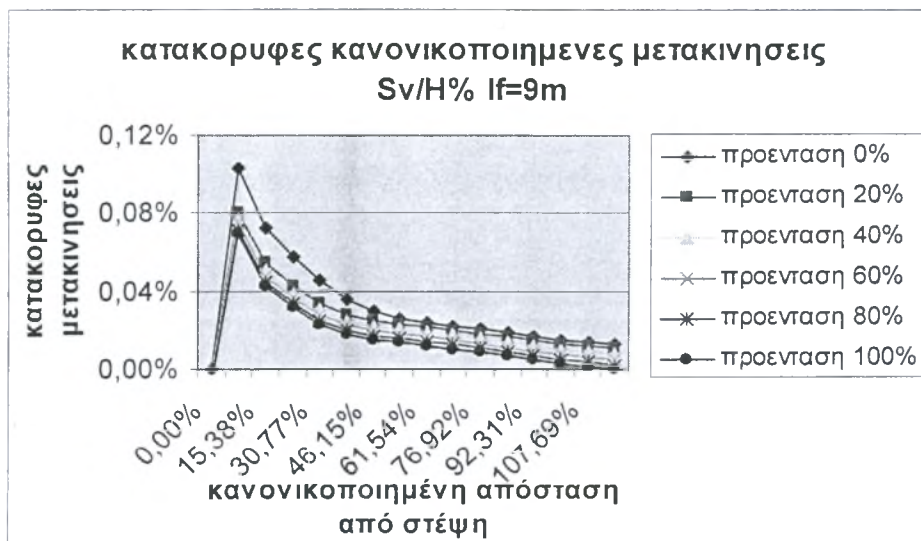
(κατακόρυφες κανονικοποιημένες μετακινήσεις για βάθος έμπτυξης 15.66%Η, για ελεύθερο μήκος τένοντα 4.5m, συναρτήσε του βαθμού προέντασης και της οριζόντιας απόστασης από την στέψη)





Σχήμα 37

(κατακόρυφες κανονικοποιημένες μετακινήσεις για βάθος έμπηξης 15.66% $H$ , για ελεύθερο μήκος τένοντα 6m, συναρτήσει του βαθμού προέντασης και της οριζόντιας απόστασης από την στέψη)



Σχήμα 38

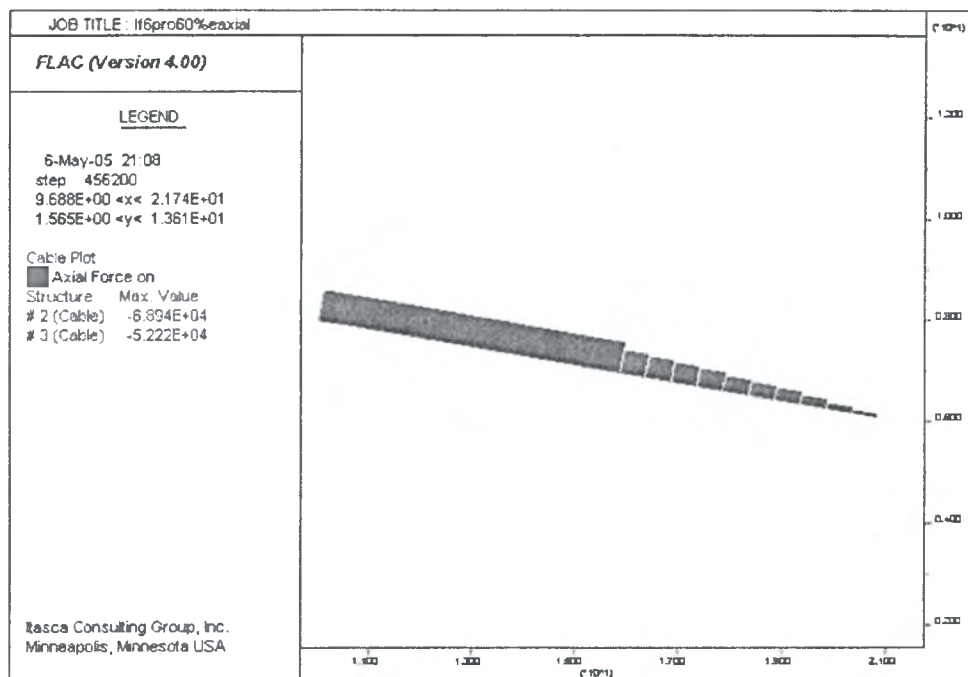
(κατακόρυφες κανονικοποιημένες μετακινήσεις για βάθος έμπηξης 15.66% $H$ , ελεύθερο μήκος τένοντα 9m, συναρτήσει του βαθμού προέντασης και της οριζόντιας απόστασης από την στέψη)

Στα παραπάνω σχήματα φαίνεται ότι, ποιοτικώς η εξέλιξη των κατακόρυφων μετακινήσεων είναι παρόμοια για κάθε εξεταζόμενη τιμή του ελεύθερου μήκους του τένοντα, με μια μικρή διαφορά να εμφανίζεται σε μεγάλες αποστάσεις από την στέψη ( 90%-110%H). Για ελεύθερο μήκος τένοντα ίσο προς 3m οι μετακινήσεις παρουσιάζουν μικρή αύξηση σε αποστάσεις μεταξύ 90% και 110%H. Όσο το ελεύθερο μήκος του τένοντα αυξάνει τόσο η διατιμή των μετακινήσεων μειώνεται για να αποτονωθεί πλήρως σε ελεύθερο μήκος τένοντα 9m.

Η μέγιστη τιμή της κανονικοποιημένης μετακίνησης σε όλα τα γραφήματα εμφανίζεται σε απόσταση από τη στέψη τους διαφράγματος ίση προς 7.68%H κυμαίνεται δε από 0.1033%H έως και 0.1057%H. Ακόμη, σε όλα τα γραφήματα οι μετακινήσεις μειώνονται κατά τουλάχιστον 60% έως 70% σε απόσταση ίση προς 50%H. Οι τιμές των μετακινήσεων μειώνονται κατ'ολίγον όσο αυξάνει το ελεύθερο μήκος του τένοντα, αυξάνει όμως η επιρροή της προέντασης στη μείωση αυτή. Η μέγιστη μείωση της μετακίνησης (33.2%) παρουσιάζεται για ελεύθερο μήκος τένοντα ίσο προς 9m σε απόσταση 7.69%H για 100% προένταση.

#### 5.4 Αξονική δύναμη τένοντα

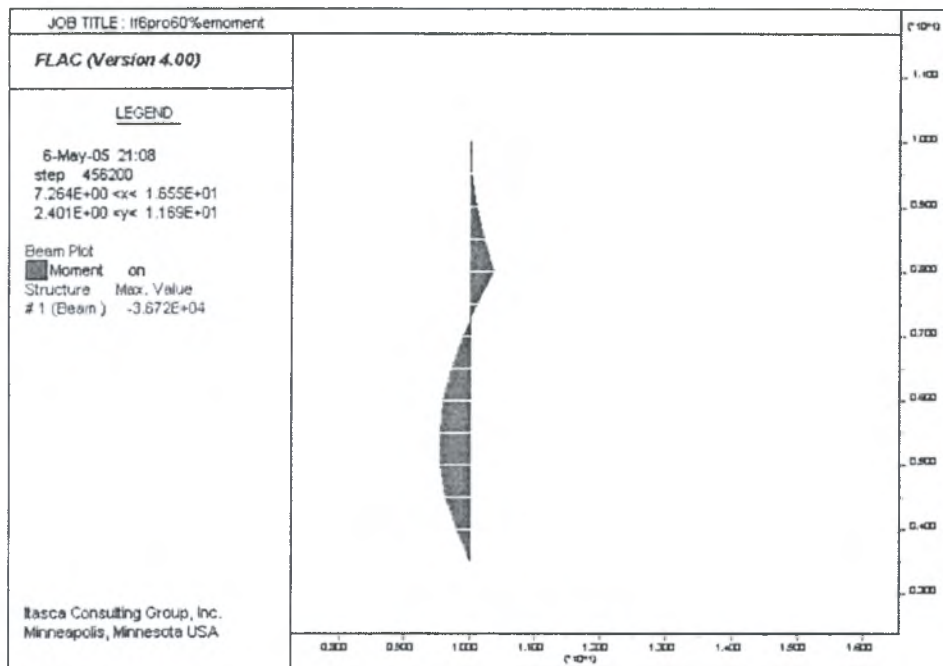
Η κατανομή της αξονικής δύναμης κατά μήκος του αγκυρίου παρουσιάζεται σε στο σχήμα 39. Όπως εύκολα γίνεται αντιληπτό, στο ελεύθερο μήκος του τένοντα η αξονική δύναμη διατηρεί σταθερή τιμή, ενώ στο πακτωμένο τμήμα του μειώνεται αυτή σταδιακά προς τον πόδα του.



Σχήμα 39

(Αξονική δύναμη στο αγκύριο για ελεύθερο μήκος τένοντα 6m, βάθος έμπτυξης 7.66%H και βαθμό προέντασης 60%)

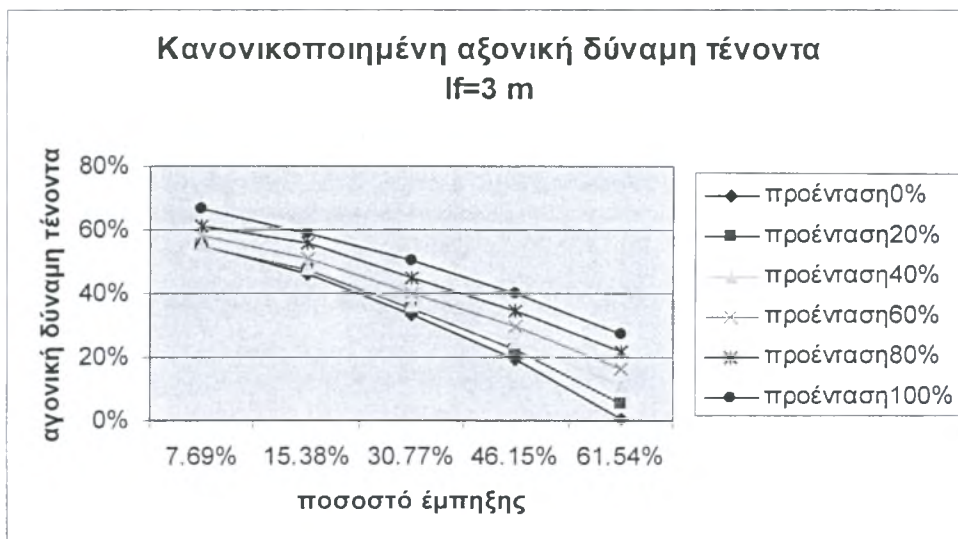
Αποτέλεσμα της παρουσίας του αγκυρίου είναι η εισαγωγή στο σύστημα μιας δύναμης με διεύθυνση και φορά αντίθετη εκείνης των ωθήσεων κατ'αυτόν τον τρόπο μειούται οι αναπτυσσόμενες ροπές και οι μετακινήσεις στο σώμα του διαφράγματος όπως φαίνεται στο σχήμα 40.



Σχήμα 40

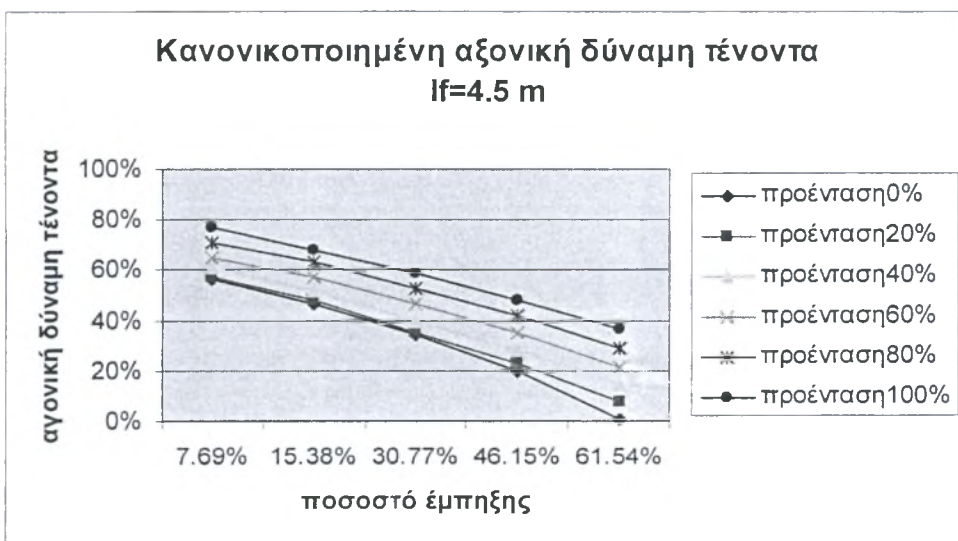
(Αναπτυσσόμενες ροπές στο διάφραγμα για ελεύθερο μήκος τένοντα 6m, βάθος έμπτυξης 7.66%H και βαθμό προέντασης 60% )

Ακολουθούν 4 γραφήματα ( 41 έως και 44 ) τα οποία απεικονίζουν την κανονικοποιημένη αξονική δύναμη που παραλαμβάνει ο τένοντας για διάφορα ελεύθερα μήκη του , συναρτήσεϊ του βάθους έμπτυξης και του βαθμού προέντασης. Η μέγιστη δύναμη παρουσιάζεται για βάθος έμπτυξης 7.69%H, ελεύθερο μήκος τένοντα 9m και βαθμό προέντασης 100%, είναι δε ίση με 93.1% της επιβαλλόμενης δύναμης προέντασης. Η ελάχιστη τιμή παρουσιάζεται για βάθος έμπτυξης 61.54%H, ελεύθερο μήκος τένοντα 3m και βαθμό προέντασης 0%, είναι δε ίση με 0.67% της επιβαλλόμενης δύναμης προέντασης .



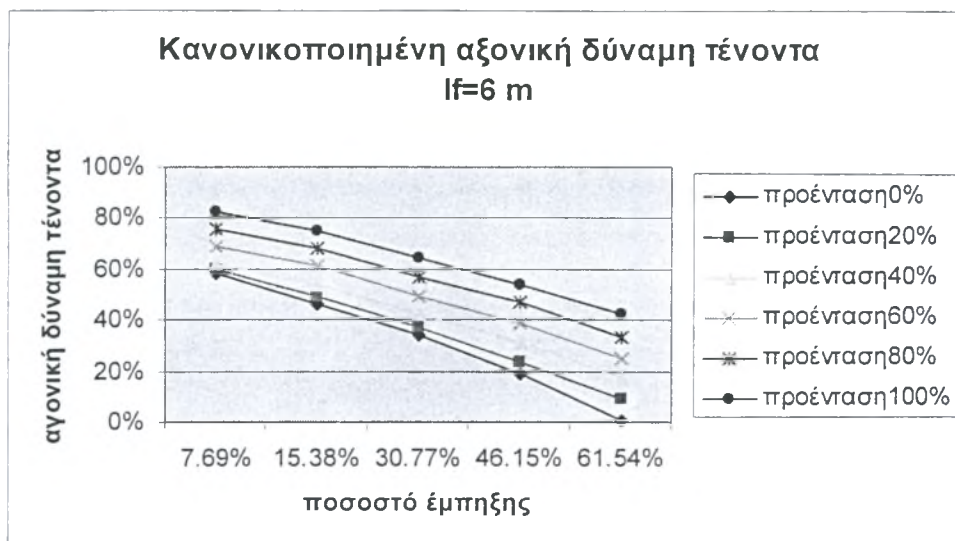
Σχήμα 41

(κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στον τένοντα για ελεύθερο μήκος τένοντα 3m, συναρτήσεως του βαθμού προέντασης και του βάθους έμπτυξης )



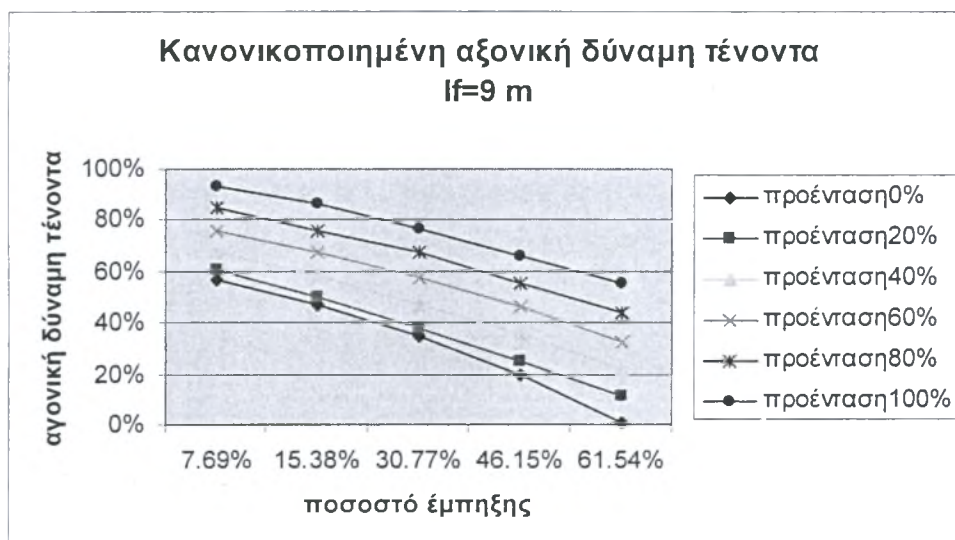
Σχήμα 42

(κανονικοποιημένη αξονική δύναμη του τένοντα για ελεύθερο μήκος τένοντα 4.5m, συναρτήσεως του βαθμού προέντασης και του βάθους έμπτυξης )



**Σχήμα 43**

(κανονικοποιημένη αξονική δύναμη του τένοντα για ελεύθερο μήκος τένοντα 6m, συναρτήσει του βαθμού προέντασης και του βάθους έμπτυξης )



**Σχήμα 44**

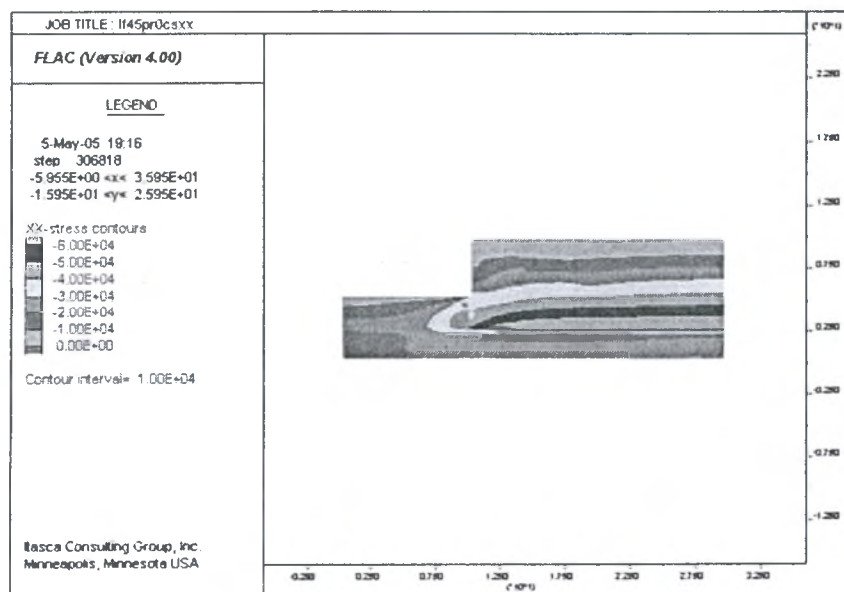
(κανονικοποιημένη αξονική δύναμη του τένοντα για ελεύθερο μήκος τένοντα 9m, συναρτήσει του βαθμού προέντασης και του βάθους έμπτυξης )

Παρατηρώντας τα ως άνω γραφήματα γίνεται σαφές ότι η δύναμη στην οποίαν αναλαμβάνει ο τένοντας αυξάνει καθώς αυξάνει το ελεύθερο μήκος του και η επιβαλλόμενη δύναμη προέντασης. Επίσης, η επιρροή του βαθμού προέντασης στην αύξηση της παραλαμβανόμενης δύναμης αυξάνει καθώς αυξάνεται το ελεύθερο μήκος του.

## 6. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

### 6.1 Οριζόντιες μετακινήσεις

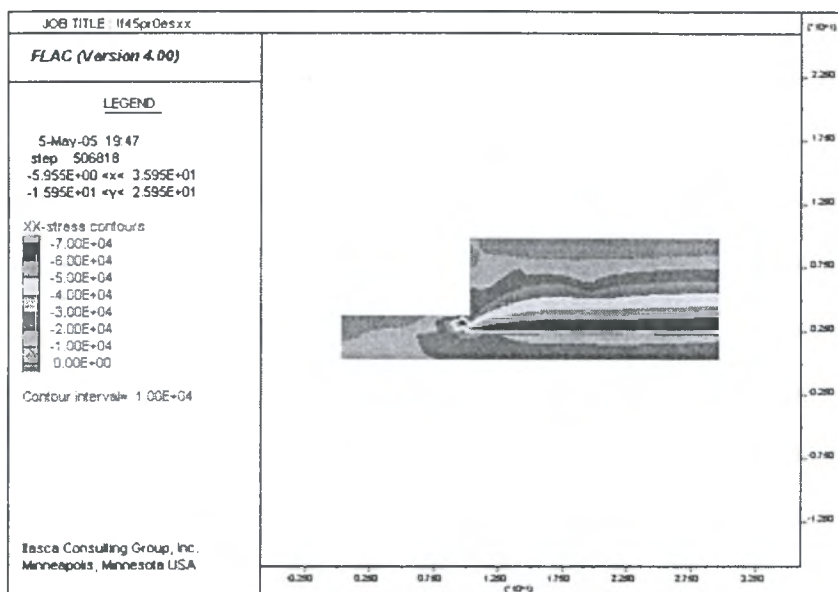
Οι οριζόντιες μετακινήσεις της γεωμάζας και του διαφράγματος αυξάνονται με την πρόοδο της εκσκαφής σε (μείωση του βάθους έμπηξης του διαφράγματος), όπως άλλωστε είναι λογικό εφόσον αφαιρώντας διαδοχικές ζώνες εδάφους από την πλευρά της εκσκαφής μειώνεται η παθητική αντίσταση της γεωμάζας (σχήμα 1, σχήμα 2). Με την εισαγωγή μεγαλύτερου ελεύθερου μήκους στον τένοντα, το αγκύριο μεταφέρει την δύναμη την οποία παραλαμβάνει σε μεγαλύτερη απόσταση από το διάφραγμα, όπου οι οριζόντιες μετατοπίσεις της γεωμάζας είναι σημαντικά μικρότερες. Με αυτόν τον τρόπο το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου μετακινείται εμφανώς λιγότερο προσδίδοντας μεγαλύτερη δυσκαμψία στο όλο σύστημα ( αγκύριο-διάφραγμα –γεωμάζα). Ο βαθμός προέντασης επηρεάζει έντονα τις οριζόντιες μετακινήσεις ( όσο αυτός αυξάνεται, οι μετακινήσεις μειώνονται).



Σχήμα 1

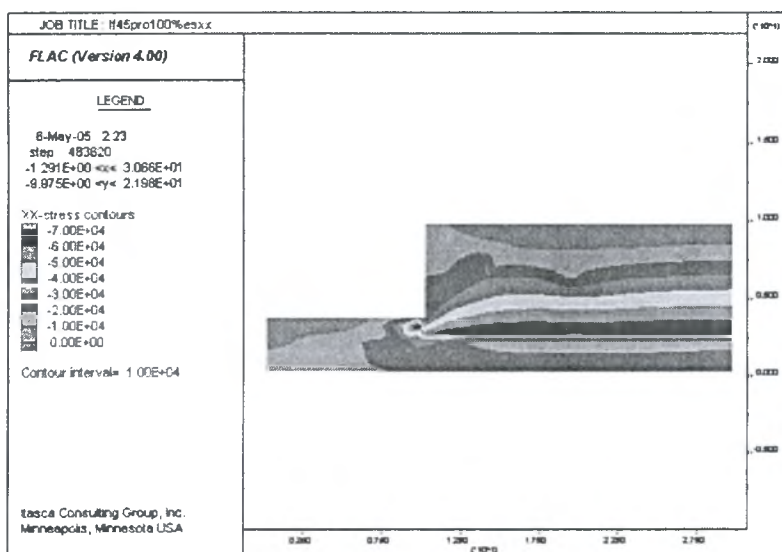
(Τάσεις κατά την διεύθυνση  $\chi$  για βάθος έμπηξης 30.77%H, ελεύθερο μήκος τένοντα 4.5m και μηδενική προένταση )





**Σχήμα 2**

(Τάσεις κατά την διεύθυνση  $x$  για βάθος έμπηξης 7.69% $H$ , ελεύθερο μήκος τένοντα 4.5m και μηδενική προένταση )



**Σχήμα 3**

(Τάσεις κατά την διεύθυνση  $x$  για βάθος έμπηξης 7.69% $H$ , ελεύθερο μήκος τένοντα 4.5m και βαθμό προέντασης 100% )

Ακόμη, παρατηρήθηκε σημαντική διαφορά στην κλίση των καμπύλων ίσης μετακίνησης στην στέψη συναρτήσει του βαθμού προέντασης για διάφορα ελεύθερα μήκη του τένοντα. Από αυτή την συμπεριφορά του συστήματος συνάγεται και το συμπέρασμα ότι όσο μεγαλύτερο είναι το ελεύθερο μήκος του τένοντα της αγκύρωσης τόσο αποδοτικότερη είναι η αύξηση της τιμής της δύναμης προέντασης. Μάλιστα, η διαφορά στην απόδοση τείνει να αυξάνεται για αντίστοιχη μείωση του βάθους έμπηξης του διαφράγματος. Βεβαίως, η υπερβολική αύξηση του ελεύθερου μήκους του τένοντα οδηγεί σε αντίθετα αποτελέσματα, καθώς εισάγεται η ελαστική του παραμόρφωση, η οποία αυξάνει με το μήκος του.

Ένας σημαντικός δείκτης που ανακλά την επιτελεστικότητα του συστήματος αντιστήριξης είναι το ποσοστό μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης συναρτήσει του βάθους έμπηξης, καθώς και του βαθμού προέντασης για το εξεταζόμενο κάθε φορά ελεύθερο μήκος του τένοντα. Οι σχετικές καμπύλες ίσων μετακινήσεων υποδεικνύουν ότι το μέγιστο ποσοστό μείωσης μετακινήσεων που παρουσιάζεται για τιμές του βάθους έμπηξης μεταξύ του 30%H και 45%H. Σε περιπτώσεις όπου ο βαθμός προέντασης είναι υψηλός (80%-100%), και για μεγάλο ελεύθερο μήκος τένοντα, δεν παρουσιάζεται μέγιστο, εφόσον αυτό μετατοπίζεται προς μεγαλύτερες τιμές του βάθους έμπηξης. Γίνεται λοιπόν σαφές ότι για το ως εύρος τιμών του βάθους έμπηξης η προένταση έχει την υψηλότερη αποδοτικότητα, εφόσον οι κινητοποιούμενες ωθήσεις των γαιών, η δύναμη στον τένοντα και οι ωθήσεις των γαιών από τη πλευρά της εκσκαφής (μερικώς παθητικές) οδηγούνται σε ισορροπία χωρίς την επιβολή μεγάλων μετακινήσεων στην γεωμάζα.

Τα σχήματα 4 έως και 7 απεικονίζουν την κατανομή των εδαφικών ωθήσεων στο διάφραγμα\* παρατηρείται ότι η αύξηση του ελεύθερου μήκους του τένοντα οδηγεί σε αύξηση των ωθήσεων μόνον υπό την παρουσία δύναμης προέντασης στο αγκύριο. Στις περιπτώσεις όπου ο τένων του αγκυρίου είναι "παθητικός", οι συνολικές εδαφικές ωθήσεις στο διάφραγμα λαμβάνουν μια τιμή που είναι κατά περίπου 15% της τιμής αναφοράς, η οποία έχει υπολογισθεί με τις κλασσικές μεθόδους (περί τα 114 KN ανά τρέχον μέτρο του διαφράγματος). Η τιμή αυτή αυξάνει όσον αυξάνει η δύναμη προέντασης και λαμβάνει την μέγιστη τιμή της σε βαθμό προέντασης 100%, ελαττώνεται όμως με αύξηση του ελεύθερου μήκους του τένοντα. Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται χαρακτηριστικά οι τιμές των

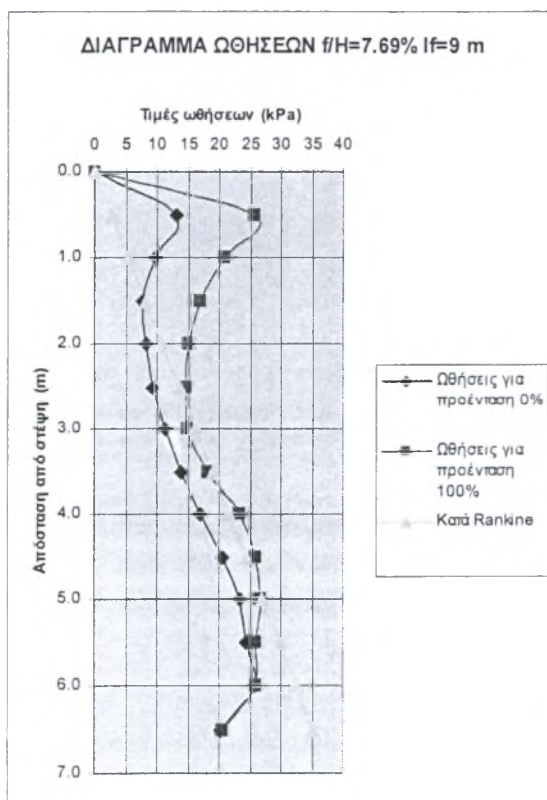
εδαφικών ωθήσεων για μηδενική προένταση και για την μέγιστη προένταση στον τένοντα, για διάφορα ελεύθερα μήκη του.

| $L_f(m)$          | 9.00   | 6.00   | 4.5    | 3.00   |
|-------------------|--------|--------|--------|--------|
| βαθμός προέντασης |        |        |        |        |
| 0%                | 96.97  | 97.52  | 96.87  | 96.06  |
| 100%              | 131.99 | 121.46 | 116.24 | 107.04 |
| ποσοστό αύξησης   | 36.12% | 24.55% | 19.99% | 11.42% |

### Πίνακας 1

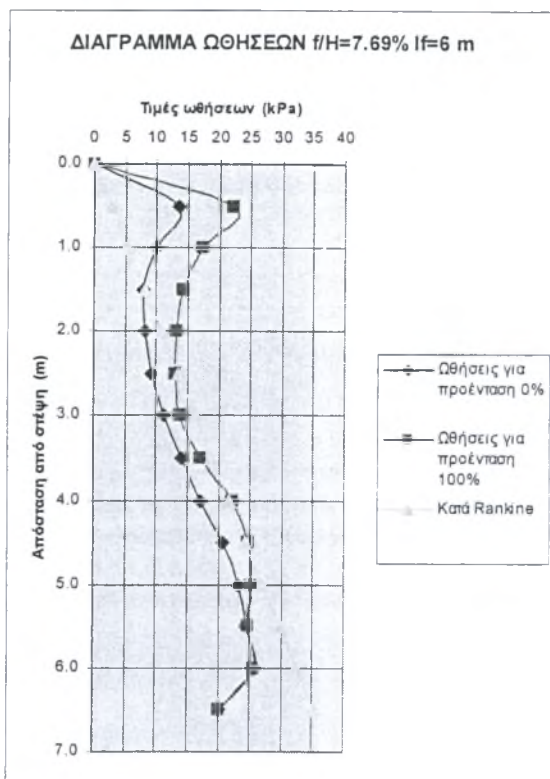
(Τιμές συνολικών εδαφικών ωθήσεων στο διάφραγμα συναρτήσει του ελεύθερου μήκους του τένοντα και του βαθμού προέντασης )

Όπως διακρίνεται από τις τιμές του ως άνω πίνακα οι ωθήσεις αυξάνονται υπό την παρουσίαν προέντασης, και μάλιστα τόσο περισσότερο όσο αυξάνει το ελεύθερο μήκος της αγκύρωσης. Ακολουθούν τα διαγράμματα κατανομής των ωθήσεων για τις περιπτώσεις του πίνακα 1.



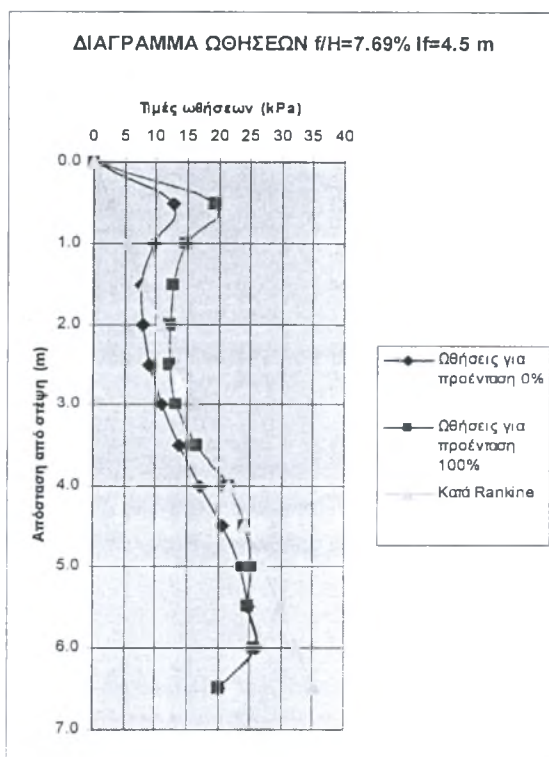
Σχήμα 4

(Εδαφικές ωθήσεις για ελεύθερο μήκος τένοντα 9m, βάθος έμπηξης 7.69% )



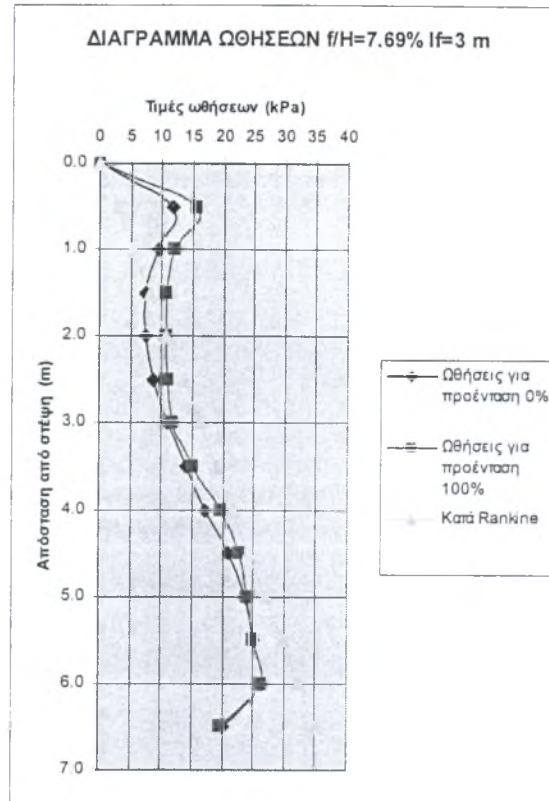
Σχήμα 5

(Εδαφικές ωθήσεις για ελεύθερο μήκος τένοντα 6m, βάθος έμπηξης 7.69%)



Σχήμα 6

(Εδαφικές ωθήσεις για ελεύθερο μήκος τένοντα 4.5m, βάθος έμπηξης 7.69%)



Σχήμα 7

(Εδαφικές ωθήσεις για ελεύθερο μήκος τένοντα 3m, βάθος έμπτυξης 7.69%)

Σύμφωνα με τα παραπάνω γραφήματα των εδαφικών ωθήσεων, οι μέγιστες τιμές εμφανίζονται κοντά στο πόδα του διαφράγματος και παραμένουν σταθερές χωρίς να επηρεάζονται σημαντικά από την δύναμη προέκτασης του αγκυρίου. Αντίθετα, η επίδραση της προέκτασης στις ωθήσεις του εδάφους κοντά στη περιοχή του αγκυρίου είναι καταλυτική· οι τιμές των ωθήσεων αυξάνονται κατακόρυφα στην περιοχή αυτή με την επιβολή της προέκτασης.

## 6.2 Στροφή του Διαφράγματος

Όπως έχει τονισθεί στα προηγούμενα το διάφραγμα στρέφεται ελαφρώς προς την εκσκαφή όσο το βάθος έμπτυξης μειούται. Οι παράγοντες οι οποίοι διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην αύξηση ή την μείωση της στροφής είναι κατά σειρά προτεραιότητας: το ελεύθερο μήκος του τένοντα, η προέκτασή το βάθος έμπτυξης. Παρατηρώντας το διάγραμμα μεταβολής της στροφής για μηδενική προέκταση διαφαίνεται ότι η μέγιστη τιμή για ελεύθερο μήκος του τένοντα 3m παρουσιάζεται εις

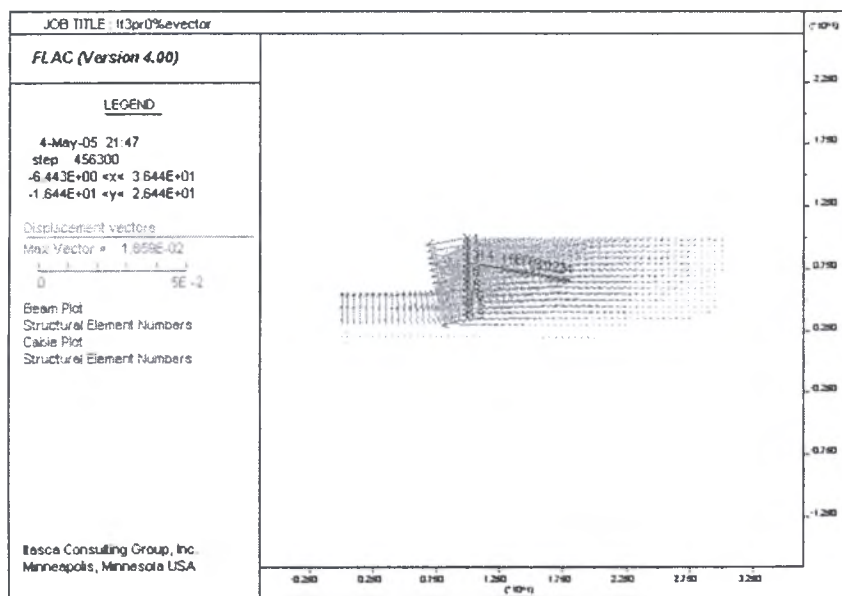
βάθος έμπηξης 15.38% H, ενώ στις άλλες περιπτώσεις ελεύθερου μήκους του τένοντα για βάθος έμπηξης 30.77%H. Το ίδιο συμβαίνει και για τις περιπτώσεις όπου το αγκύριο είναι προεντεταμένο. Το φαινόμενο αποδίδεται στο γεγονός ότι το διαφράγμα συγκρατείται στον πόδα του όσο το βάθος έμπηξης διατηρείται σε τιμές μέχρι και 30.77%H ( το ποσοστό αυτό γίνεται 15.38%H για ελεύθερο μήκος του τένοντα 3m) από την γεωμάζα που βρίσκεται από την πλευρά της εκσκαφής. Από την φάση αυτή και έπειτα η στέψη του διαφράγματος χαρακτηρίζεται από μικρότερες μετακινήσεις σε σχέση με τον πόδα του, με αποτέλεσμα την μετακίνηση του τελευταίου προς την εκσκαφή. Παρατηρείται έτσι μείωση της στροφής του διαφράγματος για μεγάλα βάθη εκσκαφής, αλλά όχι και μείωση της μέγιστης μετακίνησης. Μάλιστα, για δύναμη προέντασης 40% και άνω, και ανάλογα με το ελεύθερο μήκος του τένοντα, παρατηρείται αρνητική στροφή του διαφράγματος (ο πόδας μετακινείται περισσότερο από την στέψη) . Όσο το ελεύθερο μήκος και η προένταση αυξάνει, το σύστημα αποκτά μεγαλύτερη δυσκαμψία, ενώ η κεφαλή του αγκυρίου παρουσιάζει μικρότερη ενδοτικότητα, με αποτέλεσμα την μεγαλύτερη μετακίνηση του πόδα (και κατ' επέκτασιν την αρνητική στροφή του διαφράγματος ).

### 6.3 Κατακόρυφες μετακινήσεις

Η μορφολογία του πεδίου κατακόρυφων μετακινήσεων διατηρείται σε όλες τις περιπτώσεις της ανάλυσης παρόμοια. Οι μέγιστες κατακόρυφες μετακινήσεις καταγράφονται σε απόσταση από την 7.69% του ύψους H του διαφράγματος, μειώνονται δραστικά και απότομα σε απόσταση ίση με το 46%H, έπειτα δε διατηρούνται σε πολύ χαμηλά επίπεδα μέχρι να μηδενισθούν σε απόσταση κατά τι μεγαλύτερη από το συνολικό ύψος του διαφράγματος.

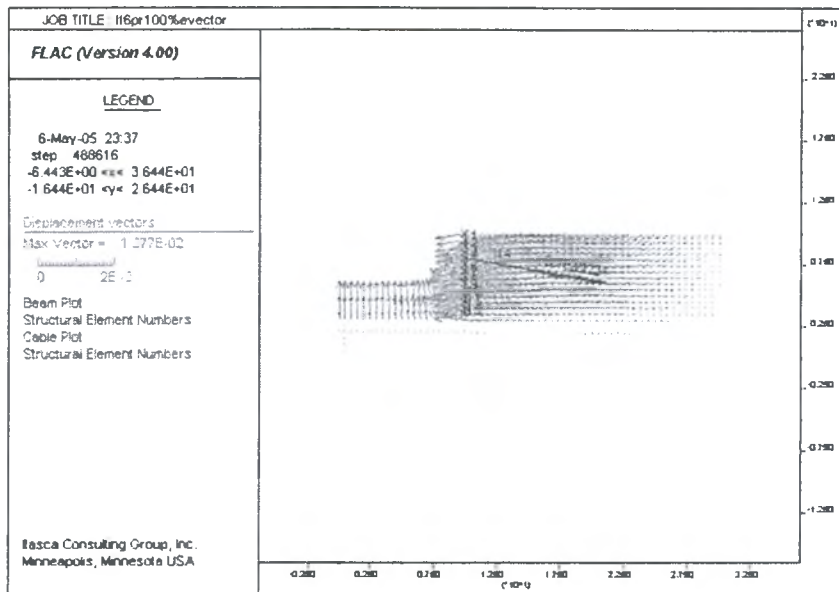
Όπως καθίσταται εμφανές από τα σχήματα 12 και 13, τα μέγιστα διανύσματα των μετακινήσεων εμφανίζονται στην περιοχή γύρω από τη στέψη του διαφράγματος, όπως είναι άλλωστε και αναμενόμενο, εφόσον η μέγιστη μετακίνηση του διαφράγματος παρατηρείται στην στέψη του. Άλλωστε το τμήμα αυτό της γεωμάζας είναι και το πρώτο κατά σειράν το οποίο και πλαστικοποιείται στα αρχικά στάδια της εκσκαφής (σχήμα 14), γεγονός που έχει ως αποτέλεσμα η αντοχή να μειώνεται ραγδαία στα ακόλουθα στάδια της ανάλυσης. Το βάθος στο οποίο και παρατηρείται σχετικώς μεγάλη τιμή της κατακόρυφης μετακίνησης διαφοροποιείται από 30% έως

και 50% του συνολικού ύψους H του διαφράγματος, ανάλογα με το μέγεθος της δύναμης προέντασης που ασκείται στο αγκύριο. Όσο η τελευταία αυξάνει τόσο μειώνεται το βάθος στο οποίο παρατηρείται κατακόρυφη μετακίνηση, εφόσον με την επιβολή υψηλότερης δύναμης προέντασης το σύστημα γίνεται λιγότερο ενδοτικό, με αποτέλεσμα την μείωση των μετακινήσεων του διαφράγματος, άρα και της αντιστηριζόμενης εδαφομάζας.



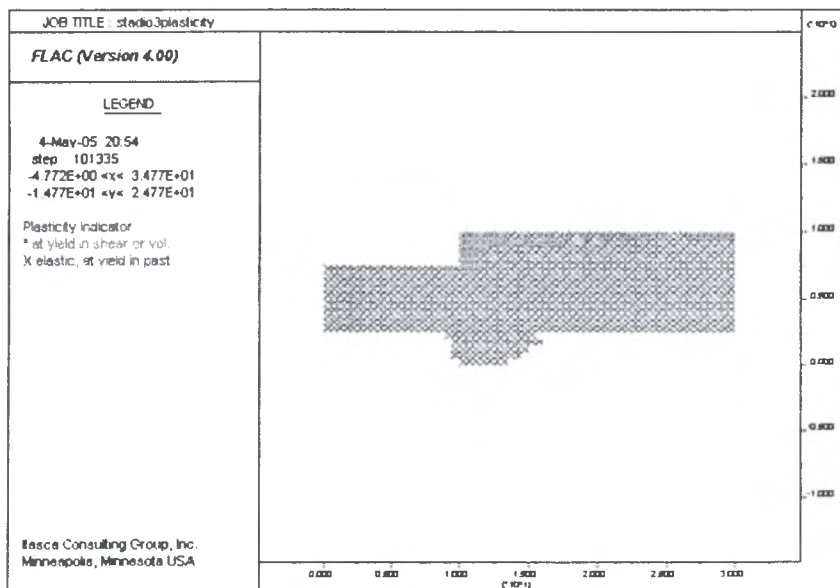
**Σχήμα 8**

( Διανύσματα των μετακινήσεων του εδάφους για βάθος έμπηξης 7.69%H, ελεύθερο μήκος τένοντα 3m και μηδενική προένταση )



**Σχήμα 9**

( Διανύσματα των μετακινήσεων του εδάφους για βάθος έμψηξης 7.69%Η, ελεύθερο μήκος τένοντα 6m και 100% προένταση)



**Σχήμα 10**

( Πλαστικοποιημένη ζώνη της εδαφομάζας μετά το αρχικό στάδιο εκσκαφής, πριν την τοποθέτηση του αγκυρίου , για βάθος έμψηξης 61.54%Η)



#### 6.4 Αξονική δύναμη τένοντα

Η αξονική δύναμη του αγκυρίου διατηρεί σταθερή τιμή στο ελεύθερο τμήμα του τένοντα, ενώ στο ενεματωμένο τμήμα του η τιμή μειώνεται συνεχώς για να μηδενισθεί σχεδόν στον άκρο του. Η συμπεριφορά αυτή είναι αναμενόμενη στο πακτωμένο τμήμα, εφόσον οι μετακινήσεις είναι υψηλότερες προς την κεφαλή του και μειώνονται προς το άκρο του. Σε αυτό το τμήμα του αγκυρίου οι παράμετροι της ανάλυσης ορίζονται εις τρόπον ώστε να έχει αυτό ελαστική συμπεριφορά μέχρι την οριακή του φέρουσα ικανότητα οπότε και οδηγείται αυτό σε εξόλκευση.

Η τιμή της αξονικής δύναμης στο ελεύθερο τμήμα του τένοντα εξαρτάται άμεσα από τις τρεις μεταβλητές της ανάλυσης: το βάθος έμπηξης, το ελεύθερο μήκος του τένοντα και την δύναμη προέντασης. Σε όλες τις περιπτώσεις, όσο μειούται το βάθος έμπηξης τόσο αυξάνεται η δύναμη που αναλαμβάνει το αγκύριο, εφόσον αφαιρείται τμήμα της εδαφομάζας από την πλευρά της εκσκαφής (άρα μειώνονται οι αντιστάσεις της εδαφομάζας σε αυτή τη περιοχή). Ακόμη, σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις η αύξηση της δύναμης προέντασης οδηγεί σε αύξηση της αξονικής δύναμης και τούτο διότι κατ'αυτόν τον τρόπον αυξάνει η συνολική δυσκαμψία του συστήματος και η αγκύρωση καλείται να αναλάβει την αντίσταση που προηγουμένως αναλάμβανε η εδαφομάζα από την πλευρά της εκσκαφής. Το ελεύθερο μήκος του τένοντα διαδραματίζει επίσης σημαντικό ρόλο εφόσον όσο μεγαλύτερο είναι αυτό, τόσο ισχυρότερο από πλευράς ακαμψίας γίνεται το σύστημα\* οι δυνάμεις στο σύστημα μεταφέρονται μέσω του αγκυρίου σε περιοχές της εδαφομάζας με μικρότερη ένταση. Αποτέλεσμα αυτής της μεταφοράς δυνάμεων σε δυσκαπτότερες περιοχές της εδαφομάζας είναι η ανάληψη μεγαλύτερης δύναμης από το αγκύριο.

## 6.5 Συμπεράσματα

Τα συμπεράσματα της παρούσας εργασίας αφορούν σε αντιστηρίξεις οι οποίες ομοιάζουν σε μεγάλο βαθμό με την διερευνώμενη περίπτωση.

Το κύριο μέγεθος το οποίο ενδιαφέρει κατά τον σχεδιασμό των κατασκευών αντιστήριξης είναι οι μετακινήσεις της αντιστηριζόμενης γεωμάζας και κατ'επέκτασιν των δομημάτων τα οποία εδράζονται επάνω σε αυτήν. Στην εξεταζόμενη περίπτωση οι μετακινήσεις εξαρτώνται κυρίως από το βάθος έμπηξης του διαφράγματος, εφόσον με την αύξηση του βάθους εκσκαφής αυξάνονται οι μετακινήσεις της γεωμάζας. Κατά τον σχεδιασμό μίας τέτοιου είδους αντιστήριξης θα πρέπει να υιοθετείται ένα ικανό βάθος έμπηξης του διαφράγματος το οποίο θα εμποδίζει την ανάπτυξη σημαντικών μετατοπίσεων στην γεωμάζα.

Εκτός από την υιοθέτηση ενός ικανού βάθους έμπηξης του διαφράγματος θα πρέπει να επιλέγεται και ο βέλτιστος συνδυασμός ελεύθερου μήκους του τένοντα με τη κατάλληλη δύναμη προέντασης στην αγκύρωση. Το ελεύθερο μήκος του τένοντα θα πρέπει να είναι αρκετά μεγάλο, ώστε το πακτωμένο τμήμα της αγκύρωσης να βρίσκεται εκτός της περιοχής εκείνης της γεωμάζας στην οποία οι μετακινήσεις είναι έντονες. Από την άλλη πλευρά το μήκος του τένοντα δεν θα πρέπει να είναι υπερβολικό, εφόσον υπάρχει τότε σοβαρός κίνδυνος υπερδιαστασιολόγησής του συστήματος. Το σώμα του τένοντα θα υποστεί ελαστικές παραμορφώσεις, οι οποίες για να αντιμετωπισθούν θα πρέπει να ενισχυθεί η διατομή του. Πέραν τούτου, μεγάλο μήκος στον τένοντα προσδίδει στο όλο σύστημα μεγαλύτερη ακαμψία μειώνοντας μεν τις οριζόντιες μετακινήσεις στην στέψη, αυξάνοντας όμως τις οριζόντιες μετατοπίσεις στον πόδα του διαφράγματος. Όπως σημειώθηκε στα προηγούμενα μεγάλο ελεύθερο μήκος του τένοντα, σε συνδυασμό με ικανό βαθμό προέντασης, οδηγεί το διάφραγμα να στρέφεται αντίστροφα, εφόσον η οριζόντια μετακίνηση στο πόδα είναι μεγαλύτερη από αυτήν στην στέψη. Σε μία πραγματικού μεγέθους κατασκευή αυτό θα μπορούσε να είναι καταστροφικό, εφόσον θα οδηγούσε στην αστοχία του διαφράγματος στο πόδα της κατασκευής\* η αναπτυσσόμενη ροπή στο σώμα του διαφράγματος θα ήταν τόσο υψηλή που θα έθετε σε κίνδυνο το ίδιο το διάφραγμα ως φέρον δομικό στοιχείο. Εξάλλου, σύμφωνα με τον σύγχρονο σχεδιασμό των κατασκευών η ιδέα χρήσης πολύ ισχυρών δομικών στοιχείων έχει παραχωρήσει την θέση της στην υιοθέτηση πλαστικών στοιχείων, οι οποίες θα είναι

ικανές (σε περίπτωση δυναμικής φορτίσεως) να απορροφήσουν ενέργεια, ώστε να μην αστοχήσουν ψαθυρά. Στον σχεδιασμό γεωτεχνικών κατασκευών το ζήτημα είναι αρκετά πιο περίπλοκο, η προτίμηση όμως των συστημάτων υψηλής ακαμψίας δεν συντελεί στην απορρόφηση της ενέργειας.

Ο σχεδιασμός των αγκυρωμένων διαφραγμάτων θα πρέπει να γίνεται με γνώμονα την ελαχιστοποίηση των μετακινήσεων, χωρίς όμως την υιοθέτηση πολύ άκαμπτων διατάξεων που τελικώς, εκτός από αντιοικονομικές, πολλές φορές αποδεικνύεται ότι είναι και ανεπαρκείς, εφόσον σε περίπτωση τοπικής αστοχίας υλικού, η αστοχία γενικεύεται σε όλο το σύστημα.

## 7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΦΥΣΙΚΟΥ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Από την ανάλυση των αποτελεσμάτων του φυσικού και του αριθμητικού προσομοιώματος καθίσταται σαφές ότι υπάρχουν διαφορές ποσοτικού και ποιοτικού χαρακτήρα στην συμπεριφορά του συστήματος υπό κλίμακα και σε πραγματικές διαστάσεις.

### 7.1 Οι οριζόντιες μετακινήσεις της στέψης του διαφράγματος

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του φυσικού και του αριθμητικού προσομοιώματος η οριζόντια μετακίνηση στη στέψη του διαφράγματος αυξάνεται σημαντικά με την μείωση του βάθους έμπηξης του διαφράγματος. Η επιρροή του βαθμού προέντασης στο μέγεθος της οριζόντιας μετακίνησης της στέψης αντικατοπτρίζεται ποιοτικά και στις δύο περιπτώσεις, όχι όμως και ποσοτικά: στο φυσικό προσομοίωμα οι μετακινήσεις πρακτικά μηδενίζονται για προένταση μεγαλύτερη του 50% της τιμής αναφοράς, ενώ στο αριθμητικό προσομοίωμα η μείωση των μετακινήσεων δεν συγκλίνει σε κάποιο βαθμό προέντασης. Σημαντική διαφορά προέκυψε και στην απόκριση του συστήματος σε σχέση με την αύξηση του ελεύθερου μήκους του τένοντα: ενώ στο φυσικό προσομοίωμα οι χαρακτηριστικές καμπύλες «οριζόντια μετακίνηση στη στέψη - ελεύθερο μήκος του τένοντα» παρουσιάζουν ελάχιστο για κάθε τιμή του βάθους έμπηξης, στο αριθμητικό προσομοίωμα οι μετακινήσεις μειώνονται με την αύξηση του μήκους του τένοντα, χωρίς όμως να παρουσιάζεται κάποιο ακρότατο.

Όσον αφορά στο ποσοστό μείωσης των μετακινήσεων συναρτήσει του βάθους έμπηξης και του βαθμού προέντασης του αγκυρίου, παρατηρείται σημαντική ποιοτική ομοιότητα μεταξύ των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων. Και στις δύο περιπτώσεις οι

καμπύλες παρουσιάζουν μέγιστη μείωση των μετακινήσεων για συγκεκριμένο συνδυασμό βαθμού προέντασης και βάθους έμπηξης. Η ποσοτική διαφορά αφορά στο μέγεθος του ποσοστού μείωσης της μετακίνησης: στο φυσικό προσομοίωμα η διαφορά αγγίζει το 75%, ενώ στο αριθμητικό προσομοίωμα δεν υπερβαίνει το 20% για το ίδιο ελεύθερο μήκος του τένοντα. Επίσης ενώ στο φυσικό προσομοίωμα το ποσοστό μείωσης της μετακίνησης είναι μέγιστο για βαθμό προέντασης 50% και βάθος έμπηξης 8%, ενώ στο αριθμητικό προσομοίωμα το μέγιστο παρουσιάζεται για βαθμό προέντασης 100% και βάθος έμπηξης 60%.

## 7.2 Στροφή του διαφράγματος

Το διάφραγμα στρέφεται και στις δύο προσομοιώσεις (φυσική και αριθμητική) προς την πλευρά της εκσκαφής με τον άξονα περιστροφής να μεταβάλλει συνεχώς θέση κατά το ύψος του διαφράγματος. Καθ'όσον το βάθος εκσκαφής αυξάνει η διαφορά των δύο προσομοιώσεων γίνεται ορατή για υψηλές τιμές του ελεύθερου μήκους του τένοντα σε συνδυασμό με υψηλές τιμές του βαθμού προέντασης. Οπότε στο αριθμητικό προσομοίωμα παρατηρείται αντίθετη φορά στροφής σε σχέση με το φυσικό προσομοίωμα.

## 7.3 Κατακόρυφες μετακινήσεις γεωμάζας

Οι κατακόρυφες μετακινήσεις της γεωμάζας παρουσιάζουν την ίδια εξέλιξη και στις δύο περιπτώσεις προσομοίωσης. Η κατανομή των κατακόρυφων μετακινήσεων της γεωμάζας κατά το βάθος του διαφράγματος είναι ομοιότυπη και στις δύο ως άνω περιπτώσεις. Μεγαλύτερες μετακινήσεις εμφανίζονται στη περίπτωση του φυσικού προσομοιώματος, όπου όμως μηδενίζονται σε μικρότερη οριζόντια απόσταση από τη στέψη του διαφράγματος από ότι στο αριθμητικό

προσομοίωμα. Ακόμη, η επιρροή του βαθμού προέντασης στο φυσικό προσομοίωμα είναι αρκετά σημαντική μειώνοντας το μέγεθος των μετακινήσεων σημαντικά, ενώ στο αριθμητικό προσομοίωμα η αντίστοιχη επιρροή στην μείωση των μετακινήσεων είναι ασήμαντη.

#### **7.4 Αξονική δύναμη τένοντα**

Η δύναμη στο αγκύριο διαφοροποιείται σημαντικά συναρτήσει του βάθους έμπηξης και του βαθμού προέντασης στις δύο περιπτώσεις προσομοίωσης. Στο φυσικό προσομοίωμα το αγκύριο παραλαμβάνει σημαντικά μεγαλύτερη δύναμη, σε σχέση με το αριθμητικό προσομοίωμα, για τις ίδιες τιμές του βάθους έμπηξης και της δύναμης προέντασης. Η διαφορά είναι εντονότερη για υψηλές τιμές προέντασης και μικρό βάθος έμπηξης του διαφράγματος.

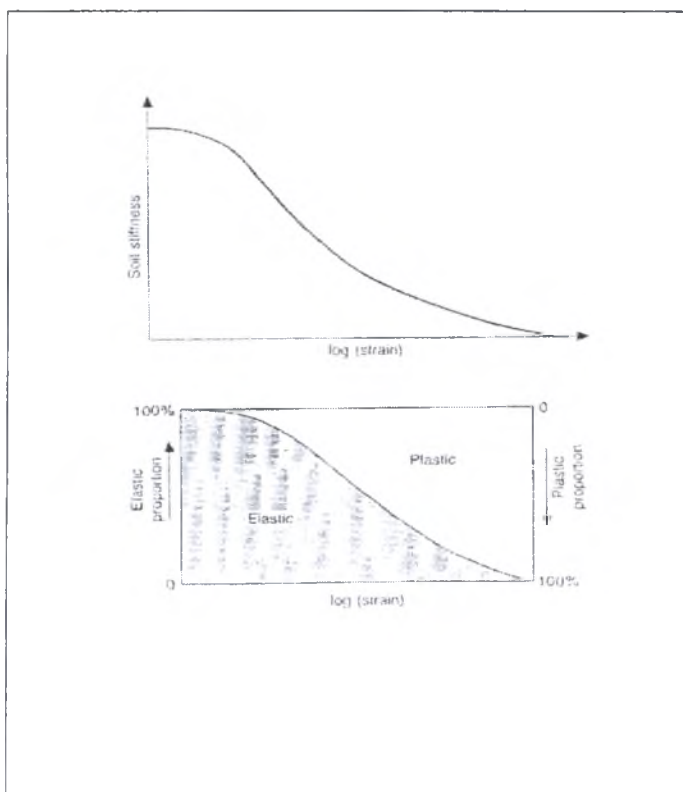
#### **7.5 Αίτια απόκλισης αποτελεσμάτων φυσικού-αριθμητικού προσομοιώματος**

Συγκρίνοντας συνολικά τα αποτελέσματα τα αποτελέσματα από το φυσικό και το αριθμητικό προσομοίωμα είναι εμφανές ότι διακρίνονται σημαντικές διαφορές τόσο ποιοτικού όσο και ποσοτικού χαρακτήρα. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στους εξής παράγοντες:

- Στο φυσικό προσομοίωμα παρουσιάζονται παρασιτικά φαινόμενα όπως η τριβή μεταξύ των κόκκων και των υαλοπινάκων
- Τα φαινόμενα κλίμακας στα επιμέρους δομικά στοιχεία της διάταξης της αντιστήριξης ( διάφραγμα – αγκύριο ). Η υψηλή δυσκαμψία και το υψηλό βάρος του

διαφράγματος καθώς και η παρουσία της αγκύρωσης ενδεχομένως αύξησαν τα παρασιτικά φαινόμενα.

- Τα φαινόμενα κλίμακας όσον αφορά την μηχανική συμπεριφορά του εδάφους σε μικρή κλίμακα η οποία διαφοροποιείται ανάλογα με τις παραμορφωσιακές συνθήκες. Πράγματι σύμφωνα με τη καμπύλη S (Seed and Idriss) που παρουσιάζεται στο παρακάτω σκαρίφημα το μέτρο παραμόρφωσης ενός υλικού συνδέεται άμεσα με το μέγεθος των παραμορφώσεων οι οποίες επιβάλλονται κατά την διάρκεια της εξαίτησης. Είναι κοινώς αποδεκτόν ότι οι παραμορφώσεις μπορούν να διαχωριστούν σε δύο τύπους , ελαστικές και πλαστικές. Από το σκαρίφημα διακρίνεται ότι για πολύ μικρές παραμορφώσεις το έδαφος συμπεριφέρεται 100% ελαστικά αλλά όσο οι παραμορφώσεις αυξάνονται μεγαλύτερο ποσοστό του εδάφους συμπεριφέρεται



πλαστικά και η συνολική δυσκαμψία του μειώνεται.

Σύμφωνα με την θεώρηση αυτή η συμπεριφορά του εδάφους δεν μπορεί να είναι όμοια στο φυσικό προσομοίωμα και σε κλίμακα 1:1. Η δυσκαμψία που παρουσιάζει το έδαφος σε μικρές παραμορφώσεις στο φυσικό προσομοίωμα είναι κατά πολύ μεγαλύτερη εκείνης σε κλίμακα 1:1.

- Η ανταπόκριση του ελαστοπλαστικού μοντέλου συμπεριφοράς **Mohr – Coulomb** σύμφωνα με το οποίο καθορίστηκε η συμπεριφορά του εδάφους στο αριθμητικό προσομοίωμα. Το ως άνω μοντέλο συμπεριφοράς δεν αντικατοπτρίζει πλήρως τη

πραγματική συμπεριφορά της άμμου αλλά την εξιδανικεύει λαμβάνοντας τη ως γραμμικά ελαστική μέχρι την πλαστικοποίηση της.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Costopoulos, D. Spyros (1985). Model behavior of prestressed tieback – Journal of Geotechnical Engineering Vol. 114 No. 10, October, 1988.

Κωστόπουλος, Σ. (2003). ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ – Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού και Ανάλυσης Ι. Εκδόσεις ΙΩΝ ,Αθήνα. p.661.

FLAC (1998) Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca: A Consulting Group Inc. Computer Software, Manuals version 4.

Us department of Transportation ( Federal Highway Administration). Effects of geosynthetic reinforcement spacing on the behavior of mechanically stabilized earth walls – Federal Highway publications .

Καττής, Ν. (2003). ΑΝΑΣΤΡΟΦΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΤΟΥ ΣΤΑΘΜΟΥ ΠΛΑΚΕΝΤΙΑΣ, ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ.

Costopoulos, D. Spyros (1986). Champs des déplacements dans le sol derriere une paroi ancree – ingenieurs et architectes Vol. no 24.

B. Simpson, N.J. O' Riordan, D.D. Croft (1979). A computer model for ground movements in london clay. Geotechnique 29 No 2,149-175

Αθανασόπουλος Γ.Α. (1995). Model Συνοπτική θεωρία και προβλήματα Εδαφομηχανικής – Πανεπιστήμιο Πατρών εκδοτικό κέντρο.

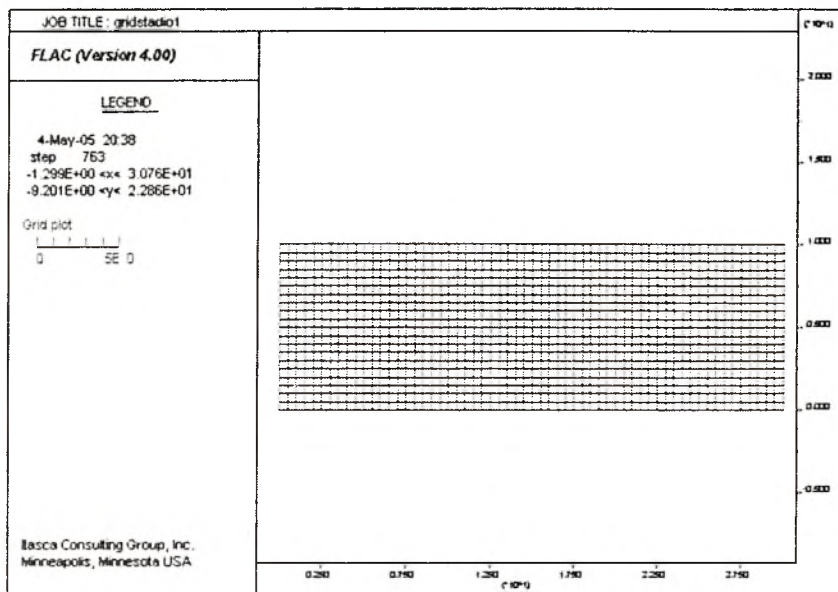
Jean-Louis Briaud, Yujin Lim (1999). Tieback walls in sand : Numerical simulation and design implications – Journal of Geotechnical Engineering Vol. 184 No. 10, November, 2000.

Thomas J. Siller and Dorothy D. Frawley (1992). Seismic Response of Multianchored Retaining Walls – Journal of Geotechnical Engineering Vol. 118 No. 11, November, 1992.

Thomas J. Siller, Matthew O'Dolly (1992). Design of tieback walls for seismic loading Journal of Geotechnical Engineering Vol. 118 No. 11, November, 1992.

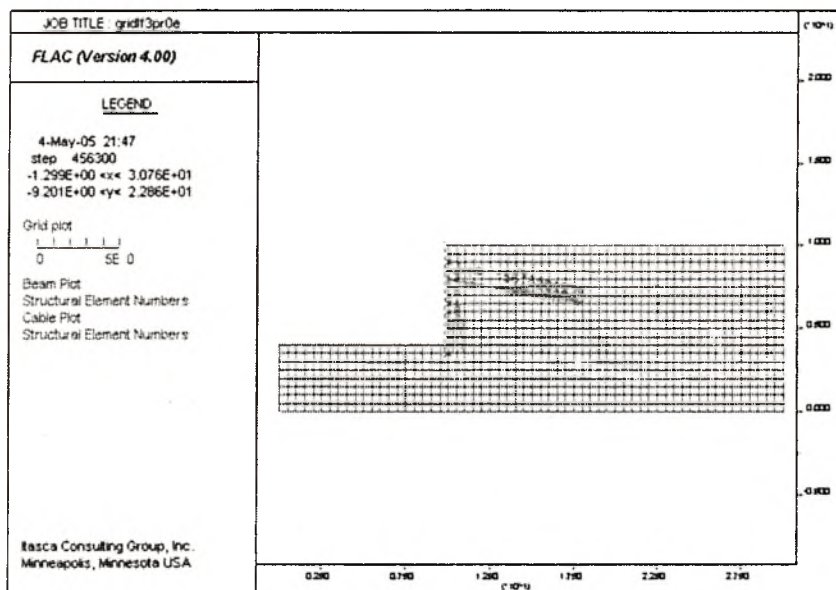
## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 1

Αποτελέσματα επιλύσεων Flac



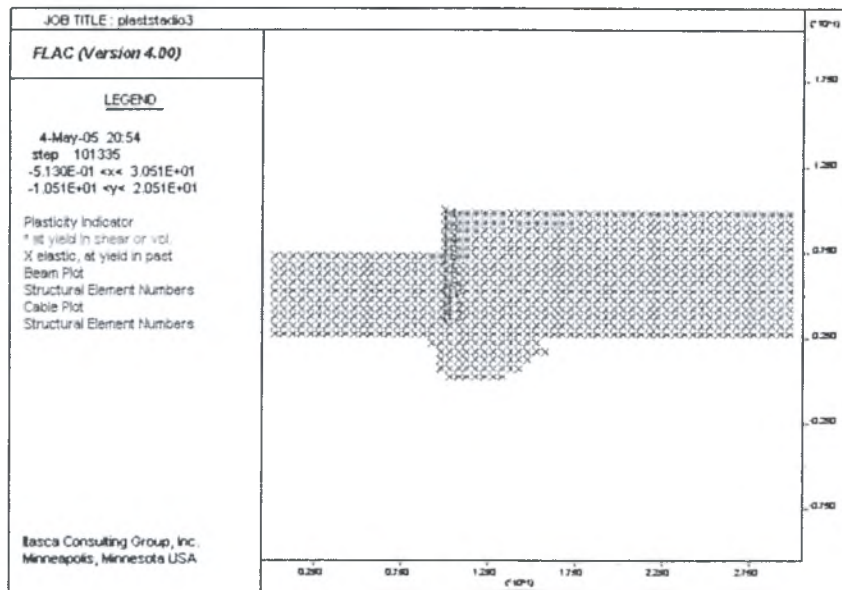
Σχήμα 1

(Κάνναβος στοιχείων κατά το πρώτο στάδιο επίλυσης)



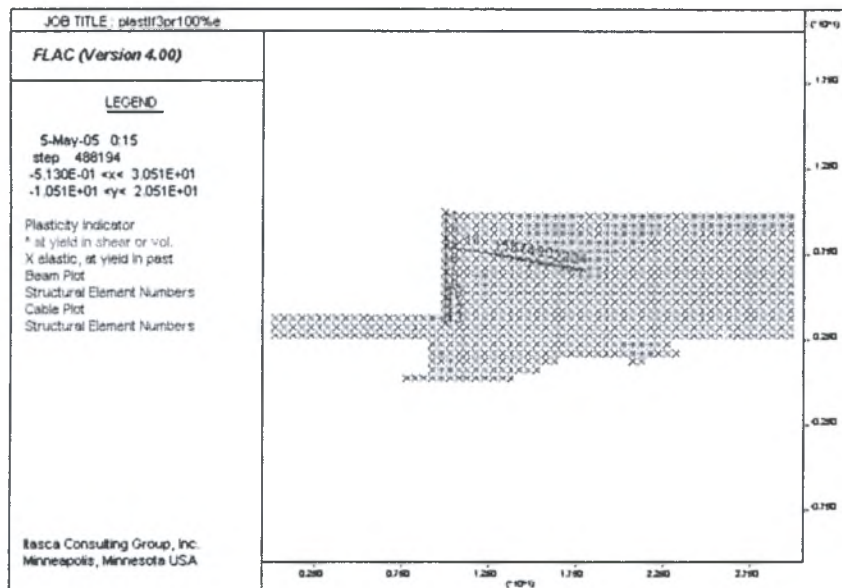
Σχήμα 2

(Κάνναβος στοιχείων κατά το τελικό στάδιο επίλυσης για  $L_f=3m$ )



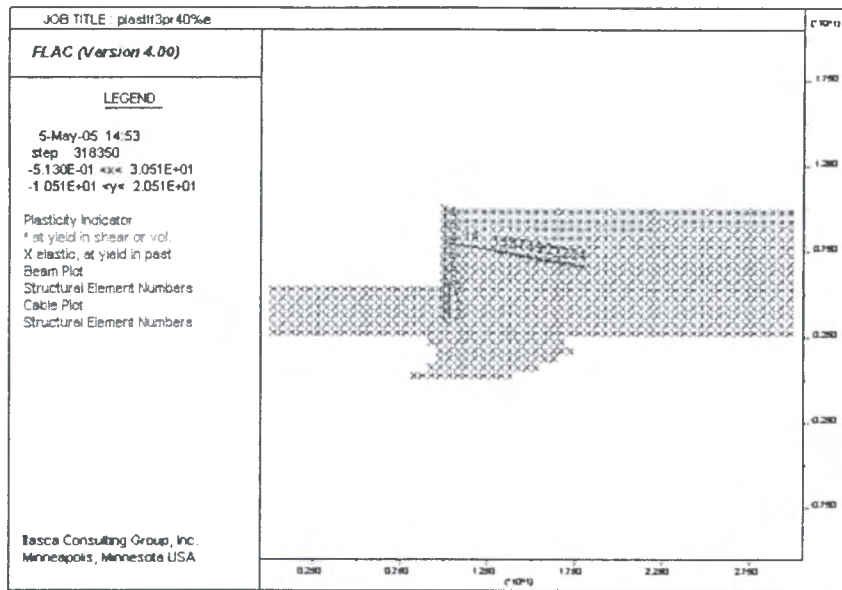
Σχήμα 3

(Πλαστικοποιημένη ζώνη εδαφόμαζας κατά το πρώτο στάδιο εκσκαφής)



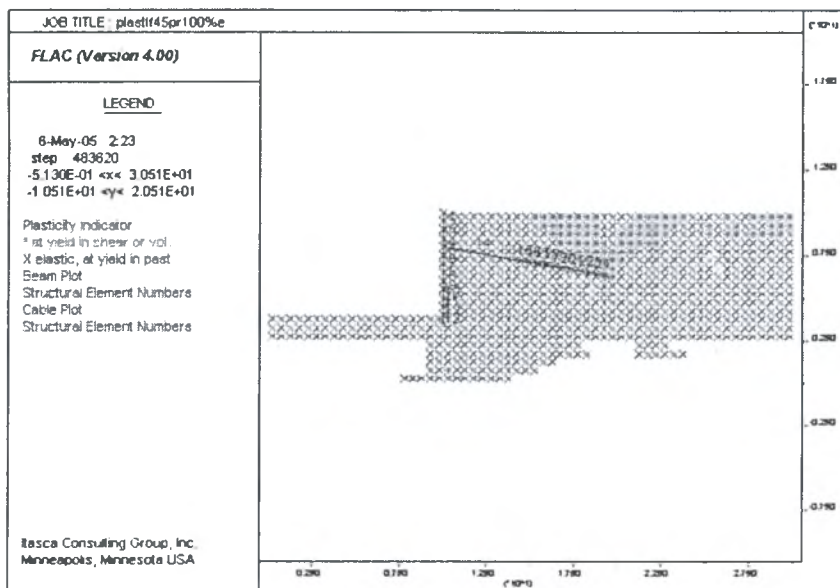
Σχήμα 4

(Πλαστικοποιημένη ζώνη εδαφόμαζας κατά το τελικό στάδιο εκσκαφής για  $L_f=3m$  και μηδενική προένταση)



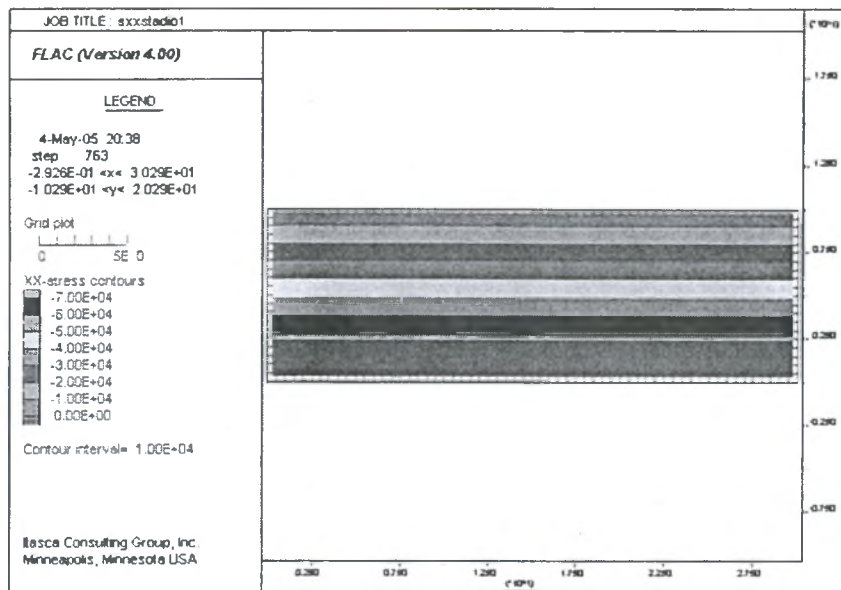
**Σχήμα 5**

(Πλαστικοποιημένη ζώνη εδαφόμαζας κατά το τελικό στάδιο εκσκαφής για  $L_f=3\text{m}$  και βαθμό προέντασης 40%)

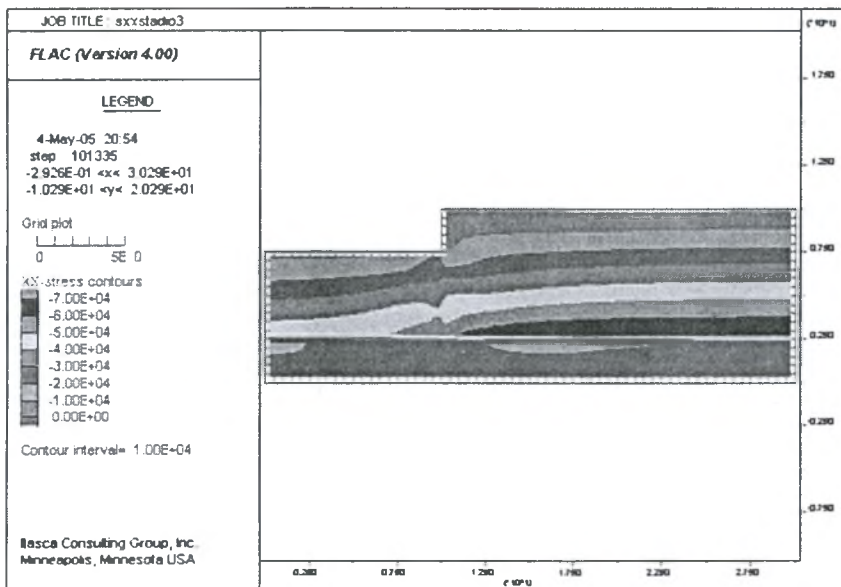


**Σχήμα 6**

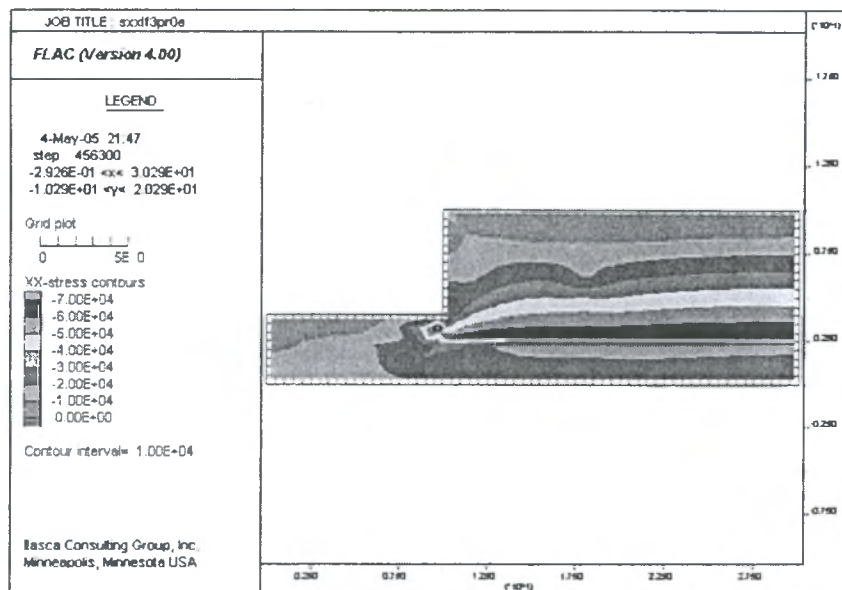
(Πλαστικοποιημένη ζώνη εδαφόμαζας κατά το τελικό στάδιο εκσκαφής για  $L_f=4.5\text{m}$  και βαθμό προέντασης 100%)



Σχήμα 7  
 (Τάσεις κατά x μετά το πρώτο στάδιο επίλυσης)

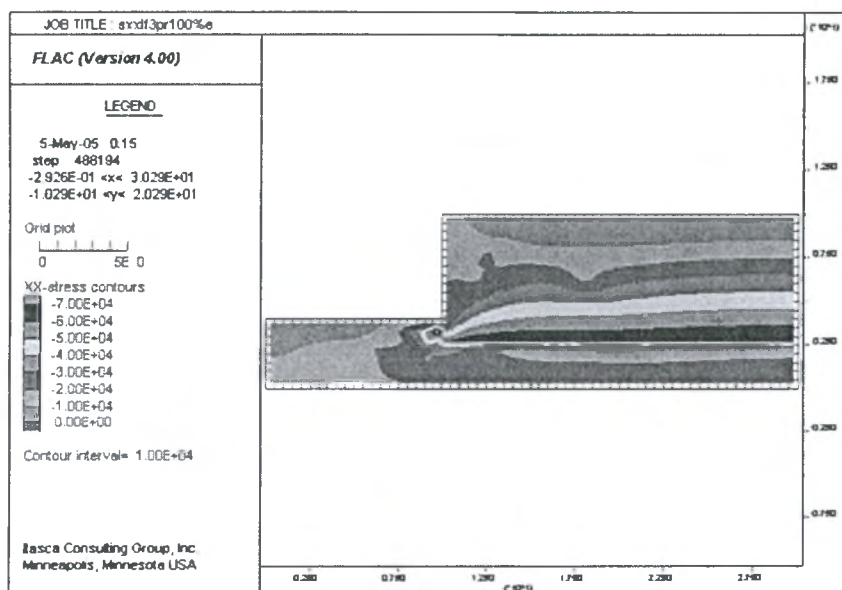


Σχήμα 8  
 (Τάσεις κατά x μετά το πρώτο στάδιο εκσκαφής)



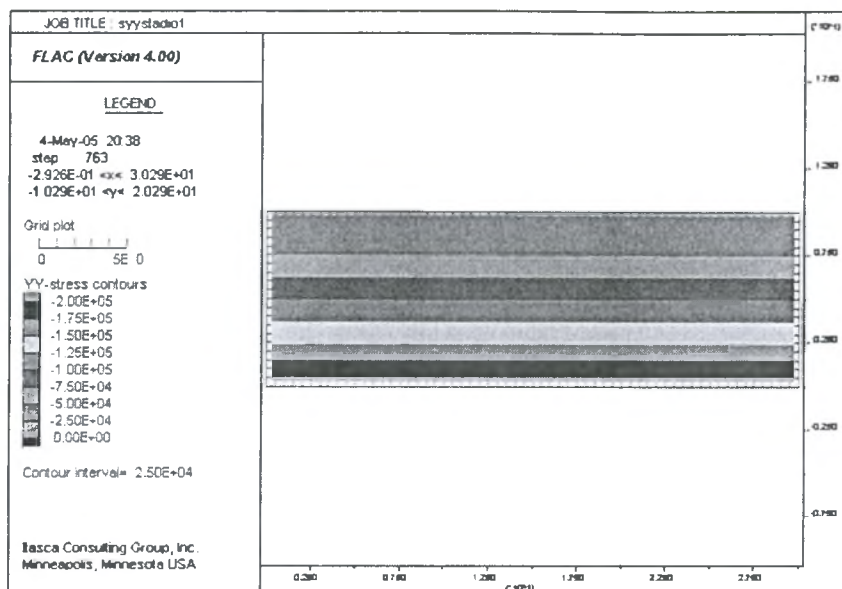
**Σχήμα 9**

(Τάσεις κατά x μετά το τελικό στάδιο εκσκαφής για  $L_f=3\text{m}$  και μηδενική προένταση)

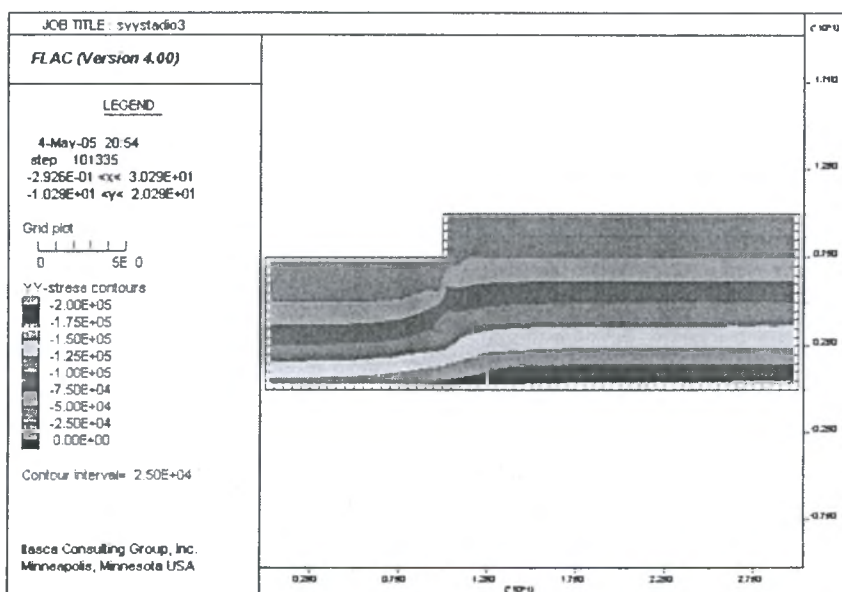


**Σχήμα 10**

(Τάσεις κατά x μετά το τελικό στάδιο εκσκαφής για  $L_f=3\text{m}$  και βαθμό προέντασης 100%)

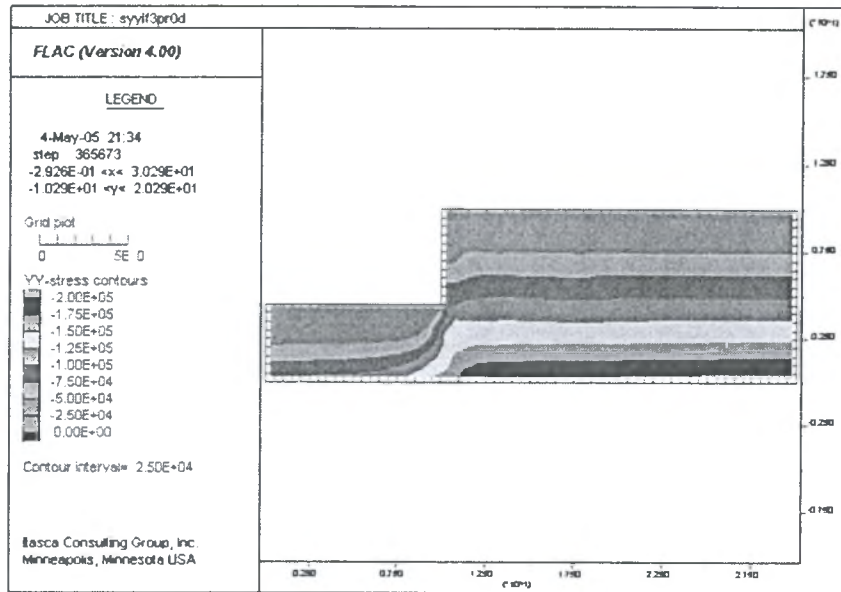


Σχήμα 11  
 (Τάσεις κατά y μετά το πρώτο στάδιο επίλυσης)



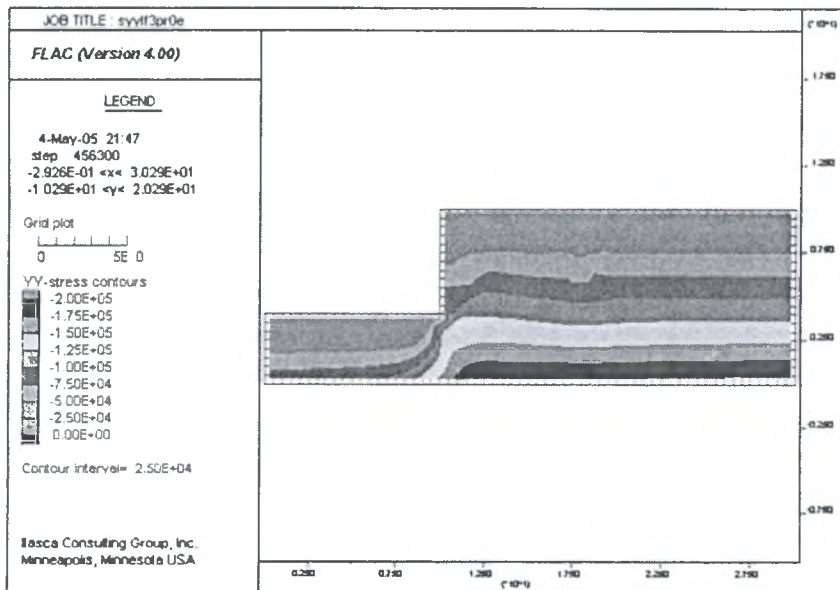
Σχήμα 12  
 (Τάσεις κατά y μετά το πρώτο στάδιο εκσκαφής)





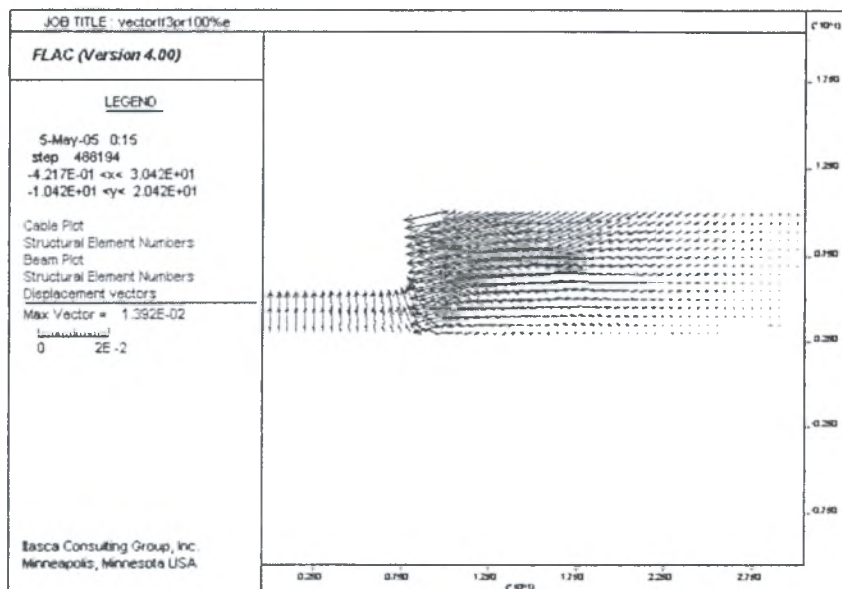
Σχήμα 13

(Τάσεις κατά y για βάθος έμπηξης 46.13% για  $l_f=3m$  και μηδενική προένταση)



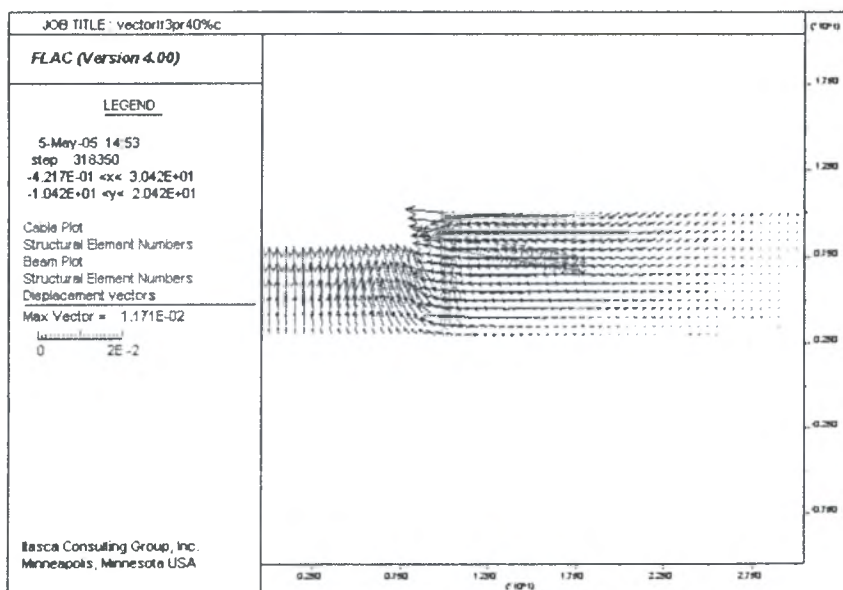
Σχήμα 14

(Τάσεις κατά y μετά το τελικό στάδιο εκσκαφής για  $l_f=3m$  και μηδενική προένταση)



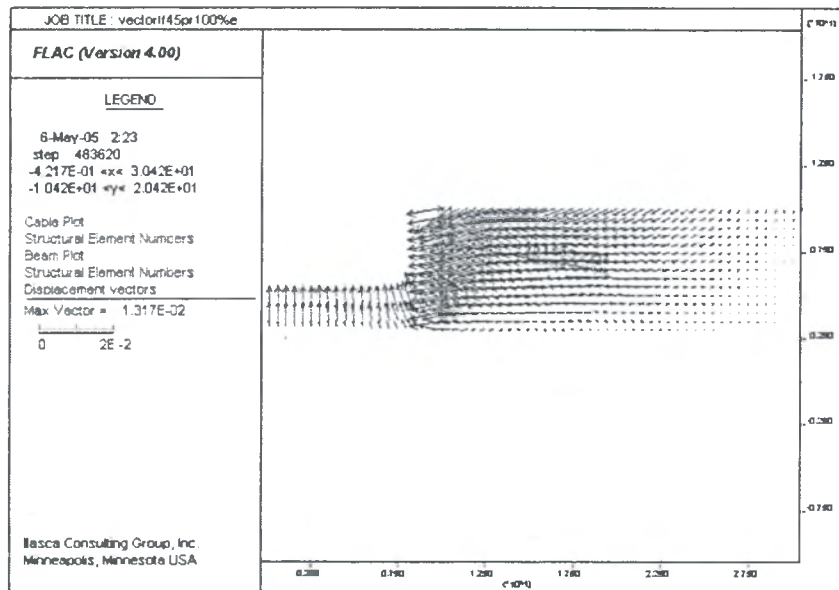
**Σχήμα 15**

(Διανύσματα μετακινήσεων γεωμάζας για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέντασης 100% και  $L_f=3m$ )



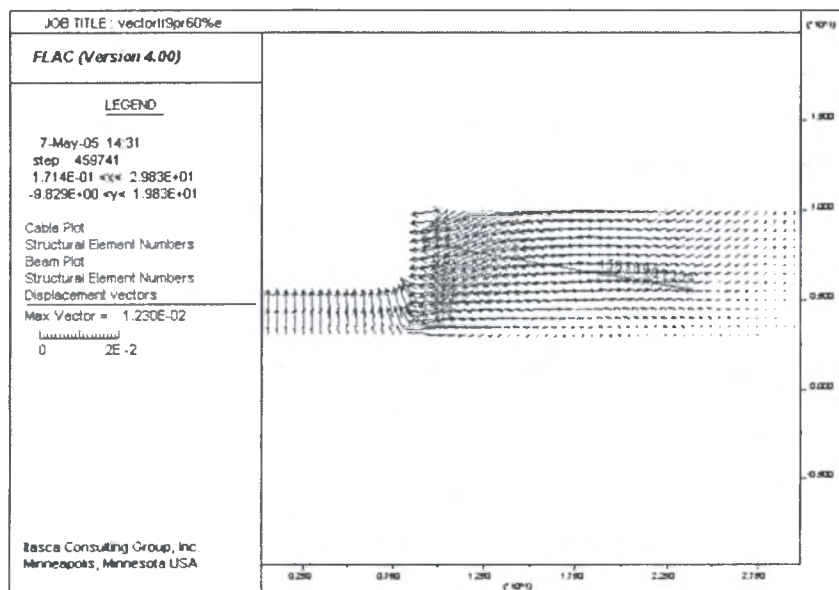
**Σχήμα 16**

(Διανύσματα μετακινήσεων γεωμάζας για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέντασης 40% και  $L_f=3m$ )



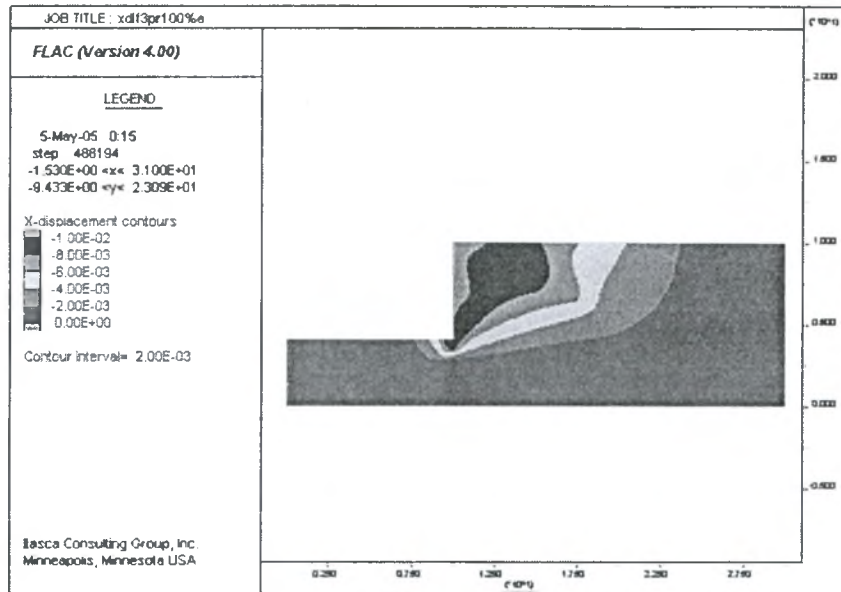
**Σχήμα 17**

(Διανύσματα μετακινήσεων γεωμάζας για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέντασης 100% και  $L_f=4.5m$ )



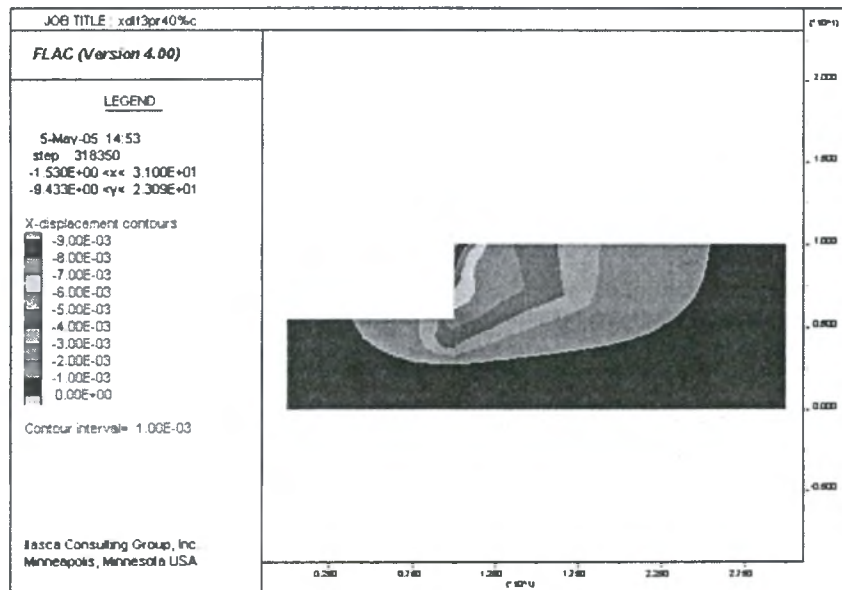
**Σχήμα 18**

(Διανύσματα μετακινήσεων γεωμάζας για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέντασης 60% και  $L_f=9m$ )



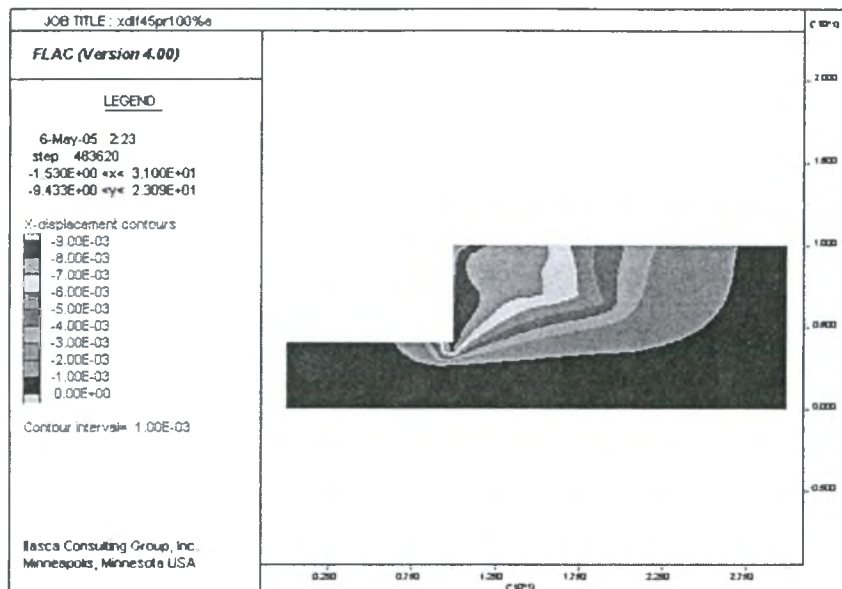
**Σχήμα 19**

(Ισοτιμές μετακινήσεων κατά x για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέντασης 100% και  $L_f=3m$  )



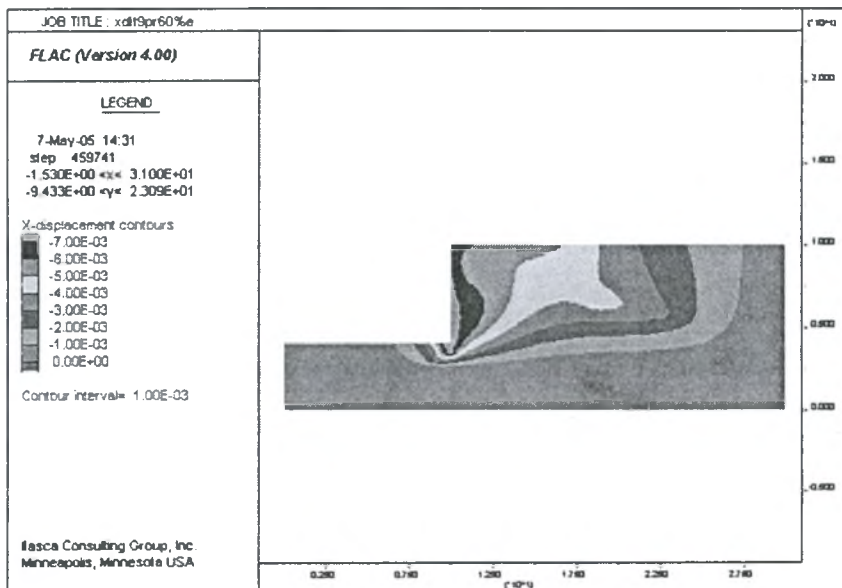
**Σχήμα 20**

(Ισοτιμές μετακινήσεων κατά x για βάθος έμπηξης 30.77% , βαθμό προέντασης 40% και  $L_f=3m$  )



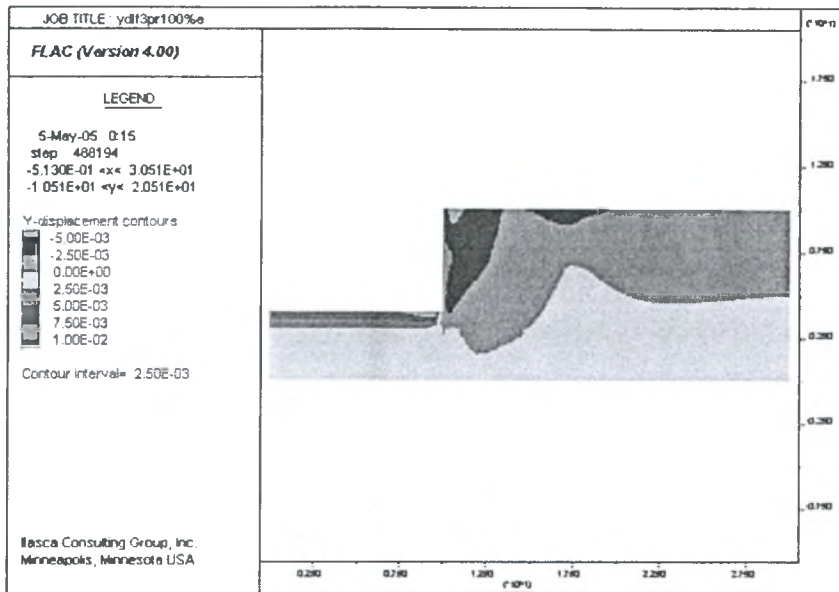
Σχήμα 21

(Ισοτιμές μετακινήσεων κατά x για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέκτασης 100% και  $L_f=4.5\text{m}$  )



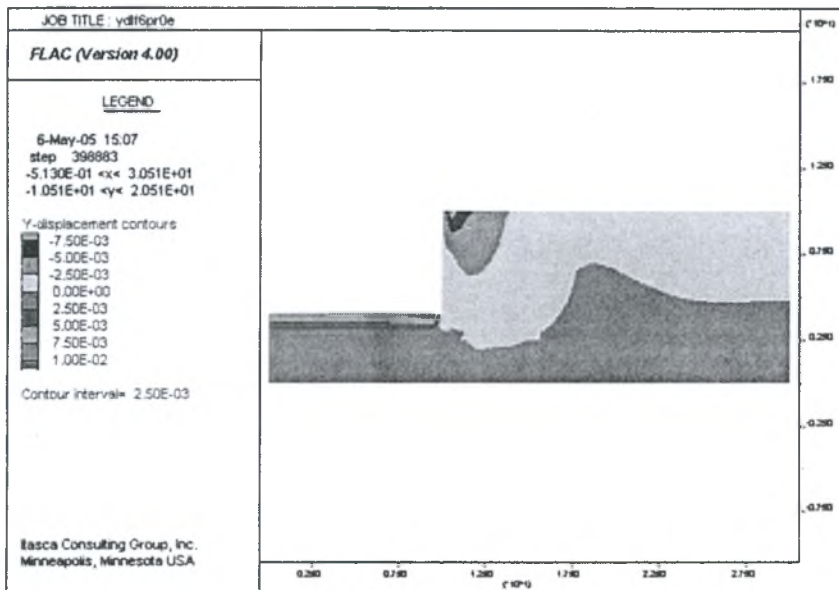
Σχήμα 22

(Ισοτιμές μετακινήσεων κατά x για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέκτασης 60% και  $L_f=9\text{m}$  )



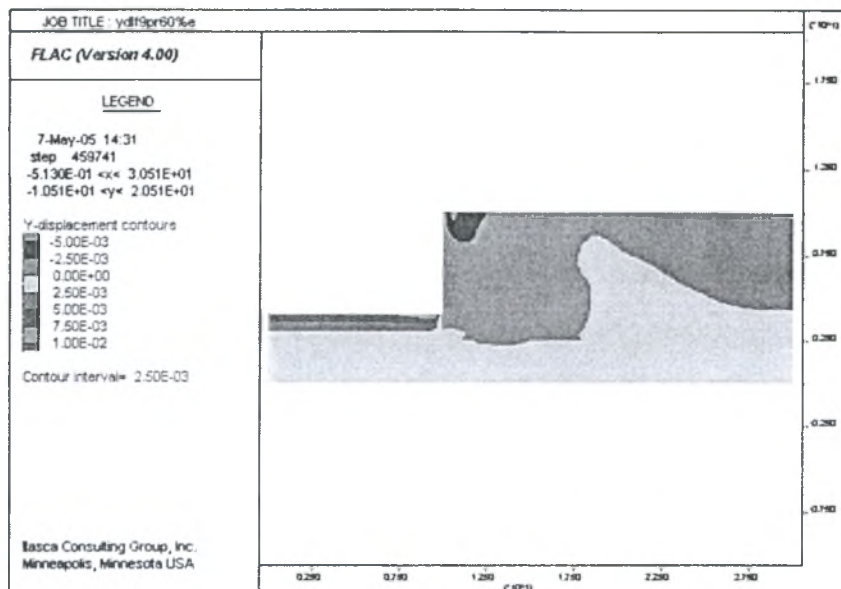
**Σχήμα 23**

(Ισοτιμές μετακινήσεων κατά y για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέντασης 100% και  $L_f=3m$  )



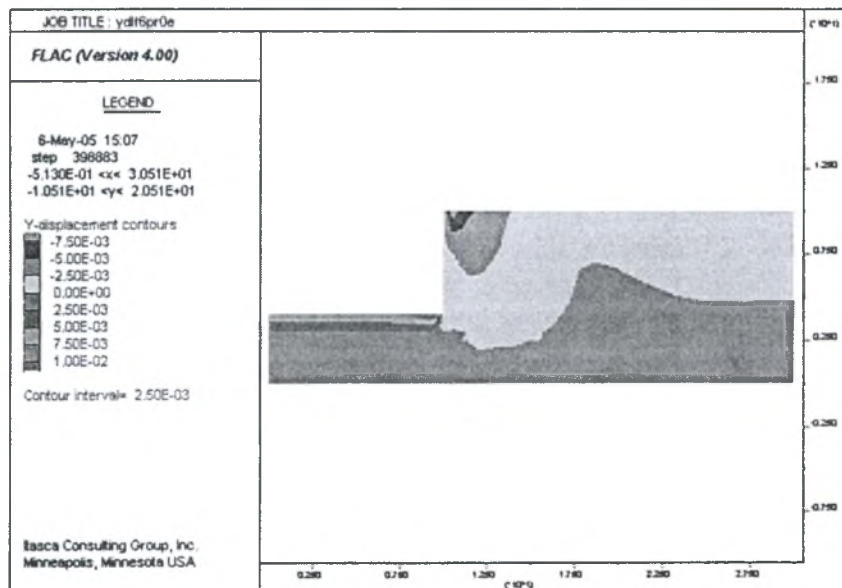
**Σχήμα 24**

(Ισοτιμές μετακινήσεων κατά y για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέντασης 0% και  $L_f=6m$  )



Σχήμα 25

(Ισοτιμές μετακινήσεων κατά y για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέκτασης 60% και Lf=9m )



Σχήμα 26

(Ισοτιμές μετακινήσεων κατά y για βάθος έμπηξης 7.69% , βαθμό προέκτασης 0% και Lf=6m )

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 2

Κώδικας Flac



```
config
grid 60,20
model mohr
gen 0,0 0,10 30,10 30,0 i 1 61 j 1 21
prop den=2000 bulk=17E6 shear=6e6 coh=0.1 fri=35.0 i 1 61 j 5 21
prop den=2700 bulk=3.77E10 shear=3.97E10 coh=7.06E3 fr=48.0 i 1 61 j 1
5
;sunoriakes sun8ikes
fix x i 1 j 1 21
fix x y i 1 61 j 1
fix x i 61 j 1 21
;arxikes taseis gia epilusi me ko
ini syy -21400 var 0 5400 j 1 5
ini sxx -4280 var 0 1080 j 1 5
ini szz -4280 var 0 1080 j 1 5
ini syy -16000 var 0 16000 j 5 21
ini sxx -4000 var 0 4000 j 5 21
ini szz -4000 var 0 4000 j 5 21
set grav 9.81
set force 10
solve
save stadio1.sav
stru beam beg grid 21,21 end grid 21,20 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,20 end grid 21,19 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,19 end grid 21,18 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,18 end grid 21,17 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,17 end grid 21,16 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,16 end grid 21,15 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,15 end grid 21,14 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,14 end grid 21,13 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,13 end grid 21,12 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,12 end grid 21,11 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,11 end grid 21,10 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,10 end grid 21,9 seg 1 prop 1
stru beam beg grid 21,9 end grid 21,8 seg 1 prop 1
stru prop 1 e 50e9 a 1 i 3
set force 100
solve
save stadio2.sav
ini xd=0
ini yd=0
mo null i 1 20 j 16 21
set force 100
solve
save stadio3.sav
stru cable beg node 5 end 12.954,7.479 seg 1 prop 2
stru pro 2 e 200e9 yield 1e10 a 4.39e-3 sbond 1 kbond 1
stru cable begin node 15 end 17.878,6.61 seg 10 prop 3
```

```
stru pro 3 e 30e9 yield 1e10 a 43.58e-3 sbond 3e5 kbond 10e6
set force 100
solve
save lf3pr0a.sav
mo null i 1 20 j 14 16
set force 100
solve
save lf3pr0b.sav
mo null i 1 20 j 12 14
set force 100
solve
save lf3pr0c.sav
mo null i 1 20 j 10 12
set force 100
solve
save lf3pr0d.sav
mo null i 1 20 j 9 10
set force 100
solve
save lf3pr0e.sav
```



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ  
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000074678