

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Κεφάλαιο 1: Γενικά περί αγκυρίων	3
1.1 Εισαγωγή.....	3
1.2 Τμήματα αγκυρίου	3
1.3 Φάσεις κατασκευής	5
1.4 Τύποι αγκυρίων.....	6
1.5 Προστασία από διάβρωση.....	10
1.6 Φέρουσα ικανότητα αγκυρίου	12
1.7 Πλευρικές τάσεις συνάφειας.....	13
Κεφάλαιο 2: Έλεγχοι και Διατάξεις κανονισμών	15
2.1 Έλεγχοι βάσει Ευρωπαϊκών προδιαγραφών	15
2.2 Έλεγχοι και διατάξεις κανονισμών κατά DIN 4125.....	22
2.2.1 Δοκιμή εξόλκευσης και εφελκυσμού.....	22
2.2.2 Δοκιμαστική τάνυση.....	24
2.3 Ειδικοί έλεγχοι.....	24
2.4 Διατάξεις κανονισμών αγκυρώσεων κατά DIN 1054	25
2.5 Θεώρηση αγκυρώσεων κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς (BS 8081:1989).....	26
2.6 Θεώρηση αγκυρώσεων κατά τον Ευρωκώδικα EC-7 (EN-1997)	30
2.6.1 Γενικά.....	30
2.6.2 Οριακές καταστάσεις αστοχίας.....	31
2.6.3 Συνθήκες και δράσεις που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό	33
2.6.4 Επιλογή γεωτεχνικών παραμέτρων.....	33
2.6.5 Γεωτεχνικές κατηγορίες και θεωρήσεις για το σχεδιασμό και την κατασκευή	34
2.6.6 Ανάλυση οριακών καταστάσεων αστοχίας- Μέθοδοι σχεδιασμού.....	35
2.7 Εθνικό Προσάρτημα για την Ελλάδα	38
2.8 Πρόταση τροποποίησης προδιαγραφών.....	43
Κεφάλαιο 3: Παραμετρικές αναλύσεις προεντεταμένων αγκυρώσεων υπό διδιάστατες συνθήκες	58
3.1 Εισαγωγικά στοιχεία	58
3.2 Διαδικασία αναλύσεων	59
3.3 Περιγραφή προσομοιωμάτων	61
3.3.1 Προσομοίωμα Α-Εκσκαφή ύψους H=12m.....	62
3.3.2 Προσομοίωμα Β-Εκσκαφή ύψους H=15m	63
3.3.3 Προσομοίωμα Γ-Εκσκαφή ύψους H=18m.....	64
3.4 Αποτελέσματα για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης	65
3.4.1 Επίδραση συνοχής c και γωνίας τριβής φ	65
3.4.2 Επίδραση πάκτωσης πετάσματος.....	67
3.4.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναλύσεων.....	69
3.5 Αποτελέσματα για τις μετατοπίσεις	72
3.5.1 Κατανομή οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος.....	72
3.5.2 Κατανομή των κατακόρυφων μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους.....	77
3.5.3 Αποτελέσματα για τη μέγιστη οριζόντια μετατόπιση	81

Κεφάλαιο 4: Παραμετρικές αναλύσεις προεντεταμένων αγκυρώσεων υπό τριδιάστατες συνθήκες.....	84
4.1 Εισαγωγικά στοιχεία	84
4.2 Διαδικασία αναλύσεων	85
4.3 Περιγραφή προσομοιωμάτων	91
4.2.1 Προσομοίωμα Α - Εξοκαφή πλάτους 0,7H.....	92
4.2.2 Προσομοίωμα Β - Εξοκαφή πλάτους 1,5H	93
4.2.3 Προσομοίωμα Γ - Εξοκαφή πλάτους 3,0H.....	95
4.4 Αποτελέσματα των αναλύσεων.....	98
4.4.1 Απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης.....	98
4.4.2 Μέγιστες οριζόντιες παραμορφώσεις καθ' ύψος της εξοκαφής.....	101
4.4.3 Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις κατά μήκος της εξοκαφής.....	122
4.4.4 Καμπτικές ροπές στο πέτασμα	137
Κεφάλαιο 5: Συμπεράσματα	141
5.1 Συμπεράσματα διδιάστατων αναλύσεων.....	141
5.1.1 Συμπεράσματα για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης	141
5.1.2 Συμπεράσματα για τις οριζόντιες μετατοπίσεις.....	141
5.1.3 Συμπεράσματα για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις.....	142
5.1.4 Συμπεράσματα για τη μέγιστη οριζόντια μετατόπιση	142
5.2 Συμπεράσματα τριδιάστατων αναλύσεων	142
5.2.1 Συμπεράσματα για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης	142
5.2.2 Συμπεράσματα για τις οριζόντιες μετατοπίσεις.....	142
5.2.3 Συμπεράσματα για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις.....	143
5.2.4 Συμπεράσματα για τις καμπτικές ροπές στο πέτασμα	143
5.3 Συμπεράσματα σύγκρισεως διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων	144
5.3.1 Συμπεράσματα για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης	144
5.3.2 Συμπεράσματα για τις οριζόντιες μετατοπίσεις.....	144
5.3.3 Συμπεράσματα για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις.....	144
Κεφάλαιο 6: Βιβλιογραφία	145

Κεφάλαιο 1: Γενικά περί αγκυρίων

1.1 Εισαγωγή

Με τον όρο αγκύριο, γενικά εννοούμε μια κατασκευή που μεταβιβάζει δυνάμεις στο εσωτερικό του εδάφους ή της βραχώμαζας μέσω ενός γραμμικού εφελκυστικού στοιχείου. Σκοπός της χρήσης αγκυρίων είναι η σταθεροποίηση ή η αναπόσπαστη σύνδεση του γεωλικού με την κατασκευή που βρίσκεται σε επαφή μαζί του. Τα αγκύρια αναλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία γι' αυτό και ο μοναδικός τρόπος φόρτισής τους είναι η εφελκυστική τους παραμόρφωση μέσω της σχετικής απομάκρυνσης των άκρων τους. Στην περίπτωση που η απαιτούμενη αξονική παραμόρφωση για την ευστάθεια ενός τοίχου αντιστήριξης ή για την ασφάλεια των γειτονικών κατασκευών δεν είναι αποδεκτή, υπάρχει δηλαδή ανάγκη για τον περιορισμό των παραμορφώσεων, γίνεται χρήση προεντεταμένων αγκυρίων. Τα προεντεταμένα αγκύρια προτού κληθούν να αναλάβουν τα φορτία της κατασκευής, φορτίζονται σε μια συγκεκριμένη στάθμη προέντασης ώστε να ασκούν εκ των προτέρων μια δύναμη ικανή να περιορίσει τις παραμορφώσεις στα επιθυμητά επίπεδα.

Η χρήση αγκυρίων έχει τρεις μηχανικές επιδράσεις:

- Δημιουργία δυνάμεων που εφαρμόζονται στην κατασκευή κατά τη διεύθυνση της επαφής τους με το έδαφος
- Επιβολή ελεγχόμενης εντατικής κατάστασης στο υπέδαφος ή τουλάχιστον προσφορά μηχανικής ενίσχυσης
- Άσκηση προέντασης στην κατασκευή όταν η αγκύρωση διέρχεται από αυτή. Η προένταση που δημιουργείται μέσω των τενόντων σε μια κατασκευή μπορεί να ενσωματώσει τις ήδη δημιουργούμενες εφελκυστικές τάσεις της κατασκευής.

Ανάλογα με τη διάρκεια ζωής τους και τον προορισμό που επιτελούν οι προεντεταμένες αγκυρώσεις διακρίνονται σε (EN 1997):

- Προσωρινές αγκυρώσεις με τεχνική διάρκεια ζωής έως 2 έτη
- Μόνιμες αγκυρώσεις με τεχνική διάρκεια ζωής μεγαλύτερη από 2 έτη

Τονίζεται ότι ο όρος μόνιμες αγκυρώσεις δεν υπονοεί απεριόριστη τεχνική διάρκεια ζωής αλλά την τεχνική διάρκεια ζωής που απαιτεί η εκάστοτε μελέτη.

1.2 Τμήματα αγκυρίου

Τα αγκύρια αποτελούνται από τρία βασικά τμήματα: την κεφαλή ή αγκύρωση προέντασης, το ελεύθερο τμήμα ή μήκος (τένοντας ή εντατήρας) και το πακτωμένο τμήμα (άκρο πακτώσεως).

Η κεφαλή του αγκυρίου αποτελεί το τμήμα που δέχεται τις δυνάμεις τανύσεως και τις μεταφέρει από το αγκύριο στην επιφάνεια της κατασκευής (π.χ. ενός πασσαλότοιχου). Η κεφαλή θα πρέπει να επιτρέπει μέσω ενός γρύλλου στον τένοντα να τανυστεί, να διατηρεί την εφαρμοσμένη στάθμη προέντασης και, όποτε αυτό χρειαστεί, να αποφορτίζεται και να επαναφορτίζεται. Από την κεφαλή

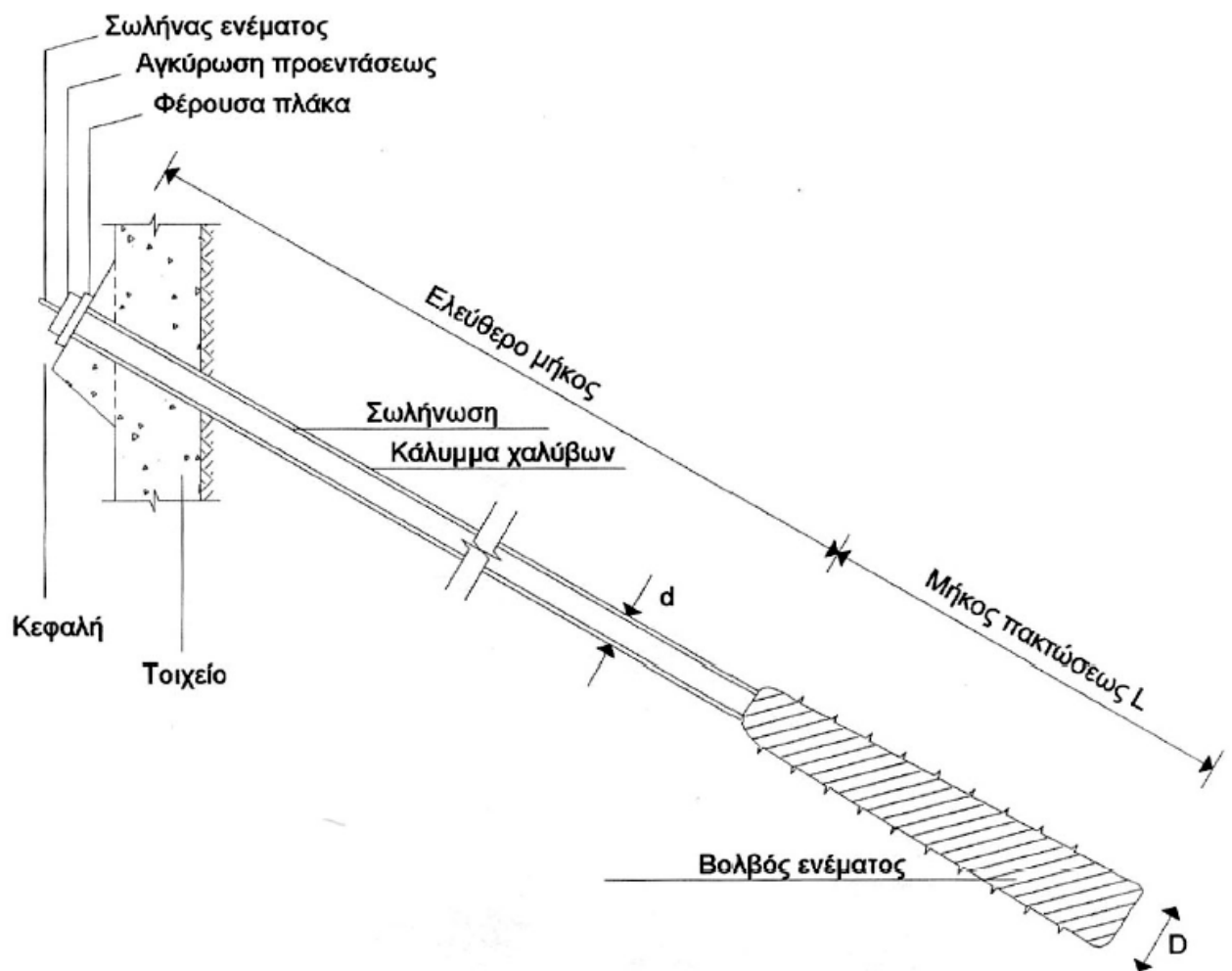
μετριέται η δύναμη προέντασης ώστε να είναι δυνατόν να τανιέται ξανά το αγκύριο σε περίπτωση απώλειας της προέντασης. Η κεφαλή φυσικά θα πρέπει να μπορεί να φέρει το οριακό εφελκυστικό φορτίο του τένοντα. Επίσης θα πρέπει να επιδέχεται τις παραμορφώσεις που αναμένονται κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Οι κεφαλές μιας ομάδας αγκυρίων μπορούν να λειτουργήσουν ανεξάρτητα ή να συνεργάζονται μέσω ενός συστήματος δοκών ή τοίχων αντιστήριξης. Στην κεφαλή περιλαμβάνονται πρόσθετα υλικά και εξαρτήματα όπως το σύστημα σφήνωσης, κατασκευές έδρασης της κεφαλής από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χαλύβδινες δοκούς, ελάσματα και άλλα χαλύβδινα προσαρτήματα.

Το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου παρεμβάλλεται ανάμεσα στην κεφαλή και την αρχή του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου, συνεπώς μεταφέρει εφελκυστική δύναμη ανάμεσα σε αυτά τα δυο στοιχεία. Το μήκος του καθορίζεται από τη δύναμη που μέσω της ελαστικής του παραμόρφωσης καλείται να αναπτύξει, και φυσικά από την απαίτηση το πακτωμένο τμήμα σε στέρεο έδαφος, έτσι ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί η κατάλληλη σχετική παραμόρφωση ανάμεσα στα άκρα του τένοντα. Για να μπορεί να αναπτυχθεί η απαραίτητη δύναμη θα πρέπει το μήκος αυτό να είναι απομονωμένο από το γύρω έδαφος ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία τριβών που αντιστέκονται στην επιμήκυνσή του. Για να επιτευχθεί αυτό χρησιμοποιούνται κατάλληλα περιβλήματα (συνήθως από συνθετικά υλικά). Το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου μπορεί να αποτελείται από διακριτά συρματόσκοινα ή από μια ενιαία ράβδο από χάλυβα υψηλής αντοχής.

Το πακτωμένο μήκος του αγκυρίου είναι το τμήμα που κατανέμει μέσω ενός βολβού από τσιμεντένεμα ή ειδικές ρητίνες τη δύναμη προέντασης στο περιβάλλον έδαφος ασκώντας θλιπτικές τάσεις. Για να επιτευχθεί συνάφεια μεταξύ του τένοντα και του ενέματος συνήθως προτιμώνται τένοντες με ραβδώσεις ή σε περίπτωση που αυτοί καλύπτονται, επιλέγεται ραβδωτό πλαστικό ή μεταλλικό προστατευτικό περίβλημα. Το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου αποτελεί πολύ σημαντικό μέρος του αφού η αντοχή συνάφειας ανάμεσα στο ένεμα και στο έδαφος αποτελεί τον πιο ευαίσθητο παράγοντα που καθορίζει τη φέρουσα ικανότητα του αγκυρίου.

Ο λόγος νερού προς τσιμέντο που χρησιμοποιείται στο τσιμεντένεμα (που εφαρμόζεται για τη δημιουργία της ζώνης μεταφοράς φορτίου αλλά και για την προστασία του χάλυβα έναντι διάβρωσης) κυμαίνεται από 0.35 έως 1.00 ανάλογα με τη φύση του περιβάλλοντος εδάφους ή βραχώμαζας. Συνήθως χρησιμοποιούνται και πρόσθετα στα ενέματα με σκοπό τη βελτίωση της εργασιμότητας και της αντοχής, τη μείωση της εξαέρωσης και της συστολής ξήρανσης ή την αύξηση του ρυθμού ανάπτυξης της αντοχής. Όπου χρειάζεται και κρίνεται κατάλληλο, λεπτά αδρανή (π.χ. άμμος μπορεί να προστίθενται στο μίγμα ώστε να αποφεύγεται η διαφυγή του από την ευρύτερη περιοχή του διατηρήματος.

Στο σχήμα 1.1 παρουσιάζονται το παραπάνω μέρη ενός αγκυρίου.

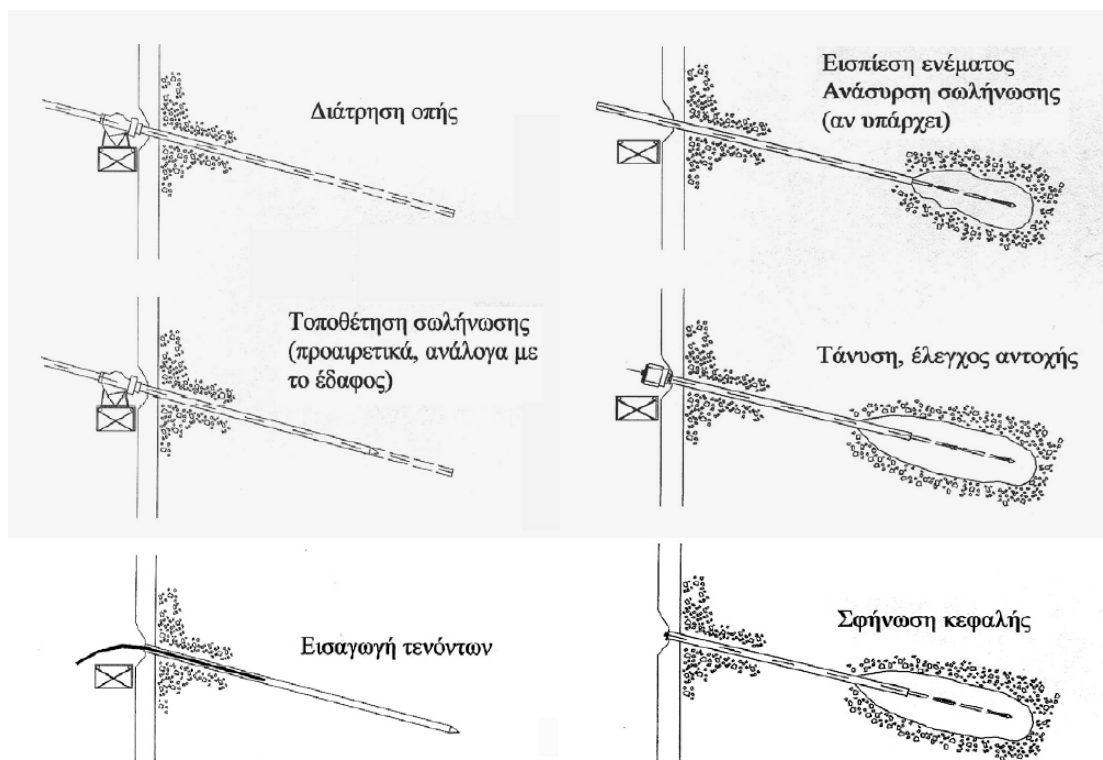


Σχήμα 1.1 Τμήματα αγκυρίου

1.3 Φάσεις κατασκευής

Οι διαδοχικές φάσεις κατασκευής μιας αγκύρωσης φαίνονται στην παρακάτω εικόνα. Θα πρέπει να τονιστεί ότι η συμπεριφορά ενός αγκυρίου εξαρτάται σε πολύ μεγάλο βαθμό από την τεχνολογία κατασκευής, ίσως περισσότερο από ότι σε άλλα τεχνικά έργα.

Οι διαδοχικές φάσεις κατασκευής ενός αγκυρίου παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.2



Σχήμα 1.2 Φάσεις κατασκευής αγκυρίου

1.4 Τύποι αγκυρίων

Αυτό που διαχωρίζει τους κύριους τύπους των αγκυρίων είναι το σχήμα που δίνεται στο πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου ως αποτέλεσμα συγκεκριμένου κάθε φορά τύπου κατασκευής.

Τύπος Α: Χρησιμοποιείται κυρίως σε βράχους και πολύ σκληρές αργίλους. Η εφαρμογή του στην Ελλάδα είναι διαδεδομένη λόγω της φύσης των πετρωμάτων και των χαμηλών απαιτήσεων εξοπλισμού του συγκεκριμένου τύπου. Η εισαγωγή του ενέματος γίνεται χωρίς πίεση, από το άκρο του αγκυρίου προς την κεφαλή, με χρήση αντλίας ή απλά με τη βαρύτητα. Λόγω της φύσης των γεωυλικών αυτών το διάτρημα είναι λείο. Συνεπώς η διάμετρος του πακτωμένου τμήματος είναι ίση με τη διάμετρο του διατρήματος, εκτός αν το ένεμα εισχωρήσει στο έδαφος σε θέσεις που συναντώνται ρήγματα, έγκοιλα ή πορώδη μέσα.

Η διατμητική αντοχή ενός τέτοιου αγκυρίου είναι αποτέλεσμα της πλευρικής τριβής στη διεπιφάνεια εδάφους-ενέματος. Τυπικά μεγέθη του τύπου αυτού είναι για το πακτωμένο τμήμα, μήκος 8m και διάμετρος 110mm.

Τύπος Β: Επιλέγεται συνήθως για μαλακούς ρωγματωμένους βράχους και κοκκώδεις αλλουβιακούς σχηματισμούς. Η εισαγωγή του ενέματος με μικρή πίεση (μέχρι 1MPa), διευκολύνοντας τη διείσδυση του ενέματος στο εσωτερικό του γεωυλικού (ρωγμές πετρώματος, πόροι εδάφους) και έχοντας ως αποτέλεσμα το

πακτωμένο τμήμα να έχει ακανόνιστο σχήμα και μεγαλύτερη διάμετρο από αυτή του διατρήματος. Για το λόγο αυτό, η διατμητική του αντοχή είναι αυξημένη σε σχέση με αυτή των αγκυρίων τύπου Α.

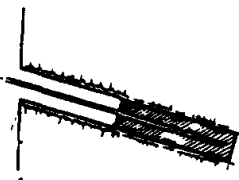
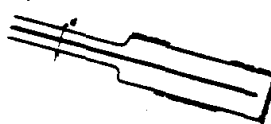
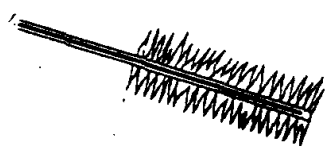
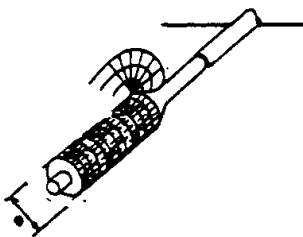
Η διατμητική αντοχή αυτού του τύπου αγκυρίου οφείλεται κατά κύριο λόγο στην πλευρική τριβή. Εντούτοις συνεισφέρει και η παθητική αντίσταση από τις παθητικές ωθήσεις του συμπιεσμένου εδάφους, που αναπτύσσονται στο άνω άκρο του πακτωμένου τμήματος μόλις το αγκύριο αρχίσει να κινείται.

Τύπος C: Ενδείκνυται για λεπτά κοκκώδη εδάφη και στιφρές εδαφικές αποθέσεις. Η εισαγωγή του ενέματος γίνεται υπό υψηλή πίεση (>2MPa) σε μια ή δυο φάσεις. Η πίεση αυτή έχει ως αποτέλεσμα τη διείδυση του ενέματος σε μεγάλη κλίμακα στο περιβάλλον έδαφος κατά ακανόνιστο τρόπο και την ενσωμάτωση σε αυτό σημαντικού όγκου εδάφους. Ο βολβός πάκτωσης παίρνει οδοντωτή μορφή με συνέπεια την αύξηση της διατμητικής αντοχής του αγκυρίου.

Σε περιπτώσεις όπου η εφαρμογή υψηλών πιέσεων μπορεί να επιφέρει βλάβες στο περιβάλλον έδαφος ή σε γειτονικές κατασκευές, εφαρμόζεται η τεχνική των μετενέσεων. Σύμφωνα με αυτήν εισάγεται αρχικά ο τένοντας και στη συνέχεια το ένεμα χωρίς πίεση από το άκρο προς τα πάνω καταλαμβάνοντας το χώρο του διατρήματος και εισχωρώντας σε κάποια έγκοιλα ή ρωγμές. Μετά από ικανό χρονικό διάστημα για τη σκλήρυνση του ενέματος, επαναλαμβάνεται η εισαγωγή υπό πίεση από ειδικό σωλήνα μικρής διαμέτρου που έχει προβλεφθεί για το λόγο αυτό. Ο σωλήνας αυτός φέρει ανοίγματα που προστατεύονται από ελαστικό περίβλημα που εμποδίζει τη διείδυση του αρχικού ενέματος και την αχρήστευση του σωλήνα. Η μετένεση γίνεται χωριστά σε κάθε θέση που φέρει ανοίγματα. Μέσα στο σωλήνα αυτό εισάγεται άλλος μικρότερος που με βύσματα απομονώνει το τμήμα ενός ανοίγματος. Από αυτόν τον μικρότερο σωλήνα διοχετεύεται με πίεση το νέο ένεμα που πνέζει το ελαστικό περίβλημα, σπάζει το αρχικό ένεμα και διαχέεται στο έδαφος. Όταν σταματήσει η τροφοδοσία του ενέματος, το ελαστικό περίβλημα υπό την επίδραση της εξωτερικής πίεσης επανέρχεται στη θέση του εμποδίζοντας την εισροή ενέματος στο σωλήνα και την πτώση της πίεσης. Στη συνέχεια τα βύσματα μεταφέρονται στην επόμενη θέση και η διαδικασία συνεχίζεται.

Στον τύπο αυτό αγκυρίων η πρόσφυση ενέματος-εδάφους οφείλεται στους εξής παράγοντες: στην εσωτερική τριβή που δημιουργείται, που ενισχύεται από την ακτινική πίεση και στην εισαγωγή υπό πίεση του ενέματος η οποία δημιουργεί ανώμαλη επιφάνεια και ενισχύει την πρόσφυση μέσω μηχανικής εμπλοκής.

Τύπος D: Χρησιμοποιείται σε στιφρά έως μετρίως στιφρά συνεκτικά εδάφη. Το πακτωμένο τμήμα κατασκευάζεται με διαδοχικές μηχανικές διευρύνσεις πριν την εισαγωγή του ενέματος υπό πίεση. Ανάμεσα στη διεύρυνση των βολβών και στην εισαγωγή του ενέματος πρέπει να παρεμβάλλεται όσο το δυνατόν μικρότερο χρονικό διάστημα, ώστε να μην επέρχεται χαλάρωση των τοιχωμάτων της αργίλου λόγω ενυδάτωσης, η οποία έχει σαν αποτέλεσμα τη δημιουργία λάσπης που μειώνει πολύ σημαντικά τα χαρακτηριστικά της τριβής στη διεπιφάνεια εδάφους ενέματος.

Τύπος	Χαρακτηριστικά	Περιοχή εφαρμογής
A	 <p>Λείο διάτρημα Σταθερή διάμετρος Ένεμα χωρίς πίεση</p>	Βραχώδη πετρώματα Συνεκτικά εδάφη
B	 <p>Ένεμα με ελαφρά πίεση ($p < 1 \text{MPa}$)</p>	Αμμώδη εδάφη (Βραχώδη πετρώματα) (Συνεκτικά εδάφη)
Γ	 <p>Ένεμα με ισχυρή πίεση ($p > 1 \text{MPa}$) σε μία ή δύο φάσεις</p>	Αμμώδη εδάφη Συνεκτικά εδάφη (Βραχώδη πετρώματα)
Δ	 <p>Διάτρημα με διαδοχικές διευρύνσεις</p>	Συνεκτικά εδάφη (Μάργες, μαλακοί βράχοι)

Σχήμα 1.3 Τύποι αγκυρίων

1.5 Προστασία από διάβρωση

Επειδή δεν υπάρχει συγκεκριμένος τρόπος προσδιορισμού παραγόντων διάβρωσης με ικανοποιητική ακρίβεια ώστε να προβλέπεται και ο ρυθμός διάβρωσης του χάλυβα στο έδαφος, όλα τα τμήματα του αγκυρίου θα πρέπει να προστατεύονται έναντι διάβρωσης για χρονικό διάστημα ίσο με τη διάρκεια ζωής τους. Τα στοιχεία αντιδιαβρωτικής προστασίας θα πρέπει φυσικά να έχουν την ικανότητα να φέρουν εφελκυστικά φορτία.

Η αντιδιαβρωτική προστασία εξαρτάται από τη διάρκεια ζωής ενός αγκυρίου.

Εκτός του ενέματος, τα χρησιμοποιούμενα υλικά, που δεν πρέπει να επηρεάζονται από τη θερμοκρασία και την υγρασία και πρέπει να είναι αδρανή σε σχέση με το έδαφος και τα λοιπά υλικά του αγκυρίου, ανήκουν στις κατηγορίες: σωλήνες (πλαστικοί ή μεταλλικοί), λιπαντικά υλικά ειδικά για χάλυβες προεντάσεως, ασφαλτικά υλικά και ρητίνες.

Συγκεκριμένα, για την αντιδιαβρωτική προστασία προσωρινών αγκυρώσεων τα χαλύβδινα στοιχεία θα πρέπει να προστατεύονται με τέτοιο τρόπο ώστε να παρεμποδίζεται η διάβρωσή τους κατά την τεχνική διάρκεια ζωής τους (2 έτη).

Η απαίτηση συνήθους αντιδιαβρωτικής προστασίας των προσωρινών αγκυρίων περιλαμβάνει επικάλυψη των τενόντων, στο πακτωμένο τμήμα με τσιμεντένεμα πάχους τουλάχιστον 10mm. Εφόσον τα αγκύρια τοποθετούνται σε διαβρωτικό εδαφικό περιβάλλον, ως πρόσθετο μέτρο αντιδιαβρωτικής προστασίας μπορεί να εφαρμοστεί η κάλυψη των τενόντων (στο πακτωμένο τμήμα) με απλό κυματοειδή σωλήνα ο οποίος θα διαθέτει την απαραίτητη πρόσφυση με το περιβάλλον τσιμεντένεμα.

Στο ελεύθερο τμήμα των τενόντων, η συνήθης κάλυψη των τενόντων με πλαστικούς σωλήνες για τη μείωση της πρόσφυσης παρέχει την απαιτούμενη αντιδιαβρωτική προστασία. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην επιμελή σφράγιση των άκρων του πλαστικού σωλήνα για την παρεμπόδιση εισόδου νερού ή τσιμεντενέματος. Εφόσον τα αγκύρια τοποθετούνται σε διαβρωτικό εδαφικό περιβάλλον, ως πρόσθετο μέτρο αντιδιαβρωτικής προστασίας μπορεί να εφαρμοστεί η πλήρωση του σωλήνα με αντιδιαβρωτικό υλικό χαμηλού συντελεστή τριβής.

Η προστασία των κεφαλών των προσωρινών αγκυρίων και της περιοχής μεταξύ κεφαλής και τένοντα γίνεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EN 1537:1999. Για προσωρινές αγκυρώσεις με διάρκεια ζωής μικρότερη από δυο χρόνια ενδεικτικοί τρόποι προστασίας παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.1 .

1. ΠΑΚΤΩΜΕΝΟ ΤΜΗΜΑ ΤΕΝΟΝΤΑ

Όλοι οι τένοντες θα πρέπει να προστατεύονται από ένα ελάχιστο πάχος ενέματος 10mm στο τοίχωμα του διατρήματος. Όπου είναι γνωστό ότι υπάρχουν έντονα διαβρωτικές εδαφικές συνθήκες, ενδεχομένως να χρειάζεται ενίσχυση της προστασίας, για παράδειγμα με τη χρήση ραβδωτού αγωγού γύρω από τον τένοντα.

2. ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΜΗΚΟΣ ΤΕΝΟΝΤΑ

Το σύστημα προστασίας πρέπει να έχει χαμηλή τριβή και να επιτρέπει την κίνηση του τένοντα μέσα στη γεώτρηση. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τη χρήση ενός από τα παρακάτω:

A) Πλαστικό περίβλημα προστασίας για κάθε τένοντα ξεχωριστά, σφραγισμένο στην άκρη για την αποφυγή εισροής νερού

B) Πλαστικό περίβλημα προστασίας για κάθε τένοντα ξεχωριστά, γεμάτο με αντιδιαβρωτικά προστατευτικά συνθετικά υλικά

Γ) Πλαστικό ή μεταλλικό περίβλημα προστασίας κοινό για όλους τους τένοντες, σφραγισμένο στην άκρη για την αποφυγή εισροής νερού

Δ) Πλαστικό ή μεταλλικό περίβλημα προστασίας κοινό για όλους τους τένοντες, γεμάτο με αντιδιαβρωτικά προστατευτικά συνθετικά υλικά

Οι περιπτώσεις B και Δ συνίστανται για παρατεταμένη χρήση προσωρινών αγκυρίων σε έντονες συνθήκες διάβρωσης

3. ΜΕΤΑΒΑΣΗ ΑΝΑΜΕΣΑ ΣΤΗΝ ΚΕΦΑΛΗ ΚΑΙ ΤΟ ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΜΗΚΟΣ

Το περίβλημα ή ο αγωγός προστασίας του τένοντα πρέπει να είναι σφραγισμένος στην περιοχή της κεφαλής. Εναλλακτικά ένα μεταλλικό περίβλημα ή πλαστικός αγωγός πρέπει να είναι σφηνωμένα ή συγκολλημένα στην πλάκα αγκύρωσης, υπερκαλύπτοντας το περίβλημα του τένοντα, ενώ για παρατεταμένη χρήση θα πρέπει να γεμίζονται με αντιδιαβρωτικό συνθετικό υλικό, ένεμα ή ρητίνη.

4. ΚΕΦΑΛΗ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

Όταν η κεφαλή είναι προσβάσιμη για μετρήσεις, έλεγχο ή πιθανή επανεπικάλυψη, προτείνεται η ακόλουθη προστασία:

A) Επικάλυψη με αντιδιαβρωτικό συνθετικό υλικό (όχι σε υγρή μορφή)

B) Συνδυασμός αντιδιαβρωτικού συνθετικού υλικού και ταινίας εμποτισμένης σε αντιδιαβρωτικό συνθετικό υλικό

Όταν η κεφαλή δεν είναι προσβάσιμη χρησιμοποιείται μεταλλικό ή πλαστικό καπάκι γεμάτο με αντιδιαβρωτικό συνθετικό υλικό. Όταν είναι γνωστό ότι το περιβάλλον είναι έντονα διαβρωτικό η χρήση της ανωτέρω προστασίας υιοθετείται και για προσβάσιμες κεφαλές

Πίνακας 1.1: Παραδείγματα συστημάτων αντιδιαβρωτικής προστασίας για προσωρινά αγκύρια (EN 1537:1996)

Όσον αφορά τις μόνιμες αγκυρώσεις, στο πακτωμένο τμήμα των τενόντων, ως ελάχιστη αντιδιαβρωτική προστασία θα χρησιμοποιείται μια συνεχής στρώση αντιδιαβρωτικού υλικού με διάρκεια ζωής τουλάχιστον ίση με τη διάρκεια ζωής της αγκύρωσης. Στο ελεύθερο τμήμα των τενόντων, ως ελάχιστη αντιδιαβρωτική

προστασία θα χρησιμοποιούνται δυο συνεχείς στρώσεις αντιδιαβρωτικού υλικού. Η προστασία των κεφαλών των προσωρινών αγκυρίων και της περιοχής μεταξύ κεφαλής και τένοντα γίνεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Πίνακα 3 και το εδάφιο 6.11 του EN 1537:1999.

1.6 Φέρουσα ικανότητα αγκυρίου

Το φορτίο προέντασης που εφαρμόζεται σε ένα αγκύριο μεταβιβάζεται στο έδαφος μέσω του πακτωμένου τμήματός και συγκεκριμένα με:

- Την πρόσφυση του ενέματος στον τένοντα
- Την πρόσφυση του ενέματος στο έδαφος

Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει ένα αγκύριο χωρίς να αστοχήσει καθορίζεται από την εσωτερική του ισορροπία. Η αστοχία ενός αγκυρίου μπορεί να προέλθει από τέσσερις διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας που όλοι μαζί αποτελούν την εσωτερική ισορροπία του:

- Αστοχία (θραύση) του τένοντα
- Αστοχία στη διεπιφάνεια τένοντα-ενέματος (ολίσθηση του τένοντα στο ένεμα)
- Αστοχία στη διεπιφάνεια ενέματος -εδάφους (ολίσθηση του ενέματος έδαφος)
- Αστοχία (ρωγμάτωση) ενέματος

Η μη αστοχία από θραύση του τένοντα διασφαλίζεται με την εκλογή χάλυβα κατάλληλης ποιότητας και διατομής ώστε να ισχύουν οι σχέσεις:

- $A_f < 0.75 \sigma_{\Delta} F_s$, για προσωρινά αγκύρια
- $A_f < 0.65 \sigma_{\Delta} F_s$, για μόνιμα αγκύρια

όπου A_f : δύναμη που παραλαμβάνει το αγκύριο

σ_{Δ} : η τάση διαρροής του χάλυβα

F_s : η διατομή του τένοντα, που δε θα πρέπει να υπερβαίνει το 15-20%

της διατομής του διατρήματος

Η αστοχία από ολίσθηση του τένοντα στο ένεμα αντιμετωπίζεται με απλά κατασκευαστικά μέτρα στην πράξη, ώστε να μην είναι απαραίτητος κάποιος ειδικός έλεγχος. Τα ενέματα που χρησιμοποιούνται προσφέρουν μεγάλες τάσεις συνάφειας της τάξης του 1 με 2MPa, που ενισχύονται από τη μηχανική έμπλεξη, λόγω των ραβδώσεων και ανωμαλιών στην επιφάνεια του τένοντα. Οι κανονισμοί προβλέπουν επίσης ελάχιστες τιμές για το μήκος πακτώσεως του τένοντα στο ένεμα. Έτσι ως ελάχιστη τιμή ορίζονται τα 3m για συνήθεις εργοταξιακές συνθήκες, ενώ όταν τα αγκύρια τοποθετούνται απευθείας και με εργοταξιακά ελεγχόμενες συνθήκες το πακτωμένο μήκος μπορεί να περιοριστεί μέχρι τα 2m.

Αστοχία από ρωγμάτωση του ενέματος γενικά δε συμβαίνει, αφού αρκεί η αντοχή του ενέματος για να παραλάβει τις τάσεις που αναπτύσσονται. Σπάνια μόνο τοποθετείται στο ένεμα ελαφρύ πλέγμα οπλισμού.

Συνεπώς το οριακό φορτίο ή η φέρουσα ικανότητα ενός αγκυρίου καθορίζεται από τον έλεγχο αστοχίας στη διεπιφάνεια εδάφους-ενέματος. Με τον όρο αστοχία εννοείται η ολίσθηση ή η πρόκληση σημαντικών παραμορφώσεων στη συγκεκριμένη επιφάνεια. Για τον έλεγχο της εξετάζουμε τις δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την εφαρμογή του φορτίου στο αγκύριο, λόγω δυο

μηχανισμών με τους οποίους ενεργοποιείται τοπικά η αντίσταση του εδάφους κατά την εξόλκευση:

- Παθητικές ωθήσεις του εδάφους στην κεφαλή ή τις προεξοχές του βολβού ενεμάτωσης (πακτωμένου τμήματος)
- Πλευρικές διατμητικές τάσεις ή τάσεις συνάφειας στην παράπλευρη επιφάνεια του βολβού

Για να αποτραπεί δηλαδή πιθανή αστοχία θα πρέπει η δύναμη που παραλαμβάνει ένα αγκύριο να είναι μικρότερη από το άθροισμα T_u των οριακών δυνάμεων που μπορούν να αναπτυχθούν λόγω πλευρικής τριβής και παθητικών ωθήσεων. Δηλαδή η οριακή δύναμη του αγκυρίου A_u θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $A_u = F A_r = T_u$

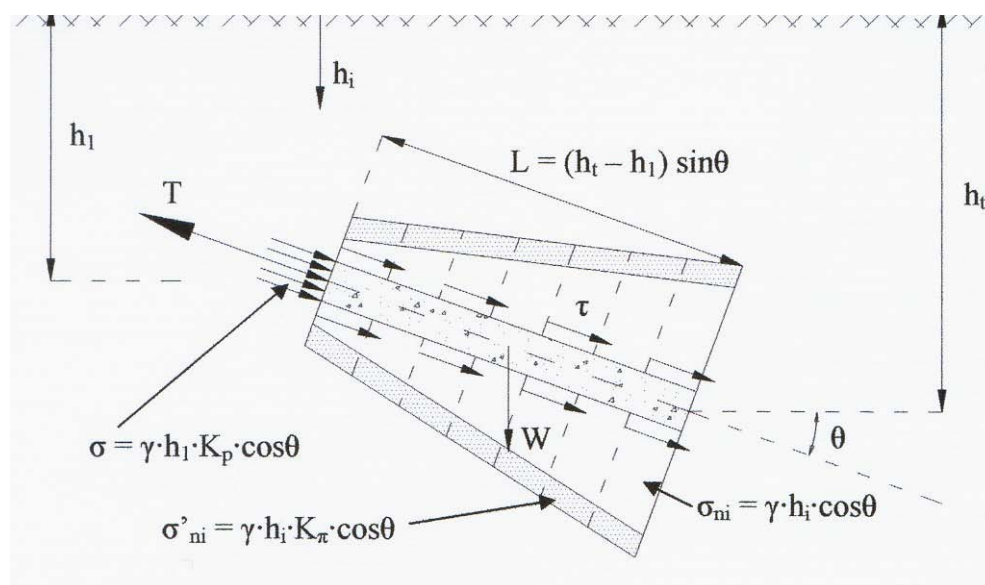
Σύμφωνα με τα παραπάνω, η φέρουσα ικανότητα T_u μιας αγκύρωσης καθορίζεται από:

- Το μηχανισμό αστοχίας
- Το εμβαδόν της επιφάνειας αστοχίας
- Τις ιδιότητες του εδάφους στην επιφάνεια αστοχίας
- Τις τάσεις που ενεργούν στην επιφάνεια αστοχίας τη στιγμή της αστοχίας

1.7 Πλευρικές τάσεις συνάφειας

Το πακτωμένο τμήμα όπως διαμορφώνεται με τοιμεντένεση υπό πίεση βρίσκεται μέσα σε ένα συγκεκριμένο εδαφικό περιβάλλον. Έτσι δέχεται τις πιέσεις που οφείλονται στο υπερκείμενο έδαφος, τυχόν υπερκείμενα φορτία και από τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους.

Ας θεωρήσουμε ένα πακτωμένο τμήμα αγκυρίου, διαμέτρου D_o , τοποθετημένο υπό γωνία θ ως προς την οριζόντια, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα, και ας υποθέσουμε ότι η διάτρηση και η εφαρμογή της τοιμεντένεσης δεν επηρεάζουν το καθεστώς των κυρίων τάσεων.



Σχήμα 1.4 Πλευρικές τάσεις συνάφειας

Το πακτωμένο τμήμα ισορροπεί το οριακό φορτίο T_u κάτω από την επίδραση:

- ♦ Των οριακών πλευρικών τάσεων συνάφειας τ_u , που αναπτύσσονται κατά μήκος της παράπλευρης επιφάνειας του πακτωμένου τμήματος. Οι τάσεις αυτές εξαρτώνται από τις ορθές τάσεις στην παράπλευρη επιφάνεια.

$$\sigma'_{ni} = K_\pi \quad \sigma_{ni} = K_\pi (\gamma h_i \cos \theta)$$

Ο συντελεστής K_π εκφράζει την επιρροή της πίεσης με την οποία έγινε η τοιμεντένεση. Απλουστευτικά θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι είναι ένας συντελεστής ανάλογος του συντελεστή παθητικών ωθήσεων.

- ♦ Των παθητικών ωθήσεων σ , που αναπτύσσονται στην κεφαλή του πακτωμένου τμήματος

$$\sigma = K_p \gamma h_i \cos \theta, \text{ όπου } K_p = \tan^2 (45 + \varphi/2) \text{ ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων}$$

- ♦ Του ίδιου βάρους W

Η ισορροπία του αγκυρίου δίνεται από την εξίσωση:

$$T_u = \left(\pi \frac{D_o^2}{4} \right) \sigma + \iint \tau \cdot dL \cdot dW + W \cdot \sin \theta$$

Ο πρώτος και ο τελευταίος όρος του αθροίσματος αντιστοιχούν στις παθητικές ωθήσεις και το ίδιο βάρος αντίστοιχα. Οι όροι αυτοί είναι στην πράξη πολύ μικροί και μπορούν να θεωρηθούν ασήμαντοι σε σχέση με το μεσαίο όρο που αντιπροσωπεύει τις πλευρικές τριβές.

Η κατανομή των πλευρικών τριβών κατά μήκος του πακτωμένου τμήματος δεν είναι ομοιόμορφη και έτσι μια τέτοια παραδοχή δεν είναι αρκετά ακριβής. Το ίδιο ισχύει και για το μέγεθος και τις κατανομές των κυρίων τάσεων.

Κεφάλαιο 2: Έλεγχοι και Διατάξεις κανονισμών

2.1 Έλεγχοι βάσει Ευρωπαϊκών προδιαγραφών

Με βάση τα πρότυπα κατά ISO/DIS 22477-5:2005 σχετικά με γεωτεχνικές έρευνες και ελέγχους σε γεωτεχνικές κατασκευές, καθιερώνονται προδιαγραφές για την εκτέλεση δοκιμών σε αγκύρια εδάφους κατά τη φόρτισή τους είτε ανά βήμα (Μέθοδος 3) ή σε διαδοχικούς κύκλους (Μέθοδος 1 ή 2) από ένα αρχικό φορτίο σε ένα μέγιστο.

Οι δοκιμές προεντεταμένων αγκυρίων αποσκοπούν:

- Στη διαπίστωση της καταλληλότητας του χρησιμοποιούμενου τύπου αγκυρίου για τις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες
- Στη διαπίστωση της καταλληλότητας του τρόπου κατασκευής των αγκυρίων
- Στον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας και της συμπεριφοράς των αγκυρίων
- Στον έλεγχο ελεύθερου μήκους του τένοντα
- Στον προσδιορισμό των μόνιμων παραμορφώσεων

Προτείνονται προδιαγραφές για τριών ειδών δοκιμές τάσεων, δηλαδή για δοκιμές ερευνητικές, δοκιμές καταλληλότητας και δοκιμές αποδοχής.

Συγκεκριμένα:

- Οι ερευνητικές δοκιμές επιβεβαιώνουν πριν την εγκατάσταση των πραγματικών αγκυρίων τα παρακάτω:
 1. την αντίσταση R_a του αγκυρίου στη διεπιφάνεια εδάφους-ενέματος
 2. το κρίσιμο ερπυστικό φορτίο του συστήματος του αγκυρίου ή
 3. τα ερπυστικά χαρακτηριστικά του συστήματος του αγκυρίου σε φορτία μέχρι την αστοχία
 4. τα χαρακτηριστικά της απώλειας φορτίου του συστήματος του αγκυρίου στο όριο λειτουργικότητας P_o
 5. το φαινομενικό ελεύθερο μήκος του τένοντα L_{app}
- Οι δοκιμές καταλληλότητας επιβεβαιώνουν για μια συγκεκριμένη κατάσταση:
 1. την ικανότητα διατήρησης του φορτίου λειτουργίας P_p
 2. τα χαρακτηριστικά ερπυσμού και απώλειας φορτίου του συστήματος του αγκυρίου σε φορτία μέχρι το φορτίο λειτουργίας P_o
 3. το φαινομενικό ελεύθερο μήκος του τένοντα L_{app}
- Οι δοκιμές αποδοχής επιβεβαιώνουν για κάθε αγκύριο:
 1. την ικανότητα διατήρησης του φορτίου λειτουργίας P_p
 2. τα χαρακτηριστικά ερπυσμού και απώλειας φορτίου του συστήματος του αγκυρίου στο όριο λειτουργικότητας P_o
 3. το φαινομενικό ελεύθερο μήκος του τένοντα L_{app}

Υπάρχουν γενικά τρεις μέθοδοι δοκιμών σχετικά με τον έλεγχο των αγκυρίων ανάλογα με τη διαδικασία φόρτισης και τα μετρούμενα μεγέθη. Παρακάτω περιγράφονται οι τρεις αυτές μέθοδοι.

Μέθοδος 1

Το αγκύριο φορτίζεται σε συνεχείς κύκλους αυξανόμενου φορτίου από ένα στοιχειώδες /αρχικό φορτίο έως ένα μέγιστο φορτίο. Η μετατόπιση της κεφαλής του αγκυρίου μετράται για ένα συγκεκριμένα χρονικό διάστημα στο μέγιστο φορτίο κάθε κύκλου. Η Μέθοδος 1, όπως και οι Μέθοδοι 2 και 3, εφαρμόζονται τόσο για την περίπτωση ερευνητικού ελέγχου όπως και για τον έλεγχο καταλληλότητας και αποδοχής. Ενδεικτικά, παρατίθεται η διαδικασία που ακολουθείται για τη Μέθοδο 1, ενώ παρόμοια βήματα περιλαμβάνουν και οι Μέθοδοι 2 και 3.

► Ερευνητικός έλεγχος

Οι ερευνητικοί έλεγχοι πραγματοποιούνται σε αγκύρια τα οποία δεν αποτελούν τμήμα της κατασκευής αλλά έχουν τοποθετηθεί πριν από τα κανονικά αγκύρια της δομής σε συνθήκες εδάφους παρόμοιες με τις πραγματικές της κατασκευής. Τα συγκεκριμένα ερευνητικά αγκύρια θα πρέπει να κατασκευαστούν από τα ίδια υλικά, ακολουθώντας την ίδια διαδικασία τοποθέτησης καθώς και κλίση και μήκος πακτωμένου τμήματος με τα κανονικά αγκύρια της κατασκευής.

Επίσης σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ικανοποιείται η ανίσωση: $P_p < 0.9 R_{t,d}$ όπου P_p το μέγιστο φορτίο (φορτίο λειτουργίας) στο οποίο υπόκειται το ερευνητικό αγκύριο

$R_{t,d}$ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του τένοντα του ερευνητικού αγκυρίου ή οποιουδήποτε άλλου τμήματος προέκτασης

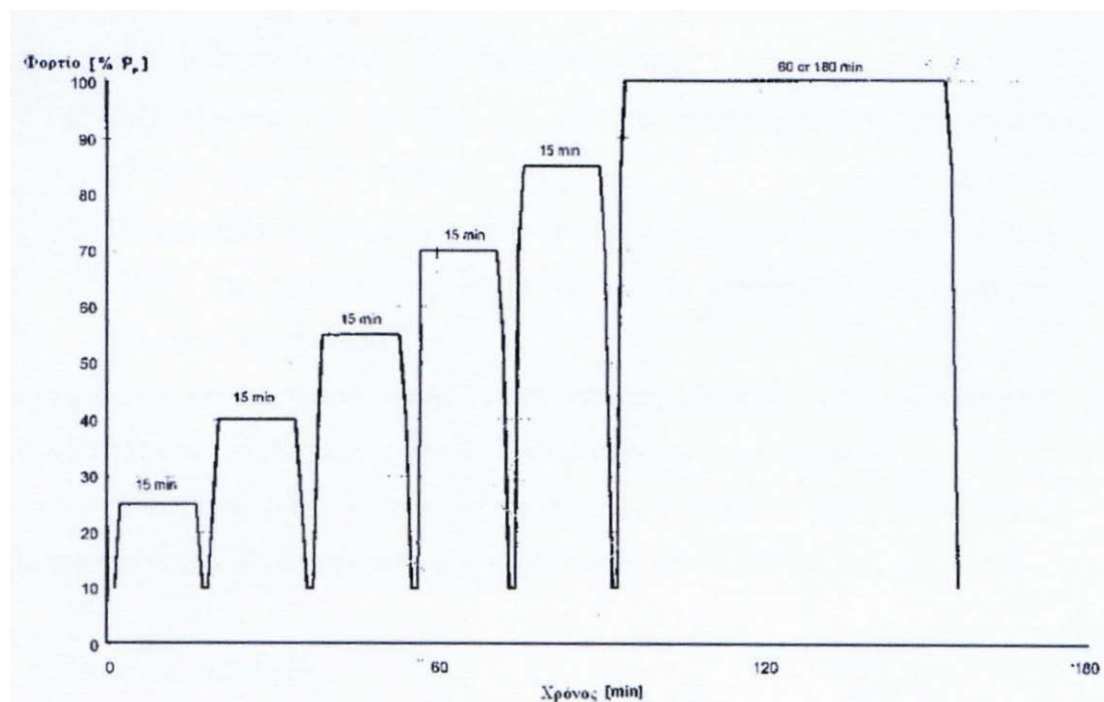
Μεταξύ της τοποθέτησης των ερευνητικών αγκυρίων και της έναρξης των δοκιμών θα πρέπει να μεσολαβεί επαρκές χρονικό διάστημα για την ανάπτυξη των απαιτούμενων αντοχών από πλευράς των αγκυρίων, ενώ κατά την εκτέλεση της δοκιμής θα πρέπει να ελεγχθεί η σωστή λειτουργία του εξοπλισμού.

Το μέγιστο φορτίο λειτουργίας P_p υπολογίζεται με βάση τη σχέση: $P_p = 1.5R_e$ όπου R_e η εκτιμώμενη αντοχή εξόλκευσης του αγκυρίου με βάση προηγούμενη εμπειρία ή αριθμητικούς υπολογισμούς

Το ελάχιστο /στοιχειώδες φορτίο P_a δε θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0.1 P_p$.

Κατά τον ερευνητικό έλεγχο εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον έξι κύκλους έως το φορτίο λειτουργίας P_p κατά το οποίο πραγματοποιείται αστοχία του συστήματος εδάφους-αγκυρίου. Στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα. Η δοκιμή περιλαμβάνει τη μέτρηση της μετακίνησης της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του χρόνου.

Στο παρακάτω σχήμα και πίνακα παρουσιάζονται οι κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον ερευνητικό έλεγχο της Μεθόδου 1.



Σχήμα 2.1 Διαδικασία φόρτισης του ερευνητικού ελέγχου και ελέγχου καταλληλότητας της Μεθόδου 1

Βαθμίδες φόρτισης (%P _p)						Ελάχιστη περίοδος παρατήρησης (min)
Κύκλος 1	Κύκλος 2	Κύκλος 3	Κύκλος 4	Κύκλος 5	Κύκλος 6	
10	10	10	10	10	10	1
	25	40	55	70	85	1
25	40	55	70	85	100	15 (60 ή 180)
	25	40	55	70	85	1
10	10	10	10	10	10	1

Πίνακας 2.1 Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον ερευνητικό έλεγχο της Μεθόδου 1

Με βάση τα δεδομένα που θα συλλεχθούν κατά τις δοκιμές κατασκευάζονται τα διαγράμματα:

- Μετακίνησης της κεφαλής του τένοντα σε συνάρτηση με το εφαρμοζόμενο φορτίο κάθε βήματος φόρτισης
- Μετακίνηση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του χρόνου στο μέγιστο φορτίο του κάθε κύκλου
- Παράμετρος α συναρτήσει του φορτίου του αγκυρίου, όπου α είναι η κλίση της μετατόπισης λόγω ερπυσμού συναρτήσει λογαριθμικής κλίμακας του χρόνου

Να σημειωθεί ότι παρόμοια διαγράμματα κατασκευάζονται τόσο για ελέγχους καταλληλότητας όσο και αποδοχής που θα ακολουθήσουν στη συνέχεια.

Με βάση τη συγκεκριμένη δοκιμή γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός της κρίσιμης αντοχής του αγκυρίου R_c και της αντοχής εξόλκευσης R_a .

Η αύξηση της μετατόπισης της κεφαλής του αγκυρίου σε σχέση με ένα σταθερό σημείο θα πρέπει να μετράται στο τέλος προκαθορισμένων χρονικών περιόδων για τις στάθμες φορτίου που δίνονται στον πίνακα 2.1. Ο ρυθμός ερπυσμού θα πρέπει να προσδιορίζεται αφού μετρηθεί σταθερός δείκτης ερπυσμού k_s σε δυο συνεχόμενες χρονικές περιόδους.

Ο δείκτης k_s προσδιορίζεται ως εξής:

$$k_s = \frac{s_2 - s_1}{\log(t_2 - t_1)} \text{ όπου } s_1 \text{ η μετατόπιση της κεφαλής σε χρόνο } t_1$$

s_2 η μετατόπιση της κεφαλής σε χρόνο t_2

t ο χρόνος μετά την εφαρμογή μιας στάθμης φορτίου

Το όριο του ρυθμού ερπυσμού είναι ο μέγιστος ρυθμός ερπυστικής παραμόρφωσης σε συγκεκριμένη στάθμη φορτίου. Μετρήσεις της μετατόπισης της κεφαλής θα πρέπει να γίνονται σε κατάλληλες χρονικές στιγμές (σε min: 1,2,3,5,10,15,20,30,45,60) διατηρώντας σταθερό το φορτίο. Όταν οι περίοδοι παρατήρησης είναι μικρότερες των 60Min η αλληλουχία περιορίζεται όπως δείχνεται στον πίνακα 2.1

► Έλεγχος καταλληλότητας

Ο συγκεκριμένος έλεγχος πραγματοποιείται σε αγκύρια που αποτελούν μέρος της κατασκευής, δηλαδή βρίσκονται σε λειτουργία. Σε αναλογία με τον ερευνητικό έλεγχο ισχύει η ανίσωση $P_p < 0.9 R_{t,d}$ ενώ το φορτίο λειτουργίας P_p υπολογίζεται με βάση τις σχέσεις:

$$P_p = 1.25 P_d \text{ για μόνιμες αγκυρώσεις}$$

$$P_p = 1.15 P_d \text{ για προσωρινές αγκυρώσεις}$$

όπου P_d το φορτίο του αγκυρίου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Εφόσον είναι απαραίτητο ασκείται ελάχιστο/ στοιχειώδες φορτίο λειτουργίας P_a το οποίο δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0.1 P_p$.

Κατά τον έλεγχο καταλληλότητας εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον πέντε κύκλους σε αγκύριο εδάφους έως το φορτίο λειτουργίας P_p για να επιβεβαιωθεί ότι ο σχεδιασμός του συγκεκριμένου αγκυρίου είναι επαρκής σε συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες.

Στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα, πραγματοποιούνται μετρήσεις παρόμοιες με αυτές των ερευνητικών ελέγχων ενώ κατά την εκτέλεση και την προετοιμασία της δοκιμής ισχύουν τα όσα αναφέρθηκαν για τους ερευνητικούς ελέγχους.

Η διαδικασία φόρτισης παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.1 και στον Πίνακα 2.2.

Βαθμίδες φόρτισης (%P _p)					Ελάχιστη περίοδος παρατήρησης (min)
Κύκλος 1	Κύκλος 2	Κύκλος 3	Κύκλος 4	Κύκλος 5	
10	10	10	10	10	1
25	40	55	70	85	1
40	55	70	85	100	15 (60 ή 180)
25	40	55	70	85	1
10	10	10	10	10	1

Πίνακας 2.2 : Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο καταλληλότητας της Μεθόδου 1

Με βάση τη συγκεκριμένη δοκιμή γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός της μετακίνησης της κεφαλής του αγκυρίου και της τιμής της παραμέτρου α στο φορτίο λειτουργίας.

➤ Έλεγχος αποδοχής

Στον έλεγχο αποδοχής εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον τρεις κύκλους έως το φορτίο λειτουργίας P_p, προκειμένου να επιβεβαιωθεί ότι το συγκεκριμένο αγκύριο πληροί τις σχεδιαστικές απαιτήσεις. Παρόμοια με τους προηγούμενους ελέγχους στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα ενώ γίνονται επίσης μετρήσεις των ζητούμενων μεγεθών.

Το φορτίο λειτουργίας P_p θα πρέπει να καθορίζεται πριν την πραγματοποίηση της δοκιμής με βάση τις σχέσεις:

P_p = 1.25 P_d για μόνιμες αγκυρώσεις

P_p = 1.15 P_d για προσωρινές αγκυρώσεις

P_p = 1.00 P_d για προσωρινές αγκυρώσεις με φορτίο σφήνωσης P_o μεγαλύτερο του P_d όπου P_d το φορτίο του αγκυρίου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Εφόσον είναι απαραίτητο ασκείται ελάχιστο/ στοιχειώδες φορτίο λειτουργίας P_a το οποίο δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.1 P_p.

Η διαδικασία φόρτισης φαίνεται στον Πίνακα 2.3

Βαθμίδες φόρτισης (%P _p)			Ελάχιστη περίοδος παρατήρησης (min)
Κύκλος 1	Κύκλος 2	Κύκλος 3	
10	10	10	1
40	40	40	1
70	70	70	1
100	100	100	5
70	70	70	1
40	40	40	1
10	10	10	1

Πίνακας 2.3 Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο αποδοχής της Μεθόδου 1

Με βάση τη συγκεκριμένη δοκιμή γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός της μετακίνησης της κεφαλής του αγκυρίου και της τιμής της παραμέτρου α στο φορτίο λειτουργίας ενώ γίνεται επίσης ο υπολογισμός του ελεύθερου μήκους του αγκυρίου L_{app} .

Μέθοδος 2

Το αγκύριο φορτίζεται σε διαδοχικούς κύκλους αυξανόμενου φορτίου από ένα στοιχειώδες φορτίο σε ένα μέγιστο ή μέχρι να αστοχήσει. Η απώλεια φορτίου στην κεφαλή του αγκυρίου μετράται για συγκεκριμένο χρόνο στο φορτίο σφήνωσης και στο μέγιστο φορτίο κάθε κύκλου.

► Ερευνητικός έλεγχος

Γενικά όπως αναφέρθηκε κατά τη Μέθοδο 1, οι ερευνητικοί έλεγχοι πραγματοποιούνται σε δοκιμαστικά αγκύρια, με χαρακτηριστικά παρόμοια με αυτά των κανονικών αγκυρίων της κατασκευής, ενώ η προετοιμασία που ακολουθείται για την εκτέλεση της δοκιμής δεν διαφοροποιείται από αυτήν της Μεθόδου 1.

Ομοίως εφαρμόζεται αξονικά φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον έξι κύκλους έως το φορτίο λειτουργίας P_p , ενώ στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο. Κατά τον ερευνητικό έλεγχο μετράται η απώλεια του φορτίου μετά από σταθεροποίηση της κεφαλής του αγκυρίου σε κυψέλη φορτίου ή σε παθητικό γρύλλο.

Όπως και στη Μέθοδο 1 ισχύουν οι σχέσεις: $P_p < 0.9 R_{t,d}$ και $P_p = 1.5R_e$

Επίσης, το ελάχιστο/ στοιχειώδες φορτίο λειτουργίας P_a το οποίο δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0.1 P_p$.

Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών κατασκευάζονται τα διαγράμματα:

- Απώλειας φορτίου συναρτήσει του χρόνου στο μέγιστο φορτίο κάθε κύκλου μετά από «κλειδώμα» του φορτίου (φορτίο σφήνωσης)
- Απώλειας φορτίου k_1 συναρτήσει του φορτίου αγκυρίου

Με βάση την ερευνητική δοκιμή γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός της κρίσιμης αντοχής του αγκυρίου R_c και της αντοχής εξόλκευσης R_a .

► Έλεγχος καταλληλότητας

Κατά τον έλεγχο καταλληλότητας της Μεθόδου 2, εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον τρεις κύκλους σε αγκύριο εδάφους έως το φορτίο λειτουργίας P_p , για να επιβεβαιωθεί ότι το συγκεκριμένο αγκύριο έχει σχεδιαστεί με ασφάλεια για τις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες.

Στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα και πραγματοποιούνται μετρήσεις απώλειας φορτίου για συγκεκριμένο χρόνο. Για την προετοιμασία και τα χαρακτηριστικά μεθόδου ισχύουν τα όσα αναφέρθηκαν για τη δοκιμή καταλληλότητας 1.

Με βάση αυτή τη δοκιμή σχεδιάζονται τα παρακάτω διαγράμματα:

-Απώλειας φορτίου συναρτήσει του χρόνου στο μέγιστο φορτίο κάθε κύκλου μετά από «κλειδώμα» του φορτίου (φορτίο σφήνωσης)

-Απώλειας φορτίου k_1 συναρτήσει του φορτίου αγκυρίου

-Απώλειας φορτίου k_1 στο φορτίο λειτουργίας και στο φορτίο σφήνωσης

► Έλεγχος αποδοχής

Στον έλεγχο αποδοχής εφαρμόζεται αξονικό φορτίο διαδοχικά σε τουλάχιστον δυο κύκλους έως το φορτίο λειτουργίας P_p , προκειμένου να επιβεβαιωθεί η σχεδιαστική ασφάλεια του συγκεκριμένου αγκυρίου. Παρομοίως, στη μέγιστη φόρτιση του κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα, ενώ γίνονται επίσης μετρήσεις απώλειας φορτίου.

Το φορτίο λειτουργίας P_p υπολογίζεται κατά τα γνωστά από τις σχέσεις:

$P_p = 1.25 P_d$ για μόνιμες αγκυρώσεις

$P_p = 1.15 P_d$ για προσωρινές αγκυρώσεις

$P_p = 1.00 P_d$ για προσωρινές αγκυρώσεις με φορτίο σφήνωσης P_o μεγαλύτερο του P_d όπου P_d το φορτίο του αγκυρίου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Εφόσον είναι απαραίτητο ασκείται ελάχιστο/ στοιχειώδες φορτίο λειτουργίας P_a το οποίο δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0.1 P_p$.

Τα διαγράμματα που προκύπτουν είναι ίδια με αυτά των δοκιμών καταλληλότητας. Επιπλέον, γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός του ελεύθερου μήκους του αγκυρίου L_{app} .

Μέθοδος 3

Το αγκύριο φορτίζεται σε συνεχή βήματα αυξανόμενου φορτίου από ένα στοιχειώδες σε ένα μέγιστο φορτίο, ενώ η μετατόπιση της κεφαλής του αγκυρίου μετράται με σταθερό ρυθμό σε κάθε βήμα φόρτισης.

► Ερευνητικός έλεγχος

Για αυτόν τον έλεγχο ισχύουν όλα όσα αναφέρθηκαν για τον αντίστοιχο έλεγχο της Μεθόδου 1. Τα αποτελέσματα και τα διαγράμματα που μπορούν να εξαχθούν με βάση αυτή τη δοκιμή είναι αντίστοιχα με αυτά που προκύπτουν από τον ερευνητικό έλεγχο της Μεθόδου 1.

► Έλεγχος καταλληλότητας

Για αυτόν τον έλεγχο ισχύουν όλα όσα αναφέρθηκαν για τον αντίστοιχο έλεγχο της Μεθόδου 1. Ομοίως τα αποτελέσματα και τα διαγράμματα που μπορούν να εξαχθούν με βάση αυτή τη δοκιμή είναι αντίστοιχα με αυτά που προκύπτουν από τον έλεγχο καταλληλότητας της Μεθόδου 1 και αφορούν κυρίως μετακινήσεις της κεφαλής του αγκυρίου και ερπυστικές παραμορφώσεις.

► Έλεγχος αποδοχής

Στον έλεγχο αποδοχής εφαρμόζεται αξονικό φορτίο σε βήματα έως το φορτίο λειτουργίας P_p , ενώ το κάθε φορτίο διατηρείται σταθερό μόνο κατά τον απαραίτητο χρόνο εκτέλεσης των μετρήσεων (εξαγωγής του τένοντα της

κεφαλής, φορτίου). Στο φορτίο λειτουργίας P_p καταγράφεται και η μέτρηση της εξαγωγής της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του χρόνου για ένα συγκεκριμένο χρονικό διάστημα.

Το φορτίο λειτουργίας P_p καθορίζεται πριν την πραγματοποίηση της δοκιμής κατά της σχέσεις που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες μεθόδους για τους ελέγχους αποδοχής.

Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών κατασκευάζονται κυρίως διαγράμματα μετακίνησης της κεφαλής του αγκυρίου ενώ προσδιορίζεται και η μετακίνηση της κεφαλής του αγκυρίου, η τιμή της παραμέτρου a στο φορτίο λειτουργίας και η τιμή του ελεύθερου μήκους του αγκυρίου L_{app} .

2.2 Έλεγχοι και διατάξεις κανονισμών κατά DIN 4125

Οι κανονισμοί του DIN 4125 αναφέρονται στον υπολογισμό, την κατασκευή και των έλεγχου προσωρινών αγκυρίων που μπορούν να ελεγχθούν με τάνυση. Οι κυριότεροι έλεγχοι αφορούν δοκιμές εξόλκευσης, δοκιμές εφελκυσμού και δοκιμαστικές τανύσεις οι οποίες αναλύονται στη συνέχεια εκτενώς.

Η δοκιμή εξόλκευσης έχει ως στόχο να διαπιστώσει βασικά την καταλληλότητα του τρόπου κατασκευής των αγκυρίων. Το βασικό αντικείμενο της δοκιμής είναι να διαπιστώσει αν το πακτωμένο τμήμα έχει διαμορφωθεί απρόσκοπτα χωρίς διακοπές του ενέματος και αν η θέση του χάλυβα μέσα στον όγκο του ενέματος είναι σχεδόν κεντρική. Επιπλέον, κατά τη δοκιμή εξόλκευσης, όπως και κατά τη δοκιμή εφελκυσμού, σχεδιάζεται το διάγραμμα δυνάμεων-μετακινήσεων από το οποίο υπολογίζεται το ελεύθερο μήκος του τένοντα και μετράται η παραμένουσα παραμόρφωση του εδάφους. Επίσης, εξάγονται συμπεράσματα για τη φέρουσα ικανότητα του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου. Με βάση τα στοιχεία αυτά καθίσταται δυνατή η σύγκριση της συμπεριφοράς του αγκυρίου του ίδιου ή διαφορετικού τύπου κατά τη φόρτιση.

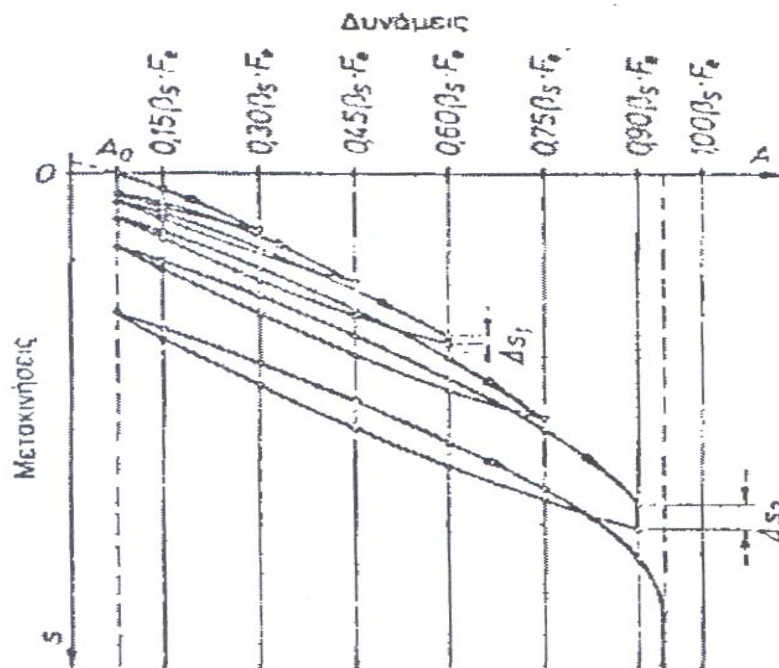
Η δοκιμή εφελκυσμού έχει ως στόχο να ελέγξει την καταλληλότητα του χρησιμοποιούμενου τύπου αγκυρίου για τις υπάρχουσες εδαφικές συνθήκες. Επιπροσθέτως, με τη δοκιμή αυτή διαπιστώνεται η φέρουσα ικανότητα του πακτωμένου τμήματος και οι αντίστοιχες παραμένουσες παραμορφώσεις. Τέλος, υπολογίζεται το θεωρητικό ελεύθερο μήκος του τένοντα.

Με τη δοκιμαστική τάνυση ελέγχεται η φέρουσα ικανότητα και η συμπεριφορά σε κάθε ένα από τα αγκύρια που κατασκευάστηκαν.

2.2.1 Δοκιμή εξόλκευσης και εφελκυσμού

Για κάθε τύπο αγκυρίου χωριστά, οι δοκιμές εξόλκευσης πρέπει να εκτελούνται σε κοκκώδη και σε συνεκτικά εδάφη που δεν επιδέχονται τοιμεντένεση. Όλα τα αγκύρια πρέπει να ανήκουν στις ομάδες εκείνες για τις

οποίες έχουν εκτελεστεί δοκιμές εξόλκευσης. Η κατασκευή του αγκυρίου, η διεξαγωγή της δοκιμής εξόλκευσης καθώς και η εκκαφή για την αποκάλυψη του αγκυρίου πρέπει να επιβλέπονται από ειδικευμένο εργαστήριο, το οποίο έχει προηγουμένως εκτελέσει τις απαραίτητες γεωτεχνικές έρευνες. Η δοκιμή εξόλκευσης αλλά και η δοκιμή εφελκυσμού πρέπει να γίνονται σε τουλάχιστον τρία αγκύρια τα οποία έχουν μικρή κλίση. Σε αντίθεση με τη δοκιμή εξόλκευσης, κατά τη δοκιμή εφελκυσμού τα αγκύρια δεν ξεριζώνονται. Η δοκιμή εφελκυσμού εκτελείται σχεδόν μια εβδομάδα από την εισπίεση του ενέματος. Κατά τη δοκιμή μετρούνται οι μετακινήσεις του ελεύθερου άκρου του αγκυρίου κατά τη διεύθυνση της δύναμης σε σχέση με ένα αμετακίνητο σημείο. Τα αποτελέσματα αυτά καταγράφονται σε ένα διάγραμμα όπως αυτό του Σχήματος 2.2.



Σχήμα 2.2 Διάγραμμα δυνάμεων-μετακινήσεων για δοκιμές εξόλκευσης και εφελκυσμού

Η εφελκυστική δύναμη αρχίζει από μια τιμή A_0 , η οποία εξαρτάται γενικά από τη δοκιμαστική διάταξη και δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0,15\beta_s F_e$. Η δύναμη αυξάνεται βαθμιαία ανάλογα με την ποιότητα του χάλυβα και κάθε βαθμίδα της αντιστοιχεί το πολύ σε $0,15\beta_s$. Όταν η τάση φτάσει στη βαθμίδα του $0,30\beta_s$ περίπου, καθώς και σε όλες τις επόμενες βαθμίδες, γίνεται αποφόρτιση σταδιακά μέχρι το φορτίο A_0 , για να εξαχθούν συμπεράσματα σχετικά με τις μόνιμες παραμορφώσεις και να υπολογιστεί το ελεύθερο μήκος του χάλυβα.

Κατά τη δοκιμή εξόλκευσης η εφελκυστική δύναμη αυξάνει μέχρις ότου φτάσει το όριο διαρροής του χάλυβα.

Πριν από κάθε αποφόρτιση παρακολουθούνται οι μετακινήσεις ενώ η δύναμη διατηρείται σταθερή για καθορισμένο χρονικό διάστημα.

2.2.2 Δοκιμαστική τάνυση

Όλα τα αγκύρια πρέπει να προενταθούν μέχρι το 1.20 της θεωρητικής δύναμης αγκύρωσης A_s (φορτίο λειτουργίας). Οι μετακινήσεις της κεφαλής που προκαλούνται από την τάνυση αυτή (συνολική μετατόπιση) πρέπει να μετρούνται και να παρακολουθούνται για χρονικό διάστημα τουλάχιστον 5 λεπτών στα αμμώδη εδάφη, ενώ στα συνεκτικά πρέπει να παρακολουθούνται μέχρι να σταματήσουν τελείως και τουλάχιστον για 15 λεπτά. Όπως και οι δοκιμές εξόλκευσης αρχίζουν από ένα αρχικό φορτίο A_o . Στα δέκα πρώτα αγκύρια και κατόπιν σε τουλάχιστον ένα αγκύριο για κάθε δεκάδα κατασκευαζόμενων αγκυριών πρέπει να μετρούνται οι μετακινήσεις της κεφαλής τουλάχιστον κατά τα διαστήματα 0.4-0.8-1.0-1.2, και της θεωρητικής δύναμης αγκύρωσης. Οι μετρήσεις γίνονται κατά τη διεύθυνση της δύναμης και αναφέρονται σε ακλόνητα σημεία.

2.3 Ειδικοί έλεγχοι

Οι αγκυρώσεις εισάγουν σημαντικές δυνάμεις σε διάφορα σημεία του συστήματος φέρουσας κατασκευής και εδάφους, στο οποίο περιλαμβάνονται. Δεν πρέπει λοιπόν να αγνοούνται οι ειδικότεροι υπολογιστικοί έλεγχοι επάρκειας που εξασφαλίζουν και τις προϋποθέσεις κανονικής λειτουργίας του όλου συστήματος. Αυτοί οι έλεγχοι εξαρτώνται από της κατασκευής καταρχήν, όπως και από τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες. Ενδεικτικά αναφέρονται τέτοιοι απαραίτητοι έλεγχοι σε προεντεταμένες αγκυρώσεις τοιχίων κατακόρυφων πρηνών.

- ◆ Έλεγχος επιτρεπόμενης δύναμης στον τένοντα του αγκυρίου, βάσει της αντοχής του υλικού. Κατά περίπτωση, δεν πρέπει να υπερβαίνει η τάση λειτουργίας ορισμένα ποσοστά τόσο της διαρροής του χάλυβα, όσο και του ορίου θραύσης.
 - ◆ Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων στο σκυρόδεμα του τοιχίου στην περιοχή των πλακών σφηνώσεως του αγκυρίου, λόγω των συγκεντρωμένων δυνάμεων αγκύρωσης (τάσεις διασπάσεως)
 - ◆ Καμπτική επάρκεια του τοιχώματος λόγω των κατ' αποστάσεις συγκεντρωμένων δυνάμεων αγκύρωσης
 - ◆ Καμπτική επάρκεια τυχόν βοηθητικών σιδηροδοκών (κατακόρυφων ή οριζόντιων)
-

2.4 Διατάξεις κανονισμών αγκυρώσεων κατά DIN 1054

Κατά την επιλογή της μεθόδου τοποθέτησης των αγκυρώσεων πρέπει να ληφθούν υπόψη η διαμόρφωση και το μήκος του πακτωμένου τμήματος, η κατάσταση των γειτονικών κατασκευών καθώς και η απόσταση από αυτές, σε συνάρτηση με τυχούσα ευαισθησία των κατασκευών αυτών σε παραμορφώσεις και δονήσεις. Στην περίπτωση που οι αγκυρώσεις τοποθετηθούν πλησίον υπαρχόντων κατασκευών, τότε τα χαρακτηριστικά των θεμελιώσεων των κατασκευών αυτών πρέπει να ελεγχθούν. Επιπλέον, το υπόγειο νερό και το έδαφος πρέπει να διερευνηθούν για την ύπαρξη ουσιών με επιβλαβή δράση στο σκυρόδεμα ή για ουσίες με διαβρωτική δράση στον χάλυβα των αγκυριών. Να σημειωθεί ότι οι προδιαγραφές για το σχεδιασμό και την τοποθέτηση των αγκυριών γίνεται κατά DIN EN 1537.

Η κατάταξη των αγκυριών με βάση συγκεκριμένα χαρακτηριστικά γίνεται σε δυο βασικές κατηγορίες. Η γεωτεχνική κατηγορία CG2 αφορά περιπτώσεις δυναμικών φορτίσεων όπου υπάρχει προηγούμενη εμπειρία καθώς επίσης και προσωρινές αγκυρώσεις ενώ στη γεωτεχνική κατηγορία CG3 κατατάσσονται οι δυναμικές φορτίσεις χωρίς κάποια συγκρίσιμη εμπειρία καθώς και οι μόνιμες αγκυρώσεις.

Τα αποτελέσματα των δράσεων των αγκυρώσεων είναι γνωστά ως χαρακτηριστικές δυνάμεις λειτουργίας αυτών και συμβολίζονται ως E_k . Αυτές μετατρέπονται σε φορτία σχεδιασμού E_d με τη χρήση κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας. Βασικός είναι ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας των αγκυριών καθώς και οι έλεγχοι λειτουργικότητας.

Στις οριακές καταστάσεις αστοχίας GZ 1B (GEO και STR) ελέγχεται η ισχύς της ανίσωσης: $E_k \leq R_d$

όπου R_d η μικρότερη των τιμών $R_{a,d}$ (αντοχή σχεδιασμού πακτωμένου μήκους) και $R_{i,d}$ (αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα)

Η αντοχή σχεδιασμού $R_{a,d}$ κάθε αγκυρίου κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας GZ 1B (GEO-2) υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_A$ όπου $R_{a,k}$ η χαρακτηριστική αντοχή εξόλκευσης όπως προσδιορίστηκε από τις δοκιμές καταλληλότητας

Η χαρακτηριστική αντοχή εξόλκευσης ενός αγκυρίου $R_{a,k}$ κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας GZ 1B (GEO-2) οφείλεται στην ενεργοποίηση της διατμητικής αντοχής στην περιβάλλουσα γεωμάζα με τη σταδιακή αύξηση της εφελκυστικής δύναμης στο αγκύριο. Καθορίζεται με βάση δοκιμές καταλληλότητας σε τουλάχιστον τρία αγκύρια σε συνθήκες παρόμοιες με λειτουργούντα αγκύρια χρησιμοποιώντας τη μέθοδο 1 κατά DIN EN 1537: 2001-01, 9.4.

Η αντίσταση εξόλκευσης $R_{a,i}$ σε κάθε δοκιμή φόρτισης είναι η δύναμη που προκαλεί παραμόρφωση ερπυσμού $k_s = 2\text{mm}$ όπου k_s το μέτρο ερπυσμού. Εφόσον το μέτρο ερπυσμού είναι μικρότερο από 2mm σε φορτίο λειτουργίας

P_p τότε το συγκεκριμένο φορτίο λειτουργίας πρέπει να υιοθετηθεί ως η αντοχή κατά την εξόλκευση του αγκυρίου σε κάθε δοκιμή φόρτισης.

Η μικρότερη από τις αντοχές εξόλκευσης $R_{a,k}$ κατά την πραγματοποίηση των δοκιμών εισάγεται ως χαρακτηριστική αντοχή.

Όσον αφορά την αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα $R_{i,d}$ κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας GZ 1B (STR) μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$R_{i,d} = R_{i,k} / \gamma_M$ όπου $R_{i,k}$ η χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα τένοντα προεντάσεως

Η χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα τένοντα προεντάσεως μπορεί να προσδιοριστεί με βάση τη σχέση: $R_{i,k} = A_s \cdot f_{t,0.1,k}$

όπου A_s η επιφάνεια του χάλυβα του τένοντα

$f_{t,0.1,k}$ η χαρακτηριστική τάση του χάλυβα για 0.1% μόνιμη πίεση

Να σημειωθεί ότι η χαρακτηριστική αντίσταση του αγκυρίου θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με τη χαρακτηριστική αντοχή του χάλυβα τένοντα $R_{i,k}$.

Όσον αφορά τις δοκιμές καταλληλότητας και αποδοχής των αγκυρίων υιοθετείται η μέθοδος 1 κατά DIN EN1537:2001-01,9.4 σύμφωνα με την οποία το φορτίο λειτουργίας P_p προσδιορίζεται από τα χαρακτηριστικά αποτελέσματα των δράσεων E_k ως εξής:

$P_p = 1.25 E_k$ για προσωρινές αγκυρώσεις

$P_p = n_k E_k$ για μόνιμες αγκυρώσεις

με $n_k \geq 1.50$ για αγκύρια σχεδιασμένα για ενεργές ωθήσεις

$n_k \geq 1.33$ για αγκύρια σχεδιασμένα για παθητικές ωθήσεις

Στην περίπτωση αυξημένων ενεργών ωθήσεων θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί ένας σταθμισμένος συντελεστής n_k μεταξύ ενεργών και ουδέτερων ωθήσεων.

Επίσης σε περίπτωση που τα αγκύρια χρησιμοποιούνται για ερευνητικούς σκοπούς, για δοκιμές καταλληλότητας ή αποδοχής το φορτίο λειτουργίας P_p δε θα πρέπει να υπερβαίνει τις τιμές $0.80 A_s \cdot f_{t,k}$ και $0.95 A_s \cdot f_{t,0.1,k}$ όπου

A_s η επιφάνεια του χάλυβα του τένοντα

$f_{t,k}$ η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του χάλυβα τένοντος προέντασης

$f_{t,0.1,k}$ η χαρακτηριστική τάση του χάλυβα για 0.1% μόνιμη πίεση

Από τις παραπάνω τιμές εφαρμόζεται η μικρότερη.

2.5 Θεώρηση αγκυρώσεων κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς (BS 8081:1989)

Οι μέθοδοι σχεδιασμού αγκυρώσεων που υποδεικνύονται από τους Βρετανικούς κανονισμούς βασίζονται σε χρήση συντελεστών ασφαλείας. Ο σκοπός των υπολογισμών κατά το σχεδιασμό των αγκυρώσεων είναι να εξασφαλίσει ότι αστοχίες είναι απίθανο να συμβούν. Για το λόγο αυτό εξετάζονται διάφορες οριακές καταστάσεις στις οποίες είναι δυνατόν να

βρεθεί η δομή. Στα περισσότερα προβλήματα οι οριακές καταστάσεις κατατάσσονται σε δυο μεγάλες κατηγορίες, σε οριακές καταστάσεις αστοχίας (τυπικά παραδείγματα των οποίων είναι η κατάρρευση της δομής ή η θραύση ενός δομικού μέλους) και οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (όπως υπερβολικές παραμορφώσεις).

Ο σχεδιασμός των αγκυρώσεων θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη συνολικά τη γενική ευστάθεια, το βάθος επίχωσης, φαινόμενα ομάδας αγκυρίων και τις διαστάσεις των τμημάτων των αγκυρίων. Στον Πίνακα 2.4 που ακολουθεί παρατίθενται οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας που προτείνονται από τους Βρετανικούς κανονισμούς για το σχεδιασμό ανεξάρτητων αγκυρώσεων.

Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας προτεινόμενοι για το σχεδιασμό αγκυρώσεων				
Κατηγορία αγκυρώσεων	Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας			
	Τένοντας	Διεπιφάνεια βολβού-ενέματος	Διεπιφάνεια βολβού ενέματος/τένοντα ενέματος/σωλήνωσης ή	Συντελεστής φορτίου λειτουργίας
Προσωρινές αγκυρώσεις με διάρκεια ζωής μικρότερη από 6 μήνες και όπου η αστοχία δεν έχει σοβαρές συνέπειες και δεν αποτελεί κίνδυνο για τη δημόσια ζωή	1.40	2.00	2.00	1.10
Προσωρινές αγκυρώσεις με διάρκεια ζωής περίπου 2 χρόνια και όπου παρόλο που η αστοχία έχει σοβαρές συνέπειες η δημόσια ζωή δεν απειλείται χωρίς επαρκή προειδοποίηση	1.60	2.50	2.50	1.25
Μόνιμες και προσωρινές αγκυρώσεις όπου ο κίνδυνος διάβρωσης είναι υψηλός και οι συνέπειες μιας αστοχίας είναι σοβαρές.	2.00	3↑	3*	1.50

*Ελάχιστη τιμή συντελεστή 2.00 μπορεί να χρησιμοποιηθεί εφόσον είναι διαθέσιμες έρευνες πεδίου πλήρους κλίμακας
 ↑Μπορεί να χρειαστεί να υψωθεί ως την τιμή .00 για οριακή κατάσταση ερπισμού του εδάφους
 Σημειώσεις:
 1.Στην πράξη ο συντελεστής ασφαλείας μιας αγκύρωσης είναι ο λόγος της οριακής αντοχής προς την αντοχή σχεδιασμού. Ο παραπάνω πίνακας καθορίζει ελάχιστους συντελεστές ασφαλείας σε όλες τις σημαντικές συνιστώσες διεπιφάνειες του συστήματος αγκυρώσεων
 2.Οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας για τη διεπιφάνεια ενέματος/ εδάφους συνήθως κυμαίνονται από 2.5 έως 4.0. Εντούτοις, είναι αποδεκτές μειωμένες τιμές εφόσον δοκιμές πεδίου πλήρους κλίμακας (δοκιμές αγκυρίων), παρέχουν επαρκείς επιπρόσθετες πληροφορίες που επιτρέπουν μια μείωση των προτεινόμενων τιμών.
 3.Οι συντελεστές ασφαλείας που εφαρμόζονται στη διεπιφάνεια ενέματος/ εδάφους είναι αμετάβλητα υψηλές συγκρινόμενες με τις τιμές των τενόντων, αφού το επιπλέον μέγεθος παριστάνει ένα περιθώριο αβεβαιότητας.

Πίνακας 2.4 Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας για το σχεδιασμό αγκυρώσεων κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς

Κατά το σχεδιασμό των αγκυρώσεων διακρίνονται τέσσερα κύρια μεγέθη για το φορτίο το οποίο μπορεί να εφαρμόζεται σε ένα αγκύριο:

- το απαιτούμενο φορτίο T_w , το οποίο εξασφαλίζει ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται με ικανοποιητικό τρόπο
- το φορτίο λειτουργίας T_l , με το οποίο το αγκύριο μπορεί να φορτιστεί σύντομα κατά τη διάρκεια της έντασής του
- το φορτίο σφήνωσης T_{lo} , το οποίο παραμένει στο αγκύριο αν αυτό ενταθεί
- το μακροπρόθεσμο φορτίο στο αγκύριο T_{ll} , το οποίο θα υπάρχει στο αγκύριο σαν αποτέλεσμα της κατασκευής του, της προέντασής του, του ερπυσμού και των συνεπακόλουθων μετακινήσεων του εδάφους

Καθένα από τα παραπάνω φορτία υπόκειται σε αβεβαιότητα και πρέπει να εκτιμηθεί όπως περιγράφεται παρακάτω.

♦ Απαιτούμενο φορτίο T_w

Το συγκεκριμένο φορτίο απαιτείται για να εξασφαλιστεί ότι η δομή που αγκυρώνεται συμπεριφέρεται με ικανοποιητικό τρόπο. Το φορτίο αυτό εκτιμάται με υπολογισμούς και μπορεί να περιλαμβάνει σε περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης τη θεώρηση των ενεργών ωθήσεων του εδάφους για προβλήματα όπου οι μετακινήσεις ή η αστοχία του τοίχου είναι κρίσιμης σημασίας. Μια τέτοια κατάσταση μπορεί να θεωρηθεί ως οριακή κατάσταση αστοχίας, αντίθετα σε προβλήματα μικρών μετακινήσεων όπου εφαρμόζονται ουδέτερες ωθήσεις, οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας μπορούν να περιγράψουν καλύτερα την κατάσταση.

Προτείνεται, οι αβεβαιότητες των εδαφικών παραμέτρων και της στάθμης του νερού να υπολογίζονται βάσει τιμών οριακών καταστάσεων, παρά χρησιμοποιώντας μια συντηρητική τιμή και στη συνέχεια εφαρμόζοντας ένα συντελεστή ασφαλείας. Γενικά η τιμή του απαιτούμενου φορτίου T_w που εφαρμόζεται σε μια οριακή κατάσταση αστοχίας ορίζεται ως T_wULS , ενώ σε μια οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ως T_wSLS .

♦ Φορτίο λειτουργίας T_l

Με βάση τους κανονισμούς, στην πράξη κάθε αγκύριο φορτίζεται μετά την κατασκευή έως ένα φορτίο λειτουργίας. Συμβατικά το φορτίο αυτό θεωρείται 1.25 έως 1.50 φορές μεγαλύτερο από το φορτίο σχεδιασμού για προσωρινές και μόνιμες αγκυρώσεις. Παρ' όλα αυτά υπάρχει κίνδυνος υπερεκτιμημένων αποτελεσμάτων που μπορεί να προκύψουν από τη διαδικασία φόρτισης. Με καλή επίβλεψη δεν αναμένονται φορτία μεγαλύτερα από το 25% του αναμενόμενου φορτίου λειτουργίας, όμως κακές συνθήκες εργοταξίου πιθανόν να προκύψουν υψηλότερες φορτίσεις αγκυρώσεων.

Είναι στην αρμοδιότητα του μελετητή να επιλέξει φορτίο λειτουργίας, γενικά όμως προτείνεται το φορτίο λειτουργίας να είναι 1.25 φορές η μεγαλύτερη τιμή του T_wSLS ή ισοδύναμα του T_wULS (όποια τιμή είναι μεγαλύτερη). Το δυσμενέστερο αξιόπιστο φορτίο λειτουργίας είναι συνάρτηση της επί τόπου επίβλεψης και είναι γενικά 25% μεγαλύτερο από την αναμενόμενη τιμή. Το

χαρακτηριστικό φορτίο λειτουργίας πρέπει να τίθεται ανάμεσα από τις αναμενόμενες και δυσμενέστερες τιμές.

◆ Φορτίο σφήνωσης T_{fo}

Το φορτίο σφήνωσης επιλέγεται από το μελετητή και είναι συνήθως 1.1 φορές το φορτίο λειτουργίας.

◆ Μακροπρόθεσμο φορτίο T_{ll}

Μετά από την εξέταση όλων των οριακών καταστάσεων από το μελετητή θα πρέπει να εκτιμηθεί επίσης το εύρος των μακροπρόθεσμων φορτίων T_{ll} . Για να εκτιμηθεί η χαρακτηριστική και η δυσμενέστερη αξιόπιστη τιμή θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα παρακάτω:

-η χαρακτηριστική τιμή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη μεγαλύτερη τιμή T_w που έχει εξαχθεί από μια οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

-η υψηλότερη, δυσμενέστερη, αξιόπιστη τιμή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη μεγαλύτερη τιμή T_w από οποιαδήποτε οριακή κατάσταση

-όταν εκτιμάται το μακροπρόθεσμο φορτίο, τα αποτελέσματα της διόγκωσης του εδάφους θα πρέπει να εκτιμώνται. Είναι πιθανό αυτά τα αποτελέσματα να αυξήσουν στην πραγματικότητα το μακροπρόθεσμο φορτίο στο ακύριο T_{ll}

Οι διαστάσεις του πακτωμένου τμήματος του ακυρίου θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να πληρούν ορισμένες απαιτήσεις. Η χαμηλότερη δυσμενέστερη αξιόπιστη αντοχή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη μεγαλύτερη τιμή των φορτίων T_{wULS} ενώ η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την μεγαλύτερη από τη μεγαλύτερη τιμή T_{wSLS} . Για προεντεταμένες αγκυρώσεις η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι επίσης μεγαλύτερη από το χαρακτηριστικό φορτίο λειτουργίας.

Τα διάφορα συνιστώμενα στοιχεία των αγκυρώσεων θα πρέπει να σχεδιάζονται επίσης έτσι ώστε η χαμηλότερη δυσμενέστερη αξιόπιστη αντοχή να είναι μεγαλύτερη ή ίση με το μεγαλύτερο δυσμενέστερο αξιόπιστο δυσμενέστερο φορτίο T_{ll} . Επίσης, η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι ίση ή μεγαλύτερη από το χαρακτηριστικό μακροπρόθεσμο φορτίο T_{ll} . Τέλος, για προεντεταμένες αγκυρώσεις η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το χαρακτηριστικό φορτίο λειτουργίας.

2.6 Θεώρηση αγκυρώσεων κατά τον Ευρωκώδικα EC-7 (EN-1997)

2.6.1 Γενικά

Ο Ευρωκώδικας 7 ή αλλιώς EN 1997 εντάσσεται στο σύστημα των Δομικών Ευρωκωδικών που αναπτύχθηκαν από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποιήσεως (CEN) με σκοπό την ενοποίηση βασικών θεμάτων ασφαλείας

και λειτουργικότητας των τεχνικών έργων, τη σύνταξη των αντίστοιχων μελετών αλλά και την παροχή πλαισίου Τεχνικών Προδιαγραφών για τις χώρες που ανήκουν στην Ευρωπαϊκή Ένωση.

Ο Ευρωκώδικας αναφέρεται σε προσωρινές και μόνιμες αγκυρώσεις, οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για:

- ◆ Αντιστήριξη κατασκευών
- ◆ Ευστάθεια πρανών, σηράγγων
- ◆ Αντιστάθμιση δυνάμεων εξόλκευσης σε κατασκευές μέσω εφελκυστικής δύναμης σε ένα φέροντα σχηματισμό εδάφους ή βράχου

Έχει εφαρμογή τόσο σε προεντεταμένες αγκυρώσεις όσο και σε παθητικές αλλά δεν έχει εφαρμογή για εδαφικούς ήλους.

2.6.2 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Κατά το σχεδιασμό οποιουδήποτε τεχνικού έργου με βάση τους υπόψη Δομικούς Ευρωκώδικες, θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι υπάρχει ασφάλεια έναντι συγκεκριμένων οριακών καταστάσεων οι κυριότερες από τις οποίες είναι :

- ◆ Οριακές καταστάσεις αστοχίας κατά τις οποίες ελέγχεται υπέρβαση της αντοχής των στοιχείων του έργου (για παράδειγμα της φέρουσας ικανότητας).
- ◆ Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που αφορούν την υπέρβαση των ορίων λειτουργικών απαιτήσεων του έργου (όπως ανάπτυξη υπερβολικών καθιζήσεων ή στροφή λόγω διαφορικών καθιζήσεων κ.α.)

Ειδικότερα κατά τον Ευρωκώδικα 7 εξετάζονται οι ακόλουθοι τύποι οριακών καταστάσεων αστοχίας.

EQU: απώλεια της ισορροπίας της κατασκευής ως στερεού σώματος σε περιπτώσεις μικρής ή αμελητέας συνεισφοράς της διατμητικής αντοχής του εδάφους

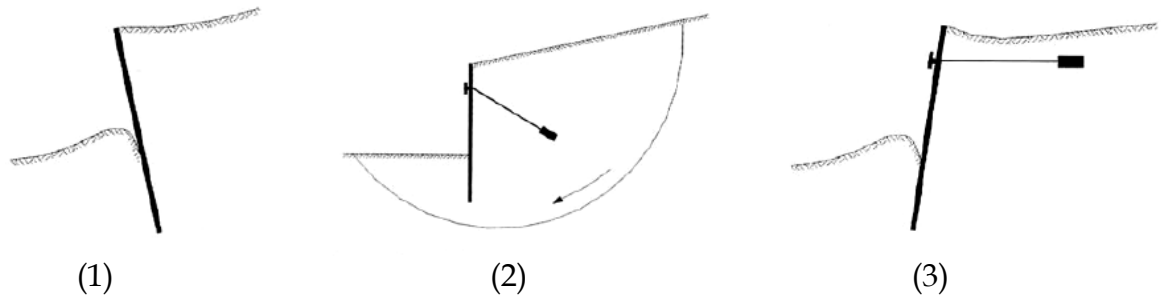
GEO: αστοχία ή υπερβολικές παραμορφώσεις του εδάφους λόγω υπέρβασης της διατμητικής αντοχής του, δηλαδή αποτελεί μια γεωτεχνικού τύπου οριακή κατάσταση.

STR: εσωτερική αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση της κατασκευής ή των στοιχείων της όπου η συνεισφορά της αντοχής των υλικών της κατασκευής είναι ιδιαίτερα σημαντική. Αποτελεί στην ουσία μια δομικού τύπου οριακή κατάσταση αστοχίας.

UPL: απώλεια της ισορροπίας του τεχνικού έργου ως στερεού σώματος λόγω επιπλεύσεως ή λόγω άλλων κατακόρυφων δυνάμεων.

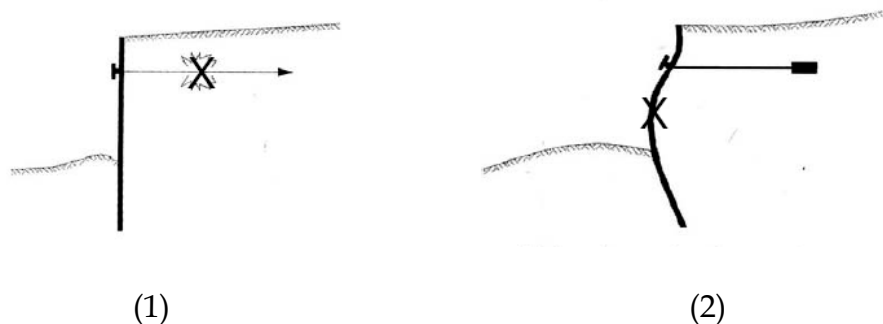
HYD: οριακή κατάσταση οφειλόμενη σε ροή του ύδατος, όπως υδραυλική ανύψωση, υδραυλική διασωλήνωση, υδραυλική υποσκαφή κ.α.

Στο Σχήμα 2.3 α παρουσιάζονται παραδείγματα αστοχιών τύπου GEO και στο Σχήμα 2.3 β τύπου STR



Σχήμα 2.3 α Παραδείγματα αστοχιών τύπου GEO

- (1) αστοχία λόγω περιστροφής του τοίχου περί τον πόδα (για προβόλους)
- (2) αστοχία κατά μήκος κυλινδρικής επιφάνειας της μάζας του εδάφους στην οποία ο τοίχος είναι πακτωμένος
- (3) περιστροφή γύρω από τη στήριξη του αγκυρίου



Σχήμα 2.3 β Παραδείγματα αστοχιών τύπου STR

- (1) αφνίδια αστοχία της στήριξης/ αγκυρίου ή περιορισμένη υποχώρηση του αγκυρίου
- (2) αστοχία του τοίχου (υπέρβαση καμπτικής αντοχής)

Γενικότερα στα γεωτεχνικά έργα οι οριακές καταστάσεις STR και GEO αποτελούν τις συνηθέστερες και σπουδαιότερες καταστάσεις και εξετάζονται παράλληλα δεδομένου ότι δεν είναι πάντα σαφές αν κατά τη συνεχή αύξηση για παράδειγμα των εξωτερικών φορτίσεων επί της θεμελίωσης του έργου θα προηγηθεί αστοχία του εδάφους ή αστοχία της θεμελίωσης ως δομικού στοιχείου ή συγχρόνως θα αστοχήσουν και τα δυο.

Οι έλεγχοι των οριακών καταστάσεων αφορούν ουσιαστικά τη σύγκριση των δράσεων σχεδιασμού με τα αντίστοιχα μεγέθη της αντοχής σχεδιασμού. Τα μεγέθη σχεδιασμού προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές σχεδιασμού μέσω των δράσεων, επί των γεωτεχνικών παραμέτρων είτε και επί των μεγεθών αντοχής.

2.6.3 Συνθήκες και δράσεις που λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό

Οι δράσεις περιλαμβάνουν κατ' αρχάς τις εξωτερικές φορτίσεις από την ανωδομή επί του γεωτεχνικού έργου αλλά και κάθε άλλο αίτιο που επηρεάζει την οριακή αντοχή είτε την ανάπτυξη παραμορφώσεων όπως:

- το ίδιο βάρος του εδάφους
- οι πιέσεις εκ κατανομής εντός του εδάφους
- οι ωθήσεις των γαιών επί κατασκευών αντιστήριξης
- οι υδροστατικές ή υδροδυναμικές πιέσεις
- οι δυνάμεις λόγω εδαφικής διόγκωσης κ.α.

Οι ορισμοί καθώς και ο τρόπος υπολογισμού των δράσεων δίνονται στους Ευρωκώδικες EN 1990 και EN 1991 αντίστοιχα.

Αρχικά καθορίζονται οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων F_{rep} , που διακρίνονται σε μόνιμες φορτίσεις όπως φορτίσεις από το ίδιο βάρος της κατασκευής και σε μεταβλητές φορτίσεις όπως για παράδειγμα κινητά φορτία.

Οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων F_d προκύπτουν από τις αντιπροσωπευτικές τιμές με εφαρμογή επί μέρους συντελεστών ασφαλείας γ_F κατά τη σχέση:

$$F_d = \gamma_F F_{rep}$$

Οι τιμές των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας καθορίζονται στη συνέχεια σε αντίστοιχους πίνακες. Εναλλακτικά οι τιμές σχεδιασμού μπορούν να καθοριστούν απευθείας από το μελετητή.

Κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη:

- όλες οι συνθήκες κατά την κατασκευή του έργου
- όλα τα αναμενόμενα προβλήματα κατά τη διάρκεια ζωής του έργου
- όλες οι σχετικές οριακές καταστάσεις που περιγράφηκαν πιο πάνω και οι συνδυασμοί τους
- η αναμενόμενη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και οι υδατικές πιέσεις
- οι συνέπειες της αστοχίας ενός αγκυρίου
- η πιθανότητα οι εφαρμοζόμενες στο αγκύριο δυνάμεις κατά την προένταση να υπερβούν τις δυνάμεις που απαιτούνται για το σχεδιασμό της κατασκευής

2.6.4 Επιλογή γεωτεχνικών παραμέτρων

Οι γεωτεχνικές παράμετροι που υπεισέρχονται στον υπολογισμό των μεγθών αντοχής αλλά και στον υπολογισμό ορισμένων δράσεων μπορούν να εκτιμηθούν από κατάλληλες εργαστηριακές δοκιμές ή από επί τόπου δοκιμές ή με θεωρητικό ή ημιεμπειρικό τρόπο κ.λπ.

Η επιλογή των χαρακτηριστικών τιμών των γεωτεχνικών παραμέτρων X_k , μπορεί να γίνει από προηγούμενα υπάρχοντα στοιχεία, με την προϋπόθεση ότι υπάρχει δοκιμασμένη εμπειρία και με συντηρητικό τρόπο. Με βάση τις σχετικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 7, Μέρος 1, οι χαρακτηριστικές τιμές

επιλέγονται μεταξύ του κάτω ορίου και της μέσης τιμής των παραμέτρων που είτε μετρήθηκαν είτε εκτιμήθηκαν.

Οι τιμές σχεδιασμού X_d , προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές με εφαρμογή επί μέρους συντελεστών ασφαλείας γ_M σύμφωνα με τη σχέση:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

2.6.5 Γεωτεχνικές κατηγορίες και θεωρήσεις για το σχεδιασμό και την κατασκευή

Με βάση τον Ευρωκώδικα 7, ο σχεδιασμός κάθε γεωτεχνικού έργου θα πρέπει να συνδυάζεται με τους πιθανούς κινδύνους που προκύπτουν κατά την κατασκευή του. Συνεπώς, προκειμένου να καθιερωθούν κάποιες βασικές γεωτεχνικές προδιαγραφές σχεδιασμού, τα γεωτεχνικά έργα εισάγονται σε τρεις βασικές Γεωτεχνικές Κατηγορίες.

Η Γεωτεχνική Κατηγορία 1 περιλαμβάνει μόνο μικρές και σχετικά απλές δομές, η κατασκευή των οποίων έχει αμελητέα διακινδύνευση και οι βασικές σχεδιαστικές απαιτήσεις ικανοποιούνται από βασική εμπειρία και από ποιοτικές γεωτεχνικές έρευνες.

Στη Γεωτεχνική Κατηγορία 2 ανήκουν συμβατικά είδη κατασκευών και θεμελιώσεων, χωρίς ιδιαίτερο κίνδυνο ή δυσκολία στο έδαφος και στα φορτία. Στη συγκεκριμένη κατηγορία ο σχεδιασμός γίνεται βάσει ποσοτικών γεωτεχνικών δεδομένων και αναλύσεων προκειμένου να διαπιστωθεί ότι ικανοποιούνται βασικές απαιτήσεις. Στη Γεωτεχνική Κατηγορία 2 ανήκουν θεμελιώσεις με πέδιλα, πλάκες ή πασσάλους, τοίχοι και άλλες δομές που συγκρατούν το έδαφος ή νερό, γενικές εκσκαφές, αγκύρια εδάφους κ.α.

Η Γεωτεχνική Κατηγορία 3 περιλαμβάνει κατασκευές ή τμήματα κατασκευών που δεν ανήκουν στις προηγούμενες κατηγορίες όπως πολύ μεγάλες ή ασυνήθιστες κατασκευές, κατασκευές με ιδιαίτερο κίνδυνο και εξαιρετικά δύσκολο έδαφος, κατασκευές σε περιοχές με μεγάλη σεισμικότητα κ.α.

Οι βασικές θεωρήσεις για το σχεδιασμό και την κατασκευή αγκυρίων που ισχύουν για όλες τις γεωτεχνικές κατηγορίες είναι οι ακόλουθες:

- Θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι δυσμενέστερες εφελκυστικές δυνάμεις που μεταφέρονται στο έδαφος πέρα από την ευρύτερη περιοχή του αγκυρίου
- Η ζώνη του εδάφους στην οποία πρόκειται να μεταφερθούν οι εφελκυστικές δυνάμεις θα πρέπει να περιληφθεί στο πρόγραμμα γεωτεχνικών ερευνών
- Για προεντεταμένα αγκύρια η κεφαλή θα πρέπει να επιτρέπει στον τένοντα να εντίνεται, να διαπιστώνεται και να διασφαλίζεται η έντασή του και να αυτό απαιτείται να αποφορτίζεται και να επαναφορτίζεται
- Για όλους τους τύπους αγκυρίων η κεφαλή θα πρέπει να είναι σχεδιασμένη με τέτοιο τρόπο ώστε να αντέχει γωνιακές αποκλίσεις της δύναμης αγκύρωσης και παραμορφώσεις που μπορεί να προκύψουν κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής

- ◆ Σε περιπτώσεις συνδυασμού διαφορετικών υλικών σε μια αγκύρωση, οι αντοχές των διαφόρων υλικών θα πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με την ικανότητα του ενός να παρακολουθεί την παραμόρφωση του άλλου
- ◆ Εφόσον η επίδραση ενός συστήματος αγκυρίων εξαρτάται από το ελεύθερο μήκος τους, θα πρέπει να τηρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:
 1. η δύναμη του αγκυρίου θα πρέπει να δρα σε έδαφος το οποίο βρίσκεται αρκετά μακριά από τον αντιστηριζόμενο όγκο, ώστε η ευστάθεια του όγκου να μην επηρεάζεται αρνητικά
 2. η δύναμη του αγκυρίου θα πρέπει να δρα σε έδαφος το οποίο βρίσκεται αρκετά μακριά από υπάρχουσες θεμελιώσεις για να μην υπάρξουν αρνητικές επιπτώσεις σε αυτές.
 3. θα πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για να αποφευχθούν δυσμενείς αλληλεπιδράσεις ανάμεσα στα πακτωμένα τμήματα των αγκυρίων που βρίσκονται πολύ κοντά μεταξύ τους. Αυτό επιτυγχάνεται διατηρώντας μια ελάχιστη απόσταση μεταξύ τους (1.5m)
- ◆ Θα πρέπει να γίνεται χρήση συστημάτων αγκυρώσεως που έχουν ελεγχθεί ή υπάρχει για αυτά προηγούμενη εμπειρία που διασφαλίζει την αποδοτικότητά τους και την ανθεκτικότητά τους.
- ◆ Η διεύθυνση του τένοντα θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να προκαλείται περαιτέρω έντασή του αν προκύψουν παραμορφώσεις λόγω ενός πιθανού μηχανισμού ολίσθησης. Αν κάτι τέτοιο δεν είναι δυνατό θα πρέπει να ληφθούν υπόψη δυσμενείς συνθήκες κατά το σχεδιασμό.
- ◆ Για πακτωμένα ή αυτοδιατρύμενα αγκύρια η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής σε εξόλκευση θα πρέπει να προσδιορίζεται με βάση κατάλληλους ελέγχους ή από την προϋπάρχουσα εμπειρία
- ◆ Η αποδοτικότητα του ελεύθερου μήκους των προεντεταμένων αγκυρίων θα πρέπει να ελέγχεται με βάση τον EN 1537:1999
- ◆ Ικανή δύναμη αγκύρωσης θα πρέπει να εφαρμόζεται αρχικά για να εξασφαλιστεί ότι η αντίσταση της αγκύρωσης σε κατάσταση οριακού φορτίου λειτουργίας ενεργοποιείται με αποδεκτή μετακίνηση της κεφαλής
- ◆ Η αντιδιαβρωτική προστασία των προεντεταμένων αγκυρίων θα πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τον EN 1537:1999
- ◆ Η αντιδιαβρωτική προστασία των αγκυρίων με χαλύβδινο τένοντα θα πρέπει να γίνεται λαμβάνοντας υπόψη και το περιβάλλον έδαφος
- ◆ Κατάλληλα μέτρα, όπως η χρήση προστατευτικού καλύμματος, πρέπει να λαμβάνονται για την προστασία από διάβρωση αν είναι απαραίτητο

2.6.6 Ανάλυση οριακών καταστάσεων αστοχίας- Μέθοδοι σχεδιασμού

Κατά τον Ευρωκώδικα 7 κατά την ανάλυση μιας οριακής κατάστασης αστοχίας λόγω θραύσης ή υπερβολικών παραμορφώσεων ενός δομικού στοιχείου ή τμήματος του εδάφους, δηλαδή για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου STR και GEO, θα πρέπει να ελέγχεται η ισχύς της παρακάτω ανίσωσης:

$E_d \leq R_d$ όπου E_d η τιμή σχεδιασμού των δράσεων

R_d η τιμή σχεδιασμού της αντοχής

Η τιμή σχεδιασμού των δράσεων E_d μπορεί να υπολογιστεί είτε με εφαρμογή επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γ_F επί των αντιπροσωπευτικών τιμών των δράσεων F_{rep} κατά τη σχέση: $E_d = E(\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d)$

ή με εφαρμογή επί μέρους συντελεστών ασφαλείας γ_E επί του αποτελέσματος των δράσεων κατά τη σχέση: $E_d = \gamma_E E(F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d)$

Στις παραπάνω σχέσεις στον συντελεστή X_k υπεισέρχεται η επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων επί των δράσεων και στην παράμετρο a_d η επιρροή των γεωμετρικών δεδομένων.

Η τιμή σχεδιασμού αντοχής R_d υπολογίζεται με εφαρμογή των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας είτε επί των εδαφικών ιδιοτήτων X_k κατά τη σχέση:

$$R_d = R(\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d)$$

Είτε απευθείας επί της αντοχής X_k με βάση τη σχέση:

$$R_d = R(\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d) / \gamma_R$$

Είτε συγχρόνως και επί των εδαφικών ιδιοτήτων X_k και επί της υπολογιζόμενης αντοχής:

$$R_d = R(\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d) / \gamma_R$$

Οι επιμέρους συντελεστές (γ_F) επί των αντιπροσωπευτικών τιμών των δράσεων ή επί του αποτελέσματος γ_E για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου STR και GEO καθορίζονται στον Πίνακα 2.5. όπου:

γ_G : επί μέρους συντελεστής ασφαλείας που αφορά μόνιμες δυσμενείς ή ευμενείς δράσεις

γ_Q : επί μέρους συντελεστής ασφαλείας που αφορά μεταβλητές δυσμενείς ή ευμενείς δράσεις

Δράση		Συμβολισμός	Ομάδα συντελεστών	
			A1	A2
Μόνιμη	δυσμενής	γ_G	1.35	1.00
	ευμενής		1.00	1.00
Μεταβλητή	δυσμενής	γ_Q	1.50	1.30
	ευμενής		0.00	0.00

Πίνακας 2.5 Τιμές των επί μέρους συντελεστών γ_F ή γ_E επί των δράσεων ή επί των αποτελεσμάτων των δράσεων αντίστοιχα

Οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας επί των εδαφικών παραμέτρων γ_M παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.6 που ακολουθεί.

Εδαφικές παράμετροι	Συμβολισμός	Ομάδα συντελεστών	
		M1	M2
Γωνία εσωτερικής τριβής	γ_ϕ	1.00	1.25
Ενεργός συνοχή	γ_c	1.00	1.25
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	γ_{cu}	1.00	1.40
Αντοχή ανεμπόδιστη θλίψης	γ_{qu}	1.00	1.40
Φαινόμενη πυκνότητα (ιδιον βάρους)	γ_γ	1.00	1.40

Πίνακα 2.6 Επί μέρους συντελεστές ασφαλείας επί των εδαφικών παραμέτρων γ_M

Στον πίνακα 2.7 παρουσιάζονται οι επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής γ_R

Αντοχή	Συμβολισμός	Ομάδα συντελεστών			
		R1	R2	R3	R4
Προσωρινές αγκυρώσεις	$\gamma_{a,t}$	1.10	1.10	1.00	1.10
Μόνιμες αγκυρώσεις	$\gamma_{a,p}$	1.10	1.10	1.00	1.10

Πίνακας 2.7 Επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής γ_R

Ο τρόπος εναλλακτικής εφαρμογής μιας από τις παραπάνω σχέσεις που δίνουν την αντοχή σχεδιασμού R καθορίζεται από τις ακόλουθες μεθόδους σχεδιασμού οι οποίες ουσιαστικά υποδεικνύουν απαραίτητους συνδυασμούς των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας που πρέπει να ακολουθηθούν λόγω των διαφορετικών ορισμών των E_d και R_d .

Να σημειωθεί ότι η ομάδα συντελεστών A αναφέρεται στον επί μέρους συντελεστή $\gamma_F = \gamma_E$, η ομάδα M στον επί μέρους συντελεστή γ_M και η ομάδα R στον επί μέρους συντελεστή γ_R

► Μέθοδος Σχεδιασμού 1 (Design Approach 1)

Για τις αγκυρώσεις θα πρέπει να ελεγχθούν οι ακόλουθοι συνδυασμοί των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας:

Συνδυασμός 1: A1+M1+R1

Συνδυασμός 2: A2+(M1 ή M2)+R4

Δηλαδή στην ανίσωση $E_d \leq R_d$ οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας παίρνουν τις ακόλουθες τιμές με την προϋπόθεση ότι οι δράσεις είναι δυσμενείς:

Συνδυασμός 1: $\gamma_F=1.35$ ή 1.50 , $\gamma_M=1.00$ και $\gamma_R=1.10$

Συνδυασμός 2: $\gamma_F=1.00$ ή 1.30 , $\gamma_M=1.00$ ή 1.25 ή 1.40 και $\gamma_R=1.00$

Να σημειωθεί ότι για το συνδυασμό 2, η ομάδα συντελεστών M1 εφαρμόζεται προκειμένου να υπολογιστεί η αντοχή των αγκυρίων R_d , ενώ η ομάδα M2 εφαρμόζεται στην περίπτωση που οι εδαφικές ιδιότητες επηρεάζουν το μέγεθος δυσμενών φορτίων. Ο τελικός συνδυασμός θα γίνει βάσει του δυσμενέστερου ελέγχου από τους Συνδυασμούς 1 και 2.

► Μέθοδος σχεδιασμού 2 (Design Approach 2)

Αντίστοιχα ελέγχεται ο Συνδυασμός: A1+M1+R2 όπου οι επί μέρους συντελεστές παίρνουν τις ακόλουθες τιμές: $\gamma_F=1.35$ ή 1.50 ή 1.00 ή 1.30 , $\gamma_M=1.00$ και $\gamma_R=1.10$

► Μέθοδος σχεδιασμού 3 (Design Approach 3)

Αντίστοιχα ελέγχεται ο Συνδυασμός: (A1 ή A2)+M2+R3 όπου οι επί μέρους συντελεστές παίρνουν τις ακόλουθες τιμές: $\gamma_F=1.35$ ή 1.50 , $\gamma_M=1.25$ ή 1.40 και $\gamma_R=1.00$

Η ομάδα συντελεστών A1 εφαρμόζεται προκειμένου να υπολογιστούν οι δράσεις εκ της ανωδομής ενώ η ομάδα A2 για τις δράσεις που επηρεάζονται από τις εδαφικές παραμέτρους.

Όλες οι τιμές των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 7, ως αντιπροσωπευτικές, τελούν όμως υπό την αίρεση της προσαρμογής των κατά χώρα της Ευρωπαϊκής Ένωσης στα αντίστοιχα Εθνικά Κείμενα Εφαρμογής που περιγράφονται στη συνέχεια για την Ελλάδα.

2.7 Εθνικό Προσάρτημα για την Ελλάδα

Τα Εθνικά Πρότυπα Εφαρμογής των Ευρωκωδίκων περιλαμβάνουν τις ειδικές απαιτήσεις εφαρμογής του Ευρωκώδικα 7 ειδικότερα σε κάθε χώρα της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Συγκεκριμένα, τα Εθνικά Πρότυπα Εφαρμογής των Ευρωκωδίκων περιέχουν το πλήρες κείμενο του Ευρωκώδικα, όπως έχει δημοσιευτεί από την CEN. Το κείμενο αυτό μπορεί να ακολουθείται από ένα Εθνικό Προσάρτημα (National Annex) το οποίο περιλαμβάνει μόνο πληροφορίες για τις παραμέτρους οι οποίες στον Ευρωκώδικα αφήνονται ελεύθερες για εθνική επιλογή, δηλαδή για τις λεγόμενες Εθνικώς Προσδιοριζόμενες Παραμέτρους. Τέτοιες παράμετροι μπορεί να είναι:

- τιμές είτε ομάδες τιμών για τις οποίες στον Ευρωκώδικα δίνονται εναλλακτικές εναλλακτικές επιλογές
- τιμές για τις οποίες στον Ευρωκώδικα δίνεται μόνο το σύμβολο

- ειδικά δεδομένα (γεωγραφικά, κλιματολογικά) για τη συγκεκριμένη χώρα, για παράδειγμα χάρτης χιονοπτώσεων
- η διαδικασία η οποία θα χρησιμοποιείται όπου στον Ευρωκώδικα δίνονται εναλλακτικές διαδικασίες

Οι ανωτέρω πληροφορίες εθνικής επιλογής θα χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό κτιρίων και λοιπών έργων πολιτικού μηχανικού που κατασκευάζονται στη συγκεκριμένη χώρα.

Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί επίσης να περιλαμβάνει:

- αποφάσεις σχετικά με την εφαρμογή των πληροφοριακών παραρτημάτων του Ευρωκώδικα
- αναφορές σε συμπληρωματικές πληροφορίες, οι οποίες δεν αντιβαίνουν τον Ευρωκώδικα, προς υποβοήθηση του χρήστη στην εφαρμογή του Ευρωκώδικα

Με βάση το Εθνικό Προσάρτημα για την Ελλάδα έχουν γίνει συγκεκριμένες διαφοροποιήσεις σχετικά με την ερμηνεία συγκεκριμένων γεωτεχνικών όρων. Με βάση τα ανωτέρω, ως «Διάρκεια ωφέλιμης ζωής» εννοείται η κατηγορία διάρκειας χρήσης του έργου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1990. Ο Πίνακας 2.8 που ακολουθεί δίνει ενδεικτικές τιμές της διάρκειας χρήσιμης ζωής γεωτεχνικών έργων.

Κατηγορία διάρκειας χρήσης έργου	Ενδεικτική διάρκεια ωφέλιμης ζωής (σε έτη)	Παραδείγματα
0	2	Προσωρινές αγκυρώσεις πετασμάτων αντιστηρίξεων προς χρήση μόνο κατά την κατασκευή του έργου
1	10	Συνήθη προσωρινά
2	25	Αντικαταστάσιμα στοιχεία δομικών κατασκευών
3	25	Αγροτικές κατασκευές και ανάλογα έργα
4	50	Συνήθη δομικά έργα πολιτικού μηχανικού, όπως συνήθη κτίρια, συνήθη έργα αντιστηρίξεως, συνήθη έργα οδοποιίας
5	100	Έργα πολιτικού μηχανικού υψηλών απαιτήσεων, όπως γέφυρες, κτίρια συνάθροισης κοινού, αυτοκινητόδρομοι κ.λπ.

Πίνακας 2.8 Διάρκεια ωφέλιμης ζωής γεωτεχνικών έργων

Επιπλέον, κατά την Παράγραφο 2.1 (8)P, η οποία αναφέρεται σε «Γεωτεχνικά Έργα μικρής πολυπλοκότητας και επικινδυνότητας» δίνεται επεξήγηση ότι ως τέτοια θεωρούνται ελαφρές και απλές δομικές κατασκευές και μικρά χωματουργικά έργα, για τα οποία είναι δυνατόν να εξασφαλιστεί, με αμελητέο κίνδυνο, ότι οι ελάχιστες απαιτήσεις ασφαλείας θα ικανοποιούνται με βάση την εμπειρία και ποιοτικού χαρακτήρα γεωτεχνικές έρευνες.

Για την κατάταξη των έργων σε Γεωτεχνικές Κατηγορίες (Παράγραφος 2.1 (13)) θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι πιθανές οικονομικές και κοινωνικές συνέπειες σε άτομα, γειτονικές κατασκευές και το περιβάλλον, σε

περίπτωση αστοχίας του έργου. Έτσι στη Γεωτεχνική Κατηγορία 1 κατατάσσονται έργα με περιορισμένες συνέπειες, στη Γεωτεχνική Κατηγορία 2 έργα με μετρίου μεγέθους συνέπειες και τέλος στη Γεωτεχνική Κατηγορία 3 έργα με σοβαρές συνέπειες.

Όσον αφορά την ανάλυση των γεωτεχνικών έργων επιλέγονται κυρίως οι Μέθοδοι Ανάλυσης (Design Approaches-DA) 2 και 3. Ειδικότερα η Μέθοδος Ανάλυσης 3 :

$$R_d = R(\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M) \geq E_d = E(\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M)$$

όπου $\gamma_F = 1.35$ ή 1.50 (δομ) και 1.00 ή 1.30 (γεωτ),

$$\gamma_M = 1.25 \text{ ή } 1.40 \text{ και } \gamma_R = 1.00$$

χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των εξής γεωτεχνικών καταστάσεων αστοχίας:

- ▶ ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων χωρίς δομικά στοιχεία αντιστήριξης (επιχώματα, φυσικά πρανή, ορύγματα με ελεύθερα πρανή, φράγματα)
- ▶ ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων με δομικά στοιχεία αντιστήριξης (οπλισμένα επιχώματα, ορύγματα με ηλώσεις αγκυρώσεις ή πασσάλους)
- ▶ σύνθετα έργα (πρανές στο εσωτερικό του οποίου διέρχεται σήραγγα)

Να σημειωθεί ότι οι σταθεροποιητικές δράσεις των δομικών στοιχείων αντιστήριξης θα θεωρούνται ως ευνοϊκές δράσεις (με επιμέρους συντελεστή $\gamma_F = 1.00$) και όχι ως αντιστάσεις (π.χ. δυνάμεις αγκύρωσης).

Η Μέθοδος Ανάλυσης 2 (DA-2) εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις ανάλυσης πλην ολικής ευστάθειας και ορίζεται με την παρακάτω ανίσωση:

$$R(\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M) / \gamma_R \geq \gamma_E E(F_{rep}; X_k / \gamma_M)$$

όπου $\gamma_F = 1.35$ ή 1.50 ή 1.00 ή 1.30 , $\gamma_M = 1.00$ και $\gamma_R = 1.10$

Διευκρινίζεται ότι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_F και γ_M είναι συνήθως 1. Ειδικότερα οι γεωτεχνικές καταστάσεις στις οποίες γίνεται εφαρμογή της Μεθόδου 2 είναι:

- ▶ Έλεγχος γεωτεχνικών (GEO) και δομικών (STR) οριακών καταστάσεων αστοχίας επιφανειακών θεμελιώσεων, βαθιών θεμελιώσεων, αγκυρώσεων και έργων αντιστήριξης
- ▶ Έλεγχος δομικών (STR) οριακών καταστάσεων αστοχίας πρανών ή εκκαφών ενισχυμένων με δομικά στοιχεία (δηλαδή υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων, αγκυρώσεων κτλ)
- ▶ Έλεγχος γεωτεχνικών (GEO) και δομικών (STR) οριακών καταστάσεων αστοχίας (πλην ολικής ευστάθειας) με χρήση αριθμητικών μεθόδων (π.χ. αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία)
- ▶ Έλεγχος έναντι υδραυλικής αστοχίας λόγω άνωσης (UPL) ή υδραυλικής κλίσης

Ο Ευρωκώδικας 7 αναφέρεται σε προσωρινές και μόνιμες αγκυρώσεις οι οποίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε για αντιστήριξη κατασκευών είτε για ευστάθεια πρανών και σηράγγων είτε για την αντιστάθμιση δυνάμεων εξόλκευσης σε κατασκευές μέσω εφελκυστικής δύναμης σε φέροντα σχηματισμό εδάφους ή βράχου. Εφαρμόζεται τόσο σε προεντεταμένες όσο και

σε παθητικές αγκυρώσεις ενώ δε θα πρέπει να χρησιμοποιείται για εδαφικούς ήλους.

Οι οριακές καταστάσεις που μελετήθηκαν ανωτέρω, ειδικότερα για τις αγκυρώσεις μπορούν να αφορούν μεμονωμένα ή σε συνδυασμό:

- Δομική αστοχία του τένοντα ή της κεφαλής του αγκυρίου λόγω των ασκούμενων δυνάμεων
- Παραμόρφωση ή διάβρωση της κεφαλής του αγκυρίου
- Αστοχία της διεπιφάνειας εδάφους-ενέματος για πακτωμένα αγκύρια
- Αστοχία σύνδεσης μεταξύ του τένοντα και του ενέματος, ομοίως για πακτωμένα αγκύρια
- Απώλεια της δύναμης του αγκυρίου από υπερβολικές μετατοπίσεις της κεφαλής, είτε από ερπυσμό ή χαλάρωση
- Αστοχία ή σημαντική παραμόρφωση τμημάτων της κατασκευής, λόγω της δύναμης αγκύρωσης
- Απώλεια της συνολικής ευστάθειας του αντιστηριζόμενου εδάφους και της κατασκευής
- Αλληλεπίδραση ομάδων αγκυρίων με το έδαφος και τις γειτονικές κατασκευές

Κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι συνθήκες τόσο κατά τη διάρκεια κατασκευής όσο και καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δίνεται στις οριακές καταστάσεις αστοχίας που αναλύθηκαν προηγουμένως καθώς επίσης και στις συνέπειες από την αστοχία ενός αγκυρίου. Θα πρέπει να καθορίζεται η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και οι υδατικές πιέσεις καθώς και το ενδεχόμενο οι εφαρμοζόμενες στο αγκύριο δυνάμεις κατά την προένταση να υπερβούν τις δυνάμεις που απαιτούνται για το σχεδιασμό της κατασκευής.

Ο Ευρωκώδικας 7 προτείνει επίσης κάποιες θεωρήσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη τόσο κατά το σχεδιασμό όσο και κατά την κατασκευή αγκυρώσεων.

Κατά το σχεδιασμό μιας αγκύρωσης θα πρέπει να δοθεί προσοχή στις δυσμενέστερες εφελκυστικές δυνάμεις που μεταφέρονται στο έδαφος πέραν της ευρύτερης περιοχής του έργου, ζώνη η οποία θα πρέπει να περιληφθεί στο πρόγραμμα γεωτεχνικών ερευνών.

Για προεντεταμένα αγκύρια η κεφαλή θα πρέπει να επιτρέπει στον τένοντα ελευθερία φόρτισης και αποφόρτισης, και να είναι σχεδιασμένη με τέτοιο τρόπο ώστε να αντέχει γωνιακές αποκλίσεις της δύναμης αγκύρωσης και παραμορφώσεις καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Η διεύθυνση του ίδιου του τένοντα θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να επιτρέπει την αυτό-έντασή του σε περίπτωση παραμορφώσεων λόγω ενός πιθανού μηχανισμού ολίσθησης.

Σε περιπτώσεις συνδυασμού διαφορετικών υλικών οι αντοχές των διαφόρων υλικών θα πρέπει να υπολογίζονται βάσει της ικανότητας του ενός να ακολουθεί τις παραμορφώσεις του άλλου.

Όσον αφορά το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων (η αποδοτικότητα του οποίου ελέγχεται κατά DIN1537:1999), θα πρέπει να εξασφαλίζονται κατάλληλες απαιτήσεις. Αυτές καθορίζουν τη δράση της δύναμης του αγκυρίου μακριά από τον αντιστηριζόμενο όγκο για λόγους ευστάθειας, αλλά μακριά από παρακείμενες θεμελιώσεις.

Τα πακτωμένα τμήματα από την άλλη θα πρέπει για λόγους δυσμενούς αλληλεπίδρασης να βρίσκονται σε μια ελάχιστη μεταξύ τους απόσταση της τάξης του 1.5m.

Τέλος θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατάλληλα μέτρα για την αντιδιαβρωτική προστασία των προεντεταμένων αγκυριών κατά EN 1537:1999.

Κατά το σχεδιασμό μιας αγκύρωσης η γενικής φύσεως ανίσωση του Ευρωκώδικα 7 ($E_d \leq R_d$) γράφεται ως εξής:

$P_d \leq R_{a,d}$ όπου P_d η τιμή σχεδιασμού της δύναμης αγκύρωσης (υπολογίζεται είτε απευθείας από την ανάλυση του τοίχου αντιστήριξης είτε μέσω της χαρακτηριστικής της τιμής: $P_d = \gamma_F P_k$, με $\gamma_F = 1.35$
 $R_{a,d}$ η αντοχή σχεδιασμού (υπολογίζεται βάση της χαρακτηριστικής αντοχής σχεδιασμού $R_{a,k}$ ή αλλιώς αντίστασης εξόλκευσης αγκυρώσεων σύμφωνα με την εξίσωση: $R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$, με εφαρμογή τιμών γ_R κατά τον Πίνακα 2.6

Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης αγκυρώσεων $R_{a,k}$ μπορεί να προσδιοριστεί με τους δυο παρακάτω τρόπους:

-Με υπολογισμούς μέσω των χαρακτηριστικών τιμών των εδαφικών παραμέτρων που επηρεάζουν την οριακή τριβή στην παράπλευρη επιφάνεια του πακτωμένου τμήματος της αγκύρωσης. Στην περίπτωση αυτή τίθεται $\xi_a = 1$.

$$R_{a,k} = \min \{ \pi D L_f f_{su,k}, A_s f_{y,k} \}$$

όπου D η διάμετρος οπής ενεμάτωσης του αγκυρίου

L_f το μήκος πακτώσεως

$f_{su,k}$ χαρακτηριστική τιμή οριακής πλευρικής τριβής ενέματος-εδάφους

A_s εμβαδόν χαλύβδινου τένοντα

$f_{y,k}$ χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής χάλυβα του τένοντα

-Μέσω των αποτελεσμάτων εξολκεύσεων (η) δοκιμαστικών αγκυρώσεων από δοκιμές καταλληλότητας (suitability tests) που έδωσαν τις εξής μετρηθείσες τιμές αντίστασης εξόλκευσης: $R_{a,1}, R_{a,2}, R_{a,3} \dots R_{a,n}$. Στην περίπτωση αυτή η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης $R_{a,k}$ υπολογίζεται από τη

$$\text{σχέση: } R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,m})_{mean}}{\xi_{\alpha,1}}, \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{\alpha,2}} \right\}$$

όπου $(R_{a,m})_{mean} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n R_{a,i}$ η μέση τιμή των μετρηθεισών αντιστάσεων

εξόλκευσης

$(R_{a,m})_{min} = \min \{ R_{a,1}, R_{a,2}, \dots, R_{a,n} \}$ η ελάχιστη τιμή των μετρηθεισών

αντιστάσεων εξόλκευσης

οι συντελεστές συσχέτισης ξ λαμβάνουν τιμές με βάση τον Πίνακα 2.9

n	1	2	≥ 3
$\xi_{a,1}$	1.20	1.15	1.10
$\xi_{a,2}$	1.20	1.10	1.10

Πίνακας 2.9 Συντελεστές συσχέτισης ξ

2.8 Πρόταση τροποποίησης προδιαγραφών

Η εκτέλεση δοκιμών σε αγκύρια με τις Μεθόδους 1, 2 και 3, όπως περιγράφηκαν προηγουμένως, προτείνεται να αλλάξει σύμφωνα με προσχέδιο.

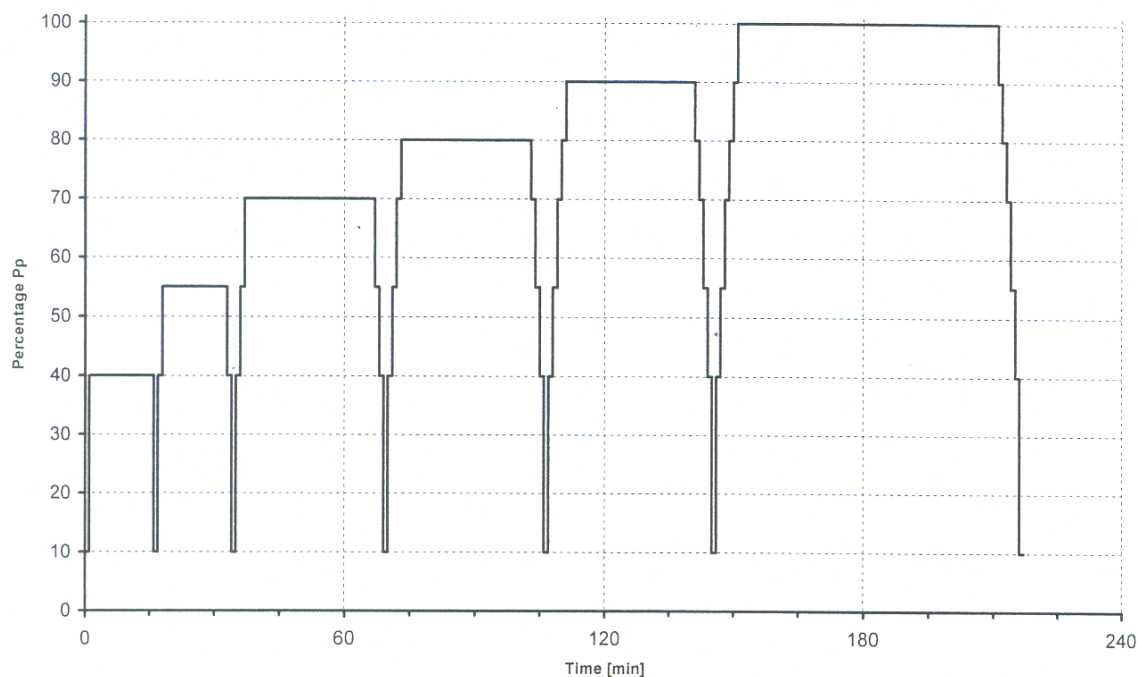
Μέθοδος 1

Ερευνητικός έλεγχος

Σύμφωνα με τη Μέθοδο 1 κατά τον ερευνητικό έλεγχο ένα αξονικό φορτίο επιβάλλεται σταδιακά σε τουλάχιστον 6 κύκλους έως το φορτίο λειτουργίας P_p . Στη μέγιστη φόρτιση κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο και μετράται η μετατόπιση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του φορτίου και του χρόνου.

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται σε ερευνητικά αγκύρια, τα οποία τοποθετούνται πριν την κατασκευή των κανονικών αγκυρίων σε παρόμοιες συνθήκες εδάφους.

Η φόρτιση ξεκινά από ένα στοιχειώδες αρχικό φορτίο P_a ίσο με την ελάχιστη τιμή μεταξύ 50kN και 10% του φορτίου λειτουργίας P_p και φτάνει στο φορτίο λειτουργίας, όπως αυτό προβλέπεται από τον κανονισμό EN 1997-1, σε τουλάχιστον 6 κύκλους. Το μέγιστο φορτίο κάθε κύκλου, τα στάδια φόρτισης και οι χρόνοι παρατήρησης φαίνονται στο σχήμα 2.4 και τον πίνακα 2.10 που ακολουθούν.



Σχήμα 2.4 Διαδικασία φόρτισης του ερευνητικού ελέγχου της Μεθόδου 1

Κύκλος φόρτισης	Μέγιστο φορτίο (% P _p)	Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης στη μέγιστη φόρτιση (min)	
		Μη συνεκτικό έδαφος και βράχος	Συνεκτικό έδαφος
1	40	15	15
2	55	15	15
3	70	30	60
4	80	30	60
5	90	30	60
6	100	60	180

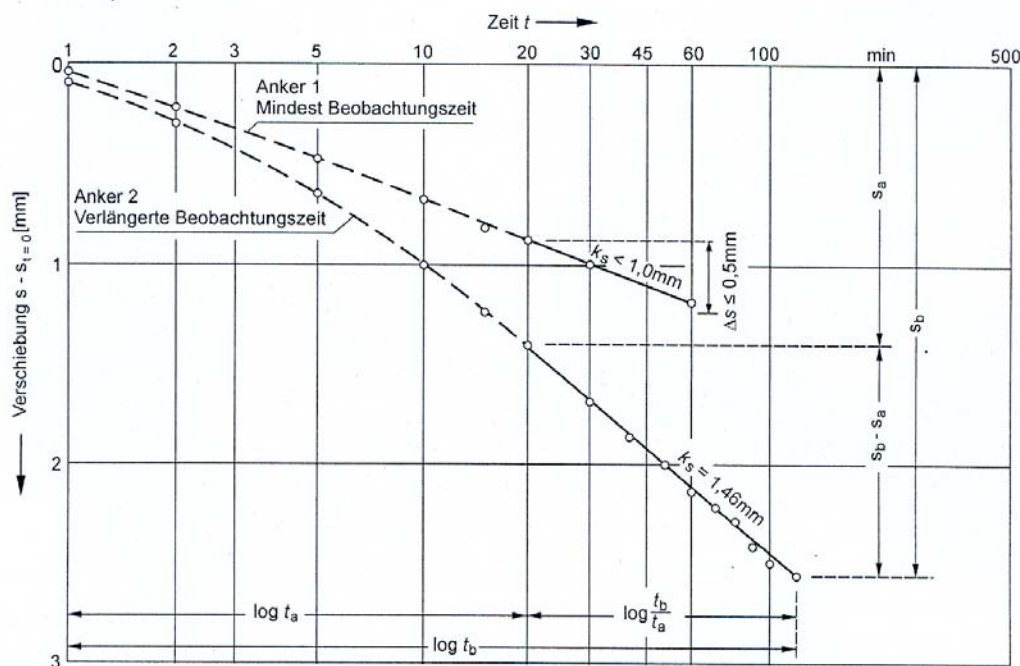
Πίνακας 2.10 Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον ερευνητικό έλεγχο της Μεθόδου 1

Για την αποφόρτιση ακολουθείται η αντίστροφη πορεία και οι χρόνοι παρατήρησης είναι 1 λεπτό για κάθε στάδιο φόρτισης.

Η δύναμη εξόλκευσης R_a του αγκυρίου μετράται όταν ο ρυθμός ερπυσμού α₁ ξεπεράσει την τιμή των 2mm, ενώ η χαρακτηριστική τιμή εξόλκευσης R_{ak} προκύπτει ως η ελάχιστη από τις μετρούμενες στο υπό εξέταση αγκύριο.

Ο ρυθμός ερπυσμού προκύπτει από τη σχέση

$a = (s_b - s_a) / \lg(t_b / t_a)$ $a = (s_b - s_a) / \lg(t_b / t_a)$, όπου s_{a,b} οι μετατοπίσεις της κεφαλής στους αντίστοιχους χρόνους t_{a,b} (σχήμα 2.5)



Σχήμα 2.5 Καμπύλη ερπυσμού

Από τον ερευνητικό έλεγχο προκύπτουν τα διαγράμματα:

- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του φορτίου
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του χρόνου
- ρυθμού ερπυσμού συναρτήσει του φορτίου
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει των κύκλων φόρτισης

Υπολογίζονται επίσης η δύναμη εξόλκευσης R_a του αγκυρίου και το ελεύθερο μήκος αυτού L_{app} .

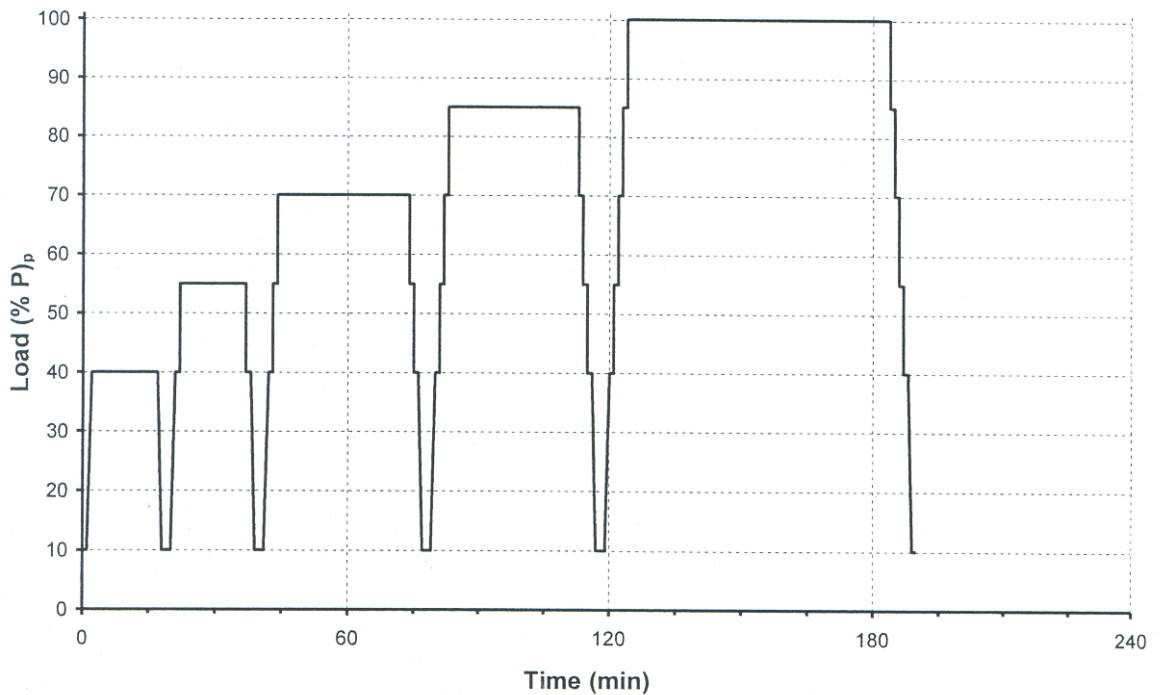
Έλεγχος καταλληλότητας

Σύμφωνα με τη Μέθοδο 1 κατά τον έλεγχο καταλληλότητας ένα αξονικό φορτίο επιβάλλεται σταδιακά σε τουλάχιστον 5 κύκλους έως το φορτίο λειτουργίας P_p . Στη μέγιστη φόρτιση κάθε κύκλου το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο και μετράται η μετατόπιση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του φορτίου και του χρόνου.

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται σε αγκύρια, τα οποία αποτελούν μέρος της κατασκευής.

Η φόρτιση ξεκινά από ένα στοιχειώδες αρχικό φορτίο P_a ίσο με την ελάχιστη τιμή μεταξύ 50kN και 10% του φορτίου λειτουργίας P_p και φτάνει στο φορτίο λειτουργίας, όπως αυτό προβλέπεται από τον κανονισμό EN 1997-1, σε τουλάχιστον 5 κύκλους.

Η διαδικασία φόρτισης φαίνεται στο σχήμα 2.6 και οι φορτίσεις και οι χρόνοι παρατήρησης στον πίνακα 2.11.



Σχήμα 2.6 Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου καταλληλότητας

Κύκλος φόρτισης	Μέγιστο φορτίο (% P _p)	Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης στη μέγιστη φόρτιση (min)			
		Προσωρινά αγκύρια		Μόνιμα αγκύρια	
		Μη συνεκτικό έδαφος και βράχος	Συνεκτικό έδαφος	Μη συνεκτικό έδαφος και βράχος	Συνεκτικό έδαφος
1	40	1	1	15	15
2	55	1	1	15	15
3	70	5	5	30	60
4	85	5	5	30	60
5	100	30	60	60	180

Πίνακας 2.11 Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο καταλληλότητας της Μεθόδου 1

Από τον έλεγχο καταλληλότητας προκύπτουν τα διαγράμματα:

- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του φορτίου
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του χρόνου
- ρυθμού ερπυσμού συναρτήσει του φορτίου
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει των κύκλων φόρτισης

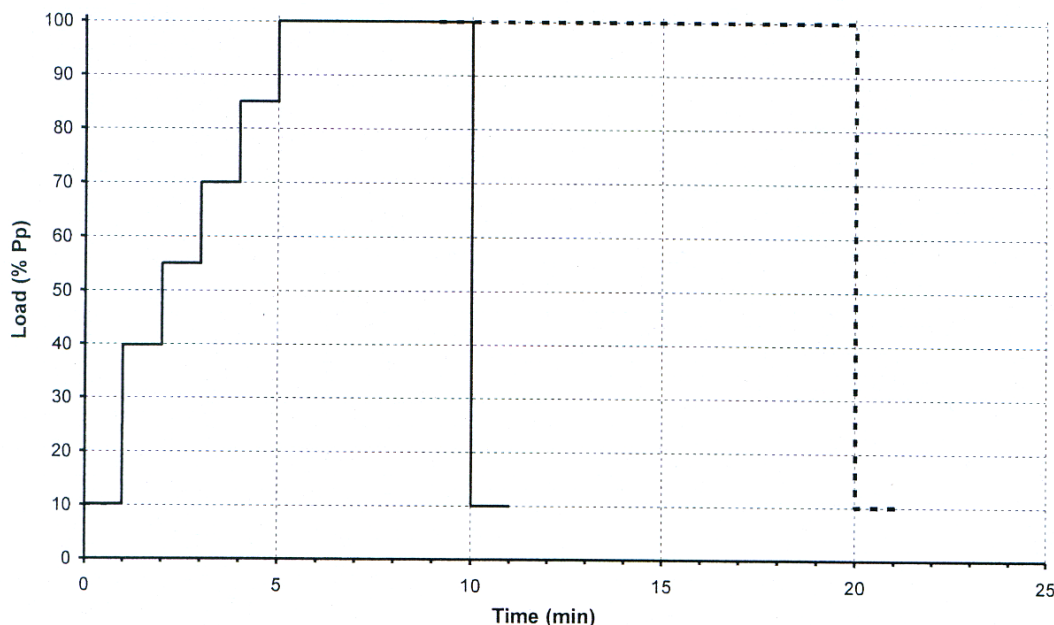
Υπολογίζονται επίσης η μετακίνηση της κεφαλής για φόρτιση ίση με το φορτίο λειτουργίας, ο ρυθμός ερπυσμού για την ίδια φόρτιση καθώς και το ελεύθερο μήκος L_{app} του αγκυρίου.

Έλεγχος αποδοχής

Σύμφωνα με τη Μέθοδο 1 κατά τον έλεγχο αποδοχής ένα αξονικό φορτίο επιβάλλεται σταδιακά σε τουλάχιστον 5 βήματα έως το φορτίο λειτουργίας P_p . Στη μέγιστη φόρτιση κάθε βήματος το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο και μετράται η μετατόπιση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του φορτίου και του χρόνου.

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται σε ερευνητικά αγκύρια, τα οποία τοποθετούνται πριν την κατασκευή των κανονικών αγκυρίων σε παρόμοιες συνθήκες εδάφους.

Η φόρτιση ξεκινά από ένα στοιχειώδες αρχικό φορτίο P_a ίσο με την ελάχιστη τιμή μεταξύ 50kN και 10% του φορτίου λειτουργίας P_p και φτάνει στο φορτίο λειτουργίας, όπως αυτό προβλέπεται από τον κανονισμό EN 1997-1, σε τουλάχιστον 5 βήματα. Ακολουθεί αποφόρτιση μέχρι το αρχικό φορτίο, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.7 και τον πίνακα 2.12 που ακολουθούν.



Σχήμα 2.7 Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου αποδοχής

Βήμα φόρτισης	Μέγιστο φορτίο (% P_p)	Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης (min) στη μέγιστη φόρτιση	
		Μη συνεκτικό έδαφος και βράχος	Συνεκτικό έδαφος
1	40	1	1
2	55	1	1
3	70	1	1
4	85	1	1
5	100	5	15

Πίνακας 2.12 Κύκλοι φόρτισης και οι περιοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο αποδοχής της Μεθόδου 1

Από τον έλεγχο αποδοχής προκύπτουν τα διαγράμματα:

- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του φορτίου
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του χρόνου

Υπολογίζονται επίσης η μετακίνηση της κεφαλής για φόρτιση ίση με το φορτίο λειτουργίας και ο ρυθμός ερπυσμού για την ίδια φόρτιση.

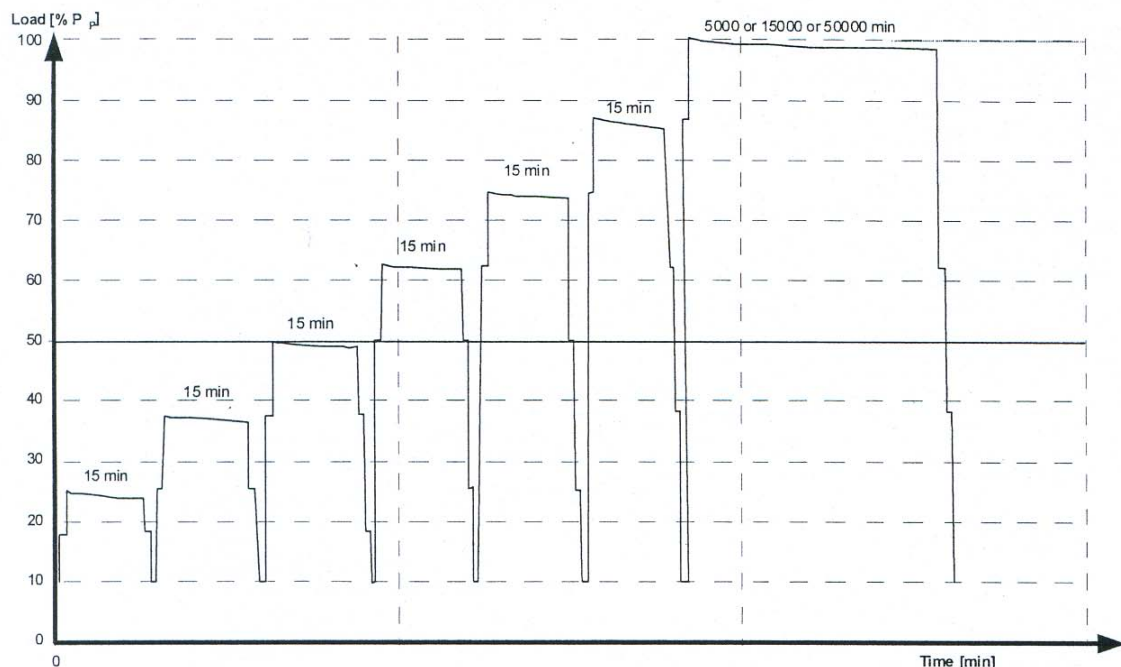
Μέθοδος 2

Ερευνητικός έλεγχος

Κατά τον ερευνητικό έλεγχο της Μεθόδου 2 επιβάλλεται αξονικό φορτίο σε τουλάχιστον 7 κύκλους φόρτισης έως το φορτίο λειτουργίας P_p , με σκοπό τον έλεγχο της αντοχής στη διεπιφάνεια εδάφους - αγκυρίου και την ασφάλεια του σχεδιασμού στις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες. Στη μέγιστη φόρτιση η μετατόπιση της κεφαλής διατηρείται σταθερή και μετράται η απώλεια φορτίου σε συγκεκριμένο χρόνο.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται σε ερευνητικά αγκύρια, τα οποία τοποθετούνται πριν την κατασκευή των κανονικών αγκυρίων με την ίδια διαδικασία τοποθέτησης και σε παρόμοιες συνθήκες εδάφους.

Η διαδικασία της φόρτισης φαίνεται στο σχήμα 2.8 και οι τιμές των φορτίσεων και των χρόνων παρατήρησης στον πίνακα 2.12.



Σχήμα 2.8 Διαδικασία φόρτισης του ερευνητικού ελέγχου της Μεθόδου 2

Επίπεδα φόρτισης (% P _p)							Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης (min)
Κύκλος 1	Κύκλος 2	Κύκλος 3	Κύκλος 4	Κύκλος 5	Κύκλος 6	Κύκλοι 7&8	
10	10	10	10	10	10	10	1
	25	37,5	50	62,5	75	81,5	1
17,5	31	44	56	69	81	94	1
25	37,5	50	62,5	75	87,5	100	15
17,5	25	37,5	50	50	62,5	62,5	1
	12,5	17,5	25	25	37,5	37,5	1
10	10	10	10	10	10	10	1

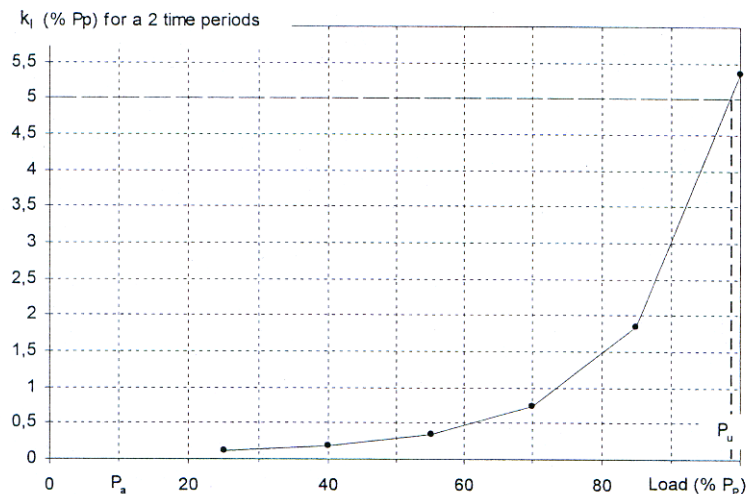
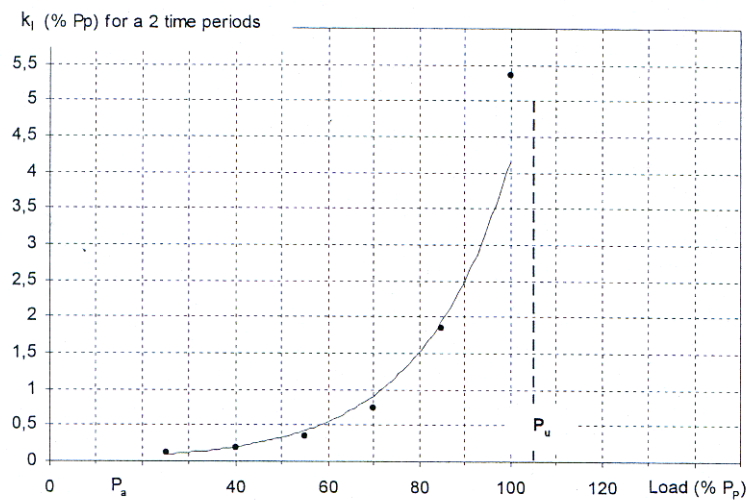
Πίνακας 2.13 Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον ερευνητικό έλεγχο της Μεθόδου 2

Εάν στο φορτίο λειτουργίας μετά από περίοδο παρακολούθησης 3 ημερών η συνολική απώλεια φορτίου υπερβεί την επιτρεπόμενη τιμή ή δεν έχει σταθεροποιηθεί σε συγκεκριμένη τιμή απαιτούνται μετρήσεις ανά διαστήματα 7 ημερών για συνολική περίοδο παρατήρησης 30 ημερών.

Από τον ερευνητικό έλεγχο προκύπτουν τα διαγράμματα:

- απώλειας φορτίου συναρτήσει του χρόνου στη μέγιστη φόρτιση κάθε κύκλου
- συνολικής απώλειας φορτίου k_1 συναρτήσει του επιβαλλόμενου φορτίου

Υπολογίζεται επίσης η δύναμη εξόλκευσης R_a του αγκυρίου ως η τιμή που αντιστοιχεί στην ασύμπτωτη της καμπύλης $k_1 - P_p$ ή η τιμή που αντιστοιχεί σε $k_1 = 5$ στην ίδια καμπύλη (Σχήμα 2.9 α,β).



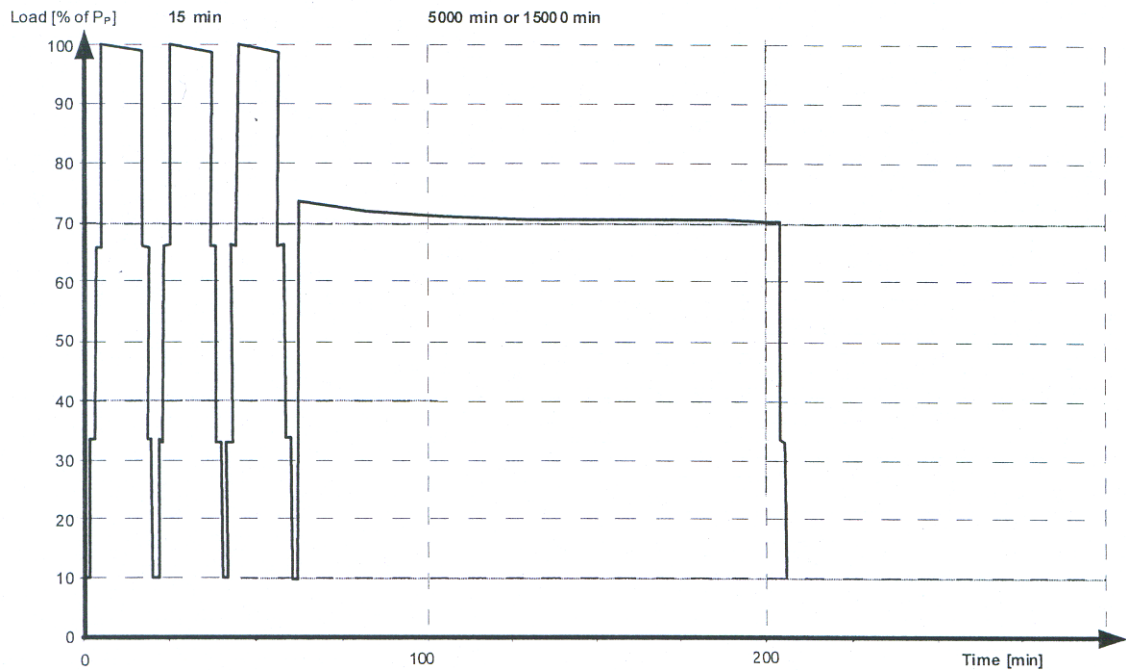
Σχήμα 2.9 α,β Διαγράμματα υπολογισμού δύναμης εξόλκευσης

Έλεγχος καταλληλότητας

Στον έλεγχο αυτό επιβάλλεται αξονικό φορτίο σε 3 τουλάχιστον κύκλους φόρτισης προκειμένου να επιβεβαιωθεί η καταλληλότητα του σχεδιασμού του αγκυρίου στις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες. Στη μέγιστη φόρτιση η μετατόπιση της κεφαλής διατηρείται σταθερή και μετράται η απώλεια φορτίου σε συγκεκριμένο χρόνο.

Η δοκιμή πραγματοποιείται σε κανονικά αγκύρια, που αποτελούν μέρος της κατασκευής.

Η διαδικασία φόρτισης και οι τιμές φορτίων και χρόνων δίνονται στο σχήμα 2.10 και τον πίνακα 2.14 αντίστοιχα.



Σχήμα 2.10 Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου καταλληλότητας της Μεθόδου 2

Επίπεδα φόρτισης (% P _p)				Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης (min)
Προσωρινές αγκυρώσεις		Μόνιμες αγκυρώσεις		
Κύκλος 1	Κύκλοι 2 & 3	Κύκλος 1	Κύκλοι 2 & 3	
10	10	10	10	1
40	40	33	33	1
80	80	66	66	1
100	100	100	100	15
80	80	66	66	1
40	40	33	33	1
10	10	10	10	1

Πίνακας 2.14 Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο καταλληλότητας της Μεθόδου 2

Στη μέγιστη φόρτιση κάθε κύκλου πρέπει η απώλεια φορτίου να μετράται κατ' ελάχιστο στους παρακάτω χρόνους (σε λεπτά):

0→5→15→50→150→500→1500(1 ημέρα)→5000(3 ημέρες)→15000(10 ημέρες)

Από τον έλεγχο προκύπτουν τα διαγράμματα:

- απώλειας φορτίου συναρτήσεως του χρόνου στη μέγιστη φόρτιση κάθε κύκλου
- συνολικής απώλειας φορτίου k_1 συναρτήσεως του επιβαλλόμενου φορτίου

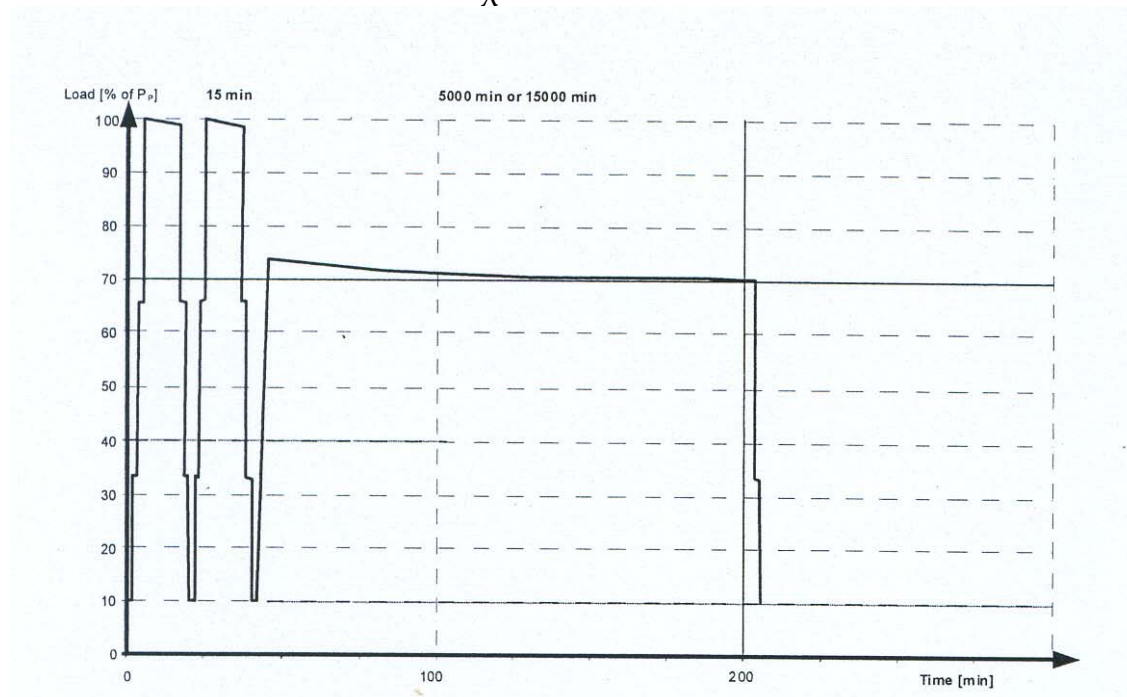
Υπολογίζεται ακόμη η τιμή της απώλειας φορτίου k_1 στο φορτίο λειτουργίας P_p .

Έλεγχος αποδοχής

Στον έλεγχο αυτό επιβάλλεται αξονικό φορτίο σε 2 τουλάχιστον κύκλους φόρτισης προκειμένου να επιβεβαιωθεί ότι ένα συγκεκριμένο αγκύριο είναι σύμφωνο με τις αρχές σχεδιασμού του. Στη μέγιστη φόρτιση η μετατόπιση της κεφαλής διατηρείται σταθερή και μετράται η απώλεια φορτίου σε συγκεκριμένο χρόνο.

Η δοκιμή πραγματοποιείται σε κανονικά αγκύρια, που αποτελούν μέρος της κατασκευής.

Η διαδικασία φόρτισης και οι τιμές φορτίων και χρόνων δίνονται στο σχήμα 2.11 και τον πίνακα 2.15 αντίστοιχα.



Σχήμα 2.11 Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου αποδοχής της Μεθόδου 2

Επίπεδα φόρτισης (% P _p)				Ελάχιστος χρόνος παρατήρησης (min)
Προσωρινές αγκυρώσεις		Μόνιμες αγκυρώσεις		
Κύκλος 1	Κύκλος 2	Κύκλος 1	Κύκλος 2	
10	10	10	10	1
40	40	33	33	1
80	80	66	66	1
100	100	100	100	15
80	80	66	66	1
40	40	33	33	1
10	10	10	10	1

Πίνακας 2.15 Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο αποδοχής της Μεθόδου 2

Στη μέγιστη φόρτιση κάθε κύκλου πρέπει η απώλεια φορτίου να μετράται κατ' ελάχιστο στους παρακάτω χρόνους (σε λεπτά):

0→5→15→50→150→500→1500

Από τον έλεγχο προκύπτουν τα διαγράμματα:

- απώλειας φορτίου συναρτήσει του χρόνου στη μέγιστη φόρτιση κάθε κύκλου
- συνολικής απώλειας φορτίου k_1 συναρτήσει του επιβαλλόμενου φορτίου

Υπολογίζονται ακόμη η τιμή της απώλειας φορτίου k_1 στο φορτίο λειτουργίας P_p και το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου L_{app} .

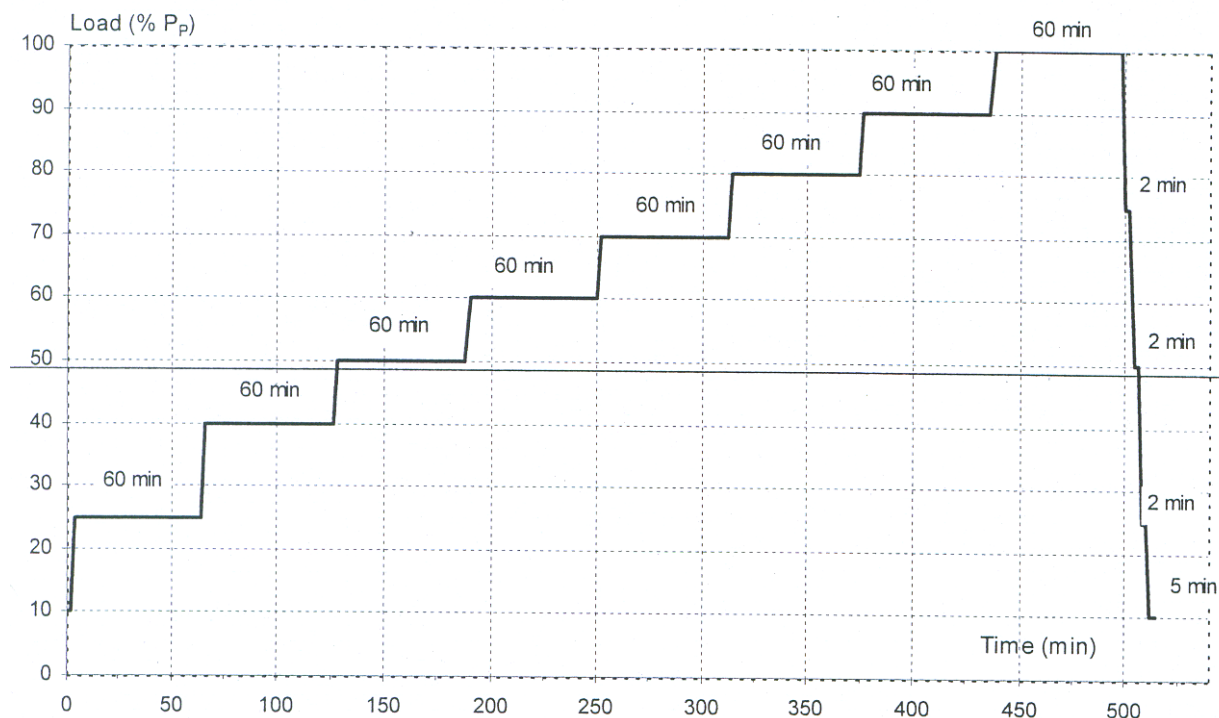
Μέθοδος 3

Ερευνητικός έλεγχος

Σύμφωνα με την Μέθοδο 3 κατά τον ερευνητικό έλεγχο επιβάλλεται σταδιακά αξονικό φορτίο σε αγκύριο μέχρι το φορτίο λειτουργίας P_p . Στη μέγιστη φόρτιση κάθε βήματος φόρτισης το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο και μετράται η μετατόπιση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του φορτίου και του χρόνου.

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται σε ερευνητικά αγκύρια, τα οποία τοποθετούνται πριν την κατασκευή των κανονικών αγκυρίων σε παρόμοιες συνθήκες εδάφους.

Ένα παράδειγμα φόρτισης 8 βημάτων δίνεται στο σχήμα 2.12 και τον πίνακα 2.15 που ακολουθούν.



Σχήμα 2.12 Διαδικασία φόρτισης του ερευνητικού ελέγχου της Μεθόδου 3

Επίπεδα φόρτισης (% P _p)									
Ελάχιστη φόρτιση	Βήμα 1	Βήμα 2	Βήμα 3	Βήμα 4	Βήμα 5	Βήμα 6	Βήμα 7	Βήμα 8	
10	25	40	50	60	70	80	90	100	% P _p
0	60	60	60	60	60	60	60	60	Χρόνος παρατήρησης (min)

Πίνακας 2.16 Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον ερευνητικό έλεγχο της Μεθόδου 3

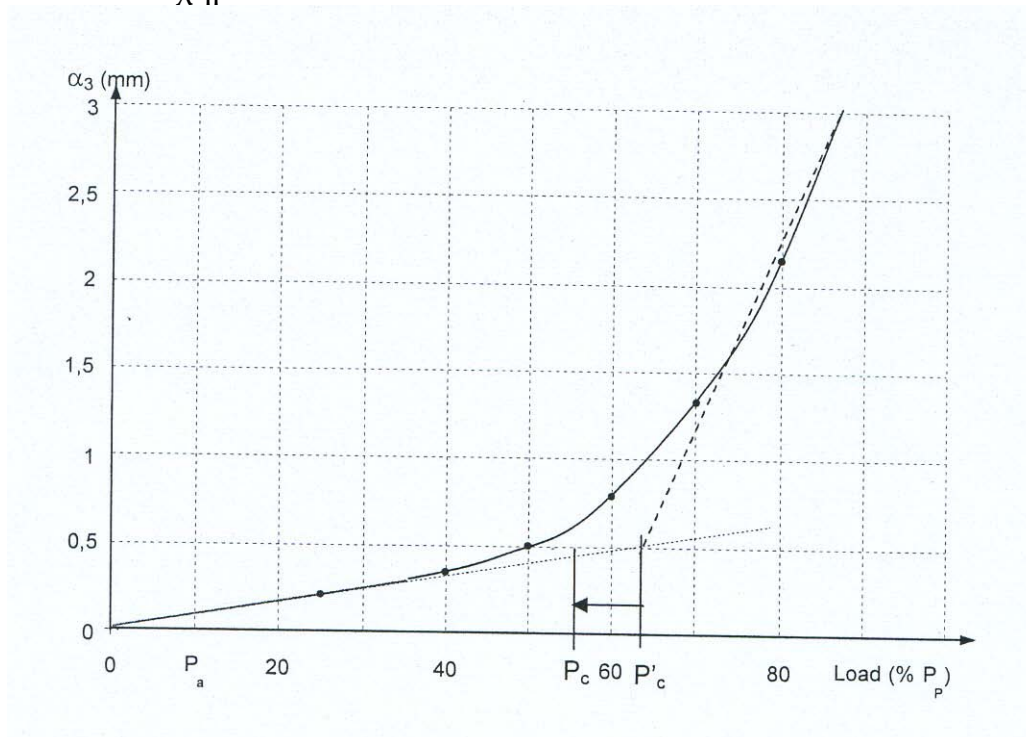
Σε κάθε βήμα φόρτισης πρέπει η μετακίνηση της κεφαλής να μετράται κατ' ελάχιστο στους παρακάτω χρόνους (σε λεπτά):

0→1→2→3→4→5→7→10→15→20→30→45→60

Από τον ερευνητικό έλεγχο προκύπτουν τα διαγράμματα:

- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του φορτίου
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του χρόνου
- ρυθμού ερπυσμού συναρτήσει του φορτίου

Υπολογίζονται ακόμη το κρίσιμο φορτίο ερπυσμού P_c και η δύναμη εξόλκευσης R_a. Τα μεγέθη αυτά προκύπτουν από την καμπύλη α₃ - P_p όπως φαίνεται στο σχήμα 2.13.

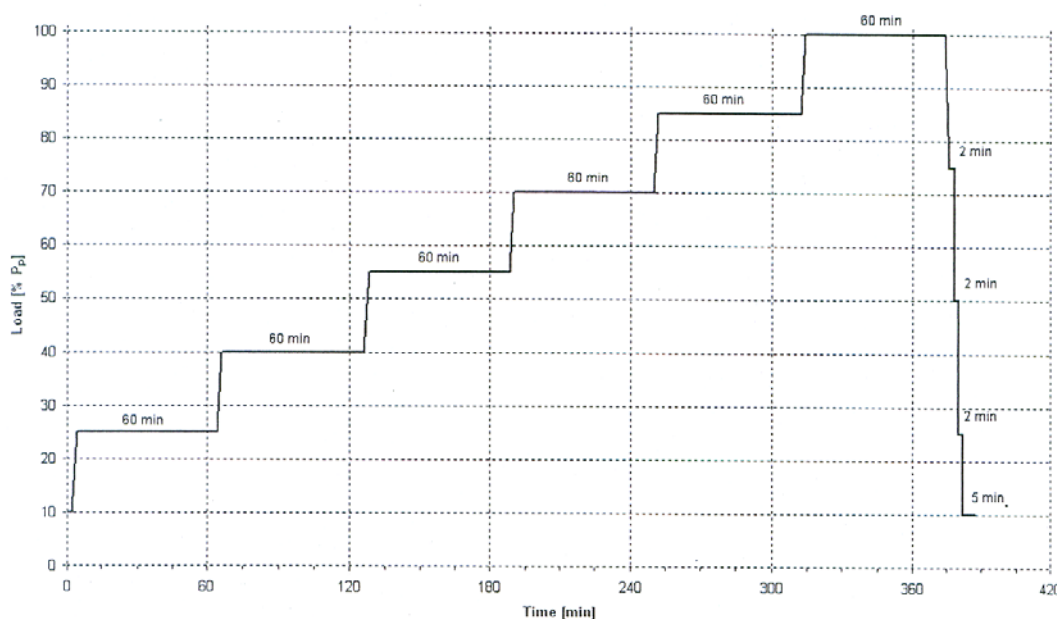


Σχήμα 2.13 Καμπύλη φορτίου-μετατόπισης

Έλεγχος καταλληλότητας

Στον έλεγχο αυτό επιβάλλεται αξονικό φορτίο σε βήματα προκειμένου να επιβεβαιωθεί η καταλληλότητα του σχεδιασμού του αγκυρίου για τις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες. Στη μέγιστη φόρτιση κάθε βήματος το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο και μετράται η μετατόπιση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του φορτίου και του χρόνου. Η δοκιμή πραγματοποιείται σε αγκύρια που αποτελούν μέρος της κατασκευής.

Ένα παράδειγμα δοκιμής σε 6 βήματα δίνεται στο σχήμα 2.14 και τον πίνακα 2.17 που ακολουθούν.



Σχήμα 2.14 Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου καταλληλότητας της Μεθόδου 3

Επίπεδα φόρτισης (% P _p)							
Ελάχιστη φόρτιση	Βήμα 1	Βήμα 2	Βήμα 3	Βήμα 4	Βήμα 5	Βήμα 6	
10	25	40	55	70	85	100	% P _p
0	60	60	60	60	60	60	Χρόνος παρατήρησης (min)

Πίνακας 2.17 Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο καταλληλότητας της Μεθόδου 3

Σε κάθε βήμα φόρτισης πρέπει η μετακίνηση της κεφαλής να μετράται κατ' ελάχιστο στους παρακάτω χρόνους (σε λεπτά):

0→1→2→3→4→5→7→10→15→20→30→45→60

Από τον έλεγχο καταλληλότητας προκύπτουν τα διαγράμματα:

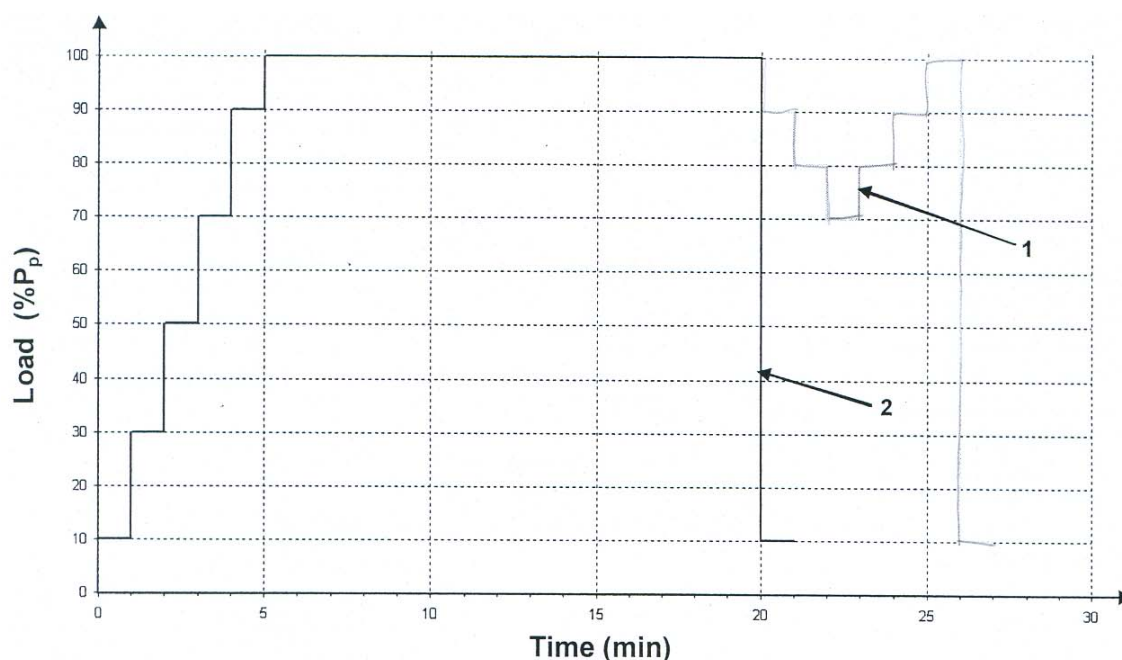
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του φορτίου
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του χρόνου
- ρυθμού ερπυσμού συναρτήσει του φορτίου

Υπολογίζεται επίσης ο ρυθμός ερπυσμού α_3 .

Έλεγχος αποδοχής

Στον έλεγχο αυτό επιβάλλεται αξονικό φορτίο σε βήματα μέχρι το φορτίο λειτουργίας προκειμένου να επιβεβαιωθεί ότι ένα συγκεκριμένο αγκύριο είναι σύμφωνο με τις αρχές σχεδιασμού του. Στη μέγιστη φόρτιση κάθε βήματος το φορτίο διατηρείται σταθερό για συγκεκριμένο χρόνο και μετράται η μετατόπιση της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του φορτίου και του χρόνου. Η δοκιμή πραγματοποιείται σε αγκύρια που αποτελούν μέρος της κατασκευής.

Ένα παράδειγμα δοκιμής σε 5 βήματα δίνεται στο σχήμα 2.15 και τον πίνακα 2.18 α,β που ακολουθούν.



Σχήμα 2.15 Διαδικασία φόρτισης του ελέγχου αποδοχής της Μεθόδου 3

Επίπεδα φόρτισης (% P _p)						
Ελάχιστη φόρτιση	Βήμα 1	Βήμα 2	Βήμα 3	Βήμα 4	Βήμα 5	
10	30	50	70	90	100	% P _p
-	Απαιτούμενος χρόνος για καταγραφή μέτρησης					Χρόνος παρατήρησης (min)

Πίνακας 2.18α Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο αποδοχής της Μεθόδου 3

Βήμα	Αρχική φόρτιση	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Φορτίο (% P _p)	10	30	50	70	90	100	90	80	70	80	90	100
Χρόνος παρατήρησης (min)	Απαιτούμενος χρόνος για καταγραφή μέτρησης					15	Απαιτούμενος χρόνος για καταγραφή μέτρησης					

Πίνακας 2.18β Κύκλοι φόρτισης και οι περίοδοι παρατήρησης για τον έλεγχο αποδοχής της Μεθόδου 3

Σε κάθε βήμα φόρτισης πρέπει να καταγράφεται το φορτίο και η μετακίνηση της κεφαλής και στο φορτίο λειτουργίας η καταγραφή γίνεται στους παρακάτω χρόνους (min):

0→1→2→3→4→5→7→10→15

Από τον έλεγχο αυτό προκύπτουν τα διαγράμματα:

- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του φορτίου
- μετακίνησης κεφαλής συναρτήσει του χρόνου

Υπολογίζονται ακόμη η μετακίνηση της κεφαλής και ο ρυθμός ερπυσμού στο φορτίο λειτουργίας καθώς και το ελεύθερο μήκος του τένοντα.

Κεφάλαιο 3: Παραμετρικές αναλύσεις προεντεταμένων αγκυρώσεων υπό διδιάστατες συνθήκες

3.1 Εισαγωγικά στοιχεία

Στο παρόν κεφάλαιο πραγματοποιείται μια σειρά παραμετρικών αναλύσεων που αφορούν συστήματα αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις. Για το σκοπό αυτό εξετάζονται συγκεκριμένοι παράγοντες και μελετάται η επίδρασή τους στη γενική ευστάθεια κατακόρυφου πρηνούς.

Οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS σε δυο διαστάσεις για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain model). Το πρόγραμμα αυτό παρέχει τη δυνατότητα προσομοίωσης του εδάφους ως ελαστικό-απολύτως πλαστικό μέσο (Mohr-Coulomb model) ενώ δέχεται απευθείας τιμές του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους θεμελίωσης.

Αρχικά, εξετάζεται η επίδραση των διατμητικών χαρακτηριστικών ενός εδάφους στην απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης για να εξασφαλιστούν συνθήκες οριακής ευστάθειας στο πρηνές. Εξετάζεται δηλαδή, η επίδραση της αδιαστατοποιημένης συνοχής ($c/\gamma H$) στην αδιαστατοποιημένη απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης ($\Sigma A/\gamma H^2$) για δυο περιπτώσεις γωνίας τριβής $\varphi=25^\circ$ και $\varphi=35^\circ$. Στη συνέχεια, εξετάζεται η επίδραση της αδιαστατοποιημένης συνοχής στις μετατοπίσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες). Επίσης, για τις παραπάνω περιπτώσεις μελετάται και η επίδραση της ενεργοποίησης ή μη πακτωμένου τμήματος του πετάσματος.

Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν αφορούν τρία προσομοιώματα, στα οποία μεταβάλλεται το ύψος του πρηνούς και ο αριθμός των προεντεταμένων αγκυρώσεων.

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε περιλαμβάνει αρχικά τη διακριτοποίηση με πεπερασμένα στοιχεία σύμφωνα με την ακόλουθη σειρά εκτέλεσης:

- Καθορισμός των ορίων του εδάφους. Το εύρος της εκάστοτε εξεταζόμενης περιοχής κατά τη διαμήκη κατεύθυνση είναι ίσο με $3.75H$, όπου H το βάθος εκσκαφής. Το μέγιστο βάθος σε κάθε προσομοίωμα επιλέχθηκε κατά αντιστοιχία ίσο με $2H$.
- Δέσμευση του εδαφικού προσομοιώματος στη βάση της γεωμετρίας με αρθρώσεις που απαγορεύουν οποιαδήποτε μετακίνηση ενώ στα πλάγια τοποθέτηση κυλίσεων οι οποίες δεσμεύουν την οριζόντια μετακίνηση αλλά επιτρέπουν την κατακόρυφη μετακίνηση.
- Ακριβής σχεδιασμός του κατακόρυφου πρηνούς που πρόκειται να αντιστηριχθεί, της σειράς των προεντεταμένων αγκυρώσεων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν στο εκάστοτε προσομοίωμα αλλά και των φάσεων εκσκαφής.
- Ορισμός των διατομών των στοιχείων του συστήματος αντιστήριξης. Σε κάθε προσομοίωμα παρατίθενται τα βασικά

στοιχεία του πετάσματος και των αγκυρίων που παραμένουν σταθερά σε κάθε επίλυση.

Να σημειωθεί ότι δεν μελετήθηκε η επίδραση του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα.

3.2 Διαδικασία αναλύσεων

Στο πρώτο μέρος των αναλύσεων γίνεται εξακρίβωση της σχέσης της απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης σε σχέση με τα διατμητικά χαρακτηριστικά του εδάφους. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν βασιζόμενες στον Ευρωκώδικα 7 και συγκεκριμένα ελέγχθηκαν με βάση τη Μέθοδο Σχεδιασμού 3 (Design Approach 3).

Κατά τη Μέθοδο 3 για τις αγκυρώσεις θα πρέπει να ελεγχθούν οι ακόλουθοι συνδυασμοί των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας: A2+M2+R3 με τις τιμές που παριστάνονται στους παρακάτω πίνακες (Πίνακες 3.1, 3.2, 3.3)

Τιμές των επί μέρους συντελεστών επί των δράσεων γ_F ή επί των αποτελεσμάτων των δράσεων γ_E			
Δράση		Συμβολισμός	Ομάδα συντελεστών
			A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1,00
	Ευμενής		1,00

Πίνακας 3.1 Επί μέρους συντελεστές γ_F , γ_E για Μέθοδο Σχεδιασμού 3

Εδαφικές παράμετροι	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών
		M2
Γωνία εσωτερικής τριβής	γ_ϕ	1,25
Ενεργός συνοχή	γ_c	1,25

Πίνακας 3.2 Επί μέρους συντελεστές γ_M για Μέθοδο Σχεδιασμού 3

Αντοχή	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών
		R4
Προσωρινές αγκυρώσεις	$\gamma_{a,t}$	1.10
Μόνιμες αγκυρώσεις	$\gamma_{a,p}$	1.10

Πίνακας 3.3 Επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής γ_R για Μέθοδο Σχεδιασμού 3

Στην ουσία γίνεται έλεγχος της παρακάτω ανίσωσης:

$$R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k / \gamma_M) \geq E(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k / \gamma_M) \text{ όπου } \gamma_F = 1.0 \text{ και } \gamma_M = 1.25$$

Για διευκόλυνση της διαδικασίας οι παράμετροι διατμητικής αντοχής c, ϕ δε διαιρούνται με συντελεστή ασφαλείας 1.25 αλλά αναζητείται συνολικός συντελεστής ασφαλείας 1.25 από το πρόγραμμα. Συγκεκριμένα, μετά την προσομοίωση των φάσεων εκκοαφής σε κάθε μοντέλο για τα τρία διαφορετικά ύψη προστίθεται μια ακόμα φάση υπολογισμών (ϕ/c reduction) κατά την οποία υπολογίζεται ο τελικός συντελεστής ασφαλείας της εκκοαφής. Μέσω μιας σειράς δοκιμών για διαφορετικές τιμές φορτίου σχεδιασμού των αγκυρίων αναζητείται η τιμή εκείνη του φορτίου A_d που θα δίνει συντελεστή ασφαλείας 1.25. Στη συνέχεια μέσω του φορτίου σχεδιασμού υπολογίζεται η απαιτούμενη συνολική δύναμη αγκύρωσης ΣA ως το άθροισμα των φορτίων αγκυρώσεων. Η συνολική δύναμη αγκύρωσης αδιαστατοποιείται με το ύψος H της εκκοαφής ($\Sigma A / \gamma H^2$) και εξετάζεται η μεταβολή της συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης συνοχής $c / \gamma H$.

Κατά τη διαδικασία εύρεσης της τιμής του φορτίου σχεδιασμού των αγκυρίων που θα δώσει συντελεστή ασφαλείας 1.25 η δύναμη προέντασης παρέμεινε σταθερή και ίση με τα $2/3$ του φορτίου σχεδιασμού του αγκυρίου. Η συγκεκριμένη παραδοχή δεν έχει επίδραση στα αποτελέσματα της απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης καθώς η δύναμη προέντασης δε συνεισφέρει στην ευστάθεια του πρανούς. Ωστόσο, η δύναμη προέντασης παίζει σημαντικό ρόλο στις παραμορφώσεις που αναπτύσσονται, παράμετρος που θα μελετηθεί σε χωριστό κεφάλαιο.

Όσον αφορά τα στοιχεία των αγκυρώσεων, για το ελεύθερο μήκος επιλέχθηκαν στοιχεία node-to-node anchor. Τα στοιχεία αυτά προσομοιώνουν ελαστικό ελατήριο δυο κόμβων με κανονική ακαμψία. Το στοιχείο αυτό μπορεί να υποβληθεί τόσο σε εφελκυστικές δυνάμεις όσο και σε θλιπτικές. Επιπλέον, η εφελκυστική δύναμη του στοιχείου μπορεί να περιοριστεί προκειμένου να προσομοιωθεί η αστοχία του αγκυρίου.

Το πακτωμένο τμήμα προσομοιώθηκε με την επιλογή geogrid, δηλαδή με μορφή γεωπλέγματος. Το γεώπλεγμα είναι μια λεπτή δομή, με κανονική ακαμψία αλλά χωρίς καμπτική αντοχή. Το συγκεκριμένο στοιχείο μπορεί να δεχτεί μόνο εφελκυστικές δυνάμεις και καθόλου θλίψη.

Τέλος, όπως έχει ήδη προαναφερθεί το λογισμικό Plaxis παρέχει τη δυνατότητα υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας μέσω της επιλογής ϕ/c reduction. Ο υπολογισμός αυτός μπορεί να γίνει για κάθε φάση εκκοαφής, εδώ όμως γίνεται μόνο για την τελική φάση (5^η, 6^η, 7^η για $H=12m, 15m, 18m$ αντίστοιχα), δηλαδή ο υπολογιζόμενος συντελεστής ασφαλείας αναφέρεται στη συνολική ευστάθεια του πρανούς. Κατά τη διαδικασία αυτή γίνονται διαδοχικές επιλύσεις σε βήματα για την εν λόγω φάση κατασκευής. Σε κάθε βήμα η συνοχή και η εφαιπόμενη της γωνίας τριβής μειώνονται κατά ένα μικρό ποσοστό. Η επίλυση σταματά στο βήμα κατά το οποίο συμβαίνει εκτεταμένη αστοχία ή αναπτύσσονται πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Ο συντελεστής ασφαλείας SF προκύπτει ως ο λόγος της αρχικής τιμής των παραμέτρων διατμητικής αντοχής προς την τελική τιμή.

3.3 Περιγραφή προσομοιωμάτων

Όπως προαναφέρθηκε, οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τρία διαφορετικά προσομοιώματα που περιγράφονται αναλυτικά ακολούθως. Τα χαρακτηριστικά του εδάφους, του ελεύθερου και του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου παραμένουν κοινά σε όλες τις αναλύσεις.

Έδαφος

- Ελαστική-ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά
- Μέτρο ελαστικότητας $E=60\text{MPa}$
- Φαινόμενη πυκνότητα $\gamma=23\text{kN/m}^3$
- Λόγος Poisson $\nu=0.20$

Ελεύθερο τμήμα αγκυρίου

- Ελαστική-ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά
- $EA=250000\text{kN}$
- $L=2.5\text{m}$ (κάνναβος συστήματος αγκυρώσεων)

Πακτωμένο τμήμα αγκυρίου

- Ελαστική-ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά
- $EA=100000\text{kN/m}$
- $L=2.5\text{m}$ (κάνναβος συστήματος αγκυρώσεων)

Πέτασμα

Το πέτασμα αποτελείται από σκυρόδεμα πάχους 10cm και μεταλλική διατομή 2U στις θέσεις αγκυρώσεις, δηλαδή ανά 2.5m.

Στοιχεία σκυροδέματος:

$$E_{\sigma\kappa}=25\text{GPa}$$

$$I = \frac{bt^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 2082.5\text{m}^4 \text{ ανά μέτρο μήκους (} b=1\text{m)}$$

$$EA_{\sigma\kappa} \text{ (kN/m)} = E_{\sigma\kappa} \times t = 25\text{GPa} \times 0.1\text{m} = 2500000\text{kN/m}$$

$$EI_{\sigma\kappa} \text{ (kNm}^2/\text{m)} = 25\text{GPa} \times 8.33 \cdot 10^{-5} \text{m}^3 = 2082.5 \text{kNm}^2/\text{m}$$

Στοιχεία μεταλλικής διατομή (διπλό U):

$$A = 2 \times 48.3\text{cm}^3$$

$$I = 2 \times 4820\text{cm}^4$$

$$E_s = 200\text{GPa}$$

$$EA_s \text{ (kN/m)} = 200\text{GPa} \times \frac{2 \times 48.3\text{cm}^2}{2.5\text{m}} = 772800\text{kN/m}$$

$$EI_s \text{ (kNm}^2/\text{m)} = 200\text{GPa} \times \frac{2 \times 4820\text{cm}^4}{2.5\text{m}} = 7712 \text{kNm}^2/\text{m}$$

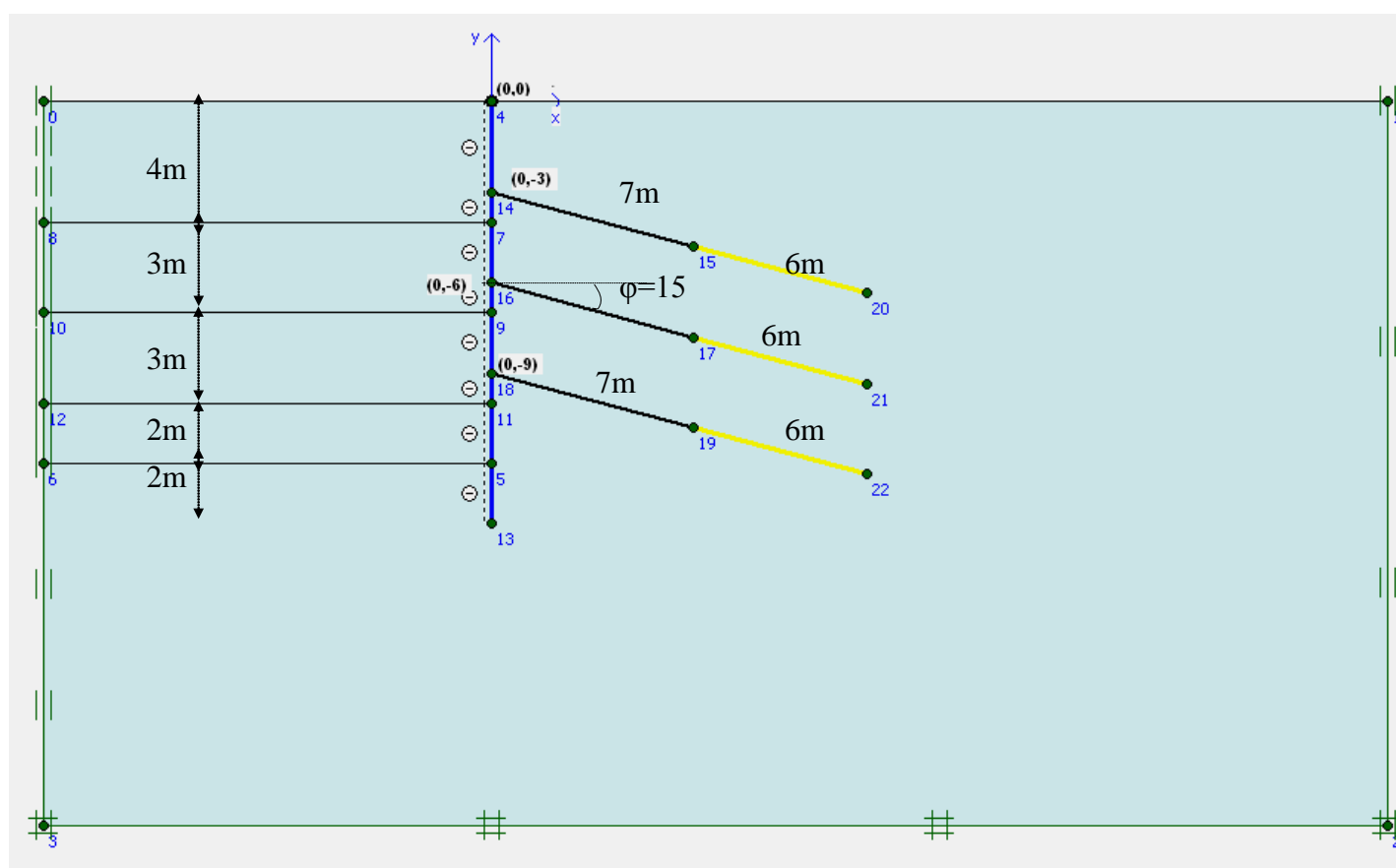
Συνολικά: $EA \text{ (kN/m)} = EA_{\sigma\kappa} + EA_s = 2500000 + 772800 = 3272800$

$$EI \text{ (kNm}^2 \text{ / m)} = EI_{\sigma_k} + EI_s = 2082.5 + 7712 = 9794.5 \text{ kNm}^2 \text{ / m}$$

Η αντοχή του στοιχείου του πετάσματος σε κάμψη και θλίψη επιλέχτηκε έτσι ώστε να είναι ικανή να παραλάβει τα απαιτούμενα φορτία και συνεπώς χωρίς να δημιουργείται πρόβλημα λόγω αστοχίας του πετάσματος.

3.3.1 Προσομοίωμα Α-Εκκοαφή ύψους H=12m

Το συγκεκριμένο μοντέλο εξετάζει την περίπτωση αντιστήριξης κατακόρυφου πρανούς ύψους 12m με τη χρήση τριών σειρών προεντεταμένων αγκυρώσεων όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1 Προσομοίωμα Α-Εκκοαφή ύψους H=12m

Το ελεύθερο μήκος αγκύρωσης επιλέχτηκε και για τις τρεις στάθμες εκκοαφής ίσο με 7m (ελάχιστη τιμή) εξασφαλίζοντας ότι με το συγκεκριμένο μήκος ολόκληρο το τμήμα του αγκυρίου βρίσκεται εκτός της επίπεδης επιφάνειας αστοχίας που κλίνει υπό γωνία $45 + \varphi/2$ ως προς την οριζόντιο και μάλιστα με επαρκή ασφάλεια.

Το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου επιλέχτηκε ίσο με 6m και προέκυψε από την παρακάτω σχέση:

$$I_{\omega} = \frac{A_d \times 1.50}{\pi \times d \times \tau_o}$$

όπου A_d =φορτίο σχεδιασμού (εδώ λήφθηκε φορτίο σχεδιασμού τρικόλωνων αγκυρίων για χάλυβα S1500/S1700 ίσο με 470kN)

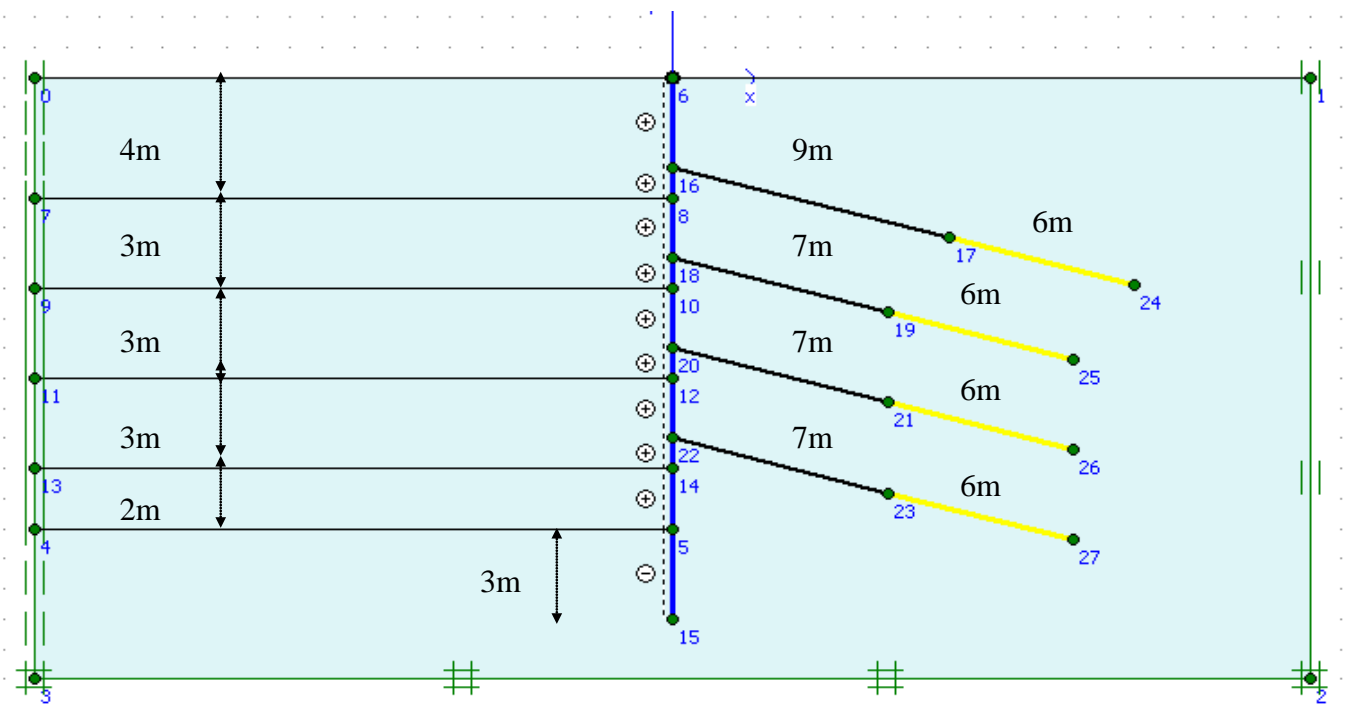
d =διάμετρος οπής αγκυρίου (εδώ λήφθηκε ίση με 0.1m)

τ_o =οριακή τάση συνάφειας εδάφους-σκυροδέματος (λήφθηκε 400kPa)

Η αγκύρωση επομένως έχει συνολικό μήκος 13m και κλίνει υπό γωνία 15° ενώ θα χρησιμοποιηθούν 3 σειρές αγκυρίων. Αρχικά γίνεται η πρώτη φάση εκσκαφής μέχρι τα -4m και η ενεργοποίηση του πετάσματος (1^η φάση). Στη συνέχεια γίνεται η ενεργοποίηση της πρώτης σειράς αγκυρίων και εκσκαφή ως τα -7m.(2^η φάση). Ακολουθεί η ενεργοποίηση της δεύτερης σειράς αγκυρίων και η εκσκαφή ως τα -10m (3^η φάση). Τέλος, γίνεται η ενεργοποίηση της τρίτης σειράς αγκυρίων και η εκσκαφή ως το τελικό βάθος, δηλαδή τα -12m (4^η φάση). Σε αυτό το στάδιο στις αναλύσεις που γίνονται λαμβάνοντας υπόψη το μήκος πακτώσεως γίνεται επιπλέον ενεργοποίηση του τμήματος αυτού του πετάσματος. Στην τελευταία φάση (5^η φάση) γίνεται υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας.

3.3.2 Προσομοίωμα Β-Εκσκαφή ύψους H=15m

Το συγκεκριμένο μοντέλο εξετάζει την περίπτωση αντιστήριξης κατακόρυφου πρανούς ύψους 15m με τη χρήση τεσσάρων σειρών προεντεταμένων αγκυρώσεων όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.2.



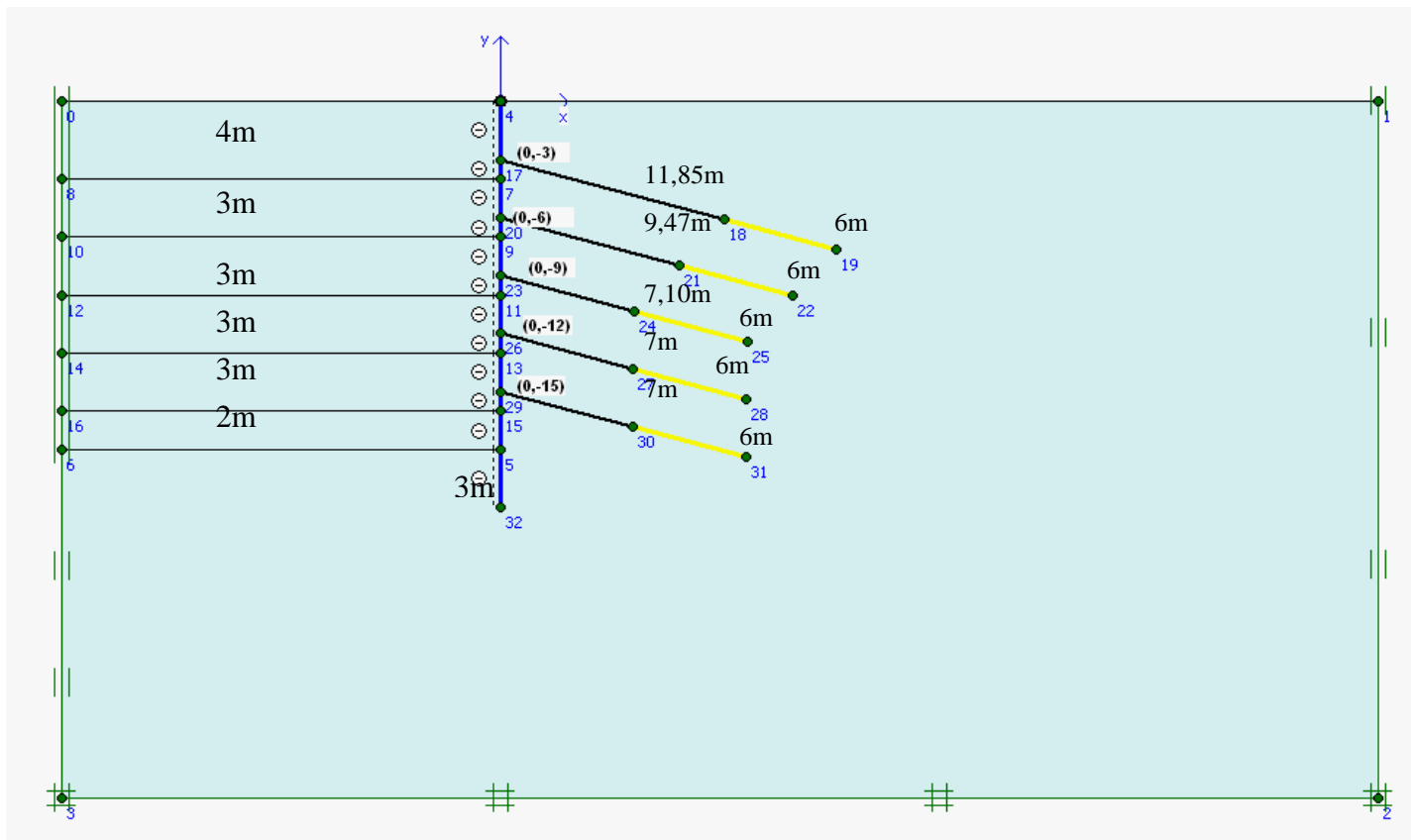
Σχήμα 3.2 Προσομοίωμα Β-Εκσκαφή ύψους H=15m

Το ελεύθερο μήκος αγκύρωσης επιλέχτηκε εξασφαλίζοντας ότι με το συγκεκριμένο μήκος ολόκληρο το τμήμα του αγκυρίου βρίσκεται εκτός της επίπεδης επιφάνειας αστοχίας που κλίνει υπό γωνία $45+\phi/2$ ως προς την οριζόντιο και μάλιστα με επαρκή ασφάλεια (συντελεστής ασφαλείας 1.4). Αυτό ισχύει για την πρώτη στάθμη αγκύρωσης. Για τις επόμενες τρεις το ελεύθερο μήκος επιλέχτηκε ίσο με 7m που είχε τεθεί ως ελάχιστο όριο.

Το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου επιλέχτηκε ίσο με 6m όπως και προηγουμένως. Η αγκύρωση τοποθετείται με γωνία 15 ως προς την οριζόντιο. Η εκσκαφή γίνεται σε 5 φάσεις κατά αντιστοιχία με όσα έχουν περιγραφεί παραπάνω. Στη 5^η φάση στις αναλύσεις που γίνονται λαμβάνοντας υπόψη το μήκος πακτώσεως γίνεται επιπλέον ενεργοποίηση του τμήματος αυτού του πετάσματος. Στην τελευταία φάση (6^η φάση) γίνεται υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας.

3.3.3 Προσομοίωμα Γ-Εκσκαφή ύψους H=18m

Το συγκεκριμένο μοντέλο εξετάζει την περίπτωση αντιστήριξης κατακόρυφου πρανούς ύψους 18m με τη χρήση πέντε σειρών προεντεταμένων αγκυρώσεων όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.3 Προσομοίωμα Γ-Εκσκαφή ύψους H=18

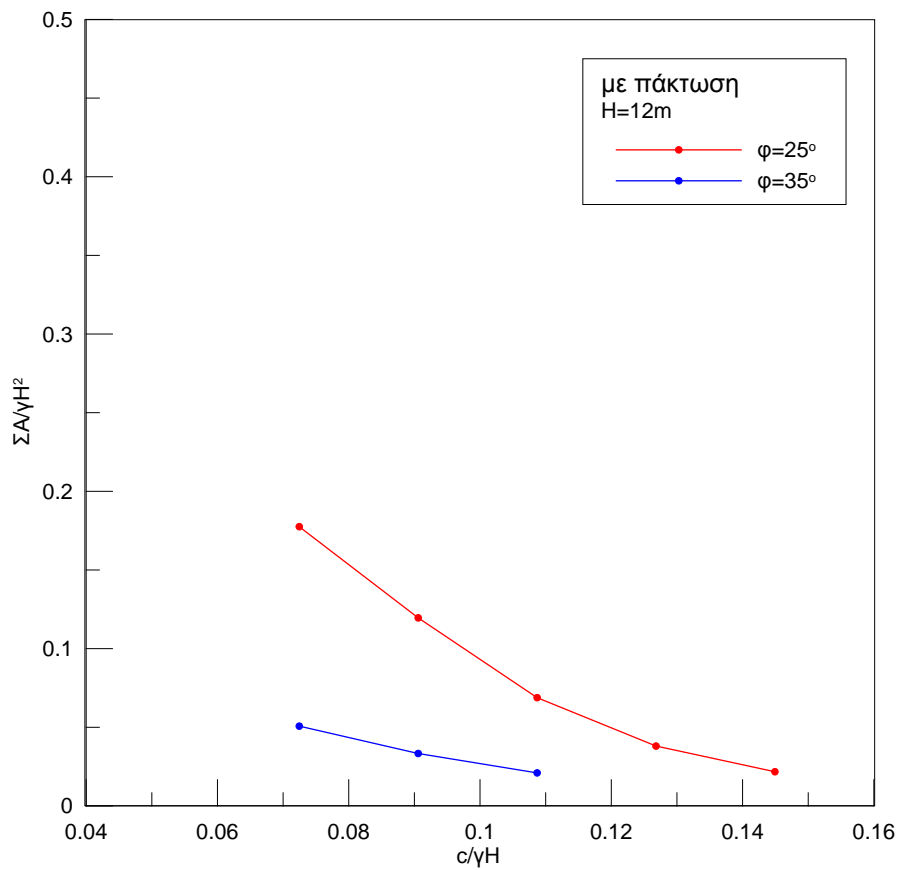
Το ελεύθερο μήκος αγκύρωσης επιλέχτηκε εξασφαλίζοντας ότι με το συγκεκριμένο μήκος ολόκληρο το τμήμα του αγκυρίου βρίσκεται εκτός της επίπεδης επιφάνειας αστοχίας που κλίνει υπό γωνία $45+\varphi/2$ ως προς την οριζόντιο και μάλιστα με επαρκή ασφάλεια (συντελεστής ασφαλείας 1.4). Αυτό ισχύει για τις τρεις πρώτες στάθμες αγκύρωσης. Για τις δυο τελευταίες το ελεύθερο μήκος επιλέχτηκε ίσο με 7m που είχε τεθεί ως ελάχιστο όριο.

Το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου επιλέχτηκε ίσο με 6m όπως και προηγουμένως. Η αγκύρωση τοποθετείται με γωνία 15 ως προς την οριζόντιο. Η εκκαφή γίνεται σε 6 φάσεις κατά αντιστοιχία με όσα έχουν περιγραφεί στα παραπάνω μοντέλα. Στη 6^η φάση στις αναλύσεις που γίνονται λαμβάνοντας υπόψη το μήκος πακτώσεως γίνεται επιπλέον ενεργοποίηση του τμήματος αυτού του πετάσματος. Στην τελευταία φάση (7^η φάση) γίνεται υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας.

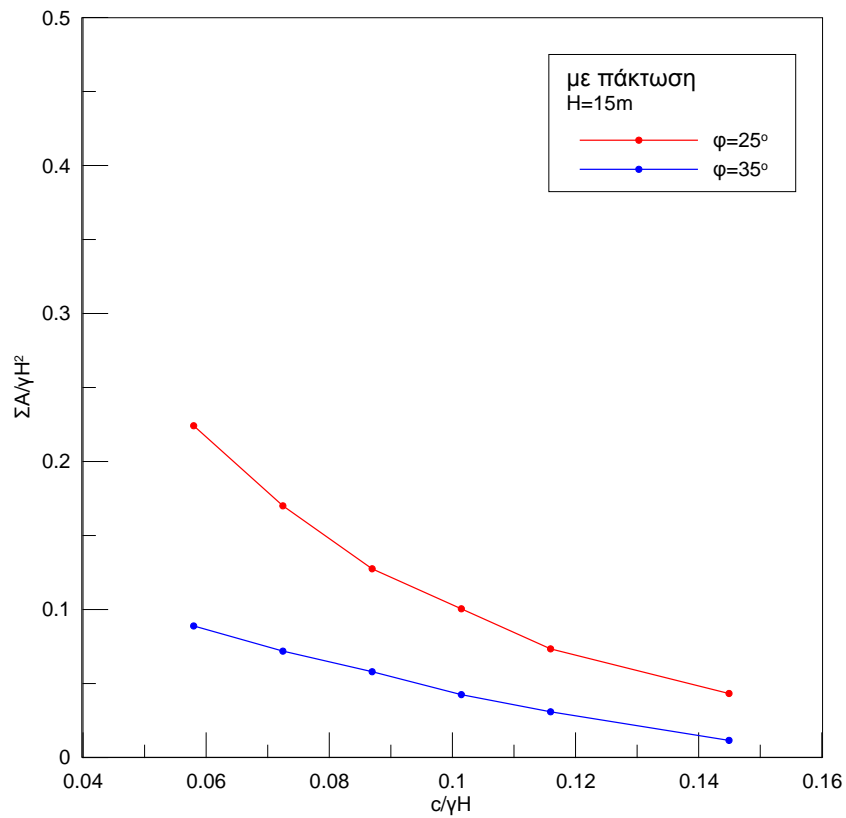
3.4 Αποτελέσματα για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης

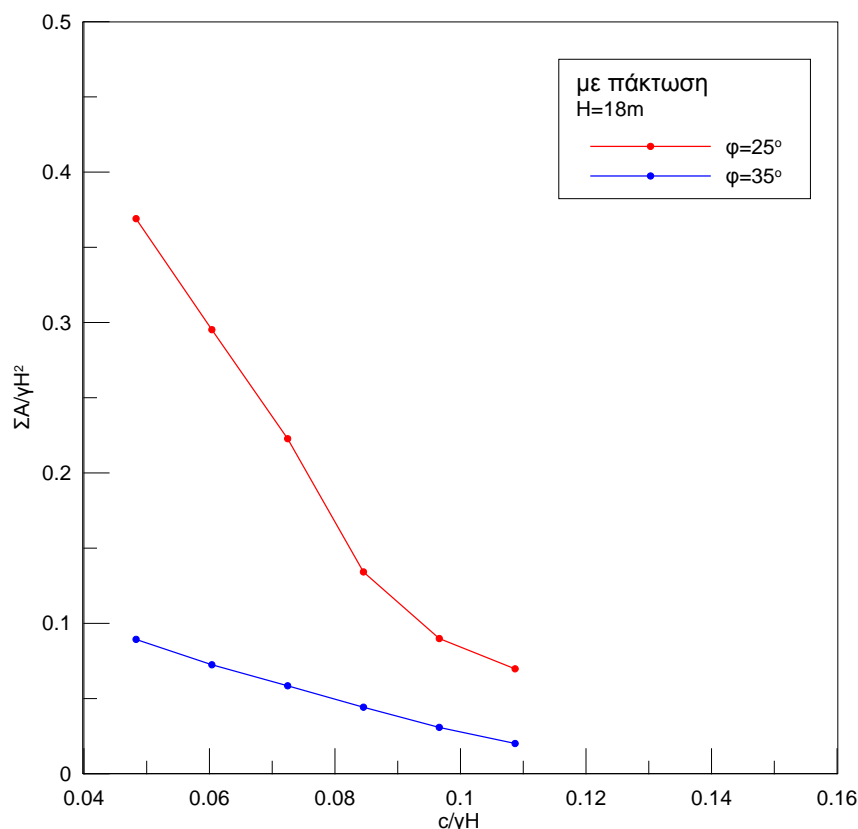
3.4.1 Επίδραση συνοχής c και γωνίας τριβής φ

Στα διαγράμματα που ακολουθούν (Σχήμα 3.4 – 3.6) παρατίθενται ενδεικτικά αποτελέσματα για τις τρεις γεωμετρίες εκκαφής και με σταθερές τις υπόλοιπες παραμέτρους γίνεται σύγκριση της απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης για δύο τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους.



Σχήμα 3.4 Αποτελέσματα για εκσκαφή 12m, με πάκτωση, για φ=25° - 35°

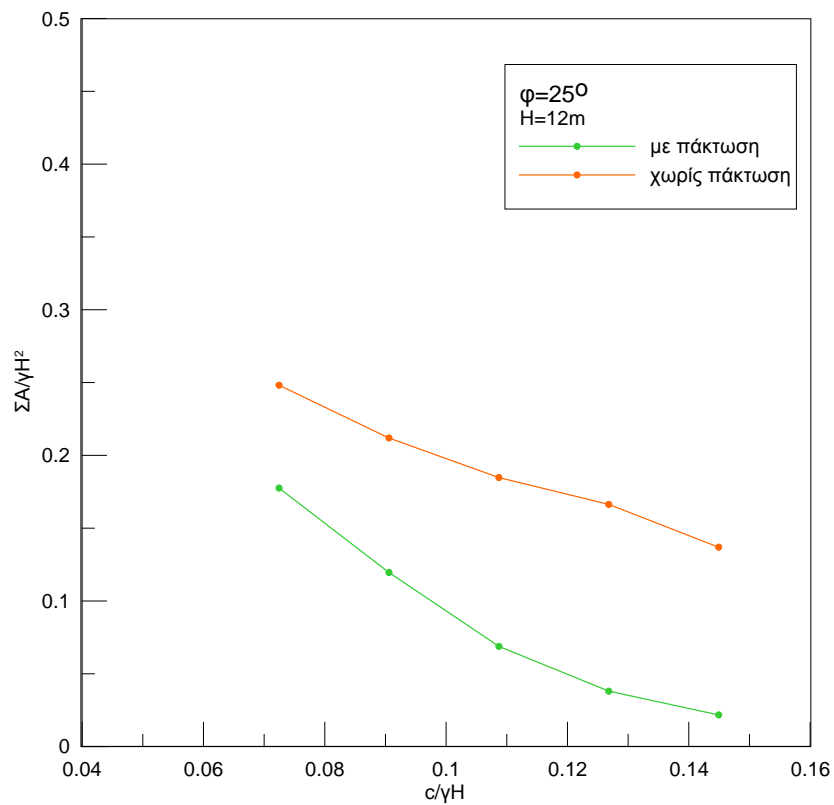


Σχήμα 3.5 Αποτελέσματα για εκοκαφή 15m, με πάκτωση, για $\varphi=25^\circ - 35^\circ$ 

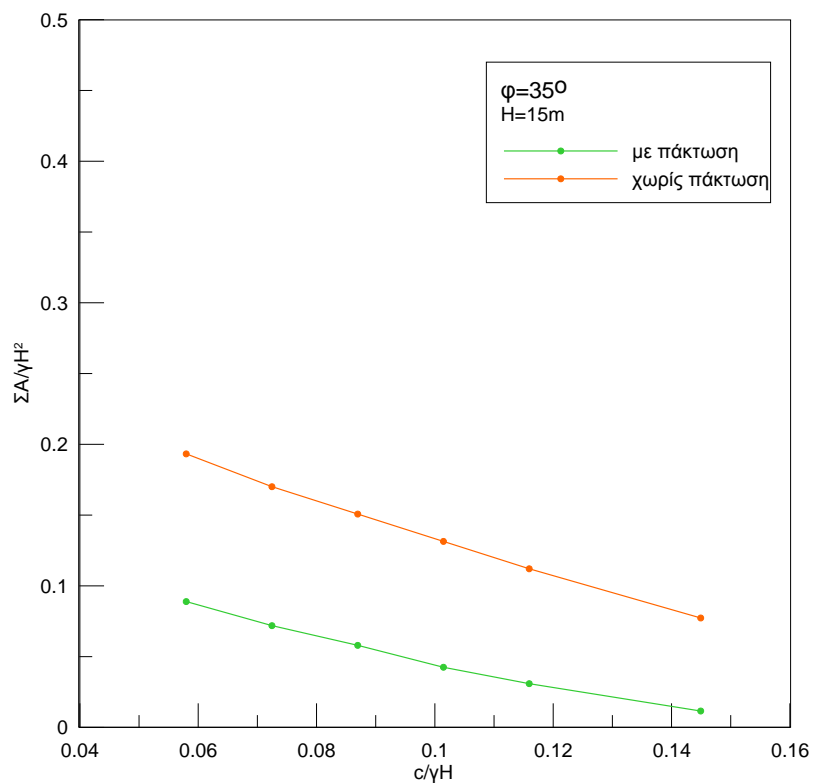
Σχήμα 3.6 Αποτελέσματα για εκοκαφή 18m, με πάκτωση, για $\varphi=25^\circ - 35^\circ$
 Παρατηρούμε ότι και για τις τρεις γεωμετρίες εκοκαφής, για σταθερή τιμή της γωνίας τριβής φ , η απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης μειώνεται με την αύξηση της τιμής της συνοχής c του εδάφους. Συγκεκριμένα για αύξηση 5 KPa της συνοχής παρατηρείται μείωση της τάξης του 25 - 40% της απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης. Τα μεγαλύτερα ποσοστά αύξησης εμφανίζονται για βάθος εκοκαφής $H=12m$ και για την μικρότερη τιμή της γωνίας τριβής ($\varphi=25^\circ$). Επίσης, για ίδιες τιμές συνοχής, σε όλες τις περιπτώσεις η απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης αυξάνεται με τη μείωση της γωνίας τριβής. Η αύξηση αυτή είναι πιο έντονη για μικρές τιμές της συνοχής και κυμαίνεται από 35% (για μεγαλύτερες τιμές c) έως και 75%.

3.4.2 Επίδραση πάκτωσης πετάσματος

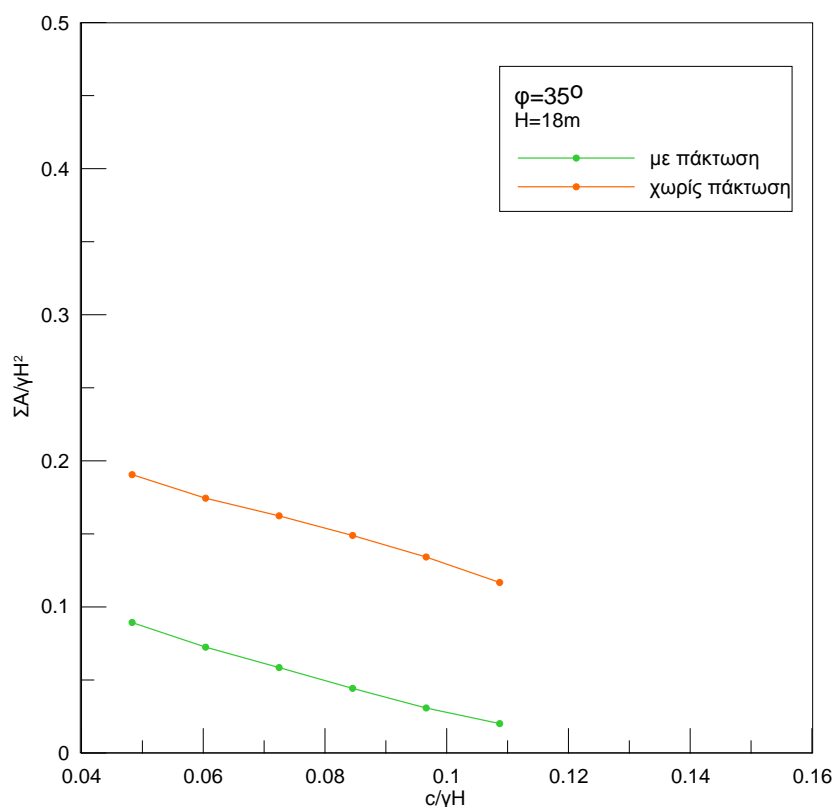
Ακολουθούν αντίστοιχα διαγράμματα (Σχήμα 3.7 - 3.9) με τα αποτελέσματα των τριών προσομοιωμάτων για σταθερή τιμή γωνίας τριβής και διαφοροποίηση της πάκτωσης ή μη του πετάσματος.



Σχήμα 3.7 Αποτελέσματα για εκοκαφή 12m, φ=25°, με πάκτωση και χωρίς



Σχήμα 3.8 Αποτελέσματα για εκοκαφή 15m, φ=35°, με πάκτωση και χωρίς

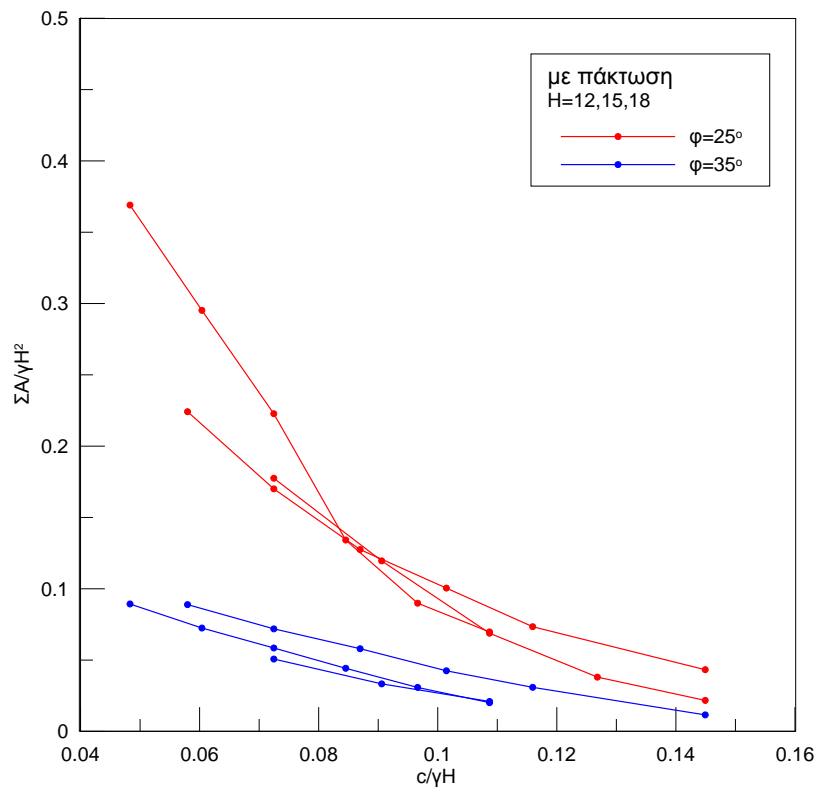


Σχήμα 3.9 Αποτελέσματα για εκσκαφή 15m, $\phi=35^\circ$, με πάκτωση και χωρίς

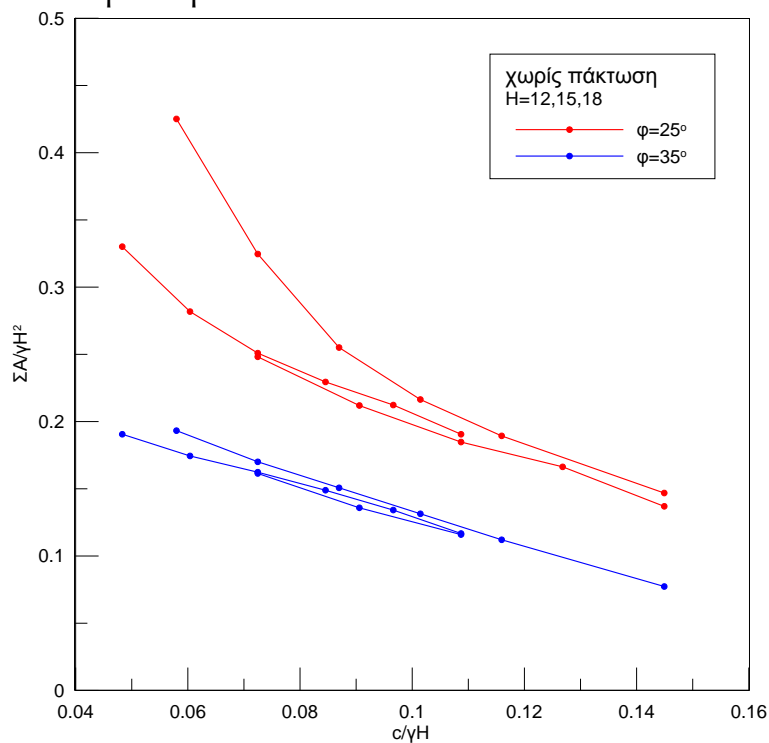
Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει, όπως ήταν αναμενόμενο, ότι για τα προσομοιώματα με πακτωμένο πέτασμα απαιτείται μικρότερη δύναμη αγκύρωσης από τα αντίστοιχα χωρίς πάκτωση για ίδιες τιμές των διατμητικών χαρακτηριστικών του εδάφους. Η επίδραση της πάκτωσης είναι πολύ σημαντική, καθώς η μείωση της απαιτούμενης δύναμης στις περιπτώσεις με πάκτωση φθάνει μέχρι και 80%.

3.4.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναλύσεων

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τα τρία προσομοιώματα. Στα σχήματα 3.10 και 3.11 γίνεται σύγκριση της αδιαστατοποιημένης δύναμης αγκύρωσης για τις δύο τιμές της γωνίας τριβής στις περιπτώσεις με πάκτωση και χωρίς του πετάσματος.

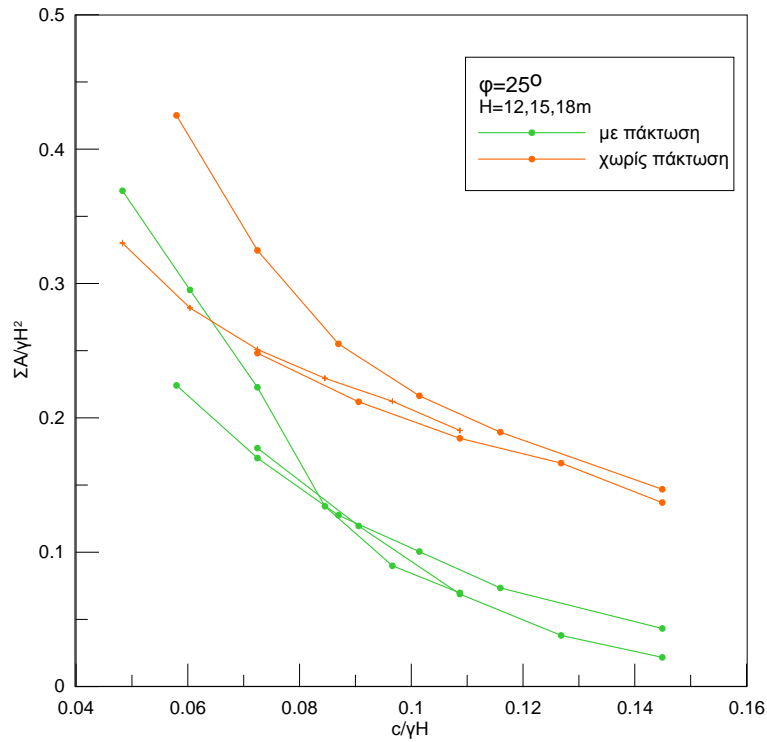


Σχήμα 3.10 Απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης για τα τρία προσομοιώματα με πάλκτωση και φ=25° και 35°

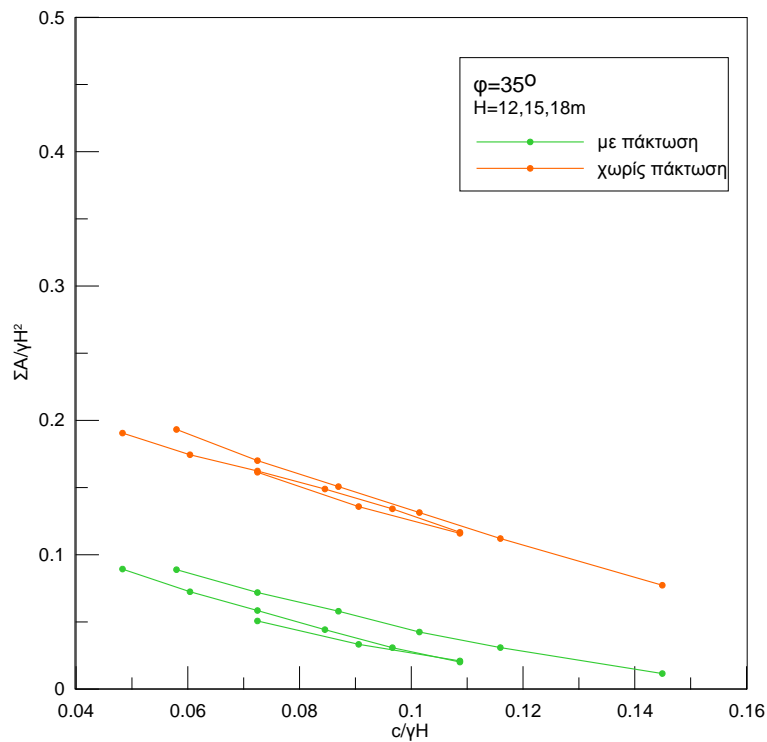


Σχήμα 3.11 Απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης για τα τρία προσομοιώματα χωρίς πάλκτωση και φ=25° και 35°

Στα σχήματα 3.12 και 3.13 γίνεται σύγκριση της αδιαστατοποιημένης δύναμης αγκύρωσης για πέτασμα με πάκτωση και χωρίς για σταθερή τιμή της γωνίας τριβής.



Σχήμα 3.12 Απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης για τα τρία προσομοιώματα, για φ=25° και πέτασμα με ή χωρίς πάκτωση



Σχήμα 3.13 Απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης για τα τρία προσομοιώματα, για φ=35° και πέτασμα με ή χωρίς πάκτωση

Όπως και στα μεμονωμένα για κάθε προσομοίωμα διαγράμματα έτσι και στα συγκεντρωτικά είναι εμφανής η επίδραση της γωνίας τριβής φ και της πάκτωσης του πετάσματος στην απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης. Παρατηρούμε ότι με την αδιαστατοποίηση των μεγεθών δεν υπάρχει επίδραση του βάθους εκσκαφής και σε όλες τις περιπτώσεις ακολουθούνται οι αναμενόμενες τάσεις μείωσης της δύναμης αγκύρωσης με την αύξηση της γωνίας τριβής και με την πάκτωση του πετάσματος.

Η αύξηση της γωνίας τριβής του εδάφους συνεπάγεται βελτίωση των διατμητικών χαρακτηριστικών του εδάφους και επομένως είναι λογικό να απαιτείται μικρότερη δύναμη αγκύρωσης για την αντιστήριξή του.

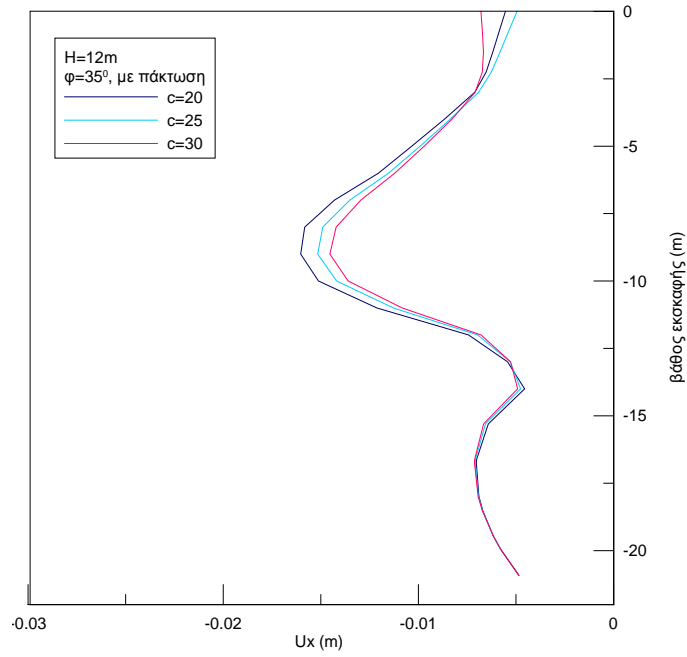
Η πάκτωση του πετάσματος επίσης επιδρά σημαντικά στη μείωση της απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης, εφ' όσον οι παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στην περιοχή της έμπηξης του πετάσματος προσφέρουν μια επιπλέον μορφή αντιστήριξης μειώνοντας με αυτόν τον τρόπο την συνολικά απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης.

3.5 Αποτελέσματα για τις μετατοπίσεις

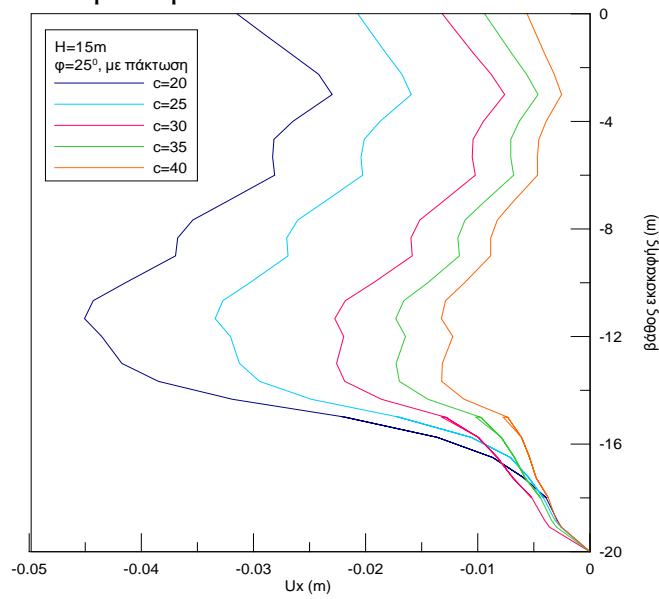
3.5.1 Κατανομή οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος

➤ Επίδραση συνοχής εδάφους

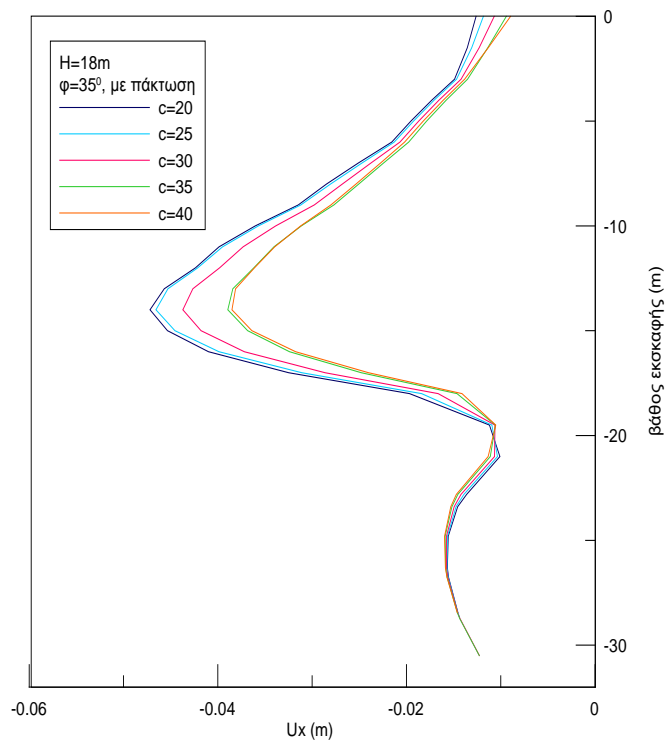
Στα διαγράμματα που ακολουθούν (Σχήμα 3.14 - 3.16) παρουσιάζονται για τα τρία προσομοιώματα οι οριζόντιες μετατοπίσεις στη θέση του τοίχου αντιστήριξης για διαφορετικές τιμές της συνοχής με σταθερή τιμή της γωνίας τριβής.



Σχήμα 3.14 Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων για εκσκαφή $H=12\text{m}$, με πάκτωση και $\varphi=35^\circ$



Σχήμα 3.15 Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων για εκσκαφή $H=15\text{m}$, με πάκτωση και $\varphi=25^\circ$

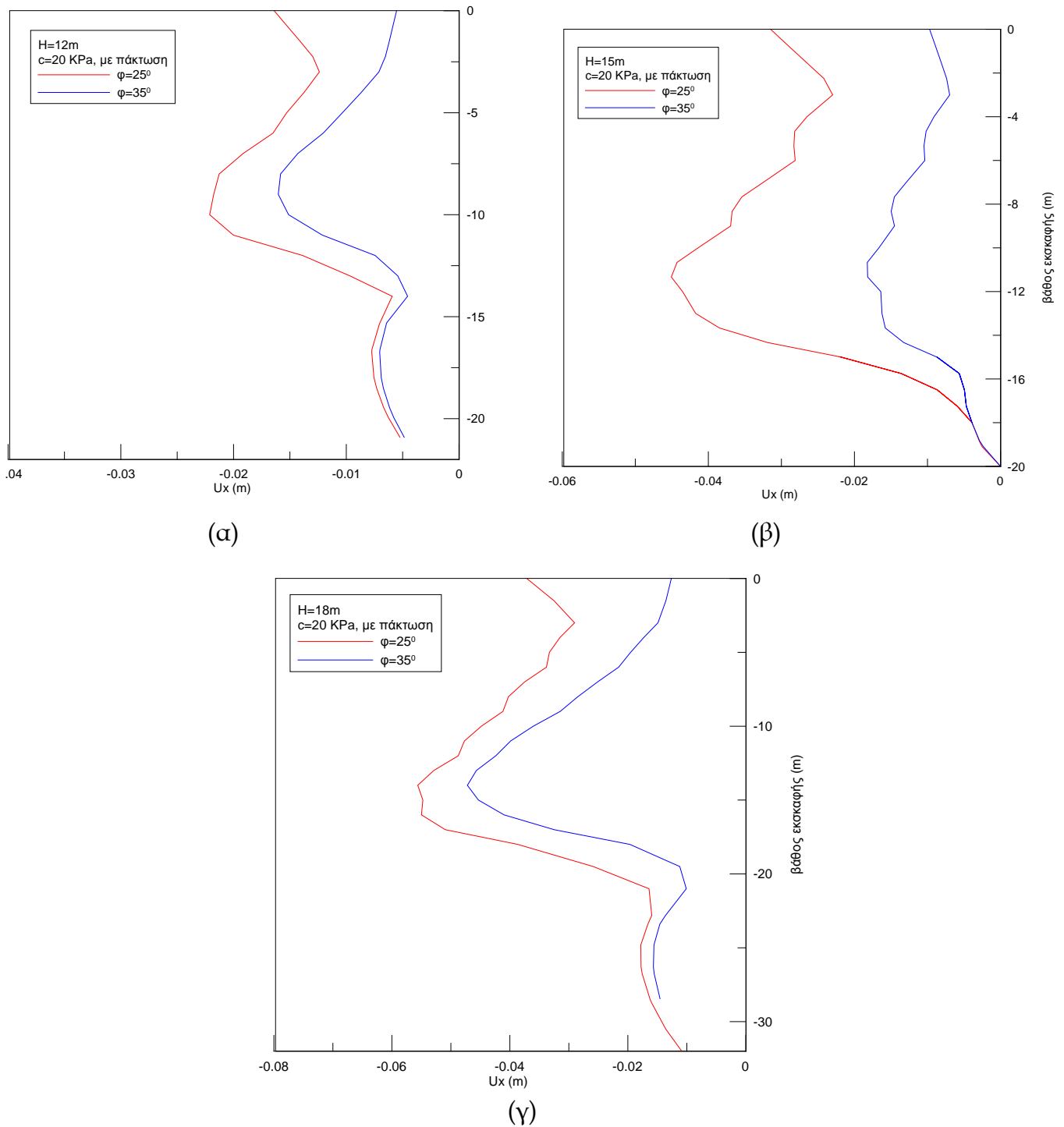


Σχήμα 3.16 Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων για εκσκαφή $H=18m$, με πάκτωση και $\phi=35^\circ$

Με την αύξηση της τιμής της συνοχής, που συνεπάγεται βελτίωση των διατμητικών χαρακτηριστικών του εδάφους, παρατηρείται μείωση των οριζόντιων μετατοπίσεων. Να σημειωθεί ότι το μέτρο ελαστικότητας διατηρείται επίσης σταθερό και ίσο με 60 MPa.

➤ Επίδραση γωνίας τριβής

Για την διερεύνηση της επίδρασης της γωνίας τριβής στις μετατοπίσεις παρατίθενται τα διαγράμματα 3.17 (α),(β) και (γ), στα οποία γίνεται σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων για δύο τιμές της γωνίας τριβής και σταθερές τις υπόλοιπες παραμέτρους των αναλύσεων.

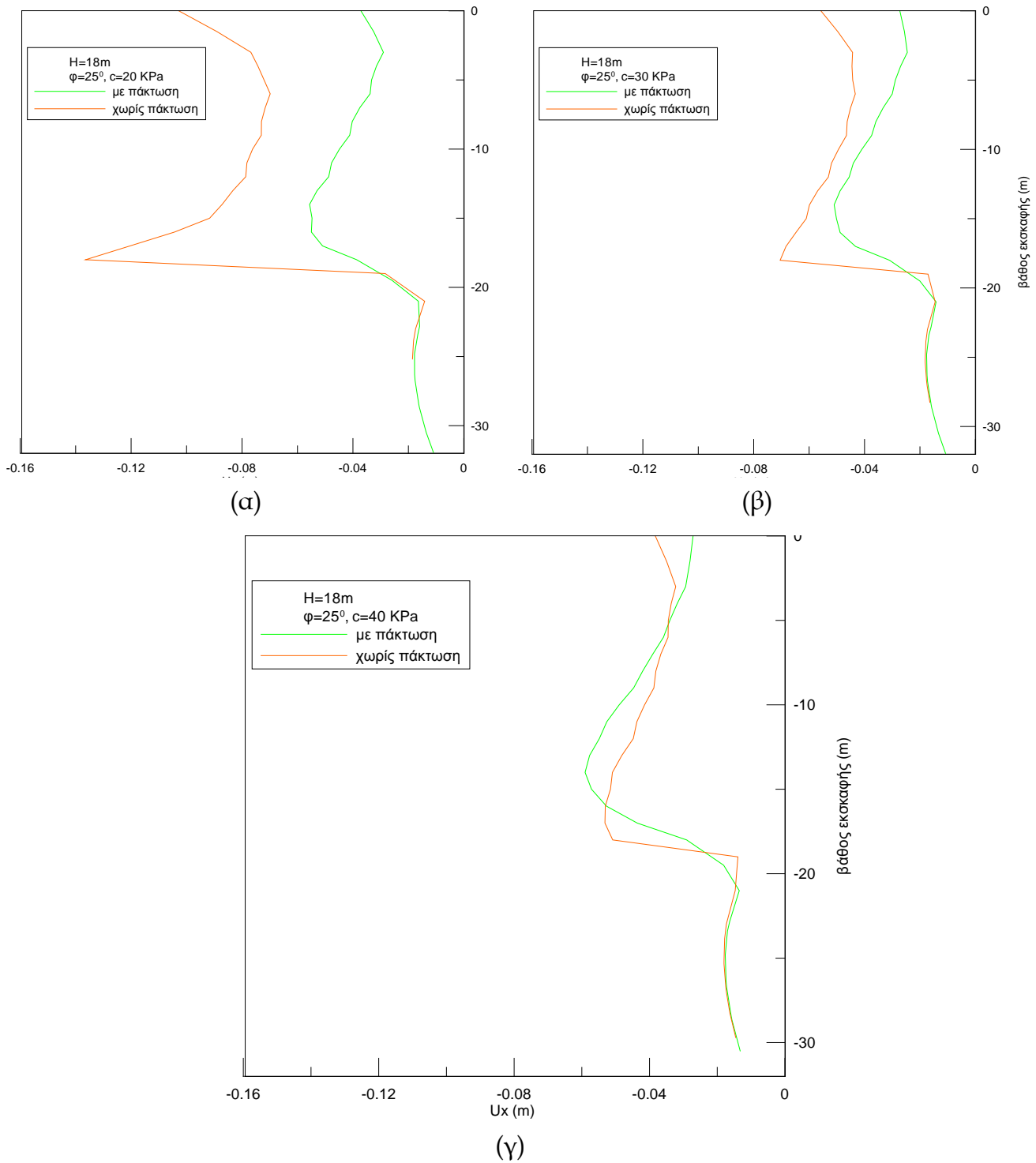


Σχήμα 3.17 Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων για εκοκαφή $H=12, 15$ και 18m , με πάκτωση και $c=20\text{ KPa}$

Όπως και προηγουμένως, παρατηρούμε ότι η βελτίωση των διατμητικών χαρακτηριστικών του εδάφους με την αύξηση της τιμής της γωνίας τριβής οδηγεί σε μείωση των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης.

➤ Επίδραση πάκτωσης πετάσματος

Στη συνέχεια παρατίθενται ενδεικτικά διαγράμματα για σύγκριση των οριζόντιων μετατοπίσεων στις περιπτώσεις με και χωρίς πάκτωση του πετάσματος για την εκοκαφή των 18m, με $\phi=25^\circ$ και για διαφορετικές τιμές της συνοχής.



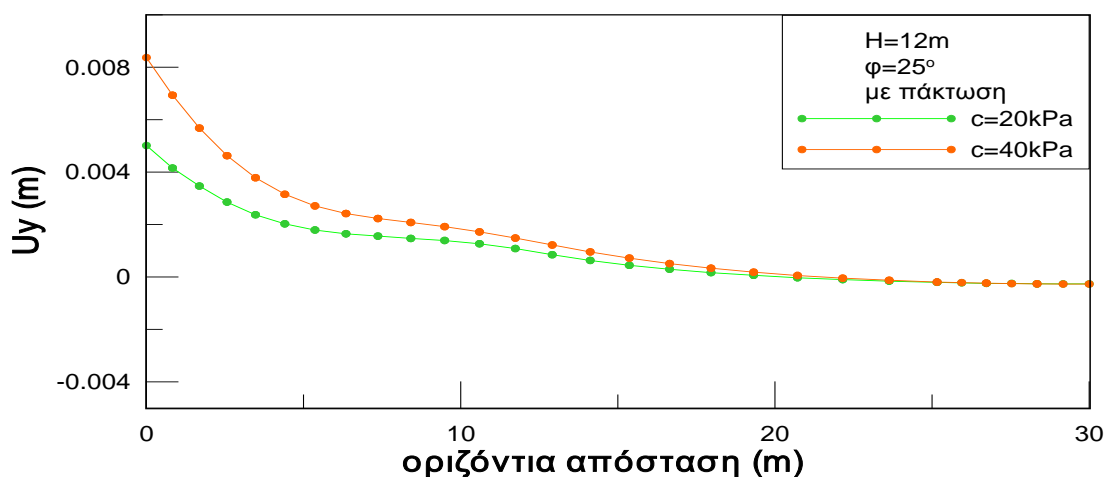
Σχήμα 3.18 Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων για εκοκαφή $H=18\text{m}$, $\phi=25^\circ$ και (α) $c=20\text{kPa}$, (β) $c=30\text{kPa}$, (γ) $c=40\text{kPa}$

Όπως ήταν αναμενόμενο, στις περιπτώσεις χωρίς πάκτωση η μέγιστη μετακίνηση εμφανίζεται στην βάση της εκσκαφής, ενώ στις περιπτώσεις με πάκτωση σε μικρότερο βάθος. Παρατηρούμε, ακόμη, ότι για μικρές τιμές της συνοχής οι μετατοπίσεις όταν έχουμε πακτωμένο πέτασμα είναι σημαντικά μικρότερες, για μεγαλύτερες όμως τιμές της συνοχής η τάση αυτή τείνει να μειωθεί και σε κάποια σημεία να αντιστραφεί. Η μετακίνηση παρ' όλα αυτά της στέψης του πρανούς παραμένει μεγαλύτερη στις περιπτώσεις χωρίς πάκτωση για κάθε τιμή της συνοχής.

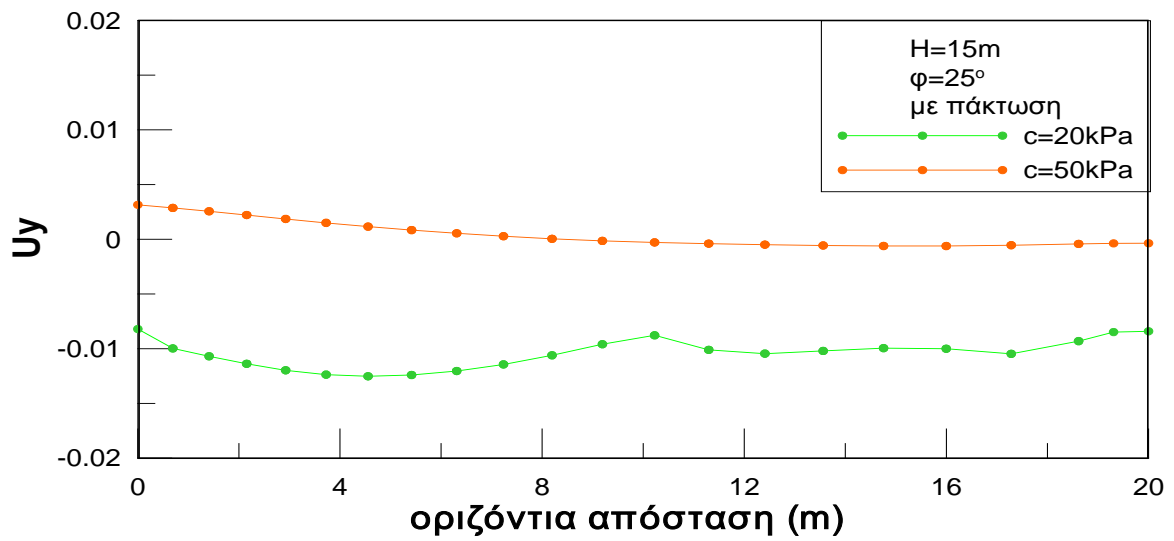
3.5.2 Κατανομή των κατακόρυφων μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους

➤ Επίδραση συνοχής εδάφους

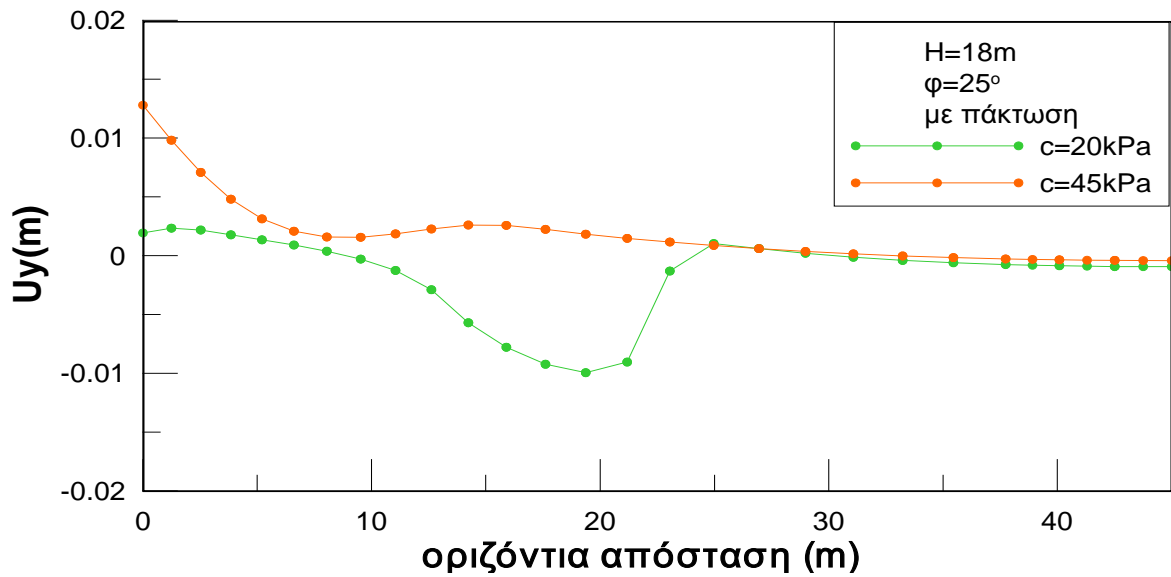
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται οι κατακόρυφες μετατοπίσεις στην κορυφή του πρανούς για τρεις ενδεικτικές περιπτώσεις με $\phi=25^\circ$, πακτωμένο πέτασμα και για τα τρία διαφορετικά ύψη εκσκαφής. Παρατηρούμε και στις τρεις περιπτώσεις ότι το έδαφος με τη μεγαλύτερη τιμή συνοχής εμφανίζει τάση ανύψωσης.



Σχήμα 3.19 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων για εκσκαφή $H=12m$, με πάκτωση και $\phi=25^\circ$

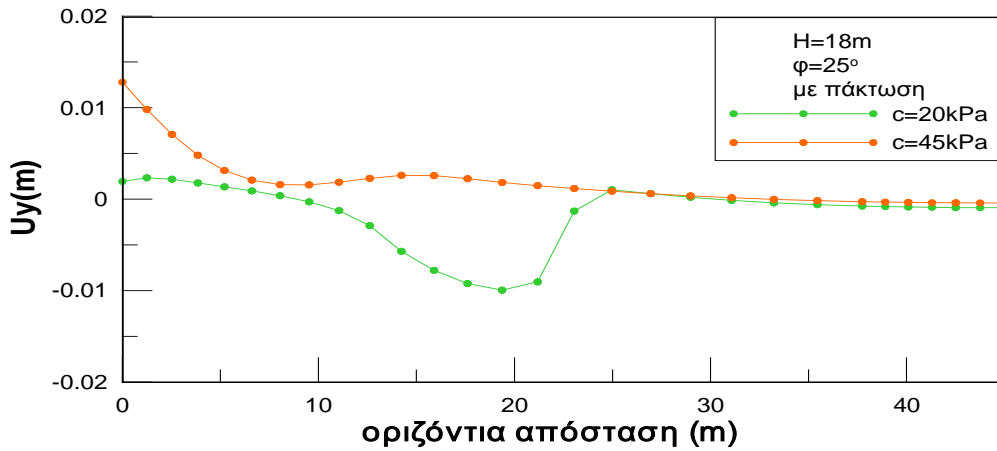


Σχήμα 3.20 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων για εκσκαφή $H=15m$, με πάκτωση και $\varphi=25^\circ$

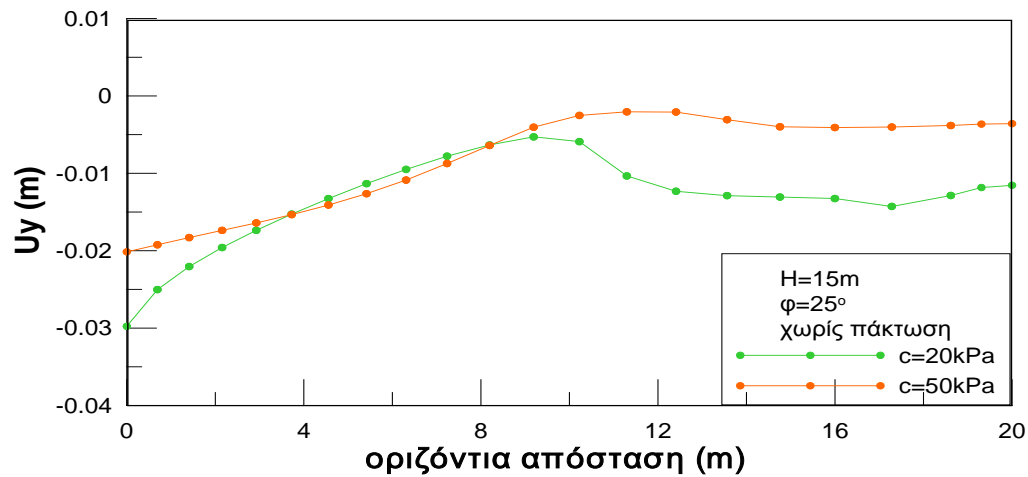


Σχήμα 3.21 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων για εκσκαφή $H=12m$, με πάκτωση και $\varphi=25^\circ$

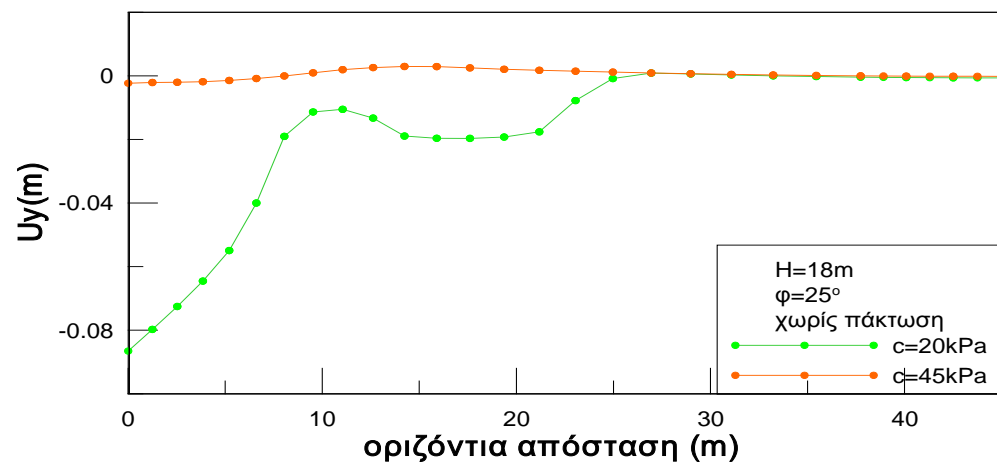
Ακολουθούν αντίστοιχα διαγράμματα για γωνία τριβής $\phi=35^\circ$, πέτασμα χωρίς πάκτωση και για τα τρία προσομοιώματα εκοκαφής.



Σχήμα 3.22 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων για εκοκαφή $H=12\text{m}$, με πάκτωση και $\phi=35^\circ$



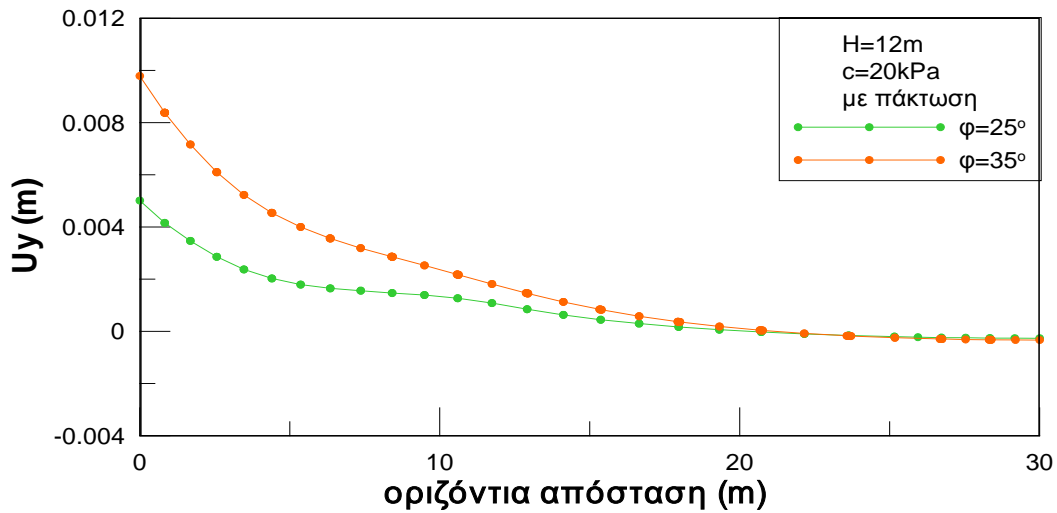
Σχήμα 3.23 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων για εκοκαφή $H=15\text{m}$, με πάκτωση και $\phi=35^\circ$



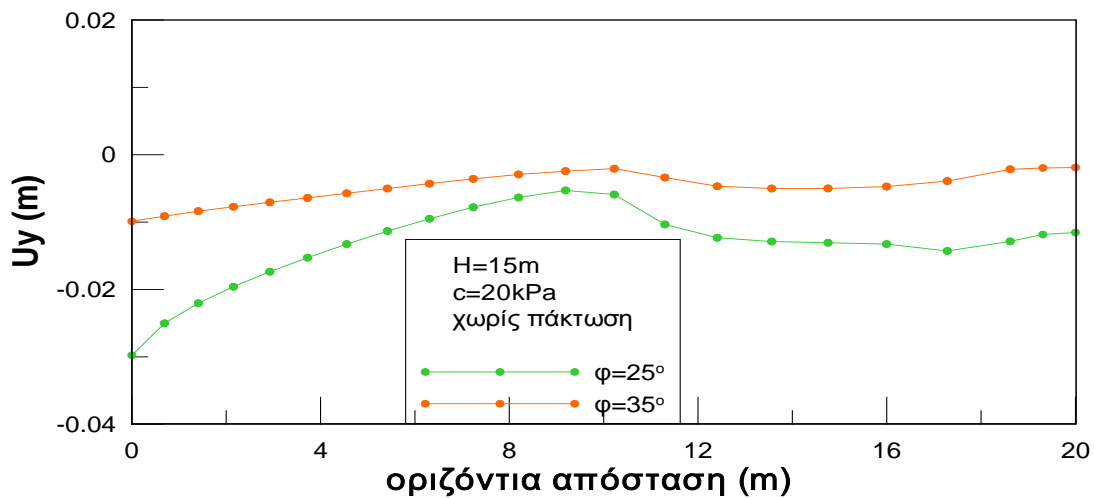
Σχήμα 3.24 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων για εκοκαφή $H=18\text{m}$, με πάκτωση και $\phi=35^\circ$

➤ Επίδραση γωνίας τριβής

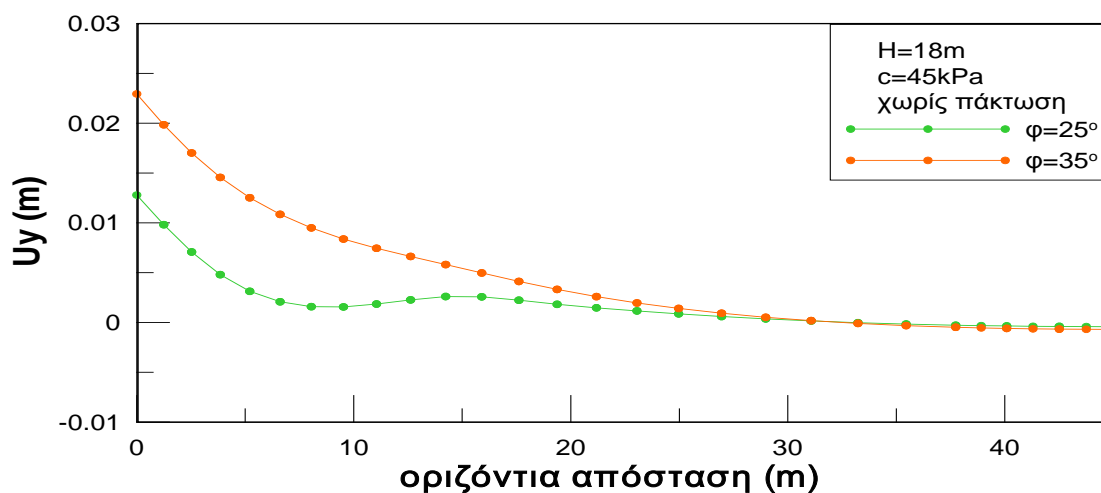
Για να διερευνηθεί η επίδραση της γωνίας τριβής ϕ στην κατανομή των κατακόρυφων μετατοπίσεων παρατίθενται τα διαγράμματα 3.25 - 3.27 όπου παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις για τα τρία προσομοιώματα χωρίς πάκτωση και για σταθερή τιμή της συνοχής c του εδάφους.



Σχήμα 3.25 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων για εκokaφή $H=12m$, με πάκτωση και $c=20\text{ KPa}$



Σχήμα 3.26 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων για εκokaφή $H=15m$, με πάκτωση και $c=20\text{ KPa}$

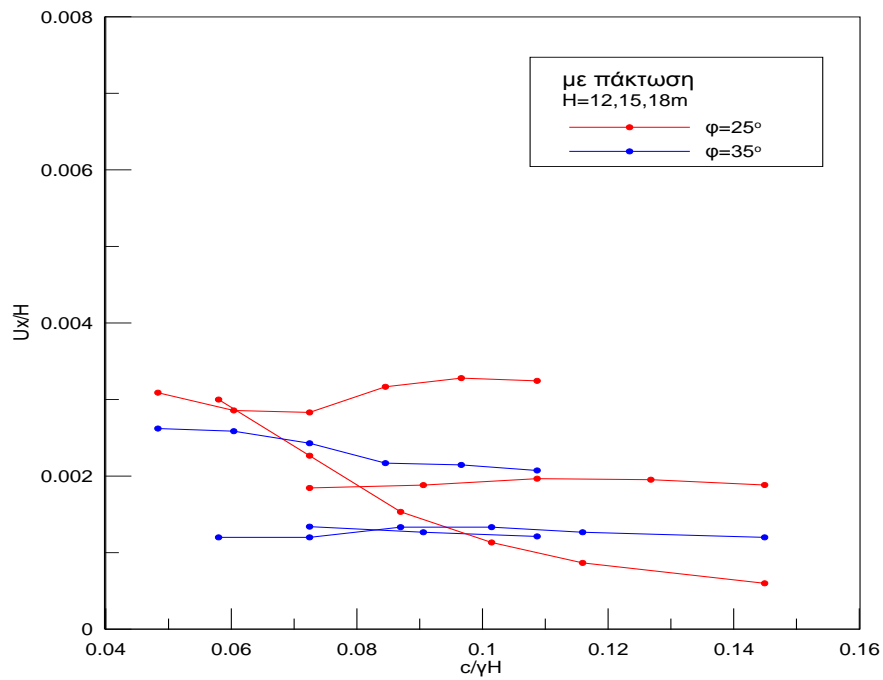


Σχήμα 3.27 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων για εκκοαφή $H=18m$, με πάκτωση και $c=20\text{ KPa}$

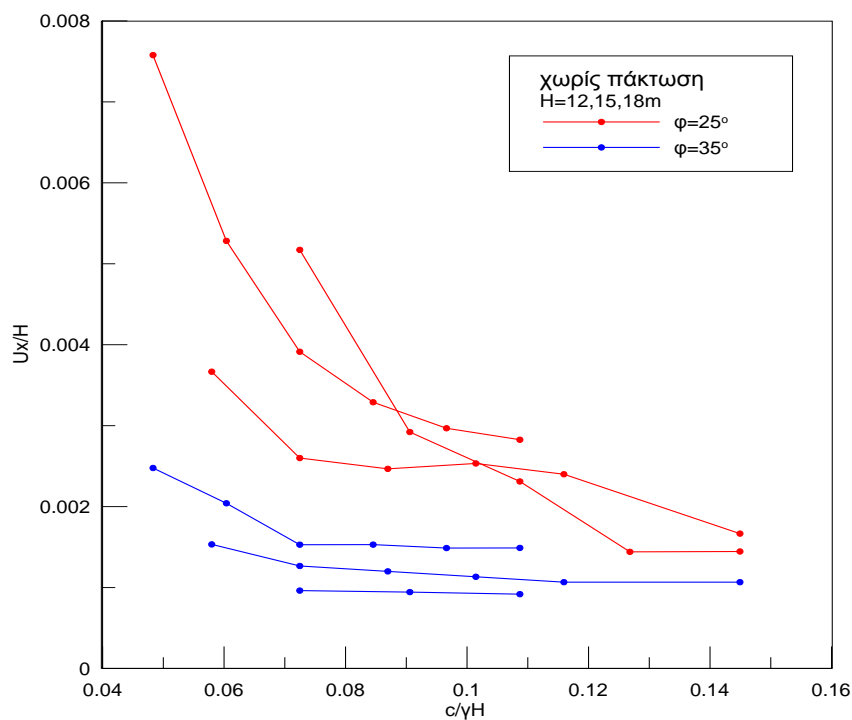
Όπως και στην περίπτωση αύξησης της συνοχής, έτσι και για αύξηση της γωνίας τριβής παρατηρείται μείωση των καθιζήσεων και σε κάποιες περιπτώσεις ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους στην κορυφή του πρανούς. Αυτό οφείλεται στο ότι το έδαφος με βελτιωμένα διατμητικά χαρακτηριστικά τείνει να αντισταθεί στην καθίζηση και επομένως για μεγαλύτερες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής η τάση αυτή οδηγεί σε ανύψωση.

3.5.3 Αποτελέσματα για τη μέγιστη οριζόντια μετατόπιση

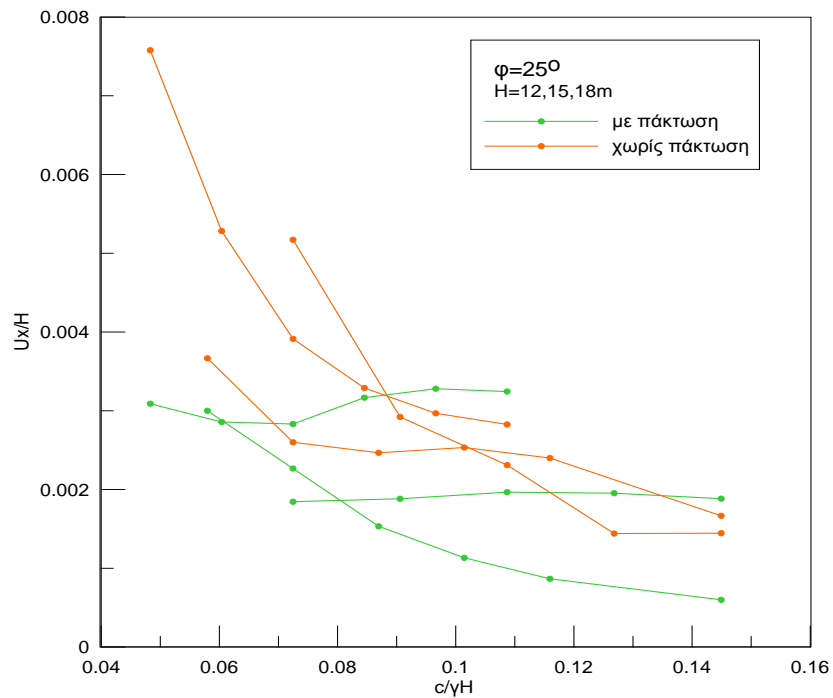
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η σχέση της αδιαστατοποιημένης με το ύψος του πρανούς μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης (U_x/H) με την αδιαστατοποιημένη συνοχή ($c/\gamma H$). Αρχικά γίνεται σύγκριση των μεγεθών για τις δύο τιμές της γωνίας τριβής (Σχήμα 3.28 - 3.29) και στη συνέχεια για τις περιπτώσεις πακτωμένου και μη πετάσματος (Σχήμα 3.30 - 3.31).



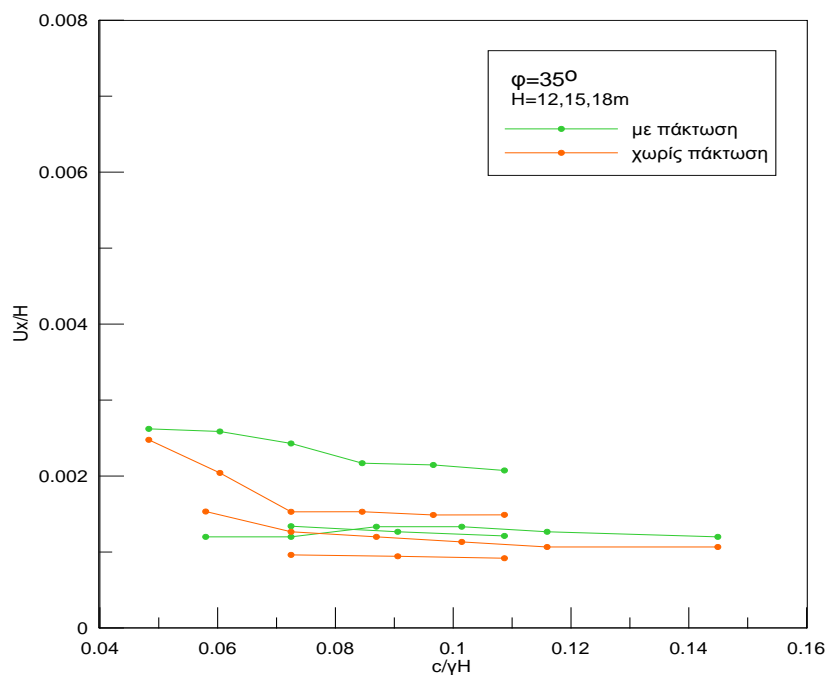
Σχήμα 3.28 Μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση για H=12,15,18m για πακτωμένο πέτασμα και $\phi=25^\circ$ και 35°



Σχήμα 3.29 Μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση για H=12,15,18m για πέτασμα χωρίς πάκτωση και $\phi=25^\circ$ και 35°



Σχήμα 3.30 Μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση για H=12,15 και 18m, φ=25° και πέτασμα με και χωρίς πάκτωση



Σχήμα 3.31 Μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση για H=12,15 και 18m, φ=35° και πέτασμα με και χωρίς πάκτωση

Παρατηρούμε ότι υπάρχει κάποια τάση για μείωση της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας παραμόρφωσης με την αύξηση της συνοχής και της γωνίας τριβής, η οποία όμως δεν είναι σαφής για όλες τις περιπτώσεις των προσομοιωμάτων. Το ίδιο ισχύει και για την επίδραση της πάκτωσης, όπου για την περίπτωση της γωνίας τριβής φ=25° υπάρχει τάση μείωσης της παραμόρφωσης για το πακτωμένο πέτασμα, κάτι όμως που δεν ισχύει σαφώς για την περίπτωση γωνίας τριβής φ=35°.

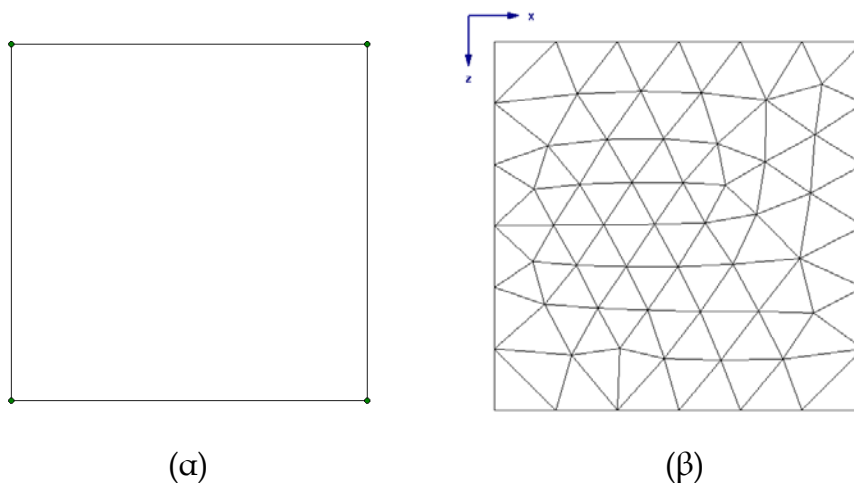
Κεφάλαιο 4: Παραμετρικές αναλύσεις προεντεταμένων αγκυρώσεων υπό τριδιάστατες συνθήκες

4.1 Εισαγωγικά στοιχεία

Στο παρόν κεφάλαιο πραγματοποιείται μια σειρά παραμετρικών αναλύσεων που αφορούν συστήματα αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις με τη χρήση λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων υπό τριδιάστατες συνθήκες. Σκοπός των αναλύσεων είναι τόσο η σύγκριση μεταξύ των τριδιάστατων μοντέλων διαφορετικής γεωμετρίας εκσκαφής, όσο και η σύγκριση με τα αντίστοιχα διδιάστατα μοντέλα του Κεφαλαίου 3.

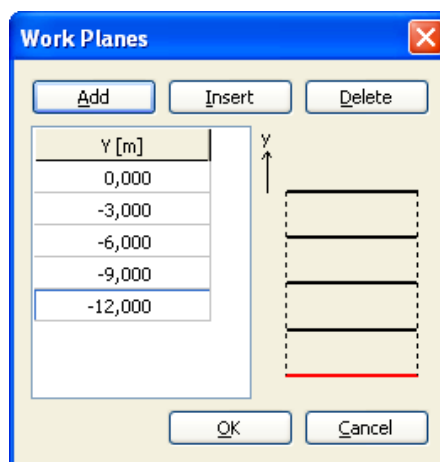
Για την πραγματοποίηση των αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Plaxis 3D Foundation το οποίο αποτελεί ένα πρόγραμμα 3 διαστάσεων το οποίο αναπτύχθηκε για την ανάλυση θεμελιώσεων.

Ειδικότερα για να παραχθεί ένα προσομοίωμα τριών διαστάσεων θα πρέπει πρώτα να δημιουργηθεί ένα μοντέλο που περιγράφει μια κάτοψη στο επίπεδο $x - z$. Από τη συγκεκριμένη διατομή αρχικά δημιουργείται ένας κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων 2 διαστάσεων (Σχήμα 4.1).

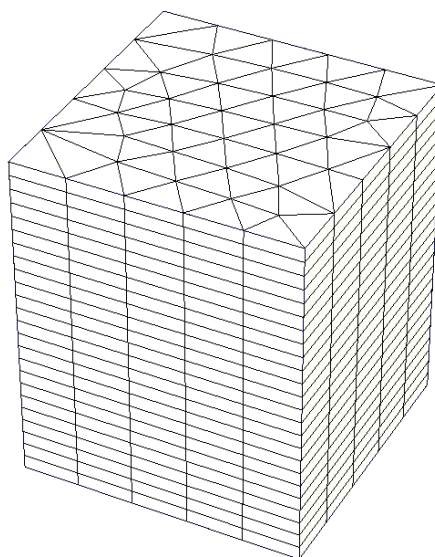


Σχήμα 4.1 (α) Κάτοψη, (β) Διδιάστατος κάρναβος

Στη συνέχεια δημιουργείται ένα μοντέλο τριών διαστάσεων υποδεικνύοντας τις συντεταγμένες στον άξονα y , όπου θα αντιγραφεί η κάτοψη και ο διδιάστατος κάρναβος. Ο τριδιάστατος κάρναβος που θα δημιουργηθεί θα αποτελείται από ισοδύναμα οριζόντια παράλληλα επίπεδα (work planes) στον άξονα y (Σχήμα 4.2).



(α)



(β)

Σχήμα 4.2 (α) Εισαγωγή επιπέδων στον άξονα y (β) Τριδιάστατος κάνναβος

Από το τριδιάστατο προσομοίωμα με τους διδιάστατους καννάβους στα y - επίπεδα δημιουργείται ένας πλήρης τριδιάστατος κάνναβος. Κατά την παραγωγή του τριδιάστατου καννάβου με αυτό τον τρόπο, ο κάνναβος δεν επιτρέπει καμία γεωμετρική μεταβολή κατά το y - επίπεδο. Παρ' όλα αυτά, κατά τον ορισμό των φάσεων υπολογισμού τα φορτία και τα γεωμετρικά στοιχεία μπορούν να ενεργοποιηθούν ή να απενεργοποιηθούν στα επί μέρους επίπεδα του άξονα y .

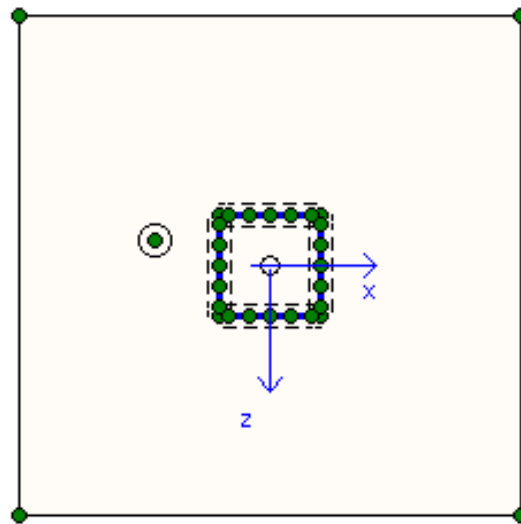
4.2 Διαδικασία αναλύσεων

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε περιλαμβάνει αρχικά τη διακριτοποίηση με πεπερασμένα στοιχεία σύμφωνα με την ακόλουθη σειρά εκτέλεσης:

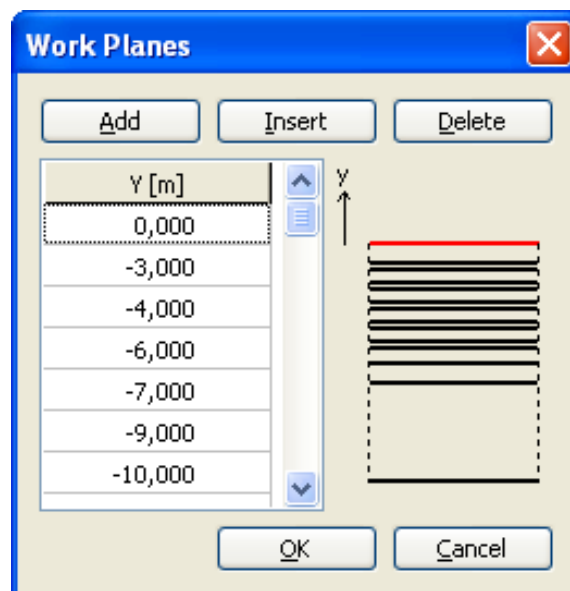
- Καθορισμός των ορίων του εδάφους. Το εύρος της εκάστοτε εξεταζόμενης περιοχής ορίζεται σε απόσταση $2B$ από την κάθε παρειά, όπου B η πλευρά

της τετραγωνικής εκκαφής. Το μέγιστο βάθος σε κάθε προσομοίωμα επιλέχθηκε κατά αντιστοιχία ίσο με $2H$.

- Σχεδιασμός της κάτοψης της εκκαφής (Σχήμα 4.3α) και προσδιορισμός των επιπέδων (work planes) κατά τον άξονα του ύψους y . Τα επίπεδα αυτά περιλαμβάνουν τις στάθμες τοποθέτησης των αγκυριών, τις ενδιαμέσες στάθμες εκκαφής, οι οποίες ορίζονται σε 1m βάθος από την εκάστοτε στάθμη αγκύρωσης, καθώς και τη στάθμη πάκτωσης του πετάσματος (-21m) (Σχήμα 4.3β).



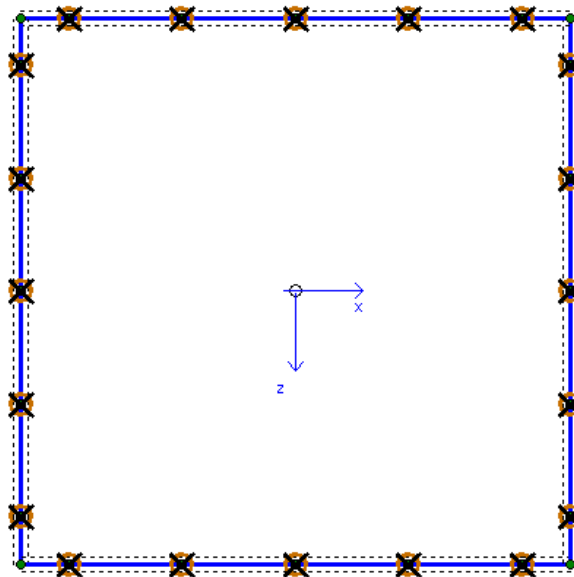
(α)



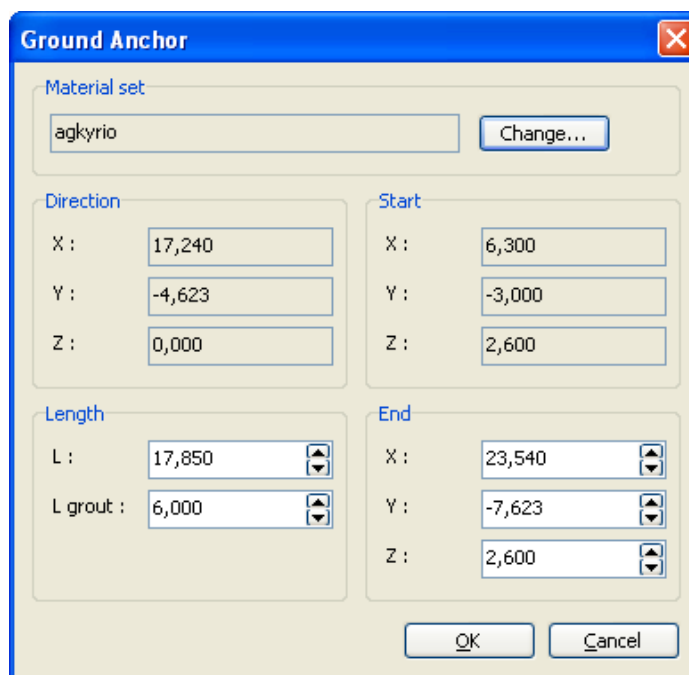
(β)

Σχήμα 4.3 (α) Κάτοψη εκκαφής, (β) Επίπεδα στον άξονα y

- Τοποθέτηση τοίχου αντιστήριξης περιμετρικά της εκοκαφής και προσδιορισμός των σημείων τοποθέτησης αγκυριών (Σχήμα 4.4α) και των γεωμετρικών τους χαρακτηριστικών (Σχήμα 4.4β)



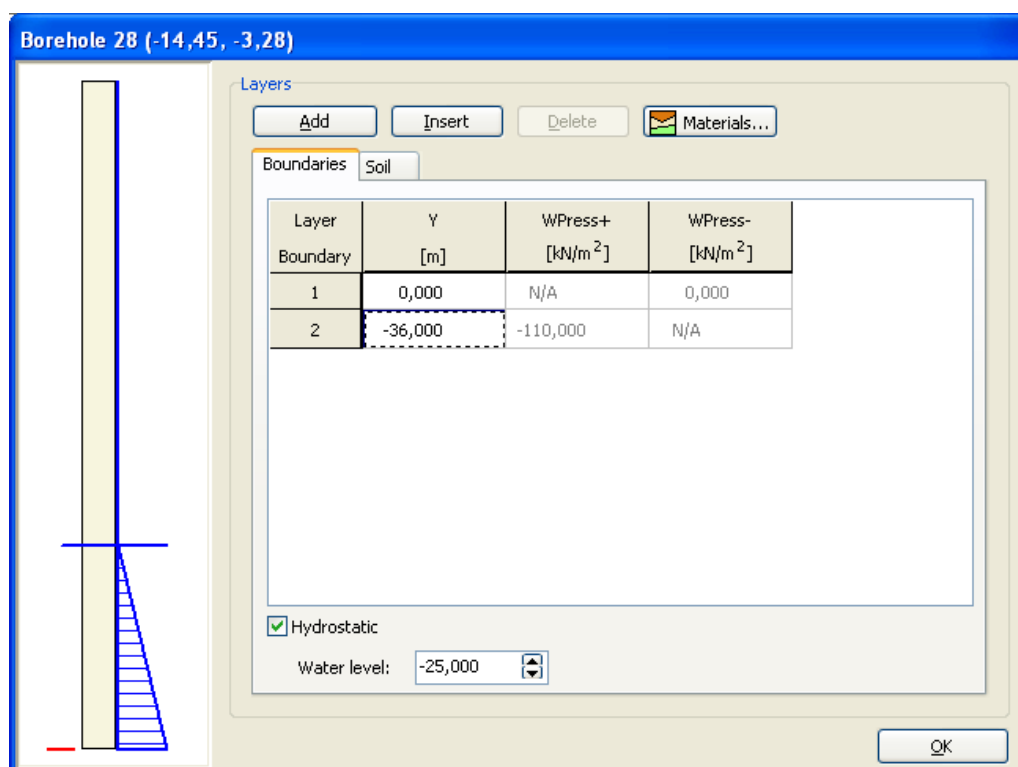
(α)



(β)

Σχήμα 4.4 (α) Κάνναβος αγκυρώσεων, (β) Γεωμετρικά στοιχεία αγκυριού

- Ορισμός της στρωματογραφίας του εδάφους και της στάθμης του υδροφόρου οριζοντα στην περιοχή της εκοκαφής με την εισαγωγή στοιχείου γεώτρησης (borehole) (Σχήμα 4.5)



Σχήμα 4.5 Εισαγωγή στοιχείου γεώτρησης

- Ορισμός των διατομών των στοιχείων του συστήματος αντιστήριξης και του εδάφους. Στη συνέχεια παρατίθενται τα βασικά στοιχεία του εδάφους, του πετάσματος και των αγκυριών που παραμένουν σταθερά σε κάθε επίλυση.

Έδαφος

- Ελαστική-ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά
- Μέτρο ελαστικότητας $E=60\text{MPa}$
- Φαινόμενη πυκνότητα $\gamma=23\text{kN/m}^3$
- Λόγος Poisson $\nu=0.20$
- Γωνία τριβής $\phi=25^\circ$
- Συνοχή $c=30\text{KPa}$

Ελεύθερο τμήμα αγκυρίου

- Ελαστική-ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά
- $EA=250000\text{kN}$
- $L=2.5\text{m}$ (κάνναβος συστήματος αγκυρώσεων)

Πακτωμένο τμήμα αγκυρίου

- Ελαστική-ιδεατώς πλαστική συμπεριφορά
- $EA=100000\text{kN/m}$
- $L=2.5\text{m}$ (κάνναβος συστήματος αγκυρώσεων)

Πέτασμα

Το πέτασμα αποτελείται από σκυρόδεμα πάχους 10cm και μεταλλική διατομή 2U στις θέσεις αγκυρώσεις, δηλαδή ανά 2.5m.

Στοιχεία σκυροδέματος:

$$E_{\sigma\kappa} = 25 \text{ GPa}$$

$$I = \frac{bt^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 2082.5 \text{ m}^4 \text{ ανά μέτρο μήκους (b=1m)}$$

$$EA_{\sigma\kappa} \text{ (kN/m)} = E_{\sigma\kappa} \times t = 25 \text{ GPa} \times 0.1 \text{ m} = 2500000 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\sigma\kappa} \text{ (kNm}^2 \text{ / m)} = 25 \text{ GPa} \times 8.33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3 = 2082.5 \text{ kNm}^2 \text{ / m}$$

Στοιχεία μεταλλικής διατομή (διπλό U):

$$A = 2 \times 48.3 \text{ cm}^2$$

$$I = 2 \times 4820 \text{ cm}^4$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$EA_s \text{ (kN/m)} = 200 \text{ GPa} \times \frac{2 \times 48.3 \text{ cm}^2}{2.5 \text{ m}} = 772800 \text{ kN/m}$$

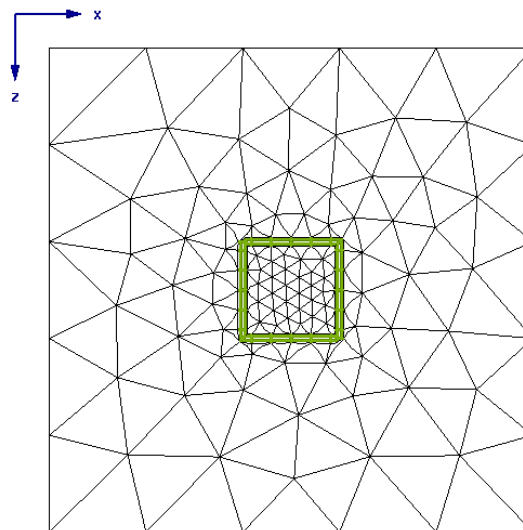
$$EI_s \text{ (kNm}^2 \text{ / m)} = 200 \text{ GPa} \times \frac{2 \times 4820 \text{ cm}^4}{2.5 \text{ m}} = 7712 \text{ kNm}^2 \text{ / m}$$

Συνολικά:

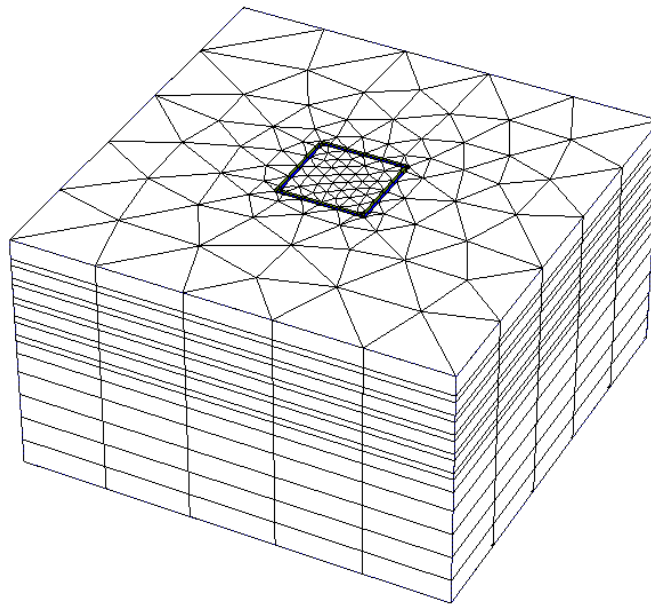
$$EA \text{ (kN/m)} = EA_{\sigma\kappa} + EA_s = 2500000 + 772800 = 3272800$$

$$EI \text{ (kNm}^2 \text{ / m)} = EI_{\sigma\kappa} + EI_s = 2082.5 + 7712 = 9794.5 \text{ kNm}^2 \text{ / m}$$

- Διακριτοποίηση με κάρναβο σε δύο και τρεις διαστάσεις (Σχήμα 4.6α και 4.6β).



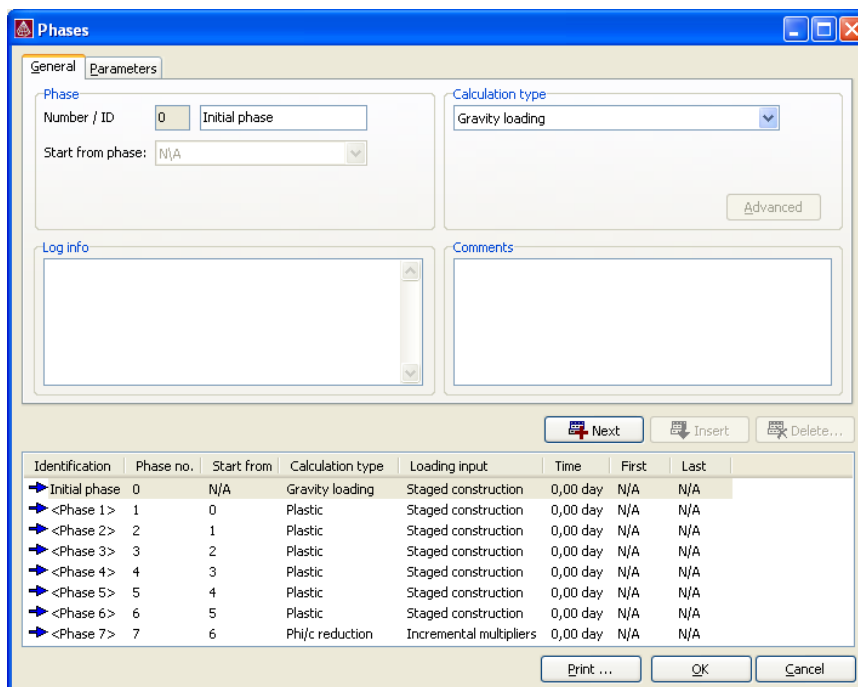
(α)



(β)

Σχήμα 4.6 (α) Διδιάστατος κάνναβος, (β) Τριδιάστατος κάνναβος

- Ορισμός 7 φάσεων επίλυσης, από τις οποίες στις 6 πρώτες γίνεται σταδιακή εκκαφή και ενεργοποίηση των αγκυρίων και στην 7^η υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας (Σχήμα 4.7).



Σχήμα 4.7 Ορισμός φάσεων επίλυσης

Όπως και στα διδιάστατα μοντέλα έτσι και εδώ για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας γίνεται έλεγχος της παρακάτω ανίσωσης:

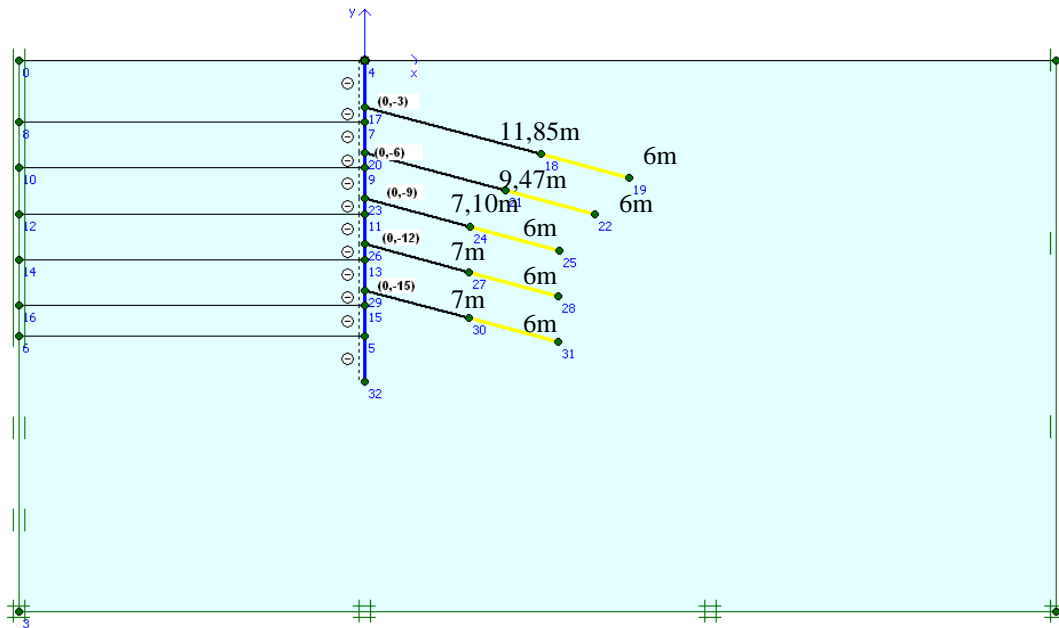
$$R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k / \gamma_M) \geq E(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k / \gamma_M) \text{ όπου } \gamma_F = 1.0 \text{ και } \gamma_M = 1.25$$

Για διευκόλυνση της διαδικασίας οι παράμετροι διατμητικής αντοχής c, ϕ δε διαιρούνται με συντελεστή ασφαλείας 1.25 αλλά αναζητείται συνολικός συντελεστής ασφαλείας 1.25 από το πρόγραμμα. Το λογισμικό Plaxis παρέχει τη δυνατότητα υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας μέσω της επιλογής phi/c reduction. Ο υπολογισμός αυτός μπορεί να γίνει για κάθε φάση εκσκαφής, εδώ όμως γίνεται μόνο για την τελική φάση (7^η), δηλαδή ο υπολογιζόμενος συντελεστής ασφαλείας αναφέρεται στη συνολική ευστάθεια του πρανούς. Κατά τη διαδικασία αυτή γίνονται διαδοχικές επιλύσεις σε βήματα για την εν λόγω φάση κατασκευής. Σε κάθε βήμα η συνοχή και η εφαιπόμενη της γωνίας τριβής μειώνονται κατά ένα μικρό ποσοστό. Η επίλυση σταματά στο βήμα κατά το οποίο συμβαίνει εκτεταμένη αστοχία ή αναπτύσσονται πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Ο συντελεστής ασφαλείας SF προκύπτει ως ο λόγος της αρχικής τιμής των παραμέτρων διατμητικής αντοχής προς την τελική τιμή. Μέσω μιας σειράς δοκιμών για διαφορετικές τιμές φορτίου σχεδιασμού των αγκυρίων αναζητείται η τιμή εκείνη του φορτίου A_d που θα δίνει συντελεστή ασφαλείας 1.25. Στη συνέχεια μέσω του φορτίου σχεδιασμού υπολογίζεται η απαιτούμενη συνολική δύναμη αγκύρωσης ΣA ως το άθροισμα των φορτίων αγκυρώσεων ανά διατομή. Η συνολική δύναμη αγκύρωσης αδιαστατοποιείται με το ύψος H της εκσκαφής ($\Sigma A / \gamma H^2$) και εξετάζεται η μεταβολή της συναρτήσεως του αδιάστατου εύρους της εκσκαφής B/H .

Κατά τη διαδικασία εύρεσης της τιμής του φορτίου σχεδιασμού των αγκυρίων που θα δώσει συντελεστή ασφαλείας 1.25 η δύναμη προέντασης παρέμεινε σταθερή και ίση με τα 3/4 του φορτίου σχεδιασμού του αγκυρίου. Η συγκεκριμένη παραδοχή δεν έχει επίδραση στα αποτελέσματα της απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης καθώς η δύναμη προέντασης δε συνεισφέρει στην ευστάθεια του πρανούς. Ωστόσο, η δύναμη προέντασης παίζει σημαντικό ρόλο στις παραμορφώσεις που αναπτύσσονται.

4.3 Περιγραφή προσομοιωμάτων

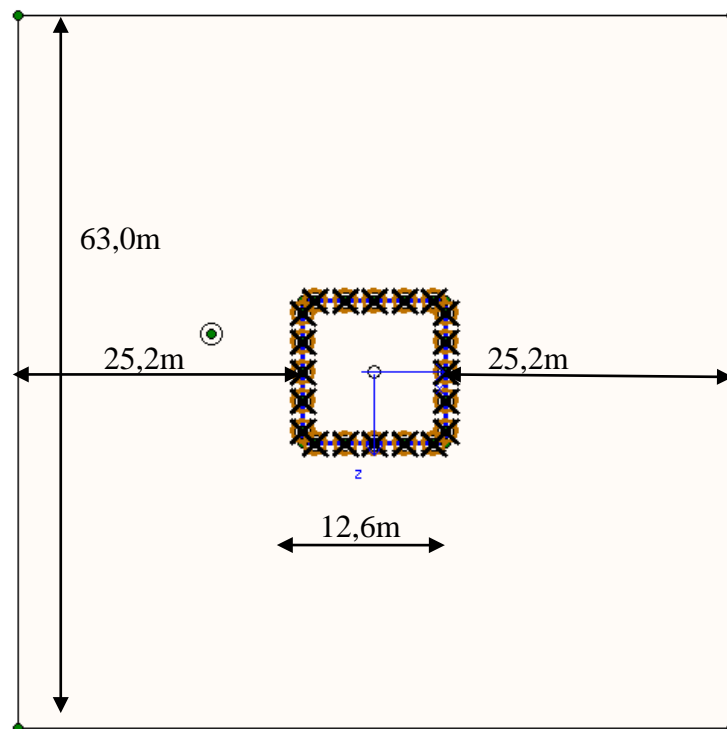
Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν αφορούν τρία προσομοιώματα τετραγωνικής εκσκαφής βάθους 18m, με 5 σειρές προεντεταμένων αγκυρώσεων σε κάρναβο $s=2.5m$ και περιμετρικό τοίχο αντιστήριξης, στα οποία μεταβάλλονται οι διαστάσεις της εκσκαφής. Για κάθε προσομοίωμα εξετάστηκε η περίπτωση ενεργοποίησης ή μη του πακτωμένου τμήματος του πετάσματος. Η αντίστοιχη εικόνα του προσομοιώματος σε 2 διαστάσεις φαίνεται στο Σχήμα 4.8.



Σχήμα 4.8 Διδιάστατη διατομή του προσομοιώματος

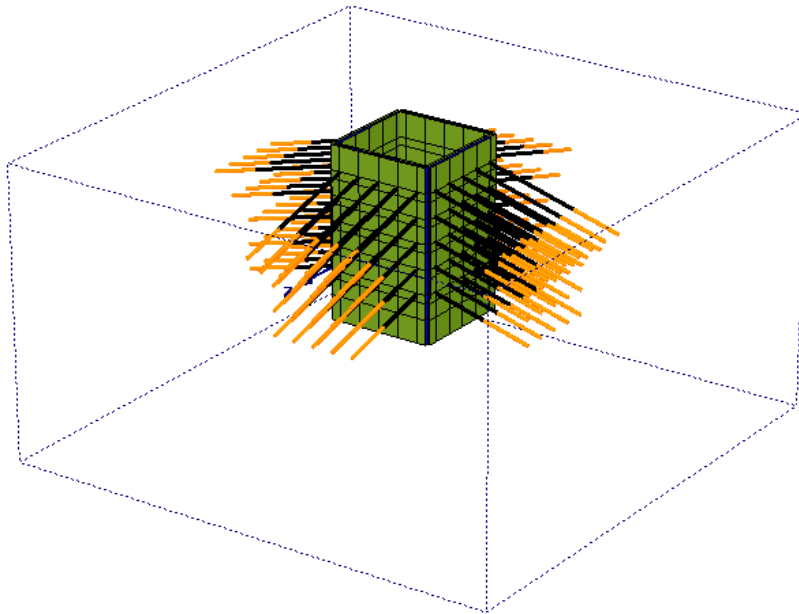
4.2.1 Προσομοίωμα Α - Εκσκαφή πλάτους 0,7H

Το συγκεκριμένο προσομοίωμα εξετάζει την περίπτωση εκσκαφής τετραγωνικής κάτοψης με πλευρά ίση με 0,7H, όπου H το βάθος της εκσκαφής ισούται με 18m (Σχήμα 4.9).



Σχήμα 4.9 Κάτοψη προσομοιώματος Α

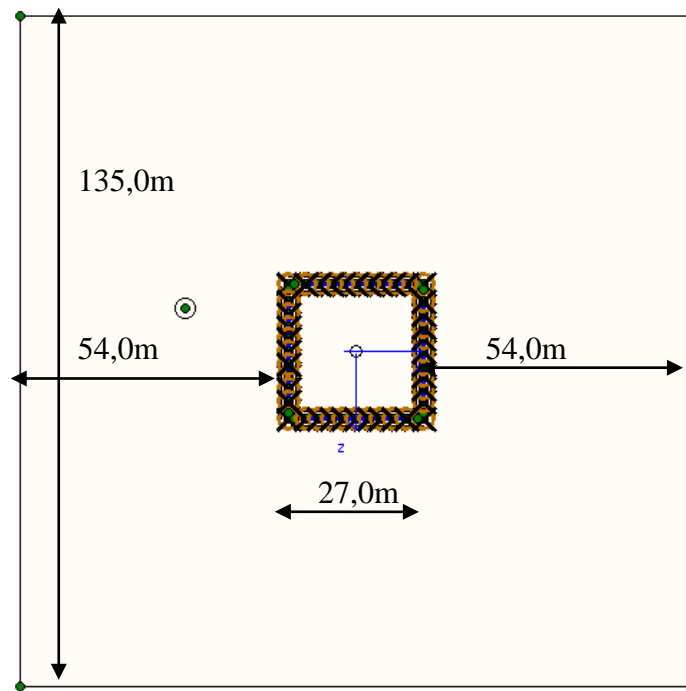
Περιμετρικά της τετραγωνικής εκσκαφής τοποθετείται πέτασμα και σε κάθε πλευρά τοποθετούνται 5 αγκύρια σε απόσταση 2,5m μεταξύ τους, ενώ τα ακριανά αγκύρια κάθε πλευράς απέχουν 1,3m από τα άκρα της. Η ίδια γεωμετρία επαναλαμβάνεται στις στάθμες -3m, -6m, -9m, -12m και -15m. Με τον τρόπο αυτό δημιουργείται η τριδιάστατη εικόνα που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 4.10).



Σχήμα 4.10 Τριδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος Α

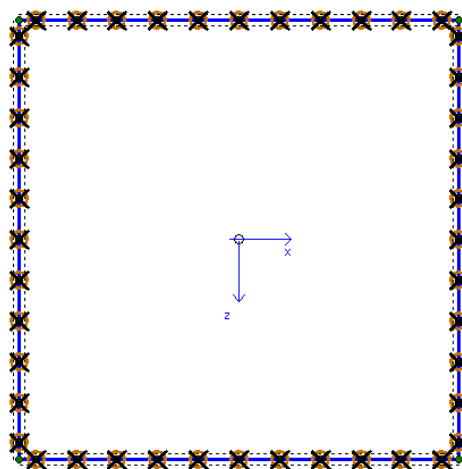
4.2.2 Προσομοίωμα Β - Εκσκαφή πλάτους 1,5H

Το δεύτερο προσομοίωμα εξετάζει την περίπτωση εκσκαφής τετραγωνικής κάτοψης με πλευρά ίση με 1,5H, όπου H το βάθος της εκσκαφής ισούται με 18m (Σχήμα 4.11).



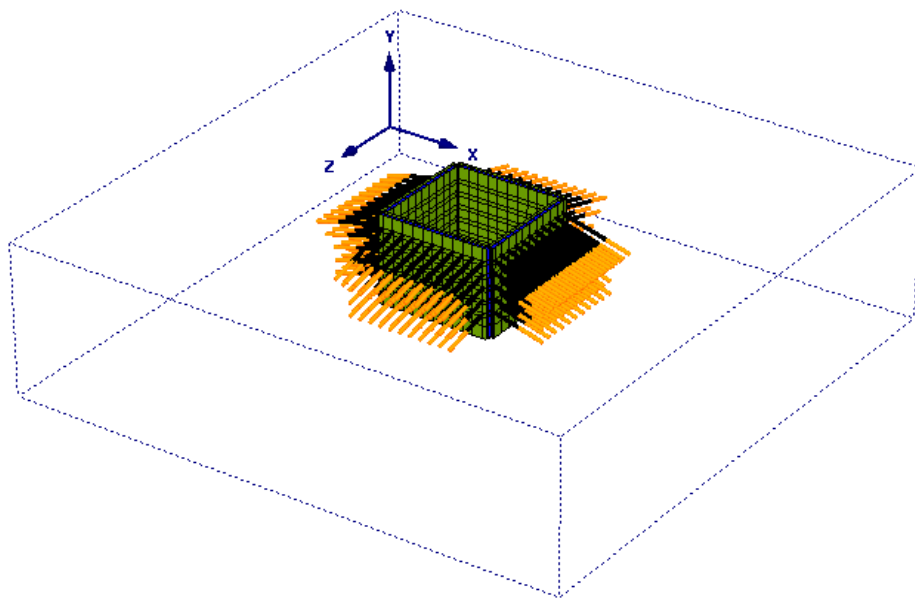
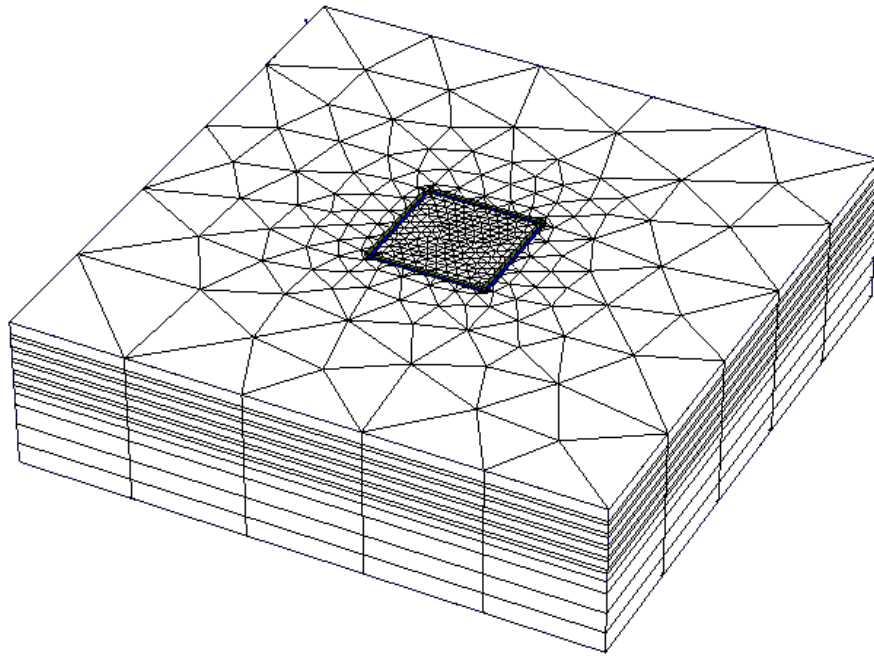
Σχήμα 4.11 Κάτοψη προσομοιώματος B

Περιμετρικά της τετραγωνικής εκκαφής τοποθετείται πέτασμα και σε κάθε πλευρά τοποθετούνται 11 αγκύρια σε απόσταση 2,5m μεταξύ τους, ενώ τα ακριανά αγκύρια κάθε πλευράς απέχουν 1m από τα άκρα της (Σχήμα 4.12).



Σχήμα 4.12 Κάνναβος αγκυριών προσομοιώματος B

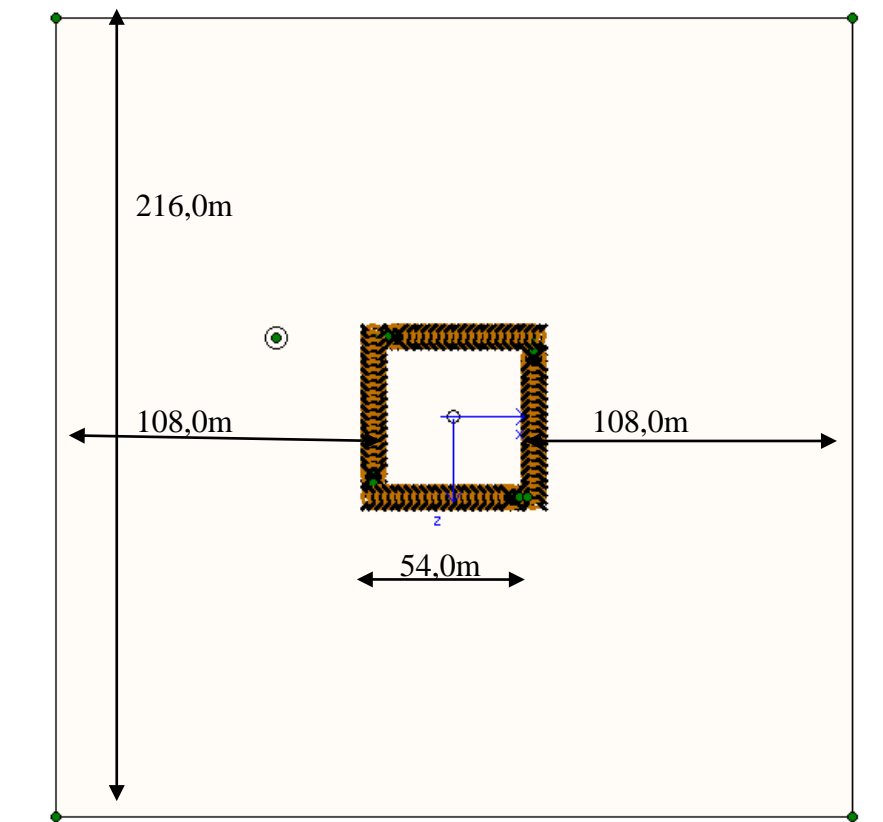
Η ίδια γεωμετρία επαναλαμβάνεται στις στάθμες -3m, -6m, -9m, -12m και -15m. Με τον τρόπο αυτό δημιουργείται η τριδιάστατη εικόνα που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 4.13).



Σχήμα 4.13 Τριδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος Β

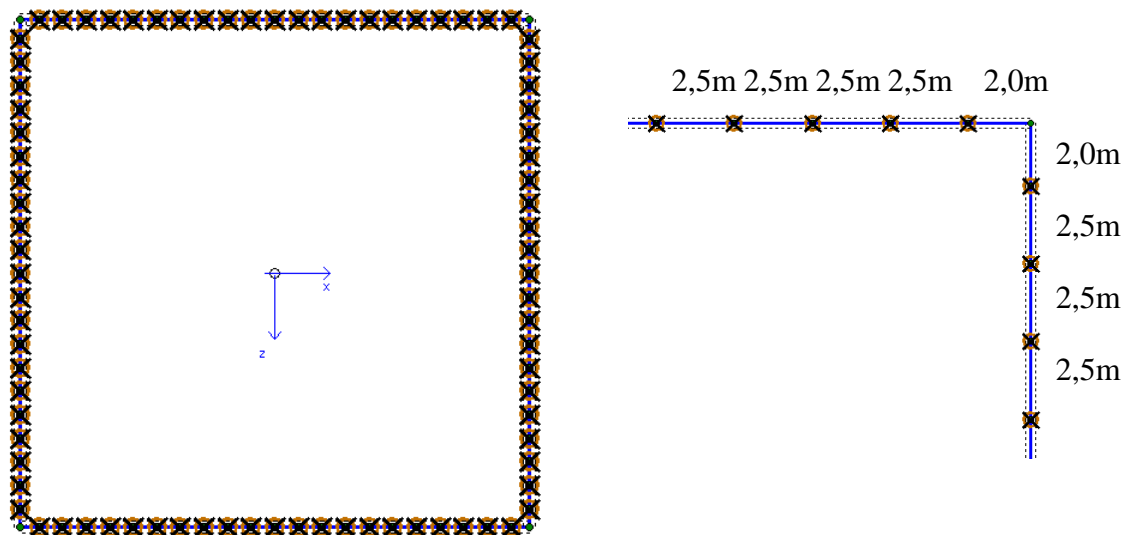
4.2.3 Προσομοίωμα Γ - Εκσκαφή πλάτους 3,0H

Το τρίτο προσομοίωμα εξετάζει την περίπτωση εκσκαφής τετραγωνικής κάτοψης με πλευρά ίση με 3H (Σχήμα 4.14).



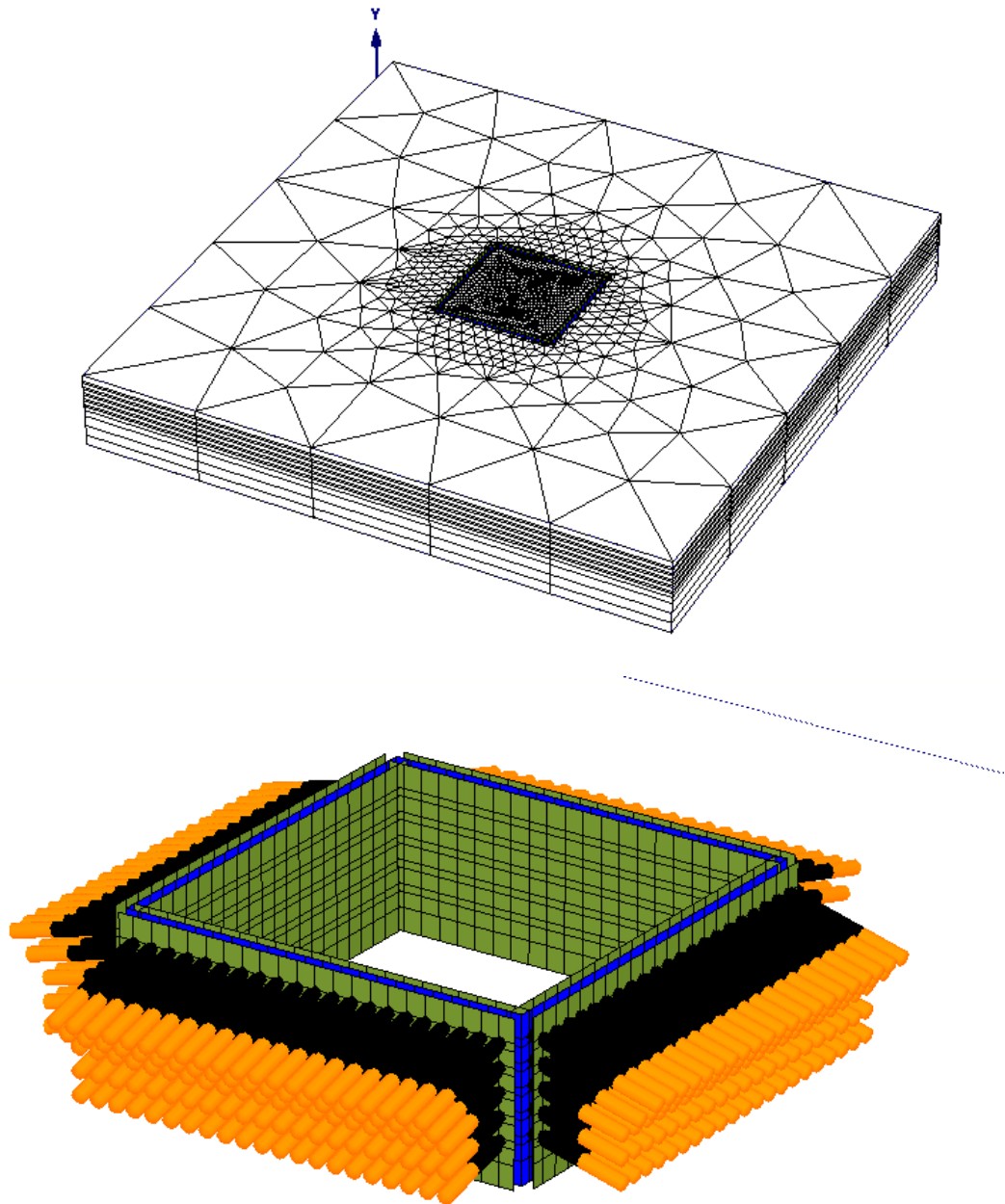
Σχήμα 4.14 Κάτοψη προσομοιώματος Γ

Περιμετρικά της εκκαφής τοποθετείται πέτασμα και σε κάθε πλευρά τοποθετούνται 21 αγκύρια σε απόσταση 2,5m μεταξύ τους, ενώ τα ακριανά αγκύρια κάθε πλευράς απέχουν 2m από τα άκρα της (Σχήμα 4.15).



Σχήμα 4.15 Κάνναβος αγκυρίων προσομοιώματος Γ

Η ίδια γεωμετρία επαναλαμβάνεται στις στάθμες -3m, -6m, -9m, -12m και -15m. Με τον τρόπο αυτό δημιουργείται η τριδιάστατη εικόνα που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 4.16).



Σχήμα 4.16 Τριδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος Γ

4.4 Αποτελέσματα των αναλύσεων

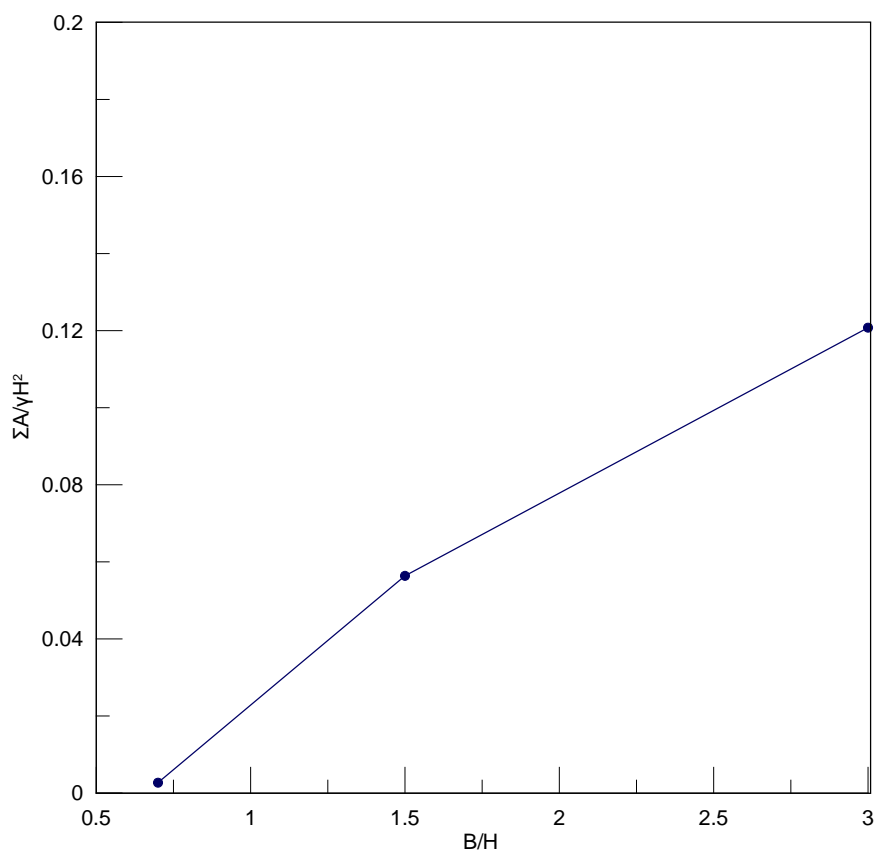
4.4.1 Απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης

➤ Επίδραση διαστάσεων εκσκαφής στην απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης
Στον πίνακα 4.1 συνοψίζονται οι τιμές της απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης για τα τρία προσομοιώματα με θεώρηση ενεργοποίησης και μη του πακτωμένου τμήματος του πετάσματος.

Περιγραφή προσομοιώματος	B/H	απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης ανά αγκύριο F(KN)	πλήθος αγκυρίων ανά διατομή n	συνολική δύναμη αγκύρωσης ανά μέτρο μήκους ΣΑ (KN/m)	ΣΑ/γH ²
προσομοίωμα A με πάκτωση χωρίς πάκτωση	0,70	10	5	20	0,002684
	0,70	17	5	34	0,004563
προσομοίωμα B με πάκτωση χωρίς πάκτωση	1,50	210	5	420	0,056361
	1,50	280	5	560	0,075148
προσομοίωμα Γ με πάκτωση χωρίς πάκτωση	3,00	450	5	900	0,120773
	3,00	600	5	1200	0,161031

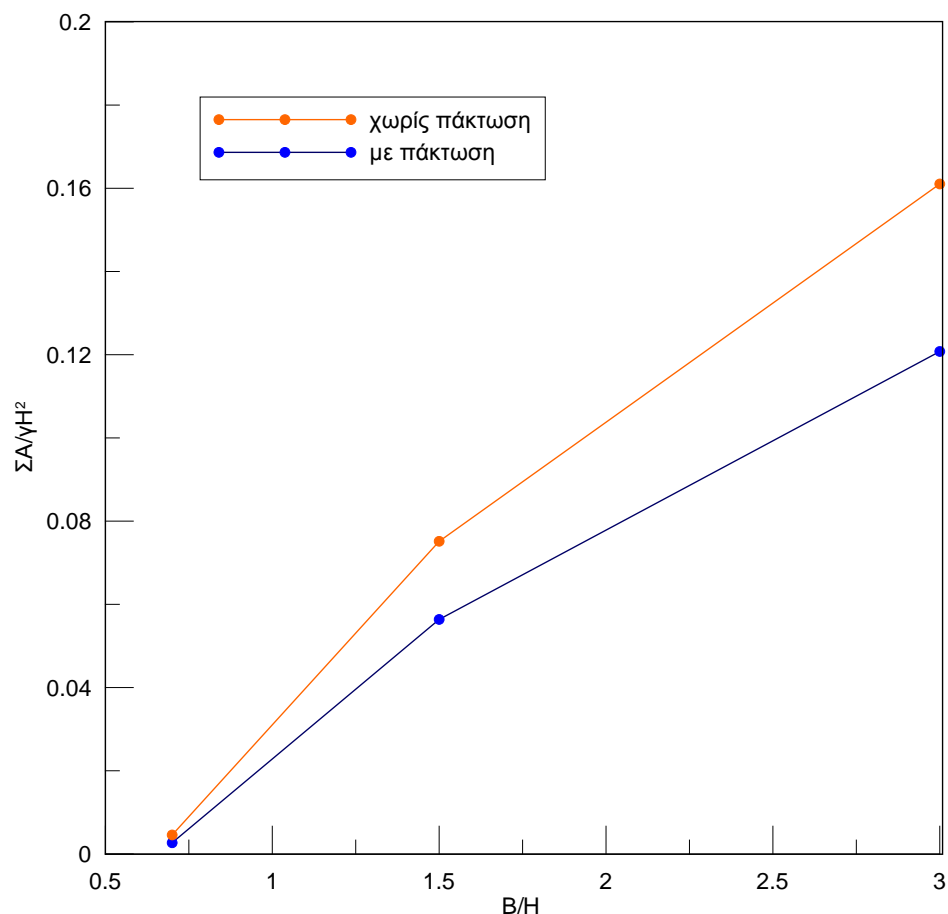
Πίνακας 4.1 Σύνοψη αποτελεσμάτων τιμών απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης

Στο διάγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 4.17) φαίνεται η μεταβολή της αδιαστατοποιημένης απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης (ΣΑ/γH²) σε σχέση με την αδιαστατοποιημένη με το βάθος πλευρά της τετραγωνικής εκσκαφής. Το διάγραμμα αυτό αφορά τις αναλύσεις για τα τρία προσομοιώματα στα οποία θεωρείται ότι το πακτωμένο τμήμα του πετάσματος ενεργοποιείται.



Σχήμα 4.17 Μεταβολή της δύναμης αγκύρωσης με την αύξηση των διαστάσεων της εκσκαφής (πέτασμα με πάκτωση)

Παρατηρούμε ότι, όπως ήταν αναμενόμενο, η απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης μειώνεται με την μείωση των διαστάσεων της εκσκαφής. Η μείωση αυτή είναι σημαντικά μεγαλύτερη μεταξύ των προσομοιωμάτων Β και Α (95%) σε σχέση με αυτή μεταξύ του Γ και του Β (53%). Επίσης, γίνεται σύγκριση των περιπτώσεων με ενεργοποίηση ή μη του τμήματος του πετάσματος που βρίσκεται κάτω από τη στάθμη εκσκαφής (Σχήμα 4.18), από την οποία προκύπτει ότι για κάθε προσομοίωμα απαιτείται μεγαλύτερη δύναμη αγκύρωσης στην περίπτωση του μη πακτωμένου πετάσματος. Πιο συγκεκριμένα η αύξηση της δύναμης αγκύρωσης για μη ενεργοποίηση του πακτωμένου τμήματος του πετάσματος είναι 70% για το προσομοίωμα Α, 33% για το προσομοιώματα Β και Γ.



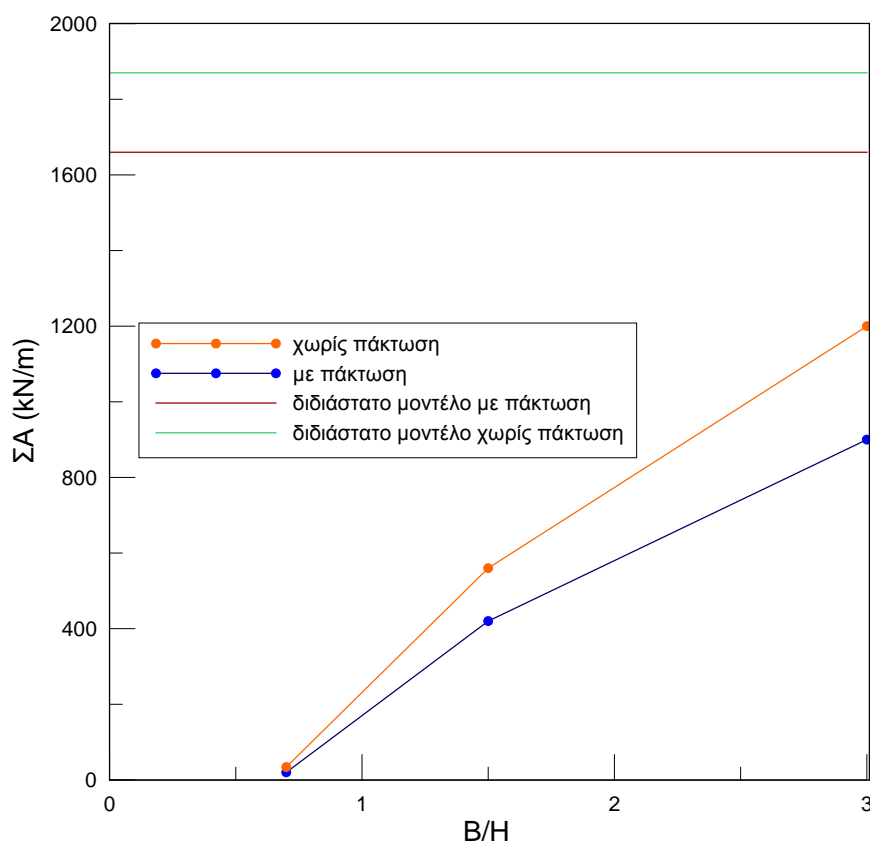
Σχήμα 4.18 Σύγκριση της δύναμης αγκύρωσης για τις περιπτώσεις πακτωμένου ή μη πετάσματος

➤ Σύγκριση με διδιάστατο μοντέλο

Στον πίνακα 4.2 συνοψίζονται τα αποτελέσματα για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης για το τριδιάστατο και το διδιάστατο μοντέλο τα οποία παρουσιάζονται και γραφικά στο σχήμα 4.19.

Περιγραφή προσομοιώματος	B/H	απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης ανά αγκύριο F(KN)	πλήθος αγκυρίων ανά διατομή n	συνολική δύναμη αγκύρωσης ανά μέτρο μήκους ΣΑ (KN/m)	ΣΑ/γΗ2
προσομοίωμα A	με πάκτωση	10	5	20	0,002684
	χωρίς πάκτωση	17	5	34	0,004563
προσομοίωμα B	με πάκτωση	210	5	420	0,056361
	χωρίς πάκτωση	280	5	560	0,075148
προσομοίωμα Γ	με πάκτωση	450	5	900	0,120773
	χωρίς πάκτωση	600	5	1200	0,161031
διδιάστατη ανάλυση	με πάκτωση	830	5	1660	0,222759
	χωρίς πάκτωση	935	5	1870	0,250939

Πίνακας 4.2 Σύνοψη αποτελεσμάτων τιμών απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης για διδιάστατο και τριδιάστατο μοντέλο

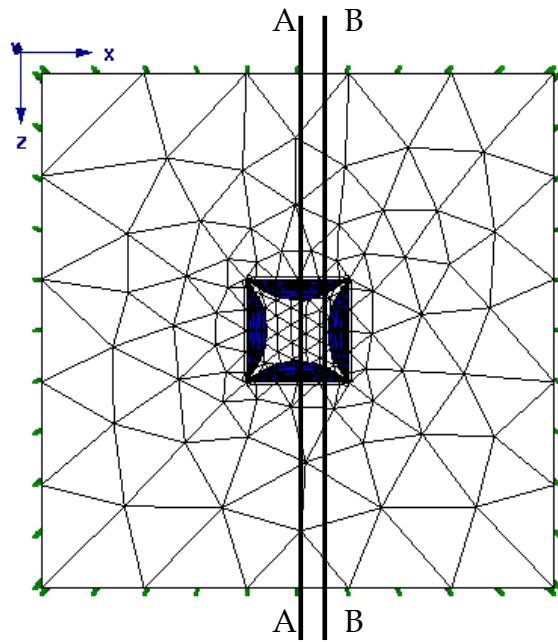


Σχήμα 4.19 Σύγκριση της δύναμης αγκύρωσης για διδιάστατο και τριδιάστατο μοντέλο

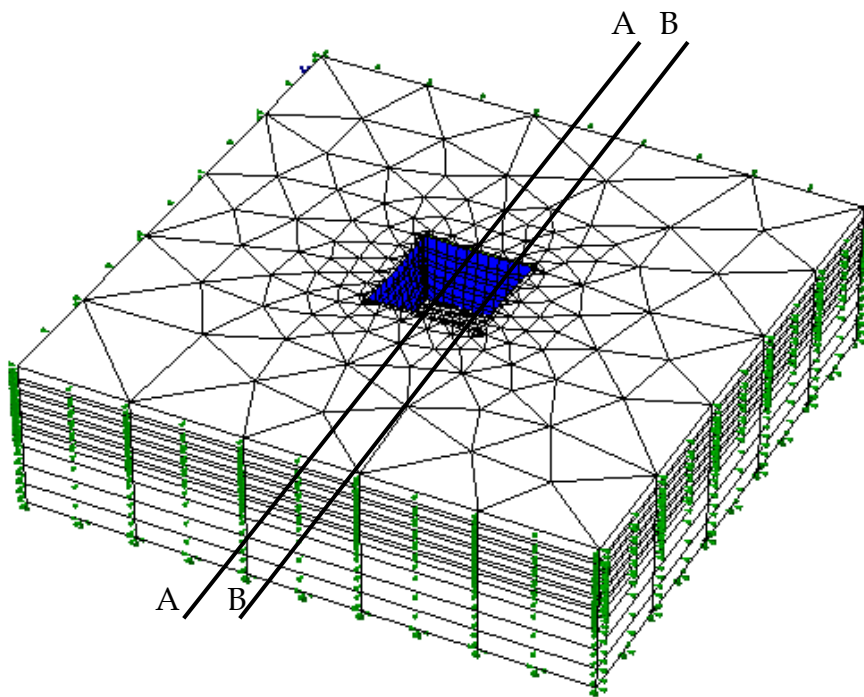
Παρατηρούμε ότι το διδιάστατο μοντέλο υπερεκτιμά τη δύναμη αγκύρωσης είτε έχουμε πάκτωση είτε όχι και ότι η υπερεκτίμηση αυτή είναι τόσο μεγαλύτερη όσο μικρότερες είναι οι διαστάσεις της εκσκαφής. Ακόμα όμως και για την εκσκαφή μεγαλύτερου εύρους $B/H=3.0$ (προσομοίωμα Γ) η υπερεκτίμηση της δύναμης αγκύρωσης που δίνει το διδιάστατο μοντέλο είναι 56% για την περίπτωση χωρίς πάκτωση και 84% για την περίπτωση με πάκτωση.

4.4.2 Μέγιστες οριζόντιες παραμορφώσεις καθ' ύψος της εκσκαφής

Για τον έλεγχο των μέγιστων οριζοντιών παραμορφώσεων επιλέχθηκαν οι τομές AA και BB σε κάθε προσομοίωμα, όπως φαίνονται στα σχήματα 4.20α και 4.20β. Η τομή AA βρίσκεται στο κέντρο του κάθε προσομοιώματος, ενώ η τομή BB κοντά στην δεξιά πλευρά της εκσκαφής. Με τον τρόπο αυτό γίνεται σύγκριση τόσο του μεγέθους όσο και της μορφής των παραμορφώσεων στις αντίστοιχες θέσεις.



(α)

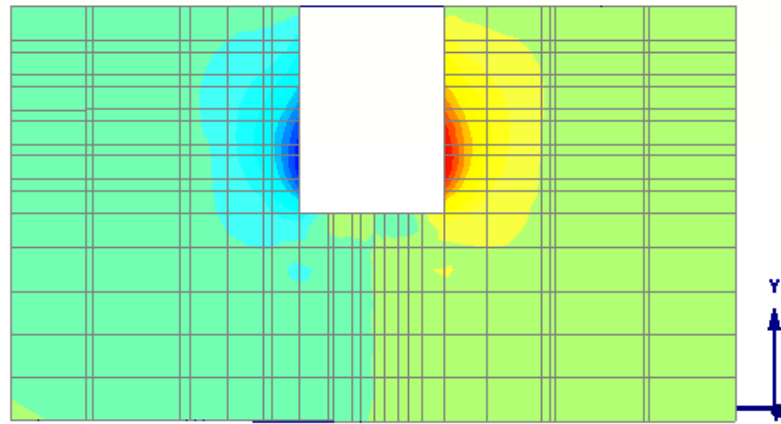


(β)

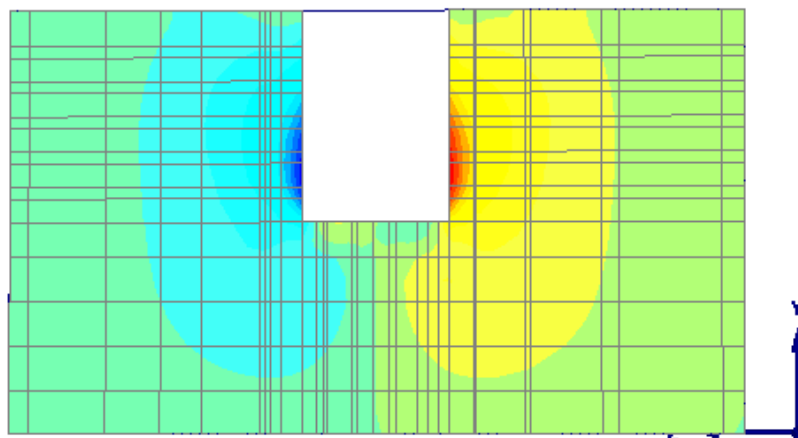
Σχήμα 4.20 (α) Οι τομές AA, BB στην κάτοψη του καννάβου, (β) οι τομές AA, BB σε τριδιάστατο κάρναβο

➤ Οριζόντιες μετατοπίσεις προσομοιώματος A

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις στις τομές AA και BB για την περίπτωση πετάσματος με πάκτωση του προσομοιώματος A (Σχήμα 4.21α,β).



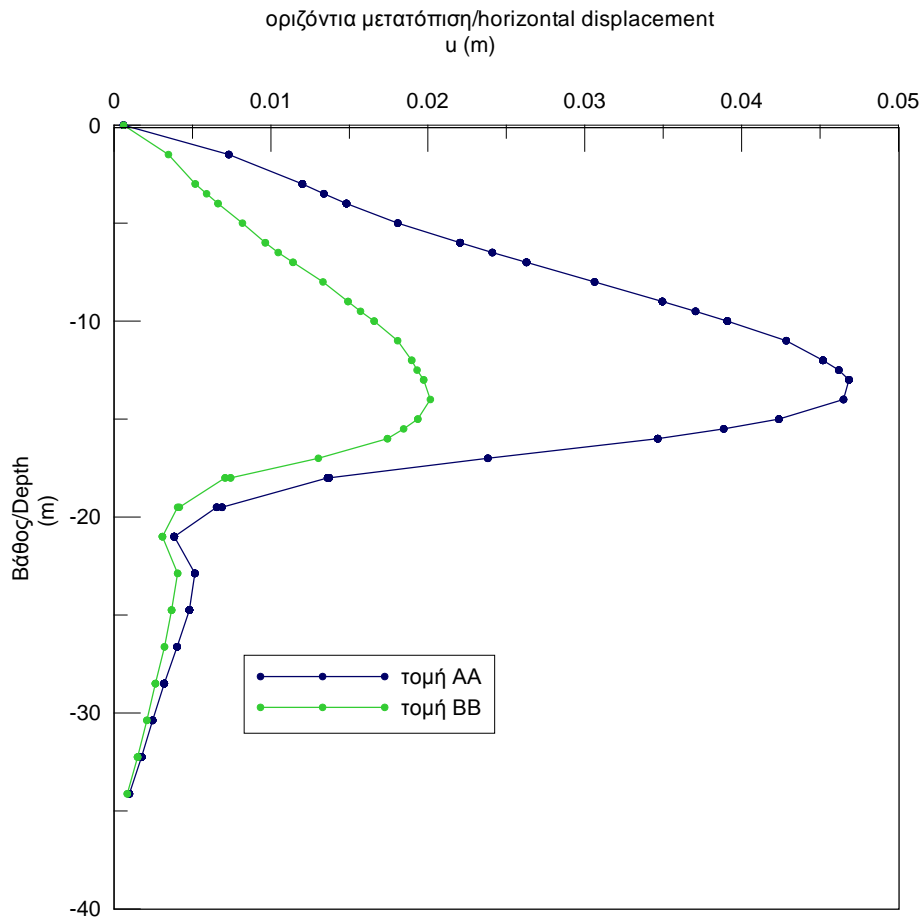
(α)



(β)

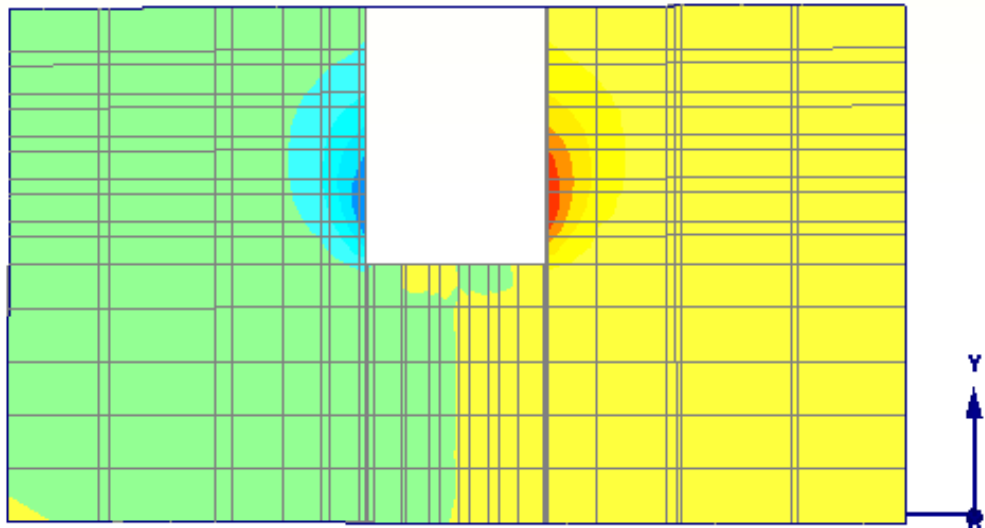
Σχήμα 4.21 (α) Οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή AA, (β) οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή BB του προσομοιώματος A

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.22 γίνεται σύγκριση των παραμορφώσεων που εμφανίζονται στις δύο τομές, όπου παρατηρείται ότι οι παραμορφώσεις της τομής AA είναι σημαντικά μεγαλύτερες από εκείνες της τομής BB (2.3 φορές μεγαλύτερη). Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι η τομή BB βρίσκεται κοντά στην θέση πάκτωσης του πετάσματος που δεν επιτρέπει μεγάλες παραμορφώσεις, σε αντίθεση με την τομή AA στο κέντρο το οποίο αποτελεί τη δυσμενέστερη από πλευράς παραμορφώσεων θέση. Ωστόσο η θέση εμφάνισης της μέγιστης οριζόντιας παραμόρφωσης είναι και στις δυο περιπτώσεις στην ίδια θέση (σε βάθος 13-14m).

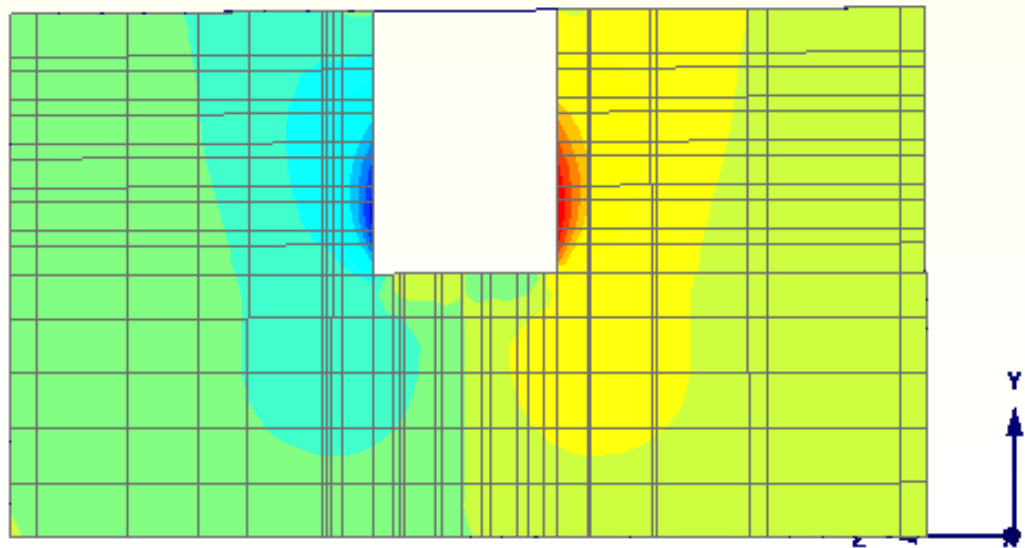


Σχήμα 4.22 Σύγκριση παραμορφώσεων τομών AA και BB για το προσομοίωμα A (με πάκτωση)

Αντίστοιχα παρατίθενται τα αποτελέσματα για την περίπτωση του προσομοιώματος A με πέτασμα χωρίς πάκτωση. Στις εικόνες (Σχήμα 4.23α,β) φαίνονται οι κατανομές των παραμορφώσεων στις δύο τομές και στο Σχήμα 4.24 η σύγκριση των παραμορφώσεων για τις τομές AA και BB. Όπως και στην περίπτωση πετάσματος με πάκτωση έτσι και εδώ στην τομή AA οι παραμορφώσεις είναι σημαντικά μεγαλύτερες σε σχέση με αυτές για την τομή BB (περίπου 2.5 φορές μεγαλύτερες). Η θέση της μέγιστης παραμόρφωσης εμφανίζεται στα 13-14m βάθος.

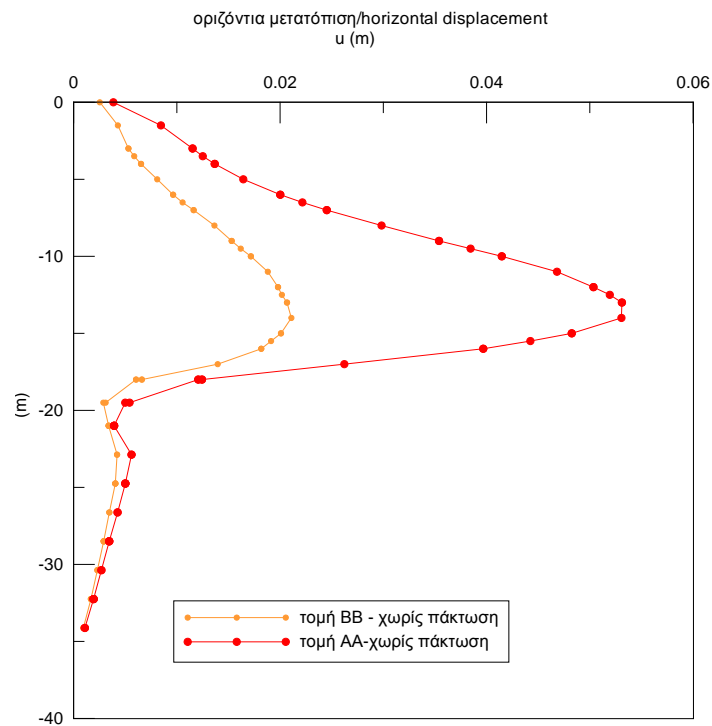


(α)



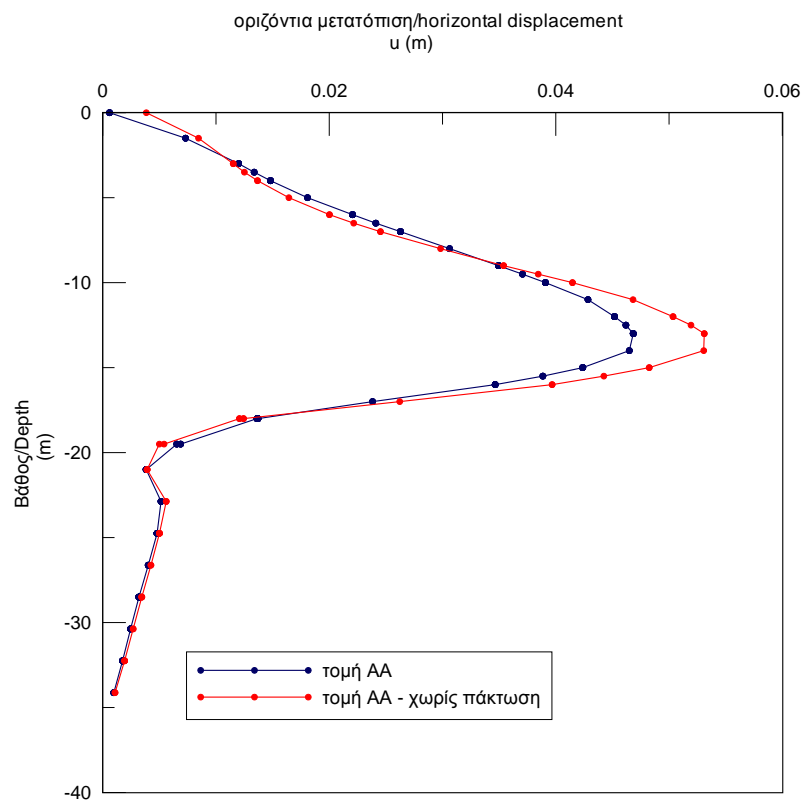
(β)

Σχήμα 4.23 (α) Οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή ΑΑ, (β) οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή ΒΒ του προσομοιώματος Α χωρίς πάκτωση

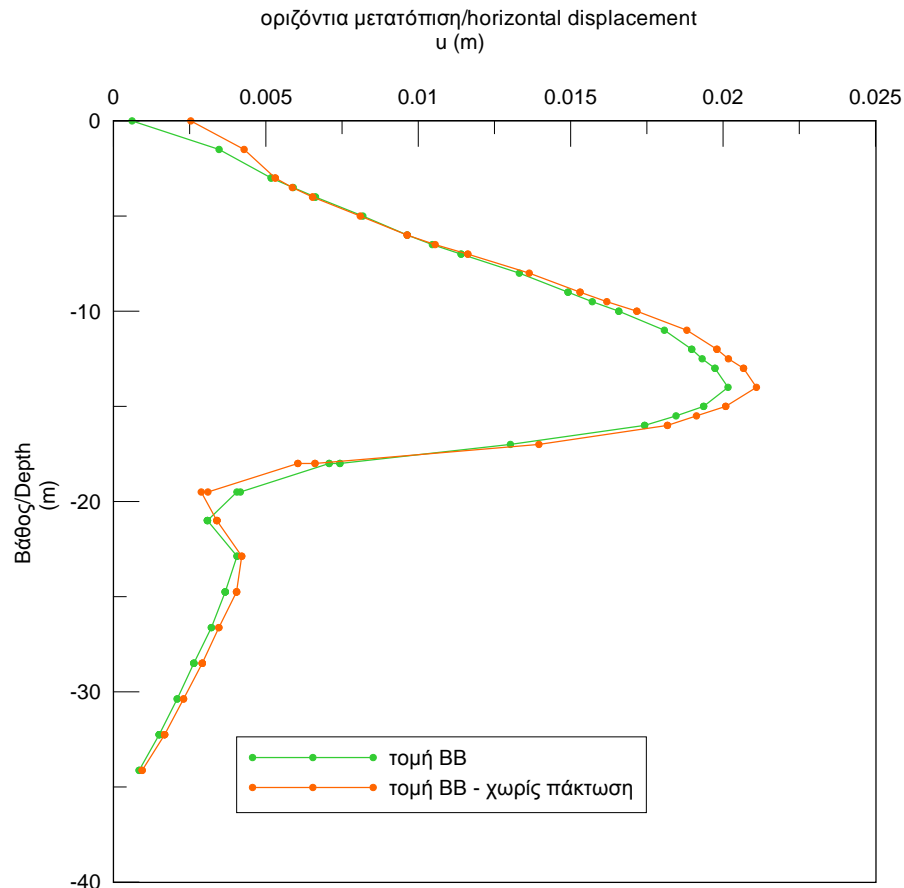


Σχήμα 4.24 Σύγκριση παραμορφώσεων τομών AA και BB για το προσομοίωμα A (χωρίς πάκτωση)

Ακολουθούν συγκριτικά διαγράμματα για την κάθε τομή στις περιπτώσεις με πάκτωση και χωρίς του πετάσματος (Σχήμα 4.25 και 4.26).



Σχήμα 4.25 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής AA στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

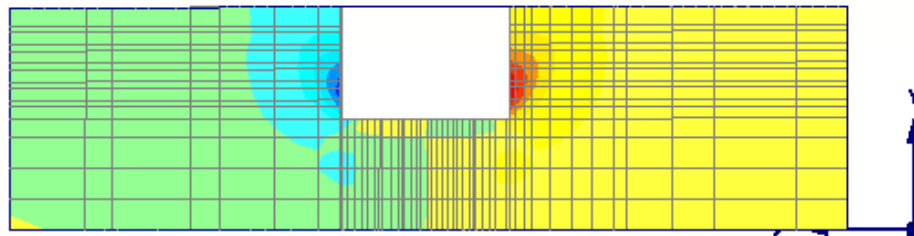


Σχήμα 4.26 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής BB στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

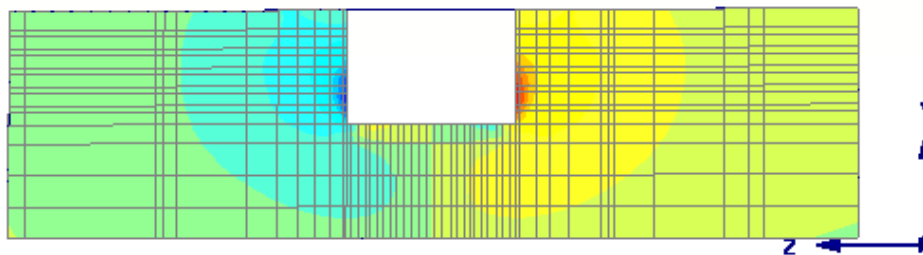
Παρατηρούμε ότι και στις δύο περιπτώσεις οι καμπύλες των οριζοντίων παραμορφώσεων έχουν την ίδια μορφή, εμφανίζοντας τις μέγιστες τιμές περίπου στα 13-14 μέτρα βάθους, δηλαδή λίγο ψηλότερα από το επίπεδο της εκσκαφής. Στις περιπτώσεις του μη πακτωμένου πετάσματος στο σημείο εμφάνισης των μεγίστων οριζοντίων παραμορφώσεων αυτές είναι ελαφρώς μεγαλύτερες σε σχέση με την περίπτωση του πακτωμένου πετάσματος (13% μεγαλύτερες για την τομή AA και 4% μεγαλύτερες για την τομή BB). Όσον αφορά τις οριζόντιες παραμορφώσεις στη στέψη, παρατηρούμε ότι αυτές είναι πρακτικά μηδενικές για το προσομοίωμα με πάκτωση και για το προσομοίωμα χωρίς πάκτωση εμφανίζουν σχετικά μικρές τιμές (3.0mm για την τομή AA και 2.5mm για την τομή BB)

➤ Οριζόντιες μετατοπίσεις προσομοιώματος B

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις στις τομές AA και BB για την περίπτωση πετάσματος με πάκτωση του προσομοιώματος B (Σχήμα 4.27α,β).



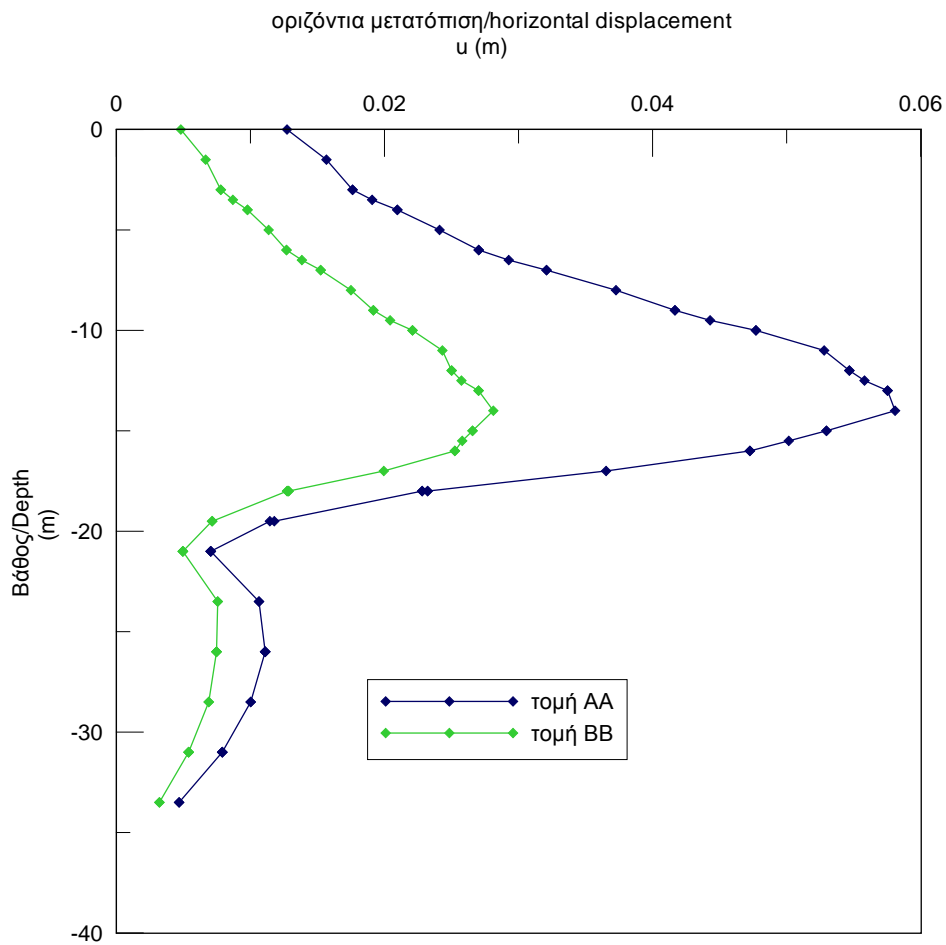
(α)



(β)

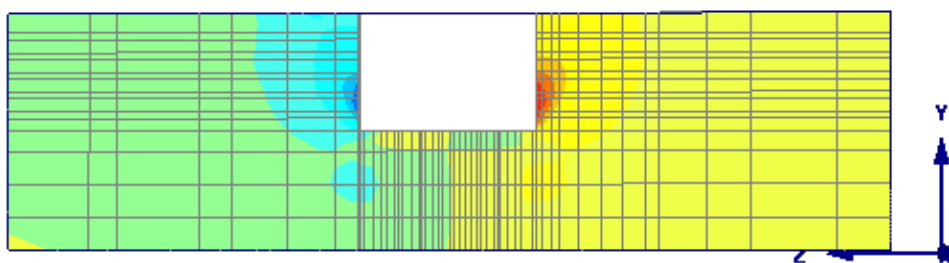
Σχήμα 4.27 (α) Οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή AA, (β) οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή BB του προσομοιώματος B (με πάκτωση)

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.28 γίνεται σύγκριση των παραμορφώσεων που εμφανίζονται στις δύο τομές. Παρατηρείται, όπως και στην αντίστοιχη σύγκριση του προσομοιώματος A, ότι οι παραμορφώσεις της τομής AA είναι πρακτικά διπλάσιες από εκείνες της τομής BB στη θέση των μεγίστων οριζόντιων παραμορφώσεων. Αυτό επιβεβαιώνει ότι η θέση της τομής AA είναι δυσμενέστερη από πλευράς παραμορφώσεων. Σε σύγκριση όμως με την προηγούμενη περίπτωση του προσομοιώματος A, εδώ εμφανίζεται εντονότερη διαφοροποίηση των παραμορφώσεων σε όλο το ύψος της εκokaφής με σημαντικότερη διαφορά στις παραμορφώσεις στη στέψη. Ενώ στο προσομοίωμα A ξεκινούσαν πρακτικά από το ίδιο μηδενικό σημείο, στο προσομοίωμα B υπάρχει σημαντική διαφοροποίηση. Στην τομή AA η οριζόντια παραμόρφωση στη στέψη είναι 13mm ενώ στην τομή BB 5mm.

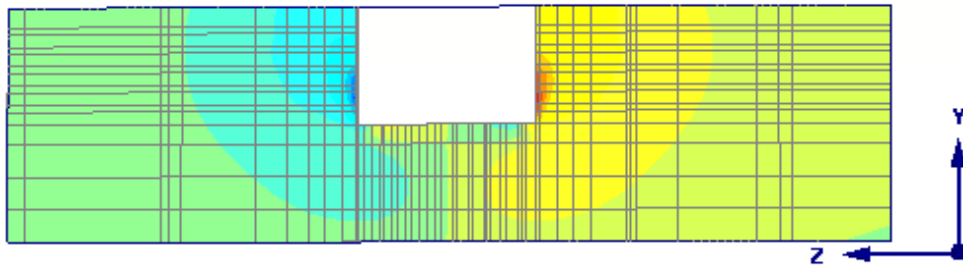


Σχήμα 4.28 Σύγκριση παραμορφώσεων τομών AA και BB για το προσομοίωμα B

Αντίστοιχα παρατίθενται τα αποτελέσματα για την περίπτωση του προσομοιώματος B με πέτασμα χωρίς πάκτωση. Στις εικόνες (Σχήμα 4.29α,β) φαίνονται οι κατανομές των παραμορφώσεων στις δύο τομές και ακολουθούν συγκριτικά διαγράμματα για την κάθε τομή στις περιπτώσεις με πάκτωση και χωρίς του πετάσματος (Σχήμα 4.30 και 4.31).

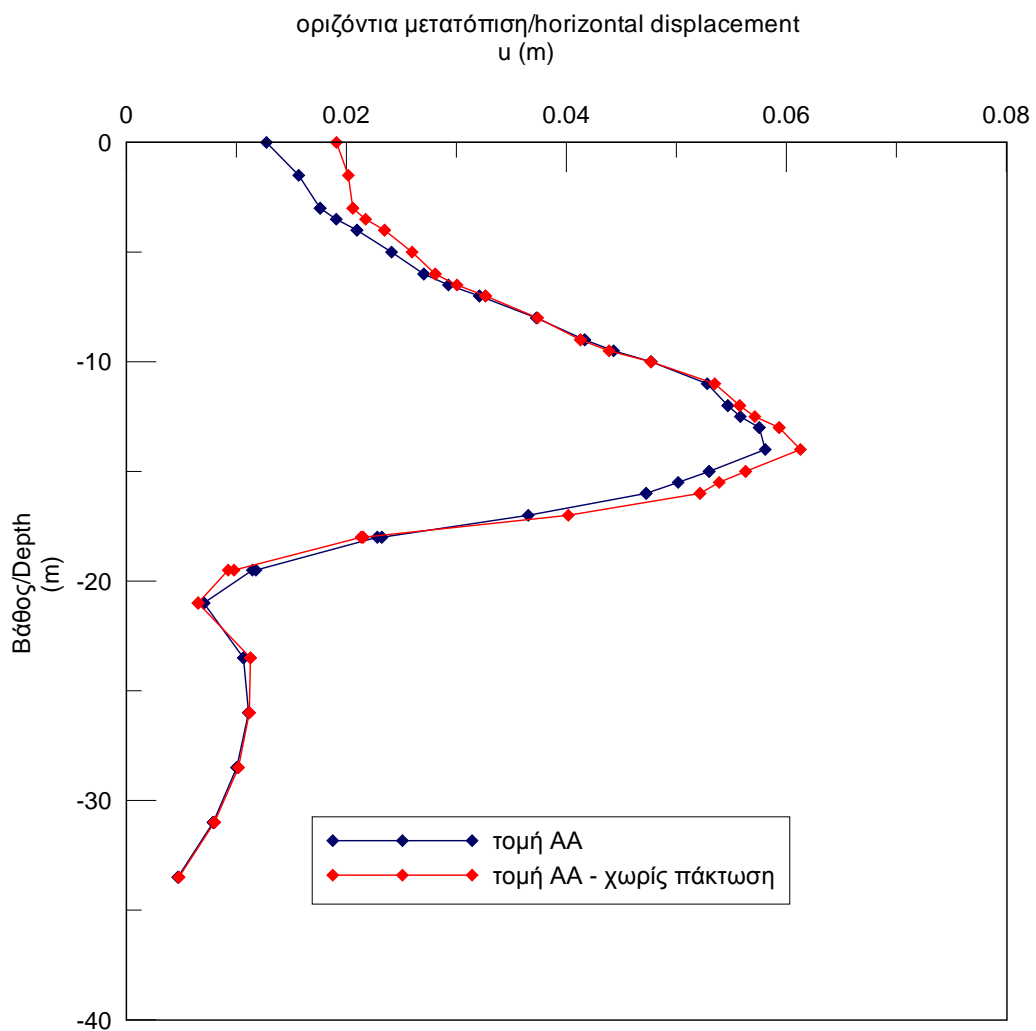


(α)

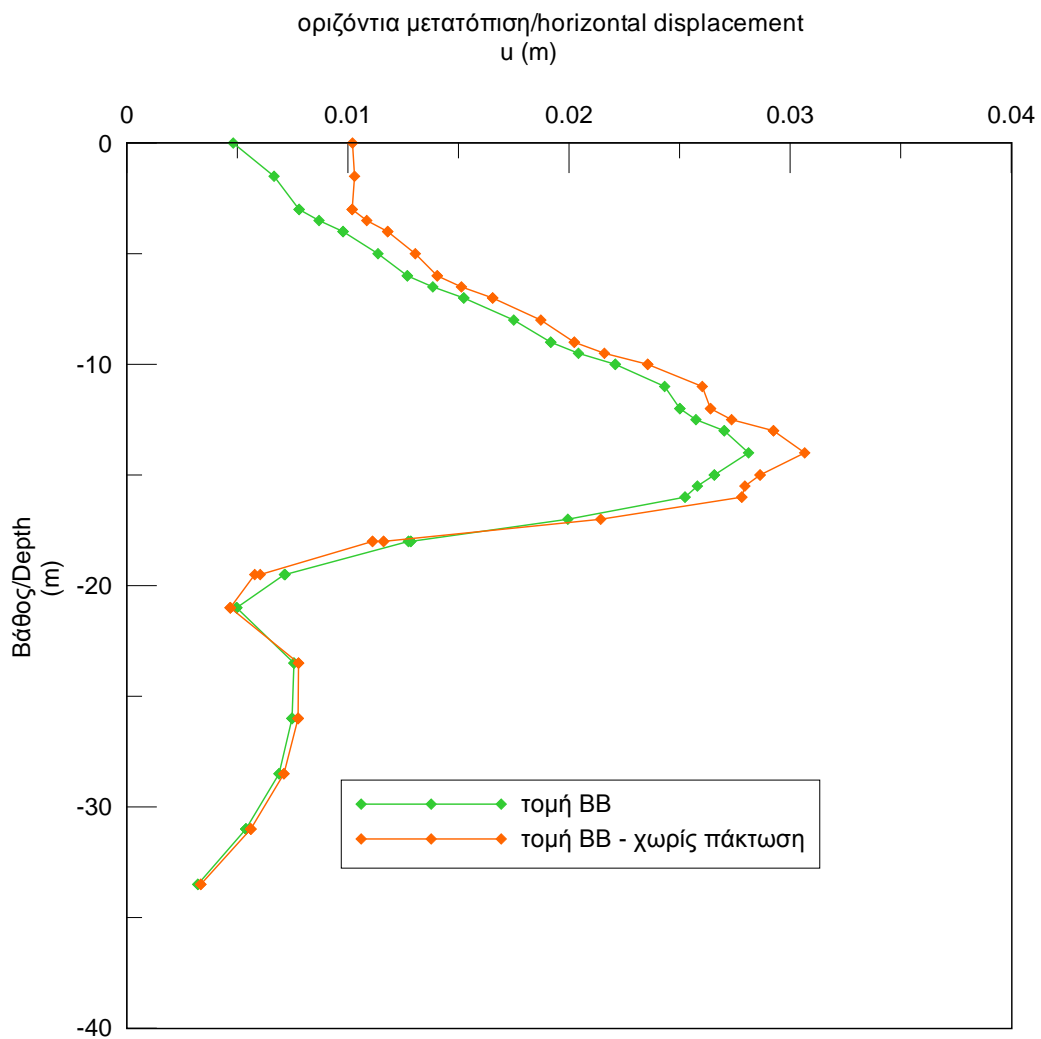


(β)

Σχήμα 4.29 (α) Οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή AA, (β) οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή BB του προσομοιώματος B χωρίς πάκτωση



Σχήμα 4.30 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής AA στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

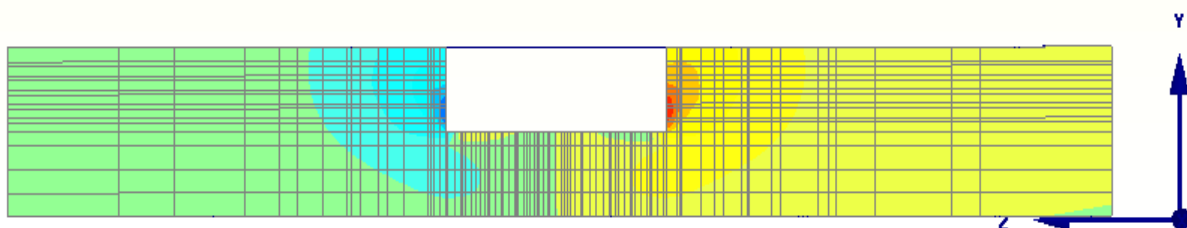


Σχήμα 4.31 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής BB στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

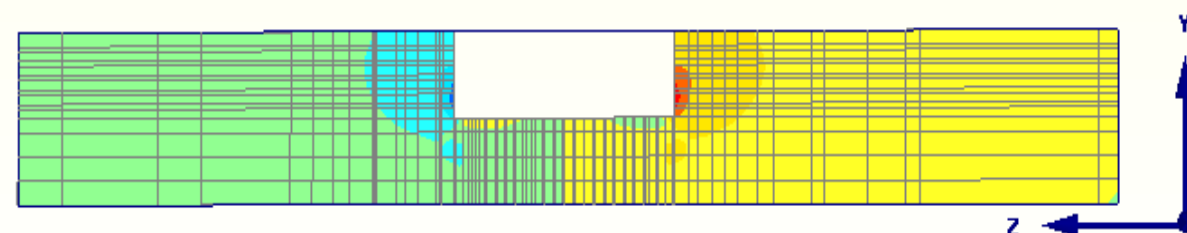
Όπως είχε παρατηρηθεί και για το πρώτο προσομοίωμα η μορφή των καμπυλών παραμένει η ίδια και στις δύο περιπτώσεις με τις μέγιστες τιμές να εμφανίζονται λίγο ψηλότερα από τη στάθμη εκκαφής (14m βάθος) και τις σημαντικότερες διαφοροποιήσεις μεταξύ των περιπτώσεων να βρίσκονται στη στέψη και στο βάθος εμφάνισης των μεγίστων.

➤ Οριζόντιες μετατοπίσεις προσομοιώματος Γ

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις στις τομές AA και BB για την περίπτωση πετάσματος με πάκτωση του προσομοιώματος Γ (Σχήμα 4.32α,β).



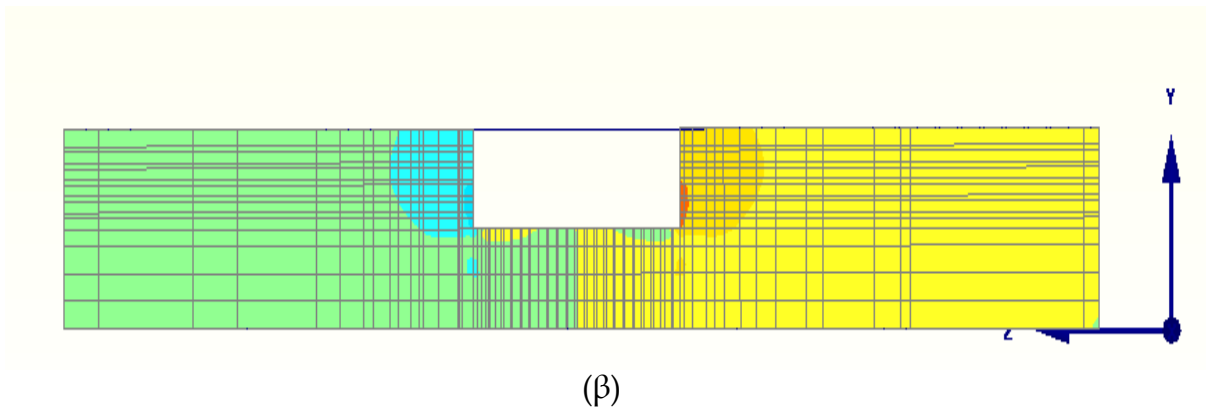
(α)



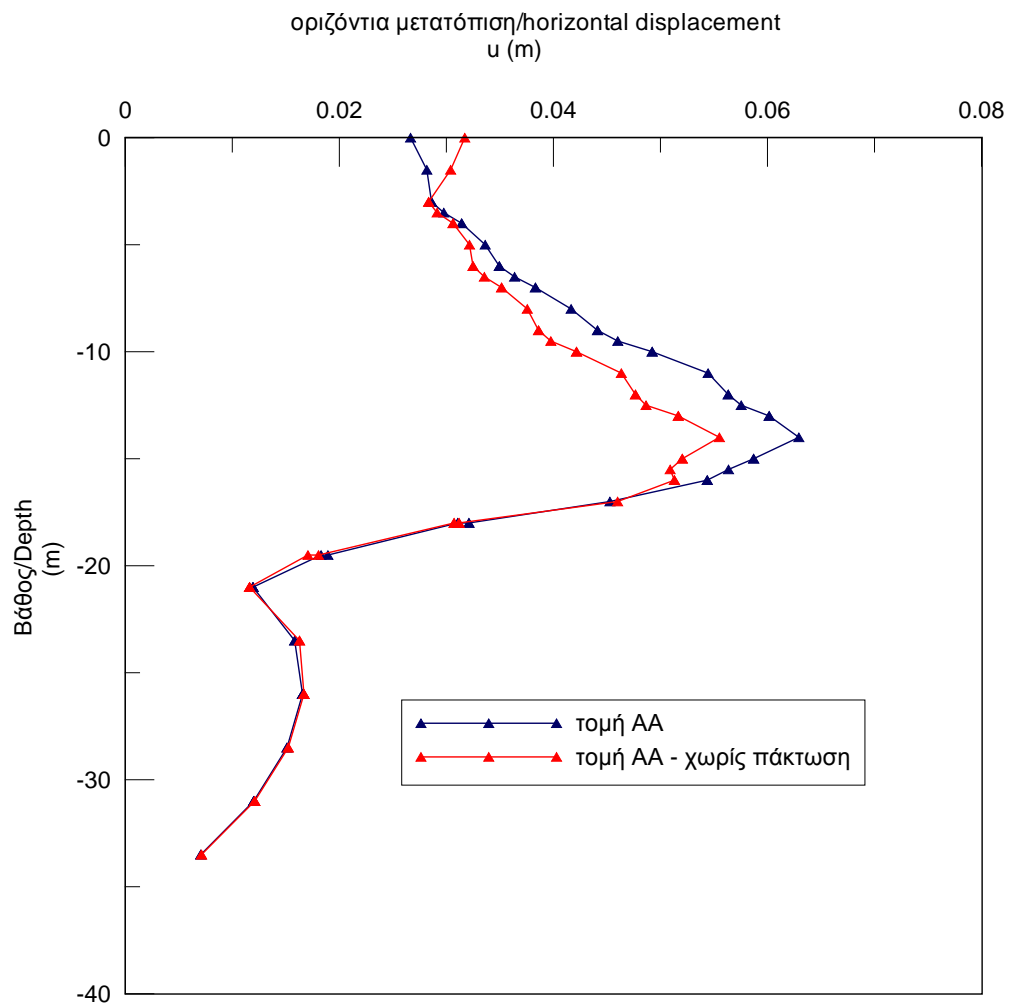
(β)

Σχήμα 4.32 (α) Οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή AA, (β) οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή BB του προσομοιώματος Γ

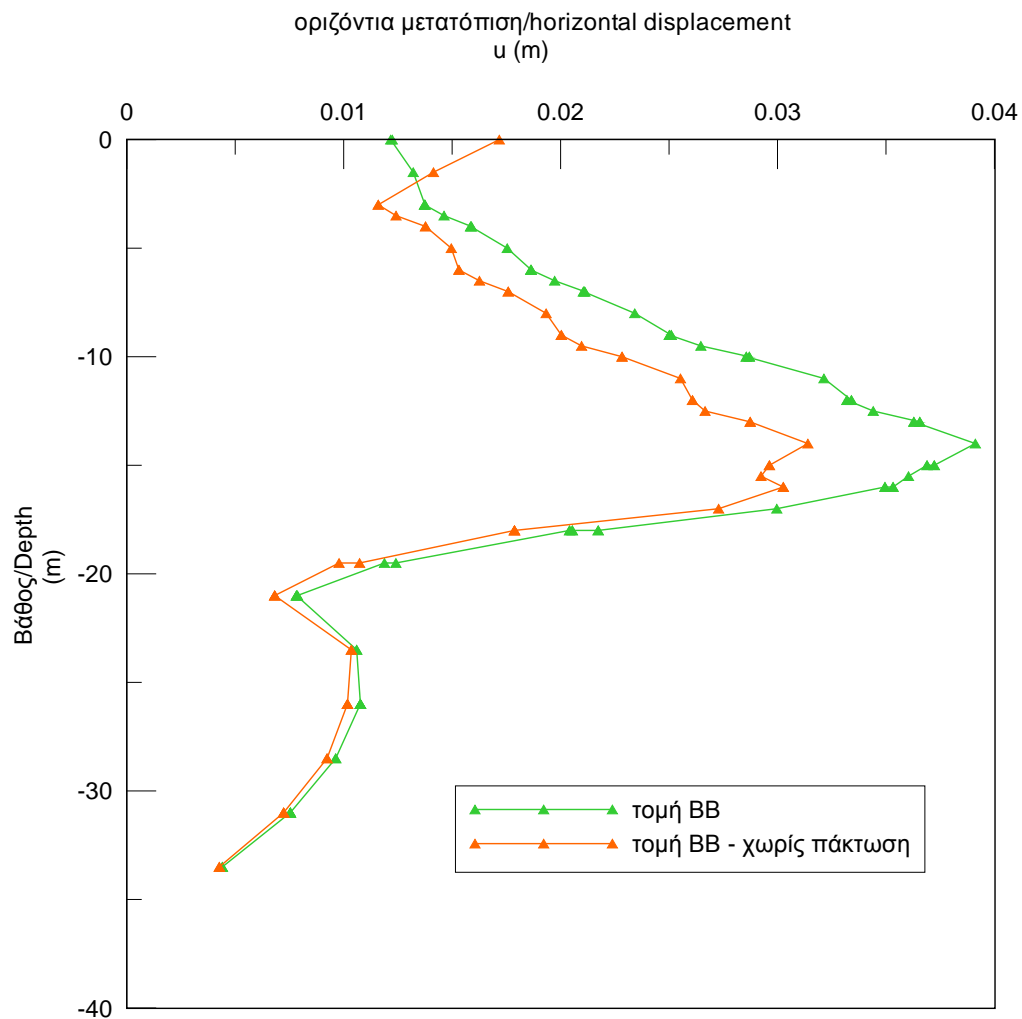
Στο διάγραμμα του σχήματος 4.33 γίνεται σύγκριση των παραμορφώσεων που εμφανίζονται στις δύο τομές. Όπως ήταν αναμενόμενο, οι παραμορφώσεις στην τομή AA είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες στην τομή BB. Σε σύγκριση με τα προηγούμενα προσομοιώματα. Οι μεγαλύτερες διαφορές μεταξύ των τομών εμφανίζονται στη στέψη (περίπου διπλάσιες) και στο ύψος της μέγιστης παραμόρφωσης, το οποίο βρίσκεται σε βάθος 13-14m.



Σχήμα 4.34 (α) Οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή ΑΑ, (β) οριζόντιες παραμορφώσεις στην τομή ΒΒ του προσομοιώματος Γ χωρίς πάκτωση



Σχήμα 4.35 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής ΑΑ στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

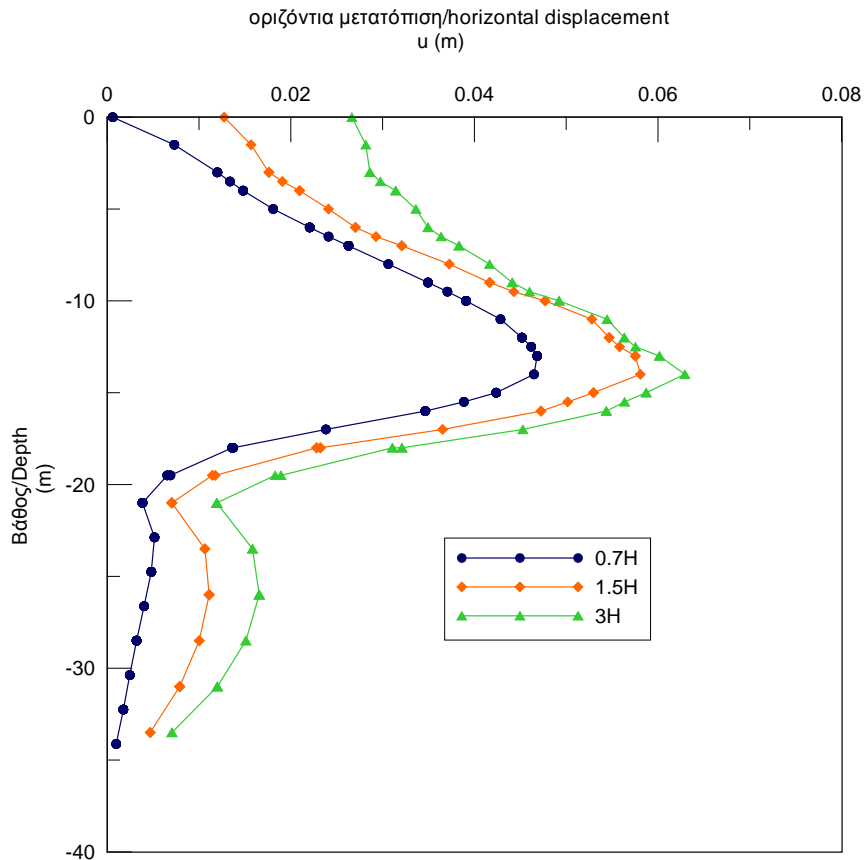


Σχήμα 4.36 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής BB στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

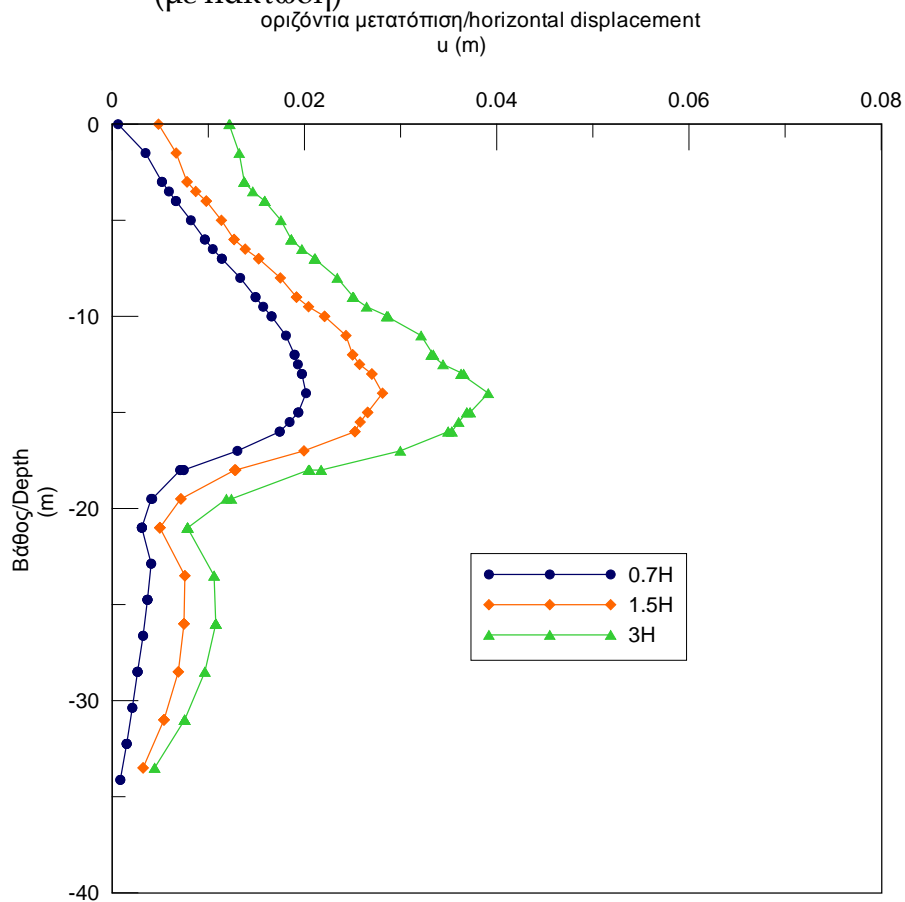
Παρατηρούμε ότι σε αντίθεση με τα δύο προηγούμενα προσομοιώματα, εδώ η περίπτωση του μη πακτωμένου πετάσματος δίνει μικρότερες τιμές οριζόντιας παραμόρφωσης σχεδόν σε όλο το βάθος της εκσκαφής. Εξαιρέση αποτελεί η περιοχή της στέψης όπου η οριζόντια μετατόπιση είναι μεγαλύτερη για την περίπτωση χωρίς πάκτωση (και στις δυο τομές).

➤ Επίδραση διαστάσεων εκσκαφής στις οριζόντιες μετατοπίσεις

Στα διαγράμματα που ακολουθούν (Σχήμα 4.37 και 4.38) γίνεται σύγκριση των οριζοντίων μετατοπίσεων μεταξύ των τριών προσομοιωμάτων για την περίπτωση ενεργοποίησης του πακτωμένου τμήματος του πετάσματος.



Σχήμα 4.37 Οριζόντιες μετατοπίσεις στην τομή ΑΑ για τα τρία προσομοιώματα (με πάκτωση)

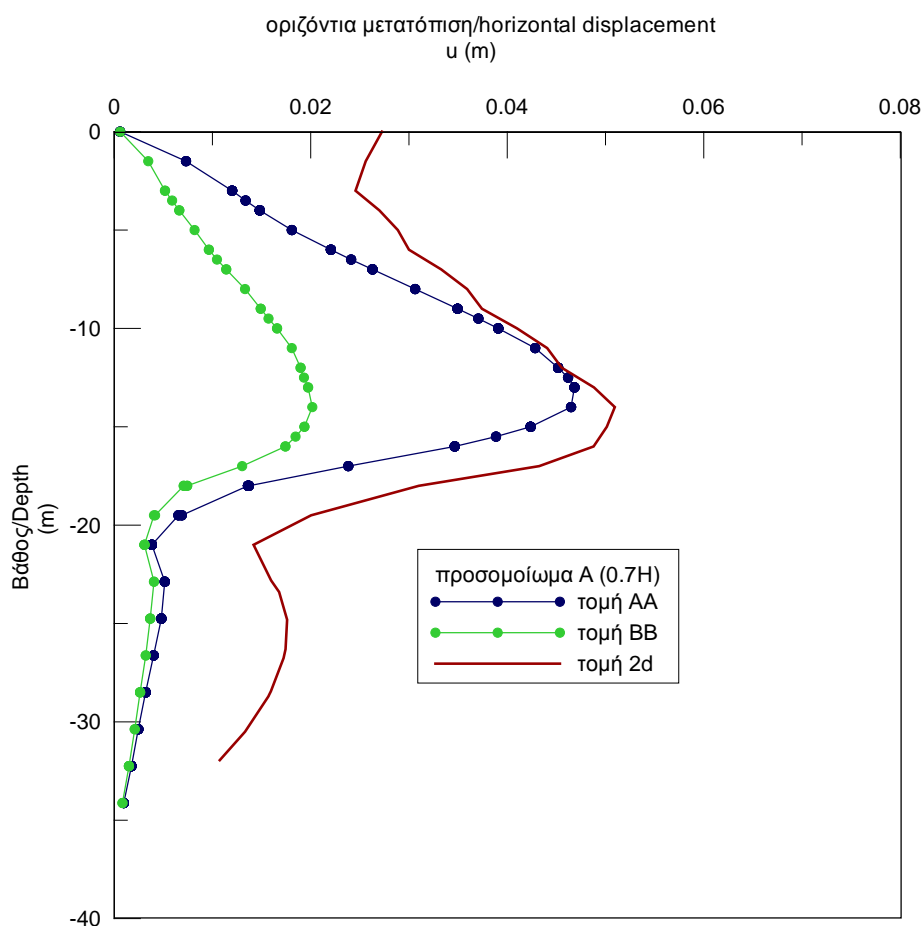


Σχήμα 4.38 Οριζόντιες μετατοπίσεις στην τομή ΒΒ για τα τρία προσομοιώματα (με πάκτωση)

Παρατηρούμε ότι οι οριζόντιες παραμορφώσεις αυξάνονται συνολικά με την αύξηση των διαστάσεων της εκσκαφής και στις δύο θέσεις των τομών, όπως άλλωστε ήταν αναμενόμενο. Εντονότερες, για την περίπτωση της τομής ΑΑ, είναι οι διαφοροποιήσεις στη στέψη της εκσκαφής, ενώ για την περίπτωση της τομής κοντά στην πάκτωση (ΒΒ) οι διαφοροποιήσεις είναι πρακτικά ομοιόμορφες σε όλο το βάθος της εκσκαφής.

➤ Σύγκριση προσομοιωμάτων με το διδιάστατο προσομοίωμα

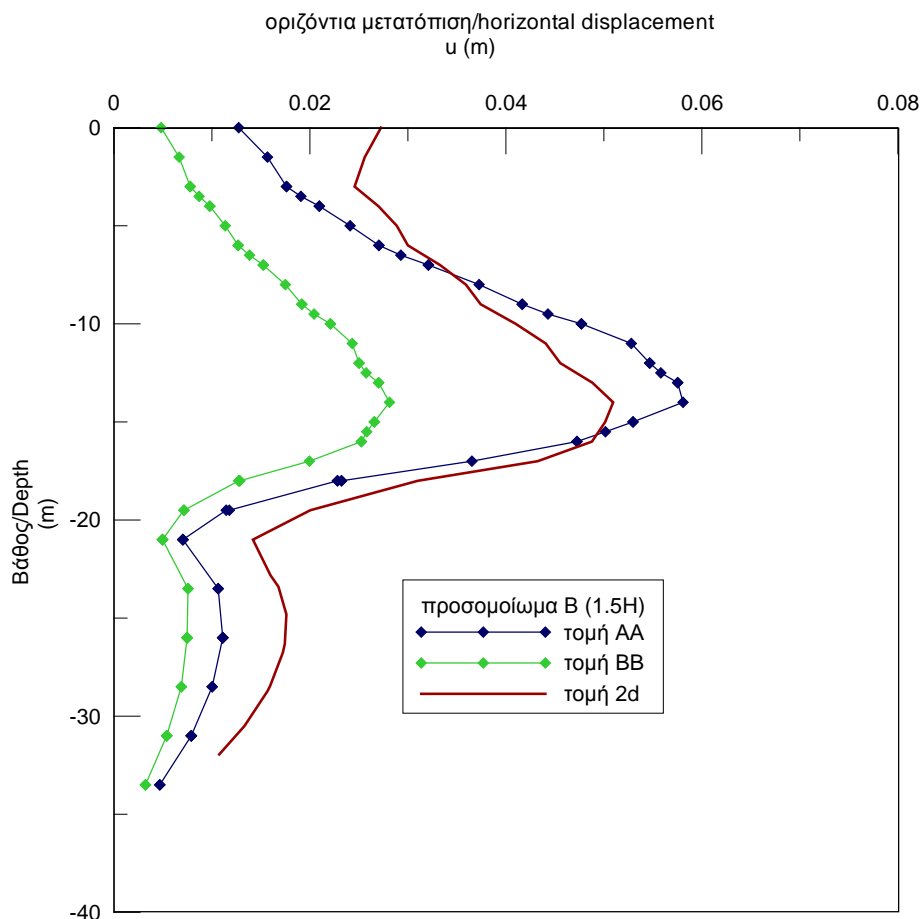
Ακολουθούν συγκριτικά διαγράμματα μεταξύ των τριών προσομοιωμάτων και του αντίστοιχου προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε στις διδιάστατες αναλύσεις. Αρχικά, γίνεται σύγκριση των οριζοντίων μετατοπίσεων στις θέσεις των τομών ΑΑ και ΒΒ με τις αντίστοιχες μέγιστες μετατοπίσεις του διδιάστατου μοντέλου για κάθε προσομοίωμα στην περίπτωση πακτωμένου πετάσματος (Σχήματα 4.39 - 4.41).



Σχήμα 4.39 Σύγκριση μετατοπίσεων προσομοιώματος Α με διδιάστατο προσομοίωμα (πακτωμένο πέτασμα)

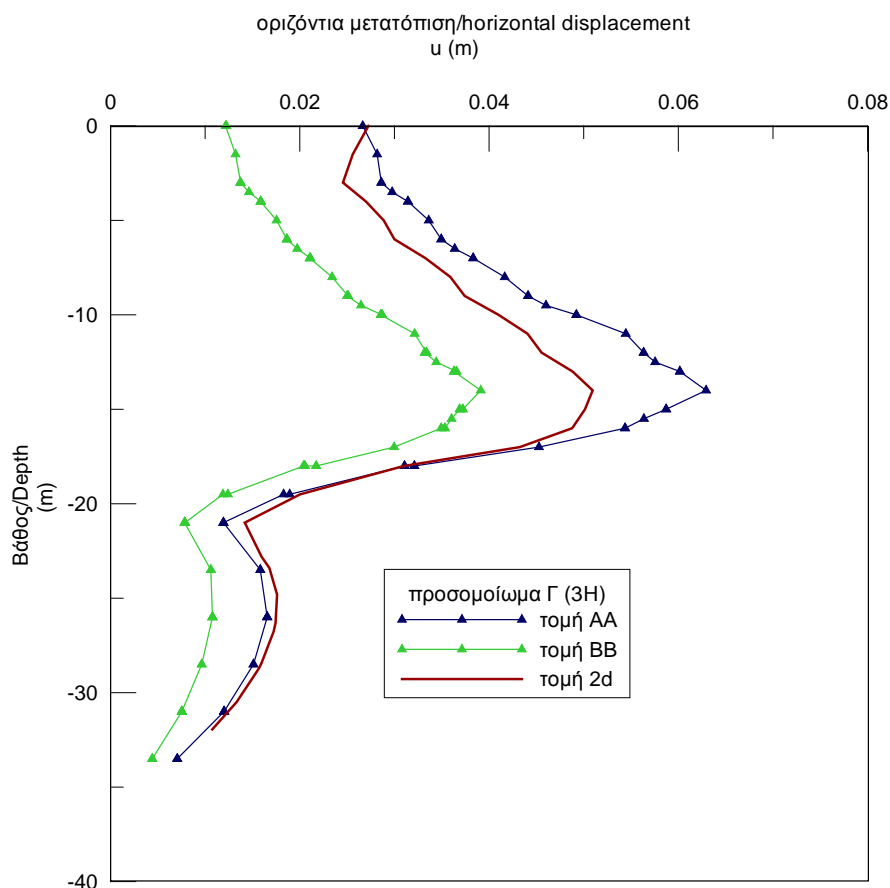
Παρατηρούμε ότι η καμπύλη των οριζοντίων παραμορφώσεων της τριδιάστατης ανάλυσης για την τομή ΑΑ πλησιάζει περισσότερο την καμπύλη του διδιάστατου μοντέλου. Σε όλο το ύψος της εκσκαφής οι παραμορφώσεις της διδιάστατης ανάλυσης είναι σταθερά μεγαλύτερες από εκείνες της τριδιάστατης, με

εντονότερη τη διαφορά στη στέψη της εκσκαφής όπου το διδιάστατο μοντέλο δίνει οριζόντια μετακίνηση 28mm περίπου ενώ το τριδιάστατο και στις δυο τομές μηδενική μετατόπιση. Όσον αφορά τη μέγιστη μετατόπιση εμφανίζεται περίπου στο ίδιο βάθος τόσο στη διδιάστατη ανάλυση όσο και στην τριδιάστατη, με τη διδιάστατη ανάλυση να υπερεκτιμά την τιμή της μέγιστης μετατόπισης περίπου 9% συγκρινόμενη με την τιμή της τριδιάστατης ανάλυσης για την τομή AA (δυσμενέστερη).



Σχήμα 4.40 Σύγκριση μετατοπίσεων προσομοιώματος B με διδιάστατο προσομοίωμα (πακτωμένο πέτασμα)

Στην περίπτωση του δεύτερου προσομοιώματος, οι παραμορφώσεις της διδιάστατης ανάλυσης είναι πιο κοντά σε αυτές της τομής AA, όπως και προηγουμένως. Παρ' όλα αυτά, σε κάποια σημεία εμφανίζονται μεγαλύτερες οι μετατοπίσεις του τριδιάστατου προσομοιώματος, ενώ σε άλλα του διδιάστατου, με μεγαλύτερες διαφορές στη στέψη και στο ύψος εμφάνισης των μέγιστων τιμών. Συγκεκριμένα, το τριδιάστατο μοντέλο για την τομή AA στη θέση της στέψης δίνει 13mm περίπου οριζόντια μετατόπιση ενώ το διδιάστατο μοντέλο 27mm (διπλάσια τιμή). Αντίθετα, όσον αφορά τη μέγιστη οριζόντια μετατόπιση το διδιάστατο μοντέλο φαίνεται ότι υποεκτιμά τη μετατόπιση αυτή κατά 11% (συγκρινόμενη με τη δυσμενέστερη διατομή, δηλαδή την τομή AA), ενώ σε σχέση με τις τιμές που εμφανίζονται στην τομή BB το διδιάστατο μοντέλο εξακολουθεί να είναι συντηρητικό.



Σχήμα 4.41 Σύγκριση μετατοπίσεων προσομοιώματος Γ με διδιάστατο προσομοίωμα (πακτωμένο πέτασμα)

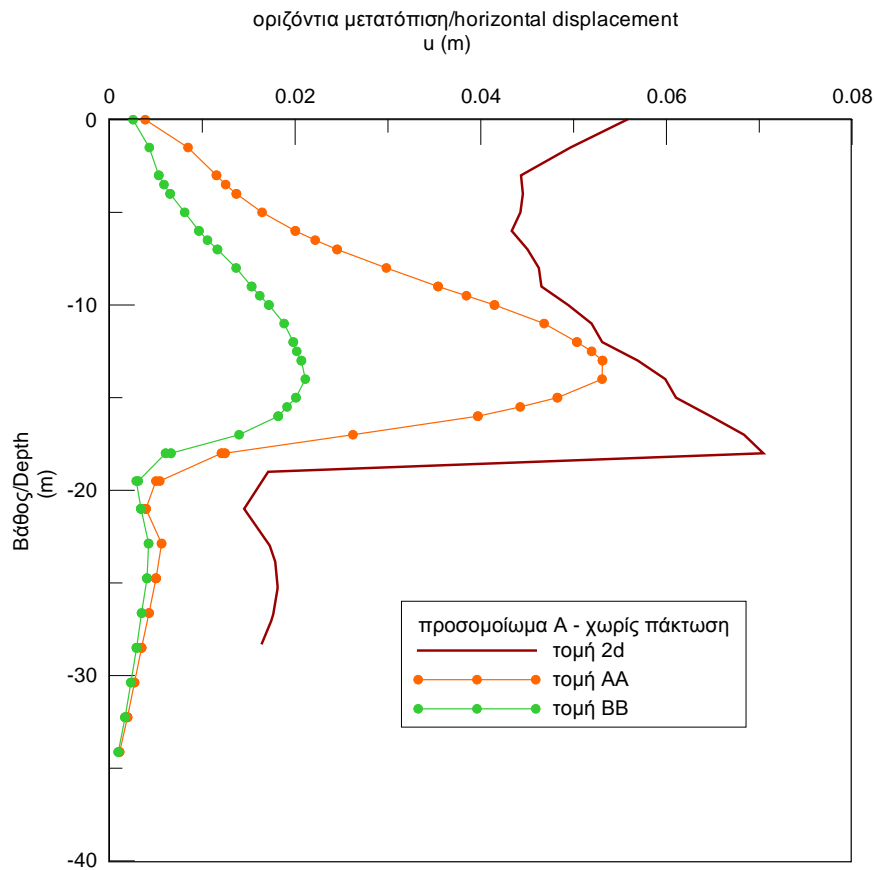
Στην περίπτωση του τρίτου προσομοιώματος, η καμπύλη παραμορφώσεων του διδιάστατου μοντέλου βρίσκεται μεταξύ των καμπυλών των τομών AA και BB, μέχρι το βάθος των 18m. Οι παραμορφώσεις της διδιάστατης ανάλυσης συμπίπτουν στη στέψη με της τριδιάστατης για την τομή AA, ενώ μέχρι τη στάθμη εκσκαφής βρίσκονται μεταξύ των τιμών για τις δυο τομές του τριδιάστατου μοντέλου. Όσον αφορά τη μέγιστη τιμή οριζόντιας παραμόρφωσης, το διδιάστατο μοντέλο συγκρινόμενο με το τριδιάστατο για την τομή AA φαίνεται να υποεκτιμά την τιμή αυτή κατά 15%. Σε σχέση με τις τιμές που εμφανίζονται στην τομή BB του τριδιάστατου μοντέλου, το διδιάστατο εξακολουθεί να είναι συντηρητικό. Τέλος, κάτω από τη στάθμη εκσκαφής συμπίπτει πρακτικά και πάλι με την καμπύλη της τομής AA του τριδιάστατου μοντέλου.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θεώρηση του προβλήματος ως διδιάστατο είναι συντηρητική για τις περιπτώσεις μικρών διαστάσεων εκσκαφής ($B/H=0,7$). Το διδιάστατο μοντέλο σε αυτές τις περιπτώσεις προβλέπει μέγιστες μετατοπίσεις οι οποίες είναι κατά 9% μεγαλύτερες από τις μέγιστες μετατοπίσεις που προβλέπει το διδιάστατο μοντέλο στη δυσμενέστερη θέση (τομή AA) και σχεδόν διπλάσιες μετατοπίσεις στη στέψη.

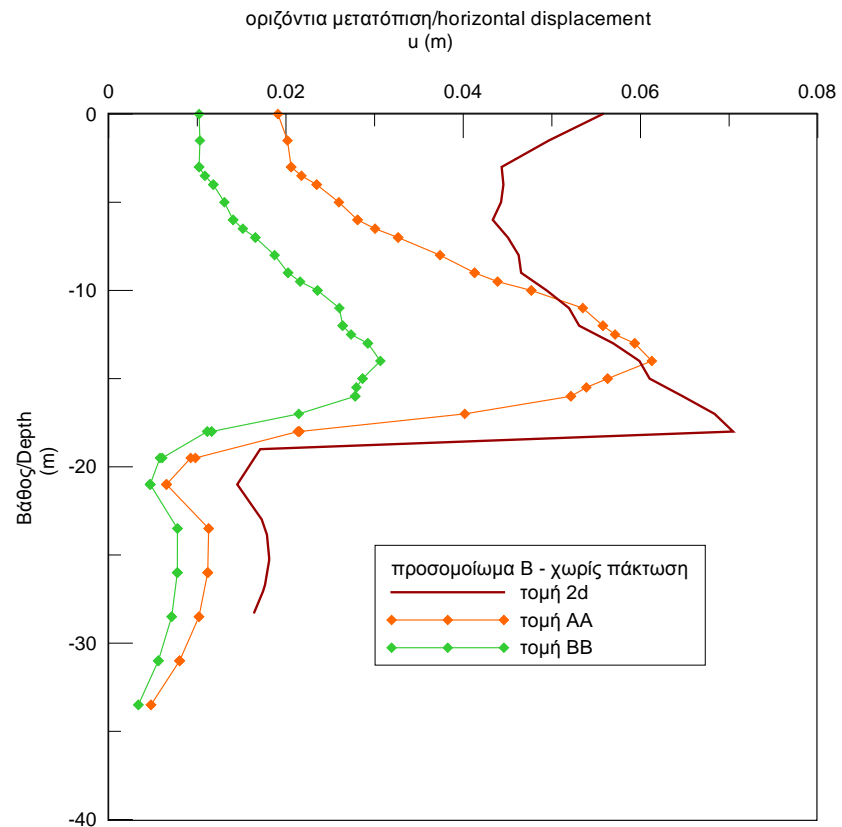
Για μεγαλύτερες τιμές του λόγου πλάτους προς ύψος ($B/H>1.5$) η θεώρηση του διδιάστατου μοντέλου δεν είναι πάντα υπέρ της ασφαλείας. Ενώ υπερεκτιμά (για $B/H=1.5$) ή δίνει την ίδια τιμή (για $B/H=3$) οριζόντιας μετατόπισης στη στέψη

φαίνεται να υποεκτιμά την μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση στη δυσμενέστερη θέση του τριδιάστατου προσομοιώματος (τομή AA) κατά 11-15%. Ωστόσο, σε σχέση με την τομή BB του τριδιάστατου προσομοιώματος η διδιάστατη ανάλυση είναι συντηρητική δίνοντας 1.3 έως 2.5 φορές μεγαλύτερη τιμή μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης (για $B/H=1.5$ και 3.0 αντίστοιχα).

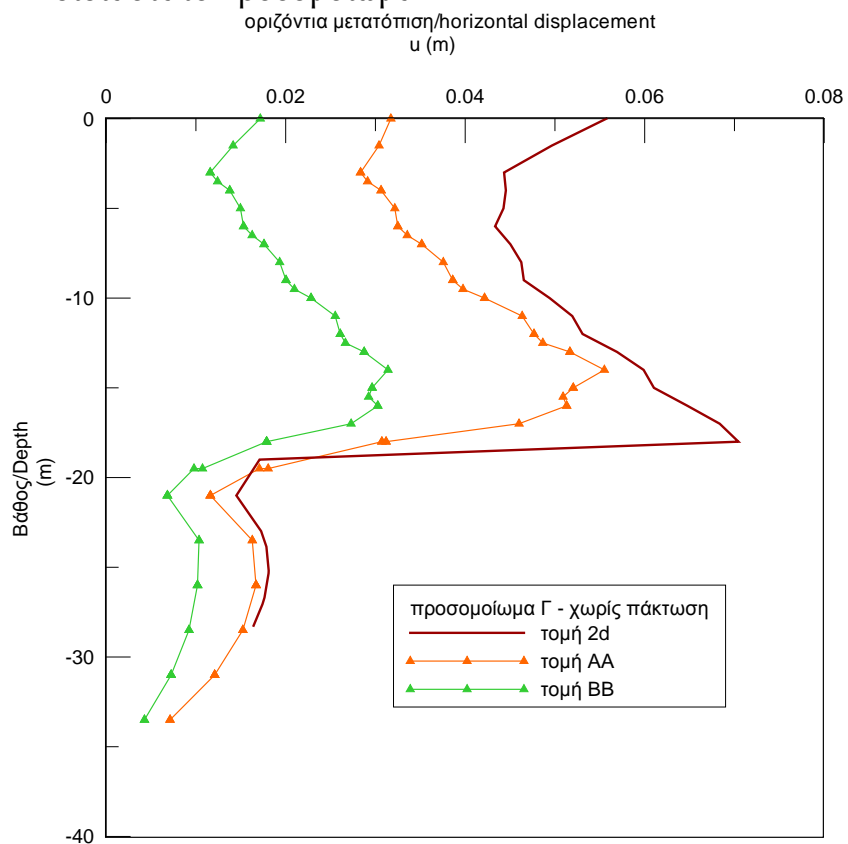
Ακολουθεί η σύγκριση των μέγιστων παραμορφώσεων των τριών προσομοιωμάτων με τις αντίστοιχες της διδιάστατης ανάλυσης χωρίς πάκτωση του πετάσματος (Σχήμα 4.42- 4.44).



Σχήμα 4.42 Σύγκριση μετατοπίσεων προσομοιώματος A με διδιάστατο προσομοίωμα (χωρίς πάκτωση)



Σχήμα 4.43 Σύγκριση μετατοπίσεων προσομοιώματος Β χωρίς πάκτωση με διδιάστατο προσομοίωμα



Σχήμα 4.44 Σύγκριση μετατοπίσεων προσομοιώματος Γ χωρίς πάκτωση με διδιάστατο προσομοίωμα

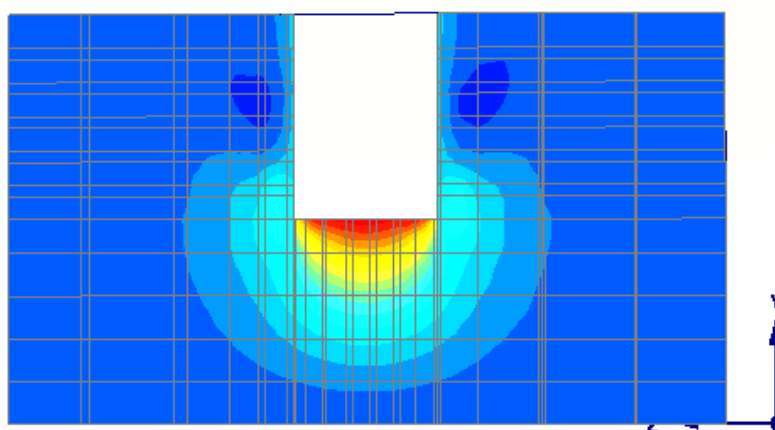
Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση αυτή, η μορφή των καμπυλών των τριδιάστατων αναλύσεων ακολουθεί τη μορφή της καμπύλης της διδιάστατης ανάλυσης, όμως σε όλες τις περιπτώσεις οι παραμορφώσεις του διδιάστατου μοντέλου είναι μεγαλύτερες από εκείνες των τριδιάστατων προσομοιώματων. Σε κάθε περίπτωση το διδιάστατο μοντέλο υπερεκτιμά τη μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση κατά 19-33% σε σχέση με τη δυσμενέστερη διατομή του τριδιάστατου προσομοιώματος (ενώ προφανώς η υπερεκτίμηση είναι πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με την τομή BB). Το διδιάστατο μοντέλο υπερεκτιμά και την οριζόντια μετατόπιση στη στέψη δίνοντας τιμή 55mm ενώ τα τρία τριδιάστατα προσομοιώματα $B/H=0.7, 1.5, 3.0$ δίνουν οριζόντιες μετατοπίσεις 3mm, 19mm και 32mm αντίστοιχα.

4.4.3 Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις κατά μήκος της εκσκαφής

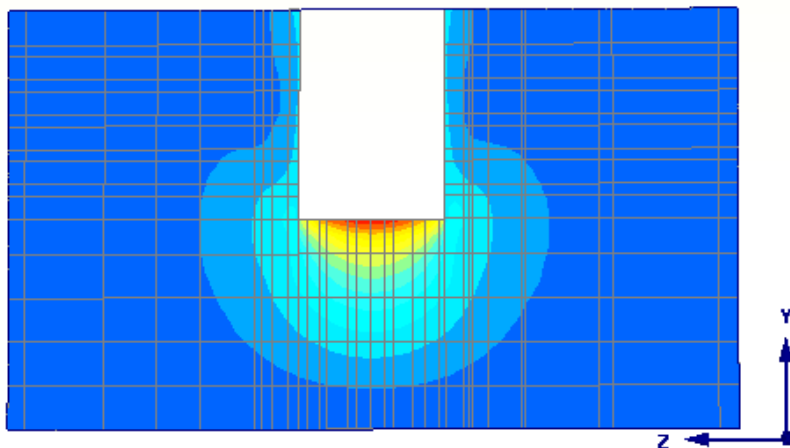
Στα διαγράμματα που ακολουθούν γίνεται σύγκριση των οριζοντίων μετατοπίσεων στη στέψη της εκσκαφής μεταξύ των δύο θέσεων τομών, όπως περιγράφηκαν προηγουμένως, μεταξύ των περιπτώσεων με πακτωμένο ή μη πέτασμα και μεταξύ των τριών προσομοιώματων. Τέλος γίνεται σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα της διδιάστατης ανάλυσης.

- Κατακόρυφες παραμορφώσεις προσομοιώματος A

Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η ανάπτυξη των κατακόρυφων παραμορφώσεων στις τομές AA και BB για την περίπτωση πακτωμένου πετάσματος του προσομοιώματος A (Σχήμα 4.45).



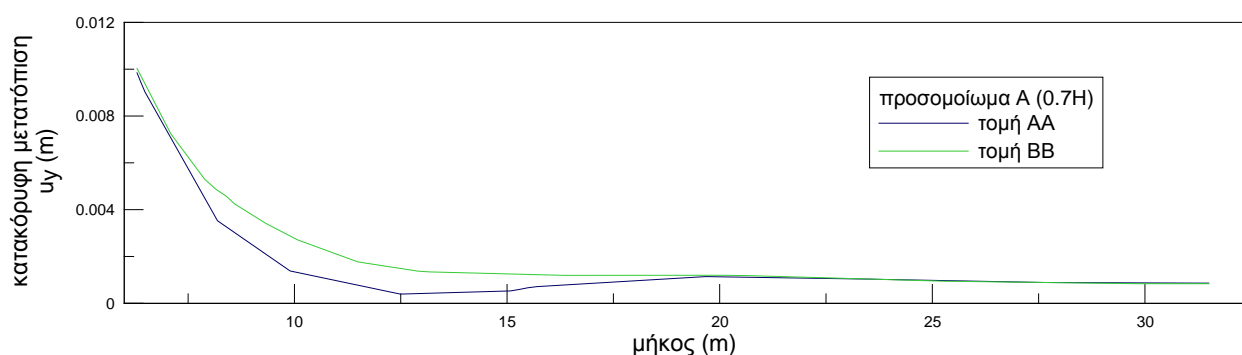
(α)



(β)

Σχήμα 4.45 (α) Κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή AA, (β) κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή BB του προσομοιώματος A (με πάκτωση)

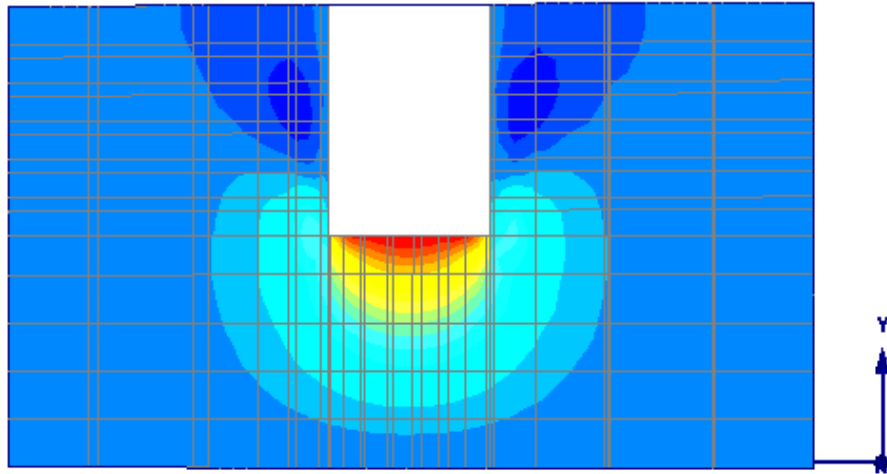
Στο διάγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 4.46) γίνεται σύγκριση των μετατοπίσεων στις δύο θέσεις.



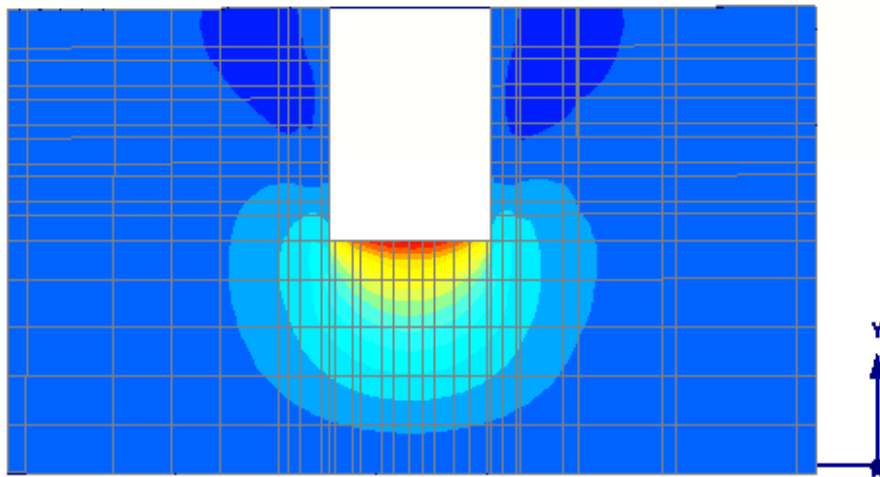
Σχήμα 4.46 Σύγκριση παραμορφώσεων τομών AA και BB για το προσομοίωμα A (με πάκτωση)

Παρατηρείται ανύψωση του εδάφους, η οποία εμφανίζει τη μέγιστη τιμή της στο άκρο της εκσκαφής και στη συνέχεια μειώνεται σταδιακά. Η μέγιστη ανύψωση συμπίπτει για τις δύο θέσεις τομών που εξετάζονται. Επίσης, δυσμενέστερη από τις δυο διατομές όσο αφορά τις κατακόρυφες παραμορφώσεις φαίνεται να είναι η BB (σε αντίθεση με ό,τι ισχύει για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης και τις οριζόντιες παραμορφώσεις)

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την περίπτωση του προσομοιώματος A με πέτασμα χωρίς πάκτωση. Στις εικόνες (Σχήμα 4.47α,β) φαίνονται οι κατανομές των παραμορφώσεων στις δύο τομές και ακολουθούν συγκριτικά διαγράμματα για την κάθε τομή στις περιπτώσεις με πάκτωση και χωρίς του πετάσματος (Σχήμα 4.48 και 4.49).

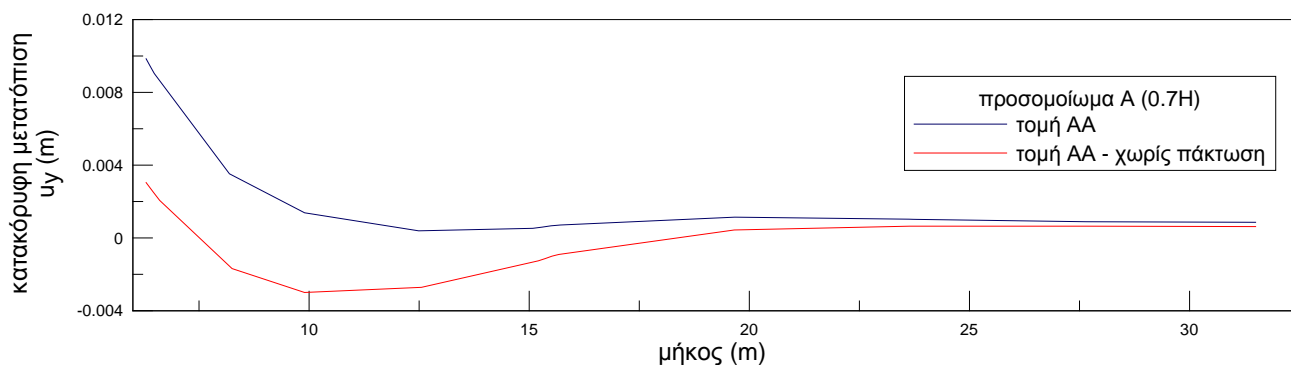


(α)

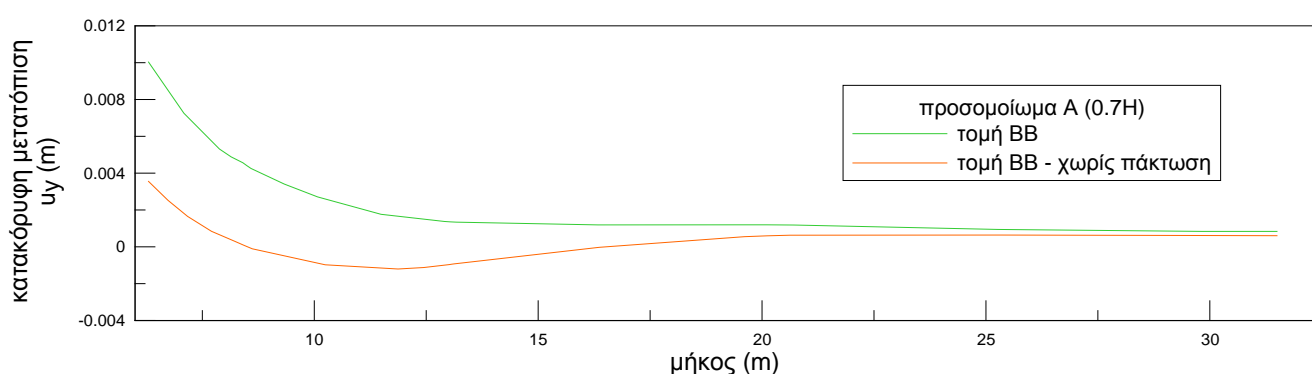


(β)

Σχήμα 4.47 (α) Κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή ΑΑ, (β) κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή ΒΒ του προσομοιώματος Α (χωρίς πάκτωση)



Σχήμα 4.48 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής AA στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

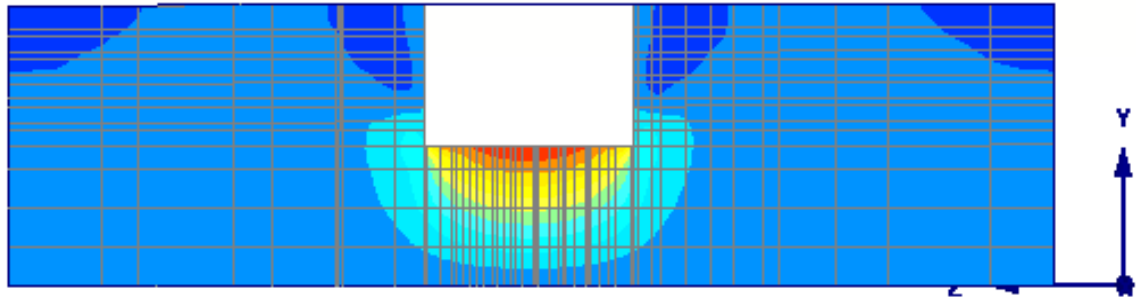


Σχήμα 4.49 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής BB στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

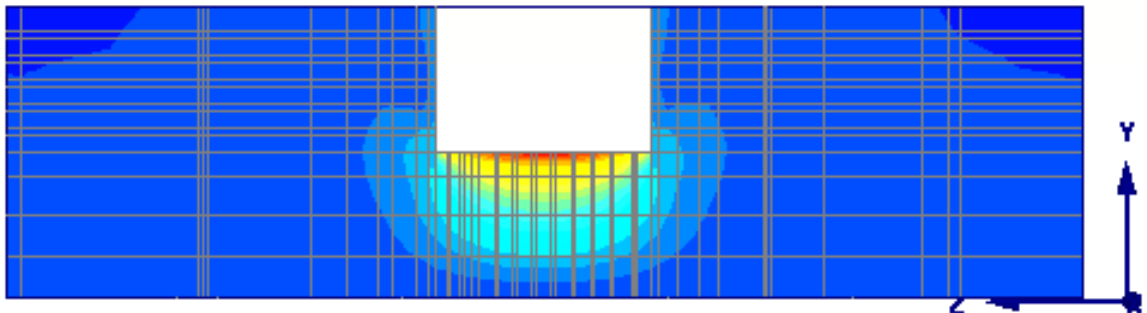
Από τα διαγράμματα προκύπτει ότι στην περίπτωση του μη πακτωμένου πετάσματος το έδαφος ανυψώνεται στο άκρο της εκσκαφής και καθιζάνει στη συνέχεια, με τη μέγιστη καθίζηση να εμφανίζεται στη θέση 12m κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους και στην περίπτωση της τομής AA η καθίζηση είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με την ανύψωση. Αντίθετα, στην περίπτωση του πακτωμένου πετάσματος δεν εμφανίζεται καθίζηση.

➤ Κατακόρυφες παραμορφώσεις προσομοιώματος B

Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η ανάπτυξη των κατακόρυφων παραμορφώσεων στις τομές AA και BB για την περίπτωση πακτωμένου πετάσματος του προσομοιώματος B (Σχήμα 4.50).



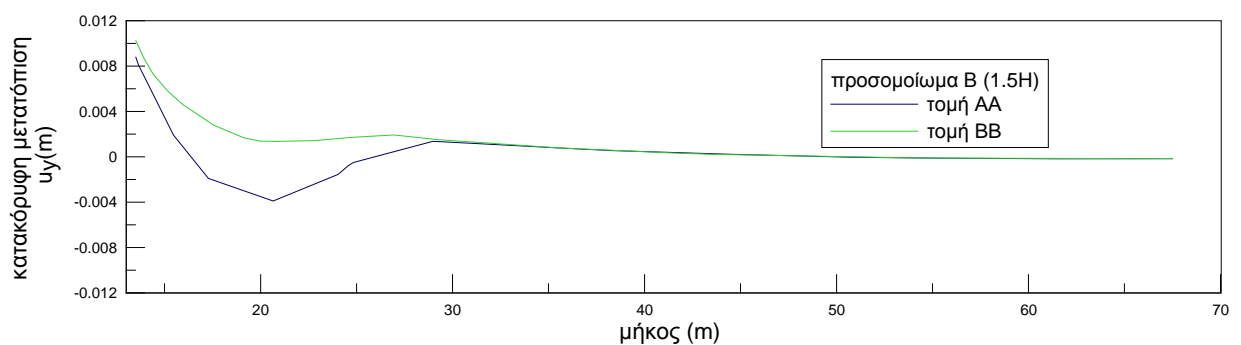
(α)



(β)

Σχήμα 4.50 (α) Κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή AA, (β) κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή BB του προσομοιώματος B (με πάκτωση)

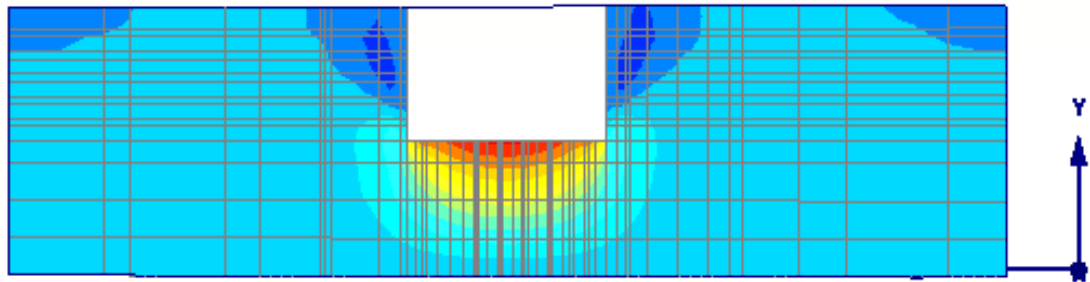
Στο διάγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 4.51) γίνεται σύγκριση των μετατοπίσεων στις δύο θέσεις.



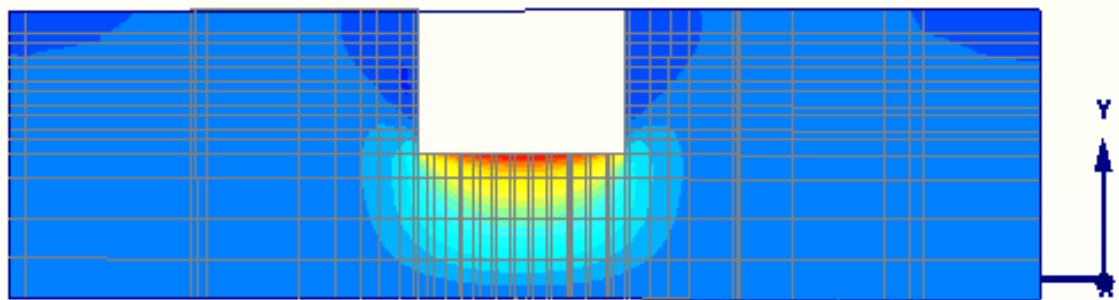
Σχήμα 4.51 Σύγκριση παραμορφώσεων τομών AA και BB για το προσομοίωμα B (με πάκτωση)

Παρατηρούμε ότι στη θέση τομής AA το έδαφος ανυψώνεται στο άκρο της εκοκαφής και καθιζάνει στη συνέχεια. Η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται σε απόσταση περίπου 10 μέτρων από την εκοκαφή. Η καμπύλη των μετατοπίσεων στη θέση της τομής BB ξεκινάει από ανύψωση λίγο μεγαλύτερου μεγέθους από της τομής AA, η οποία μειώνεται σταδιακά χωρίς την εμφάνιση καθίζησης.

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την περίπτωση του προσομοιώματος Β με πέτασμα χωρίς πάκτωση. Στις εικόνες (Σχήμα 4.52α,β) φαίνονται οι κατανομές των παραμορφώσεων στις δύο τομές και ακολουθούν συγκριτικά διάγραμμα για την κάθε τομή στις περιπτώσεις με πάκτωση και χωρίς του πετάσματος (Σχήμα 4.53 και 4.54).

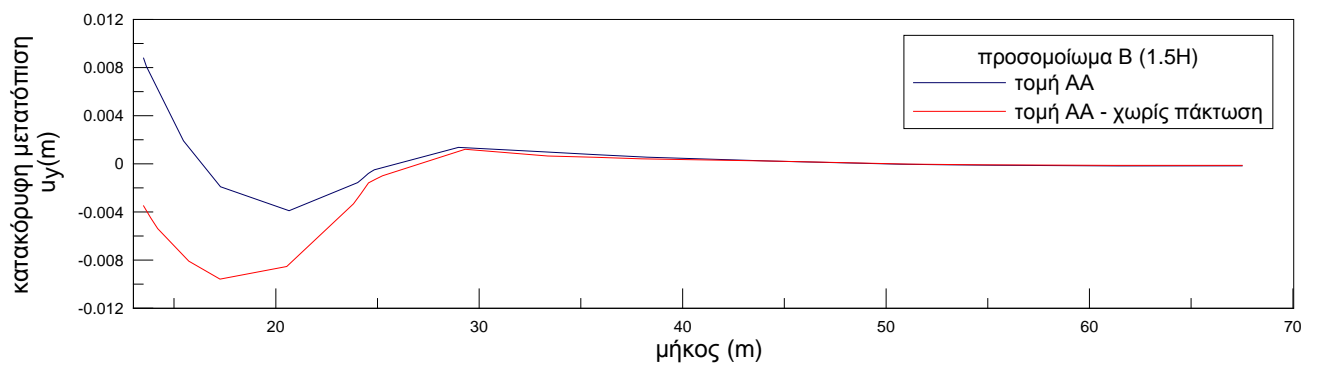


(α)

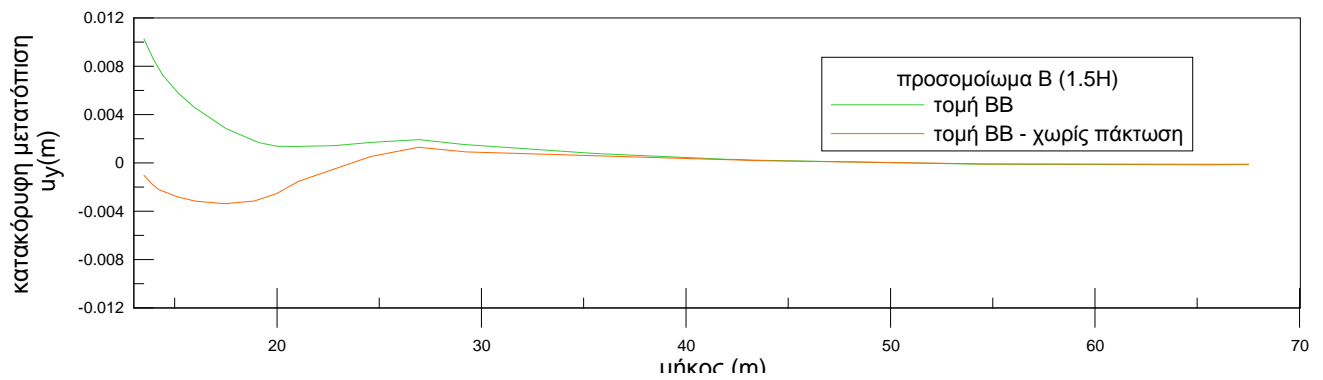


(β)

Σχήμα 4.52 (α) Κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή ΑΑ, (β) κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή ΒΒ του προσομοιώματος Β χωρίς πάκτωση στο πέτασμα



Σχήμα 4.53 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής ΑΑ στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

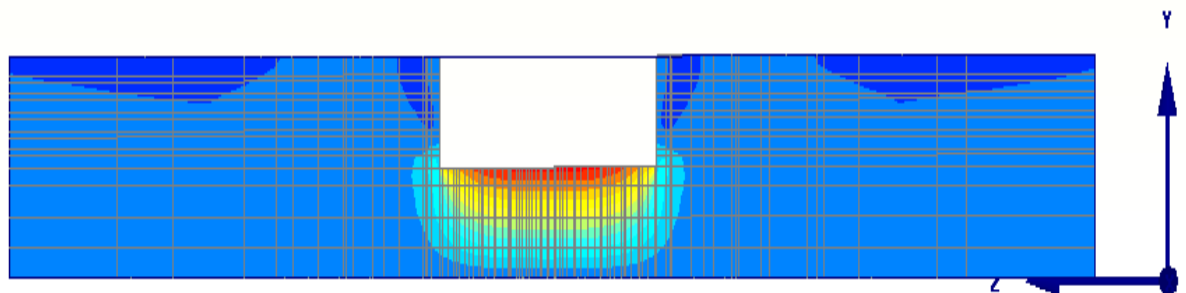


Σχήμα 4.54 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής BB στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

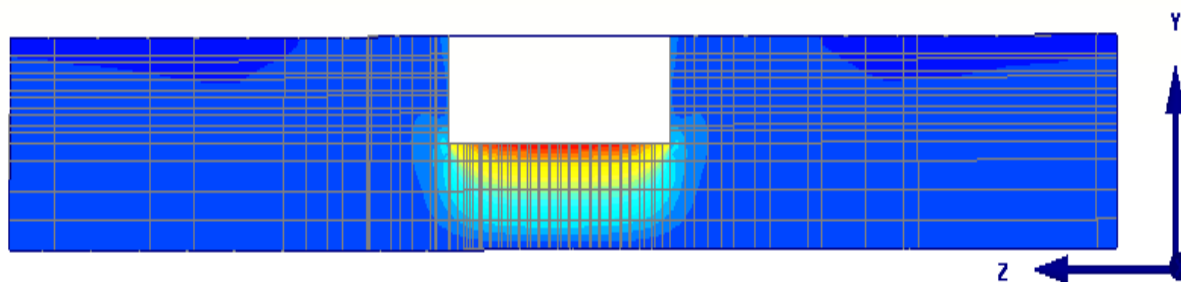
Στην περίπτωση της τομής AA οι δύο καμπύλες έχουν ίδια μορφή, με την καμπύλη της περίπτωσης χωρίς πάκτωση να εμφανίζει εντονότερες καθιζήσεις και τη μέγιστη τιμή της πιο κοντά στην εκοκαφή σε σχέση με την καμπύλη της περίπτωσης με πάκτωση. Στην τομή BB η εικόνα είναι αντίστοιχη, αλλά συνολικά οι μετατοπίσεις είναι μικρότερες από εκείνες τις τομής AA. Έτσι, για την περίπτωση με πάκτωση εμφανίζεται μόνο ανύψωση του εδάφους, ενώ για την περίπτωση χωρίς πάκτωση μικρή καθίζηση κοντά στην εκοκαφή.

➤ Κατακόρυφες παραμορφώσεις προσομοιώματος Γ

Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η ανάπτυξη των κατακόρυφων παραμορφώσεων στις τομές AA και BB για την περίπτωση πακτωμένου πετάσματος του προσομοιώματος Γ (Σχήμα 4.55).



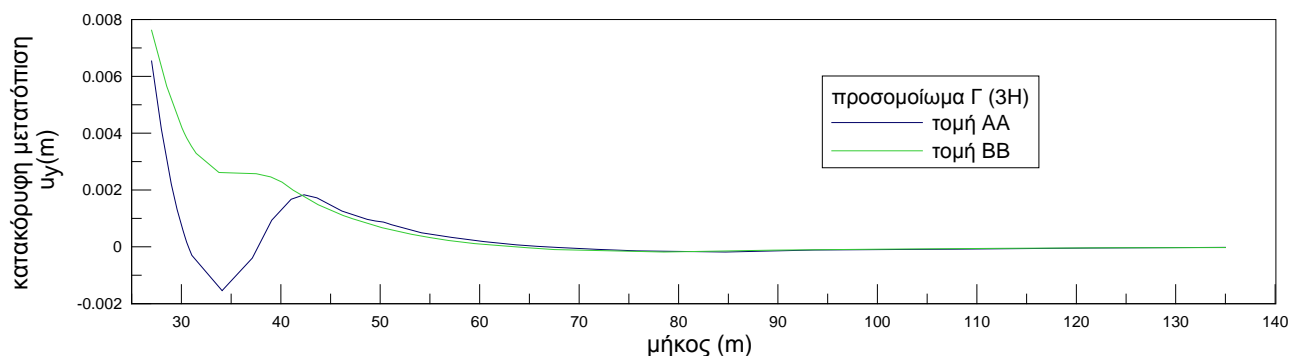
(α)



(β)

Σχήμα 4.55 (α) Κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή AA, (β) κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή BB του προσομοιώματος Γ (με πάκτωση)

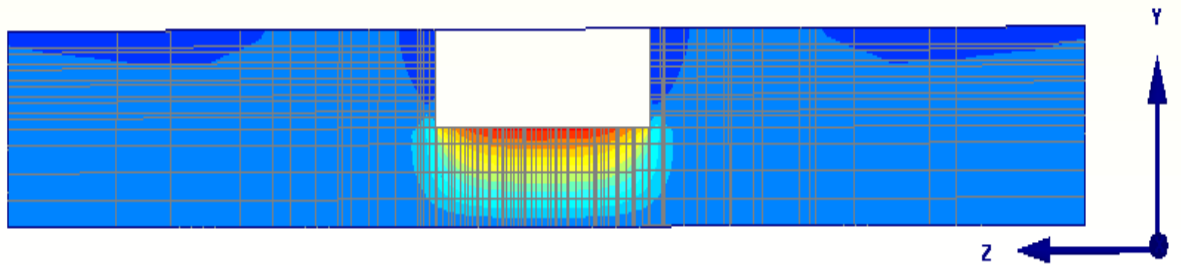
Στο διάγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 4.56) γίνεται σύγκριση των μετατοπίσεων στις δύο θέσεις.



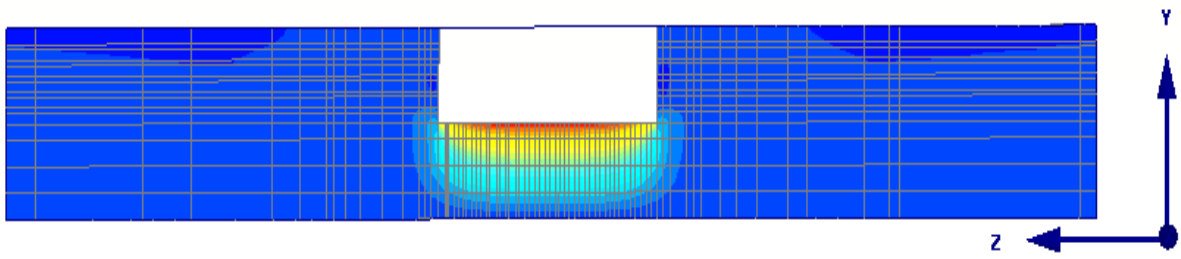
Σχήμα 4.56 Σύγκριση παραμορφώσεων τομών AA και BB για το προσομοίωμα Γ (με πάκτωση)

Παρατηρούμε ότι στη θέση τομής AA το έδαφος ανυψώνεται στο άκρο της εκσκαφής, καθιζάνει στη συνέχεια και ανυψώνεται και πάλι πριν επανέλθει στη μηδενική αρχική παραμόρφωση σε απόσταση 40 μέτρων από την εκσκαφή (θέση 70m). Η μέγιστη ανύψωση εμφανίζεται στο άκρο της εκσκαφής, ενώ η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται σε απόσταση περίπου 8 μέτρων από την εκσκαφή. Η καμπύλη των μετατοπίσεων στη θέση της τομής BB ακολουθεί παρόμοια πορεία χωρίς, όμως, την εμφάνιση καθίζησης.

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την περίπτωση του προσομοιώματος Γ με πέτασμα χωρίς πάκτωση. Στις εικόνες (Σχήμα 4.57α,β) φαίνονται οι κατανομές των παραμορφώσεων στις δύο τομές και ακολουθούν συγκριτικά διαγράμματα για την κάθε τομή στις περιπτώσεις με πάκτωση και χωρίς του πετάσματος (Σχήμα 4.58 και 4.59).

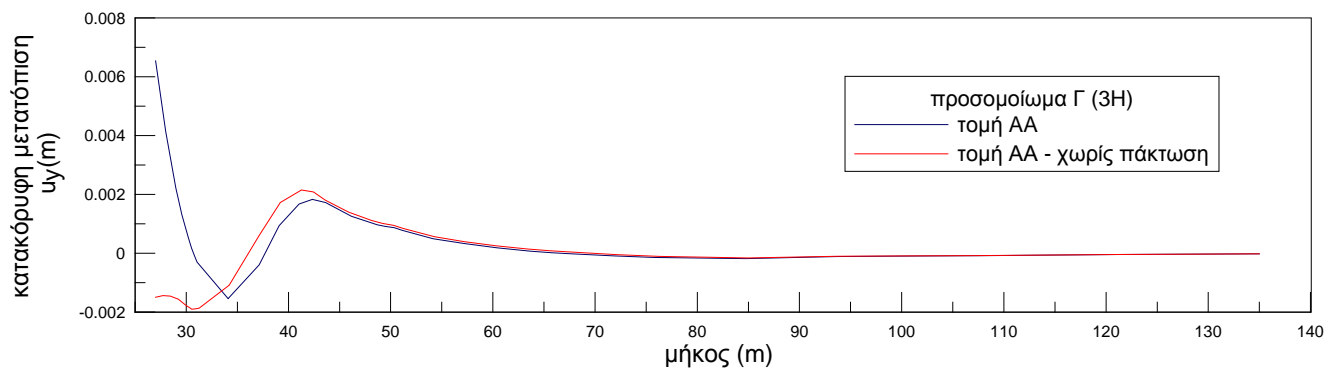


(α)

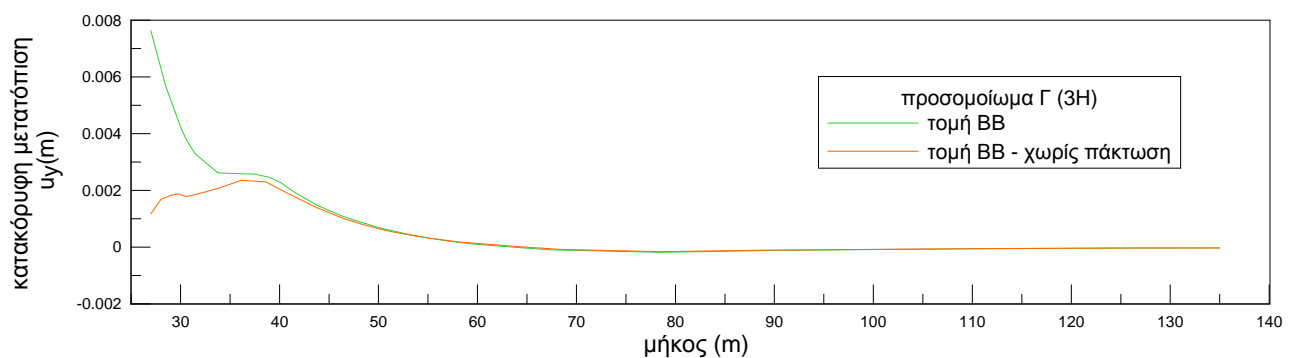


(β)

Σχήμα 4.57 (α) Κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή ΑΑ, (β) κατακόρυφες παραμορφώσεις στην τομή ΒΒ του προσομοιώματος Γ (χωρίς πάκτωση)



Σχήμα 4.58 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής ΑΑ στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα



Σχήμα 4.59 Σύγκριση παραμορφώσεων τομής ΒΒ στις περιπτώσεις με πακτωμένο ή μη πέτασμα

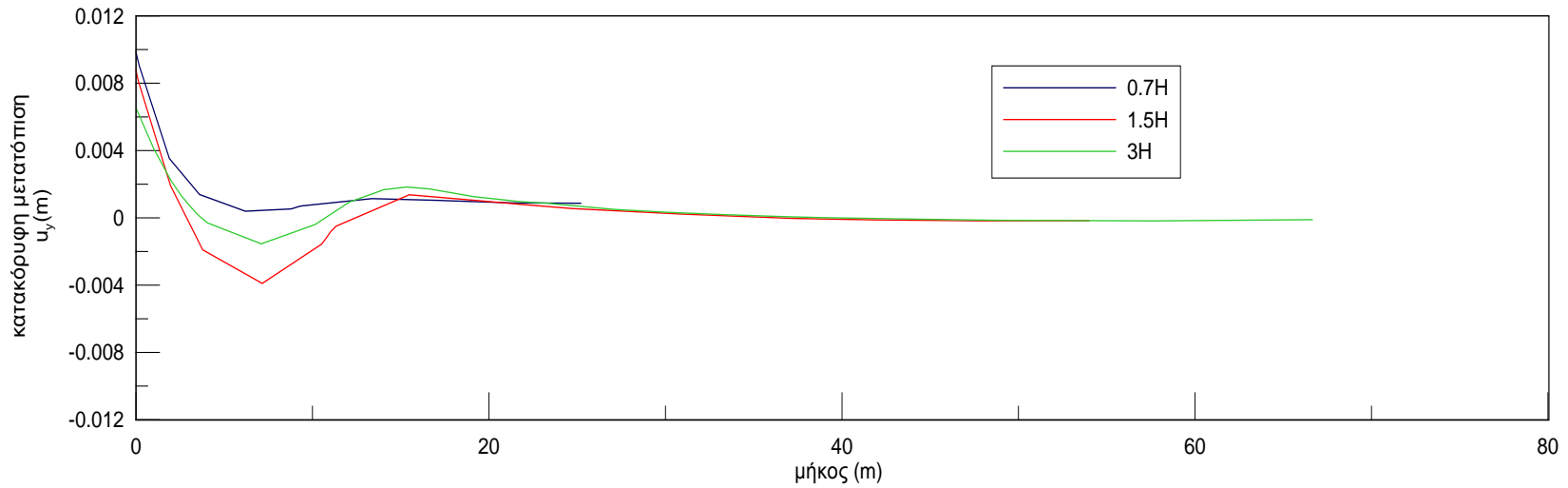
Και στις δύο περιπτώσεις παρατηρούμε σύμπτωση των μορφών των καμπυλών μετά τη θέση 35m στην επιφάνεια του εδάφους.

Πιο συγκεκριμένα, στην περίπτωση της τομής AA η καμπύλη της περίπτωσης πακτωμένου πετάσματος ξεκινά από ανύψωση, ακολουθεί καθίζηση και πάλι ανύψωση που απομειώνεται σταδιακά, ενώ αντίθετα, η καμπύλη της περίπτωσης χωρίς πάκτωση ξεκινά από καθίζηση.

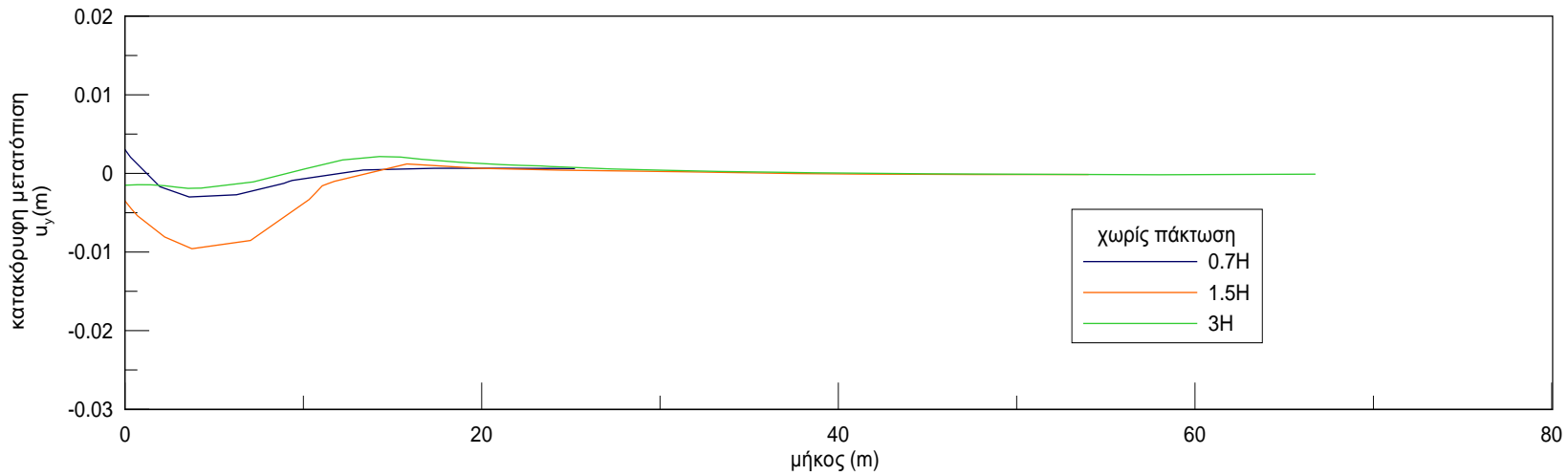
Αντίστοιχα συμβαίνει και για την περίπτωση της τομής BB, όπου όμως η διαφορά εντοπίζεται στα μεγέθη της ανύψωσης για κάθε περίπτωση.

➤ Επίδραση διαστάσεων εκσκαφής στις οριζόντιες μετατοπίσεις

Στα διαγράμματα που ακολουθούν γίνεται σύγκριση των κατακόρυφων μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους για τα τρία προσομοιώματα για τις περιπτώσεις με πάκτωση (Σχήμα 4.60) και χωρίς (Σχήμα 4.61).



Σχήμα 4.60 Κατακόρυφες μετατοπίσεις στην τομή AA για τα τρία προσομοιώματα



Σχήμα 4.61 Κατακόρυφες μετατοπίσεις στην τομή AA για τα τρία προσομοιώματα χωρίς πάκτωση

Παρατηρούμε ότι οι κατακόρυφες μετατοπίσεις του προσομοιώματος Γ βρίσκονται μεταξύ των καμπυλών των προσομοιωμάτων Α και Β. Παρ' όλα αυτά και στις τρεις περιπτώσεις η μορφή των καμπυλών παραμένει η ίδια.

Στην περίπτωση του πετάσματος χωρίς πάκτωση οι μετατοπίσεις του προσομοιώματος Γ διαφοροποιούνται σε μέγεθος αλλά και σε μορφή από τις αντίστοιχες των άλλων μοντέλων.

➤ Σύγκριση προσομοιωμάτων με το διδιάστατο προσομοίωμα

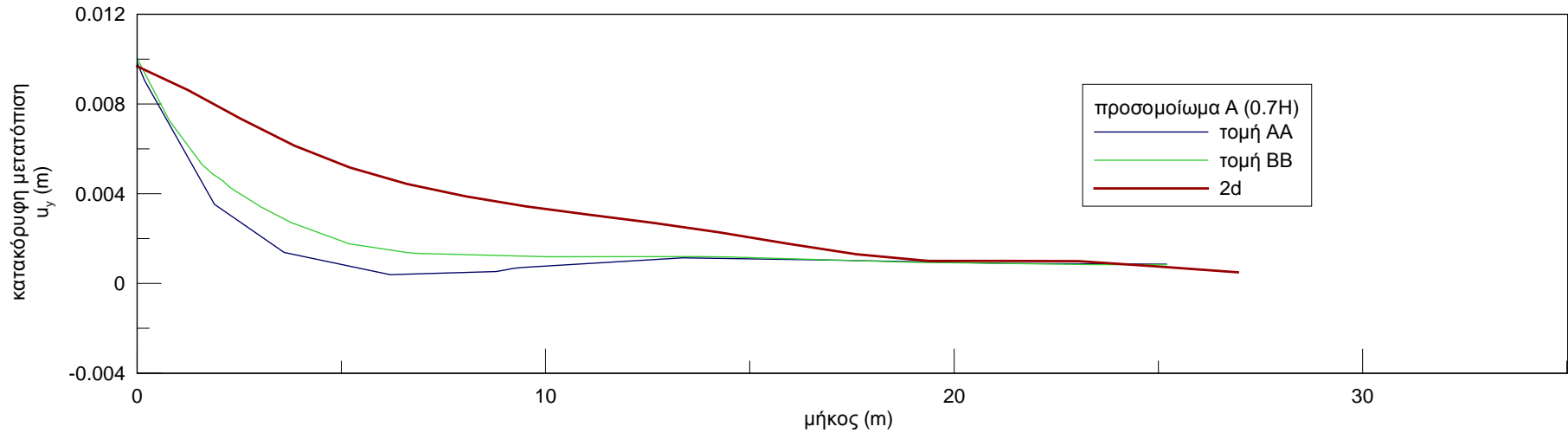
Ακολουθούν συγκριτικά διαγράμματα μεταξύ των τριών προσομοιωμάτων και του αντίστοιχου προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε στις διδιάστατες αναλύσεις. Αρχικά, γίνεται σύγκριση των κατακόρυφων μετατοπίσεων στις θέσεις των τομών ΑΑ και ΒΒ με τις αντίστοιχες μέγιστες μετατοπίσεις του διδιάστατου μοντέλου για κάθε προσομοίωμα στην περίπτωση πακτωμένου πετάσματος (Σχήμα 4.62 - 4.64).

Στην περίπτωση του προσομοιώματος Α παρατηρούμε ότι οι μετατοπίσεις του διδιάστατου μοντέλου ακολουθούν τη μορφή των καμπυλών του τριδιάστατου, ξεκινάνε από την ίδια πρακτικά τιμή ανύψωσης, απομειώνονται όμως σε μεγαλύτερη απόσταση από τις δεύτερες.

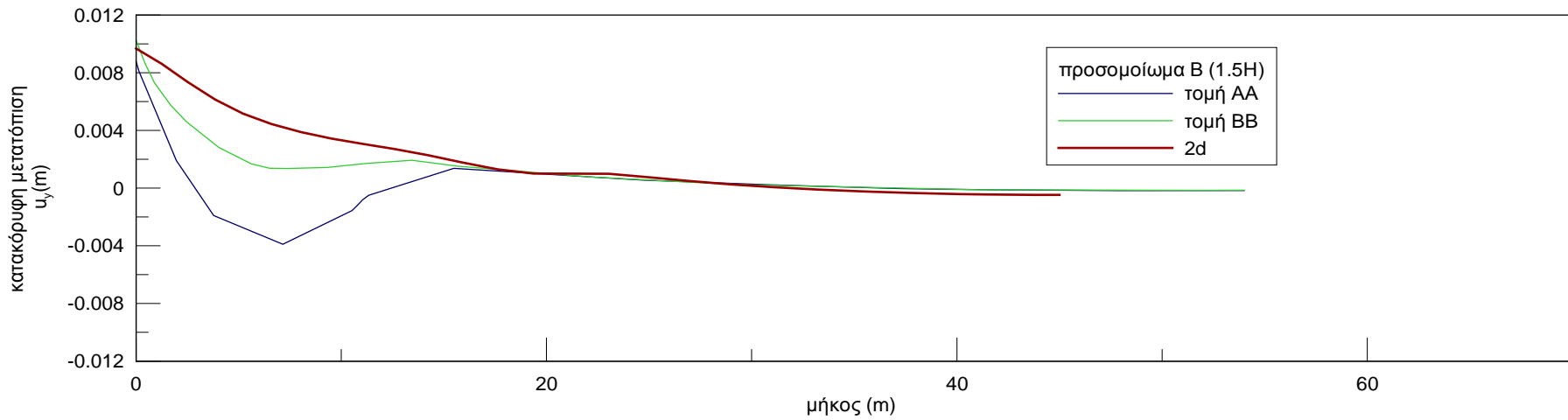
Παρόμοια είναι η εικόνα και για το δεύτερο προσομοίωμα, όπου και πάλι η ανύψωση του εδάφους στην διδιάστατη ανάλυση ξεκινάει από την ίδια τιμή με την τριδιάστατη, ακολουθεί όμως πιο ομαλή απομείωση προς το μηδέν.

Στην περίπτωση του τρίτου μοντέλου παρατηρούμε ότι η καμπύλη του διδιάστατου προσομοιώματος ξεκινά από ανύψωση μεγαλύτερου μεγέθους σε σχέση με τις καμπύλες του τριδιάστατου και σε αντίθεση με αυτές δεν εμφανίζει καθίζηση.

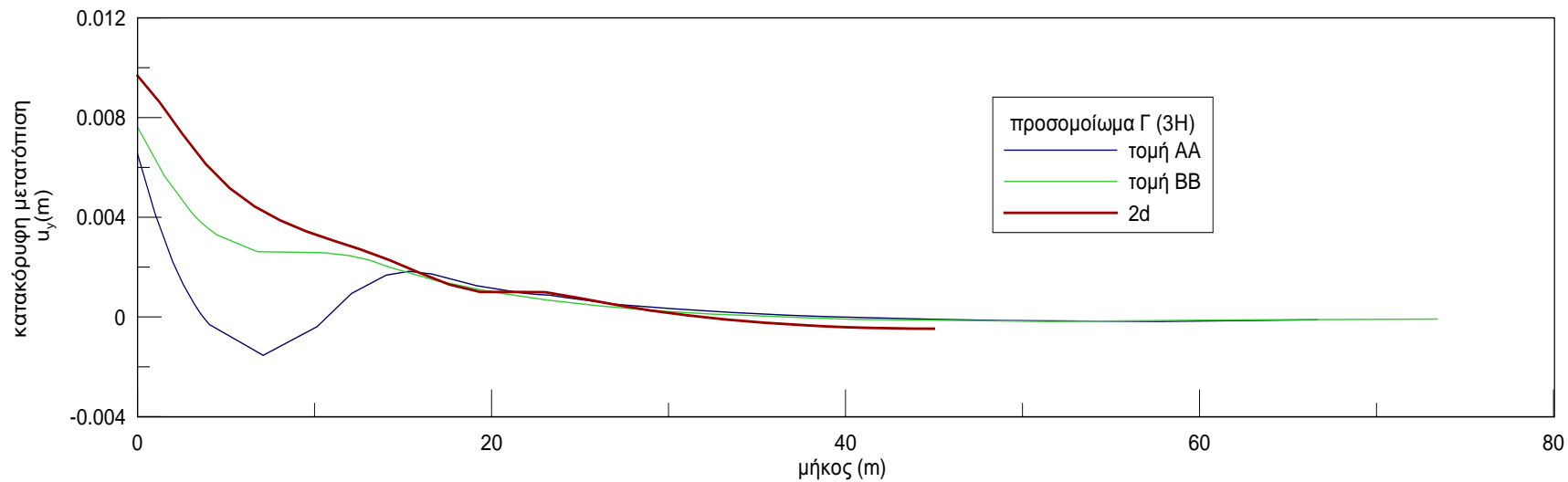
Συμπεραίνουμε επομένως ότι για μικρά εύρη εκσκαφής ($B/H=5$) η διδιάστατη ανάλυση δίνει συντηρητικότερα αποτελέσματα όσον αφορά τις κατακόρυφες καθιζήσεις αφού προβλέπει μεγαλύτερο εύρος επιρροής. Ωστόσο, θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι καθιζήσεις στις οποίες αναφερόμαστε είναι αρκετά μικρές (της τάξης των 6 mm και μικρότερες) οπότε η πρόβλεψη μεγαλύτερων καθιζήσεων από το διδιάστατο μοντέλο δεν αναμένεται να έχει σοβαρές επιπτώσεις στο σχεδιασμό γειτονικών κατασκευών. Αντίθετα, για μεγαλύτερα εύρη εκσκαφής ($B/H=3$) το διδιάστατο μοντέλο δεν προβλέπει την καθίζηση που δίνει το τριδιάστατο μοντέλο καθιστώντας το λιγότερο συντηρητικό. Και πάλι όμως δε θα πρέπει να ξεχνάμε ότι αναφερόμαστε σε μικρές τιμές καθιζήσεων.



Σχήμα 4.62 Σύγκριση μετατοπίσεων προσομοιώματος A με διδιάστατο προσομοίωμα (με πάκτωση)



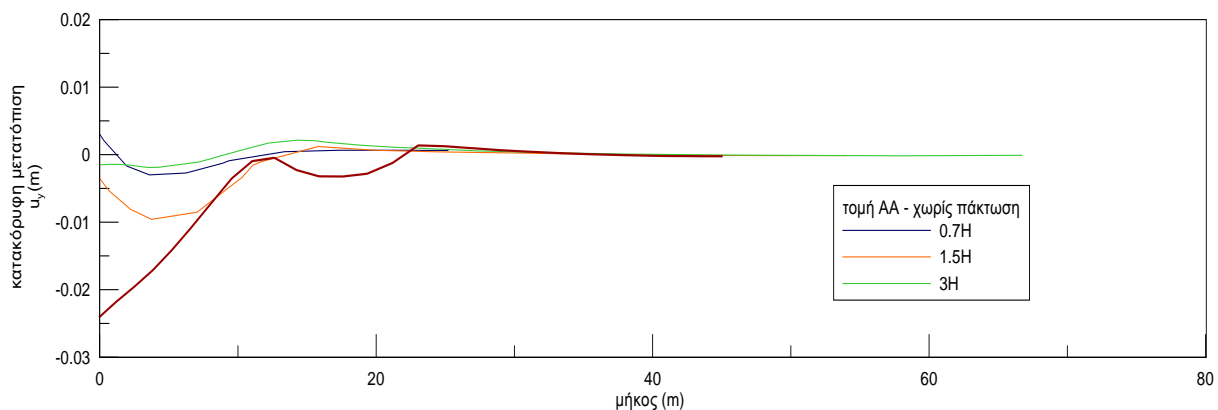
Σχήμα 4.63 Σύγκριση μετατοπίσεων προσομοιώματος B με διδιάστατο προσομοίωμα (με πάκτωση)



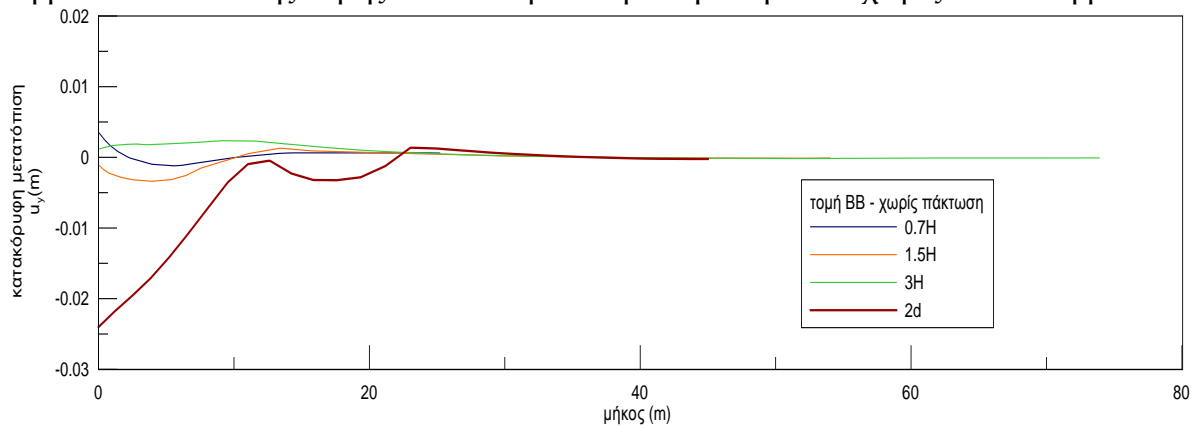
Σχήμα 4.64 Σύγκριση μετατοπίσεων προσομοιώματος Γ με διδιάστατο προσομοίωμα (με πάκτωση)

Από τις παραπάνω συγκρίσεις προκύπτει ότι οι παραμορφώσεις της διδιάστατης ανάλυσης πλησιάζουν περισσότερο σε μορφή εκείνες της θέσης της τομής BB, αλλά σε μέγεθος παραμένουν μεγαλύτερες, με εντονότερη διαφοροποίηση στα μικρότερων διαστάσεων προσομοιώματα. Συνολικά λοιπόν, μπορεί να ειπωθεί πως η θεώρηση του προβλήματος σε δύο διαστάσεις δίνει μη συντηρητικά αποτελέσματα σε ό,τι αφορά στις κατακόρυφες μετατοπίσεις

Ακολουθούν τα συγκριτικά διαγράμματα των κατακόρυφων μετατοπίσεων για την περίπτωση πετάσματος χωρίς πάκτωση (Σχήμα 4.65-4.66)



Σχήμα 4.65 Σύγκριση μετατοπίσεων της τομής AA των τριών προσομοιωμάτων χωρίς πάκτωση με διδιάστατο προσομοίωμα

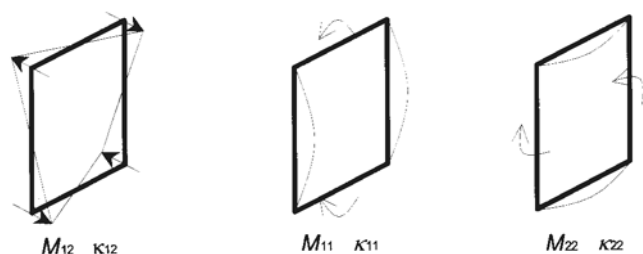


Σχήμα 4.66 Σύγκριση μετατοπίσεων της τομής BB των τριών προσομοιωμάτων χωρίς πάκτωση με διδιάστατο προσομοίωμα

Παρατηρούμε ότι η καμπύλη παραμορφώσεων του διδιάστατου προσομοιώματος εμφανίζει εντονότερες καθιζήσεις και από τα τρία προσομοιώματα που εξετάστηκαν υπό τριδιάστατες συνθήκες, πλησιάζοντας περισσότερο τις μετατοπίσεις στη θέση της τομής ΑΑ. Επομένως, μπορεί να θεωρηθεί συντηρητικό το αποτέλεσμα της διδιάστατης θεώρησης του προβλήματος.

4.4.4 Καμπτικές ροπές στο πέτασμα

Κατά την εκσκαφή που προσομοιώνεται στις τριδιάστατες αναλύσεις αναπτύσσονται στο πέτασμα, περιμετρικά της εκσκαφής, στρεπτικές και καμπτικές ροπές. Παρακάτω εξετάζεται η μορφή και το μέγεθος των καμπτικών ροπών στο πέτασμα για τα τρία προσομοιώματα.

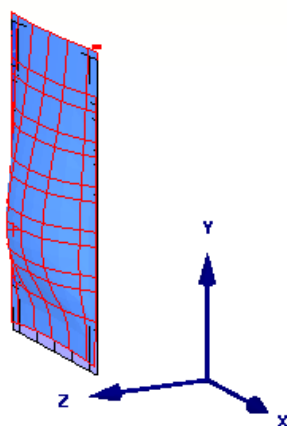


Σχήμα 4.67 Ορισμός του τοπικού συστήματος αξόνων και ροπών στο πέτασμα

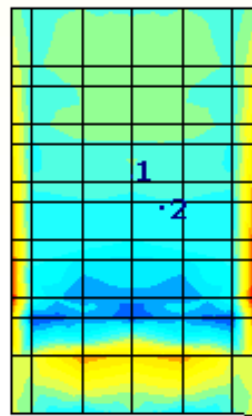
Η ροπή M_{11} είναι η καμπτική ροπή που αναπτύσσεται κάθετα στον άξονα του ύψους και η ροπή M_{22} είναι, αντίστοιχα, εκείνη που αναπτύσσεται κάθετα στον διαμήκη άξονα του πετάσματος, όπως φαίνονται στο Σχήμα 4.67.

Στα παρακάτω σχήματα φαίνεται η τριδιάστατη παραμόρφωση του πετάσματος και η ανάπτυξη των καμπτικών ροπών για κάθε προσομοίωμα (Σχήμα 4.68 – 4.70).

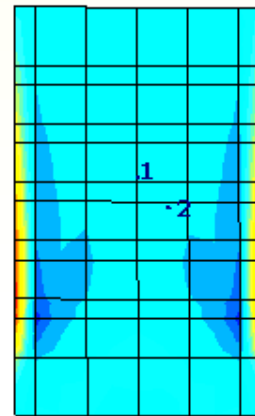
- Προσομοίωμα Α



(α)



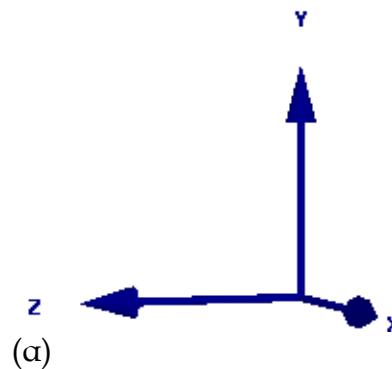
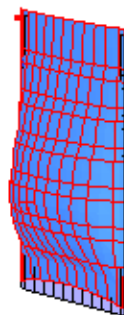
(β)



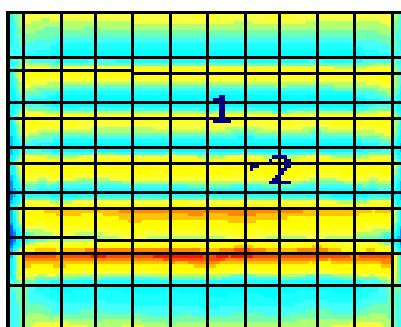
(γ)

Σχήμα 4.68 (α) Ολικές παραμορφώσεις πετάσματος, (β) Ανάπτυξη καμπτικής ροπής M_1 , (γ) Ανάπτυξη καμπτικής ροπής M_2 για το προσομοίωμα A

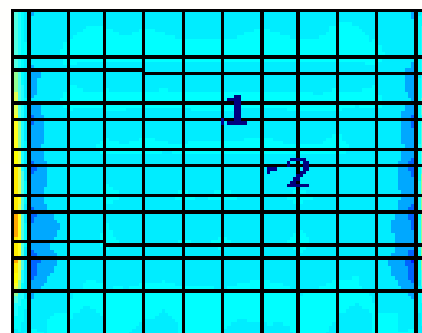
➤ Προσομοίωμα B



(α)



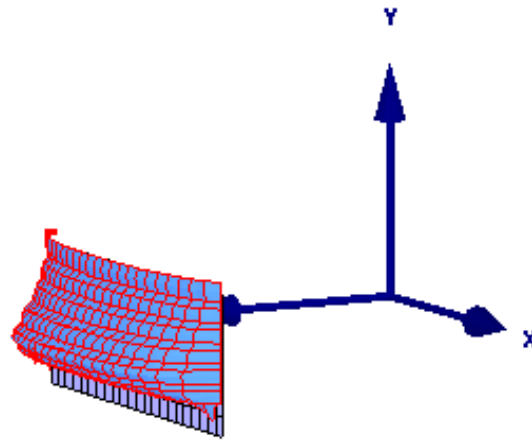
(β)



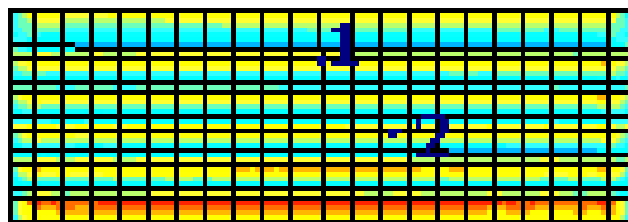
(γ)

Σχήμα 4.69 (α) Ολικές παραμορφώσεις πετάσματος, (β) Ανάπτυξη καμπτικής ροπής M_1 , (γ) Ανάπτυξη καμπτικής ροπής M_2 για το προσομοίωμα B

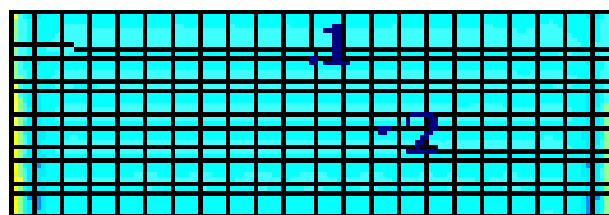
➤ Προσομοίωμα Γ



(α)



(β)

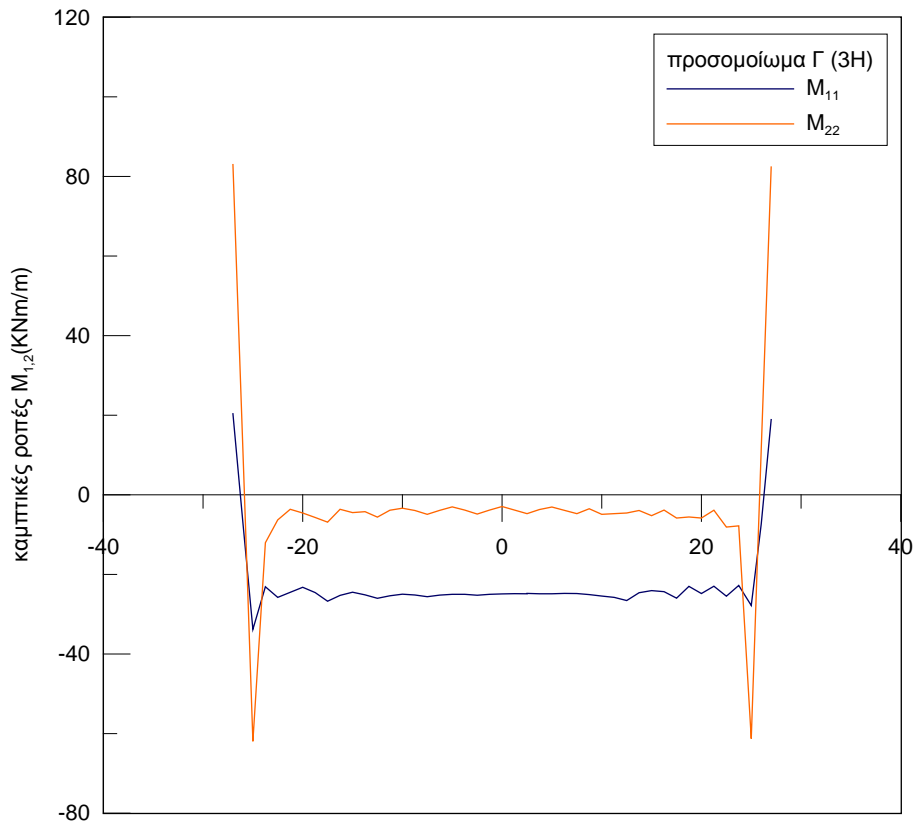


(γ)

Σχήμα 4.70 (α) Ολικές παραμορφώσεις πετάσματος, (β) Ανάπτυξη καμπτικής ροπής M_1 , (γ) Ανάπτυξη καμπτικής ροπής M_2 για το προσομοίωμα Γ

Παρατηρούμε σε όλες τις περιπτώσεις ότι η μέγιστη παραμόρφωση στο πέτασμα εμφανίζεται λίγο ψηλότερα από τη στάθμη εκσκαφής. Ακόμη, οι καμπτικές ροπές μεγιστοποιούνται, όπως ήταν αναμενόμενο, στις θέσεις πάκτωσης, δηλαδή πλευρικά και στο βάθος πάκτωσης του πετάσματος στα 18m.

Ενδεικτικά, γίνεται σύγκριση των διαγραμμάτων των ροπών M_1 και M_2 για την περίπτωση του προσομοιώματος Γ (3H), κατά μήκος του πετάσματος και σε βάθος 16m (Σχήμα 4.71).



Σχήμα 4.71 Σύγκριση καμπτικών ροπών στο προσομοίωμα Γ

Παρατηρούμε ότι η καμπτική ροπή M_1 , η κάθετη στον άξονα του ύψους, εμφανίζει μικρότερες τιμές στα άκρα αλλά μεγαλύτερες στο μέσο του πετάσματος. Με βάση το σχήμα 4.71, η κύρια διεύθυνση οπλισμού πρέπει να είναι η διεύθυνση του άξονα του ύψους, απαιτείται όμως και διαμήκης οπλισμός για την παραλαβή των καμπτικών ροπών M_2 .

Κεφάλαιο 5: Συμπεράσματα

5.1 Συμπεράσματα διδιάστατων αναλύσεων

5.1.1 Συμπεράσματα για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης

- Η αύξηση της γωνίας τριβής φ του εδάφους, για σταθερή τιμή συνοχής c συνεπάγεται βελτίωση των διατμητικών χαρακτηριστικών του εδάφους και επομένως είναι λογικό να απαιτείται μικρότερη δύναμη αγκύρωσης για την αντιστήριξή του. Όσο πιο μικρή είναι η τιμή της σταθερής συνοχής c τόσο εντονότερη είναι η επίδραση της μείωσης της γωνίας τριβής στην αδιαστατοποιημένη δύναμη αγκύρωσης.
- Αύξηση της συνοχής c του εδάφους για σταθερή γωνία τριβής φ (κατά αντιστοιχία με το προηγούμενο συμπέρασμα) οδηγεί σε μείωση της απαιτούμενης αδιαστατοποιημένης δύναμης αγκύρωσης. Όσο πιο μικρή η τιμή της σταθερής γωνίας τριβής τόσο εντονότερη είναι η επίδραση από τη μεταβολή της συνοχής.
- Η πάκτωση του πετάσματος σε βάθος περί τα 0.2H επιδρά σημαντικά στη μείωση της απαιτούμενης δύναμης αγκύρωσης, εφ' όσον οι παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στην περιοχή της έμπηξης του πετάσματος προσφέρουν μια επιπλέον μορφή αντιστήριξης μειώνοντας με αυτόν τον τρόπο τη συνολικά απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης

5.1.2 Συμπεράσματα για τις οριζόντιες μετατοπίσεις

- Αύξηση της συνοχής c για σταθερή τιμή της γωνίας τριβής φ και αντίστροφα δηλαδή αύξηση της γωνίας τριβής για σταθερή τιμή της συνοχής οδηγεί σε μείωση των οριζόντιων μετατοπίσεων. Η επίδραση αυτή των διατμητικών χαρακτηριστικών του εδάφους στις οριζόντιες μετατοπίσεις του πετάσματος ισχύει για κάθε σημείο καθ' ύψος του πετάσματος, με τις διαφορές να είναι εντονότερες στη στέψη του πετάσματος και στη θέση που εμφανίζονται οι μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις.
- Για μικρές τιμές της συνοχής οι μετατοπίσεις όταν έχουμε πακτωμένο πέτασμα είναι σημαντικά μικρότερες σε σχέση με πέτασμα μη πακτωμένο. Για μεγαλύτερες τιμές της συνοχής η τάση αυτή τείνει να μειωθεί και σε κάποια σημεία να αντιστραφεί Η μετακίνηση παρ' όλα αυτά της στέψης του πρανούς παραμένει μεγαλύτερη στις περιπτώσεις χωρίς πάκτωση για κάθε τιμή της συνοχής. Στις περιπτώσεις χωρίς πάκτωση του πετάσματος η μέγιστη μετακίνηση εμφανίζεται στην βάση της εκσκαφής, ενώ στις περιπτώσεις με πάκτωση σε μικρότερο βάθος.

5.1.3 Συμπεράσματα για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις

- Αύξησης της συνοχής ή αύξηση της γωνίας τριβής οδηγεί σε μείωση των καθιζήσεων και σε κάποιες περιπτώσεις ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους στην κορυφή του πρσανούς. Αυτό οφείλεται στο ότι το έδαφος με βελτιωμένα διατμητικά χαρακτηριστικά τείνει να αντισταθεί στην καθίζηση και επομένως για μεγαλύτερες τιμές συνοχής και γωνίας τριβής η τάση αυτή οδηγεί σε ανύψωση

5.1.4 Συμπεράσματα για τη μέγιστη οριζόντια μετατόπιση

- Τα διατμητικά χαρακτηριστικά του εδάφους (c,φ) όσο και η ύπαρξη ή μη πακτώσεως του πετάσματος δεν έχουν σαφή επίδραση στην τιμή της μέγιστης αδιάστατης τιμής οριζόντιας μετατόπισης.

5.2 Συμπεράσματα τριδιάστατων αναλύσεων

5.2.1 Συμπεράσματα για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης

- Η απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης μειώνεται με την μείωση των διαστάσεων της εκκαφής. Επίσης, για κάθε προσομοίωμα απαιτείται μεγαλύτερη δύναμη αγκύρωσης στην περίπτωση του μη πακτωμένου πετάσματος.

5.2.2 Συμπεράσματα για τις οριζόντιες μετατοπίσεις

- Οι τιμές των οριζόντιων μετατοπίσεων στις διάφορες διατομές (κατά την τρίτη διάσταση που λείπει από το διδιάστατο μοντέλο) διαφοροποιούνται. Συγκεκριμένα, οι παραμορφώσεις στις διατομές κοντά στις γωνίες της εκκαφής (θέσεις πακτώσεως) είναι μικρότερες. Αντίθετα στο μέσον κάθε μιας πλευράς της τετραγωνικής εκκαφής εμφανίζονται οι μέγιστες οριζόντιες παραμορφώσεις. Ωστόσο, το βάθος εμφάνισης της μέγιστης οριζόντιας παραμόρφωσης σε κάθε διατομή είναι σε κάθε περίπτωση περιπτώσεις στην ίδια θέση
- Οι οριζόντιες παραμορφώσεις αυξάνονται συνολικά με την αύξηση των διαστάσεων της εκκαφής. Για τις διατομές που βρίσκονται περί το μέσον της πλευράς της τετραγωνικής εκκαφής οι διαφοροποιήσεις είναι εντονότερες στη στέψη της εκκαφής. Για διατομές κοντά στη θέση της πάκτωσης (γωνίες τετραγωνικής εκκαφής) οι διαφοροποιήσεις είναι πρακτικά ομοιόμορφες σε όλο το βάθος της εκκαφής
- Η πάκτωση του πετάσματος για διαστάσεις εκκαφής $1.B/H$ (βλέπε Κεφάλαιο 3.2) οδηγεί σε μικρότερες τιμές οριζόντιων μετατοπίσεων σε σχέση με την περίπτωση όπου το πέτασμα δεν είναι πακτωμένο. Η ύπαρξη ή μη πακτώσεως επηρεάζει περισσότερο τις διατομές περί το μέσον της κάθε

πλευράς της τετραγωνική εκοκαφής και λιγότερο τις διατομές που βρίσκονται πλησίον των γωνιών της εκοκαφής. Η επίδραση αυτή αφορά τις οριζόντιες παραμορφώσεις για κάθε βάθος, είναι όμως σημαντικότερη για την περιοχή της στέψης και για τη θέση εμφάνισης της μέγιστης τιμής.). Για διαστάσεις εκοκαφής $B/H=3.0$ η περίπτωση του μη πακτωμένου πετάσματος δίνει μικρότερες τιμές οριζόντιας παραμόρφωσης σχεδόν σε όλο το βάθος της εκοκαφής. Εξαιρέση αποτελεί η περιοχή της στέψης όπου η οριζόντια μετατόπιση είναι μεγαλύτερη για την περίπτωση χωρίς πάκτωση τόσο στο μέσον της κάθε πλευράς της τετραγωνική εκοκαφής όσο και πλησίον των γωνιών της εκοκαφής.

5.2.3 Συμπεράσματα για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις

- Για την περίπτωση μικρών διαστάσεων εκοκαφής ($B/H=0.7$), είτε με πάκτωση είτε όχι παρατηρείται ανύψωση του εδάφους, η οποία εμφανίζει τη μέγιστη τιμή της στο άκρο της εκοκαφής και στη συνέχεια μειώνεται σταδιακά. Δυσμενέστερες από πλευράς κατακόρυφων μετατοπίσεων θεωρούνται οι διατομές που βρίσκονται περί των γωνιών της τετραγωνικής εκοκαφής, σε αντίθεση με ό,τι ισχύει για τις οριζόντιες παραμορφώσεις και την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης.
- Για την περίπτωση προσομοιωμάτων με μεγαλύτερες διαστάσεις εκοκαφής ($B/H \geq 1.5$) στη θέση τομής περί το μέσον της πλευράς της τετραγωνικής εκοκαφής το έδαφος ανυψώνεται στο άκρο της εκοκαφής και καθιζάνει στη συνέχεια. Η καμπύλη των μετατοπίσεων στη θέση της τομής κοντά σε κάποια από τις γωνίες της εκοκαφής ξεκινάει από ανύψωση λίγο μεγαλύτερου μεγέθους από της τομής περί τον μέσον της πλευράς της εκοκαφής, η οποία μειώνεται σταδιακά χωρίς την εμφάνιση καθίζησης.
- Η παρουσία πακτώσεως του πετάσματος κάτω από τη στάθμη θεμελιώσεως οδηγεί σε μικρότερες τιμές ανυψώσεως και μεγαλύτερες τιμές καθιζήσεων σε σχέση με τις περιπτώσεις όπου το πέτασμα δεν είναι πακτωμένο.

5.2.4 Συμπεράσματα για τις καμπτικές ροπές στο πέτασμα

- Οι καμπτικές ροπές μεγιστοποιούνται, στις θέσεις πάκτωσης, δηλαδή πλευρικά και στο βάθος πάκτωσης του πετάσματος. Η καμπτική ροπή το διάνυσμα της οποίας είναι κάθετο στον άξονα του ύψους, εμφανίζει μικρότερες τιμές στα άκρα αλλά μεγαλύτερες στο μέσο του πετάσματος. Κύρια διεύθυνση οπλισμού είναι η διεύθυνση του άξονα του ύψους, απαιτείται όμως και διαμήκης οπλισμός για την παραλαβή των καμπτικών ροπών παράλληλων με τον κατακόρυφο άξονα.

5.3 Συμπεράσματα συγκρίσεως διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων

5.3.1 Συμπεράσματα για την απαιτούμενη δύναμη αγκύρωσης

- Το διδιάστατο μοντέλο υπερεκτιμά τη δύναμη αγκύρωσης είτε έχουμε πάκτωση είτε όχι. Η υπερεκτίμηση αυτή είναι τόσο μεγαλύτερη όσο μικρότερες είναι οι διαστάσεις της εκκαφής. Να σημειωθεί ότι προκειμένου να θεωρηθεί ότι το διδιάστατο μοντέλο υπερεκτιμά τη δύναμη αγκύρωσης συγκρίθηκε με τη δυσμενέστερη από τις διατομές του τριδιάστατου μοντέλου.

5.3.2 Συμπεράσματα για τις οριζόντιες μετατοπίσεις

- Για τις περιπτώσεις που το πέτασμα λειτουργεί με πάκτωση και για μικρές διαστάσεις εκκαφής ($B/H=0,7$) η θεώρηση του προβλήματος ως διδιάστατο είναι συντηρητική συγκρινόμενη με οποιαδήποτε διατομή του τριδιάστατου μοντέλου. Για μεγαλύτερες τιμές του λόγου πλάτους προς ύψος ($B/H>1.5$) η θεώρηση του διδιάστατου μοντέλου δεν είναι πάντα υπέρ της ασφαλείας. Ενώ υπερεκτιμά (για $B/H=1.5$) ή δίνει την ίδια τιμή (για $B/H=3$) οριζόντια μετατόπιση στη στέψη φαίνεται να υποεκτιμά την μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση στη δυσμενέστερη θέση του τριδιάστατου προσομοιώματος (μέσον πλευράς τετραγωνικής εκκαφής). Ωστόσο, σε σχέση με μια διατομή κοντά στη γωνία της εκκαφής (θέση πακτώσεως) η διδιάστατη ανάλυση είναι συντηρητική.
- Για τις περιπτώσεις που το πέτασμα λειτουργεί χωρίς πάκτωση για κάθε εύρος εκκαφής ($B/H=0.7, 1.05, 3$) το διδιάστατο μοντέλο υπερεκτιμά τόσο τη μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση (σε σχέση με τη δυσμενέστερη διατομή του τριδιάστατου προσομοιώματος) όσο και την οριζόντια μετατόπιση στη στέψη δίνοντας.

5.3.3 Συμπεράσματα για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις

- Για μικρά εύρη εκκαφής $\leq (B/H)$ η διδιάστατη ανάλυση δίνει συντηρητικότερα αποτελέσματα όσον αφορά τις κατακόρυφες καθιζήσεις αφού προβλέπει μεγαλύτερο εύρος επιρροής. Ωστόσο, θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι καθιζήσεις στις οποίες αναφερόμαστε είναι αρκετά μικρές οπότε η πρόβλεψη μεγαλύτερων καθιζήσεων από το διδιάστατο μοντέλο δεν αναμένεται να έχει σοβαρές επιπτώσεις στο σχεδιασμό γειτονικών κατασκευών. Αντίθετα, για μεγαλύτερα εύρη εκκαφής ($B/H=3$) το διδιάστατο μοντέλο δεν προβλέπει την καθίζηση που δίνει το τριδιάστατο μοντέλο καθιστώντας το λιγότερο συντηρητικό.

Κεφάλαιο 6: Βιβλιογραφία

- Αναγνωστόπουλος Α. (2000), "Στοιχεία Αγκυρώσεων", Αθήνα
 - Αναγνωστόπουλος Α., Μιχάλης Η., (2004), "Σημειώσεις αντιστηρίξεων και καθιζήσεων λόγω εκσκαφών", Αθήνα, Εκδόσεις Ε.Μ.Π.
 - Καββαδάς Μ. (2001), "Στοιχεία Εδαφομηχανικής", Εκδόσεις Ε.Μ.Π.
 - Καββαδάς Μ., "Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων", 2009
 - Κατοστάρα Β., Υφαντή Δ. (2005), "Προεντεταμένες αγκυρώσεις, Εφαρμογή του Ευρωκώδικα 7 στο πρόβλημα της γενικής ευστάθειας", Διπλωματική Εργασία Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
 - Προυντζόπουλος Γ. (2006), "Επίδραση Προεντεταμένων αγκυρώσεων στην οριακή ευστάθεια και στην κατανομή των παραμορφώσεων κατακόρυφων εδαφικών πρανών", Μεταπτυχιακή Εργασία Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων»
 - Μόκα Ελ. (2008), "Παραμετρική Διερεύνηση γενικής ευστάθειας με προεντεταμένες αγκυρώσεις", Μεταπτυχιακή Εργασία Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων»
 - Μπουκοβάλας Γ. (2003), "Σημειώσεις σε Ειδικά Θέματα Θεμελιώσεων", Αθήνα, Εκδόσεις, Ε.Μ.Π
 - Χριστούλας Σ. (1998), "Επιλογές εφαρμοσμένης Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής", Αθήνα, Εκδόσεις Συμεών
 - Eurocode 7 (2007), Geotechnical Design-Part 1:General rules, EN 1997
 - European Committee for Standardisation, EN1537:1996, Execution of special geotechnical work: Ground anchors, February 1996
 - British Standards Institution, "British Standard Code of practice for Ground Anchorages", (1989)
 - DIN 4125, "Προσωρινές και Μόνιμες Αγκυρώσεις", EN 1997-1, Μάρτιος 2003
 - European Standard, "Geotechnical Investigation and testing- Testing of geotechnical structures- Part5: Testing of anchorages", 2005
 - International Organisation for Standardisation, Tentative Final Draft of ISO TC 182/SC 1 , "ISO 22477- Geotechnical Investigation and testing - Testing of geotechnical structures - Part5: Testing of anchorages", 2009
 - Merrifield, Barrley, Von matt, "The execution of Ground Anchor Works: The European Standard EN 1537"
 - Εγχειρίδιο Plaxis V8
 - Εγχειρίδιο Plaxis 3D Foundation 2
-