

Πίνακας περιεχομένων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	1
ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΑΓΚΥΡΙΩΝ	1
1.1 Εισαγωγή	1
1.2. Εφαρμογές των αγκυρώσεων.....	2
1.3 Τμήματα του αγκυρίου	3
1.4 Τύποι αγκυρίων.....	6
1.5 Προστασία από διάβρωση	9
1.6. Κατασκευαστικά στοιχεία αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις.	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	22
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ	22
2.1 Ευρωκώδικας EC-7.....	22
2.1.1 Γενικές αρχές	22
2.1.2 Ανάλυση οριακών καταστάσεων αστοχίας-Τρόποι σχεδιασμού.....	24
2.1.3 Διατάξεις του EC-7 για τις αγκυρώσεις.....	27
2.2 Εθνικό Προσάρτημα στον Ευρωκώδικα EN 1997-1	32
2.2.1 Εισαγωγή	32
2.2.2 Πληροφορίες Εθνικής Επιλογής για την Ελλάδα	33
2.3 Δοκιμές αγκυρώσεων κατά τις ευρωπαϊκές προδιαγραφές	38
2.3.1 Γενικά.....	38
2.3.2 Μέθοδοι δοκιμών αγκυρίων	39
2.4 Γερμανικοί κανονισμοί DIN 4125 και DIN 1054.....	46
2.4.1 Βασικά στοιχεία του DIN 4125	46
2.4.2 Διατάξεις του DIN 1054 για τις αγκυρώσεις.....	50
2.5. Στοιχεία του Βρετανικού Κανονισμού BS (8081:1989).....	53
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	57
ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ.....	57
3.1.Γενικά.....	57
3.2 Μέθοδοι ανάλυσης της συνολικής ευστάθειας.....	58
3.2.1 Ανάλυση ευστάθειας με παραδοχή επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης	58
3.2.2 Ανάλυση ευστάθειας με παραδοχή κυκλικής επιφάνειας ολίσθησεως.....	60
3.2.3 Μηχανισμοί ανατροπής πρίσματος κατά Kranz (1953).....	62
3.3 Εσωτερική ισορροπία αγκυρώσεων.....	66
3.3.1 Επιμέρους μηχανισμοί αστοχίας.....	66
3.3.2 Πλευρικές τάσεις συνάφειας-φέρουσα ικανότητα αγκυρώσεως	67
3.4 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.....	70

3.4.1 Μέθοδοι παρατηρήσεως	70
3.4.2 Απλές μέθοδοι αλληλεπίδρασης	73
3.4.3 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων	75
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	77
ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΥΠΟ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ	77
4.1 Σκοπός των αναλύσεων και εισαγωγή δεδομένων	77
4.2 Γενικά στοιχεία διδιάστατων αναλύσεων	82
4.3 Ενδεικτικά αποτελέσματα αναλύσεων	90
4.3.1 Γενικά.....	90
4.3.2 Βασικές επιλύσεις D0L1	90
4.3.3 Βασικές επιλύσεις D1L1	96
4.3.4 Βασικές επιλύσεις D2L1	98
4.4 Παράγοντες που επηρεάζουν τη συμπεριφορά της κατασκευής αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις	103
4.4.1 Παράγοντες που επηρεάζουν το συντελεστή ασφάλειας MSF.....	103
4.4.2 Παράγοντες που επηρεάζουν την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων	109
4.4.3 Η ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων.....	116
4.4.4 Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης	127
4.4.5 Επιρροή της ανηγμένης απόστασης μετώπων B/H.....	135
4.4.6 Συμπληρωματικά σχόλια για την ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων	140
4.4.7 Επιρροή της διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας επί των επιφανειακών καθιζήσεων	146
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	151
ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΕΚΣΚΑΦΩΝ ΥΠΟΣΤΗΡΙΖΟΜΕΝΩΝ ΜΕ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ.....	151
5.1 Γενικά- Το πρόγραμμα Plaxis 3D Foundation.....	151
5.2 Ενδεικτικές, τριδιάστατες αναλύσεις για ανυποστήριχτη εκσκαφή	157
5.3 Αποτελέσματα τριδιάστατων αναλύσεων εκσκαφών με αντιστήριξη προεντεταμένων αγκυρώσεων.	162
5.3.1 Εισαγωγή δεδομένων	162
5.3.2 Επιλύσεις 3D με L/H=1	165
5.3.3 Επιλύσεις 3D με L/H=2,5	177
5.3.4 Σύγκριση επιλύσεων υπό 3D και 2D συνθήκες.....	186
5.3.5 Συμπληρωματικές παρατηρήσεις για τις επιφανειακές καθιζήσεις	196

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	203
ΕΦΑΡΜΟΓΗ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΩΝ ΠΡΑΝΩΝ ΤΟΥ ΝΕΟΥ ΜΟΥΣΕΙΟΥ ΑΚΡΟΠΟΛΕΩΣ ΥΠΟ ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ	203
6.1 Στοιχεία του έργου και της μελέτης αντιστήριξης των πρανών εκσκαφής .	203
6.1.1 Ιδιαιτερότητες του έργου- Γεωτεχνικά προβλήματα	203
6.1.2 Γεωτεχνικές συνθήκες του χώρου	204
6.1.3 Σχεδιασμός αντιστήριξης-Επιλογή γεωτεχνικών παραμέτρων.....	207
6.2 Επανυπολογισμοί ευστάθειας κατασκευής αντιστήριξης.....	211
6.2.1 Στοιχεία της κατασκευής στη θέση επανυπολογισμών	211
6.2.2 Εισαγωγή δεδομένων επανυπολογισμών	212
6.2.3 Ανάλυση υπό διδιάστατες συνθήκες.....	214
6.2.4 Ανάλυση υπό τριδιάστατες συνθήκες.....	219
6.2.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων διδιάστατης και τριδιάστατης ανάλυσης.....	228
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7	233
ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	233
8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	245

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

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 γεωυλικού με την κατασκευή που βρίσκεται σε επαφή μαζί του. Τα αγκύρια αναλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία και ο μοναδικός τρόπος ανάπτυξης και μεταβίβασης των εφελκυστικών φορτίων είναι η εφελκυστική τους παραμόρφωση μέσω της σχετικής απομάκρυνσης των άκρων τους. Η εφελκυστική παραμόρφωση μπορεί να αναπτύσσεται λόγω των σχετικών μετατοπίσεων κατά τις εκσκαφές έργων ή να επιβάλλεται εκ των προτέρων με ελεγχόμενο τρόπο. Ο τρόπος λοιπόν, ανάπτυξης των εφελκυστικών παραμορφώσεων διαφοροποιεί τα αγκύρια σε παθητικά ή ενεργητικά (προεντεταμένα). Σε περιπτώσεις όπου οι αναμενόμενες παραμορφώσεις είναι ανεκτές, χρησιμοποιούνται παθητικά αγκύρια, όπως πχ. σε εκσκαφές σηράγγων σε αρκετό βάθος, ώστε οι επιφανειακές παραμορφώσεις να μη θίγουν τις κατασκευές. Αντίθετα, 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 και στη συνέχεια επί του εδάφους κατά την επιφάνεια επαφής τους.
- Επιβολή ελεγχόμενης εντατικής κατάστασης στο υπέδαφος ή τουλάχιστον προσφορά μηχανικής ενίσχυσης.
- Άσκηση προέντασης στην κατασκευή όταν η αγκύρωση συνδέεται κατάλληλα με αυτή. Η προένταση που δημιουργείται μέσω των τενόντων σε μια κατασκευή μπορεί να ενσωματώσει τις ήδη δημιουργούμενες εφελκυστικές τάσεις της κατασκευής.

1.2. Εφαρμογές των αγκυρώσεων

Οι αγκυρώσεις είναι κατασκευές ή συστήματα που επιτρέπουν τη μετάδοση στην εδαφική μάζα των εφελκυστικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στον τένοντα του αγκυρίου. Τα αγκύρια μπορούν να έχουν εφαρμογή και ως μεμονωμένα στοιχεία, συνήθως όμως χρησιμοποιούνται ως ομάδα που έχει συνολική δράση επί της κατασκευής. Ενδεικτικές εφαρμογές των αγκυρίων είναι οι εξής:

- ❖ Σε κατασκευές αντιστήριξης των πρηνών βαθιών εκσκαφών. Οι δυνάμεις προέντασης εφαρμόζονται επί της κατασκευής, ώστε να περιορίζουν τις εδαφικές παραμορφώσεις και να βελτιώνουν την ευστάθεια και εξισορροπούνται μέσω των διατμητικών τάσεων συνάφειας που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια του σώματος πάκτωσης του αγκυρίου και του εδάφους.
- ❖ Σε κατασκευές που εφαρμόζονται υψηλές δυνάμεις άνωσης σε συνδυασμό με πλάκα θεμελίωσης. Σε αυτή την περίπτωση, οι δυνάμεις προέντασης εξισορροπούν τις δυνάμεις άνωσης και εξισορροπούνται αντίστοιχα από τις τάσεις συνάφειας.
- ❖ Για τη σταθεροποίηση ασταθών εδαφών και την αύξηση της φέρουσας ικανότητάς τους.
- ❖ Στο σύστημα των δοκιμαστικών φορτίσεων αξονικώς φορτιζομένων πασσάλων, όπου κατασκευάζονται αγκύρια σε συμμετρική διάταξη, ως προς τον άξονα της δοκιμαστικής φόρτισης και ουσιαστικά αναλαμβάνουν και μεταβιβάζουν στο έδαφος τα επιβαλλόμενα φορτία.
- ❖ Για την εξισορρόπηση υψηλών ροπών ανατροπής κατασκευών, όπως πύργων, υδατοπύργων, υψηλών εξεδρών κλπ. .
- ❖ Για τη συγκράτηση υπογείων δεξαμενών αποθήκευσης.
- ❖ Για την εξασφάλιση των απαραίτητων συνθηκών στήριξης υπογείων διαβάσεων ή γενικά κατασκευών που πραγματοποιούνται με μεθοδολογία εκσκαφής και επανεπίχωσης.
- ❖ Για την προσωρινή αντιστήριξη υπογείων έργων σε βράχο, όπως σηράγγων και υπογείων σταθμών.
- ❖ Για τη βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας μεγάλων φραγμάτων.
- ❖ Σε ακρόβαθρα ή και μεσόβαθρα ακόμη γεφυρών, όπου αναπτύσσονται υψηλές ροπές κάμψης που χωρίς την πρόβλεψη αγκυρώσεων θα έδιναν συνισταμένη δύναμη εκτός της επιφάνειας φόρτισης. Οι δυνάμεις αγκύρωσης σε αυτή την περίπτωση εξισορροπούν τις ροπές κάμψης μέσω υψηλών, εφελκυστικών φορτίων.
- ❖ Σε λιμενικές, θαλάσσιες ή παραποτάμιες κατασκευές.

1.3 Τμήματα του αγκυρίου

Στη συνέχεια, θα αναφερόμαστε μόνο στα προεντεταμένα αγκύρια και όχι στα παθητικά, τα οποία δε εμπíπτουν στο αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

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 προενταθεί, 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 τανύεται 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 ελεύθερο αυτό μήκος, καθορίζεται βάσει των εξής κριτηρίων:

- Το πακτωμένο τμήμα που ακολουθεί το ελεύθερο θα πρέπει με βεβαιότητα να βρίσκεται εκτός της πιθανής επιφάνειας γενικής ολίσθησης, ιδίως δε αν αυτή θεωρείται ως επίπεδη.
- Η περιοχή πάκτωσης, κατά προτίμηση πρέπει να βρίσκεται σε ζώνη εδάφους επαρκούς, διατμητικής αντοχής.
- Το ελεύθερο μήκος συνδέεται με τις μετρούμενες ελαστικές παραμορφώσεις κεφαλής και με τις απαιτούμενες δυνάμεις τάνυσης.

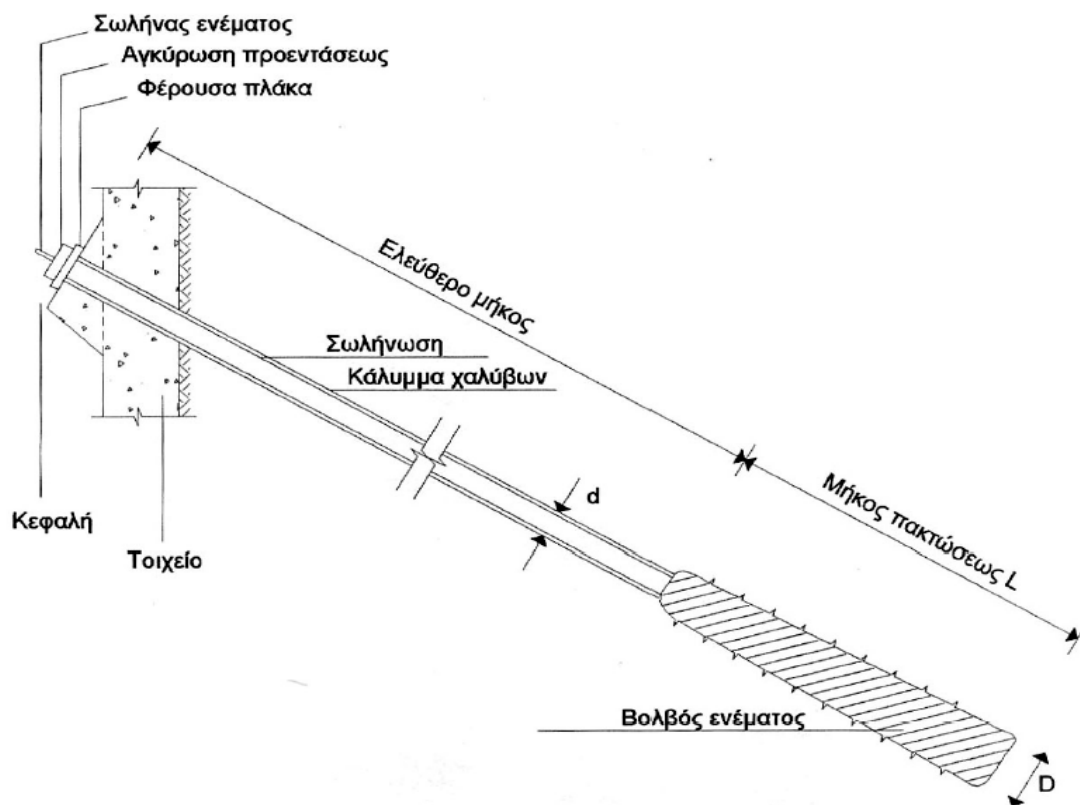
Για να μπορεί να αναπτυχθεί η απαραίτητη δύναμη θα πρέπει το μήκος αυτό να είναι απομονωμένο από το γύρω έδαφος ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία τριβών που αντιστέκονται στην επιμήκυνσή του. Για να επιτευχθεί αυτό χρησιμοποιούνται κατάλληλα περιβλήματα (συνήθως από συνθετικά υλικά). Το ελεύθερο μήκος 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

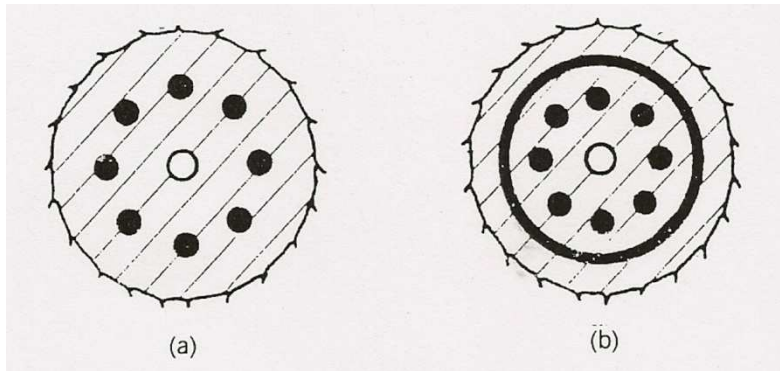
ραβδώσεις ή σε περίπτωση που αυτοί καλύπτονται, επιλέγεται ραβδωτό πλαστικό ή μεταλλικό προστατευτικό περίβλημα. Το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου αποτελεί πολύ σημαντικό μέρος του αφού η αντοχή συνάφειας ανάμεσα στο ένεμα και στο έδαφος αποτελεί τον πιο ευαίσθητο παράγοντα που καθορίζει τη φέρουσα ικανότητα 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 διατρήματος.

Στο σχήμα 1.1 παρουσιάζονται τα βασικά μέρη ενός αγκυρίου και στο σχήμα 1.2 φαίνεται τομή του αγκυρίου στο βολβό ενέματος για δύο περιπτώσεις αγκυρίων, προσωρινής ή μόνιμης λειτουργίας. Στο σχήμα αυτό (1.2), τα χαλύβδινα στοιχεία προέντασης αποτελούνται από ράβδους χάλυβα υψηλής αντοχής. Τέτοιες ράβδοι χάλυβα, π.χ. 12Φ7 χρησιμοποιήθηκαν σε κατασκευές αντιστήριξης στην Ελλάδα τα προηγούμενα χρόνια, σήμερα όμως, σχεδόν αποκλειστικά χρησιμοποιούνται τένοντες από συρματόσχοινα υψηλής αντοχής S1500/1700 ή S1700/1900.



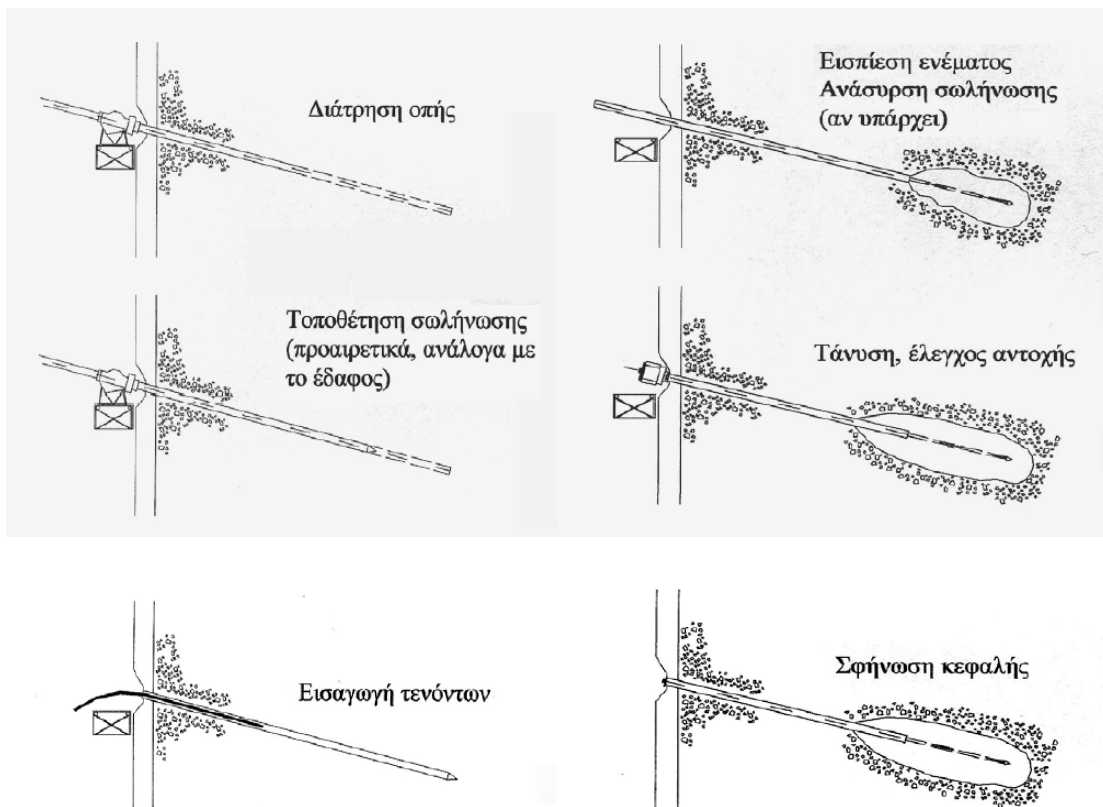
Σχήμα 1.1: Τμήματα αγκυρίου



Σχήμα 1.2: Τομή στην περιοχή του βολβού ενέματος,
 a) για προσωρινά αγκύρια, b) για μόνιμα αγκύρια.

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 1.3.



Σχήμα 1.3: Φάσεις κατασκευής αγκυρίου

1.4 Τύποι αγκυρίων

Τα αγκύρια διακρίνονται σε κατηγορίες, ανάλογα με το χρόνο ζωής για τον οποίο σχεδιάζονται και ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους που εξαρτάται και από τον τύπο του εδάφους. Διάκριση επίσης μπορεί να γίνει και με βάση άλλους δευτερεύοντες παράγοντες, όπως η κλίση των αγκυρίων ως προς την οριζόντιο.

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

- Προσωρινές αγκυρώσεις με τεχνική διάρκεια ζωής έως 2 έτη.
- Μόνιμες αγκυρώσεις με τεχνική διάρκεια ζωής μεγαλύτερη από 2 έτη και συνήθως μεγαλύτερη από 3 έτη.

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

Βάσει της μεθοδολογίας κατασκευής, 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 ή αποσαθρωμένους βράχους ή ημιβράχους με συμπεριφορά κυρίως μη συνεκτικού εδάφους 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

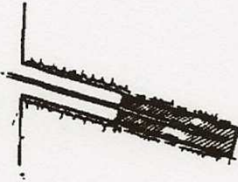
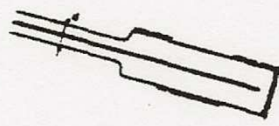
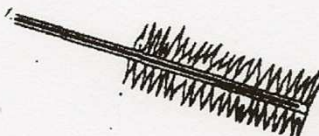
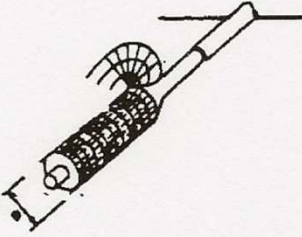
παθητικές ωθήσεις του συμπιεσμένου εδάφους, που αναπτύσσονται στο άνω άκρο του πακτωμένου τμήματος μόλις το αγκύριο αρχίσει να κινείται.

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 πιέζει το ελαστικό περίβλημα, σπάει 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
Α	 <p data-bbox="379 526 590 616">Λείο διάτρημα Σταθερή διάμετρος Ένεμα χωρίς πίεση</p>
Β	 <p data-bbox="379 940 566 1019">Ένεμα με ελαφρά πίεση ($p < 1\text{MPa}$)</p>
Γ	 <p data-bbox="379 1310 598 1422">Ένεμα με ισχυρή πίεση ($p > 1\text{MPa}$) σε μία ή δύο φάσεις</p>
Δ	 <p data-bbox="379 1691 662 1758">Διάτρημα με διαδοχικές διευρύνσεις</p>

Σχήμα 1.4: 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 .

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.1: ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΑΝΤΙΔΙΑΒΡΩΤΙΚΗΣ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΓΙΑ ΠΡΟΣΩΡΙΝΑ ΑΓΚΥΡΙΑ (EN 1537:1996)

1. ΠΑΚΤΩΜΕΝΟ ΤΜΗΜΑ ΤΕΝΟΝΤΑ

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

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 συνιστώνται 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

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. Κατασκευαστικά στοιχεία αντιστήριξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις

Ένα από τα κυριότερα στοιχεία επιλογής της μελέτης αντιστήριξης πρανούς εκσκαφής με προεντεταμένες αγκυρώσεις είναι ο τρόπος ανάληψης των φορτίων τανύσεων των αγκυρίων και μετάδοσής τους στην εδαφική μάζα. Η επιλογή αυτή συναρτάται και με τον τύπο του πετάσματος αντιστήριξης.

Τα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής αντιστήριξης επιτελούν ένα διπλό σκοπό:

- Την προσωρινή αντιστήριξη του πρανούς, κατά την πρώτη φάση εκσκαφής, που βεβαίως γίνεται πριν από την κατασκευή και ενεργοποίηση της πρώτης σειράς αγκυρίων.
- Την ανάληψη των υψηλών συγκεντρωμένων δυνάμεων προέντασης και την ασφαλή μετάδοσή τους στο έδαφος. Οι δυνάμεις αυτές έχουν ως συνέπεια την ανάπτυξη ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων, τόσο στο κατακόρυφο στοιχείο αντιστήριξης, όσο και στο ενδιάμεσο τοίχωμα.

Στις περιπτώσεις όπου το τοιχείο αντιστήριξης προορίζεται και για μόνιμη λειτουργία, πχ. ως τοιχείο υπογείων χώρων, επομένως έχει αρκετό πάχος, τα αγκύρια μπορούν να κατασκευαστούν σε ενδιάμεσες θέσεις μεταξύ των κατακορύφων στοιχείων, δεδομένου ότι το τοιχείο μπορεί να αναλάβει τις υψηλές εφελκυστικές τάσεις σε διεύθυνση κάθετη προς τη δύναμη αγκύρωσης που δημιουργούνται (τάσεις διασπάσεως). Εναλλακτικώς, οι πλάκες των αγκυρώσεων κατασκευάζονται μεν σε ενδιάμεσες θέσεις, αλλά εφαρμόζουν τις δυνάμεις με κατανεμημένο τρόπο μέσω οριζοντίων δοκών, συνήθως μεταλλικών που συνδέονται με τα κατακόρυφα στοιχεία.

Η συνηθέστερη περίπτωση είναι η εφαρμογή των δυνάμεων τανύσεως κατευθείαν επί των κατακορύφων στοιχείων μέσω της πλάκας αγκυρώσεως και της όλης διαμόρφωσης της κεφαλής του αγκυρίου. Οι εναλλακτικοί τρόποι κατασκευής είναι συνήθως δύο:

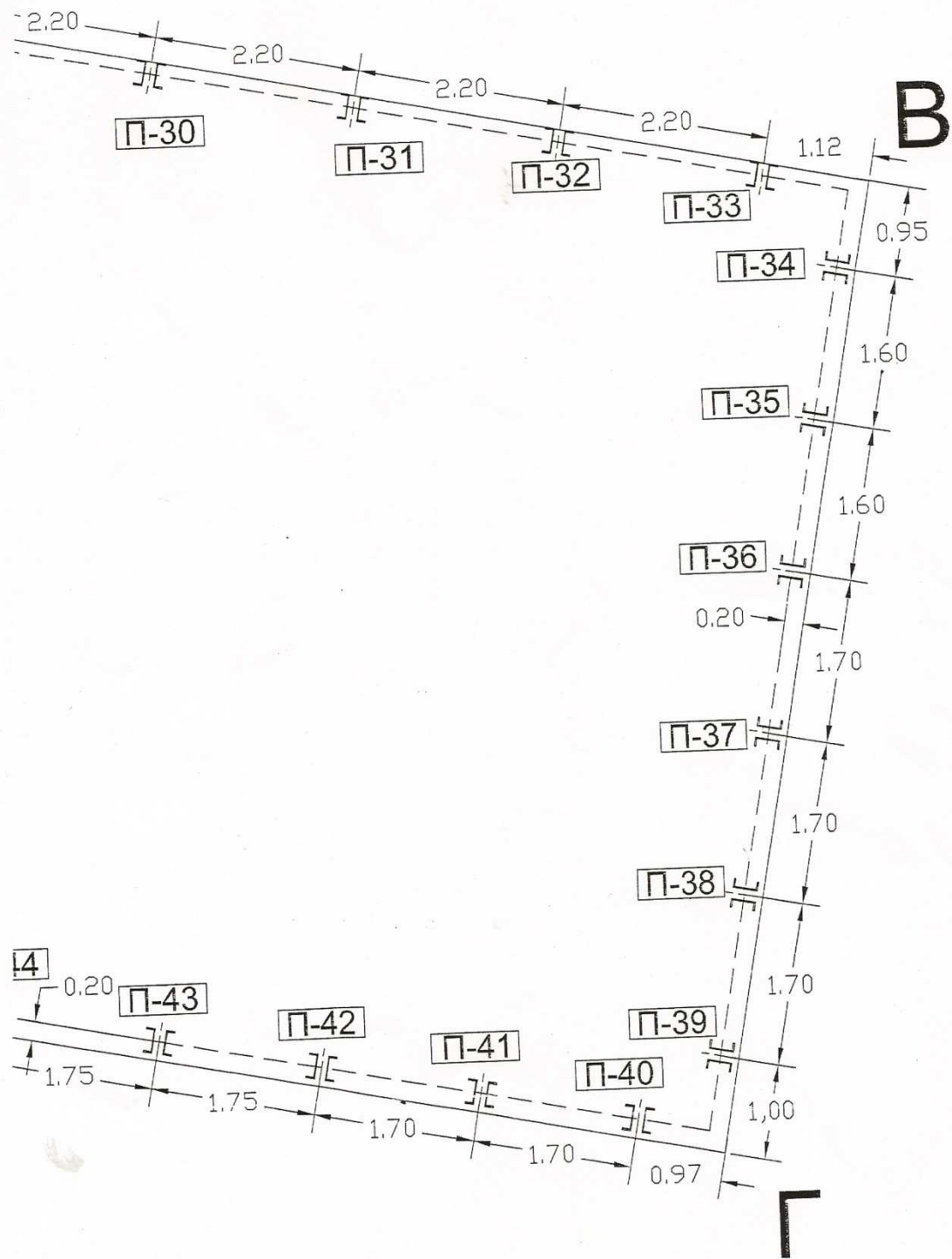
- ✓ Κατασκευή κατακορύφων σιδηροπασσάλων με διατομή κατά κανόνα 2U.
- ✓ Κατασκευή κατακορύφων πασσάλων δια εκσκαφής.

Η κατασκευή γίνεται εκ των άνω προς τα κάτω ως εξής:

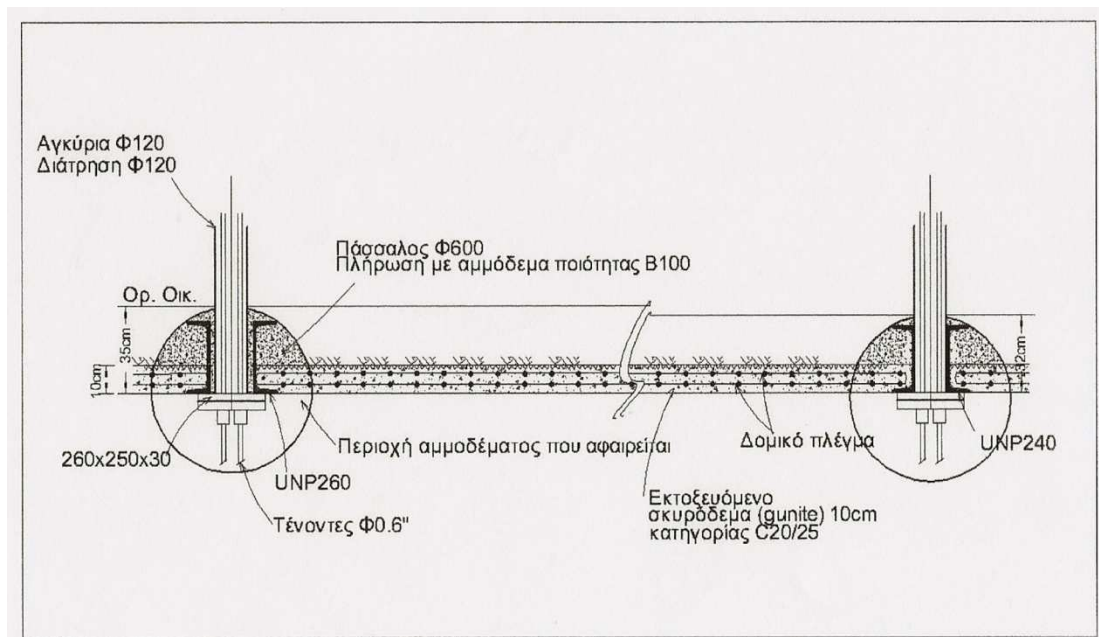
- ❖ Προηγείται πρώτη φάση εκσκαφής σε βάθος 0,75-1m κάτω από τη στάθμη της πρώτης σειράς αγκυρώσεων.
- ❖ Γίνεται διάτρηση της πρώτης σειράς αγκυρίων που διέρχεται κατά περίπτωση ή ανάμεσα από τους σιδηροπασσάλους ή από το σώμα του φρατοπασσάλου, τοποθετούνται οι τένοντες προέντασης και η έγχυση ή εισπίεση του τσιμεντενέματος πάκτωσης στο προβλεπόμενο μήκος του βολβού πάκτωσης του αγκυρίου.
- ❖ Μετά από πάροδο του απαραίτητου χρονικού διαστήματος 7-10 ημερών γίνεται προένταση, δοκιμαστική τάνυση και τελική σφήνωση μέσω της πλάκας αγκυρώσεως.
- ❖ Ακολουθεί η δεύτερη φάση εκσκαφής που φθάνει στο κατάλληλο βάθος κάτω από τη δεύτερη σειρά αγκυρώσεων και επαναλαμβάνεται η διαδικασία που αναφέρθηκε παραπάνω.

Στην περίπτωση πρόβλεψης σιδηροπασσάλων διανοίγεται καταρχάς με περιστροφικό γεωτρύπανο οπή διαμέτρου συνήθως, από 0,40-0,60m. Στο σχήμα 1.5 φαίνεται απόσπασμα κάτοψης έργου στην οδό Αχαρνών (Αθήνα) με τις ακριβείς θέσεις του άξονα των αγκυρώσεων. Τα δύο μεταλλικά U συνδέονται κατά διαστήματα μέσω ηλεκτροσυγκόλλησης με μεταλλικές πλάκες, ενώ η απόστασή τους είναι ελαφρώς μεγαλύτερη από τη διάμετρο του αγκυρίου που προορίζεται να διέλθει ανάμεσα στα δύο μεταλλικά στοιχεία. Ακολουθεί η κατακόρυφη τοποθέτηση των μεταλλικών στοιχείων μέσα στην οπή που ήδη έχει διανοιχθεί, το βάθος της οποίας εκτείνεται κατά 2-4m κατά κανόνα, κάτω από το τελικό επίπεδο της γενικής εκσκαφής. Το βάθος αυτό επιλέγεται ή εξωυπολογιστικά ή βάσει κάποιου υπολογισμού.

Το μέρος της οπής, στην οποία πακτώθηκαν οι σιδηροπάσσαλοι που βρίσκεται κάτω από τη στάθμη εκσκαφής γεμίζει με κανονικό σκυρόδεμα, ώστε να εξασφαλιστούν πραγματικές συνθήκες πάκτωσης των κατακορύφων στοιχείων, ενώ το τμήμα άνω της στάθμης εκσκαφής γεμίζει με σκυρόδεμα χαμηλής αντοχής ή μείγμα άμμου με τσιμέντο, ώστε να είναι εύκολη η καθαίρεσή του κατά τη βαθμιαία κατασκευή των αγκυρώσεων εκ των άνω προς τα κάτω.



Σχήμα 1.5: Απόσπασμα κάτοψης πραγματικού έργου αντιστήριξης με τις θέσεις των σιδηροπρασάλων (με την ένδειξη Π).



Σχήμα 1.6:Οριζόντια τομή στη στάθμη αγκύρωσης επί σιδηροπασσάλων, (κατά Χ.Ζερβογιάννη 2008).

Στο σχήμα 1.6 δίνεται η οριζόντια τομή σε στάθμη αγκύρωσης και φαίνονται οι οπές τοποθετήσεως των σιδηροπασσάλων που άνω της στάθμης γενικής εκσκαφής έχουν γεμίσει με αμμοκονίαμα, το οποίο στη συνέχεια καθαιρέθηκε, προκειμένου να τοποθετηθεί ο σιδηρός οπλισμός αποτελούμενος από πλέγματα μέσα έξω και στη συνέχεια να κατασκευαστεί λεπτή στρώση εκτοξευομένου σκυροδέματος. Στο ίδιο σχήμα φαίνεται η πλάκα αγκύρωσης από την οποία προεξέχουν τα καλώδια προέντασης.

Εικόνα της κατασκευής αγκυρίων παρουσιάζεται στο σχήμα 1.7 που ακολουθεί. Στη ζώνη όπου εκτείνεται και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, δηλαδή αμέσως επάνω από τη στάθμη των υπό κατασκευή αγκυρίων, η τάνυση και σφήνωση έχει ολοκληρωθεί.

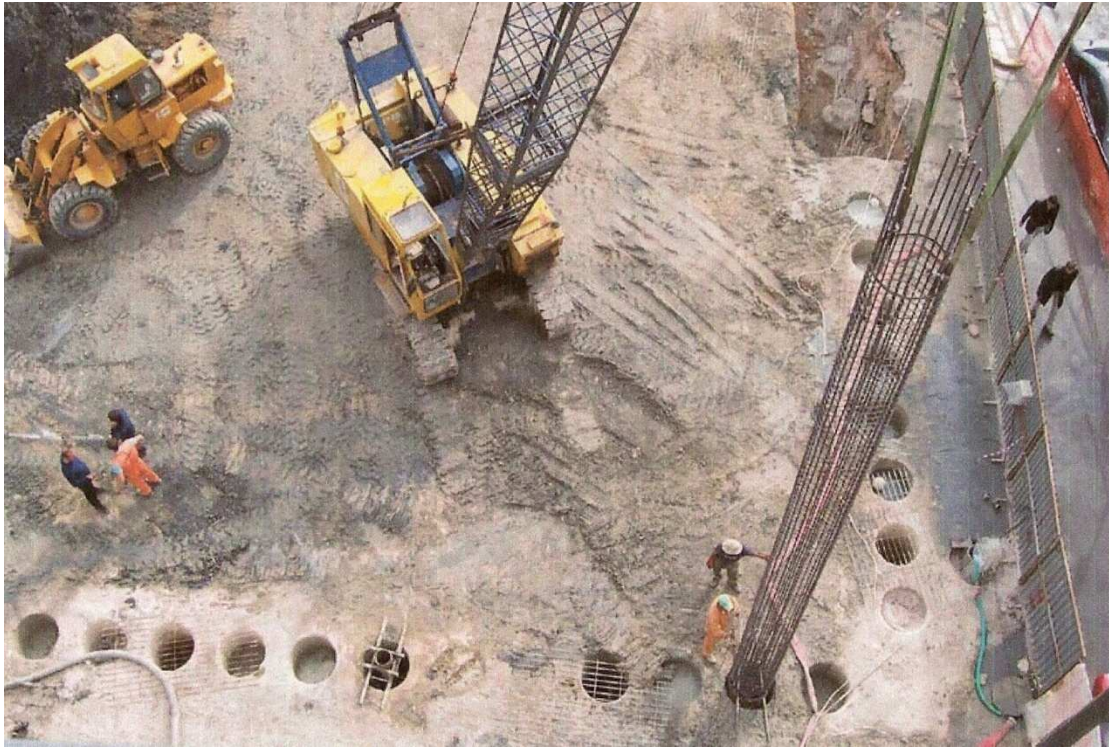
Στο σχήμα 1.8 φαίνεται εργοτάξιο αντιστήριξης που ήδη βρίσκεται σε χαμηλή στάθμη εκσκαφής. Μετά τη διάτρηση των αγκυρίων ακολουθεί η τοποθέτηση των πλεγμάτων σιδηρού οπλισμού, η κατασκευή εκτοξευομένου σκυροδέματος στην αντίστοιχη ζώνη και θα ακολουθήσει η τάνυση της αντίστοιχης σειράς.



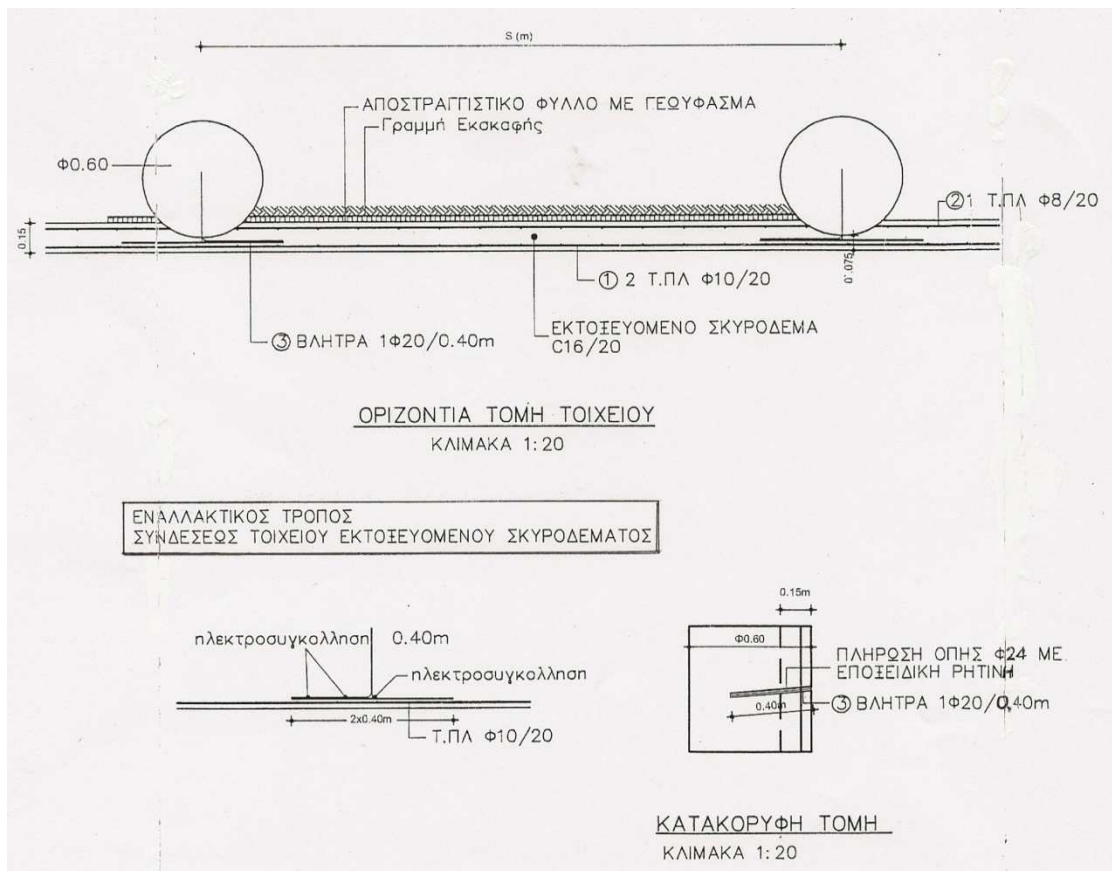
Σχήμα 1.7:Εικόνα από την κατασκευή αγκυρίων επί σιδηροπασσάλων.



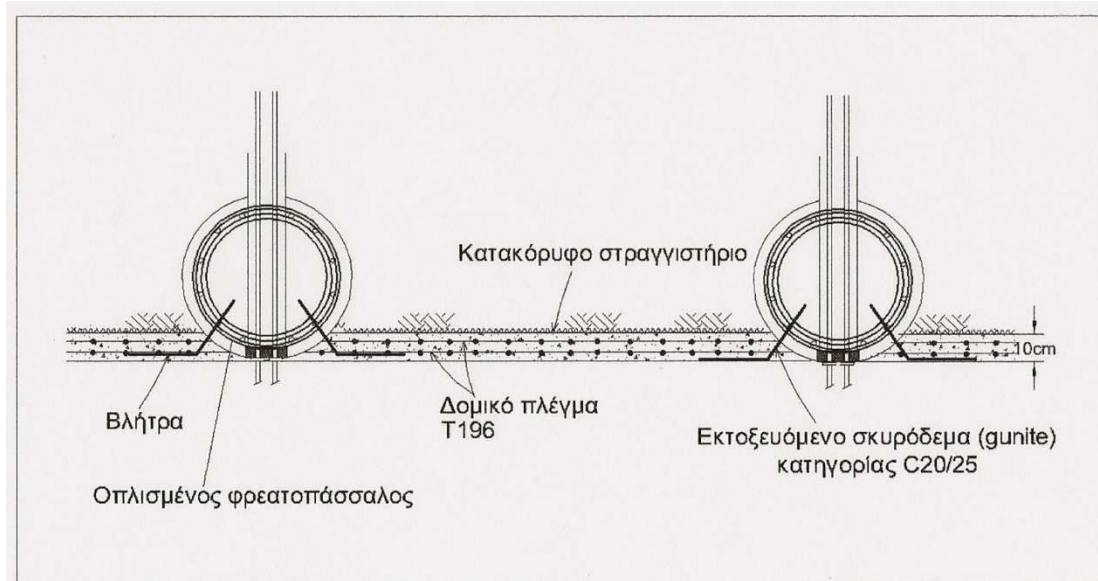
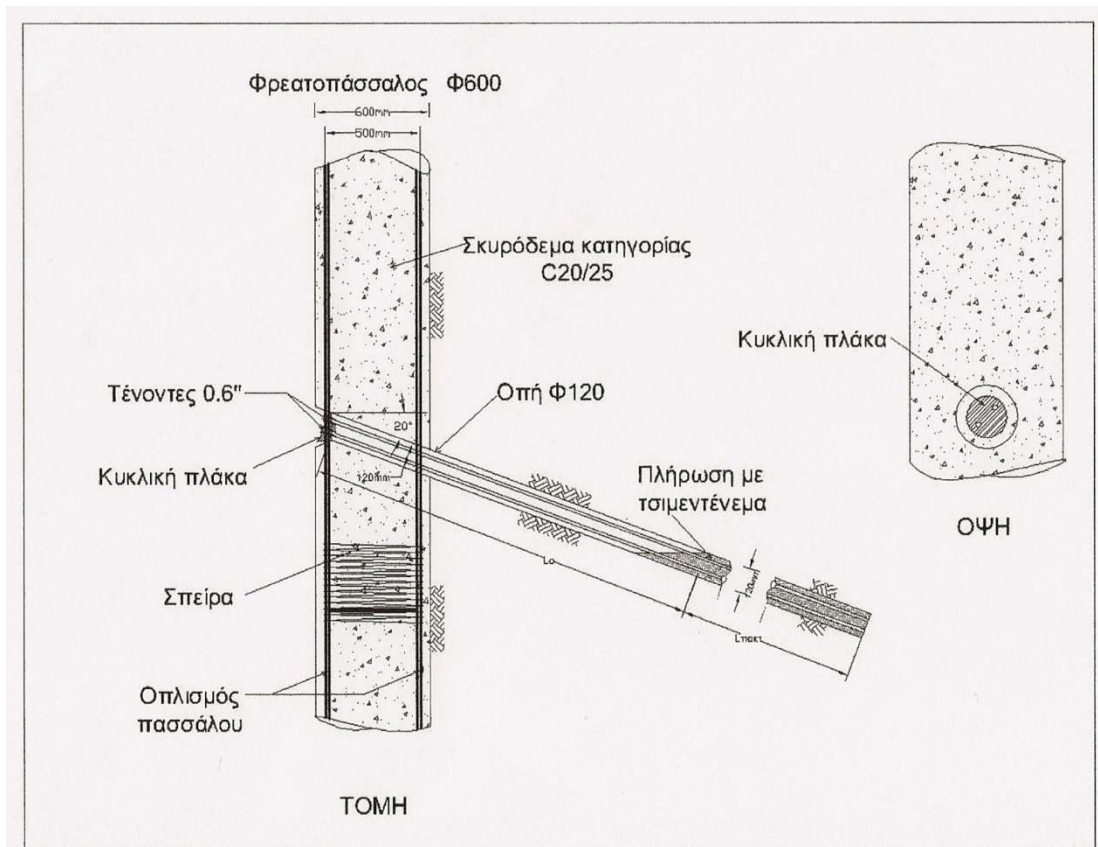
Σχήμα 1.8:Εικόνα εργοταξίου σε εξέλιξη.



Σχήμα 1.9: Τοποθέτηση του κλωβού σιδηροπλισμού μέσα στις οπές των φρεατοπασσάλων αγκυρώσεως (κατά Χ.Ζερβογιάννη 2008).



Σχήμα 1.10: Λεπτομέρεια σύνδεσης φρεατοπασσάλου με τοίχείο εκτοξευομένου σκυροδέματος.



Σχήμα 1.11:Κατακόρυφη και οριζόντια τομή με λεπτομέρειες σιδηροπλισμού φρεατοπασσάλων αγκύρωσης (κατά Χ.Ζερβογιάννη 2008).

Στην περίπτωση που προβλέπονται κατακόρυφα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος ακολουθείται η συνηθισμένη διαδικασία κατασκευής πασσάλων εκσκαφής μεγάλης διαμέτρου, δηλαδή γίνεται διάνοιξη οπής με διάμετρο 0,60-0,80m συνήθως, που φθάνει στο κατάλληλο βάθος κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής. Ύστερα τοποθετείται ο κλωβός του σιδηρού οπλισμού και

ακολουθεί η σκυροδέτηση με σύγχρονη ανάσχυση της τυχόν σωληνώσεως (που συνήθως δεν απαιτείται). Στο σχήμα 1.9 φαίνεται φωτογραφία εργοταξίου στη φάση τοποθέτησης των κλωβών σιδηροπλισμού, προκειμένου να γίνει στη συνέχεια η σκυροδέτηση των φρεατοπασσάλων αγκύρωσης. Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται στη διάταξη του κατακορύφου οπλισμού του πασσάλου, ώστε να μπορεί να διανοιχθεί η οπή του αγκυρίου χωρίς να συναντήσει μεταλλική ράβδο. Επίσης, προσοχή χρειάζεται στον τρόπο σύνδεσης των κατακορύφων πασσάλων με το ενδιάμεσο τοίχιο αντιστήριξης που κατασκευάζεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά κανόνα. Η σύνδεση μπορεί να γίνει ή με αναδιπλούμενους συνδετήρες του πασσάλου ή καλύτερα με βλήτρα, τα οποία πακτώνονται μέσα στον πάσσαλο και τα οποία καλύπτονται εκ των υστέρων με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, όπως φαίνεται στα σχήματα 1.10 και 1.11. Στα σχήματα αυτά δίνονται παρεμφερείς-εναλλακτικοί τρόποι σύνδεσης του τοιχείου με τους φρεατοπασσάλους.

Στο σχήμα 1.12 φαίνονται εργοτάξια αντιστήριξης με φρεατοπασσάλους στη φάση κατασκευής των αγκυρίων σε ενδιάμεση στάθμη της γενικής εκσκαφής. Στο σχήμα 1.13 παρουσιάζεται φωτογραφία από την τάνυση αγκυρίου επί φρεατοπασσάλου. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει έξω παρειά (προς την πλευρά της εκσκαφής) που συμπίπτει με την αντίστοιχη παρειά των φρεατοπασσάλων, ενώ στη λεπτομέρεια του ίδιου σχήματος φαίνεται η κυκλική πλάκα αγκύρωσης ανάλογα και με το σχήμα 1.11.

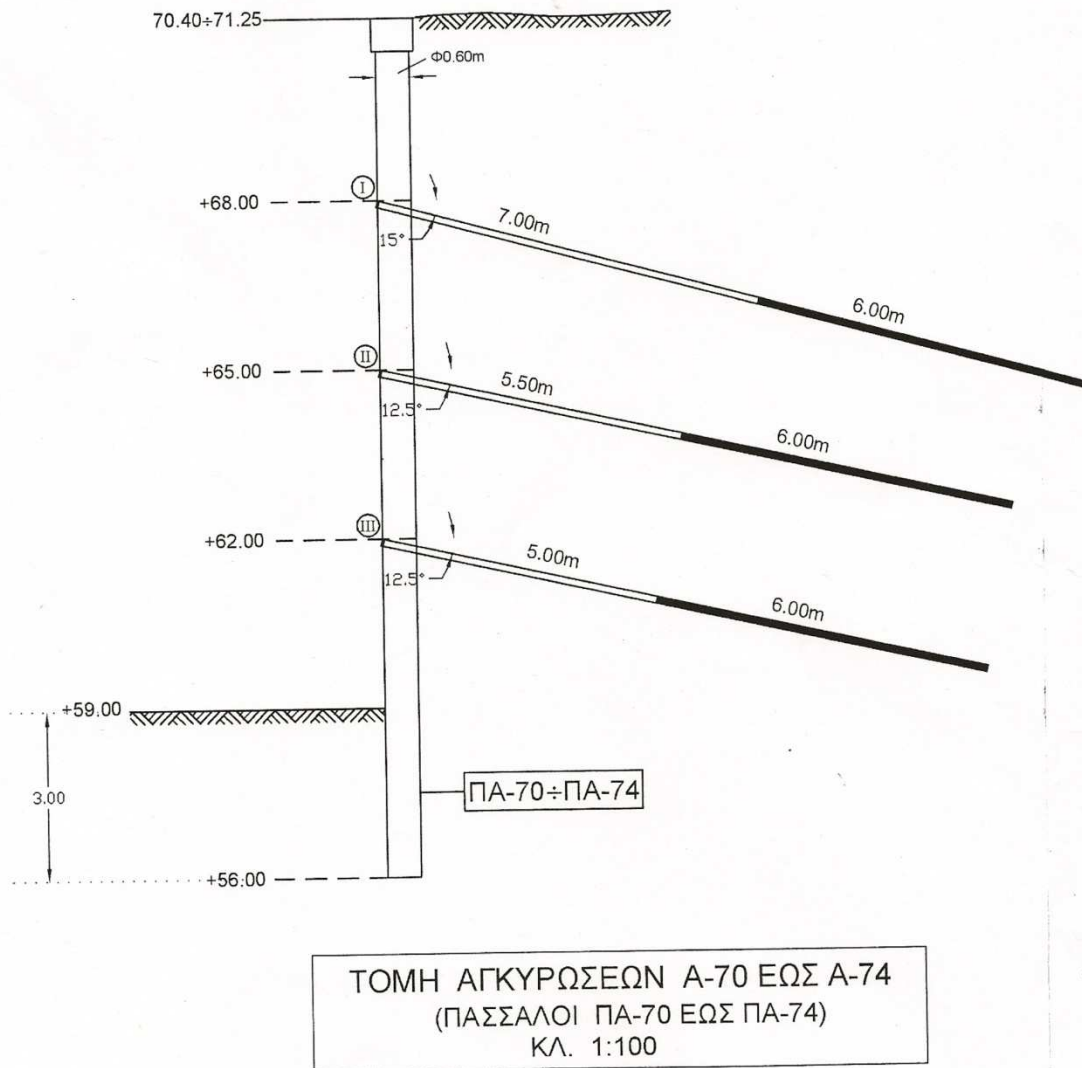


Σχήμα 1.12: Εργοτάξια αντιστήριξης σε αστικό χώρο με αγκυρωμένους φρεατοπασσάλους.



Σχήμα 1.13: Προένταση αγκυρίου επί φρεατοπασσάλων (κατά Χ.Ζερβογιάννη 2008).

Ενδεικτική τομή αγκυρώσεων μετά την ολοκλήρωση και της τελικής φάσης εκσκαφής για αντιστήριξη με φρεατοπασσάλους $\Phi 0,60$ φαίνεται στο σχήμα 1.14. Το βάθος πάκτωσης των φρεατοπασσάλων είναι 3m κάτω από τη στάθμη της τελικής εκσκαφής. Οι γωνίες κλίσης των αγκυρίων στη συγκεκριμένη περίπτωση του σχήματος 1.14 δεν είναι ίδιες σε όλες τις στάθμες αγκύρωσης. Τούτο συμβαίνει, διότι η τομή που παρουσιάζεται είναι σε περιοχή εισέχουσας γωνίας της κάτοψης, οπότε υπήρχε το πρόβλημα ότι τα αγκύρια στις δύο πλευρές θα έπρεπε να είναι όχι μόνο ασύμβατα στο χώρο, αλλά σημειακά στην περιοχή διασταύρωσης των αξόνων τους όφειλαν να έχουν τη μεγαλύτερη δυνατή απόσταση. Αντίστοιχα προβλήματα αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις σε εισέχουσες γωνίες μπορεί να αντιμετωπιστούν όπως στο σχήμα 1.14, δηλαδή με προσεχτικό, γεωμετρικό σχεδιασμό ως προς τη θέση σε κάτοψη των αγκυρίων, ως προς την ενδεχόμενη διαφοροποίηση στάθμης και βέβαια με την απαραίτητη διαφοροποίηση γωνίας κλίσης των αγκυρίων. Άλλος τρόπος αντιμετώπισης είναι η αγκύρωση με αγκύρια τα οποία δεν είναι κάθετα προς την πλευρά που αντιστηρίζουν, αλλά σχεδιάζονται υπό έντονες γωνίες, ώστε να μην πλησιάζουν οι άξονές τους κατά την εισέχουσα γωνία.



Σχήμα 1.14: Κατακόρυφη τομή αγκυρώσεων επί πασσάλων οπλισμένου σκυροδέματος από πραγματικό έργο.

Στο σχήμα 1.15 φαίνεται η περίπτωση βαθιάς εκσκαφής στην οποία εφαρμόστηκαν 7 καθ' ύψος σειρές αγκυρώσεων και διακρίνεται εισέχουσα γωνία, η οποία αντιστηρίχτηκε με συγκλίνοντα αγκύρια ασύμβατα στο χώρο. Συγκεκριμένα, οι άξονες των αγκυριών αποτελούν ευθείες ασύμβατες στο χώρο και μάλιστα με περιορισμό της ελάχιστης απόστασης μεταξύ των αξόνων στην περιοχή των βολβών πάκτωσης (τούτο επιτυγχάνεται με κατάλληλη επιλογή της στάθμης κάθε αγκυρίου, καθώς και με διαφοροποίηση της κλίσης). Στο υπόψη έργο κατασκευάστηκε μεικτός τρόπος αντιστήριξης, δεδομένου ότι σε τμήμα της εκσκαφής εφαρμόστηκε η τεχνική αντιστήριξης με οριζόντιες, μεταλλικές αντηρίδες, όπως διακρίνεται στη δεξιά πλευρά της φωτογραφίας.



Σχήμα 1.15: Εργοτάξιο σε φάση ολοκλήρωσης της γενικής εκσκαφής (ανάδοχος αντιστηρίξεων ΕΔΡΑΣΗ-Χ.ΨΑΛΙΔΑΣ Α.Τ.Ε.).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΓΙΑ ΤΙΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ

2.1 Ευρωκώδικας EC-7

2.1.1 Γενικές αρχές

Σύμφωνα με το γενικότερο πνεύμα των Δομικών Ευρωκωδίκων, κατά το σχεδιασμό των τεχνικών έργων απαιτείται ο έλεγχος έναντι “οριακών καταστάσεων”, βασικοί τύποι των οποίων είναι οι ακόλουθοι:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας κατά τις οποίες ελέγχεται η “υπέρβαση” της αντοχής στοιχείων του έργου, π.χ. “υπέρβαση” φέρουσας ικανότητας. Ενδεικτικές περιπτώσεις οριακών καταστάσεων αστοχίας για παράδειγμα κατασκευών αντιστηρίξεως είναι οι εξής:
 - Απώλεια συνολικής ευστάθειας (GEO).
 - Αστοχία εδάφους λόγω υψηλών θλιπτικών φορτίσεων (GEO).
 - Αστοχία εδάφους λόγω οριζοντίων φορτίων (GEO).
 - Δομικού τύπου αστοχία (π.χ σε θλίψη, εφελκυσμό, κάμψη, STR).
 - Συνδυασμένη αστοχία εδάφους και κατασκευής αντιστηρίξεως (GEO-STR).

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που αφορούν σε υπέρβαση των ορίων των λειτουργικών απαιτήσεων του έργου. Ενδεικτικές περιπτώσεις οριακών καταστάσεων είναι οι εξής:
 - Υπερβολικές καθιζήσεις.
 - Υπερβολικές ανυψώσεις του πυθμένα εκσκαφής.
 - Πλευρικές μετατοπίσεις πέραν των ανεκτών ορίων.
 - Μη αποδεκτές ταλαντώσεις των θεμελιώσεων.

Σχετικά με τη μέχρι σήμερα πρακτική της Γεωτεχνικής Μηχανικής τόσο στην Ελλάδα όσο και στις άλλες χώρες της Ευρωπαϊκής Ενωσης επισημαίνεται ότι οι βασικές αρχές ελέγχου των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας κατά τους Ευρωκώδικες δεν επιφέρουν ουσιαστικές αλλαγές. Αντιθέτως, σημαντικές διαφοροποιήσεις επιφέρονται στις μέχρι σήμερα χρησιμοποιούμενες μεθόδους ελέγχου των οριακών καταστάσεων αστοχίας.

Ειδικότερα κατά τον EC-7 διακρίνονται οι ακόλουθοι τύποι οριακών καταστάσεων αστοχίας: EQU, UPL, STR, GEO και HYD.

Γενικά, στα γεωτεχνικά έργα, ειδικότερα δε στις κατασκευές αντιστηρίξεως, οι οριακές καταστάσεις STR και GEO αποτελούν τις συνηθέστερες και τις σπουδαιότερες, εξετάζονται δε παράλληλα – συγχρόνως. Η παράλληλη εξέταση επιβάλλεται, δεδομένου ότι δεν είναι πάντα σαφές αν κατά τη συνεχή αύξηση π.χ. των εξωτερικών φορτίσεων επί της κατασκευής ή της θεμελιώσεως θα προηγηθεί αστοχία του εδάφους ή αντιθέτως αστοχία της θεμελιώσεως ως δομικού στοιχείου ή συγχρόνως θα

αστοχήσει και το έδαφος και το δομικό στοιχείο. Οι υπόψη βασικοί τύποι οριακών καταστάσεων διευκρινίζονται κατωτέρω:

- STR: Δομικού τύπου οριακή κατάσταση που αφορά στην αστοχία στοιχείων του έργου, λόγω κάμψεως, διατμήσεως κλπ.. Τυπικό παράδειγμα για αντιστήριξη με αγκυρώσεις αποτελεί η αστοχία των τενόντων της αγκυρώσεως λόγω υπερβάσεως της τάσεως διαρροής του χάλυβα ή η αστοχία του πετάσματος αντιστηρίξεως λόγω υπερβολικών ροπών κάμψης.
- GEO: Γεωτεχνικού τύπου οριακή κατάσταση που αφορά στην υπέρβαση της αντοχής του εδάφους. Τυπικά παραδείγματα για κατασκευές αντιστηρίξεων με αγκυρώσεις είναι τα εξής:
 - a. Απώλεια γενικής ευστάθειας λόγω μειωμένης διατμητικής αντοχής του εδάφους είτε ανεπαρκών δυνάμεων αγκυρώσεως.
 - b. Ολίσθηση του βολβού ενέματος αγκυρώσεως λόγω ανεπαρκούς αντοχής συνάφειας με το έδαφος είτε υψηλών δυνάμεων αγκύρωσης.

Πριν από την εφαρμογή του Ευρωκώδικα EC-7, το ενδεχόμενο αστοχίας, για παράδειγμα η επάρκεια μιας αγκυρώσεως έναντι αστοχίας, αντιμετωπιζόταν ως εξής: Υπολογίζαμε τη δράση επί της αγκυρώσεως, δηλαδή τη δύναμη από την κατασκευή αντιστήριξης, χωρίς συντελεστή ασφαλείας και υπολογίζαμε στη συνέχεια την αντοχή της αγκυρώσεως, δηλαδή τη μέγιστη δύναμη που μπορεί να αναλάβει η αγκύρωση, χωρίς συντελεστές ασφαλείας στις εδαφικές ιδιότητες και παραμέτρους. Στη συνέχεια υπολογίζαμε το λόγο της αντοχής προς το πραγματικό φορτίο (δράση) και ο λόγος αυτός, ο ενιαίος συντελεστής ασφαλείας θα έπρεπε να μην υπολείπεται μιας ελάχιστης τιμής.

Με τους Ευρωκώδικες γενικά, εισάγεται η λογική ότι οι μεν πραγματικές δράσεις να αυξάνονται με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, ώστε να διαμορφώνονται οι λεγόμενες δράσεις σχεδιασμού, ενώ η αντοχή να απομειώνεται με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, ώστε να προκύπτει η αντοχή σχεδιασμού.

Οι έλεγχοι των οριακών καταστάσεων αφορούν ουσιαστικώς στη σύγκριση των δράσεων σχεδιασμού με τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής σχεδιασμού. Τα μεγέθη σχεδιασμού προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές σχεδιασμού μέσω των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας που εφαρμόζονται επί των δράσεων ή επί του αποτελέσματος των δράσεων, επί των γεωτεχνικών παραμέτρων, καθώς και επί των μεγεθών αντοχής.

Οι δράσεις περιλαμβάνουν καταρχάς, τις εξωτερικές φορτίσεις από την ανωδομή επί του γεωτεχνικού έργου, αλλά και κάθε άλλο αίτιο που επηρεάζει την οριακή αντοχή είτε την ανάπτυξη των παραμορφώσεων, όπως ενδεικτικώς:

Το ίδιο βάρος του εδάφους, οι πιέσεις εκ κατανομής των εξωτερικών φορτίων εντός του εδάφους, οι ωθήσεις των γαιών επί κατασκευών αντιστηρίξεως, οι δυνάμεις προέντασης των αγκυρώσεων καθώς και οι υδροστατικές ή υδροδυναμικές πιέσεις. Επίσης, ως δράσεις υπολογίζονται οι τυχόν παρασιτικές φορτίσεις λόγω παραμορφώσεων, όπως η αρνητική τριβή επί των πασσάλων, οι δυνάμεις εκ της εδαφικής διογκώσεως (σε διογκούμενα εδάφη), κλπ.

Οι ορισμοί, καθώς και ο τρόπος υπολογισμού των δράσεων δίδονται στους Ευρωκώδικες EN1990 και EN1991 αντιστοίχως. Καταρχάς καθορίζονται οι **αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων**, F_{rep} , που θα μπορούσε να λεχθεί ότι αντιστοιχούν στις τιμές των φορτίσεων που χρησιμοποιούνταν μέχρι σήμερα και βασική διάκριση των οποίων είναι οι μόνιμες δράσεις (π.χ. φορτίσεις από το ίδιο βάρος της ανωδομής κλπ.) και μεταβλητές δράσεις (π.χ. κινητές φορτίσεις κλπ.). **Οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων** ή του αποτελέσματος των δράσεων προκύπτουν μέσω των αντιστοίχων επί μέρους συντελεστών ασφαλείας γ_F ή γ_E , όπως αναλύεται στην επόμενη παράγραφο.

Οι γεωτεχνικές παράμετροι που υπεισέρχονται στον υπολογισμό των μεγεθών αντοχής (π.χ. οριακό-χαρακτηριστικό φορτίο αντοχής αγκυρίου) αλλά και στον υπολογισμό ορισμένων δράσεων (π.χ. στον υπολογισμό των παρασιτικών δράσεων επί των πασσάλων, στον υπολογισμό των ενεργητικών ή των παθητικών ωθήσεων των γαιών), μπορεί να εκτιμηθούν ή από τις κατάλληλες εργαστηριακές δοκιμές, είτε από αξιολόγηση αποτελεσμάτων επί τόπου δοκιμών, με θεωρητικό είτε ημιεμπειρικό τρόπο, με συσχετίσεις κλπ..

Η επιλογή των **χαρακτηριστικών τιμών των γεωτεχνικών παραμέτρων X_k** , παρά ταύτα μπορεί να γίνει από το σύνολο των υπάρχοντων στοιχείων, υπό την προϋπόθεση ότι διατίθεται δοκιμασμένη εμπειρία, με ιδιαίτερη προσοχή και με συντηρητικό τρόπο. Δεδομένου ότι ακόμα και υπό ιδανικές συνθήκες π.χ. μακροσκοπικής ομοιομορφίας των εδαφικών σχηματισμών, οι μετρούμενες εργαστηριακώς ή εμμέσως εκτιμώμενες τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων εμφανίζουν διασπορά, με κανένα τρόπο δε θα μπορούσαν οι παράμετροι αυτές να θεωρηθούν ως γεωτεχνικές σταθερές, ούτε και ο καθορισμός των αντιστοίχων χαρακτηριστικών τιμών X_k ως μονοσήμαντος. Οι τιμές σχεδιασμού των γεωτεχνικών παραμέτρων X_d προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές X_k με εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γ_M .

2.1.2 Ανάλυση οριακών καταστάσεων αστοχίας-Τρόποι σχεδιασμού

Για τις σημαντικότερες και συνηθέστερες οριακές καταστάσεις δομικού και γεωτεχνικού τύπου (STR και GEO) ελέγχεται η ισχύς της ανισώσεως:

$$E_d \leq R_d \quad (2.0.1)$$

Στην ανωτέρω γενικής φύσεως ανίσωση συγκρίνεται η τιμή σχεδιασμού των δράσεων ή του αποτελέσματος των δράσεων (E_d) με την αντίστοιχη τιμή σχεδιασμού της αντοχής (R_d). Οι εναλλακτικοί τρόποι υπολογισμού των μεγεθών E_d, R_d δίδονται παρακάτω με τις ακόλουθες σχέσεις.

ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ E_d
(ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ)

$$E_d = E(\gamma_f * F_{rep}; x_k/\gamma_M; a_d)$$

$$E_d = \gamma_E * E(F_{rep}; x_k/\gamma_M; a_d)$$

ΑΝΤΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ R_d
(ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ)

$$R_d = R(\gamma_f * F_{rep}; x_k/\gamma_M; a_d)$$

$$R_d = R(\gamma_f * F_{rep}; x_k; a_d)/\gamma_R$$

$$R_d = R(\gamma_f * F_{rep}; x_k/\gamma_M; a_d)/\gamma_R$$

Η τιμή σχεδιασμού των δράσεων μπορεί να υπολογιστεί εναλλακτικώς ή με εφαρμογή των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας επί των αντιπροσωπευτικών τιμών των δράσεων (F_{rep}) ή με εφαρμογή επί μέρους συντελεστών ασφαλείας (γ_E) επί του αποτελέσματος των δράσεων. Η επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων επί των δράσεων υπεισέρχεται μέσω των χαρακτηριστικών τιμών X_k και των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας γ_M , ενώ η επιρροή των γεωμετρικών δεδομένων δια των τιμών σχεδιασμού a_d .

Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής υπολογίζεται με εφαρμογή των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας ή επί των εδαφικών ιδιοτήτων (X_k) ή απευθείας επί της αντοχής (R) ή συγχρόνως και επί των εδαφικών ιδιοτήτων και επί της υπολογιζόμενης αντοχής. Οι κατά περίπτωση συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις (ομάδα A), τις εδαφικές παραμέτρους (ομάδα M) και αντοχής (ομάδα R) δίδονται από πίνακες που μεταφέρονται στον Πίνακα 3.1 από το Παράρτημα A του Ευρωκώδικα EC-7.1 με τις αντίστοιχες αριθμήσεις. Συγκεκριμένα, οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις ή το αποτέλεσμα των δράσεων δίδονται στον Πίνακα A.3, με τις ομάδες A1 και A2, κατά περίπτωση δε χρησιμοποιούνται οι συντελεστές ή της A1 ή της A2. Αντιστοίχως, οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας για τις εδαφικές παραμέτρους δίδονται στον Πίνακα A.4 με τις ομάδες M1 και M2. Τέλος, οι επί μέρους συντελεστές που απομειώνουν συνολικώς την αντοχή (γ_R) δίδονται στον Πίνακα A.12 που αφορά προεντεταμένες αγκυρώσεις, προσωρινές ή μόνιμες. Για άλλους τύπους γεωτεχνικών έργων, π.χ. θεμελιώσεις στο Παράρτημα του Ευρωκώδικα δίνονται αντίστοιχοι πίνακες για τους συντελεστές γ_R .

Οι τιμές των Πινάκων είχαν την έννοια των προτεινόμενων από τον EC-7, ως αντιπροσωπευτικές και ρεαλιστικές τελούσαν όμως υπό την αίρεση της προσαρμογής τους σε κάθε χώρα της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Στην Ελλάδα έγιναν αποδεκτές, όπως προτάθηκαν.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1: ΟΜΑΔΕΣ ΕΠΙ ΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Πίνακας A.3 Επί μέρους συντελεστές επί των δράσεων (γ_F) ή επί των αποτελεσμάτων των δράσεων (γ_E)				
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	0

Πίνακας A.4 Επί μέρους συντελεστές επί των εδαφικών παραμέτρων (γ_M)			
Εδαφικές παράμετροι	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών	
		M1	M2
Γωνία εσωτερικής τριβής *	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Ενεργός συνοχή	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	γ_{cu}	1,00	1,40
Αντοχή ανεμποδιστου θλίψεως	γ_{qu}	1,00	1,40
Φαινομένη πυκνότητα (ίδιο βάρος)	γ_Y	1,00	1,00
* Ο συντελεστής γ'_{ϕ} εφαρμόζεται επί του όρου $\tan\phi'$			

ΠΙΝΑΚΑΣ A12: ΕΠΙ ΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ γ_R
ΓΙΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ

Αντοχή	Συμβολισμός	Ομάδα συντελεστών			
		R1	R2	R3	R4
Προσωρινές αγκυρώσεις	$\gamma_{a,t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Μόνιμες αγκυρώσεις	$\gamma_{a,p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

Σημείωση: Η αρίθμηση των παραπάνω πινάκων διατηρήθηκε, όπως οι πίνακες αυτοί δίνονται στο Παράρτημα του Ευρωκώδικα.

Οι εναλλακτικές μέθοδοι υπολογισμού των μεγεθών E_d και R_d δίδονται με τρεις ανεξάρτητους τρόπους σχεδιασμού που ουσιαστικώς υποδεικνύουν τους αντίστοιχους συνδυασμούς επί μέρους συντελεστών ασφαλείας από τις ομάδες συντελεστών A, M και R. Επισημαίνεται ότι ειδικά για αγκυρώσεις η Εθνική μας επιλογή είναι η μέθοδος σχεδιασμού 2 (DA-2*) για τον υπολογισμό της αγκύρωσης ως στοιχείου της κατασκευής αντιστήριξης (και για τη γενική ευστάθεια η μέθοδος ή τρόπος σχεδιασμού 3). Παρ'ολ'αυτά, στη συνέχεια δίνονται κατά σειρά και οι τρεις μέθοδοι-τρόποι σχεδιασμού για λόγους συγκρίσεως.

Τρόπος Σχεδιασμού 1 (DA-1)

Ειδικώς για αγκύρια και πασσάλους πρέπει να ελεγχθούν οι ακόλουθοι συνδυασμοί επί μέρους συντελεστών ασφαλείας:

Συνδυασμός 1: $A1+M1+R1$

Συνδυασμός 2: $A2+(M1 \text{ ή } M2)+R4$

Διευκρινίζεται για το Συνδυασμό 2 ότι η ομάδα συντελεστών $M1$ εφαρμόζεται προκειμένου να υπολογισθεί η αντοχή των πασσάλων R_d , ενώ η ομάδα $M2$ εφαρμόζεται στην περίπτωση όπου οι εδαφικές ιδιότητες επηρεάζουν το μέγεθος δυσμενών φορτίων, όπως π.χ. το παρασιτικό φορτίο λόγω αρνητικών τριβών, που προστίθεται στις λοιπές εξωτερικές φορτίσεις των πασσάλων. Προφανώς, ο τελικός σχεδιασμός, θα γίνει βάσει του δυσμενέστερου αποτελέσματος εκ των ελεγχόμενων συνδυασμών 1 και 2.

Τρόπος Σχεδιασμού 2 (DA-2)

Συνδυασμός : $A1+M1+R2$

Διευκρινίζεται ότι οι συντελεστές της ομάδας $A1$ μπορούν να εφαρμοσθούν ή επί των δράσεων (γ_F) ή επί του αποτελέσματος των δράσεων (γ_E).

Η Εθνική επιλογή $DA-2^*$ εξειδικεύει την εφαρμογή των συντελεστών επί του αποτελέσματος των δράσεων (γ_E). Η σημασία αυτής της επιλογής φαίνεται σαφώς σε προβλήματα, όπου η συμπεριφορά του εδάφους είναι μη γραμμική.

Τρόπος Σχεδιασμού 3 (DA-3)

Συνδυασμός ($A1$ ή $A2$) + $M2$ + $R3$

Διευκρινίζεται ότι η ομάδα συντελεστών $A1$ εφαρμόζεται προκειμένου να υπολογισθούν οι δράσεις εκ της ανωδομής, ενώ η ομάδα $A2$ για τις δράσεις που επηρεάζονται από τις εδαφικές παραμέτρους.

2.1.3 Διατάξεις του EC-7 για τις αγκυρώσεις

1) Γενικά στοιχεία

Ο Ευρωκώδικας 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός-Μέρος 1 (EN1997-1) αναφέρεται στις αγκυρώσεις στο κεφάλαιο 8. Τα σημαντικότερα σημεία του κεφαλαίου αυτού με τις απαραίτητες επεξηγήσεις περιλαμβάνονται στις Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (ΤΕΕ 2009) που συντάχθηκαν από τους Α. Αναγνωστόπουλο, Μ. Καββαδά, Β. Παπαδόπουλο, από τις οποίες και μεταφέρθηκαν οι απαραίτητες πληροφορίες. Ειδικά, η αναφορά στον υπολογιστικό έλεγχο των αγκυρώσεων έχει προσαρμοστεί μόνο στην Εθνική επιλογή για τον υπολογισμό με βάση τη μέθοδο $DA-2^*$, επομένως δεν έχει τη γενικότητα του πρωτογενούς κειμένου. Το υπόψη κεφάλαιο αναφέρεται στο σχεδιασμό προσωρινών και μόνιμων αγκυρώσεων, οι οποίες χρησιμοποιούνται για να υποστηρίξουν έργα αντιστήριξης, να παρέχουν ευστάθεια σε πρηνή, ορύγματα ή σήραγγες και να προβάλλουν αντίσταση σε δυνάμεις ανώσεως οι οποίες δρουν σε κατασκευές, μέσω της μεταφοράς εφελκυστικής δύναμης σε εδαφικό ή βραχώδη σχηματισμό ο οποίος δύναται να αναλαμβάνει τα φορτία.

Μόνιμες αγκυρώσεις θεωρούνται οι αγκυρώσεις με διάρκεια ωφέλιμης ζωής μεγαλύτερη των δύο ετών ενώ προσωρινές θεωρούνται οι αγκυρώσεις με διάρκεια ωφέλιμης ζωής μικρότερη των δύο ετών.

Το Κεφάλαιο 8 του EN 1997-1 έχει εφαρμογή σε:

—προεντεταμένες αγκυρώσεις, οι οποίες αποτελούνται από μια κεφαλή αγκυρίου, ένα ελεύθερο μήκος τένοντα και ένα πακτωμένο μήκος τένοντα το οποίο εξασφαλίζεται με ένεμα,

—μη προεντεταμένες αγκυρώσεις, οι οποίες αποτελούνται από μια κεφαλή αγκυρίου, ένα ελεύθερο μήκος τένοντα και μια πάκτωση (restraint), όπως ένα σταθερό μήκος αγκυρίου πακτωμένο με ένεμα, παθητική αγκύρωση (deadman), αγκύριο με σπείρωμα (screw anchor) ή βλήτρο βράχου (rock bolt).

Στις αγκυρώσεις πρέπει να εξετάζονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις, μεμονωμένα ή και σε συνδυασμό:

- δομική αστοχία του τένοντα ή της κεφαλής του αγκυρίου, η οποία προκαλείται από τις εφαρμοζόμενες τάσεις.
- στρέβλωση (distortion) ή διάβρωση της κεφαλής του αγκυρίου.
- για ενεματούμενα αγκύρια (grouted anchors), αστοχία στη διεπιφάνεια μεταξύ του σώματος του ενέματος και του εδάφους.
- για ενεματούμενα αγκύρια, αστοχία της πάκτωσης μεταξύ του χαλύβδινου τένοντα και του ενέματος.
- για αγκυρώσεις παθητικού τύπου (deadman), αστοχία λόγω ανεπαρκούς παθητικής αντίστασης της αγκύρωσης.
- απώλεια της δύναμης αγκύρωσης λόγω υπερβολικών μετατοπίσεων της κεφαλής του αγκυρίου ή λόγω ερπυσμού και χαλάρωσης.
- αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση στοιχείων του φορέα λόγω της εφαρμοζόμενης δύναμης αγκύρωσης.
- απώλεια ολικής ευστάθειας του αντιστηριζόμενου εδάφους και του έργου αντιστήριξης.
- αλληλεπίδραση ομάδων αγκυρώσεων με το έδαφος και τα γειτονικά έργα.

Εάν είναι δυνατόν, θα πρέπει να αποφεύγονται δυσμενείς αλληλεπιδράσεις μεταξύ των πακτωμένων μηκών των τενόντων των αγκυρώσεων, με διατήρηση απόστασης τουλάχιστον 1,5 μέτρου μεταξύ αυτών .

II) Δοκιμές επιβεβαίωσης του σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός των αγκυρώσεων κατά τη φάση της μελέτης συνήθως γίνεται με υπολογισμούς, βάσει των αποτελεσμάτων των γεωτεχνικών ερευνών. Ενίοτε, κατά την εκπόνηση της μελέτης του έργου εκτελούνται και δοκιμές διερεύνησης (investigation tests), δηλαδή δοκιμαστικές φορτίσεις για τον

καθορισμό της οριακής αντίστασης αγκυρίων στη διεπιφάνεια ενέματος/εδάφους και για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών της αγκύρωσης στο εύρος του λειτουργικού φορτίου. Στις δοκιμές διερεύνησης, η τάνυση του αγκυρίου συνήθως γίνεται μέχρι επίτευξης του οριακού φορτίου εξόλκευσης. Εφόσον ο σχεδιασμός των αγκυρώσεων γίνει μέσω δοκιμαστικών φορτίσεων, η εκτίμηση της χαρακτηριστικής τιμής της αντίστασης του αγκυρίου πρέπει να γίνει μέσω του συντελεστή συσχέτισης (ξ_a), όπως περιγράφεται στα επόμενα. Κατά την κατασκευή, η επιβεβαίωση του σχεδιασμού των αγκυρώσεων γίνεται μέσω δοκιμών καταλληλότητας (suitability tests) και δοκιμών αποδοχής (acceptance tests):

- Δοκιμή καταλληλότητας είναι μια επιτόπου δοκιμαστική φόρτιση για να επιβεβαιωθεί ότι ο σχεδιασμός των αγκυρίων θα είναι επαρκής για τις συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες. Συνήθως, οι δοκιμές καταλληλότητας εκτελούνται σε μη λειτουργικές αγκυρώσεις, πριν από την κατασκευή των λειτουργικών αγκυρώσεων.

Πρέπει να εκτελούνται τουλάχιστον τρεις δοκιμές καταλληλότητας σε κάθε διακριτή φάση εκσκαφής και κατασκευής, για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής αντίστασης του αγκυρίου. Το φορτίο επιβεβαίωσης (proof load), P_p , μιας δοκιμής καταλληλότητας των ενεματούμενων αγκυρώσεων πρέπει να πληροί τις απαιτήσεις του EN 1537:1999 (ως προς το μέγεθος και τον τρόπο επιβολής του) και συνήθως φθάνει μέχρι το οριακό φορτίο του αγκυρίου (χαρακτηριστική τιμή). Μέχρις ότου καθιερωθεί ειδική δοκιμή, για τις δοκιμές καταλληλότητας αγκυρώσεων με σπείρωμα και βλήτρων βράχου θα πρέπει να ακολουθείται η ίδια διαδικασία η οποία αναφέρεται στο EN 1537:1999 για ενεματούμενες αγκυρώσεις.

- Δοκιμή αποδοχής είναι μια επιτόπου δοκιμαστική φόρτιση για να επιβεβαιωθεί ότι κάθε αγκύρωση ικανοποιεί τις απαιτήσεις σχεδιασμού. Συνήθως, οι δοκιμές αποδοχής εκτελούνται σε λειτουργικές αγκυρώσεις κατά την προέντασή τους. Η διαδικασία των δοκιμών αποδοχής πρέπει να ακολουθεί τους κανόνες οι οποίοι δίδονται στο EN 1537:1999 για ενεματούμενες αγκυρώσεις (ως προς το μέγεθος και τον τρόπο επιβολής του φορτίου) και συνήθως φθάνει το $1.25 E_k$ όπου E_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης αγκύρωσης (δράση). Μετά την δοκιμή αποδοχής, το φορτίο της αγκύρωσης μειώνεται στο «φορτίο σφήνωσης» (lock-off load) το οποίο συνήθως είναι ίσο με το 80-90% του E_k .

Στη μελέτη των αγκυρώσεων πρέπει να προδιαγράφεται ότι όλες οι ενεματούμενες αγκυρώσεις πρέπει να υποβάλλονται σε δοκιμές αποδοχής πριν από τη σφήνωση και πριν καταστούν λειτουργικές. Όπου ομάδες

αγκυρώσεων διασταυρώνονται με πακτωμένα μήκη τένοντα σε αποστάσεις μικρότερες από 1,5 μέτρο, τυχαίες δοκιμές ελέγχου θα πρέπει να εκτελούνται μετά την ολοκλήρωση της δράσης σφήνωσης. Για ενεματούμενες αγκυρώσεις (grouted anchorages) και αγκυρώσεις με σπείρωμα (screw anchorages), η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης (pull-out resistance), $R_{a;k}$, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση δοκιμές καταλληλότητας (σύμφωνα με το εδάφιο 8.7 του EN 1997-1) ή συναφή εμπειρία. Η αντίσταση σχεδιασμού πρέπει να ελέγχεται με δοκιμές αποδοχής μετά την εκτέλεση. Πρέπει να χρησιμοποιείται επαρκής δύναμη σφήνωσης, ώστε να εξασφαλίζεται ότι η αντίσταση της αγκύρωσης υπό συνθήκες οριακής κατάστασης λειτουργικότητας θα ενεργοποιείται με ανεκτές μετατοπίσεις της κεφαλής. Η συμπεριφορά του ελεύθερου μήκους του τένοντα των προεντεταμένων αγκυρώσεων και η αντιδιαβρωτική προστασία των προεντεταμένων αγκυρώσεων πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με το EN 1537:1999.

III) Υπολογιστικοί έλεγχοι αγκυρώσεων

Ο έλεγχος μιας αγκύρωσης θα πρέπει να διασφαλίζει ότι η τιμή σχεδιασμού, $R_{a,d}$, της αντίστασης, R_a , πρέπει να ικανοποιεί την εξής οριακή συνθήκη, όπως αυτή εξειδικεύεται από τη γενική σχέση (3.0.1):

$$P_d \leq R_{a,d} \quad (2.0.2)$$

όπου P_d είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου (δράσης) της αγκύρωσης. Η τιμή σχεδιασμού του φορτίου της αγκύρωσης, P_d , πρέπει να προκύπτει από το σχεδιασμό του αντιστηριζόμενου έργου ως η μέγιστη τιμή από τις εξής:

- τη δύναμη της οριακής κατάστασης αστοχίας, η οποία ασκείται από το αντιστηριζόμενο έργο και κατά περίπτωση.
- τη δύναμη της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, η οποία ασκείται από το αντιστηριζόμενο έργο.

α) Χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης

Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης μπορεί να προσδιορίζεται είτε από τα αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων αγκυρώσεων (συνήθως από δοκιμές καταλληλότητας) ή από υπολογισμούς με βάση τα αποτελέσματα γεωτεχνικών ερευνών ή από συναφή εμπειρία. Στην περίπτωση που η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης ($R_{a;k}$) προσδιορίζεται από υπολογισμούς, θα χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των εδαφικών παραμέτρων που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς. Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης πρέπει να εκτιμάται σύμφωνα με τις αρχές των εδαφίων 2.4.7 και 2.4.8 του EN 1997-1, κατά περίπτωση. Στην περίπτωση που η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης ($R_{a;k}$) προσδιορίζεται από τα

αποτελέσματα δοκιμαστικών φορτίσεων αγκυρώσεων, θα πρέπει να γίνεται εφαρμογή του συντελεστού συσχέτισης (ξ_a) σύμφωνα με τη μέθοδο που περιγράφεται κατωτέρω :

Έστω ότι έγιναν (n) δοκιμές καταλληλότητας (suitability tests) που έδωσαν τις εξής μετρηθείσες τιμές οριακής αντίστασης εξόλκευσης : $(R_{a,1}), (R_{a,2}), \dots (R_{a,n})$. Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης ($R_{a,k}$) υπολογίζεται από τη σχέση :

$$R_{a,k} = \min\{(R_{a,m})_{\text{mean}}/\xi_{a1}, (R_{a,m})_{\text{min}}/\xi_{a2}\},$$

Όπου $(R_{a,m})_{\text{mean}} = 1/n \sum R_{a,i}$ είναι η μέση τιμή των μετρηθεισών αντιστάσεων εξόλκευσης, $(R_{a,m})_{\text{min}} = \min\{R_{a1}, R_{a2}, \dots, R_{an}\}$ είναι η ελάχιστη τιμή των μετρηθεισών αντιστάσεων εξόλκευσης και οι συντελεστές συσχέτισης ξ_{a1} και ξ_{a2} λαμβάνουν τις ακόλουθες τιμές:

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2: ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ ΓΙΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ.

Αριθμός δοκιμών(n) :	1	2	≥ 3
$\xi_{a1} =$	1,2	1,15	1,1
$\xi_{a2} =$	1,2	1,1	1,0

Σημειώνεται ότι ο ανωτέρω πίνακας 2.2 δεν προτείνεται από τον Ευρωκώδικα, αλλά περιλαμβάνεται στο Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής (Εθνικό Προσάρτημα).

β) Τιμή σχεδιασμού της αντίστασης της αγκύρωσης:

Η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης μιας αγκύρωσης ($R_{a;d}$) είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης εξόλκευσης, δηλαδή της αντίστασης έναντι αστοχίας του αγκυρίου στην διεπιφάνεια ενέματος – εδάφους. Η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης εξόλκευσης ($R_{a;d}$) προκύπτει από την χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης ($R_{a,k}$) με χρήση της εξίσωσης:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a \quad (2.0.3)$$

Οι τιμές του επιμέρους συντελεστή (γ_a) ορίζονται ουσιαστικά στον Πίνακα A.12 του Παραρτήματος A του EN 1997-1. Για τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2*, εφαρμόζεται η στήλη : R2, δηλαδή : $\gamma_a = 1.10$.

Η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης μιας αγκύρωσης ($R_{a;d}$) πρέπει να είναι μικρότερη από την τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντίστασης του υλικού του τένοντα ($R_{t;d}$), δηλαδή της αντοχής του τένοντα σε εφελκυσμό, η οποία υπολογίζεται από τη σχέση :

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_m = (A_s \beta_{y,k}) / \gamma_m \quad (2.0.4),$$

όπου A_s είναι το εμβαδόν της διατομής του τένοντα, $\beta_{y,k}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής του τένοντα και $\gamma_m = 1.15$ είναι ο επιμέρους συντελεστής υλικού του τένοντα (χάλυβα).

Συνεπώς πρέπει να ελέγχεται ότι :

$$R_{a,d} \leq R_{t,d} \quad (2.0.5)$$

Η αντίσταση του υλικού των αγκυρώσεων, $R_{t,d}$, πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με τα EN 1992, EN 1993 και EN 1537:1999, κατά περίπτωση. Εάν τα αγκύρια υποβάλλονται σε δοκιμές καταλληλότητας, η $R_{t,d}$ πρέπει να λαμβάνει υπόψη το φορτίο επαλήθευσης.

γ) Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Για την επαλήθευση μιας οριακής κατάστασης λειτουργικότητας στον φορέα που περιλαμβάνει και αγκυρώσεις, η αγκύρωση πρέπει να θεωρείται ως ελατήριο. Για προεντεταμένες αγκυρώσεις (π.χ. ενεματούμενες αγκυρώσεις), το ελατήριο πρέπει να θεωρείται ως ελαστικό προεντεταμένο ελατήριο. Κατά την ανάλυση της κατάστασης σχεδιασμού, θα πρέπει να επιλέγεται ο δυσμενέστερος συνδυασμός της ελάχιστης ή μέγιστης δυστροπίας της αγκύρωσης και της ελάχιστης ή μέγιστης προέντασης. Όταν μια μη-προεντεταμένη αγκύρωση θεωρείται ως (μη προεντεταμένο) ελατήριο, η δυστροπία της θα πρέπει να επιλέγεται έτσι ώστε να επιτυγχάνεται συμβατότητα μεταξύ των υπολογιζόμενων μετατοπίσεων του αντιστηριζόμενου έργου και της μετατόπισης και επιμήκυνσης της αγκύρωσης.

2.2 Εθνικό Προσάρτημα στον Ευρωκώδικα EN 1997-1

2.2.1 Εισαγωγή

Από το Εθνικό Προσάρτημα που συνοδεύει τον Ευρωκώδικα EN1997-1:Γεωτεχνικός Σχεδιασμός-Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες μεταφέρονται εκείνες οι γενικές και ειδικές διατάξεις που έχουν εφαρμογή στις αγκυρώσεις και τις κατασκευές αντιστηρίξεως μέσω αγκυρώσεων. Για λόγους άμεσης σύγκρισης με το πρωτότυπο κείμενο του Εθνικού Προσαρτήματος διατηρήθηκαν παρακάτω τόσο οι παράγραφοι του κειμένου αυτού, όσο και οι αντίστοιχες παραπομπές στις διατάξεις του EN1997-1.

Το Εθνικό Προσάρτημα ορίζει τις εθνικά προσδιοριζόμενες τιμές των παραμέτρων που θα χρησιμοποιούνται στην Ελλάδα σε εκείνες τις διατάξεις του Ευρωκώδικα για τις οποίες επιτρέπεται η επιλογή τιμών των παραμέτρων αυτών.

Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να περιλαμβάνει μόνον πληροφορίες για τις Παραμέτρους οι οποίες στον Ευρωκώδικα αφήνονται ελεύθερες για εθνική επιλογή, δηλαδή για τις λεγόμενες Εθνικώς Προσδιοριζόμενες Παραμέτρους, όπως:

- τιμές είτε ομάδες τιμών για τις οποίες στον Ευρωκώδικα δίδονται εναλλακτικές επιλογές,
- τιμές για τις οποίες στον Ευρωκώδικα δίδεται μόνο το σύμβολο,
- ειδικά δεδομένα (γεωγραφικά, κλιματολογικά) για τη συγκεκριμένη χώρα, π.χ. χάρτης χιονοπτώσεων,

— η διαδικασία η οποία θα χρησιμοποιείται όπου στον Ευρωκώδικα δίδονται εναλλακτικές διαδικασίες.

2.2.2 Πληροφορίες Εθνικής Επιλογής για την Ελλάδα

A) Ισχύουν χωρίς τροποποίηση οι αριθμητικές τιμές των επιμέρους συντελεστών που προτείνονται στο Κείμενο ή τους Πίνακες του Παραρτήματος του EC-7.

Ειδικώς για βραχώδη υλικά, ο επιμέρους συντελεστής για την ανεμπόδιση αντοχή θα είναι: $\gamma_{qu}=1.60$, με εφαρμογή στους Πίνακες A.2 και A.4 (Ομάδα M2). Αντιστοίχως, ο επιμέρους συντελεστής φέρουσας αντίστασης επιφανειακών θεμελιώσεων σε βραχώδη υλικά θα είναι : $\gamma_{Rv} =1.60$ (Πίνακας A.5 – Ομάδα R2).

B) Ισχύουν οι ακόλουθες εθνικές επιλογές (υπό στοιχεία B.1-B.9) :

B.1. Ως προς τη διάρκεια ωφέλιμης ζωής :

Νοείται η κατηγορία διάρκειας χρήσης του έργου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN 1990. Ο ακόλουθος Πίνακας 2.3 δίνει ενδεικτικές τιμές της διάρκειας χρήσιμης ζωής γεωτεχνικών έργων, με βάση αντίστοιχο Πίνακα του Ευρωκώδικα.

B.2 Ως προς τα γεωτεχνικά έργα μικρής πολυπλοκότητας και επικινδυνότητας:

Ως τέτοια θεωρούνται ελαφρές και απλές δομικές κατασκευές και μικρά χωματουργικά έργα, για τα οποία είναι δυνατόν να εξασφαλίζεται, με αμελητέο κίνδυνο (risk), ότι οι ελάχιστες απαιτήσεις ασφάλειας θα ικανοποιούνται με βάση την εμπειρία και ποιοτικού χαρακτήρα γεωτεχνικές έρευνες.

B.3 Σχετικά με την κατάταξη των έργων:

Κατά την κατάταξη των έργων σε Γεωτεχνικές Κατηγορίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι πιθανές οικονομικές και κοινωνικές συνέπειες σε άτομα, γειτονικές κατασκευές και το περιβάλλον, σε περίπτωση αστοχίας του έργου, ως εξής :

Γεωτεχνική Κατηγορία 1 : περιλαμβάνει έργα με περιορισμένες συνέπειες.

Γεωτεχνική Κατηγορία 2 : περιλαμβάνει έργα με μετρίου μεγέθους συνέπειες.

Γεωτεχνική Κατηγορία 3 : περιλαμβάνει έργα με σοβαρές συνέπειες.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.3: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΩΝ ΤΙΜΩΝ ΤΗΣ ΔΙΑΡΚΕΙΑΣ ΧΡΗΣΙΜΗΣ ΖΩΗΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ EN 1990

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.

B.4 Εθνική επιλογή τρόπων ανάλυσης:

Αφορά στην Εθνική Επιλογή Τρόπων Ανάλυσης (Design Approaches - DA) των γεωτεχνικών έργων για μόνιμες, παροδικές και τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού. Στην ανάλυση οριακών καταστάσεων αστοχίας (ULS) γεωτεχνικού (GEO) και δομητικού (STR) τύπου θα εφαρμόζονται οι εξής Τρόποι Ανάλυσης και σχέσεις υπολογισμού :

(1) Ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3), θα εφαρμόζεται κατά τον έλεγχο των εξής γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας :

- Ευστάθεια γεωτεχνικών έργων χωρίς δομικά στοιχεία αντιστήριξης, σύμφωνα με τα Κεφάλαια 11 και 12 του EN 1997-1, όπως επιχώματα, φυσικά ή τεχνητά πρηνή, φράγματα, ορύγματα και βαθιές εκσκαφές με ελεύθερα πρηνή.
- Ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων με δομικά στοιχεία αντιστήριξης (σύμφωνα με το Κεφάλαιο 11 του EN 1997-1) όπως :
 - (α) οπλισμένα επιχώματα ή τεχνητά πρηνή,
 - (β) φυσικά πρηνή, ορύγματα ή βαθιές εκσκαφές ενισχυμένες με ηλώσεις, αγκυρώσεις ή πασσάλους,
 - (γ) σύνθετα έργα (π.χ. πρηνές στο εσωτερικό του οποίου διέρχεται σήραγγα).

Στις ανωτέρω περιπτώσεις, οι σταθεροποιητικές δράσεις των δομικών στοιχείων αντιστήριξης (δηλαδή δυνάμεις ή ροπές στήριξης εκ των δομικών στοιχείων ενίσχυσης, όπως ηλώσεων, αγκυρώσεων ή πασσάλων) θα

θεωρούνται ως ευνοϊκές δράσεις (favourable actions) με επιμέρους συντελεστή δράσεων $\gamma_F = 1$.

Σημειώνεται ότι η αρίθμηση των σχέσεων που ακολουθούν είναι ταυτόσημη με αυτή του πρωτότυπου Κειμένου του Εθνικού Προσαρτήματος, επομένως θεωρούνται ως ανεξάρτητες από τις αριθμήσεις του όλου κεφαλαίου.

Ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3) θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με τη σχέση (2.6α) για τις δράσεις :

$$E_d = E (F_d, X_d) = E (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad (2.6\alpha)$$

και την σχέση (2.7α) για τις αντιστάσεις :

$$R_d = R (F_d, X_d) = R (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \quad (2.7\alpha)$$

δηλαδή με εφαρμογή της σχέσης (2.5) :

$$E_d \leq R_d \Rightarrow E (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \leq R (\gamma_F, F_k, X_k / \gamma_M) \quad (2.5)$$

και τις εξής ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων και εδαφικών παραμέτρων (γ_F, γ_M) του Παραρτήματος Α του EN1997-1 :

- (A1) για δομικές δράσεις (από την ανωδομή), όπως φορτία κτιρίων και κυκλοφορίας στην επιφάνεια του εδάφους,
- (A2) για δράσεις από το έδαφος (γεωτεχνικές δράσεις), περιλαμβανομένου και του βάρους του εδάφους,
- (M2) για τις εδαφικές παραμέτρους.

Παρατήρηση :

Ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3) αφορά μόνον στον έλεγχο τις ολικής ευστάθειας των γεωτεχνικών έργων. Για παράδειγμα, σε βαθιά εκσκαφή αντιστηριζόμενη με κατακόρυφο εύκαμπτο πέτασμα και προεντεταμένες αγκυρώσεις, το βάθος έμπτηξης και η καμπτική επιπόνηση του πετάσματος, οι δυνάμεις αγκύρωσης και ο σχεδιασμός τις αγκύρωσης (μήκος πάκτωσης και αριθμός τενόντων) θα υπολογίζονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2 (DA-2), όπως περιγράφεται κατωτέρω. Στη συνέχεια, θα γίνεται ανάλυση και επιβεβαίωση των στοιχείων σχεδιασμού του προηγούμενου βήματος με υπολογισμό της ολικής ευστάθειας του συστήματος (έδαφος και αντιστήριξη) με τον Τρόπο DA-3. Τούτο δε, προκειμένου να υπολογισθεί η επάρκεια τις εκσκαφής έναντι συνολικής διατμητικής αστοχίας και να προσδιορισθεί το απαιτούμενο ελεύθερο μήκος των αγκυρίων.

(2) Ο Τρόπος Ανάλυσης 2 (DA-2), θα εφαρμόζεται κατά τον έλεγχο των εξής οριακών καταστάσεων αστοχίας :

- Γεωτεχνικές (GEO) και δομητικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας επιφανειακών θεμελιώσεων, βαθιών θεμελιώσεων, αγκυρώσεων και έργων αντιστηρίξεως, σύμφωνα με τα Κεφάλαια 6, 7, 8 και 9 του EN 1997-1.
- Δομητικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας πρανών ή εκσκαφών ενισχυμένων με δομικά στοιχεία (ηλώσεις, αγκυρώσεις, πασσαλώσεις, κλπ) σύμφωνα με τα Κεφάλαια 9 και 12 του EN 1997-1. Οι περιπτώσεις αυτές

περιλαμβάνουν τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων ενίσχυσης, όπως τον υπολογισμό της δύναμης ηλώσεων και αγκυρώσεων και του βάθους έμπηξης και αντοχής των πετασμάτων αντιστήριξης. Σημειώνεται ότι οι αναλύσεις ολικής ευστάθειας των ανωτέρω έργων (οριακές καταστάσεις τύπου GEO) θα γίνονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3), όπως αναφέρθηκε παραπάνω.

- Γεωτεχνικές (GEO) και δομητικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας με χρήση αριθμητικών μεθόδων, όπως αριθμητικές αναλύσεις γεωτεχνικών προβλημάτων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών. Εξαίρεση αποτελεί η ανάλυση γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων ολικής ευστάθειας (κατά το Κεφάλαιο 11 του EN 1997-1) με αριθμητικές μεθόδους οριακής ισορροπίας (π.χ. μέθοδος λωρίδων) ή με τη μέθοδο βαθμιαίας απομείωσης της αντοχής (strength reduction method), όπου θα εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3), όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Τέλος, ο Τρόπος Ανάλυσης 2 (DA-2), θα εφαρμόζεται κατά τον έλεγχο των γεωτεχνικών (GEO) ή δομητικών (STR) οριακών καταστάσεων αστοχίας που δεν υπάγονται στα ανωτέρω, όπως αναλύσεις σηράγγων, λοιπών υπογείων έργων, φραγμάτων κλπ.

Ο Τρόπος Ανάλυσης 2 (DA-2), θα εφαρμόζεται με την παραλλαγή που αποκαλείται Τρόπος Ανάλυσης 2* (DA-2*) και περιλαμβάνει χρήση της σχέσης (2.6α) ή εναλλακτικά, της ισοδύναμης σχέσης (2.6β) για τις δράσεις (με $\gamma_M = 1$) :

$$E_d = E (\gamma_F F_k, X_k) \quad (2.6\alpha)$$

$$E_d = \gamma_E E (F_k, X_k) \quad (2.6\beta)$$

και της σχέσης (2.7β) για τις αντιστάσεις (με $\gamma_F = 1$) :

$$R_d = (1 / \gamma_R) \cdot R (F_k, X_k) \quad (2.7\beta)$$

Συνεπώς, ο έλεγχος θα γίνεται με εφαρμογή τις σχέσης :

$$E (\gamma_F, F_k, X_k) \leq (1 / \gamma_R) \cdot R (F_k, X_k)$$

ή, εναλλακτικά της ισοδύναμης σχέσης :

$$\gamma_E E (F_k, X_k) \leq (1 / \gamma_R) \cdot R (F_k, X_k)$$

και τις εξής ομάδες επιμέρους συντελεστών του Παραρτήματος Α του EN1997-1 :

- (A1) για τις δράσεις (συντελεστές γ_F), ή εναλλακτικά τα αποτελέσματα των δράσεων (συντελεστές γ_E),
- (R2) για τις αντιστάσεις.

B.5 Οριακές τιμές μετακινήσεων θεμελιώσεων:

Κατά τη μελέτη των έργων θα πρέπει να εξασφαλίζεται ότι οι υπολογιζόμενες μετακινήσεις δεν οδηγούν σε οριακή κατάσταση τον φορέα ή γειτονικές κατασκευές.

B.6 Κανόνες σχεδιασμού:

Συνήθειες και εν γένει συντηρητικοί κανόνες σχεδιασμού. Περιλαμβάνονται εμπειρικές μέθοδοι σχεδιασμού απλών έργων, συνήθως με βάση συναφή εμπειρία.

B.7 Σχετικά με το συντελεστή συσχέτισης:

Συντελεστής συσχέτισης (ξ_a) για αγκυρώσεις σε συνδυασμό με τον Τρόπο Ανάλυσης 2 (DA-2): Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης αγκυρώσεων ($R_{a,k}$) μπορεί να προσδιορισθεί με δύο τρόπους:

(1) 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 : $\xi_a = 1$.

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

$$R_{a,k} = \min\{(R_{a,m})_{\text{mean}}/\xi_{a1}, (R_{a,m})_{\text{min}}/\xi_{a2}\},$$

Όπου $(R_{a,m})_{\text{mean}} = 1/n \sum R_{a,i}$ είναι η μέση τιμή των μετρηθεισών αντιστάσεων εξόλκευσης, $(R_{a,m})_{\text{min}} = \min\{R_{a1}, R_{a2}, \dots, R_{an}\}$ είναι η ελάχιστη τιμή των μετρηθεισών αντιστάσεων εξόλκευσης και οι συντελεστές συσχέτισης ξ_{a1} και ξ_{a2} λαμβάνουν τις τιμές του πίνακα 2.2 της προηγούμενης υποπαραγράφου (στο Εθνικό Προσάρτημα επαναλαμβάνεται αυτούσιος ο πίνακας 2.2).

B.8 Συντελεστής προσομοιώματος:

Συντελεστής προσομοιώματος αγκυρώσεων για έλεγχο σε κατάσταση λειτουργικότητας : Θα λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

Σχόλιο της παρούσης μεταπτυχιακής εργασίας: Η συνέπεια αυτής της επιλογής είναι ότι οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, P_E ή P_k , δηλαδή οι δυνάμεις των αγκυρώσεων (δράσεις από την κατασκευή αντιστήριξης), όπως προκύπτουν από τον έλεγχο λειτουργικότητας αποτελούν συγχρόνως και δράσεις σχεδιασμού. Τούτο συμβαίνει διότι κατά τον έλεγχο λειτουργικότητας, οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας είναι ίσοι με τη μονάδα και συγχρόνως ο συντελεστής προσομοιώματος λαμβάνεται επίσης ίσος με τη μονάδα. Τα φορτία αυτά $P_E = P_d$ συγκρίνονται στη συνέχεια με την αντοχή σχεδιασμού κατά τη γενική ανίσωση $P_d \leq R_d$.

Επισημαίνεται ότι στο κείμενο του Ευρωκώδικα δίνεται η δυνατότητα για Εθνική Επιλογή στο συντελεστή προσομοιώματος γ_m (model factor) για τις αγκυρώσεις.

B.9 Ανάλυση ολικής ευστάθειας:

Στον υπολογισμό των τιμών σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων αντοχής (ενεργές τιμές: c'_d , ϕ'_d και αστράγγιστη διατμητική αντοχή: $c_{u,d}$) θα χρησιμοποιείται συντελεστής προσομοιώματος (γ_m), ως εξής :

όπου γ_M είναι ο επιμέρους συντελεστής εδαφικών παραμέτρων. Ο συντελεστής προσομοιώματος εξαρτάται από τις παραδοχές των υδραυλικών συνθηκών και θα λαμβάνει τις εξής τιμές :

(1) Για συνήθεις δυσμενείς παραδοχές υδραυλικών συνθηκών : $\gamma_m = 1.1$.

Η χρήση του ανωτέρω συντελεστή προσομοίωσης γίνεται ώστε ο ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας (FS) έναντι ολικής ευστάθειας να είναι :

- $FS = \gamma_M \gamma_m = 1.25 \times 1.1 = 1.38$ για αναλύσεις μέσω ενεργών τάσεων με χρήση ενεργών παραμέτρων αντοχής (c' , ϕ').
- $FS = \gamma_M \gamma_m = 1.40 \times 1.1 = 1.54$ για αναλύσεις μέσω ολικών τάσεων με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u).

(2) Για πολύ δυσμενείς παραδοχές υδραυλικών συνθηκών: $\gamma_m = 1$. Στην περίπτωση αυτή, ο ισοδύναμος ενιαίος συντελεστής ασφαλείας (FS) έναντι ολικής ευστάθειας είναι :

- $FS = \gamma_M \gamma_m = 1.25 \times 1 = 1.25$ για αναλύσεις μέσω ενεργών τάσεων με χρήση ενεργών παραμέτρων αντοχής (c' , ϕ').
- $FS = \gamma_M \gamma_m = 1.40 \times 1 = 1.40$ για αναλύσεις μέσω ολικών τάσεων με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.

2.3 Δοκιμές αγκυρώσεων κατά τις ευρωπαϊκές προδιαγραφές

2.3.1 Γενικά

Από τις προδιαγραφές δοκιμών αγκυρώσεων αναφερόμαστε στις πρόσφατες Ευρωπαϊκές Προδιαγραφές της τεχνικής επιτροπής TC 182/SC 1 του 2008. 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 επιβεβαίωσης P_p (proof load).
 2. τα χαρακτηριστικά ερπυσμού και απώλειας φορτίου του συστήματος του αγκυρίου σε φορτία μέχρι το φορτίο επιβεβαίωσης P_p .
 3. το φαινομενικό ελεύθερο μήκος του τένοντα L_{app} .

- Οι δοκιμές αποδοχής επιβεβαιώνουν για κάθε αγκύριο:
 1. την ικανότητα διατήρησης του φορτίου επιβεβαίωσης 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} .

2.3.2 Μέθοδοι δοκιμών αγκυρίων

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 φορτίο επιβεβαίωσης στο οποίο υπόκειται το ερευνητικό αγκύριο $R_{t,d}$ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού του τένοντα του ερευνητικού αγκυρίου ή οποιουδήποτε άλλου τμήματος προέκτασης.

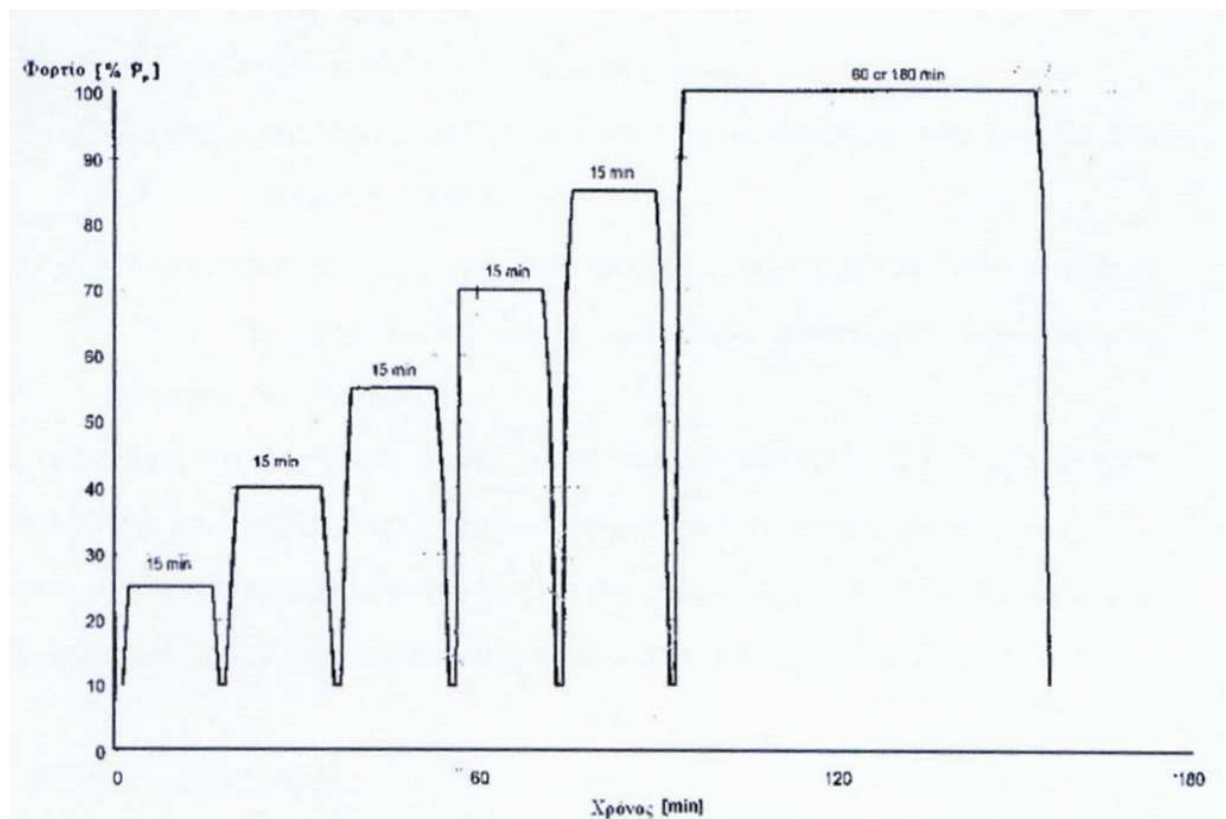
Μεταξύ της τοποθέτησης των ερευνητικών αγκυρίων και της έναρξης των δοκιμών θα πρέπει να μεσολαβεί επαρκές χρονικό διάστημα για την ανάπτυξη των απαιτούμενων αντοχών από πλευράς των αγκυρίων, ενώ κατά την εκτέλεση της δοκιμής θα πρέπει να ελεγχθεί η σωστή λειτουργία του εξοπλισμού.

Το φορτίο επιβεβαίωσης 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 επιβεβαίωσης 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.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.4: ΚΥΚΛΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΑΙ ΟΙ ΠΕΡΙΟΔΟΙ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟ ΕΛΕΓΧΟ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ 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

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_1 συναρτήσει του φορτίου του αγκυρίου, όπου α_1 είναι η κλίση του διαγράμματος της μετατόπισης λόγω ερπυσμού σε λογαριθμική κλίμακα χρόνου. Η παράμετρος αυτή, ουσιαστικά είναι ταυτόσημη με το δείκτη ερπυσμού k_s κατά DIN4125, ο οποίος προσδιορίζεται ως εξής:

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

s_2 η μετατόπιση της κεφαλής σε χρόνο t_2

t ο χρόνος μετά την εφαρμογή μιας στάθμης φορτίου

Να σημειωθεί ότι παρόμοια διαγράμματα κατασκευάζονται τόσο για ελέγχους καταλληλότητας όσο και αποδοχής που θα ακολουθήσουν στη συνέχεια. Ο δείκτης 1 στην παράμετρο a_1 υποδεικνύει ότι η συγκεκριμένη αξιολόγηση γίνεται για τη μέθοδο 1.

Με βάση τη συγκεκριμένη δοκιμή γίνεται δυνατός ο προσδιορισμός της κρίσιμης αντοχής του αγκυρίου R_c και τις 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 3.3. Ο ρυθμός ερπυσμού θα πρέπει να προσδιορίζεται αφού μετρηθεί σταθερός δείκτης ερπυσμού k_s σε δυο συνεχόμενες χρονικές περιόδους. 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 3.3.

- 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 επιβεβαίωσης 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 επιβεβαίωσης 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 2.5.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.5: ΚΥΚΛΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΑΙ ΟΙ ΠΕΡΙΟΔΟΙ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ 1

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

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 επιβεβαίωσης 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 επιβεβαίωσης 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 2.6.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.6: ΚΥΚΛΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΚΑΙ ΟΙ ΠΕΡΙΟΔΟΙ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΑΠΟΔΟΧΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ 1

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

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 επιβεβαίωσης 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 «κλειδωμα» 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 «κλείδωμα» 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 επιβεβαίωσης 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 επιβεβαίωσης 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 επιβεβαίωσης P_p , ενώ το κάθε φορτίο διατηρείται σταθερό μόνο κατά τον απαραίτητο χρόνο εκτέλεσης των μετρήσεων (εξαγωγής του τένοντα της κεφαλής, φορτίου). Στο φορτίο επιβεβαίωσης P_p καταγράφεται και η μέτρηση της εξαγωγής της κεφαλής του τένοντα συναρτήσει του χρόνου για ένα συγκεκριμένο χρονικό διάστημα.

Το φορτίο επιβεβαίωσης 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} .

2.4 Γερμανικοί κανονισμοί DIN 4125 και DIN 1054

2.4.1 Βασικά στοιχεία του DIN 4125

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

A) Δοκιμές αγκυρώσεων

Η δοκιμή εξόλκευσης έχει ως στόχο να διαπιστώσει βασικά την καταλληλότητα του τρόπου κατασκευής των αγκυρών. 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.

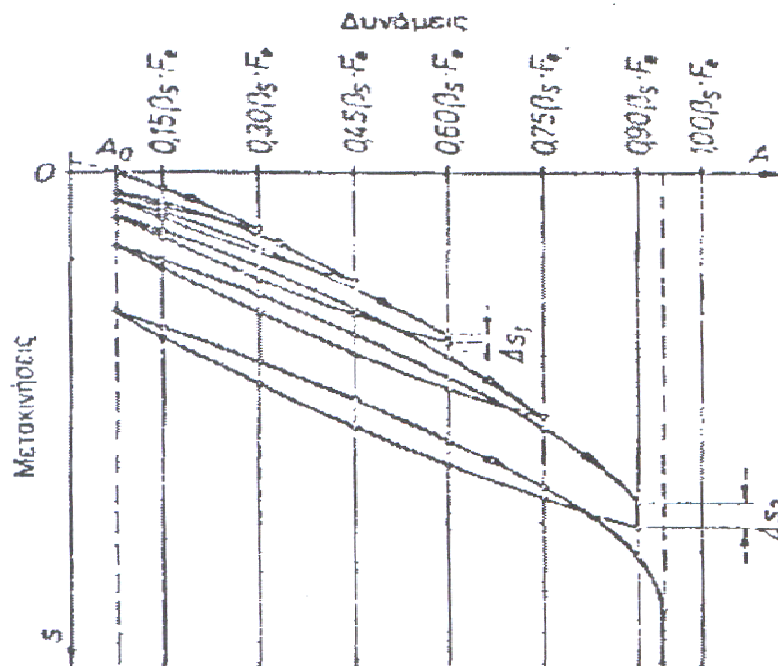
Η δοκιμή εφελκυσμού έχει ως στόχο να ελέγξει την καταλληλότητα του χρησιμοποιούμενου τύπου αγκυρίου για τις υπάρχουσες εδαφικές συνθήκες. Επιπροσθέτως, με τη δοκιμή αυτή διαπιστώνεται η φέρουσα ικανότητα του πακτωμένου τμήματος και οι αντίστοιχες παραμένουσες παραμορφώσεις. Τέλος, υπολογίζεται το θεωρητικό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

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

A.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 τσιμεντένεση. 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 εκσκαφή 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 κατά DIN 4125.

Η εφελκυστική δύναμη αρχίζει από μια τιμή A_0 , η οποία εξαρτάται γενικά από τη δοκιμαστική διάταξη και δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0.15\beta_s Fe$. Η δύναμη αυξάνεται βαθμηδόν 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.

A.2 Δοκιμαστική τάνυση

Όλα τα αγκύρια πρέπει να προενταθούν μέχρι το 1.20 της θεωρητικής δύναμης αγκύρωσης A_1 (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_0 . Στα δέκα πρώτα αγκύρια και κατόπιν σε τουλάχιστον ένα αγκύριο για κάθε δεκάδα

κατασκευαζόμενων αγκυρίων 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.

B) Οριακά και επιτρεπόμενα φορτία

Τα επιτρεπόμενα φορτία υπολογίζονται με διαφορετικό τρόπο για προσωρινές και μόνιμες αγκυρώσεις βάσει των αντίστοιχων οριακών φορτίων που αναλύονται παρακάτω.

➤ Για προσωρινές αγκυρώσεις.

Βασικό οριακό φορτίο είναι το φορτίο A_g το οποίο ορίζεται ως το φορτίο εκείνο για το οποίο κατά τις δοκιμές εξόλκευσης και εφελκυσμού σταματούν ακόμη οι υποχωρήσεις της κεφαλής του αγκυρίου, δηλαδή βρίσκεται από την τελευταία βαθμίδα φόρτισης, πριν από το φορτίο για το οποίο δε σταματούν οι υποχωρήσεις. Ουσιαστικά το φορτίο A_g αναφέρεται στην αντοχή κατά τη διεπιφάνεια ενέματος-εδάφους, διότι οι δοκιμές περιορίζονται σε φορτία λίγο μικρότερα από τα φορτία διαρροής του χάλυβα των τενόντων προέντασης.

Με βάση το φορτίο A_g , καθώς και το φορτίο A_s που οδηγεί σε διαρροή του χάλυβα και με αντίστοιχους συντελεστές ασφάλειας υπολογίζεται το επιτρεπόμενο φορτίο.

Προφανώς, μετά την εφαρμογή του Ευρωκώδικα EC-7, οι παλιοί συντελεστές του DIN 4125 έπαψαν να ισχύουν και σχετική αναφορά γίνεται στο νέο DIN 1054 του 2005, όπως θα αναφέρει στη συνέχεια. Πρέπει όμως να τονιστεί ότι οι συντελεστές αυτοί διαφοροποιούνταν ανάλογα με τον τρόπο υπολογισμού των δυνάμεων λειτουργίας και συγκεκριμένα βάσει των ενεργών ή των ουδετέρων ωθήσεων του εδάφους. Η λογική αυτή έχει συνεχιστεί και στο νέο DIN 1054.

➤ Για μόνιμες αγκυρώσεις.

Οι διαφοροποιήσεις των διατάξεων έναντι των προσωρινών αφορούν δύο σημεία, ως εξής:

- i. Στις αυστηρότερες προϋποθέσεις εφαρμογής του DIN 4125 για μόνιμες αγκυρώσεις, καθώς και στις μεθόδους προστασίας των τενόντων προέντασης.
- ii. Στον τρόπο υπολογισμού των επιτρεπόμενων φορτίων με βάση τα οριακά φορτία που ορίζονται ως εξής:
 - a. Οριακό φορτίο A_s το οποίο υπολογίζεται από το όριο διαρροής του χάλυβα και την αντίστοιχη διατομή που θα χρησιμοποιηθεί.

- b. Οριακό φορτίο A_b το οποίο κατά τη δοκιμή εξόλκευσης προκαλεί την αστοχία του αγκυρίου.
- c. Οριακό φορτίο A_k το οποίο κατά τη δοκιμή εφελκυσμού προκαλεί παραμόρφωση ερπυσμού $K_s=2\text{mm}$. Σημειώνεται ότι η παραμόρφωση ερπυσμού για κάθε βαθμίδα φόρτισης υπολογίζεται ως η πρόσθετη- χρονικά εξελισσόμενη παραμόρφωση ανά λογαριθμικό κύκλο χρόνου.

Γ) 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 την κατασκευή 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 (κατακορύφων ή οριζοντίων).

2.4.2 Διατάξεις του DIN 1054 για τις αγκυρώσεις

A) 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 τυχόν ευαισθησία των κατασκευών αυτών σε παραμορφώσεις και δονήσεις. Στην περίπτωση που οι αγκυρώσεις τοποθετηθούν πλησίον υπαρχουσών κατασκευών, τότε πρέπει να ελεγχθούν τα χαρακτηριστικά των θεμελιώσεων των κατασκευών. 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 αγκυρίων. 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. Αν συντρέχουν ειδικοί λόγοι, οι παραπάνω σχετικά απλούστερες περιπτώσεις αγκυρώσεων κατατάσσονται στην επόμενη γεωτεχνική κατηγορία CG3. Στη γεωτεχνική κατηγορία αυτή κατατάσσονται οι δυναμικές φορτίσεις χωρίς κάποια συγκρίσιμη εμπειρία καθώς και οι μόνιμες αγκυρώσεις.

B) Στις οριακές καταστάσεις αστοχίας (GEO και STR) ελέγχεται η ισχύς της ανίσωσης: $E_k \leq R_d$ (γενική ανίσωση του Ευρωκώδικα EC-7). Η αντίσταση σχεδιασμού R_d λαμβάνεται ως η μικρότερη των τιμών $R_{a,d}$ (αντοχή σχεδιασμού πακτωμένου μήκους) και $R_{i,d}$ (αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα).

i. Αντοχή σχεδιασμού R_d

- Η αντοχή σχεδιασμού $R_{a,d}$ κάθε αγκυρίου κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας (GEO) 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 οφείλεται στην ενεργοποίηση της διαμητικής 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. Για την εφαρμογή της παραπάνω σχέσης υπολογισμού της αντοχής σχεδιασμού $R_{a,d}$ ως αντοχή εξόλκευσης $R_{a,k}$ λαμβάνεται η μικρότερη από τις τιμές των δοκιμών. Ο επιμέρους συντελεστής επί της αντοχής γ_A δίνεται από σχετικό πίνακα 3 του DIN 1054 και ισχύει $\gamma_A = 1,10$ για κάθε περίπτωση.
- Η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα $R_{i,d}$ κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας (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 τένοντος προεντάσεως μπορεί να προσδιοριστεί με βάση τη σχέση:
 $R_{i,k} = A_s \cdot f_{t,0.1,k}$, όπου A_s το εμβαδόν της διατομής του χάλυβα του τένοντα $f_{t,0.1,k}$ η χαρακτηριστική τάση του χάλυβα για 0.1% μόνιμη παραμόρφωση. Να σημειωθεί ότι η χαρακτηριστική αντίσταση του αγκυρίου θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με τη χαρακτηριστική

αντοχή του χάλυβα τένοντος $R_{i,k}$. Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού του χάλυβα γ_M δίνεται επίσης από τον πίνακα 3 του DIN 1054 με την ενιαία τιμή $\gamma_M=1,15$.

ii) Δράσεις σχεδιασμού E_d

Οι δράσεις σχεδιασμού υπολογίζονται σύμφωνα με τις γενικές αρχές του Ευρωκώδικα με εφαρμογή επιμέρους συντελεστών ασφαλείας βάσει των χαρακτηριστικών τιμών των δράσεων, E_k . Αυτές ουσιαστικά ισοδυναμούν με τις λεγόμενες χαρακτηριστικές δυνάμεις λειτουργίας και υπολογίζονται ανάλογα με τον τύπο της αντιστήριξης και τις απαιτήσεις για τις ανεκτές μετατοπίσεις, π.χ. ως ενεργές ωθήσεις ή ουδέτερες ωθήσεις ή τέλος ωθήσεις για ενδιάμεσες μετατοπίσεις, χωριστά για μόνιμες και μεταβλητές φορτίσεις. Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας υπολογίζονται από τον πίνακα 2 του DIN 1054 που αντιστοιχεί στη μέθοδο σχεδιασμού 2. Η ιδιαιτερότητα του πίνακα αυτού έγκειται στο ότι γίνεται διάκριση περιπτώσεων φόρτισης LC1,LC2,LC3, που διαχωρίζουν τις συνήθεις φορτίσεις από τις ασυνήθεις έως και τις τυχηματικές. Ο διαχωρισμός αυτός πάντοτε γινόταν στους γερμανικούς κανονισμούς και ιδιαίτερα στο DIN 1054.

Γ) Για τις δοκιμές καταλληλότητας και αποδοχής των αγκυρίων υιοθετείται η μέθοδος 1 κατά DIN EN1537:2001-01,9.4 σύμφωνα με την οποία το φορτίο επιβεβαίωσης P_p (proof load) 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 με βάση τις ενεργές ωθήσεις

$n_k \geq 1.33$ για αγκύρια σχεδιασμένα με βάση τις ουδέτερες 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 επιβεβαίωσης

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 το εμβαδόν της διατομής 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 παραμόρφωση.

Από τις παραπάνω τιμές εφαρμόζεται η μικρότερη.

2.5. Στοιχεία του Βρετανικού Κανονισμού BS (8081:1989)

Οι μέθοδοι σχεδιασμού αγκυρώσεων που υποδεικνύονται από τους τότε Βρετανικούς κανονισμούς βασίζονται σε χρήση συντελεστών ασφαλείας. Σημειώνεται ότι στην παρούσα υποπαράγραφο δίνονται ορισμένες διατάξεις του BS που ίσχυαν πριν από την εφαρμογή του Ευρωκώδικα EC-7 με αποκλειστική πρόθεση τη μεταφορά του πνεύματος του κανονισμού, για λόγους συγκρίσεως με άλλους και όχι για τυχόν εφαρμογή στην πράξη. Άλλωστε, το Ηνωμένο Βασίλειο υιοθέτησε λογική και επιλογές μεθόδων υπολογισμού (από αυτές που προτείνονται από τον EC-7) διαφορετικές από την Ελλάδα και τη Γερμανία.

Ο σκοπός των υπολογισμών κατά το σχεδιασμό των αγκυρώσεων, σύμφωνα με το BS είναι να εξασφαλίσει ότι αστοχίες είναι απίθανο να συμβούν. Για το λόγο αυτό εξετάζονται διάφορες οριακές καταστάσεις στις οποίες είναι δυνατόν να βρεθεί η κατασκευή. Στα περισσότερα προβλήματα οι οριακές καταστάσεις κατατάσσονται σε δυο μεγάλες κατηγορίες, σε οριακές καταστάσεις αστοχίας (τυπικά παραδείγματα των οποίων είναι η κατάρρευση της κατασκευής 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 2.7 που ακολουθεί παρατίθενται οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας που προτείνονται από τους Βρετανικούς κανονισμούς για το σχεδιασμό ανεξάρτητων αγκυρώσεων.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.7 ΕΛΑΧΙΣΤΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΓΙΑ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟΥΣ ΒΡΕΤΑΝΙΚΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ

Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας προτεινόμενοι για το σχεδιασμό αγκυρώσεων				
Κατηγορία αγκυρώσεων	Ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας			
	Τένοντας	Διεπιφάνεια βολβού-ενέματος	Διεπιφάνεια βολβού ενέματος/ τένοντα ή ενέματος/ σωλήνωσης	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 3.00 για οριακή κατάσταση ερπυσμού 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.

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 αφού αυτό ενταθεί.
- το μακροπρόθεσμο φορτίο στο αγκύριο T_{lt} , 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 κατασκευή 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 από 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_{lo}

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

➤ Μακροπρόθεσμο φορτίο T_{lt}

Μετά από την εξέταση όλων των οριακών καταστάσεων από το μελετητή θα πρέπει να εκτιμηθεί επίσης το εύρος των μακροπρόθεσμων φορτίων T_{lt} . 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 αγκύριο T_{lt} .

Οι διαστάσεις του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου 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_w ULS ενώ η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την μεγαλύτερη από τη μεγαλύτερη τιμή T_w SLS. 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_{lt} . Επίσης, η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι ίση ή μεγαλύτερη από το χαρακτηριστικό μακροπρόθεσμο φορτίο T_{lt} . Τέλος, για προεντεταμένες αγκυρώσεις η χαρακτηριστική αντοχή θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το χαρακτηριστικό φορτίο λειτουργίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ

3.1.Γενικά

Από το σύνολο των μεθόδων υπολογισμού των αγκυρώσεων που αφορούν σε διάφορες τεχνικές εφαρμογές περιοριζόμαστε σε εκείνες τις μεθόδους που έχουν εφαρμογή σε προβλήματα αντιστήριξης εκσκαφών με προεντεταμένες αγκυρώσεις. Με τη σύγχρονη λογική του Ευρωκώδικα EC-7 οι μέθοδοι που διατυπώθηκαν αρκετά πριν από τον υπόψη κανονισμό θα μπορούσαν να διαχωριστούν σε δύο κατηγορίες:

- Μέθοδοι βάσει των οριακών καταστάσεων αστοχίας.
- Μέθοδοι βάσει των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας.

Οι μέθοδοι οριακών καταστάσεων αστοχίας σε μία κατασκευή αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις, ουσιαστικά διαχωρίζονται σε δύο βασικές κατηγορίες, ως εξής:

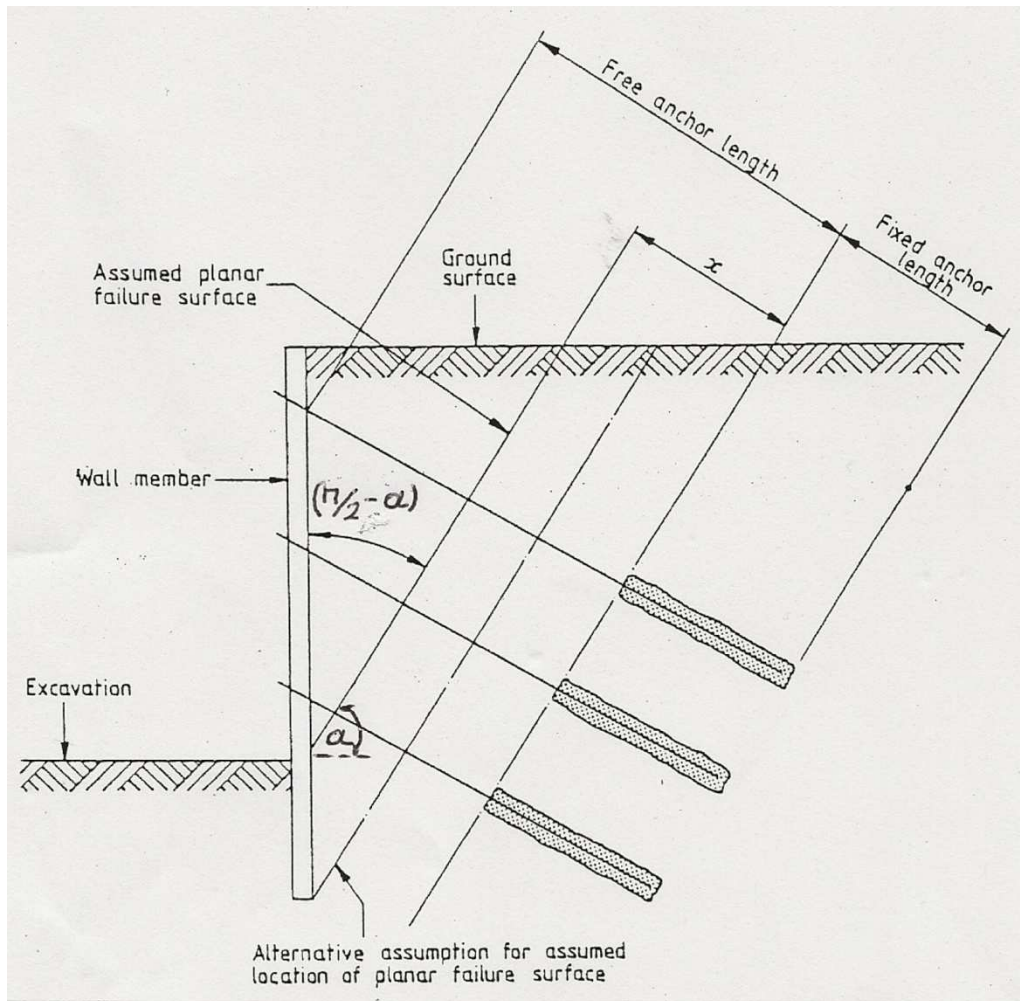
- ✓ Μέθοδοι συνολικής ευστάθειας ή εξωτερικής ισορροπίας του συστήματος. Για παράδειγμα, υπολογίζονται οι απαραίτητες δυνάμεις αγκύρωσης, ώστε να υπάρχει επαρκής ασφάλεια έναντι του ενδεχομένου της κατολίσθησης του πρανού. Οι μέθοδοι αυτές δεν επεκτείνονται στον υπολογισμό των λεπτομερειών της αγκύρωσης, ώστε να είναι εφικτή η εξασφάλιση των παραπάνω, απαραίτητων δυνάμεων αγκύρωσης. Η εξωτερική ισορροπία λοιπόν, εξετάζεται σε ένα πρίσμα που θα μπορούσε να ολισθήσει, λαμβάνοντας υπόψη όλες τις εξωτερικές δυνάμεις που δρουν στο υπόψη πρίσμα.
- ✓ Μέθοδοι εσωτερικής ισορροπίας που αφορούν στην ανάλυση ενός ισόρροπου, εξωτερικά συστήματος που περιλαμβάνει τη δύναμη αγκύρωσης ή τη δύναμη της δοκιμαστικής τάνυσης και τη συνολική δύναμη που θα πρέπει να εξισορροπήσει την παραπάνω δύναμη μέσω των πλευρικών τάσεων συνάφειας και της διατμητικής αντοχής του εδάφους στην περιοχή του πακτωμένου τμήματος γενικότερα.

Οι μέθοδοι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας αποσκοπούν στην πρόβλεψη των μετατοπίσεων που θα αναπτυχθούν κατά την εκσκαφή (οριζοντίων και κατακορύφων) και τη σύγκρισή τους με τις αντίστοιχες ανεκτές μετατοπίσεις αναλόγως του τύπου του έργου ή της κατασκευής που θα μπορούσε να θιγεί από τις παραπάνω παραμορφώσεις. Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται ή σε ημιεμπειρικές συσχετίσεις ή σε μεθόδους αριθμητικής ανάλυσεως (με πεπερασμένα στοιχεία συνήθως) ή σε απλές μεθόδους αλληλεπιδράσεως στις οποίες το διάγραμμα των πλευρικών ωθήσεων θεωρείται εκ των προτέρων γνωστό.

3.2 Μέθοδοι ανάλυσης της συνολικής ευστάθειας

3.2.1 Ανάλυση ευστάθειας με παραδοχή επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης

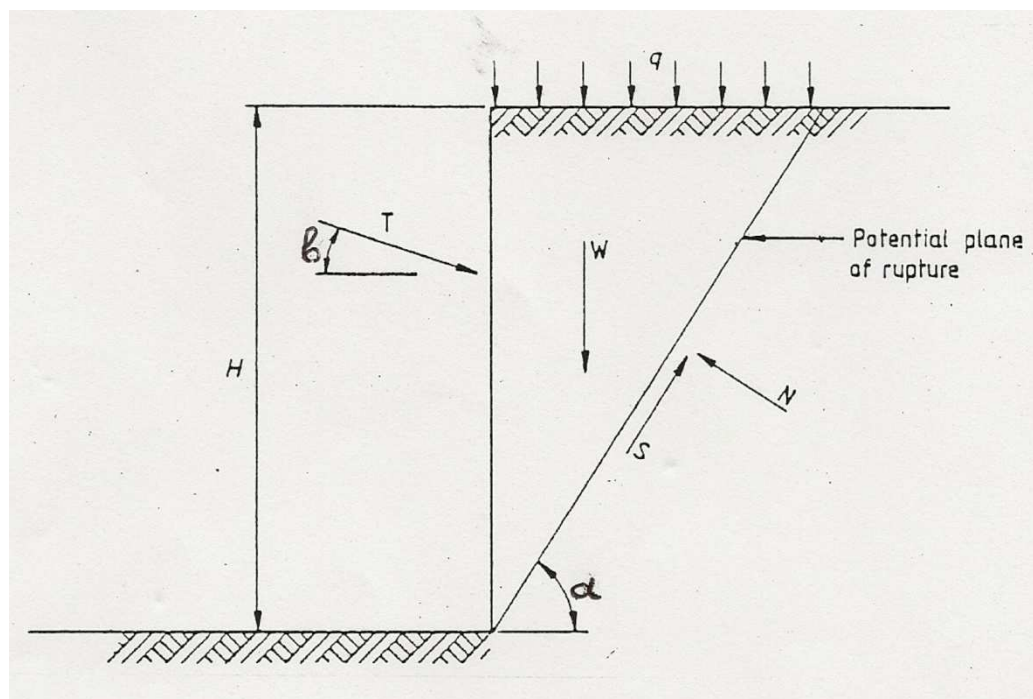
Η μέθοδος αυτή αποτελεί την απλούστερη, αλλά και συνηθέστερη στην πράξη προσέγγιση της ευστάθειας πρανούς με προεντεταμένες αγκυρώσεις.



Σχήμα 3.1: Γεωμετρικά στοιχεία κατακόρυφου πρανούς με προεντεταμένες αγκυρώσεις για παραδοχή επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης (κατά BS 8081).

Η συνολική ευστάθεια υπολογίζεται υπο ορισμένες προϋποθέσεις που αφορούν στο ελεύθερο μήκος των αγκυρώσεων, αλλά και στη διάταξή τους γενικότερα. Το σχήμα 3.1 δίνει τους τρόπους καθορισμού του ελάχιστου ελεύθερου μήκους του αγκυρίου. Το πέτασμα αντιστήριξης του παραπάνω σχήματος διεισδύει στο έδαφος κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής. Γίνεται η παραδοχή πιθανής επιφάνειας ολίσθησης κατά επίπεδο που έχει γωνία κλίσης α ως προς την οριζόντια και με αρχή του από τη στάθμη γενικής εκσκαφής ή επί το δυσμενέστερο από τη στάθμη έδρασης του πετάσματος. Είναι προφανές ότι το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου θα πρέπει να βρίσκεται

εξ ολοκλήρου πέρα από το επίπεδο πιθανής αστοχίας που κατά παραδοχή θα είναι ένα από τα δύο που αναφέρθηκαν παραπάνω. Στην πράξη δίνεται ένα περιθώριο ασφαλείας κατά ένα μήκος x , όπως φαίνεται στο σχήμα 3.1. Υπο αυτές τις προϋποθέσεις λοιπόν, η δύναμη αγκύρωσης μπορεί να υποτεθεί ότι είναι εξωτερική δύναμη στο πρίσμα που τείνει να ολισθήσει και έχουν νόημα οι υπολογισμοί που αναφέρονται παρακάτω.



Σχήμα 3.2: Ισορροπία δυνάμεων κατά την ανάλυση ευστάθειας πρίσματος.

Στο πρίσμα του σχήματος 3.2 που διαμορφώνεται από την πιθανή επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης που κλίνει υπό γωνία α ως προς την οριζόντιο, δρουν οι εξής δυνάμεις:

- Το ίδιο βάρος του πρίσματος $W=(\gamma \cdot H^2 \cdot \cot \alpha) / 2$, όπου γ η φαινόμενη πυκνότητα του εδάφους.
- Η συνολική δύναμη Q λόγω της κατανεμημένης, εξωτερικής φορτίσεως q , όπου $Q= q \cdot \cot \alpha$.
- Η συνιστώσα της συνολικής κατακόρυφης φόρτισης κάθετα στο επίπεδο ολίσθησης N .
- Η δύναμη αγκύρωσης T (ανά μέτρο μήκους) ή η συνισταμένη των δυνάμεων αγκυρώσεως που εφαρμόζονται σε διαφορετικές στάθμες, η οποία κλίνει υπό γωνία β , ως προς την οριζόντια.
- Η απαραίτητη δύναμη εξισορρόπησης της συνιστώσας της συνολικής, κατακόρυφης φόρτισης κατά τη διεύθυνση του επιπέδου ολίσθησης S , που οφείλεται στη μερική ενεργοποίηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους.

Ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ολίσθησης ορίζεται ως:

$SF = \frac{\text{δυνάμεις εκ διατμητικής αντοχής παράλληλα προς το επίπεδο ολίσθησης}}{\text{δυνάμεις λόγω συνιστωσών εξωτερικών δυνάμεων}}$. Αν $\Sigma G = W + Q$ και ϕ, c οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους, τότε:

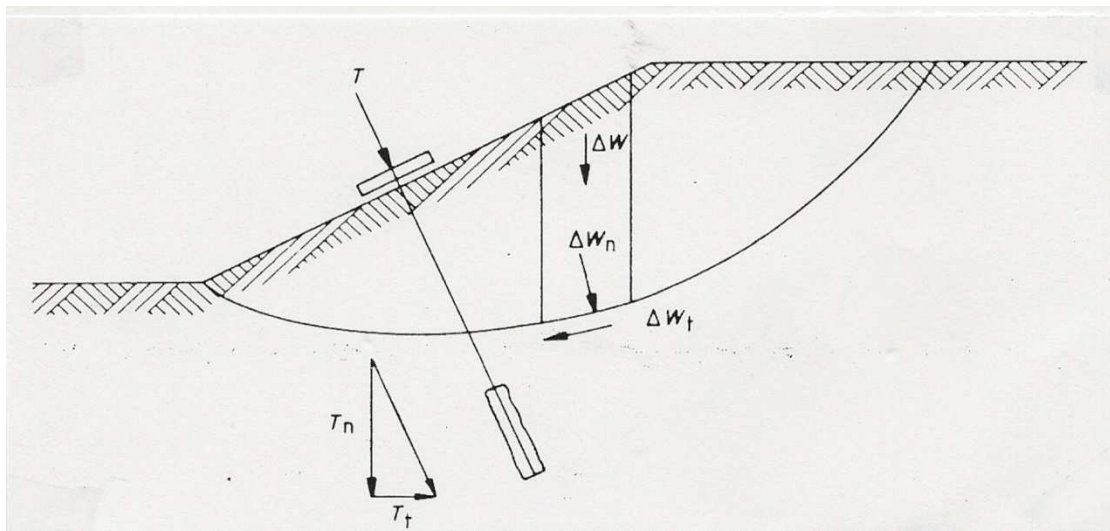
$$SF = \frac{[c \cdot H / \sin \alpha + \{ \Sigma G \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin(\alpha + \beta) \} \cdot \tan \phi]}{[\Sigma G \cdot \sin \alpha - T \cdot \cos(\alpha + \beta)]} \quad (3.1)$$

Η σχέση (3.1) αξιοποιείται με τους εξής τρόπους:

- Για συγκεκριμένο συνολικό συντελεστή ασφάλειας SF που προκαθορίζεται από την εξίσωση 3.1 προκύπτει η απαραίτητη δύναμη αγκύρωσης T (ανά μέτρο μήκους) με μία απλή γραμμική σχέση.
- Στην περίπτωση που θέλουμε διερεύνηση της δυσμενέστερης γωνίας κλίσης α , υπολογίζεται για δεδομένο συντελεστή ασφάλειας SF η απαραίτητη δύναμη T για διάφορες γωνίες α , εκείνη δε η γωνία για την οποία μεγιστοποιείται η T επιλέγεται ως η τελική γωνία υπολογισμού. Σημειώνεται εντούτοις ότι συνήθως λαμβάνεται $\alpha = 45^\circ + \phi/2$, δηλαδή η γωνία των επιπέδων αστοχίας κατά την ενεργό κατάσταση Rankine.

3.2.2 Ανάλυση ευστάθειας με παραδοχή κυκλικής επιφάνειας ολισθήσεως

Στην περίπτωση αυτή που ως πιθανή επιφάνεια ολισθήσεως θεωρείται κυλινδρική επιφάνεια με οδηγό καμπύλη τόξο κύκλου εφαρμόζονται οι γνωστές επιμέρους μέθοδοι ανάλυσης. Στο σχήμα 3.3 που λήφθηκε από το BS 8081 φαίνονται οι παραδοχές της απλούστερης δυνατής ανάλυσης με τη μέθοδο των λωρίδων.



Σχήμα 3.3: Ανάλυση ευστάθειας με κυκλική επιφάνεια πρσανούς ενισχυμένου με προεντεταμένες αγκυρώσεις.

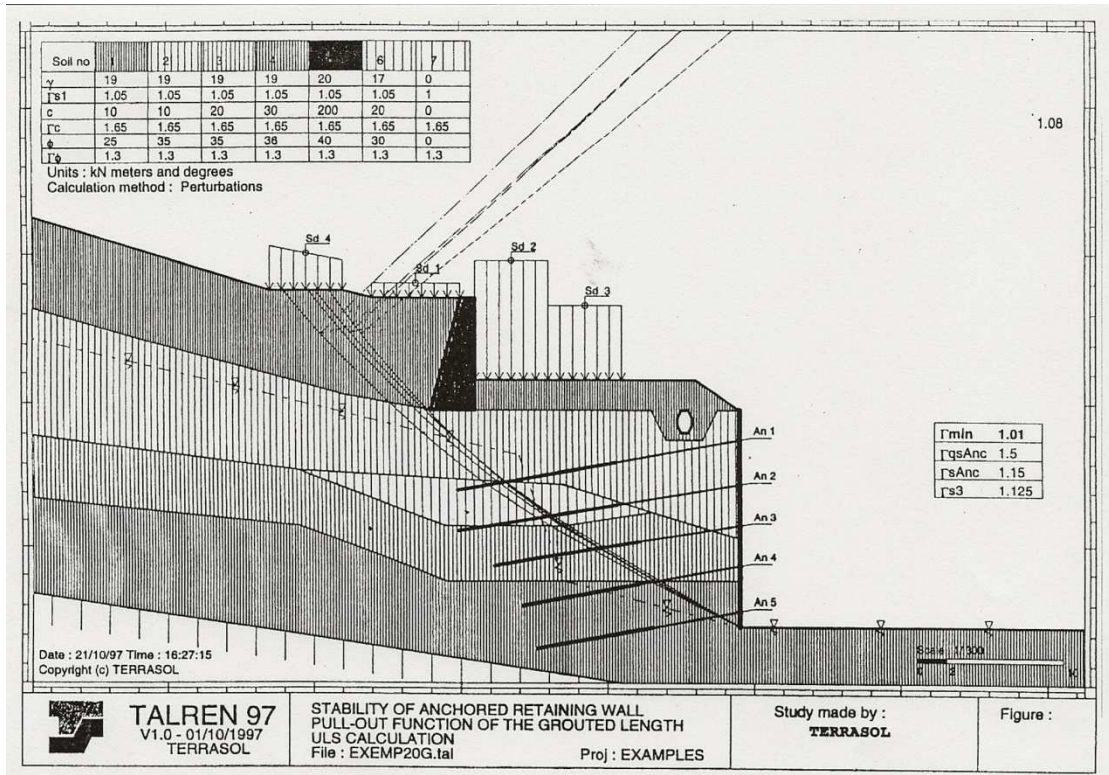
Ο συντελεστής ασφάλειας δίνεται ως ο λόγος των ροπών ευστάθειας προς τις ροπές ανατροπής λαμβανόμενες ως προς το εξεταζόμενο κέντρο κύκλου. Αναζητείται εκείνο το κέντρο και εκείνη η ακτίνα για την οποία ελαχιστοποιείται ο συντελεστής ασφάλειας και το αντίστοιχο τόξο θεωρείται τι κρίσιμο. Σύμφωνα με το σχήμα 3.3, η συμβολή της αγκύρωσης στην ευστάθεια επιτυγχάνεται με δύο τρόπους:

- Με αύξηση των ροπών ευστάθειας λόγω των αυξημένων δυνάμεων ευστάθειας εφαπτομενικά του τόξου που προέρχονται από τη συνιστώσα T_n της δύναμης αγκύρωσης T κάθετα στο τμήμα του τόξου που αντιστοιχεί στη θέση της αγκύρωσης.
- Με μείωση των ροπών ανατροπής λόγω της συνιστώσας T_t εφαπτομενικά του τόξου.

Προφανώς, ο ενδεικτικός αυτός τρόπος ανάλυσης κατά BS 8081 εφαρμόζεται στο πλαίσιο της μεθόδου των λωρίδων (Fellenious). Στην περίπτωση που η εξεταζόμενη επιφάνεια ολίσθησης διέρχεται εξωτερικά του σώματος πακτώσεως η δύναμη T θα ήταν πλέον όχι εξωτερική, αλλά εσωτερική στο σύστημα, επομένως δε θα λαμβανόταν καθόλου υπόψη στην ανάλυση. Όμως, τέτοιες επιφάνειες ολίσθησης που διέρχονται εκτός των μηκών πακτώσεως κατά κανόνα, συνοδεύονται από υψηλούς συντελεστές ασφάλειας, ώστε να μην υπάρχει ανάγκη βελτίωσης των συντελεστών αυτών από τη δράση των δυνάμεων αγκυρώσεως T .

Ο τρόπος ανόρθωσης του συντελεστή ασφάλειας έναντι ολίσθησης του πρανούς λόγω των δυνάμεων αγκύρωσης T , ουσιαστικά είναι ο ίδιος και σε άλλες γνωστές μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας, όπως κατά τη μέθοδο Bishop, την απλοποιημένη μέθοδο Bishop, τη μέθοδο Janbu ή τη μέθοδο Morgestern-Price.

Ο τρόπος που λαμβάνονται υπόψη οι αγκυρώσεις στην ευστάθεια συνοδεύεται από ορισμένες παραδοχές που βελτιώνουν την αξιοπιστία των υπολογισμών, παρόλο που από φυσική άποψη η προεντεταμένη αγκύρωση γενικά αυξάνει τις ροπές ευστάθειας και μειώνει τις ροπές ανατροπής, σύμφωνα με το μηχανισμό που προαναφέρθηκε. Μία συνηθισμένη παραδοχή για εκείνες τις κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης που τέμνουν την αγκύρωση στο μήκος πάκτωσης, επομένως εσωτερικά τους έχουν ένα τμήμα του μήκους αυτού και εξωτερικά τους το υπόλοιπο τμήμα, είναι να λαμβάνεται υπόψη από την οριακή δύναμη της αγκύρωσης εκείνο το ποσοστό που αντιστοιχεί στο ποσοστό του μήκους έξω από την επιφάνεια ολίσθησης.



Σχήμα 3.4: Παράδειγμα εφαρμογής της απλοποιημένης μεθόδου Bishop σε πρανές αγκυρωμένο με το πρόγραμμα Talren 97.

Μία άλλη παραδοχή είναι ότι δε θα πρέπει να γίνεται ανάλυση της δύναμης αγκύρωσης T σε δύο συνιστώσες T_n και T_t , όπως στο σχήμα 3.3, αλλά να λαμβάνεται υπόψη ότι η δύναμη αυτή κατανέμεται μέσα στο σώμα του ολισθαίνοντος πρανούς και η μεταβολή στη διατμητική αντοχή του εδάφους θα οφείλεται πλέον στις ορθές τάσεις σ_n επί της επιφάνειας ολίσθησης, οι οποίες προέρχονται από την αντίστοιχη κατανομή. Οι δύο παραπάνω παραδοχές έχουν ενσωματωθεί στο γαλλικό πρόγραμμα Talren 97 (και στις νεότερες εκδόσεις του). Παράδειγμα εφαρμογής σε μία σύνθετη περίπτωση κατακορύφου πρανούς αγκυρωμένου με πέντε σειρές αγκυρώσεων και υπό συνθήκες ροής υπογείων υδάτων, φαίνεται στο σχήμα 3.4, όπου η βασική μέθοδος υπολογισμού στην οποία ενσωματώθηκαν οι παραπάνω παραδοχές είναι η απλοποιημένη μέθοδος Bishop.

3.2.3 Μηχανισμοί ανατροπής πρίσματος κατά Kranz (1953)

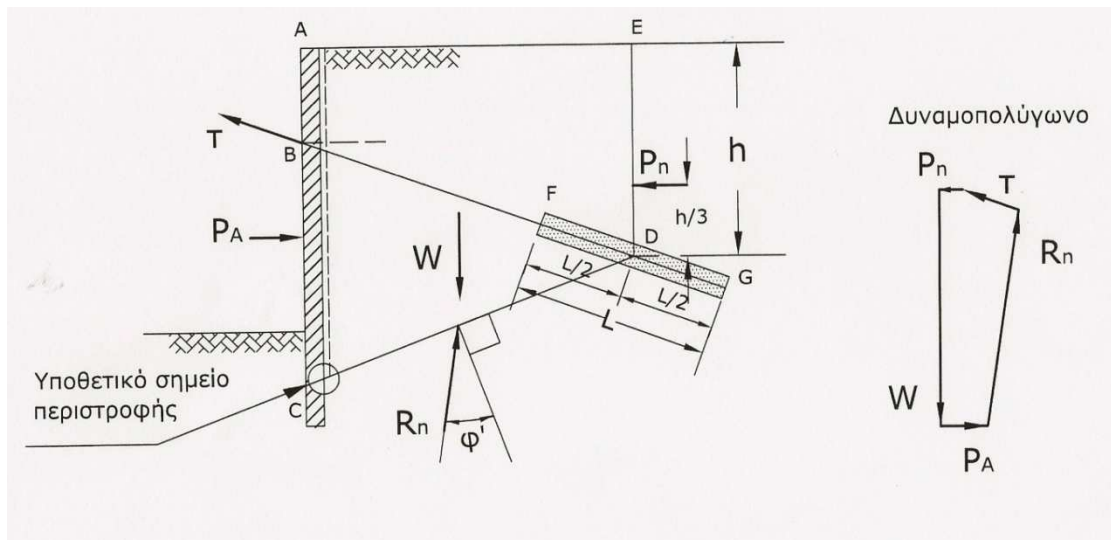
Κατά την προέκταση του αγκυρίου ασκείται στο έδαφος μία εξωτερική δύναμη T που αν υπερβεί ορισμένα όρια, είναι δυνατόν να ευνοήσει την απόσπαση εδαφικού τεμάχους και την ανατροπή του προς την πλευρά της ασκούμενης δύναμης. Το ενδεχόμενο αυτό είναι πιθανό, αν η διατμητική αντοχή του εδάφους είναι σχετικά μικρή, η δύναμη T είναι υψηλή και

συγχρόνως το ελεύθερο μήκος αγκύρωσης είναι σχετικά μικρό. Στο σχήμα 3.5 φαίνεται ο αρχικός, βασικός μηχανισμός ανατροπής κατά Kranz (1953), στην απλή περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους ή εδάφους στο οποίο αγνοείται η συνεισφορά στη διατμητική αντοχή της τυχόν υπάρχουσας συνοχής. Ως προς τη γεωμετρία του μηχανισμού, έχουν γίνει οι εξής παραδοχές:

- Το εδαφικό πρίσμα που τείνει να αποσπασθεί είναι το ACDE. Κατά Kranz, η βάση του πρίσματος αναμένεται να είναι καμπυλόγραμμη και μάλιστα ελικοειδούς μορφής, αλλά για λόγους απλούστευσης η καμπύλη αυτή υποκαθίσταται από την ευθεία CD.
- Το σημείο D είναι το μέσο του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου FG, ενώ το E είναι η προβολή του σημείου D στην επιφάνεια του εδάφους στη στέψη του πρανούς.
- Το σημείο C βρίσκεται στο πακτωμένο τμήμα του πετάσματος αντιστήριξης, δηλαδή κάτω από την τελική στάθμη εκσκαφής και αντιστοιχεί στη θέση περιστροφής, όπου δηλαδή αντιστρέφεται το διάγραμμα των παθητικών ωθήσεων (άνω τους σημείου C, οι παθητικές ωθήσεις εφαρμόζονται από την αριστερή πλευρά, ενώ κάτω του σημείου από τη δεξιά). Κατά παραδοχή, η θέση αυτή προκαθορίζεται ή περί το μέσο του πακτωμένου τμήματος ή πλησιέστερα προς τη βάση του.

Επί του πρίσματος δρουν οι εξής δυνάμεις:

- Το ίδιο βάρος του πρίσματος W .
- Η ενεργός ώθηση P_n επί της κατακόρυφης παρειάς ED που κατά παραδοχή ασκείται στο ένα τρίτο του ύψους H.
- Η αντίδραση P_A από την αντιστήριξη στο πρίσμα που είναι ίση κατά μέγεθος και αντίθετη κατά φορά από την ενεργό ώθηση επί της παρειάς AC.
- Η μέγιστη δύναμη προέντασης T που θα προκαλούσε απόσπαση και ανατροπή του πρίσματος.
- Η αντίδραση R_n στη βάση του πρίσματος CD, η οποία κλίνει ως προς την κάθετη υπό γωνία φ' , δηλαδή τη γωνία εσωτερικής τριβής, δεδομένου ότι η ανάλυση του πρίσματος γίνεται υπο συνθήκες οριακές.



Σχήμα 3.5: Μηχανισμός ανατροπής πρίσματος κατά Kranz.

Από τις παραπάνω δυνάμεις άγνωστες είναι η R_n και η T , είναι όμως γνωστές οι διευθύνσεις τους (η T κλίνει υπό γωνία β ως προς την οριζόντια, δηλαδή υπό γωνία που προκαθορίζεται από το μελετητή). Στο ίδιο σχήμα 3.5 δίνεται το δυναμοπολύγωνο από το οποίο και γραφοαναλυτικά μπορεί να προσδιοριστεί η μέγιστη δύναμη που προκαλεί την απόσπαση του τεμάχους, $\max T$. Αν T_0 είναι η δύναμη προέντασης, τότε κατά Kranz ο συντελεστής ασφάλειας είναι $SF = \max T / T_0$. (3.2)

Εκτός της παραπάνω μεθόδου υπολογισμού της $T = \max T$ μπορεί αναλυτικά να γίνει ο υπολογισμός από την επίλυση ενός συστήματος δύο γραμμικών εξισώσεων που περιλαμβάνουν τους δύο αγνώστους T και R_n . Οι εξισώσεις αυτές προκύπτουν από την ισορροπία των δυνάμεων κατά την κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση αντίστοιχα.

Με βάση το μηχανισμό Kranz έγιναν κατά καιρούς διάφορες τροποποιήσεις, από τους οποίους αναφέρονται δύο ως οι αντιπροσωπευτικότερες. Στο σχήμα 3.6 φαίνεται η ανάλυση της ευστάθειας κατά Locher (1969) και Littlejohn (1970,1977), για την περίπτωση αρκετά μεγάλου ελεύθερου μήκους της αγκύρωσης. Το πρίσμα έχει μεν την ίδια τραπεζοειδή μορφή, όπως κατά το μηχανισμό Kranz, αλλά αφήνει το πακτωμένο τμήμα της αγκύρωσης εκτός του υπό ανατροπή πρίσματος. Η δύναμη αγκύρωσης T εντός του πρίσματος αποτελεί ισόρροπο σύστημα με την αντίδραση από το πακτωμένο τμήμα, άρα ουσιαστικά αποτελεί εσωτερική και όχι εξωτερική δύναμη πλέον. Στο πρίσμα δρουν οι δυνάμεις W , P_n και R_n , όπως αναλύθηκαν παραπάνω, η διεύθυνση δε της R_n καθορίζεται από τη σχέση των δυνάμεων W και P_n , οπότε προσδιορίζεται και η γωνία κλίσης ϕ'_n , ως προς την κάθετη στη βάση του πρίσματος. Η φυσική έννοια της γωνίας ϕ'_n θα μπορούσε να αποδοθεί με τον όρο "φαινόμενη γωνία τριβής". Αν $\phi'_n \leq \phi'$, τότε είναι δυνατή η οριακή έστω ευστάθεια του πρίσματος με βάση τον παραπάνω μηχανισμό, στην αντίθετη όμως περίπτωση ο μηχανισμός δε θα είχε έννοια, δεδομένου ότι η μέγιστη γωνία υπό την οποία κλίνει η R_n ως προς την κάθετη στη βάση είναι η ϕ' .

- ❖ Μπορεί να ληφθεί υπόψη η δύναμη S που είναι η συνιστώσα της συνολικής διατμητικής δύναμης ευστάθειας, που οφείλεται στη συνοχή του εδάφους c . Προφανώς, $S=c \cdot (CD)$.
- ❖ Η δύναμη T είναι η πραγματική δύναμη τάνυσης και όχι η μέγιστη δύναμη $\max T$ που θα προκαλούσε απόσπαση του εδαφικού πρίσματος.

Από το δυναμοπολύγωνο του σχήματος 3.7 φαίνεται ότι άγνωστο μέγεθος πλέον, είναι η εδαφική αντίδραση R_n που οφείλεται στις τριβές μόνο, τόσο κατά μέγεθος όσο και κατά διεύθυνση. Από την κλείουσα του δυναμοπολυγώνου προσδιορίζεται η φαινόμενη γωνία τριβής φ_n' που εν γένει είναι μικρότερη από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ' . Ο συντελεστής ασφάλειας ορίζεται σύμφωνα με τη σχέση 3.3 που δόθηκε προηγουμένως και συνιστάται να είναι τουλάχιστον 1,3-1,5, ανάλογα με την περίπτωση (για συνηθισμένες περιπτώσεις, $SF=1,3$, ενώ για περιπτώσεις που οι συνέπειες από την κατολίσθηση θα ήταν σοβαρές $SF=1,5$).

3.3 Εσωτερική ισορροπία αγκυρώσεων

3.3.1 Επιμέρους μηχανισμοί αστοχίας

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.

Η εσωτερική ισορροπία μιας αγκυρώσεως εξασφαλίζεται υπό την προϋπόθεση ότι θα αποκλειστεί η ανάπτυξη ενός ή περισσοτέρων μηχανισμών αστοχίας. Οι πιθανοί επιμέρους μηχανισμοί αστοχίας είναι οι εξής:

- Αστοχία του τένοντα (διαρροή του χάλυβα ή και θραύση).
- Αστοχία στη διεπιφάνεια τένοντα-ενέματος (ολίσθηση του τένοντα στο ένεμα).
- Αστοχία στη διεπιφάνεια ενέματος –εδάφους (ολίσθηση του ενέματος στο έδαφος).
- Αστοχία (ρωγμάτωση) ενέματος.

- ✓ Το οριακό ή χαρακτηριστικό φορτίο αντοχής του αγκυρίου με κριτήριο τη μη αστοχία του τένοντα δίνεται από την εξής σχέση:

$$T_k = R_k = A_s \cdot \beta_{yk} \quad (3.4),$$

όπου β_{yk} : η τάση διαρροής του χάλυβα (χαρακτηριστική αντοχή)

A_s : η διατομή του τένοντα, που δε θα πρέπει να υπερβαίνει το 15-20% της διατομής του διατρήματος.

Το φορτίο λειτουργίας T ή η αντοχή σχεδιασμού $T_d = R_d$ καθορίζεται από το παραπάνω οριακό φορτίο T_k μέσω των αντίστοιχων

συντελεστών ασφάλειας, όπως αναλύθηκε σε αντίστοιχη παράγραφο του κεφαλαίου 2.

- ✓ 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 αυξάνονται από τη μηχανική εμπλοκή, 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.

Αντιθέτως, το οριακό φορτίο ή η φέρουσα ικανότητα ενός αγκυρίου καθορίζεται κυρίως από τον έλεγχο αστοχίας στη διεπιφάνεια εδάφους-ενέματος.

3.3.2 Πλευρικές τάσεις συνάφειας-φέρουσα ικανότητα αγκυρώσεως

Με τον όρο αστοχία εννοείται η ολίσθηση ή η πρόκληση σημαντικών παραμορφώσεων στη συγκεκριμένη επιφάνεια. Για τον έλεγχό 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_k των οριακών δυνάμεων που μπορούν να αναπτυχθούν λόγω πλευρικής τριβής και παθητικών ωθήσεων. Η ανάπτυξη ενός μόνο ή και των δύο μηχανισμών ενεργοποίησης της αντίστασης του εδάφους εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους ή του βράχου κυρίως, καθώς και από τον τύπο της αγκύρωσης. Εξετάζουμε λοιπόν, τη φέρουσα ικανότητα της αγκύρωσης με την έννοια της αντοχής σε εξόλκευση χωριστά για τους τέσσερις τύπους αγκυρώσεων που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 1.

α) Αγκυρώσεις τύπου Α

Η αντοχή σε εξόλκευση του αγκυρίου $T_f = T_k$ δίνεται από τον τύπο:

$$T_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_{ult} \quad (3.5),$$

όπου D : η διάμετρος του αγκυρίου (που συμπίπτει για αγκύρια τύπου Α με τη διάμετρο του βολβού ενέματος),

L : το μήκος του πακτωμένου τμήματος,

τ_{ult} : η οριακή τάση συνάφειας κατά τη διεπιφάνεια του ενέματος με το έδαφος ή το βράχο (κατά τους συμβολισμούς του EC-7, αντί τ_{ult} τίθεται η χαρακτηριστική τάση συνάφειας τ_k).

Ο τύπος 3.5 διατυπώθηκε με τη σιωπηρή παραδοχή ότι η κατανομή των διατμητικών τάσεων συνάφειας κατά μήκος του βολβού ενέματος είναι ομοιόμορφη (Coates 1970-Littlejohn 1972). Είναι γνωστό όμως, ότι η κατανομή των υπόψη τάσεων είναι ανομοιόμορφη με τις μεγαλύτερες τάσεις συνάφειας στην κεφαλή του πακτωμένου τμήματος. Εντούτοις, το μέγεθος τ_{ult} θα πρέπει να θεωρείται ως η μέση τάση συνάφειας κατά μήκος του βολβού ενέματος, που οπωσδήποτε πρέπει να επιβεβαιωθεί από κατάλληλες δοκιμές, ιδίως δε από δοκιμές εξόλκευσης ή δοκιμές επιβεβαίωσης. Βιβλιογραφικές τιμές του μεγέθους τ_{ult} δίνουν ένα πολύ μεγάλο εύρος διακύμανσης με συνήθη όρια 0,3 έως 6,0 MPa. Οι τιμές για βράχους εξαρτώνται κυρίως από τον τύπο του πετρώματος και το βαθμό αποσάθρωσης ή εξαλλοίωσης και οι χαμηλότερες τιμές αντιστοιχούν σε αποσαθρωμένους ημιβράχους ή σε σκληρές αργίλους. Σύμφωνα με το BS, ακόμη και σε σκληρούς βράχους, η μέγιστη τιμή τ_{ult} δε θα πρέπει να υπερβαίνει τα 4MPa ανεξαρτήτως των τυχόν υψηλότερων τιμών που θα προκύψουν από δοκιμαστικές φορτίσεις. Σημειώνεται ότι αγκύρια τύπου Α κατασκευάζονται σε βράχους, ημιβράχους και σκληρές αργίλους, οπότε σε αυτούς τους τύπους σχηματισμών έχει εφαρμογή ο τύπος 3.5.

β) Αγκυρώσεις τύπου Β

Εφαρμόζονται κυρίως σε σχηματισμούς μη συνεκτικού χαρακτήρα και το οριακό φορτίο T_f (kN) μπορεί να εκτιμηθεί από την παρακάτω εξίσωση:

$$T_f = L \cdot n \cdot \tan \varphi' \quad (3.6),$$

όπου L (m): το μήκος του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου,

φ' : η ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής,

n (kN/m): συντελεστής μέσω του οποίου λαμβάνονται υπόψη διάφοροι παράγοντες, όπως η τεχνική διατρήσεως, το βάθος των υπερκειμένων γαιών, η διάμετρος του πακτωμένου τμήματος της αγκυρώσεως και η πίεση της ενεματώσεως.

Από δοκιμαστικές φορτίσεις αγκυρίων που αναφέρει ο Littlejohn (1970), με διάμετρο διατρήματος των αγκυρώσεων της τάξεως του $D=0,10$ m, συμπεραίνονται τα εξής:

- Για χονδρόκοκκες άμμους με χαλίκια, ο παράγοντας n κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 400-600kN/m.
- Για μέσες άμμους, κανονικά στερεοποιημένες (NC), μετρήθηκαν σημαντικά χαμηλότερες τιμές, $n=130-165\text{kN/m}$.

Η εξίσωση 3.6 δε λαμβάνει άμεσα υπόψη ούτε την ενεργό πίεση υπερκειμένων γαιών, ούτε τη διεύρυνση του βολβού ενέματος σε σχέση με τη διάμετρο του διατρήματος. Εναλλακτικά λοιπόν, το οριακό φορτίο εξόλκευσης μπορεί να υπολογιστεί από τον ακόλουθο τύπο:

$$T_f = A \cdot \sigma_v' \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \tan \phi' + B \cdot \gamma \cdot H \cdot \pi \cdot (D^2 - d^2) / 4 \quad (3.7)$$

Ο πρώτος όρος του αθροίσματος των αντοχών στην εξίσωση 3.7 αφορά στην αντοχή λόγω τάσεων συνάφειας, ενώ ο δεύτερος στη φέρουσα ικανότητα μιας δακτυλιοειδούς επιφάνειας, η οποία ωθείται κατά τον άξονα του αγκυρίου και υπολογίζεται βάσει των γνωστών τύπων φέρουσας ικανότητας βαθιών θεμελιώσεων (όρος πλάτους). Τα διάφορα μεγέθη που υπεισέρχονται στον τύπο 3.7 διευκρινίζονται ως εξής:

A: ο λόγος της τάσεως συνάφειας μεταξύ βολβού ενέματος και μη συνεκτικού εδάφους προς τη μέση ενεργό πίεση υπερκειμένων γαιών.

σ_v' : η μέση ενεργός πίεση υπερκειμένων γαιών, μετρούμενη στο μέσο του πακτωμένου τμήματος.

D: η διάμετρος του βολβού ενέματος.

d: η διάμετρος του διατρήματος.

L: το μήκος του πακτωμένου τμήματος.

ϕ' : η ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής του μη συνεκτικού εδάφους.

γ : η φαινομένη πυκνότητα του εδάφους σε αναφορά ολικών τάσεων.

H: το βάθος της αγκύρωσης στη θέση της αρχής του πακτωμένου τμήματος.

B: συντελεστής φέρουσας ικανότητας, ο οποίος ισούται με $N_q/1,4$, όπου ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας N_q υπολογίζεται κατά Berezantzen (1961).

γ) Αγκυρώσεις τύπου C

Ο υπολογισμός του φορτίου εξόλκευσης T_f βασίζεται σε διαγράμματα σχεδιασμού, τα οποία προήλθαν από επιτόπου μετρήσεις σε αγκυρώσεις με διάμετρο d κυμαινόμενη από 0,1-0,15m και για διάφορες πιέσεις ενεματώσεως. Συστηματική καταγραφή τέτοιων δεδομένων κατά Ostermayer και Scheele (1978), σε διάγραμμα T_f-L δείχνει τα εξής:

- Το οριακό φορτίο για δεδομένο μήκος L αυξάνει σημαντικά όσο αυξάνει η σχετική πυκνότητα απόθεσης και ο συντελεστής ομοιομορφίας U .
- Σε χαλίκια με άμμο, το μέγεθος T_f για την ίδια σχετική πυκνότητα και το ίδιο μήκος L είναι σημαντικά μεγαλύτερο από αντίστοιχη περίπτωση σε άμμο.
- Το φορτίο T_f για συγκεκριμένη περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους δεν αυξάνει αναλογικά με το μήκος L , αλλά αντίθετα για μήκη $L \geq 6\text{m}$,

περαιτέρω αύξηση του μήκους έχει ως συνέπεια μικρή σχετικά αύξηση του φορτίου εξόλκευσης.

δ) Αγκυρώσεις τύπου D

Οι ερευνητικές εργασίες σε αυτού του τύπου τις αγκυρώσεις είναι σχετικά περιορισμένες και δε διατίθενται ακόμη αξιόπιστα, συστηματικά στοιχεία σχεδιασμού. Επομένως, ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται σε δοκιμές καταλληλότητας και επιβεβαίωσης.

3.4 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

3.4.1 Μέθοδοι παρατηρήσεως

Οι σχετικοί έλεγχοι αφορούν ουσιαστικά στην εκτίμηση των οριζοντίων και κατακορύφων μετατοπίσεων του εδάφους στην περιοχή του πρανούς που εκσκάπτεται, ιδιαιτέρως δε στην άνω επιφάνειά του, όπου ενδεχομένως μπορούν να θιγούν οι υπάρχουσες κατασκευές.

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις του πετάσματος αντιστηρίξεως εξαρτώνται από τους ακόλουθους κυριότερους παράγοντες που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη:

- Το πλάτος B και το βάθος H της εκσκαφής.
- Η φύση του εδάφους και η διατμητική του αντοχή.
- Η ακαμψία του συστήματος αντιστηρίξεως.

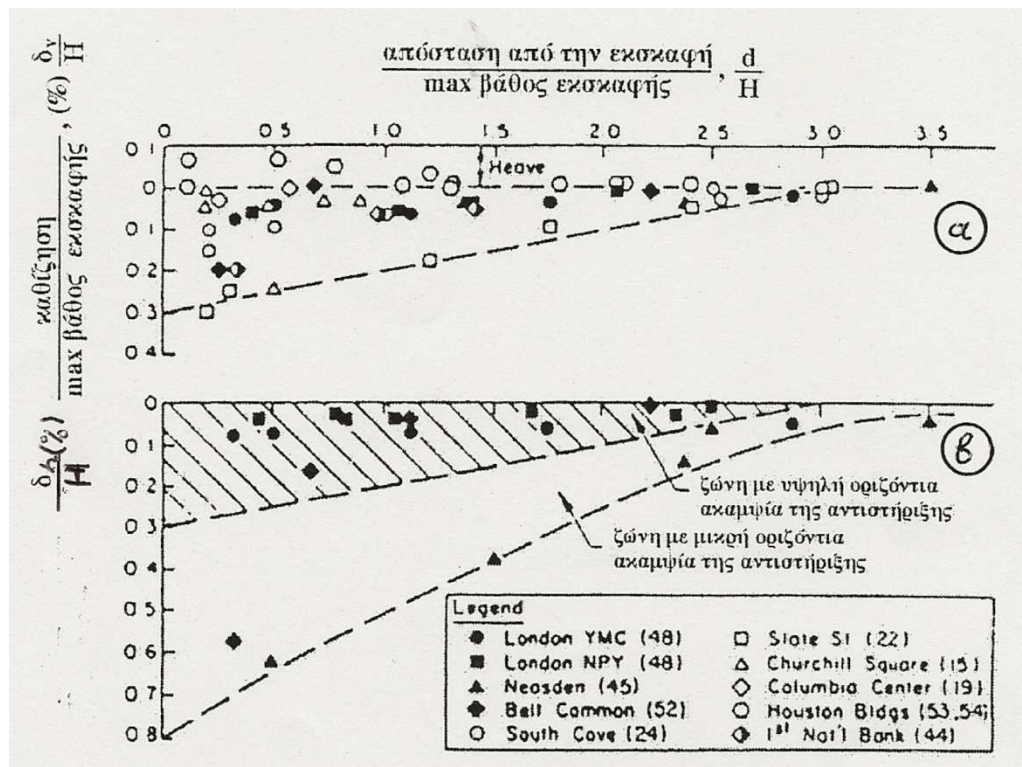
Οι κατακόρυφες μετατοπίσεις εξαρτώνται από τους παραπάνω παράγοντες, ενδιαφέρει όμως ιδιαίτερα η κατά πλάτος κατανομή τους, δεδομένου ότι μπορούν να αναπτυχθούν πρόσθετες διαφορικές καθιζήσεις σε έργα θεμελιωμένα στην περιοχή του υπό εκσκαφή πρανούς.

Πρόσθετοι παράγοντες που μπορεί να έχουν ως συνέπεια την ανάπτυξη αυξημένων μετατοπίσεων είναι οι εξής:

- ο Η ποιότητα της κατασκευής αντιστηρίξεως. Για παράδειγμα, κακή τοποθέτηση μεταλλικών πασσάλων επί των οποίων πρόκειται να εφαρμοστούν αγκυρώσεις, ανεπιτυχής εισπίεση ενέματος, πρόωρη προένταση, μπορεί να έχουν ως αποτέλεσμα πρόσθετες οριζόντιες ή κατακόρυφες παραμορφώσεις.
- ο Υπερεκσκαφή κάτω από την προβλεπόμενη στάθμη αγκυρώσεως.
- ο Υπόγεια ροή από αντλήσεις εντός του σκάμματος σε περιπτώσεις που η στάθμη υπογείων υδάτων είναι υψηλή. Σε μη συνεκτικά εδάφη, αν το βάθος πάκτωσης του πετάσματος είναι ανεπαρκές, μπορεί να αναπτυχθούν φαινόμενα ρευστοποίησης με καταστρεπτικές συνέπειες.

Κατά καιρούς επιχειρήθηκε η συστηματική καταγραφή των οριζοντίων και κατακορύφων μετατοπίσεων σε συγκεκριμένους μεν τύπους εδαφών, αλλά ανεξαρτήτως του τύπου αντιστήριξης (με αντηρίδες ή με αγκυρώσεις), ώστε

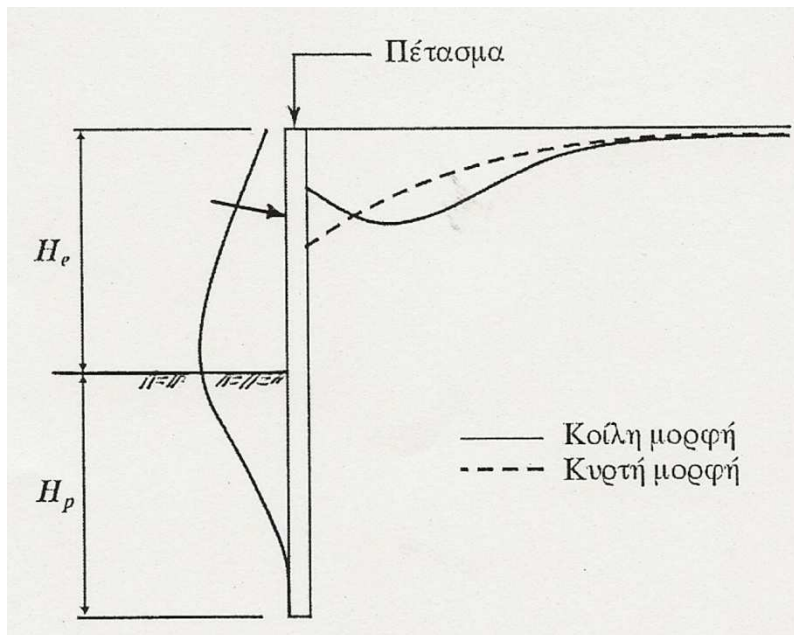
με αντίστοιχα διαγράμματα ημιεμπειρικού χαρακτήρα να μπορεί να γίνει καταρχάς η εκτίμηση των παραμορφώσεων αυτών.



Σχήμα 3.8: Κατακόρυφες και οριζόντιες μετατοπίσεις στην περιοχή εκσκαφών σε σιφρές έως πολύ σκληρές αργίλους κατά Clough και O'Rourke (1990).

Τέτοια διαγράμματα προτάθηκαν από τον Peck. Πιο πρόσφατα διαγράμματα για εκσκαφές σε αργιλικούς σχηματισμούς δίδονται στο σχήμα 3.8, υπό τη μορφή κανονικοποιημένων διαγραμμάτων κατακορύφων και οριζοντίων μετατοπίσεων, ως συνάρτηση της ανηγμένης απόστασης από μέτωπο της εκσκαφής. Από τα παραπάνω διαγράμματα μπορεί να γίνουν οι εξής παρατηρήσεις:

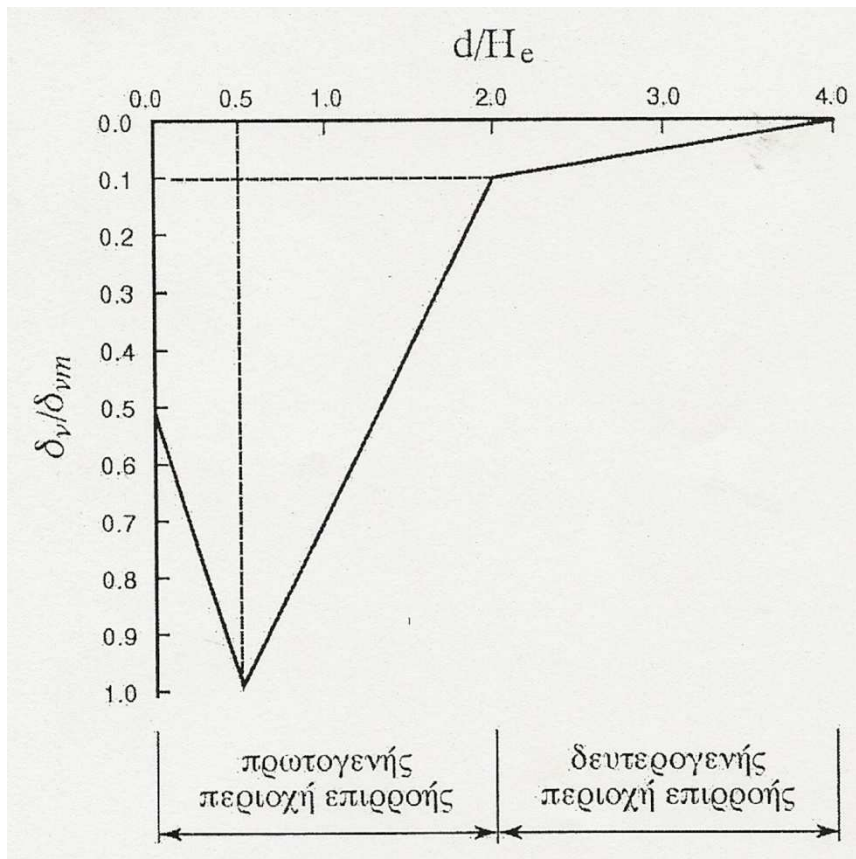
- Για τις κατακόρυφες μετατοπίσεις (σχήμα α), η μέγιστη καθίζηση δεν υπερβαίνει το $3 \cdot 10^{-3} \cdot H$, όπου H το βάθος εκσκαφής.
- Από το ίδιο σχήμα α παρατηρείται ότι σε ορισμένες περιπτώσεις μετρήθηκαν ανυψώσεις της φυσικής επιφάνειας του εδάφους (heave) και όχι καθιζήσεις.
- Το σχήμα β που αφορά στις κανονικοποιημένες, οριζόντιες μετατοπίσεις, διαχωρίζεται σε δύο ζώνες, μία για περιπτώσεις υψηλής οριζόντιας ακαμψίας της αντιστήριξης και μία για μικρή οριζόντια ακαμψία. Ακόμη και για τις δυσμενέστερες περιπτώσεις, η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στη στέψη του πρανούς δεν υπερβαίνει το μέγεθος $8 \cdot 10^{-3} \cdot H$.
- Η φυσική επιφάνεια του εδάφους, φαίνεται να επηρεάζεται μέχρι μια απόσταση $d=3H$ από την κατακόρυφη παρειά αντιστήριξης.



Σχήμα 3.9: Σχηματική κατανομή των κατακορύφων και οριζοντίων μετατοπίσεων πρσανούς.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων επηρεάζει σημαντικά την ανάπτυξη διαφορικών παραμορφώσεων και το πρόβλημα αυτό έχει αποτελέσει αντικείμενο συστηματικής έρευνας. Οι Hsieh και Ou (1998) αξιοποίησαν μετρήσεις μετατοπίσεων σε αντιστήριξεις αργιλικών εδαφών και κατέληξαν σε δύο βασικές μορφές κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων, δηλαδή με κοίλη και κυρτή μορφή σύμφωνα με το σχήμα 3.9. Οι μελετητές αυτοί απέδωσαν τη διαφοροποίηση της μορφής κατανομής των καθιζήσεων σε αντίστοιχες διαφοροποιήσεις των οριζοντίων μετατοπίσεων, καθώς και σε παράγοντες που μπορούν να επηρεάσουν αυξητικά τις μετατοπίσεις αυτές, πχ. τη διαδικασία κατασκευής.

Ειδικά για τη περίπτωση κατανομής κοίλης μορφής προτάθηκε περιβάλλουσα σχεδιασμού σύμφωνα με το σχήμα 3.10. Η όλη περιοχή που επηρεάζεται από τις επιφανειακές καθιζήσεις διαχωρίζεται σε δύο ζώνες, πρωτογενούς και δευτερογενούς επιρροής αντίστοιχα. Σημαντικότερη είναι η πρωτογενής περιοχή επιρροής που εκτείνεται από τη θέση του πετάσματος αντιστήριξης μέχρι μία απόσταση $d=2H_e$, όπου H_e είναι το βάθος εκσκαφής. Από το ίδιο σχήμα φαίνεται ότι η μέγιστη καθίζηση αναμένεται σε απόσταση $d=0,5 H_e$. Η διαπίστωση αυτή έρχεται σε αντίθεση με προγενέστερες έρευνες. Σύμφωνα με τις οποίες η μέγιστη καθίζηση αναμενόταν ακριβώς στη στέψη του πετάσματος αντιστήριξης (δηλαδή για $d=0$).



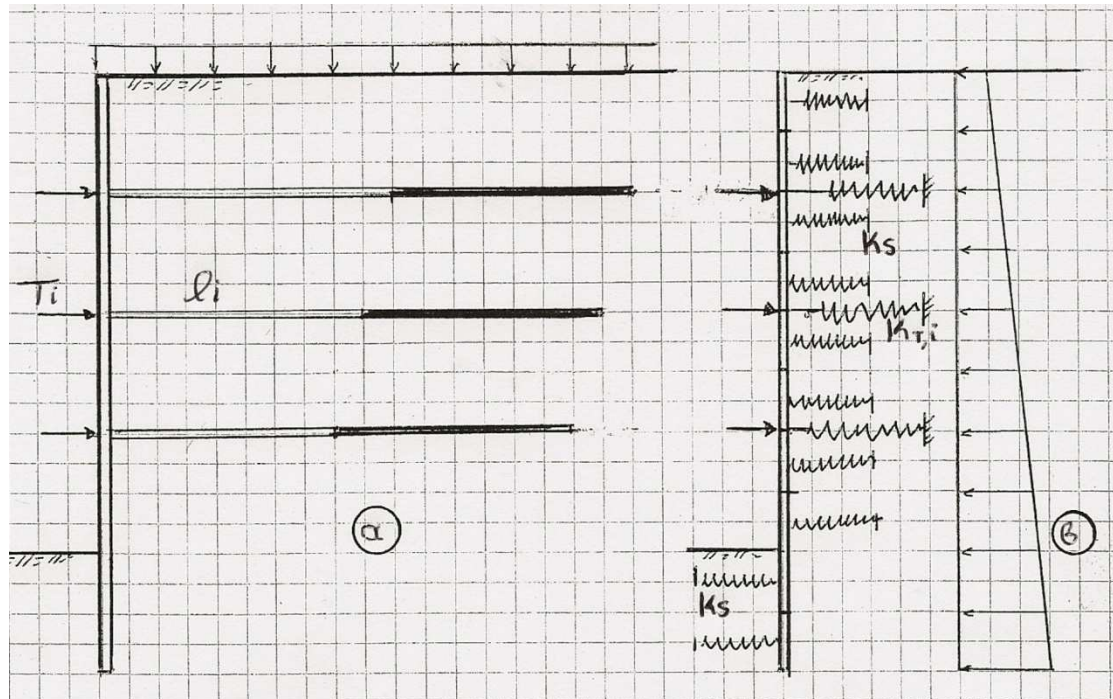
Σχήμα 3.10: Κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων κατά *Ou et al* (1993).

3.4.2 Απλές μέθοδοι αλληλεπίδρασης

Οι μέθοδοι αλληλεπίδρασης λαμβάνουν υπόψη την παραμορφωσιμότητα του εδάφους, την ακαμψία του τοιχείου αντιστήριξης με ποσοτικό και όχι ποιοτικό τρόπο, όπως στις μεθόδους παρατήρησης, καθώς και τη δυστένεια των αγκυρώσεων. Ανάλογα με τη φύση και την ακρίβεια της μεθόδου αλληλεπίδρασης, είναι δυνατή η εκτίμηση των οριζοντίων παραμορφώσεων μόνο, είτε των κατακορύφων παραμορφώσεων, ή τέλος και του συντελεστή ασφαλείας έναντι συνολικής αστοχίας του πρανούς.

Οι απλές μέθοδοι αλληλεπίδρασης λαμβάνουν υπόψη έμμεσα την παραμορφωσιμότητα του εδάφους μέσω ελατηρίων, προσομοιώνουν τα αγκύρια με ελατήρια επίσης, αλλά έχουν τα εξής μειονεκτήματα:

- Δεν προβλέπουν την τυχόν αστοχία του εδάφους, διότι η παραδοχή ελατηρίων, ουσιαστικά αντιστοιχεί με την παραδοχή ότι το έδαφος βρίσκεται στη γραμμικώς ελαστική περιοχή.
- Θεωρούν συνήθως, ως δεδομένο το διάγραμμα πλευρικών ωθήσεων του εδάφους, επομένως αγνοούν το γεγονός ότι οι πιέσεις αυτές εξαρτώνται άμεσα και από τις πλευρικές μετατοπίσεις.



Σχήμα 3.11: Απλουστευμένο πρότυπο αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής αντιστήριξης.

Στο σχήμα 3.11 δίνεται ένα παράδειγμα απλού προτύπου αλληλεπίδρασης με τη βοήθεια ελατηρίων. Στο σχήμα α φαίνεται το φυσικό πρόβλημα με διάφορες καθ' ύψος αγκυρώσεις (για λόγους απλούστευσης θεωρούνται αυτές οριζόντιες), ενώ στο σχήμα β διακρίνεται η προσομοίωση με ελατήρια. Σχετικά με τις λεπτομέρειες προσομοίωσης σημειώνονται τα εξής:

- Το τοιχείο αντιστήριξης διαχωρίζεται σε n τμήματα (συνήθως ίσα μεταξύ τους) και στο μέσο κάθε τμήματος τοποθετείται ένα ελατήριο που προσομοιώνει την παραμορφωσιμότητα του εδάφους και έχει σταθερά K_s .
- Κάθε στοιχείο από τα n τμήματα έχει ακαμψία $E_b \cdot J$, όπου E_b το μέτρο ελαστικότητας του υλικού του τοιχείου (οπλισμένου σκυροδέματος συνήθως) και J η ροπή αδρανείας ως προς τον οριζόντιο κύριο άξονα κατά την έννοια της κάμψης.
- Στις θέσεις των αγκυρώσεων εφαρμόζονται οι δυνάμεις σφήνωσης T_i , ενώ η δυστένεια του αγκυρίου υπολογίζεται με βάση το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα, το εμβαδόν της επιφάνειας διατομής των τενόντων αγκύρωσης και το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου l_i .
- Οι πλευρικές ωθήσεις εισάγονται στο πρόβλημα με δεδομένο εκ των προτέρων διάγραμμα κατανομής καθ' ύψος που υπολογίζεται ή με βάση την παραδοχή ουδετέρων ωθήσεων, ή μέσω συντελεστή πλευρικών πιέσεων με ενδιάμεση τιμή μεταξύ του συντελεστή ουδετέρων και του συντελεστή ενεργών ωθήσεων.
- Η μέθοδος επίλυσης γίνεται με την τεχνική των πεπερασμένων διαφορών.

Για τις παραπάνω παραδοχές του παραδείγματος γίνονται οι εξής παρατηρήσεις:

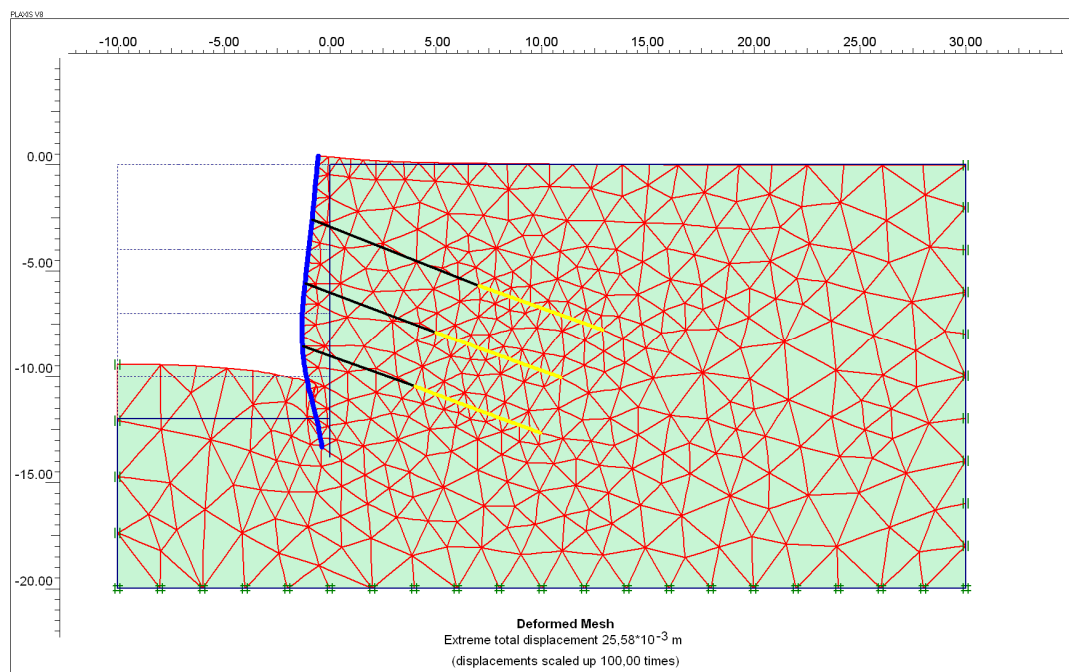
- ✓ Τα γραμμικά ελατήρια εδάφους έχουν φυσική έννοια μόνο για θλιπτικές τάσεις. Αυτό συμβαίνει στην περιοχή του τοιχείου κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής, αλλά συνήθως όχι στο μεγαλύτερο τμήμα του τοιχείου πάνω από τη στάθμη εκσκαφής. Επειδή στο τμήμα αυτό οι μετατοπίσεις που προκύπτουν από την επίλυση κατά κανόνα είναι προς την πλευρά της εκσκαφής, τα γραμμικά ελατήρια θα είχαν εφελκυστική παραμόρφωση που θα αντιστοιχούσε σε εφελκυστικές πλευρικές πιέσεις, πράγμα αφύσικο. Γι' αυτό το λόγο, γίνεται μία αρχική επίλυση και βάσει των αποτελεσμάτων στα τμήματα από τα n τον αριθμό που διαχωρίζεται το τοίχειο, στα οποία αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις μηδενίζεται ο δείκτης γραμμικού ελατηρίου K_s και ακολουθεί δεύτερη επίλυση και αν χρειαστεί και τρίτη, αν στη δεύτερη επίλυση σε κάποιο από τα τμήματα αναπτυχθούν εφελκυστικές παραμορφώσεις.
- ✓ Τα γραμμικά ελατήρια αγκυρώσεων, αντιθέτως με τα παραπάνω λειτουργούν τόσο με εφελκυστικές, όσο και με θλιπτικές δυνάμεις, επομένως δεν υπάρχει ανάγκη τροποποίησης κατά τις επιλύσεις της σταθεράς του ελατηρίου $K_{t,i}$.
- ✓ Από όλα τα παραπάνω, φαίνεται ότι είναι δυνατή η προσεγγιστική εκτίμηση των οριζοντίων παραμορφώσεων, όχι όμως και των κατακορύφων. Δεν είναι δυνατή η εκτίμηση του βαθμού ασφαλείας έναντι συνολικής αστοχίας, ενώ η επάρκεια των αγκυρίων ελέγχεται με ανεξάρτητο τρόπο μετά από την ανακατανομή των δυνάμεων αγκύρωσης, λόγω των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων.

3.4.3 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων

Η μέθοδος αυτή αποτελεί την πληρέστερη από τις διαθέσιμες μεθόδους και έχει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα συγκριτικά με τις μεθόδους που αναφέρθηκαν παραπάνω.

- Από τη φύση της, η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων έχει τη δυνατότητα υπολογισμού των τάσεων και των παραμορφώσεων του εδάφους και λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση με στοιχεία που έχουν δυσκαμψία ή δυστένεια, όπως το τοίχειο αντιστήριξης και οι αγκυρώσεις.
- Υπάρχει δυνατότητα κατάλληλης προσομοίωσης του εδάφους, ώστε να λαμβάνεται υπόψη τόσο η ελαστική, όσο και η μετελαστική ή πλαστική συμπεριφορά. Τα συνηθέστερα εδαφικά πρότυπα είναι του γραμμικώς ελαστικού-ιδεατώς πλαστικού εδάφους κατά Mohr-Coulomb ή του εδάφους HSS.

- Λαμβάνεται υπόψη το αρχικό, εντατικό πεδίο του εδάφους μέσω του συντελεστή ουδετέρων πιέσεων K_0 , που έχει σημαντική επιρροή στην ανάπτυξη των παραμορφώσεων σε κάθε πρόβλημα εκσκαφής.
- Οι αγκυρώσεις προσομοιώνονται χωριστά για το ελεύθερο και πακτωμένο τμήμα τους, ως γραμμικά στοιχεία με συμπεριφορά γραμμικώς ελαστική-ιδεατώως πλαστική. Είναι απαραίτητη εντούτοις η εκτίμηση του χαρακτηριστικού φορτίου της αγκύρωσης ή του φορτίου σχεδιασμού, ώστε να οριοθετηθεί η γραμμικώς ελαστική περιοχή.
- Προσομοιώνεται εύκολα η κατασκευαστική διαδικασία με διάφορες φάσεις ενδιάμεσων εκσκαφών, τάνυσης των αγκυρίων κλπ.
- Από γεωμετρική άποψη σε προβλήματα όπου το βάθος εκσκαφής δεν είναι πολύ μικρότερο του μήκους του μετώπου, επομένως η διδιάστατη ανάλυση δεν είναι ακριβής, εφαρμόζεται ανάλυση σε τριδιάστατες συνθήκες.
- Υπάρχει δυνατότητα υπολογισμού του συνολικού συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας της κατασκευής αντιστήριξης με επίλυση που ακολουθεί την επίλυση κατά τη φάση λειτουργικότητας.
- Ο μελετητής έχει την ευελιξία προσαρμογής των δεδομένων αντιστήριξης και την ευχέρεια εκπόνησης υπολογισμών ευαισθησίας των αποτελεσμάτων, ανάλογα με τις παραδοχές που γίνονται.



Σχήμα 3.12: Παράδειγμα επίλυσης με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων- παραμορφωμένο πλέγμα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

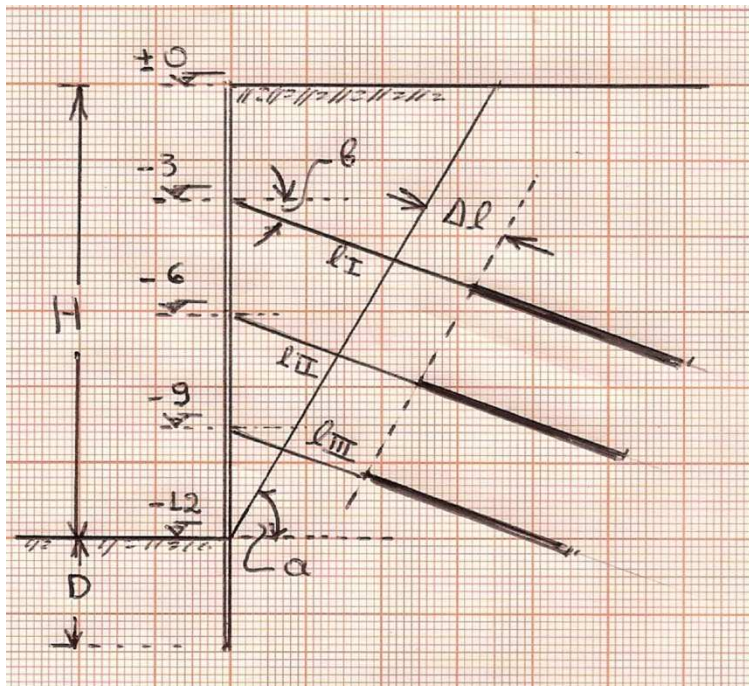
ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΥΠΟ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

4.1 Σκοπός των αναλύσεων και εισαγωγή δεδομένων

Η συμπεριφορά μιας κατασκευής αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις εξαρτάται από ένα πλήθος παραγόντων, όπως τα γεωμετρικά στοιχεία, οι ιδιότητες του υπεδάφους, η διάταξη των αγκυρώσεων, η αντοχή των αγκυρίων, οι δυνάμεις προεντάσεως κλπ. Προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή των διαφόρων παραγόντων, έγιναν αρχικές επιλογές που διατηρήθηκαν σταθερές για όλες τις αναλύσεις. Η κυριότερη επιλογή είναι το συγκεκριμένο βάθος εκσκαφής $H=12\text{m}$ που αποτελεί μια μέση, συνήθη περίπτωση αντιστήριξης. Η διάταξη των αγκυρώσεων δίνεται στο σχήμα 4.1 και περιλαμβάνει τρεις καθ' ύψος σειρές με μεταβλητή, αξονική, οριζόντια απόσταση s και υπό γωνία κλίσεως ως προς την οριζόντια $\beta=20^\circ$, δηλαδή υπό μία συνήθη στην πράξη γωνία.

Οι παράγοντες που εξετάστηκαν στις διάφορες παραμετρικές αναλύσεις είναι οι εξής:

- Ο βασικός τύπος S του εδάφους στην περιοχή της εκσκαφής
- Το βάθος έμπηξης του πετάσματος D .
- Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, K .
- Το πρόσθετο ελεύθερο μήκος των αγκυρίων Δl (σχήμα 4.1).
- Η αντοχή σχεδιασμού του αγκυρίου $R_{a,d}$.
- Η δυσκαμψία του πετάσματος αντιστήριξης.



Σχήμα 4.1: Βασική διάταξη των αγκυρώσεων.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

4.1a ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΩΝ

ΚΩΔΙΚΟΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	γ (kN/m ³)	ϕ (^o)	c (kPa)	E (MPa)	ν
S1	Αποσαθρωμένος ημίβραχος	22	37	15	75	0,25
S2	Στιφρή άργιλος	20	10	50	25	0,30

4.1b ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΙ ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ

A/A	ΠΑΡΑΓΟΝΤΑΣ	ΚΩΔΙΚΟΣ	ΤΙΜΗ Ή ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ
1	Σχετικό βάθος έμπηξης D/H	D0 D1 D2	0 0,15 0,30
2	Πρόσθετο, ελεύθερο μήκος αγκυρίων Δl(m)	L0 L1 L2	0 2,00 4,00
3	Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων K	K1 K2 K3	0,20 0,50 1,00
4	Αντοχή σχεδιασμού αγκυρίων R _d (kN)	A B C D	105 210 420 840
5	Δυσκαμψία των πασσάλων αντιστήριξης	R F	Δύσκαμπτο Εύκαμπτο

Σημείωση: Η αντοχή σχεδιασμού των αγκυρίων που αναγράφεται στον παραπάνω πίνακα αφορά σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις με εξαίρεση την περίπτωση D0 σε έδαφος S1, όπου εφαρμόστηκαν αυξημένα φορτία για λόγους συνολικής ευστάθειας.

- Η επιρροή του βάθους έμπηξης εξετάστηκε μέσω του αδιάστατου λόγου D/H. Οι αναλύσεις περιέλαβαν τρεις συγκεκριμένες τιμές, D/H=0, 0,15 και 0,30. Η ακραία περίπτωση D/H=0 εξετάστηκε για λόγους σύγκρισης με τις υπόλοιπες, αλλά στην πράξη θα αντιστοιχούσε σε μια περίπτωση αντιστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια χωρίς στοιχεία ακαμψίας, δηλαδή κατακόρυφους πασσάλους.

Στις παραπάνω περιπτώσεις αντιστοιχούν οι κωδικοί D0,D1 και D2 που εισάγονται στο γενικό κωδικό κάθε επίλυσης.

- Εξετάστηκαν δύο βασικοί τύποι εδάφους, ως εξής:
 - i. Αποσαθρωμένος ημίβραχος με μικρή συνοχή και υψηλή γωνία εσωτερικής τριβής του οποίου η γεωτεχνική συμπεριφορά

προσεγγίζει τη συμπεριφορά του μη συνεκτικού σχηματισμού. Ο τύπος του σχηματισμού αυτού αντιστοιχεί στον κωδικό S1.

- ii. Στιφρή άργιλος με μικρή γωνία εσωτερικής τριβής, της οποίας η συμπεριφορά είναι αυτή του συνεκτικού εδάφους. Στο έδαφος αυτό αντιστοιχεί ο κωδικός S2.

Διευκρινίζεται ότι σε παραμετρική ανάλυση που περιλαμβάνει αρκετά μεγάλο αριθμό παραγόντων, δε θα είχε πρακτική έννοια η εξέταση πολλών περιπτώσεων με διαφορετικές παραμέτρους διατμητικής αντοχής. Προφανώς όσο αυξάνεται η διατμητική αντοχή του εδάφους για συγκεκριμένες δυνάμεις αγκυρώσεων, αυξάνεται επίσης και ο συντελεστής ασφάλειας. Θεωρήθηκε εντούτοις, ότι ήταν απαραίτητη η εξέταση της επιρροής του βασικού τύπου ανάπτυξης διατμητικής αντοχής.

- Εξετάστηκαν τρεις συγκεκριμένες τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K=0,2, 0,5$ και 1 . Η ενδιάμεση τιμή $K=0,5$ αποτελεί μία μέση περίπτωση που συνήθως θεωρείται στις αναλύσεις, αν δεν υπάρχουν άλλα στοιχεία. Η τιμή $K=0,2$ μάλλον αποτελεί ακραία περίπτωση που θα αντιστοιχούσε στο σχηματισμό S1, ενώ η τιμή $K=1$ θα αντιστοιχούσε σε υπερστεροποιημένη άργιλο, άρα στην περίπτωση S2. Εντούτοις, εξετάστηκαν όλοι οι συνδυασμοί εδαφικών σχηματισμών και συντελεστών ουδετέρων ωθήσεων. Οι περιπτώσεις των συντελεστών K έχουν εισαχθεί με τους κωδικούς $K1, K2$ και $K3$ αντίστοιχα.
- Η επιρροή του ελεύθερου μήκους των αγκυρίων εξετάστηκε για τρεις συγκεκριμένες περιπτώσεις με κωδικούς $L0, L1$ και $L2$. Τα ελεύθερα μήκη των αγκυρίων σε κάθε στάθμη υπολογίστηκαν βάσει παραδοχής για την επιλογή του πρόσθετου μήκους Δl , πέρα από το επίπεδο ολίσθησης που αντιστοιχεί στην ενεργό κατάσταση Rankine και κλίνει υπό γωνία α ως προς την οριζόντιο, σύμφωνα με το σχήμα 4.1. Κατά παραδοχή λήφθηκε και για τις δύο περιπτώσεις S1 και S2 ενιαία γωνία $\alpha=50^\circ$. Η περίπτωση του οριακώς μικρού μήκους, $L0$ αντιστοιχεί σε $\Delta l=0$, ενώ οι περιπτώσεις $L1$ και $L2$ σε πρόσθετο μήκος $\Delta l=2$ και $4m$ αντιστοίχως. Σημειώνεται ότι στις δύο τελευταίες περιπτώσεις στην τρίτη σειρά αγκυρώσεων που έχει και τα μικρότερα ελεύθερα μήκη εφαρμόστηκε ο πρόσθετος περιορισμός $l_{iii} \geq 5m$. Ο υπολογισμός των συντεταγμένων των κόμβων των αγκυρίων έγινε βάσει των μηκών l_i . Για τη διάταξη με τα ελάχιστα ελεύθερα μήκη ($L0$) το ελεύθερο μήκος σε κάθε στάθμη i υπολογίζεται βάσει του σχήματος 4.2, ως εξής:
$$l_i = \eta \mu 40^\circ h_i / \eta \mu 70^\circ = 0,684 h_i, \text{ (διότι } l_i / \eta \mu 40^\circ = h_i / \eta \mu 70^\circ \text{)}$$

Επομένως, για τα ύψη h_i κάθε σειράς αγκυρώσεων υπολογίζονται τα ελάχιστα μήκη της διατάξεως L_0 , ως εξής:

$$l_i = 0,684 \cdot 9m = 6,15m, \quad l_{ii} = 0,684 \cdot 6m = 4,1m, \quad l_{iii} = 0,684 \cdot 3m = 2,05m$$

Για το L1

$$l_i = 8,15m, \quad l_{ii} = 6,1m, \quad l_{iii} = 5m$$

Για το L2

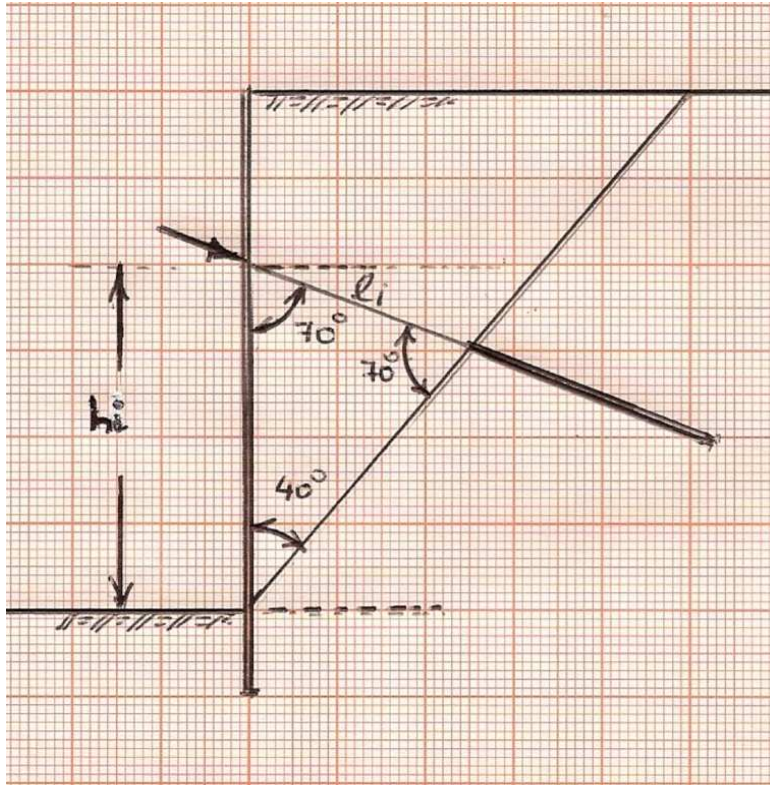
$$l_i = 10,15m, \quad l_{ii} = 8,1m, \quad l_{iii} = 6,05m$$

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.2: ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΟΜΒΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΟΜΒΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ L0		
ΣΕΙΡΑ I	$x_o = 0 + 6,15 \cdot \cos 20^\circ \approx 5,78$ $y_o = -3 - 6,15 \cdot \sin 20^\circ \approx -5,10$	$x_u = 0 + 12,15 \cdot \cos 20^\circ \approx 11,42$ $y_u = -3 - 12,15 \cdot \sin 20^\circ \approx -7,16$
ΣΕΙΡΑ II	$x_o = 0 + 4,1 \cdot \cos 20^\circ \approx 3,85$ $y_o = -6 - 4,1 \cdot \sin 20^\circ \approx -7,40$	$x_u = 0 + 10,1 \cdot \cos 20^\circ \approx 9,49$ $y_u = -6 - 10,1 \cdot \sin 20^\circ \approx -9,45$
ΣΕΙΡΑ III	$x_o = 0 + 2,05 \cdot \cos 20^\circ \approx 1,93$ $y_o = -9 - 2,05 \cdot \sin 20^\circ \approx 9,70$	$x_u = 0 + 8,05 \cdot \cos 20^\circ \approx 7,56$ $y_u = -9 - 8,05 \cdot \sin 20^\circ \approx -11,75$

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΟΜΒΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ L1		
ΣΕΙΡΑ I	$x_o = 0 + 8,15 \cdot \cos 20^\circ \approx 7,66$ $y_o = -3 - 8,15 \cdot \sin 20^\circ \approx -5,79$	$x_u = 0 + 14,15 \cdot \cos 20^\circ \approx 13,3$ $y_u = -3 - 14,15 \cdot \sin 20^\circ \approx -7,84$
ΣΕΙΡΑ II	$x_o = 0 + 6,1 \cdot \cos 20^\circ \approx 5,73$ $y_o = -6 - 6,1 \cdot \sin 20^\circ \approx -8,09$	$x_u = 0 + 12,1 \cdot \cos 20^\circ \approx 11,37$ $y_u = -6 - 12,1 \cdot \sin 20^\circ \approx -10,14$
ΣΕΙΡΑ III	$x_o = 0 + 5 \cdot \cos 20^\circ \approx 4,7$ $y_o = -9 - 5 \cdot \sin 20^\circ \approx -10,71$	$x_u = 0 + 11 \cdot \cos 20^\circ \approx 10,34$ $y_u = -9 - 11 \cdot \sin 20^\circ \approx -12,76$

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΟΜΒΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ L2		
ΣΕΙΡΑ I	$x_o = 0 + 10,15 \cdot \cos 20^\circ \approx 9,54$ $y_o = -3 - 10,15 \cdot \sin 20^\circ \approx -6,47$	$x_u = 0 + 16,15 \cdot \cos 20^\circ \approx 15,18$ $y_u = -3 - 16,15 \cdot \sin 20^\circ \approx -8,52$
ΣΕΙΡΑ II	$x_o = 0 + 8,1 \cos 20^\circ \approx 7,61$ $y_o = -6 - 8,1 \cdot \sin 20^\circ \approx -8,77$	$x_u = 0 + 14,1 \cdot \cos 20^\circ \approx 13,25$ $y_u = -6 - 14,1 \cdot \sin 20^\circ \approx -10,82$
ΣΕΙΡΑ III	$x_o = 0 + 6,05 \cdot \cos 20^\circ \approx 5,69$ $y_o = -9 - 6,05 \cdot \sin 20^\circ \approx -11,07$	$x_u = 0 + 12,05 \cdot \cos 20^\circ \approx 11,32$ $y_u = -9 - 12,05 \cdot \sin 20^\circ \approx -13,12$



Σχήμα 4.2: Υπολογισμός ελαχίστων, ελευθέρων μηκών των αγκυρίων.

- Για τις απαραίτητες ιδιότητες αγκυρίων έγιναν οι εξής παραδοχές:
- Θεωρήθηκαν αγκύρια με τέσσερις τένοντες $\Phi 0,6''$ συνολικής επιφάνειας διατομής $A_s = 4 \cdot 1,39 \text{ cm}^2 = 5,56 \text{ cm}^2$. Επομένως η δυστένεια κάθε αγκυρίου είναι:
 $E \cdot A_s = 200 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot 4 \cdot 1,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 111200 \text{ kN}$.
 Ο χάλυβας είναι ποιότητας S1700/1900.
 - Θεωρήθηκε βολβός πακτώσεως $\Phi 0,10 \text{ m}$ και μήκους 6 m , άρα η συνολική δυστένεια του βολβού είναι το άθροισμα των αντιστοίχων μεγεθών του χάλυβα των τενόντων αφενός και του τσιμεντοκονιάματος αφετέρου ως εξής:
 $\Sigma EA = E_b \cdot A_b + EA_s = 15 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot (\pi \cdot 10^2 / 4 \cdot 4 \cdot 1,39) \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 + 111200 \text{ kN} = 109470 + 111200 = 220670 \text{ kN}$.
 Η παραπάνω τιμή αναφέρεται σε μεμονωμένο αγκύριο, οπότε για οριζόντια απόσταση αγκυρίων s , η ανά μέτρο μήκους τιμή είναι $220670/s$.
 - Η αντοχή σχεδιασμού του αγκυρίου $R_{a,d}$ θεωρήθηκε ως παράμετρος των αναλύσεων που κυμάνθηκε από πολύ μικρές τιμές έως και την οριακή τιμή που υπολογίζεται βάσει της τάσης διαρροής του χάλυβα.

- Κατά τη διερεύνηση της σχετικής ακαμψίας του πετάσματος αντιστήριξης εξετάστηκαν δύο περιπτώσεις πασσάλων επί των οποίων εφαρμόζονται οι δυνάμεις αγκυρώσεως.

- Πάσσαλος από οπλισμένο σκυρόδεμα διαμέτρου $\Phi 0,6\text{m}$. Η συμβολή του ενδιάμεσου τοιχείου εκτοξευομένου σκυροδέματος αγνοείται, διότι πολλές φορές αυτό δεν κατασκευάζεται έγκαιρα, όπως στην περίπτωση αντιστήριξης με μεταλλικούς σιδηροπασσάλους.

$$\text{Δυστένεια: } E_b \cdot A_b = 25 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot \pi \cdot 0,60^2 / 4 \text{ m}^2 = 7068583 \text{ kN}$$

$$\text{Δυσκαμψία: } E_b \cdot J = 25 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot \pi \cdot 0,60^4 / 64 \text{ m}^4 = 159043 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Τα παραπάνω μεγέθη αφορούν το μεμονωμένο πάσσαλο, αλλά στην εισαγωγή των δεδομένων ανάγονται ανά μέτρο μήκους, επομένως διαιρούνται με την αξονική απόσταση κατά την οριζόντια έννοια s . Οι περισσότερες αναλύσεις έγιναν για αποστάσεις αγκυρίων $s=3\text{m}$, οπότε οι εισαγόμενες τιμές είναι:

$$E \cdot A = 7068583 \text{ kN} / 3 \text{ m} = 2356194 \text{ kN/m}$$

$$E \cdot J = 159043 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 / 3 \text{ m} = 53014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ο πάσσαλος αυτός έχει μέση έως σχετικά υψηλή ακαμψία και συμβολίζεται με τον κωδικό R.

- Μεταλλικός πάσσαλος που συνίσταται από δύο διατομές U240 με ενδιάμεσο τοίχιο εκτοξευομένου σκυροδέματος πάχους $0,10\text{m}$. Ανά τρέχον μέτρο και για αξονικές αποστάσεις σιδηροπασσάλων s υπολογίζονται τα μεγέθη της δυστένειας και της δυσκαμψίας του τοιχείου.

$$\text{Δυστένεια: } E \cdot A = E \cdot A_s / s + E_b \cdot A_b = 200 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot 2 \cdot 42,3 \cdot 10^4 \text{ m} / \text{s}(\text{m}) + 25 \cdot 10^6 \cdot 0,1 \text{ kPa} \cdot \text{m}$$

$$\text{Δυσκαμψία: } E \cdot J = E \cdot J_s / s + E_b \cdot J = 2 \cdot 200 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot 3600 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 / \text{s}(\text{m}) + 25 \cdot 10^6 \cdot 0,10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Για τη συνήθη απόσταση $s=3\text{m}$, προκύπτουν τα εξής μεγέθη:

$$\text{Δυστένεια: } E \cdot A = 3064000 \text{ kN/m (ανηγμένη ανά τρέχον μέτρο)}$$

$$\text{Δυσκαμψία: } E \cdot J = 29800 \text{ kN} \cdot \text{m (ανηγμένη ανά τρέχον μέτρο)}$$

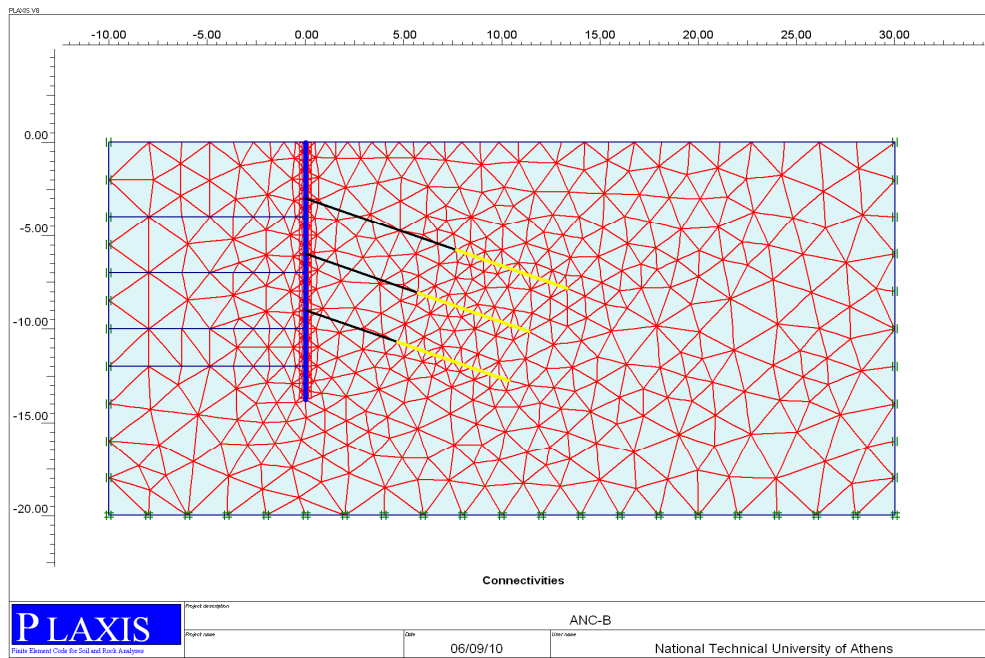
4.2 Γενικά στοιχεία διδιάστατων αναλύσεων

Για τις επιλύσεις χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis V8.6, το οποίο είναι κατάλληλο για διδιάστατες αναλύσεις. Σχετικά με τη διαδικασία εισαγωγής δεδομένων, επιλύσεως και αξιολόγησης των αποτελεσμάτων, δίνονται παρακάτω οι αντίστοιχες επεξηγήσεις.

- Γεωμετρικό προσομοίωμα

Επιλέχθηκε κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων με επαρκείς διαστάσεις, ώστε να μην επηρεάζεται η περιοχή εκσκαφής από τα όρια του προσομοιώματος. Καθορίστηκαν οι θέσεις του τοιχείου αντιστήριξης, των

αγκυρίων, καθώς και των ενδιαμέσων εκσκαφών κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής και βεβαίως της τελικής φάσης εκσκαφής. Δημιουργήθηκαν έτσι τα χωρία (clusters) στα οποία διαχωρίζεται το όλο πεδίο των πεπερασμένων στοιχείων. Από τις επιλογές διακριτοποίησης επιλέχθηκε το λεπτό πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, δεδομένου ότι ενδιαφερόμαστε ιδιαίτερα για την ανάπτυξη των παραμορφώσεων και έγινε περαιτέρω λεπτότερο πλέγμα στην περιοχή του τοιχείου αντιστήριξης και της άνω επιφάνειας του εδάφους. Μεταξύ του τοιχείου αντιστήριξης και του εδάφους προσομοιώθηκε η διεπιφάνεια, ώστε σε αυτήν να είναι ακριβέστερα τα αποτελέσματα. Τα πεπερασμένα στοιχεία που επιλέχθηκαν είναι 15κομβα, για μεγαλύτερη ακρίβεια. Στο σχήμα 4.3 φαίνεται τυπικό παράδειγμα πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων για επίλυση με αγκύρια μέσου, ελεύθερου μήκους.



Σχήμα 4.3: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων-Τυπικό παράδειγμα.

ii. Εδαφικές ιδιότητες

Όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο 4.1, επιλέχθηκαν δύο τύποι εδαφών, οι S1 και S2, που αντιστοιχούν σε αποσαθρωμένο ημίβραχο και σφιχρή άργιλο αντίστοιχα. Θεωρήθηκε ότι ισχύει το απλό, ελαστοπλαστικό προσομοίωμα του γραμμικώς ελαστικού, ιδεατώς πλαστικού εδάφους κατά Mohr-Coulomb. Έγινε επίσης η υπόθεση ομοιογενούς εδάφους σε όλη την έκταση του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων και αγνοήθηκε η τυχόν επιρροή των πιέσεων του ύδατος των πόρων, δεδομένου ότι η στάθμη υπογείων υδάτων τοποθετήθηκε κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής.

Για το σχηματισμό S1 που ενδεχομένως να είχε έννοια η συνεκτίμηση της διασταλτικότητας, αγνοήθηκε αυτός ο παράγοντας (λήφθηκε $\psi=0$), διότι η εισαγωγή ενός πρόσθετου παράγοντα αβεβαιότητας σε ένα πολυπαραμετρικό πρόβλημα δε θα είχε νόημα. Και για τους δύο σχηματισμούς S1 και S2, θεωρήθηκε μικρή εφελκυστική αντοχή ίση με την αντίστοιχη συνοχή των εδαφών. Σημειώνεται ότι αν υποθετικά η σχέση Mohr-Coulomb επεκτεινόταν και στην περιοχή εφελκυστικών τάσεων τότε θεωρητικά πάντα, η εφελκυστική αντοχή συναρτήσκει των παραμέτρων διατμητικής αντοχής θα ήταν ίση με $2c \cdot \cos\phi / (1 + \sin\phi)$.

Ο λόγος που λήφθηκε υπόψη μικρή έστω εφελκυστική αντοχή, είναι διότι για μηδενική εφελκυστική αντοχή αναπτύσσονται εκτεταμένες περιοχές εφελκυστικής αστοχίας του εδάφους που αν πλησιάσουν αντίστοιχες περιοχές διατμητικής αστοχίας, προδιαγράφουν μηχανισμό γενικής αστάθειας και επομένως ίσως υποτιμάται ο συντελεστής ασφάλειας.

iii. Προσομοίωση του τοιχείου αντιστήριξης

Όπως προαναφέρθηκε, επιλέχθηκαν δύο τύποι κατακορύφων στοιχείων αντιστήριξης, με φρεατοπασσάλους ή μεταλλικούς πασσάλους με ενδιάμεση ή μικρή ακαμψία αντίστοιχα. Η προσομοίωση στο πρόγραμμα γίνεται με στοιχεία δοκού και η εισαγωγή της δυστένειας EA και της ακαμψίας EJ ανάγεται ανά τρέχον μέτρο, δεδομένου ότι στις διδιάστατες αναλύσεις το τοιχείο αντιστήριξης θεωρείται συνεχές. Και στις δύο περιπτώσεις οι πάσσαλοι αντιστήριξης θεωρήθηκαν ως στοιχεία με γραμμικώς ελαστική συμπεριφορά, αλλά αυτή η παραδοχή είναι εύλογη, διότι συνήθως τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη κατά την αντιστήριξη βρίσκονται μέσα στα όρια αντοχής των υλικών.

iv. Προσομοίωση των αγκυρίων

Κατά την εισαγωγή των συντεταγμένων των κόμβων που κατά περίπτωση δίνεται στον πίνακα 4.2 διευκρινίζεται ότι τα ζεύγη (x_o, y_o) αναφέρονται στον κόμβο τέλους του ελευθέρου μήκους και αρχής το πακτωμένου, ενώ τα ζεύγη (x_u, y_u) στο τέλος του πακτωμένου τμήματος.

Το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων που αποτελείται από τα συρματόσχοινα υψηλής αντοχής μόνο, προσομοιώθηκαν ως στοιχεία αγκυρίων, κόμβο με κόμβο που αναλαμβάνουν μόνο αξονικές δυνάμεις. Αντίθετα, το πακτωμένο μήκος κατά μήκος του οποίου αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στη διεπιφάνεια του εδάφους προσομοιώθηκε με στοιχεία γεωπλέγματος (geogrid), τα οποία αναλαμβάνουν μόνο αξονικές, εφελκυστικές δυνάμεις. Και τα δύο στοιχεία προσομοίωσης των αγκυρίων θεωρήθηκαν ως γραμμικώς ελαστικά-ιδεατώς πλαστικά. Τα αγκύρια κατά περίπτωση είχαν αντοχή ίση με την αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένου αγκυρίου $R_{a,d}$, η οποία εισάγεται ως έχει στο ελεύθερο τμήμα του

αγκυρίου και ανάγεται ανά μέτρο μήκους στο πακτωμένο τμήμα. Οι τιμές $R_{a,d}$ αποτέλεσαν παραμετρικό μέγεθος που μεταβαλλόταν σε κάθε επίλυση.

v. Οι τύποι των επιλύσεων

Οι βασικότερες παράμετροι που εξετάστηκαν είναι το βάθος έμπηξης των πασσάλων αντιστήριξης κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής (κωδικοί D0, D1 και D2), όπως διευκρινίστηκε στην παράγραφο 4.1, το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων (κωδικοί L0, L1 και L2), ο τύπος του εδαφικού σχηματισμού (S1 και S2) και ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων (κωδικοί K1, K2 και K3), σύμφωνα με τα στοιχεία του Πίνακα 4.1. Εξετάστηκαν οι περισσότεροι συνδυασμοί μεταξύ των διαφόρων παραμέτρων και των αντιστοίχων κωδικών, όμως οι περισσότερες και πληρέστερες επιλύσεις ήταν για μέσο βάθος έμπηξης (D1) και μέσο ελεύθερο μήκος των αγκυρίων (L1). Οι επιλύσεις αυτές έδωσαν αποτελέσματα που συγκρίθηκαν με άλλες, όχι τόσο εκτεταμένες επιλύσεις που περιλαμβάνουν δευτερεύοντες παράγοντες.

Για κάθε τύπο επίλυσης διερευνήθηκε η επιρροή της αντοχής σχεδιασμού του μεμονωμένου αγκυρίου με τέσσερις τιμές εκτεινόμενες σε αρκετά μεγάλο εύρος από πολύ μικρές δυνάμεις μέχρι και τις οριακές δυνάμεις που προδιαγράφονται από την τάση διαρροής. Οι τέσσερις αυτές τιμές κωδικοποιήθηκαν με τα σύμβολα A, B, C, D από τις μικρότερες στις μεγαλύτερες αντοχές. Όπως είναι αυτονόητο, οι τιμές μεταβάλλονταν ανάλογα με την επίλυση, οπότε η σειρά A, B, C, D δεν αναφέρεται σε συγκεκριμένες τιμές, αλλά σε αύξουσες αντοχές αγκυρίων.

Βάσει των ανωτέρω, η επίλυση με μέσο βάθος έμπηξης, μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίων, σε σχηματισμό αποσαθρωμένου βράχου με συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K=0,5$ και τη μέγιστη τιμή της αντοχής σχεδιασμού αγκυρίου συμβολίζεται με το γενικό κωδικό επίλυσης D1L1S1K2D.

vi. Φάσεις κατασκευής

Σε όλες τις επιλύσεις ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία προσομοίωσης της σταδιακής εκσκαφής:

- Φάση 1: Κατασκευή των πασσάλων αντιστήριξης και πρώτη σταδιακή εκσκαφή μέχρι βάθους 1m κάτω από την πρώτη σειρά αγκυρώσεων.
- Φάση 2: Ενεργοποίηση της πρώτης σειράς αγκυρίων και προένταση με δύναμη $0,8 \cdot R_{a,d}$.
- Φάση 3: Δεύτερη σταδιακή εκσκαφή μέχρι βάθους 1m κάτω από τη δεύτερη σειρά αγκυρώσεων.
- Φάση 4: Ενεργοποίηση της δεύτερης σειράς αγκυρίων και προένταση με δύναμη $0,8 \cdot R_{a,d}$.

- Φάση 5: Τρίτη σταδιακή εκσκαφή μέχρι βάθους 1m κάτω από την τρίτη σειρά αγκυρώσεων.
- Φάση 6: Ενεργοποίηση της τρίτης σειράς αγκυρίων και προένταση με δύναμη $0,8 \cdot R_{a,d}$.
- Φάση 7: Τελευταία σταδιακή εκσκαφή μέχρι την τελική στάθμη.

Διευκρινίζονται τα εξής:

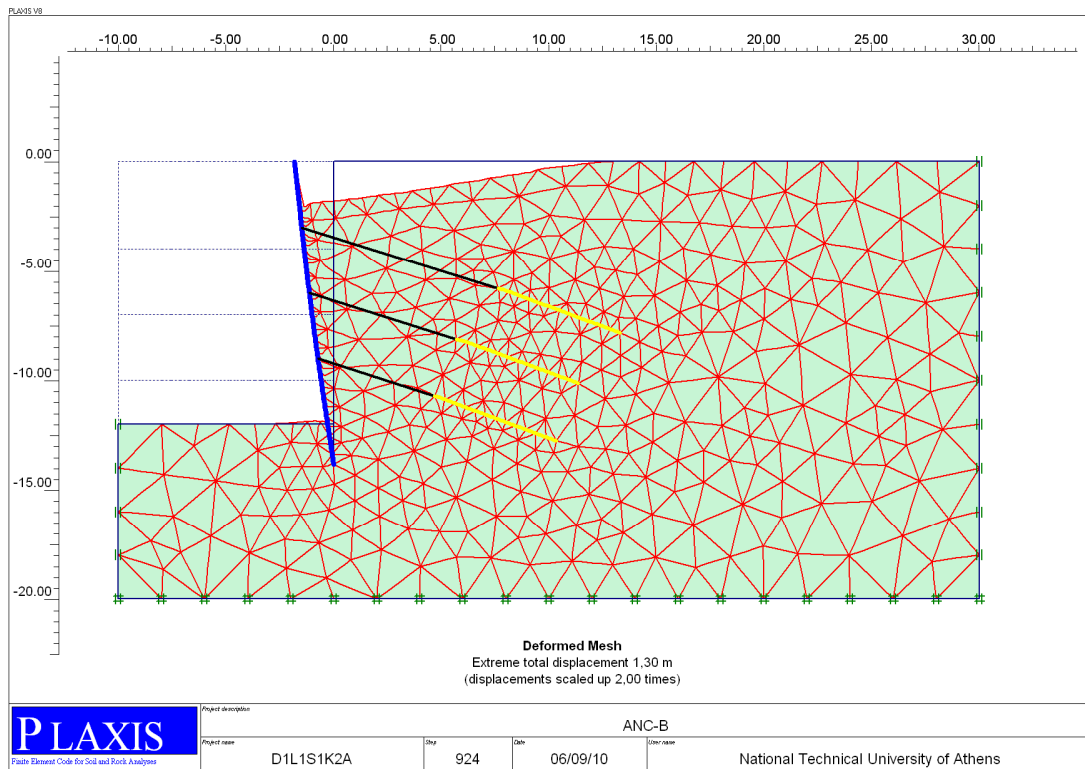
- ✓ Το αρχικό, εντατικό πεδίο που προϋπάρχει της οποιασδήποτε κατασκευής παράγεται κατά τη φάση εισαγωγής δεδομένων, βάσει του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως K , άρα δεν αποτελεί ανεξάρτητη φάση της διαδικασίας επίλυσης.
- ✓ Ο γενικός συντελεστής ασφάλειας έναντι αστοχίας της κατασκευής αντιστήριξης (MSF) υπολογίζεται μετά τις βασικές επιλύσεις σε επόμενη φάση (8), ως εξής: Δοκιμάζεται από το πρόγραμμα συντελεστής απομείωσης των όρων της διατμητικής αντοχής του εδάφους c και $\tan\phi$, ενιαίας τιμής και για τους δύο όρους. Η πρώτη δοκιμή ξεκινάει μία υποθετική τιμή συντελεστή ασφαλείας λίγο μεγαλύτερη από τη μονάδα και με συνεχείς, διαδοχικές δοκιμές με αυξανόμενες τιμές καταλήγει (το πρόγραμμα) σε εκείνη την τιμή MSF, για την οποία επέρχεται αστοχία. Η διαδικασία αυτή είναι γνωστή με την ονομασία ϕ -c reduction.

vii. Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων

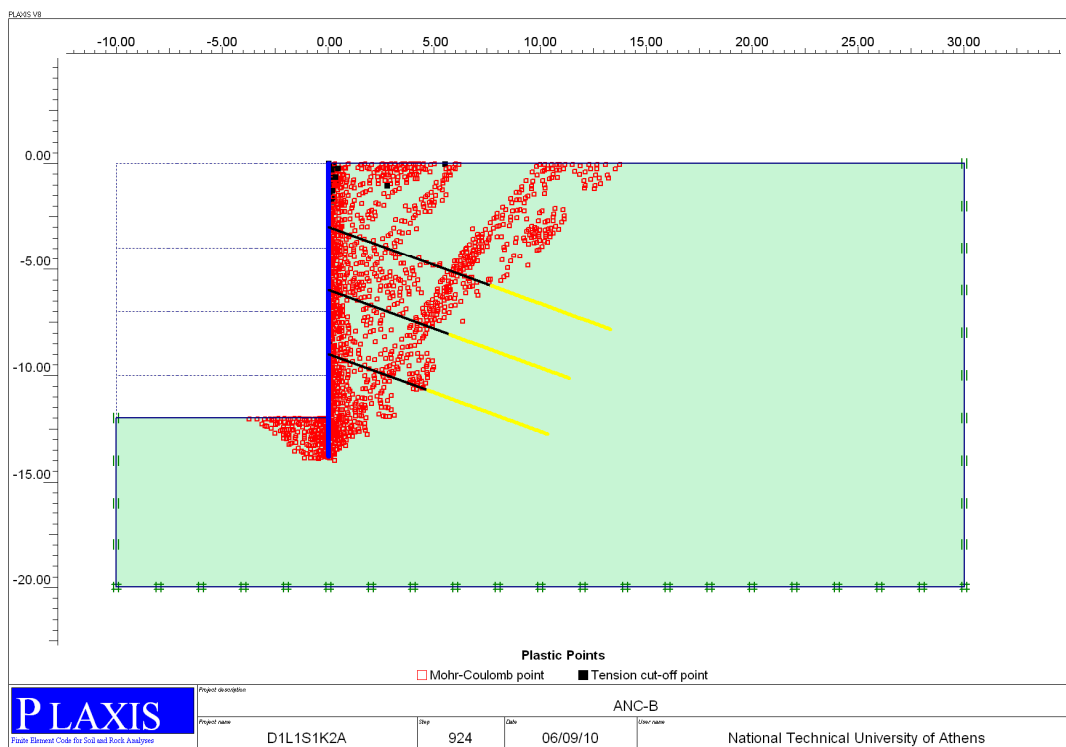
Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, ενδιαφέρουν κυρίως ο συντελεστής ασφάλειας MSF έναντι γενικής αστοχίας της αντιστήριξης και η ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων του τοιχείου και των επιφανειακών καθιζήσεων. Το βασικότερο μέγεθος από το οποίο εξαρτώνται τα ανωτέρω, είναι η αντοχή σχεδιασμού $R_{a,d}$ του μεμονωμένου αγκυρίου. Κατά τις φάσεις επιλύσεων επιβλήθηκε σε όλα τα αγκύρια σταθερή δύναμη τάνυσης και κατά τη φάση εισαγωγής των δεδομένων θεωρήθηκε η ίδια αντοχή σχεδιασμού και για τις τρεις σειρές αγκυρίων. Η συνολική αντοχή σχεδιασμού ανά διατομή είναι $\Sigma R_{a,d} = 3 \cdot R_{a,d}$ και η ανά μονάδα μήκους ανηγμένη συνολική δύναμη είναι $\Sigma R_{a,d}/s = 3 \cdot R_{a,d}/s$, όπου s η οριζόντια απόσταση των πασσάλων κατά την έννοια της όψης του πρανούς.

Τα αποτελέσματα υπολογίστηκαν στους πίνακες και δόθηκαν στα διάφορα διαγράμματα με την κανονικοποιημένη μορφή $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, όπου γ είναι η φαινομένη πυκνότητα του εδαφικού σχηματισμού και H το ύψος της εκσκαφής. Η επιλογή αυτού του μεγέθους δεν είναι τυχαία και μόνο για λόγους αδιαστατοποίησης των μεγεθών, αλλά έχει ένα φυσικό νόημα, ως εξής: το μέγεθος $\Sigma R_{a,d}/s$ είναι η συνολική αντοχή των αγκυρίων ανά μέτρο μήκους μετώπου, ενώ το ίδιο βάρος της εδαφικής μάζας ανά μέτρο μήκους επίσης που τείνει να κατολισθήσει, είναι ανάλογη του όρου $\gamma \cdot H^2$. Ο συνολικός όρος

$\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$ αποτελεί ένα μέτρο της διαθέσιμης αντοχής αγκυριών για την ανάσχεση της κατολίσθησης εδαφικού πρίσματος συγκεκριμένου βάρους.



Σχήμα 4.4α: Ενδεικτική μορφή γενικής αστοχίας σε σχηματισμό S1 μετά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας MSF (8^η φάση).

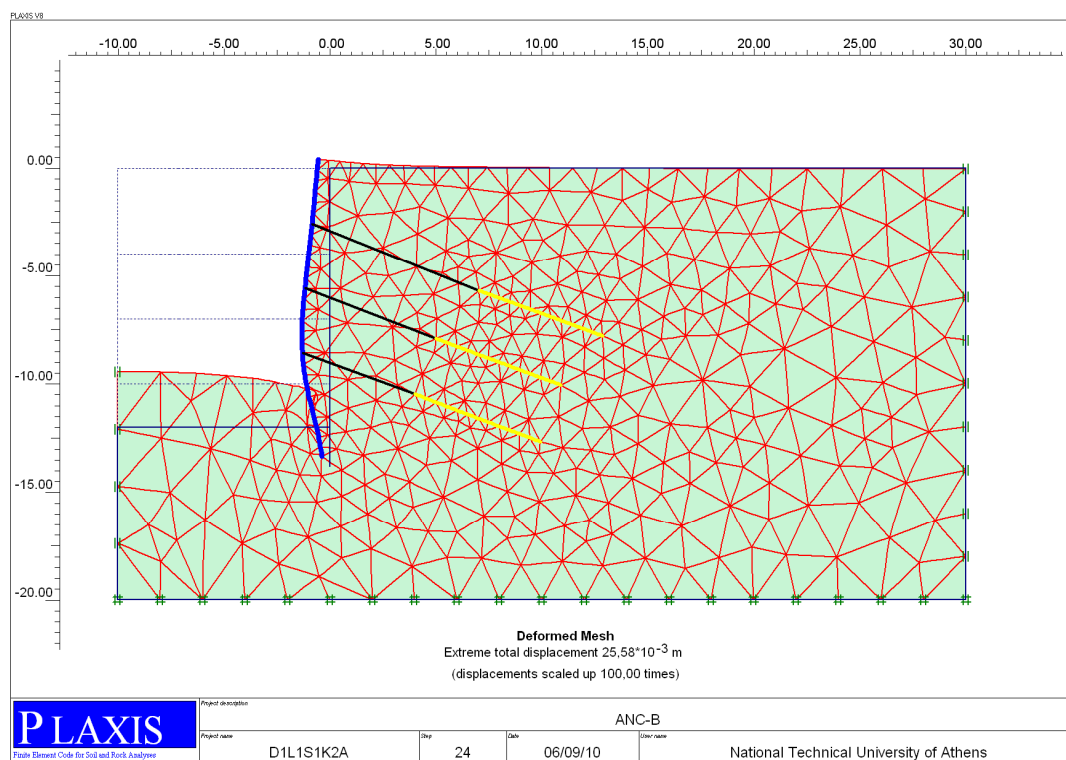


Σχήμα 4.4 β: Ανάπτυξη ζωνών πλαστικοποίησης κατά τη φάση γενικής αστάθειας (σχηματισμός S1).

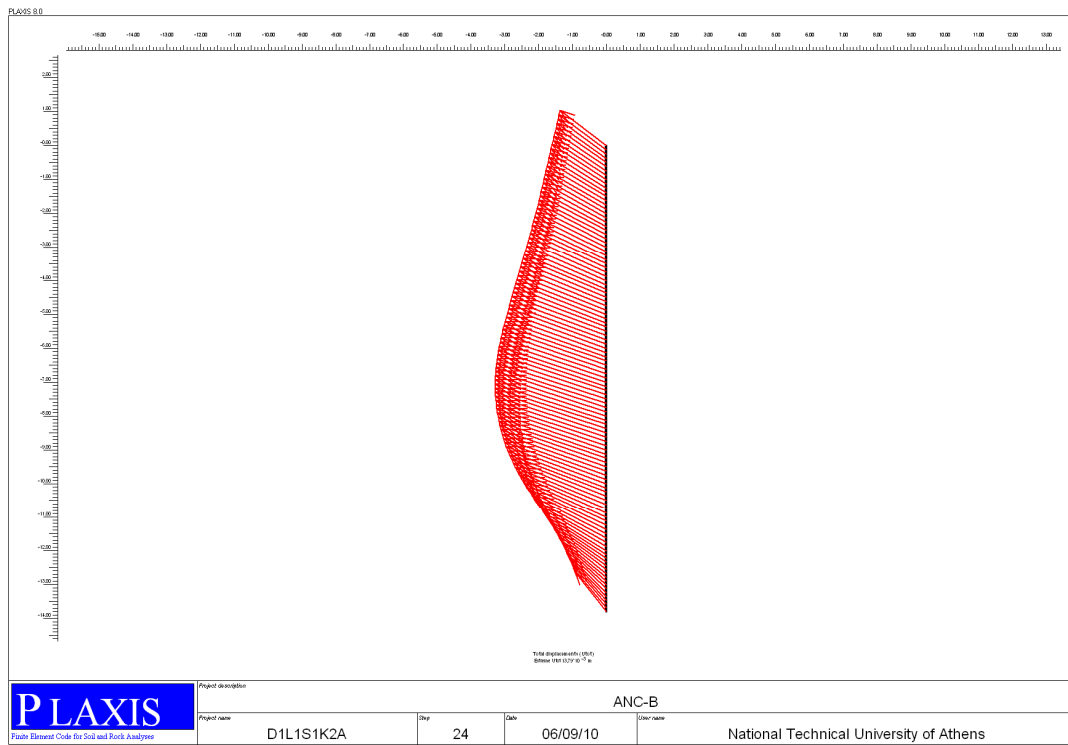
Σε κάθε επίλυση αναζητήθηκε η μορφή γενικής αστοχίας, η οποία προκύπτει κατά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας MSF. Η μορφή αυτή εξαρτάται από το βάθος έμπηξης και τον τύπο του σχηματισμού. Στο σχήμα 4.4α δίνεται ενδεικτικά μια τέτοια περίπτωση. Στο σχήμα 4.4β δίνεται η αντίστοιχη κατανομή των πλαστικοποιημένων ζωνών κατά Mohr-Coulomb, δηλαδή περιοχών που περιλαμβάνουν εδαφικά στοιχεία που οδηγήθηκαν σε οριακή ισορροπία κατά τη φάση της γενικής αστοχίας.

Από το σχήμα 4.4β παρατηρείται η ανάπτυξη επιπέδων ενεργού καταστάσεως κατά Rankine, πίσω από το τοιχείο αντιστήριξης και παθητικής κατάστασης κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής επί του μήκους έμπηξης των πασσάλων. Η συγκεκριμένη εικόνα ήταν αναμενόμενη για τον υπόψη σχηματισμό (S1), όπου το κύριο μέρος της διατμητικής αντοχής οφείλεται στη γωνία εσωτερικής τριβής.

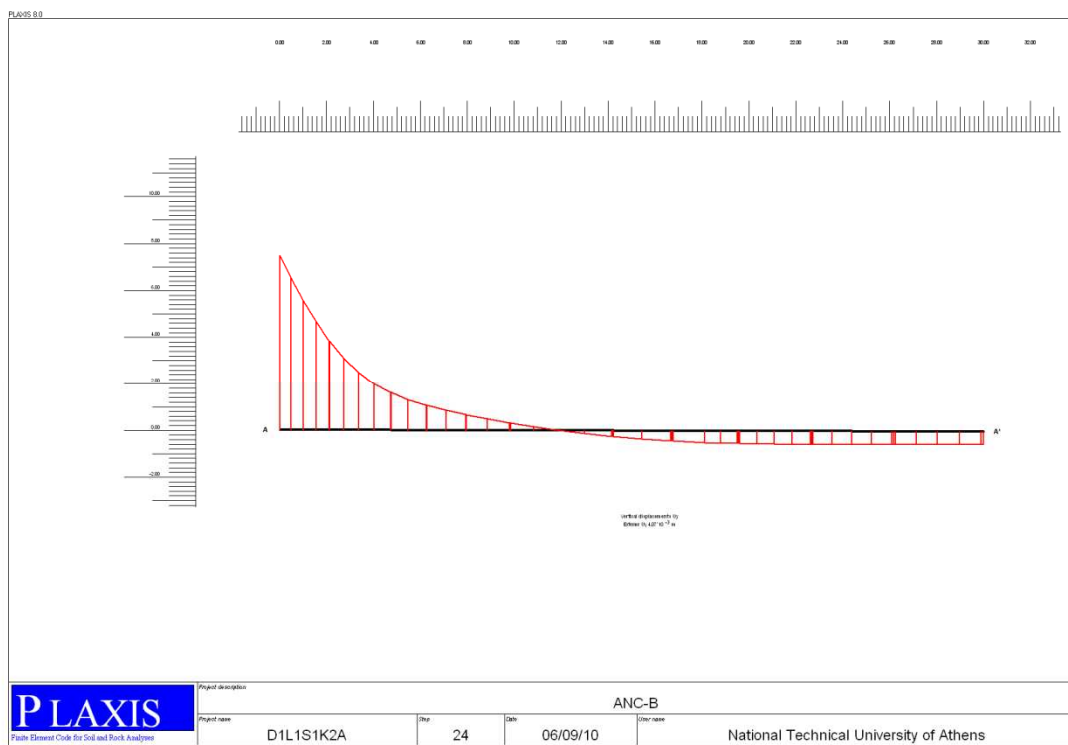
Στο σχήμα 4.5 παρατίθεται η γενική εικόνα των παραμορφώσεων κατά τη φάση λειτουργίας, αμέσως μετά την τελική εκσκαφή (φάση 7), καθώς και τα διανύσματα ολικών μετατοπίσεων του τοιχείου αντιστήριξης. Από τα αποτελέσματα αυτά, καταγράφηκαν οι συνιστώσες της μετατόπισης u_x και u_y στη στέψη του τοιχείου (συντεταγμένες $x=0, y=0$), οι οποίες από το υποπρόγραμμα αποτελεσμάτων δίνονται σε πινακοποιημένη μορφή μαζί με τις αντίστοιχες μετατοπίσεις σε όλο το ύψος του τοιχείου.



Σχήμα 4.5α: Γενική εικόνα παραμορφώσεων.



Σχήμα 4.5β: Διανύσματα μετατοπίσεων τοιχείου.



Σχήμα 4.6: Κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων.

Η μορφή της κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων δίνεται από το υποπρόγραμμα αποτελεσμάτων με τομή (cross section) και από αντίστοιχο

πίνακα δίνονται οι αριθμητικές τιμές σε κάθε θέση. Στην επίλυση του σχήματος 4.6 η μορφή των επιφανειακών καθιζήσεων είναι κοίλη, δηλαδή μίας από τις δύο τυπικές μορφές, όμως στη στέψη παρατηρείται ανύψωση και όχι βύθιση για τη συγκεκριμένη πάντα περίπτωση.

Διευκρινίζεται ότι οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_x στη στέψη θεωρούνται ως θετικές, εφόσον έχουν φορά προς το εσωτερικό της εκσκαφής (όπως συνήθως συμβαίνει) και οι καθιζήσεις u_y θεωρούνται αρνητικές, εφόσον έχουν φορά προς τα κάτω. Είναι αυτονόητο ότι θετικές τιμές u_y υποδηλώνουν ανύψωση της φυσικής επιφάνεια (heave).

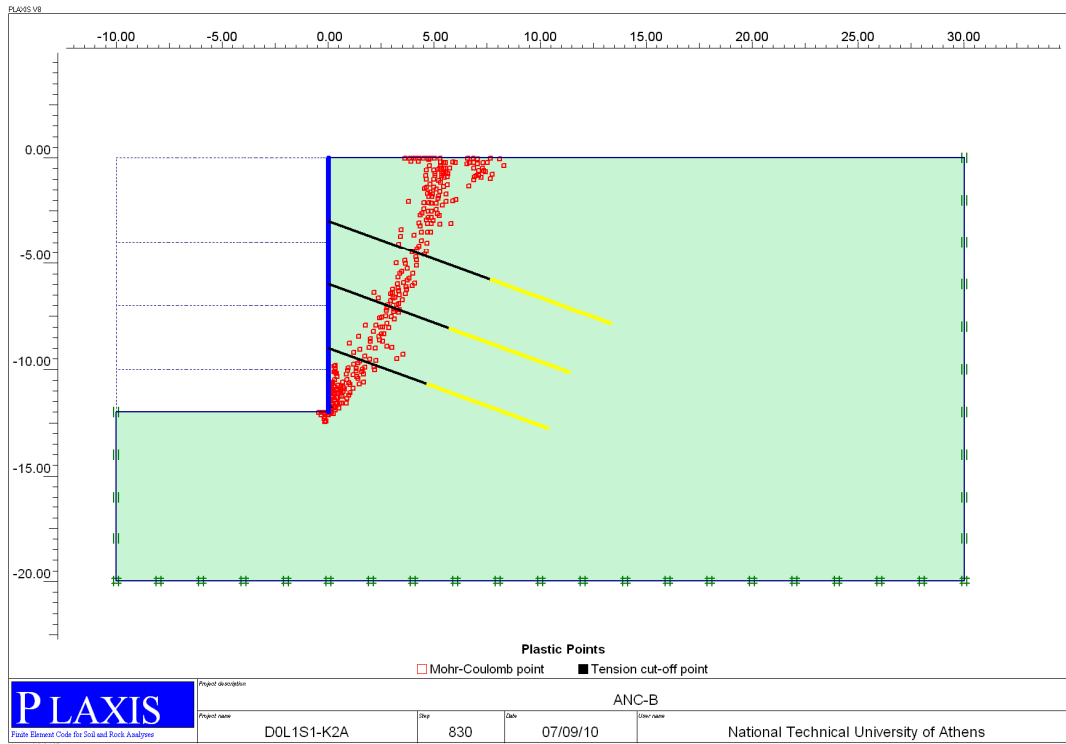
4.3 Ενδεικτικά αποτελέσματα αναλύσεων

4.3.1 Γενικά

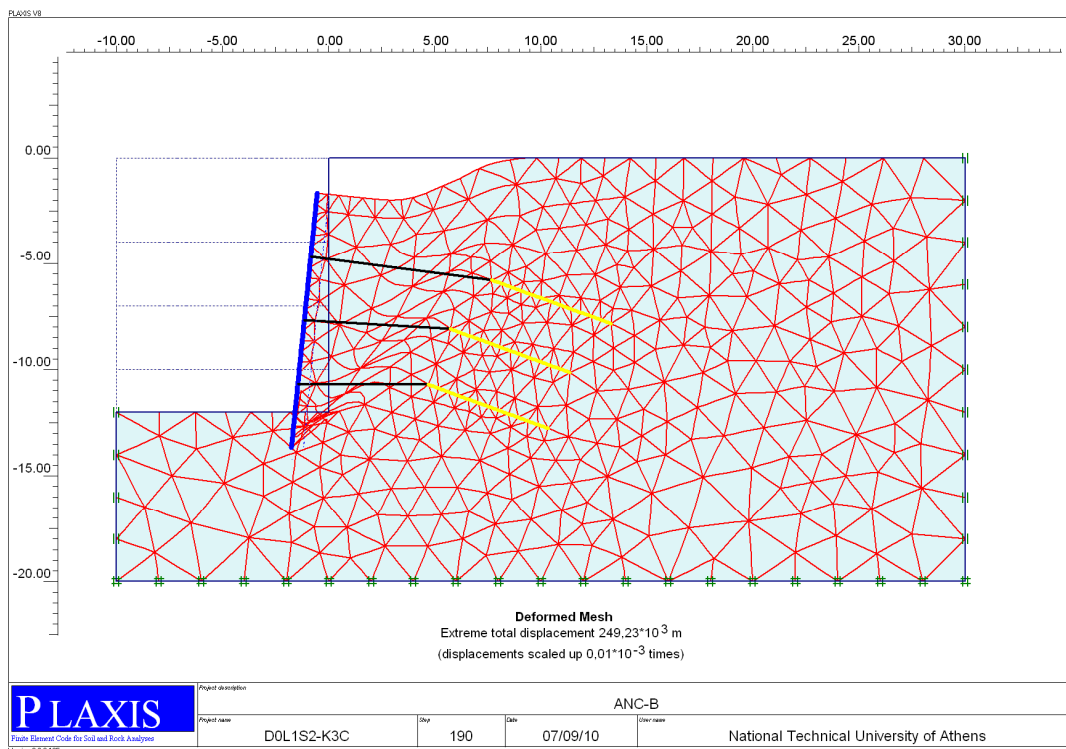
Οι βασικές αναλύσεις έγιναν για μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίων, δηλαδή μήκος αυξημένο έναντι του ελαχίστου δυνατού κατά $\Delta l=2m$ και περιλαμβάνουν τον αντίστοιχο κωδικό L1. Ο κωδικός αυτός συνδυάστηκε με τους κωδικούς D0,D1 και D2 που αντιστοιχούν σε μηδενικό μήκος έμπηξης των πασσάλων, μέσο μήκος $D=0,15H$ και μεγάλο μήκος $D=0,3H$. Επομένως, οι βασικοί συνδυασμοί του κύριου όγκου των αναλύσεων είναι οι D0L1,D1L1 και D2L2. Κάθε ένας από αυτούς τους βασικούς συνδυασμούς περιέλαβε σειρά αναλύσεων για κάθε τύπο εδάφους, κάθε συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως και για τέσσερις τιμές της κανονικοποιημένης, συνολικής αντοχής σχεδιασμού των αγκυρώσεων. Οι παρακάτω αναλύσεις αναφέρονται σε πάσσαλο οπλισμένου σκυροδέματος μέσης ακαμψίας. Πέραν των βασικών αυτών αναλύσεων έγιναν πρόσθετες αναλύσεις για διαφορετικά μήκη αγκυρώσεως, αλλά για περιορισμένο αριθμό των υπολοίπων παραγόντων (συνήθως, για βάθος D1 και για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K2).

4.3.2 Βασικές επιλύσεις D0L1

Στον πίνακα 4.3 παρατίθενται τα αποτελέσματα των επιλύσεων για τους υπόψη συνδυασμούς δεδομένων. Δεδομένου ότι η περίπτωση D0, δηλαδή μηδενικό βάθος έμπηξης είναι ιδιαίτερα δυσμενές θεωρήθηκε σχετικά μικρή αξονική απόσταση των πασσάλων $s=1,5m$, για την οποία και υπολογίστηκαν τα ανηγμένα ανά μέτρο μήκους μεγέθη δυστένειας και δυσκαμψίας. Εφαρμόστηκαν επίσης, διαφοροποιημένες τιμές της αντοχής $R_{a,d}$. Οι διαφοροποιήσεις αυτές δεν αποκλίνουν εντούτοις τις συγκρίσεις με άλλες περιπτώσεις, δεδομένου ότι όλα τα μεγέθη εξετάζονται συναρτήσει του κανονικοποιημένου όρου $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$.



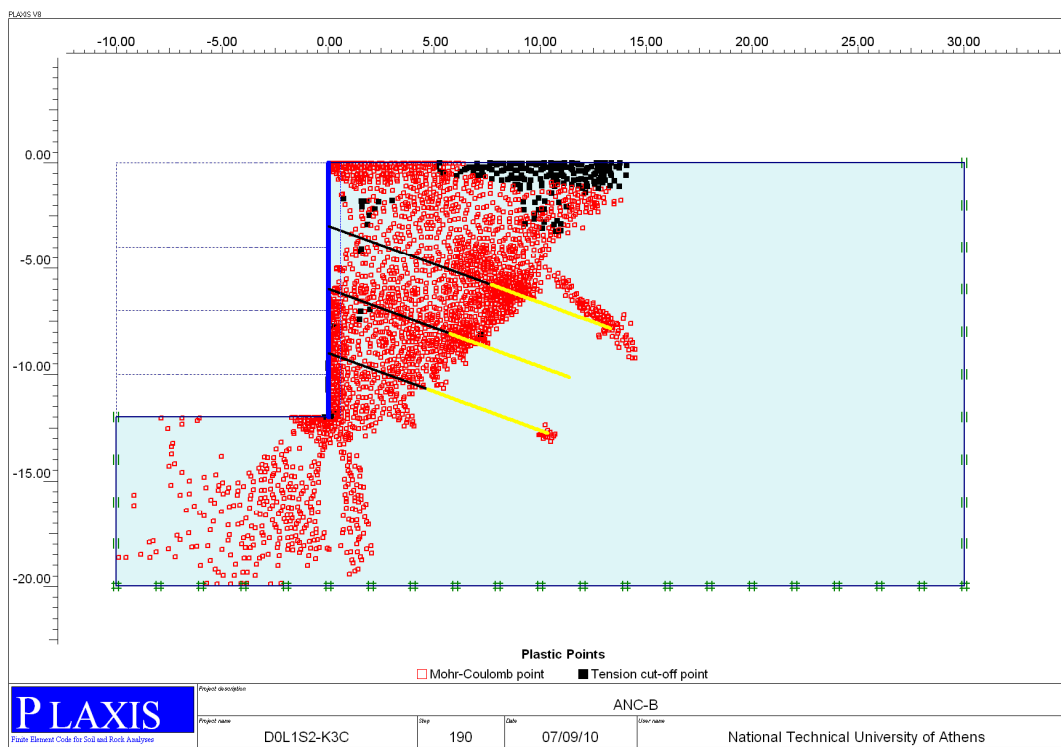
Σχήμα 4.7: Επιφάνεια γενικής αστοχίας σε σχηματισμό S1 για μηδενικό βάθος έμπτυξης.



Σχήμα 4.8: Παραμορφώσεις κατά την αστοχία σε σχηματισμό S2 για μηδενικό βάθος έμπτυξης.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.3:ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΜΕ ΜΗΔΕΝΙΚΟ ΒΑΘΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΚΑΙ ΜΕΣΟ ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ, ΓΙΑ s=1,5m

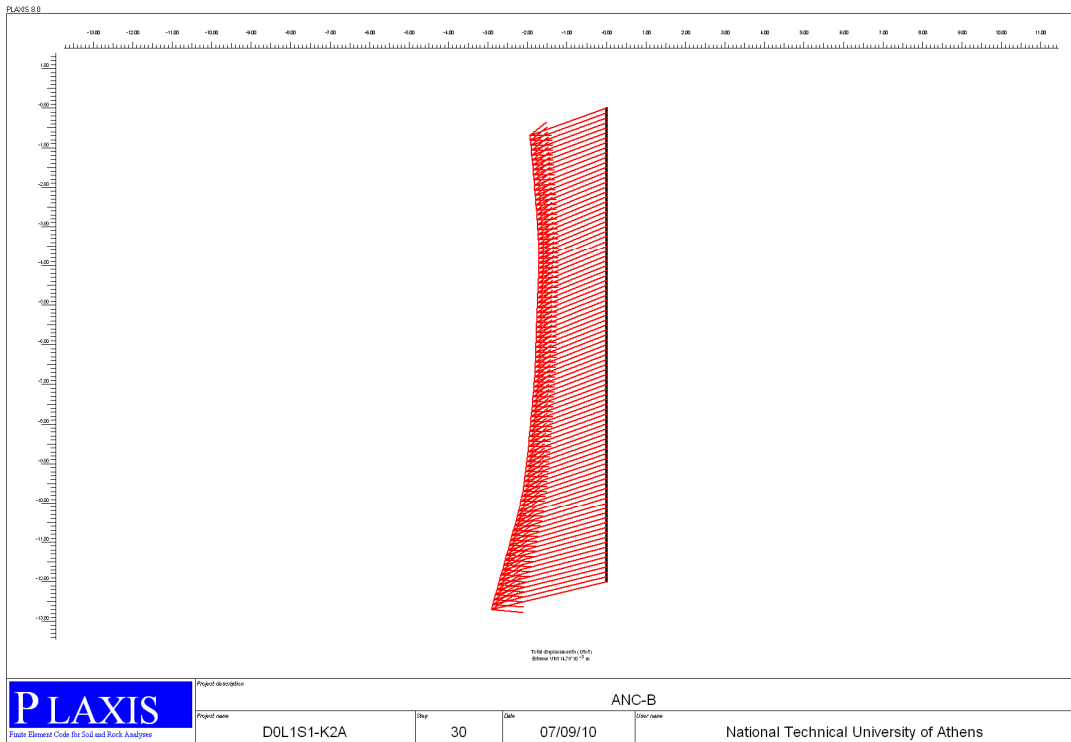
ΚΩΔΙΚΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	K _o	R _{a,d} (kN)	ΣR _{a,d} /s (kN/m)	ΣR _{a,d} / s·γ·H ²	ΣΤΕΨΗ (mm)		ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ max u _y (mm)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
					u _x	u _y		
								MSF
D0L1S1K1A	0,2	240	480	0,152	14,21	-11,26	-11,27	1,090
K1B	0,2	360	720	0,227	10,12	-8,21	-8,21	1,399
K1C	0,2	540	1080	0,341	4,8	-5,5	-5,50	1,698
K1D	0,2	810	1620	0,511	3,21	-7,13	-7,13	2,013
D0L1S1K2A	0,5	240	480	0,152	9,57	-3,48	-3,49	1,084
K2B	0,5	360	720	0,227	7,47	-2,16	-2,16	1,398
K2C	0,5	540	1080	0,341	5,9	-1,73	-1,75	1,704
K2D	0,5	810	1620	0,511	4,08	-2,11	-2,11	2,037
D0L1S1K3A	1	240	480	0,152	23,73	-6,46	-6,63	1,072
K3B	1	360	720	0,227	21,52	-5,7	-5,81	1,414
K3C	1	540	1080	0,341	19,44	-5,13	-5,30	1,699
K3D	1	810	1620	0,511	16,91	-5,22	-5,36	2,037
D0L1S2K1A	0,2	75	150	0,052	19,69	-30,15	-32,55	1,043
K1B	0,2	150	300	0,104	14,86	-18,91	-18,97	1,134
K1C	0,2	300	600	0,208	7,73	-9,84	-9,84	1,327
K1D	0,2	600	1200	0,417	1,05	-9,73	-9,73	1,488
D0L1S2K2A	0,5	75	150	0,052	34,47	-26,39	-28,15	1,043
K2B	0,5	150	300	0,104	28,93	-17,27	-17,36	1,134
K2C	0,5	300	600	0,208	22,32	-12,33	-12,33	1,326
K2D	0,5	600	1200	0,417	15,38	-12,03	-12,03	1,487
D0L1S2K3A	1	75	150	0,052	66,91	-24,61	-28,94	1,042
K3B	1	150	300	0,104	60,38	-18,49	-20,67	1,133
K3C	1	300	600	0,208	52,96	-16,01	-16,01	1,327
K3D	1	600	1200	0,417	45,29	-16,85	-16,85	1,484



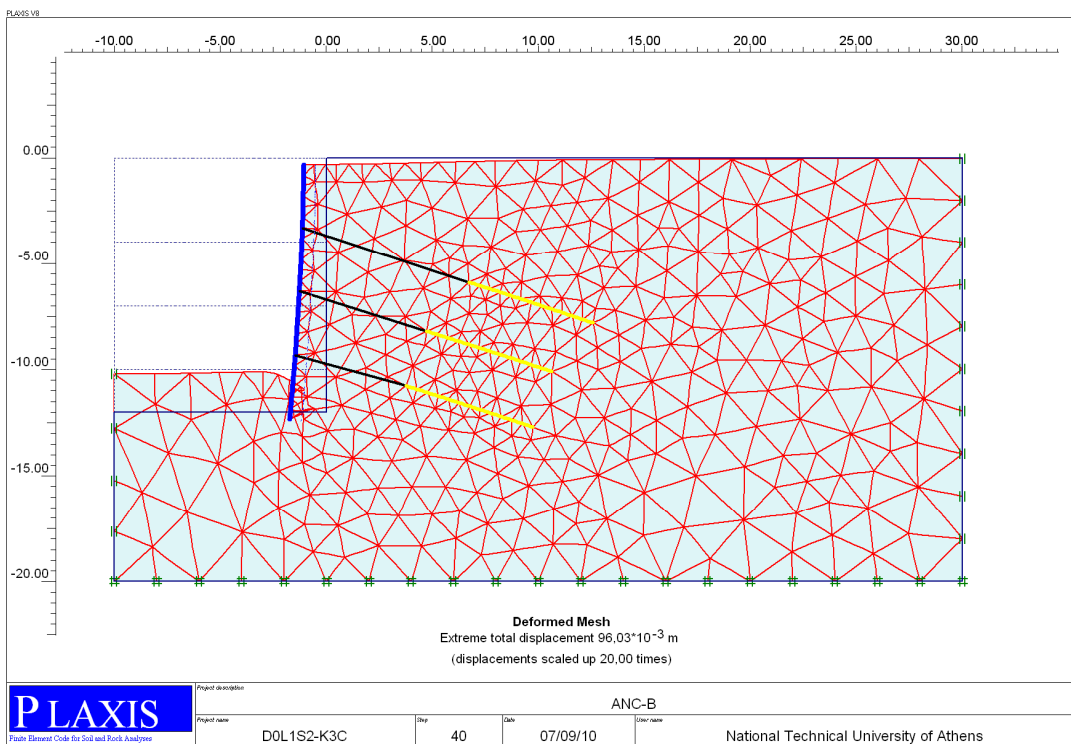
Σχήμα 4.9: Ανάπτυξη πλαστικών ζωνών στην περίπτωση του σχήματος 4.8.

Από τις περιπτώσεις επίλυσης με μηδενικό βάθος έμπηξης και μέσο μήκος αγκυριών, γίνονται οι ακόλουθες, γενικές παρατηρήσεις:

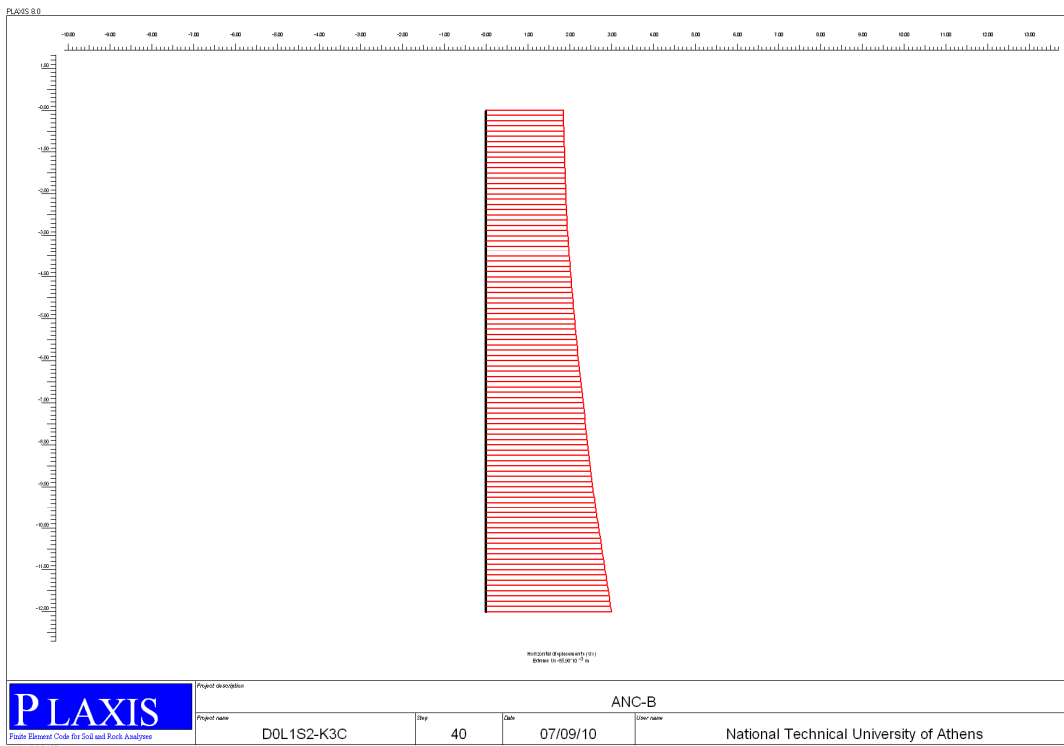
- Ως προς το μηχανισμό αστοχίας, όπως προκύπτει από τη διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή ασφάλειας MSF, παρατηρείται μια διαφοροποίηση μεταξύ των περιπτώσεων ανάλυσης σε σχηματισμό S1 με γεωτεχνική συμπεριφορά κυρίως μη συνεκτικού εδάφους και σε σχηματισμό S2, συνεκτικού. Στο σχήμα 4.7 φαίνεται τυπική περίπτωση ανάπτυξης επιφάνειας ολίσθησης κατά τη γενική αστοχία σε σχηματισμό S1, σχεδόν επίπεδης μορφής και με κατεύθυνση αυτήν των επιπέδων αστοχίας κατά Rankine. Αντιθέτως, στα σχήματα 4.8 και 4.9 που αφορούν σε σχηματισμό S2, φαίνεται ότι η εξωτερική επιφάνεια αστοχίας είναι καμπυλόγραμμη και εκτείνεται αρκετά πέρα της αντίστοιχης για το σχηματισμό S1. Και στις δύο περιπτώσεις οι επιφάνειες αστοχίας αναπτύσσονται από τη βάση του πρσανούς εκσκαφής μέχρι την οποία φθάνουν οι πάσσαλοι αγκυρώσεως σε όλες τις περιπτώσεις D0.



Σχήμα 4.10: Διανύσματα μετατοπίσεων κατά τη φάση λειτουργίας σε σχηματισμό S1 για μηδενικό βάθος έμπηξης.



Σχήμα 4.11: Παραμορφώσεις κατά τη λειτουργία σε σχηματισμό S2 για μηδενικό βάθος έμπηξης.



Σχήμα 4.12: Κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος του τοιχείου αντιστήριξης (ανάλυση περίπτωση σχήματος 4.11).

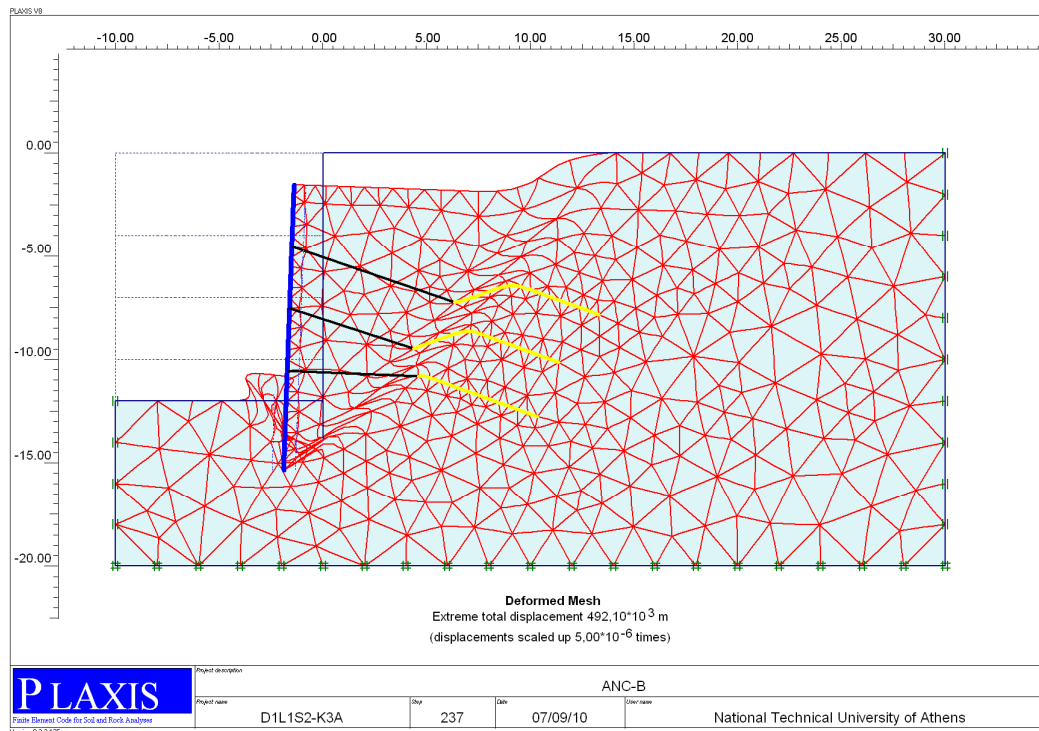
- Ως προς την ανάπτυξη των κατακορύφων παραμορφώσεων παρατηρείται ότι σε όλες τις περιπτώσεις των επιλύσεων με κωδικό D0L1, η παραμόρφωση u_y στη στέψη, δηλαδή η καθίζηση έχει φορά προς τα κάτω και συνήθως, είναι και η μέγιστη από τις επιφανειακές καθιζήσεις. Η μορφή της κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων έχει σε αυτές τις περιπτώσεις κυρτή μορφή (με τα κοίλα προς τα κάτω), όπως σε πολλές βιβλιογραφικές περιπτώσεις, έχει καταγραφεί.
- Ως προς την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων, παρατηρείται ότι η τιμή u_x στη στέψη δεν είναι η μέγιστη. Τυπική περίπτωση ανάπτυξης παραμορφώσεων διακρίνεται στο σχήμα 4.11, ενώ και από το σχήμα 4.12 φαίνεται σαφώς ότι η μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση παρατηρείται στη βάση του πρανούς. Προφανώς, λόγω του μηδενικού βάθους έμπηξης, δεν υπάρχουν συνθήκες απομείωσης των οριζοντίων παραμορφώσεων σε αυτή την περιοχή, οφειλόμενες σε παθητικές αντωθήσεις και η λειτουργία του όλου τοιχείου αντιστήριξης θα αντιστοιχούσε σε προέχουσα δοκό με ελαστική στήριξη στη θέση της τρίτης σειράς αγκυρώσεων.

4.3.3 Βασικές επιλύσεις D1L1

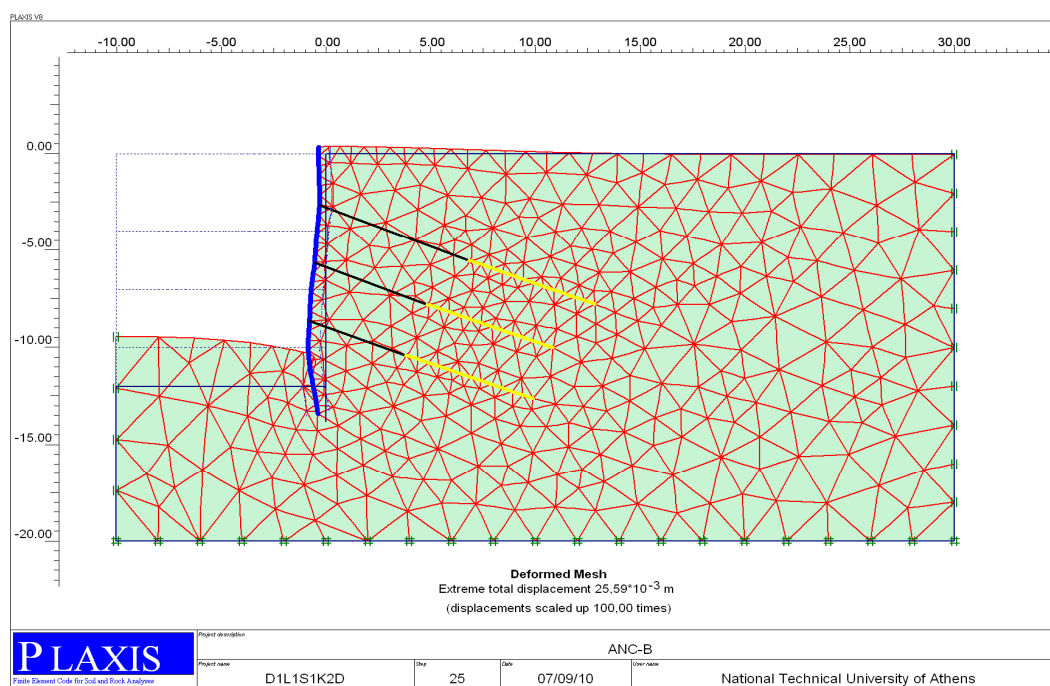
Στον πίνακα 4.4 δίνονται τα αποτελέσματα του βασικού συνδυασμού D1L1. Σημειώνεται ότι για τον υπολογισμό των μεγεθών δυστένειας και ακαμψίας θεωρήθηκε αξονική απόσταση των πασσάλων $s=3m$, δεδομένου ότι η απόσταση αυτή αποδείχθηκε επαρκής κατά τους διερευνητικούς υπολογισμούς που προηγήθηκαν των τελικών, ώστε ακόμη και για μικρές τιμές της αντοχής σχεδιασμού του μεμονωμένου αγκυρίου $R_{a,d}$ να προκύπτουν συντελεστές ασφάλειας $MSF \geq 1$.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.4:ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΜΕ ΜΕΣΟ ΒΑΘΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΚΑΙ ΜΕΣΟ ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ, ΓΙΑ $s=3m$

ΚΩΔΙΚΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	K_o	$R_{a,d}$ (κN)	$\Sigma R_{a,d}/s$ (κN/m)	$\Sigma R_{a,d}/$ $s \cdot \gamma \cdot H^2$	ΣΤΕΨΗ (mm)		ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ $\max u_y$ (mm)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
					u_x	u_y		
								MSF
D1L1S1K1A	0,2	105	105	0,033	9,18	-4,92	-14,80	1,189
K1B	0,2	210	210	0,066	6,25	-2,46	-6,03	1,389
K1C	0,2	420	420	0,133	5,96	-2,65	-6,41	1,517
K1D	0,2	840	840	0,265	3,85	-2,96	-5,52	1,829
D1L1S1K2A	0,5	105	105	0,033	5,45	4,28	-0,32	1,186
K2B	0,5	210	210	0,066	5,17	4,17	-0,34	1,386
K2C	0,5	420	420	0,133	4,65	3,96	-0,38	1,521
K2D	0,5	840	840	0,265	3,55	3,53	-0,46	1,821
D1L1S1K3A	1	105	105	0,033	19,47	1,22	-2,95	1,185
K3B	1	210	210	0,066	19,08	0,93	-2,44	1,393
K3C	1	420	420	0,133	17,93	0,87	-1,85	1,517
K3D	1	840	840	0,265	16,19	0,84	-1,33	1,818
D1L1S2K1A	0,2	105	105	0,036	7,37	-0,342	-6,32	1,199
K1B	0,2	210	210	0,073	6,14	0,936	-4,59	1,246
K1C	0,2	420	420	0,146	4,35	1,096	-4,80	1,344
K1D	0,2	840	840	0,292	0,97	-0,646	-5,63	1,487
D1L1S2K2A	0,5	105	105	0,036	23,25	-0,699	-4,16	1,198
K2B	0,5	210	210	0,073	21,62	-0,728	-2,41	1,244
K2C	0,5	420	420	0,146	19,48	-1,399	-1,37	1,342
K2D	0,5	840	840	0,292	15,91	-3,046	-2,98	1,487
D1L1S2K3A	1	105	105	0,036	58,59	-7,028	-12,7	1,197
K3B	1	210	210	0,073	56,23	-7,263	-11,6	1,243
K3C	1	420	420	0,146	52,66	-7,82	-10,22	1,343
K3D	1	840	840	0,292	48,09	-9,06	-9,00	1,489



Σχήμα 4.13: Μορφή γενικής αστοχίας σε σχηματισμό S2 για μέσο βάθος έμπτυξης.



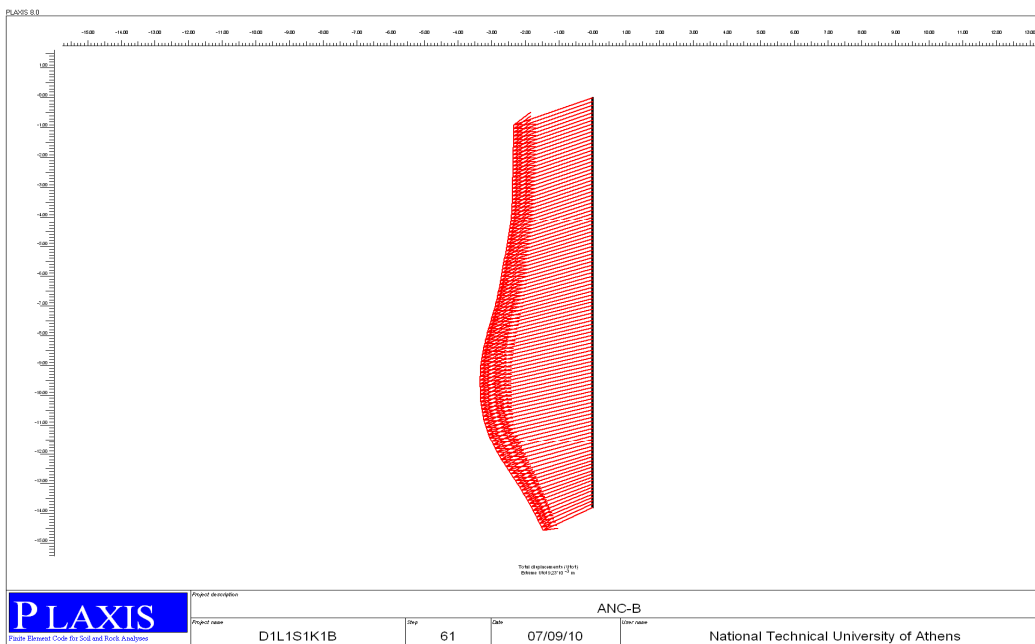
Σχήμα 4.14: Παραμορφώσεις κατά τη φάση λειτουργίας σε σχηματισμό S1(K=0,5).

Από τις επιλύσεις των συνδυασμών D1L1 με μέσο βάθος έμπτυξης $D=0,15H$, παρατηρούνται τα εξής:

- Ως προς το μηχανισμό αστοχίας, αυτός είναι ενδιάμεσης μορφής μεταξύ των δύο ακραίων περιπτώσεων αναλύσεων D0 και D2, επομένως δεν

παρατίθενται περισσότερες λεπτομέρειες σε αυτή την υποπαράγραφο, δεδομένου και του γενικού χαρακτήρα των παρατηρήσεων.

- Ως προς την ανάπτυξη των κατακορύφων παραμορφώσεων, παρατηρείται ότι σε αντίθεση με την περίπτωση D0, στις περισσότερες περιπτώσεις, η τιμή u_y στη στέψη, έχει φορά προς τα άνω, επομένως σε αυτή τη θέση το έδαφος ανυψώνεται και δεν καθιζάνει (σχήμα 4.14). Σε απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής, κατά κανόνα της τάξης του μεγέθους H, παρατηρείται καθίζηση σε όλες τις περιπτώσεις των αναλύσεων, οπότε η κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων έχει κοίλη μορφή. Εξαίρεση από αυτή τη γενική παρατήρηση αποτελούν ορισμένες αναλύσεις για χαμηλό συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως ($K=0,2$), όπως αυτή του σχήματος 4.15, που δίνει τα διανύσματα μετατοπίσεων καθ' ύψος του τοιχείου αντιστήριξης.
- Ως προς την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων, διαπιστώνεται ότι όπως και στην περίπτωση των αναλύσεων D0, η u_x στη στέψη δεν είναι η μέγιστη, αλλά η μέγιστη τιμή είναι σε απόσταση περί το $1/3$ του H από τον πυθμένα της γενικής εκσκαφής σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις.



Σχήμα 4.15: Διανύσματα μετατοπίσεων καθ' ύψος του τοιχείου αντιστήριξης σε σχηματισμό S1 ($K=0,2$).

4.3.4 Βασικές επιλύσεις D2L1

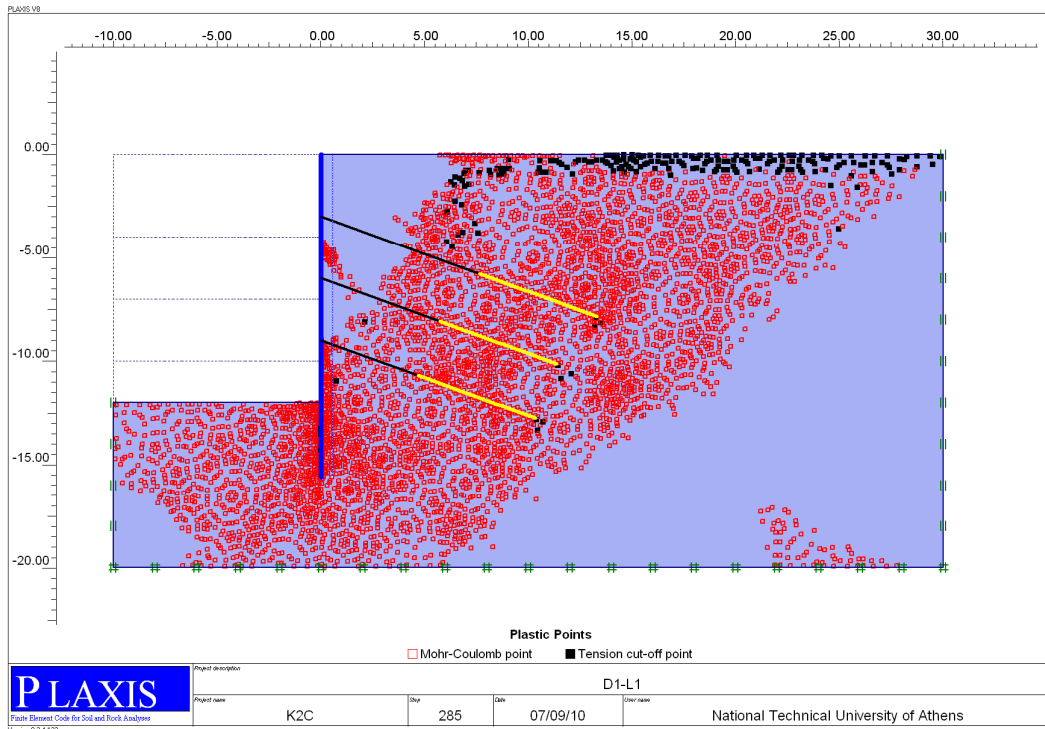
Η ομάδα αυτών των επιλύσεων αναφέρεται στο μεγαλύτερο βάθος εμπήξεως των πασσάλων $D=0,3H$. Οι γενικές παρατηρήσεις που θα μπορούσαν να διατυπωθούν από τα αποτελέσματα των επιλύσεων είναι οι εξής:

- ✓ Ο μηχανισμός αστοχίας, σαφώς επηρεάζεται από το βάθος εμπήξης, άρα εκτείνεται σε μεγαλύτερα βάθη από τις περιπτώσεις των επιλύσεων με γενικούς κωδικούς D0 και D1. Στο σχήμα 4.16

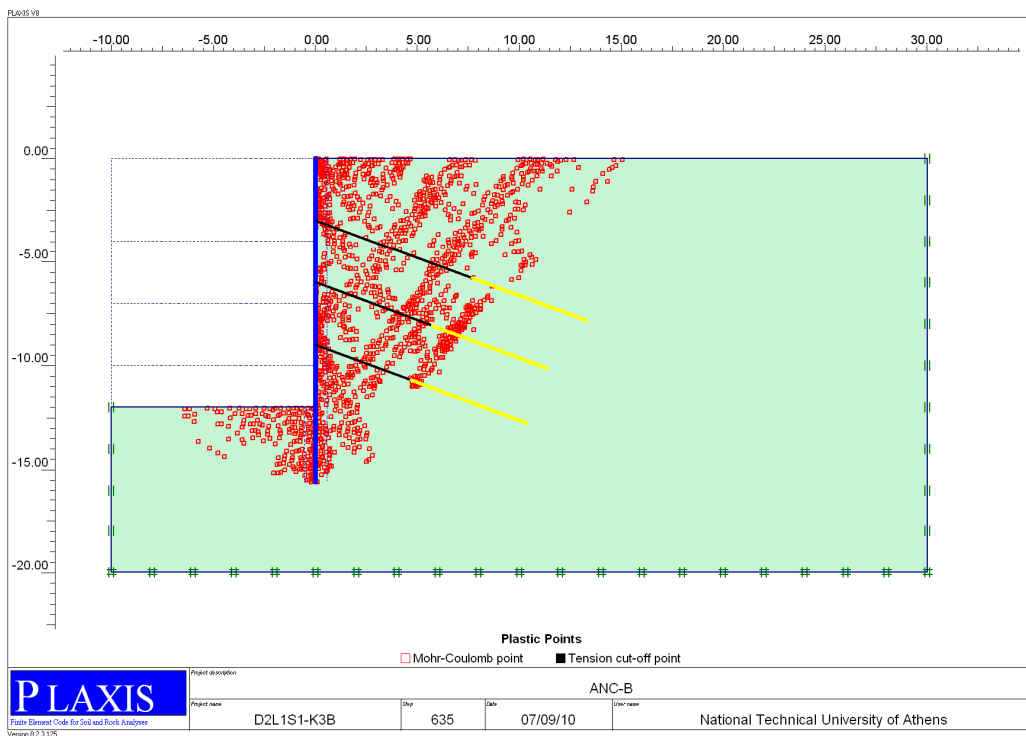
παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικών ζωνών κατά τη γενική αστοχία στον αργιλικό σχηματισμό S1. Η περιβάλλουσα των πλαστικών ζωνών φαίνεται να ακολουθεί καμπύλη μορφή που διέρχεται κάτω από τη στάθμη έμπηξης και έξω από το βολβό ενέματος των αγκυρίων. Επίσης, στην περίπτωση του σχηματισμού S1, ο γενικός μηχανισμός αστοχίας αρχίζει από την κάτω στάθμη έδρασης, αλλά φαίνεται να ακολουθεί επίπεδα παράλληλα προς το επίπεδο ενεργού ωθήσεως κατά Rankine.

Αποτέλεσμα αυτής της μορφής των μηχανισμών αστοχίας είναι ότι οι συντελεστές ασφάλειας MSF, για συγκεκριμένη αντοχή αγκυρίων, είναι αρκετά μεγαλύτεροι από τους αντίστοιχους των περιπτώσεων D0 και D1.

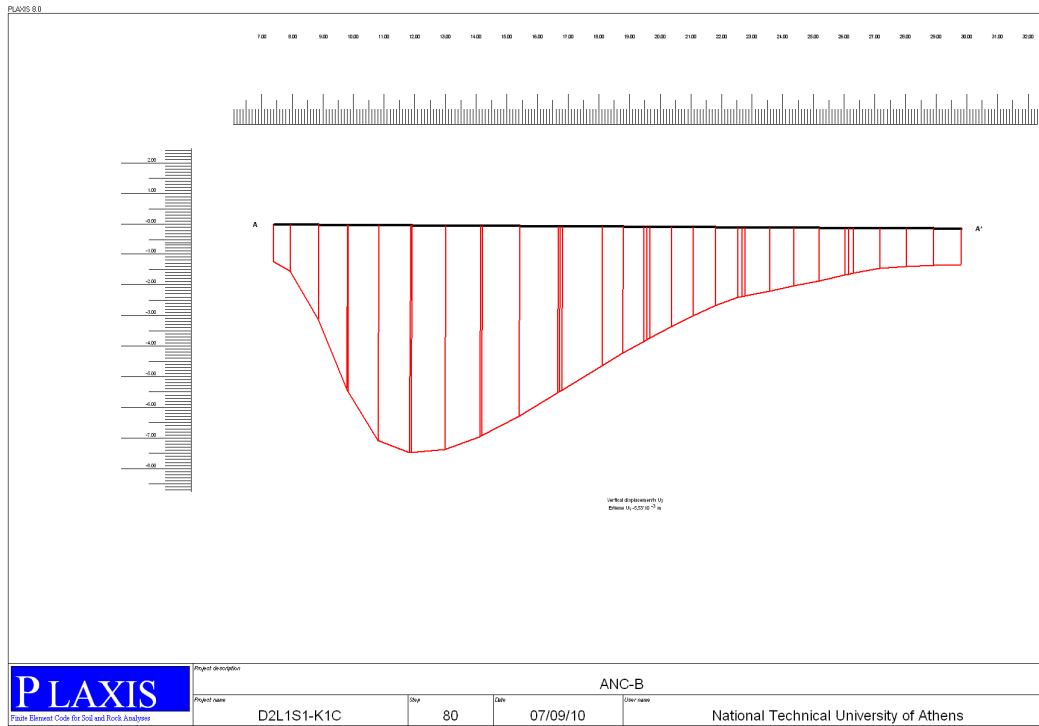
- ✓ Ως προς την ανάπτυξη των κατακορύφων παραμορφώσεων επιφάνειας, παρατηρείται σε όλες τις περιπτώσεις ότι η μορφή της κατανομής των καθιζήσεων είναι κοίλη (τα κοίλα προς τα άνω), ενώ κατά κανόνα οι παραμορφώσεις στη στέψη είναι θετικές, δηλαδή παρατηρείται ανύψωση και όχι καθίζηση. Σε ορισμένες μόνο περιπτώσεις, όπως του σχήματος 4.18, διαπιστώνεται καθίζηση και στη στέψη.
- ✓ Ως προς την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων, διαπιστώνονται οι ίδιες τάσεις που αναφέρθηκαν στις περιπτώσεις των αναλύσεων D0 και D1, φαίνεται δε, ότι ο κυριότερος παράγοντας που επηρεάζει το μέγεθος τους, είναι ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως K και κατά δεύτερο λόγο η δύναμη προέντασης, άρα εμμέσως η αντοχή σχεδιασμού του μεμονωμένου αγκυρίου.
Στο σχήμα 4.19 φαίνεται μια αντιπροσωπευτική περίπτωση κατανομής των οριζοντίων παραμορφώσεων και συμπεραίνεται ότι η μέγιστη τιμή της u_x δεν απαντάται στη στέψη, αλλά στο τοίχωμα αντιστήριξης και σε απόσταση της τάξης του $1/3$ του H από τη στάθμη γενικής εκσκαφής, όπως άλλωστε διαπιστώθηκε και στις αναλύσεις D1.



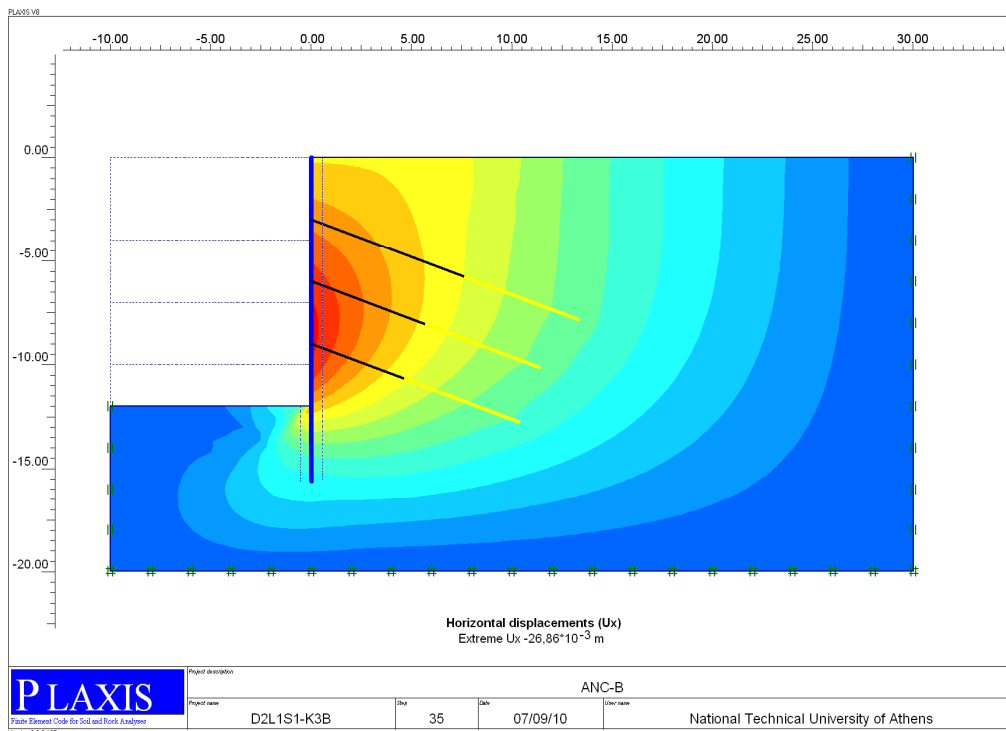
Σχήμα 4.16: Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία σε σχηματισμό S2 για μεγάλο βάθος έμπτυξης.



Σχήμα 4.17: Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία σε σχηματισμό S1 για μεγάλο βάθος έμπτυξης.



Σχήμα 4.18: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων σε σχηματισμό S1 για μεγάλη δύναμη προέντασης.



Σχήμα 4.19: Κατανομή των οριζοντίων παραμορφώσεων σε σχηματισμό S1 για μεγάλο βάθος έμπηξης (K=1).

Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται τα αποτελέσματα των συνδυασμών D2L1 που αφορούν στις ευνοϊκότερες συνθήκες αναλύσεων για μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίων και αξονική απόσταση πασσάλων $s=3m$. Όπως στη προηγούμενη περίπτωση, η απόσταση αυτή αποδείχθηκε επαρκής, ακόμη και για μικρές τιμές της αντοχής αγκυρίου.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.5: ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΩΝ ΜΕ ΜΕΓΑΛΟ ΒΑΘΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΚΑΙ ΜΕΣΟ ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ, ΓΙΑ $s=3m$

ΚΩΔΙΚΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	K_o	$R_{a,d}$ (κN)	$\Sigma R_{a,d}/s$ (κN/m)	$\Sigma R_{a,d}/$ $s \cdot \gamma \cdot H^2$	ΣΤΕΨΗ (mm)		ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ $\max u_y$ (mm)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
					u_x	u_y		
								MSF
D2L1S1K1A	0,2	105	105	0,033	9,09	-2,42	-14,07	1,314
K1B	0,2	210	210	0,066	6,45	-1,19	-6,35	1,543
K1C	0,2	420	420	0,133	4,72	-0,80	-5,53	1,905
K1D	0,2	840	840	0,265	2,67	-1,15	-5,63	2,172
D2L1S1K2A	0,5	105	105	0,033	5,16	4,31	-0,33	1,325
K2B	0,5	210	210	0,066	4,62	4,31	-0,64	1,544
K2C	0,5	420	420	0,133	3,94	4,20	-0,44	1,906
K2D	0,5	840	840	0,265	2,73	3,78	-0,55	2,168
D2L1S1K3A	1	105	105	0,033	19,12	1,46	-3,94	1,316
K3B	1	210	210	0,066	17,79	1,88	-1,97	1,548
K3C	1	420	420	0,133	15,88	1,96	-1,08	1,913
K3D	1	840	840	0,265	14,16	1,59	-1,17	2,164
D2L1S2K1A	0,2	105	105	0,036	3,30	6,31	-4,53	1,331
K1B	0,2	210	210	0,073	2,36	6,84	-3,55	1,372
K1C	0,2	420	420	0,146	0,70	6,42	-3,38	1,456
K1D	0,2	840	840	0,292	-2,89	4,99	-5,75	1,496
D2L1S2K2A	0,5	105	105	0,036	20,22	3,91	-2,00	1,331
K2B	0,5	210	210	0,073	18,75	3,60	-1,00	1,372
K2C	0,5	420	420	0,146	16,55	2,88	-1,00	1,455
K2D	0,5	840	840	0,292	12,69	1,70	-1,34	1,495
D2L1S2K3A	1	105	105	0,036	56,05	-3,31	-10,06	1,331
K3B	1	210	210	0,073	53,67	-3,52	-9,59	1,372
K3C	1	420	420	0,146	50,03	-3,91	-7,93	1,454
K3D	1	840	840	0,292	45,30	-4,91	-5,29	1,495

4.4 Παράγοντες που επηρεάζουν τη συμπεριφορά της κατασκευής αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις

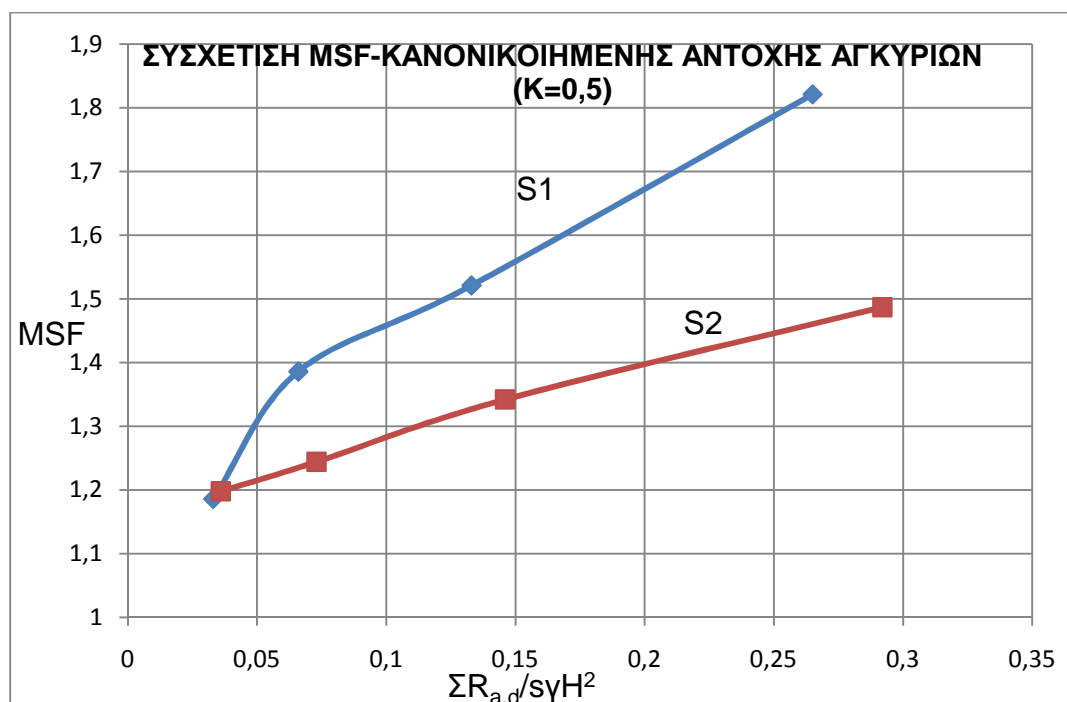
4.4.1 Παράγοντες που επηρεάζουν το συντελεστή ασφαλείας MSF

α) Όπως έχει προαναφερθεί, ο συντελεστής MSF, για συγκεκριμένη αντοχή αγκυρίων εξαρτάται από τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής του σχηματισμού. Οι συγκρίσεις εντούτοις, έγιναν για τους δύο βασικούς σχηματισμούς S1 και S2, ώστε να μην προστεθούν και άλλοι παράγοντες σε ένα ήδη σύνθετο πρόβλημα.

Όλες οι συγκρίσεις, αλλά και τα διαγράμματα έγιναν συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, ώστε να μπορούν εύκολα να εξαχθούν συμπεράσματα.

β) Επιρροή της αντοχής των αγκυρίων

Όπως είναι αναμενόμενο, όταν η κανονικοποιημένη αντοχή αγκυρίων αυξάνεται, αυξάνεται και ο συντελεστής ασφαλείας. Ο ρυθμός όμως, αυξήσεως του MSF συναρτήσει της αντοχής, εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, όπως παρατηρείται και στα επόμενα σχήματα.



Σχήμα 4.20: Παράδειγμα επιρροής της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων επί του συντελεστή ασφαλείας MSF.

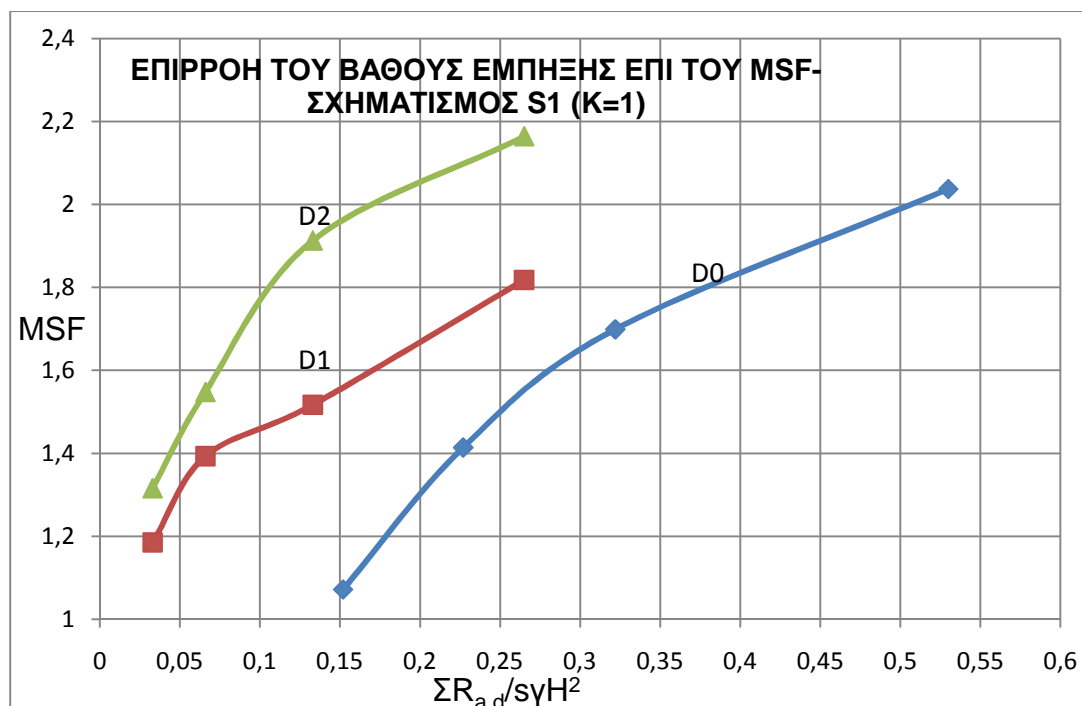
Στο σχήμα 4.20 διακρίνεται η συσχέτιση της $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$ με το συντελεστή MSF, για την περίπτωση των σχηματισμών S1 και S2, για μέσο βάθος έμπηξης και τη συνηθισμένη τιμή $K=0,5$. Η αντοχή σχεδιασμού του μεμονωμένου αγκυρίου, $R_{a,d}$, κυμάνθηκε από μία πολύ χαμηλή τιμή, 105kN, έως μία οριακώς υψηλή τιμή, 880kN και για τους δύο σχηματισμούς. Παρατηρείται ότι ενώ για τη χαμηλότερη τιμή των 105kN, ο συντελεστής

ασφάλειας και στις δύο περιπτώσεις είναι πρακτικά ο ίδιος, πέραν αυτής της τιμής, ο ρυθμός αύξησης του συντελεστή MSF είναι σημαντικά μεγαλύτερος στην περίπτωση του σχηματισμού S1. Αυτό συμβαίνει λόγω της διαφοροποίησης του τρόπου ανάπτυξης της διατμητικής αντοχής και για συγκεκριμένη στάθμη αντοχής αγκυρίου, άρα και επιβαλλόμενης εξωτερικής δύναμης, κατά την αστοχία, στην περίπτωση του σχηματισμού S1, ενεργοποιούνται μεγαλύτερες διατμητικές δυνάμεις ευστάθειας, λόγω της αυξημένης γωνίας εσωτερικής τριβής, έναντι του σχηματισμού S2. Συμπερασματικά λοιπόν, η επιλογή αυξημένων αντοχών $R_{a,d}$, έχει ως συνέπεια τη μεγαλύτερη αύξηση του συντελεστή MSF, στο σχηματισμό S1, επομένως από αυτή την πλευρά στο S1 είναι αποτελεσματικότερη η επιβολή μεγαλύτερων δυνάμεων αγκυρώσεως.

γ) Επιρροή του βάθους έμπηξης

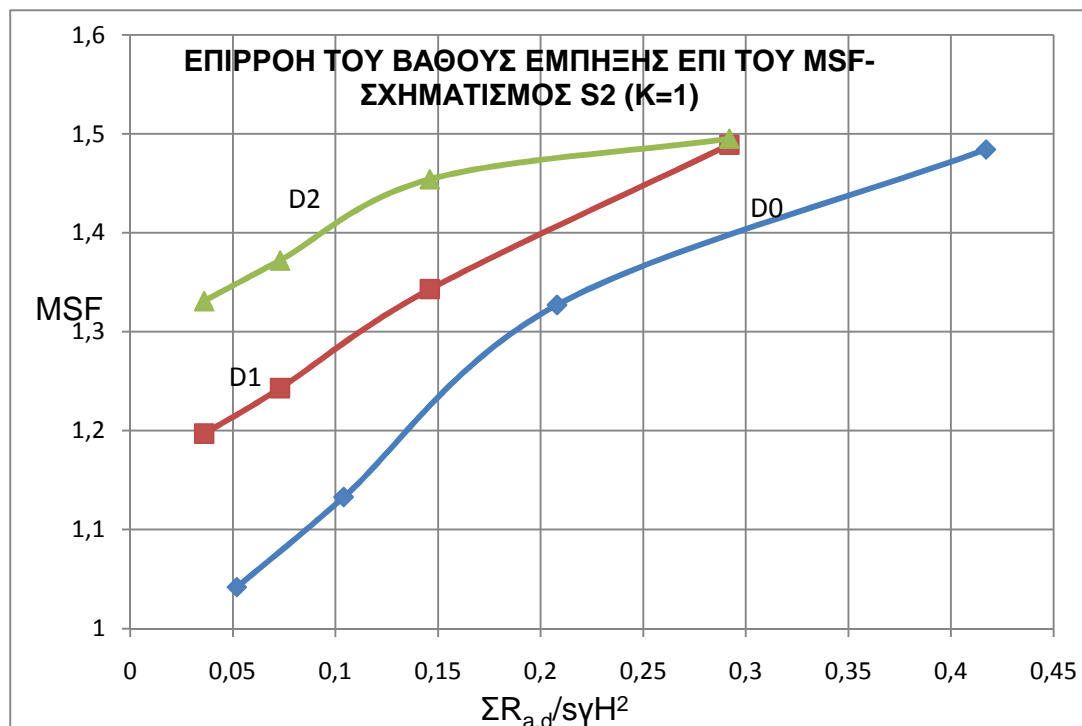
Το βάθος έμπηξης, το οποίο συχνά αγνοείται στις απλές μεθόδους υπολογισμού των αγκυρώσεων, έχει μία προφανή επίδραση στις συνθήκες γενικής ευστάθειας, ως εξής:

- Η γενική ευστάθεια ευνοείται λόγω της ανάπτυξης αντωθήσεων του εδάφους παθητικού τύπου στο τμήμα του πασσάλου μεταξύ της στάθμης γενικής εκσκαφής και της στάθμης έδρασης.
- Ο μηχανισμός γενικής αστοχίας προσαρμόζεται ανάλογα με το βάθος έμπηξης και κατά κανόνα περισσότερο εκτεταμένος μηχανισμός έχει ως συνέπεια αυξημένο συντελεστή ασφάλειας.



Σχήμα 4.21: Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφάλειας MSF στο σχηματισμό S1 (μέσο μήκος L1).

Η αυξητική επιρροή του βάθους έμπηξης επί του συντελεστή MSF φαίνεται στο σχήμα 4.21, για το σχηματισμό S1 και για μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίων (L1). Η επιρροή αυτή είναι πολύ σημαντική, ιδιαίτερα όσον αφορά τη σύγκριση μεταξύ της περίπτωσης D0 (μηδενικό βάθος έμπηξης) και των δύο υπολοίπων D1 και D2. Ως προς τη σύγκριση των δύο ανηγμένων βαθών των περιπτώσεων D1 και D2, οι μεγαλύτερες διαφορές παρατηρούνται για μεγάλες δυνάμεις αγκυρίων.



Σχήμα 4.22: Επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφάλειας MSF στο σχηματισμό S2.

Στο σχήμα 4.22 γίνονται οι αντίστοιχες συγκρίσεις για τον αργιλικό σχηματισμό S2. Παρά τη σαφή επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφάλειας, φαίνεται ότι οι διαφοροποιήσεις δεν είναι τόσο έντονες, όσο στο σχηματισμό S1.

Συμπερασματικά, φαίνεται η ιδιαίτερα σημαντική επιρροή του ανηγμένου βάθους έμπηξης επί του συντελεστή ασφάλειας, επομένως το να αγνοείται ο παράγοντας αυτός στις απλές μεθόδους σχεδιασμού ενδεχομένως να είναι συντηρητικό. Παράλληλα, παρατηρείται ότι η παραδοχή επιφανειών ολίσθησης που διέρχονται από τη στάθμη γενικής εκσκαφής και όχι από τη στάθμη έμπηξης, σε απλές μεθόδους υπολογισμού, είναι απολύτως ανακριβής (π.χ. σχήμα 4.17).

δ) Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως K επί του συντελεστή ασφαλείας MSF

Διαπιστώνεται από το σύνολο των αναλύσεων ότι ο συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων K πρακτικά δεν έχει την οποιαδήποτε επιρροή επί του συντελεστή ασφαλείας MSF, για σταθερές, λοιπές παραμέτρους. Τα τυχόν διαγράμματα για διάφορες τιμές του K , στην ουσία θα συνέπιπταν, γι'αυτό το λόγο προτιμήθηκε να συγκεντρωθούν οι τιμές του MSF, για κάθε συγκεκριμένη τιμή της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για τρεις τιμές του K . Στους πίνακες 4.6 a,b,c μπορούν να γίνουν οι παραπάνω συγκρίσεις για τις περιπτώσεις ανηγμένων βαθών έμπηξης των περιπτώσεων D0, D1 και D2.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.6 a: ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΟΥΔΕΤΕΡΗΣ ΩΘΗΣΕΩΣ ΕΠΙ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ MSF.
ΜΗΔΕΝΙΚΟ ΒΑΘΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ (D0)

ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	$\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$	$K=0,2$	$K=0,5$	$K=1$
S1	0,152	1,314	1,325	1,316
S1	0,227	1,399	1,398	1,414
S1	0,322	1,698	1,704	1,699
S1	0,530	2,013	2,037	2,037
S2	0,052	1,043	1,043	1,042
S2	0,104	1,134	1,134	1,133
S2	0,208	1,327	1,326	1,327
S2	0,417	1,488	1,487	1,484

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.6 b: ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΟΥΔΕΤΕΡΗΣ ΩΘΗΣΕΩΣ ΕΠΙ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ MSF.
ΜΕΣΟ ΒΑΘΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ (D1)

ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	$\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$	$K=0,2$	$K=0,5$	$K=1$
S1	0,033	1,189	1,186	1,185
S1	0,066	1,389	1,386	1,393
S1	0,133	1,517	1,521	1,517
S1	0,265	1,829	1,821	1,818
S2	0,036	1,199	1,198	1,197
S2	0,073	1,246	1,244	1,243
S2	0,146	1,344	1,342	1,343
S2	0,292	1,487	1,487	1,489

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.6 c: ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΟΥΔΕΤΕΡΗΣ ΩΘΗΣΕΩΣ ΕΠΙ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ MSF. ΜΕΓΑΛΟ ΒΑΘΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ (D2)

ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	$\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$	K=0,2	K=0,5	K=1
S1	0,033	1,314	1,325	1,316
S1	0,066	1,543	1,544	1,548
S1	0,133	1,905	1,906	1,913
S1	0,265	2,172	2,168	2,164
S2	0,036	1,331	1,331	1,331
S2	0,073	1,372	1,372	1,372
S2	0,146	1,456	1,455	1,454
S2	0,292	1,496	1,495	1,495

ε) Επιρροή του ελεύθερου μήκους αγκυρίων επί του συντελεστή ασφαλείας MSF

Για τη διερεύνηση της παραπάνω επιρροής πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για μικρό ελεύθερο μήκος (L0) και μεγάλο ελεύθερο μήκος (L2), ώστε να γίνουν συγκρίσεις αποτελεσμάτων με τις βασικές και συστηματικότερες αναλύσεις που αφορούν μέσο ελεύθερο μήκος (L1)

Τα αποτελέσματα των προσθέτων αυτών αναλύσεων φαίνονται στους πίνακες 4.7 και 4.8, από τους οποίους συμπεραίνονται τα εξής:

- Τόσο για το μικρό ελεύθερο μήκος, όσο και για το μεγάλο, επιβεβαιώθηκαν οι τάσεις αύξησης του συντελεστή ασφαλείας MSF συναρτήσει της κανονικοποιημένης συνολικής αντοχής αγκυρίων, όπως περιγράφηκε παραπάνω για το μέσο μήκος αγκυρίων.
- Διαπιστώθηκε ότι στις περισσότερες περιπτώσεις, ο συντελεστής ασφαλείας δεν εξαρτάται από το ελεύθερο μήκος αγκυρίου, δεδομένου ότι η αντίστοιχη τιμή του MSF, ελάχιστα αποκλίνουν από περίπτωση σε περίπτωση. Σε ορισμένες μάλιστα, περιπτώσεις οι τιμές του MSF, για μικρό ελεύθερο μήκος είναι ελαφρά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για μέσο ελεύθερο μήκος. Οι περιπτώσεις αφορούν μικρές τιμές αντοχής αγκυρίου.
- Παρατηρείται σαφής αύξηση του MSF με την αύξηση του ελεύθερου μήκους των αγκυρίων για υψηλές δυνάμεις αντοχής αγκυρίου και ιδιαίτερα για το σχηματισμό S2.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.7: ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΙΚΡΟ ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΜΗΚΟΣ (L0)

ΚΩΔΙΚΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	K _o	R _{a,d} (κN)	ΣR _{a,d} /s (κN/m)	ΣR _{a,d} / s·γ·H ²	ΣΤΕΨΗ (mm)		ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ max u _y (mm)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
					u _x	u _y		
								MSF
D0L0S1K2A	0,5	240	480	0,152	9,15	-2,27	-2,27	1,135
K2B	0,5	360	720	0,227	7,61	-1,16	-1,16	1,420
K2C	0,5	540	1080	0,341	6,54	-1,17	-1,17	1,715
K2D	0,5	810	1620	0,511	5,37	-1,90	-1,90	1,882
D0L0S2K2A	0,5	75	150	0,052	33,79	-23,79	-25,43	1,051
K2B	0,5	150	300	0,104	28,21	-15,40	-15,50	1,141
K2C	0,5	300	600	0,208	23,50	-11,12	-11,12	1,329
K2D	0,5	600	1200	0,417	18,27	-11,01	-11,01	1,348
D1L0S1K2A	1	105	105	0,033	5,64	4,18	-0,25	1,185
K2B	1	210	210	0,066	5,45	4,08	-0,32	1,386
K2C	1	420	420	0,133	5,08	3,99	-0,35	1,519
K2D	1	840	840	0,265	4,30	3,68	-0,39	1,821
D1L0S2K1A	0,2	105	105	0,036	7,33	-0,073	-6,80	1,209
K1B	0,2	210	210	0,073	6,70	0,485	-5,46	1,256
K1C	0,2	420	420	0,146	5,58	0,288	-5,39	1,343
K1D	0,2	840	840	0,292	3,17	-0,991	-5,74	1,356
D1L0S2K2A	0,5	105	105	0,036	23,52	-0,544	-3,96	1,208
K2B	0,5	210	210	0,073	22,30	-0,694	-2,43	1,256
K2C	0,5	420	420	0,146	20,87	-1,401	-1,36	1,343
K2D	0,5	840	840	0,292	18,27	-2,824	-2,74	1,356
D1L0S2K3A	1	105	105	0,036	58,95	-6,9	-12,55	1,208
K3B	1	210	210	0,073	57,00	-7,13	-11,50	1,255
K3C	1	420	420	0,146	54,28	-7,74	-10,24	1,341
K3D	1	840	840	0,292	51,08	-8,90	-8,81	1,355

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.8: ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΟ ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΜΗΚΟΣ (L2)

ΚΩΔΙΚΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	K _o	R _{a,d} (κN)	ΣR _{a,d} /s (κN/m)	ΣR _{a,d} / s·γ·H ²	ΣΤΕΨΗ (mm)	ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
---------------------	----------------	--------------------------	--------------------------------	---	---------------	---------------------	--------------------------

							max u_y (mm)	MSF
					u_x	u_y		
D2L2S1K2A	0,5	105	105	0,036	4,90	4,47	-0,34	1,314
K2B	0,5	210	210	0,073	4,43	4,30	-0,41	1,552
K2C	0,5	420	420	0,146	3,58	4,14	-0,48	1,906
K2D	0,5	840	840	0,292	1,92	3,82	-0,62	2,162
D2L2S2K2A	0,5	105	105	0,036	17,62	6,98	-0,86	1,355
K2B	0,5	210	210	0,073	15,31	6,64	-1,02	1,397
K2C	0,5	420	420	0,146	12,02	5,74	-1,31	1,475
K2D	0,5	840	840	0,292	6,39	5,39	-1,73	1,548

4.4.2 Παράγοντες που επηρεάζουν την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων

Από τους πίνακες 4.3-4.5 και 4.7-4.8, μπορούν να εξαχθούν συμπεράσματα για την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων u_x που ταξινομούνται ανάλογα με τους παράγοντες που επηρεάζουν τις αντίστοιχες τιμές.

α) Επιρροή του τύπου του εδάφους

Ένας από τους βασικότερους παράγοντες ανάπτυξης των οριζοντίων παραμορφώσεων είναι ο τύπος του εδάφους και ειδικότερα, το μέτρο ελαστικότητας E . Στις αναλύσεις που προηγήθηκαν, ο τύπος του εδάφους S1 (αποσαθρωμένος ημίβραχος) έχει τριπλάσιο μέτρο ελαστικότητας από τον τύπο S2 (στιφρή άργιλος). Η διαφορά αυτή, στο μέτρο ελαστικότητας E έχει ως συνέπεια αντίστοιχης τάξεως διαφορές στις αναπτυσσόμενες οριζόντιες παραμορφώσεις u_x . Σημειώνεται επίσης, ότι οι διαφορές στις τιμές u_x μεταξύ των S1 και S2 επηρεάζονται και από το λόγο Poisson ($\nu=0,25$ και $\nu=0,3$ αντίστοιχα), όχι όμως σημαντικά.

β) Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης K

Όπως φαίνεται στα σχήματα 4.23-4.28, που αποδίδουν τα αποτελέσματα των αναλύσεων για μέσο, ελεύθερο μήκος αγκυρίων ($L1$) και τρεις περιπτώσεις βάθους έμπηξης, ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως K επηρεάζει πολύ σημαντικά τις οριζόντιες παραμορφώσεις. Σημειώνεται ότι οι τιμές u_x των πινάκων αναφέρονται στο συγκεκριμένο σημείο της στέψης και δεν είναι οι μεγαλύτερες οριζόντιες παραμορφώσεις καθ' ύψος του τοιχείου αντιστήριξης, αλλά είναι προφανές, ότι οι λόγοι σύγκρισης απαιτούν την επιλογή συγκεκριμένου σημείου αναφοράς. Η επιλογή της στέψης, ως σημείου αναφοράς, που συγχρόνως είναι και σημείο της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους, έγινε για προφανείς, πρακτικούς λόγους. Ειδικότερες παρατηρήσεις που μπορούν να γίνουν, είναι οι εξής:

- Οι υψηλότερες τιμές των οριζοντίων παραμορφώσεων στέψης u_x , προκύπτουν για την υψηλότερη τιμή του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως της περίπτωσης K2, δηλαδή για $K=1$. Τούτο βέβαια ήταν αναμενόμενο, διότι στην περίπτωση $K=1$, οι επί τόπου οριζόντιες

πιέσεις ήταν υψηλότερες από τις δύο άλλες περιπτώσεις και κατά την εκσκαφή, η άρση ή η απομείωση έστω των πιέσεων αυτών, έχει ως συνέπεια την ανάπτυξη υψηλότερων, οριζοντίων παραμορφώσεων.

- Στις περιπτώσεις των χαμηλότερων συντελεστών, δηλαδή $K=0,2$ και $K=0,5$, θα αναμενόταν κανονικά υψηλότερες, οριζόντιες παραμορφώσεις να αναπτύσσονται για την τιμή $K=0,5$. Τούτο όμως είναι σαφές, μόνο στην περίπτωση του σχηματισμού S2, ενώ στον S1 οι τιμές u_x είναι συγκρίσιμης τάξης. Αυτή η ανακολουθία που παρατηρήθηκε συστηματικά σχεδόν, στην περίπτωση του σχηματισμού S1, θα μπορούσε να εξηγηθεί, ως εξής:

Την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων, σε πρηνές ελεύθερο και υπό συνθήκες γραμμικής ελαστικότητας θα επηρέαζε ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως. Αντίθετα, σε αντιστηριζόμενο πρηνές και σε σχηματισμό ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς, πέραν του συντελεστή K παρεμβαίνουν και άλλοι παράγοντες, όπως η δέσμευση των παραμορφώσεων στην περιοχή της τελικής στάθμης εκσκαφής, λόγω της αντιστήριξης, αλλά και η ανάπτυξη πλαστικών ζωνών. Στην περίπτωση του συντελεστή $K=0,2$, αναπτύσσονται περισσότερο εκτεταμένες, πλαστικές ζώνες σε σύγκριση με τον $K=0,5$, λόγω των αυξημένων επί τόπου διατμητικών τάσεων, με αποτέλεσμα, σε ορισμένες περιπτώσεις, την αντίστοιχη ανάπτυξη αυξημένων, οριζοντίων παραμορφώσεων.

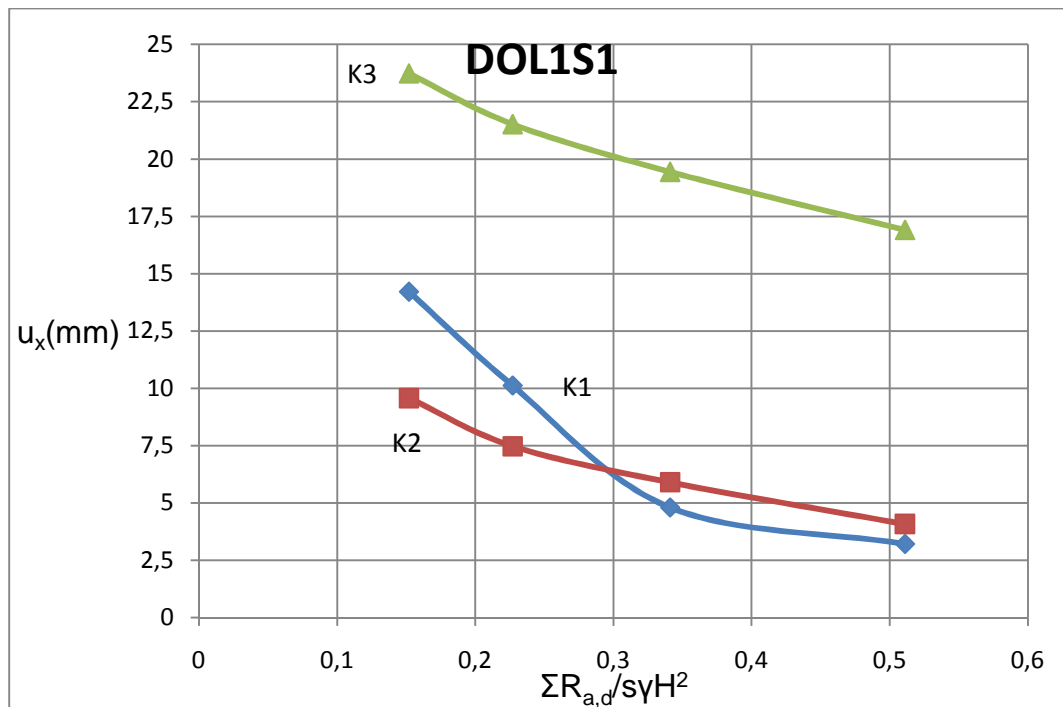
- Σε όλες τις περιπτώσεις των αναλύσεων οι οριζόντιες παραμορφώσεις στέψης u_x είχαν φορά ανάπτυξης προς το εσωτερικό της εκσκαφής (αποτόνωση του εδάφους), εκτός μιας περιπτώσεως. Οι σημαντικότεροι παράγοντες που επηρεάζουν την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων φαίνεται ότι είναι ο συντελεστής ουδέτερης ώθησης, η δύναμη προέντασης και το βάθος έμπηξης. Παρόλο που οι αναλύσεις έγιναν για μεγάλο εύρος της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων, οι παραμορφώσεις u_x προέκυψαν θετικές (με τη σύμβαση που προαναφέρθηκε). Η κατ'εξάιρεση αρνητική τιμή (μετατόπιση προς την πλευρά του εδάφους) προέκυψε για το συνδυασμό κωδικών D2L1S2K1D. Το μεγάλο μήκος έμπηξης και ο μικρός συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως που αντιστοιχούν στον παραπάνω κωδικό επίλυσης, ευνοούν απομειωμένες οριζόντιες μετατοπίσεις, ενώ η υψηλή δύναμη προέντασης ευνοεί αρνητικές μετατοπίσεις, δηλαδή προς το εσωτερικό του εδάφους. Προφανώς λοιπόν, ο συνδυασμός των τριών παραπάνω παραγόντων, είχε ως αποτέλεσμα την τελική, αρνητική μετατόπιση.

γ) Επιρροή της κανονικοποιημένης, συνολικής αντοχής αγκυρίων

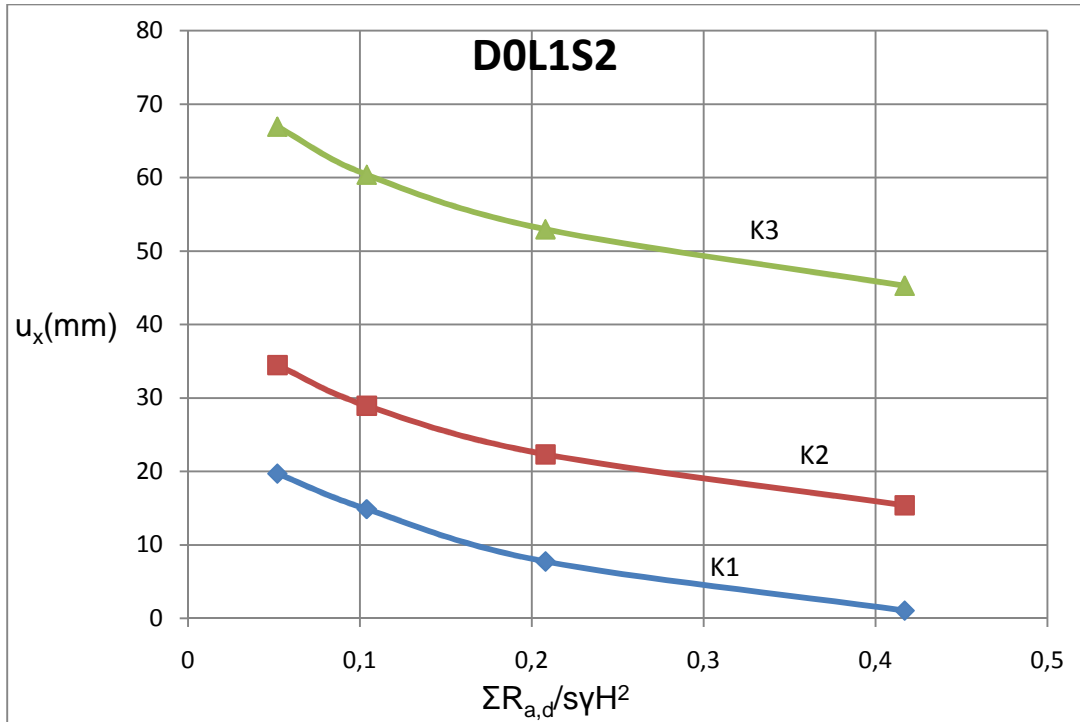
Ο παράγοντας αυτός παρεμβαίνει έμμεσα στην ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων, διότι οι δυνάμεις προέντασης θεωρήθηκαν ανάλογες των αντιστοιχών τιμών αντοχής σχεδιασμού αγκυρίων (συντελεστής 0,8). Όπως

αναμενόταν, αυξημένες τιμές αντοχής (άρα και αυξημένες δυνάμεις προέντασης), για σταθερούς λοιπούς παράγοντες, έχουν ως συνέπεια απομειωμένες τιμές των οριζοντίων παραμορφώσεων u_x . Παρατηρούνται όμως τα εξής:

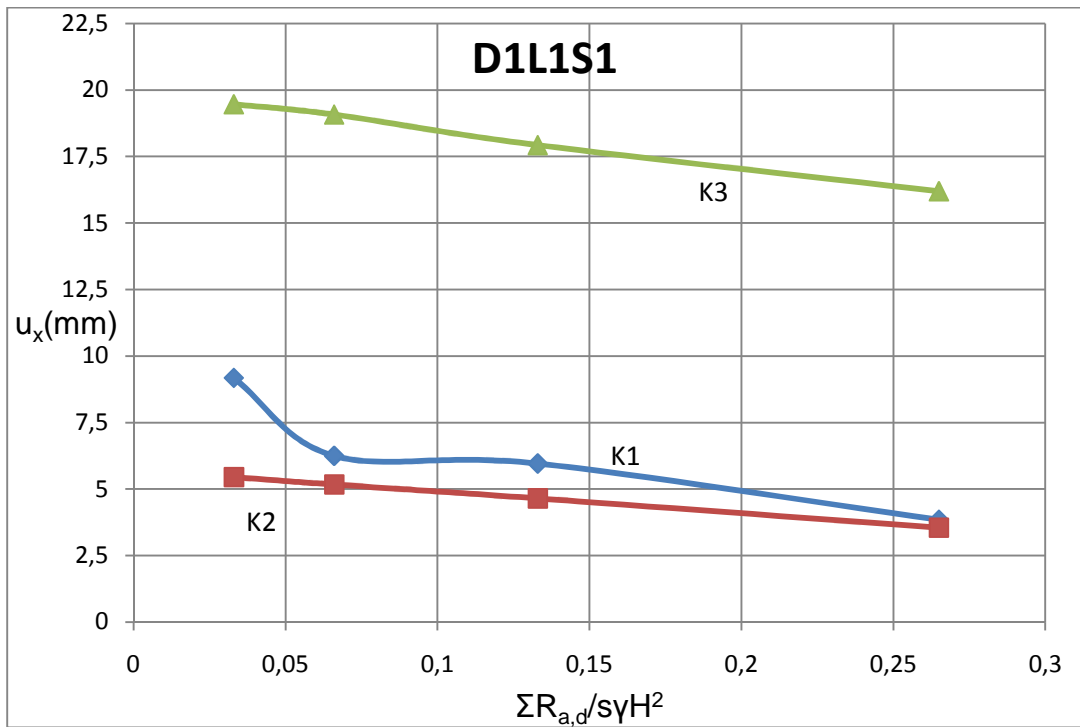
- ✓ Η απομείωση του u_x σαφώς επηρεάζεται, εκτός από την αντοχή των αγκυρίων και από το βάθος έμπηξης.
- ✓ Ο ρυθμός απομείωσης των u_x είναι υψηλότερος στην περίπτωση του σχηματισμού S1 και μάλιστα ο ρυθμός αυτός είναι υψηλότερος για τις χαμηλότερες τιμές της κανονικοποιημένης αντοχής.
- ✓ Στην περίπτωση του σχηματισμού S2, ο υπόψη ρυθμός είναι σχετικά μικρός, επομένως φαίνεται ότι η επιβολή υψηλότερων δυνάμεων προέντασης ελαφρώς μόνο επηρεάζει τις τιμές u_x , αυτό δε είναι σαφέστερο στην περίπτωση $K=1$.



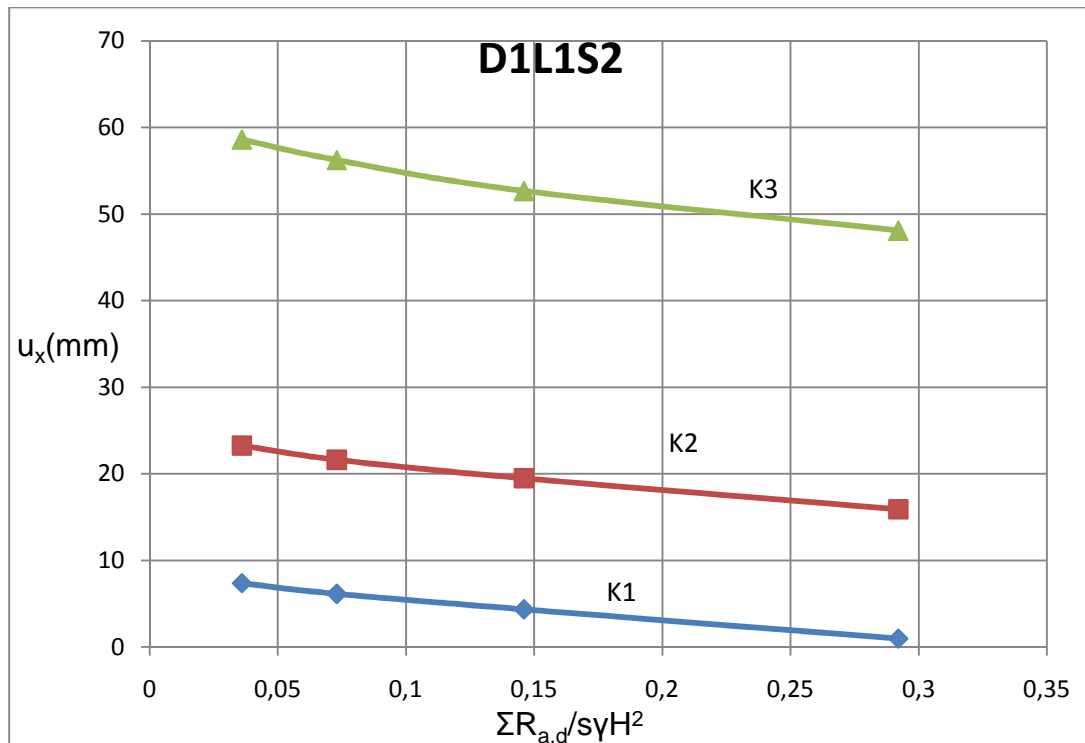
Σχήμα 4.23: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μηδενικό βάθος έμπηξης στο σχηματισμό S1.



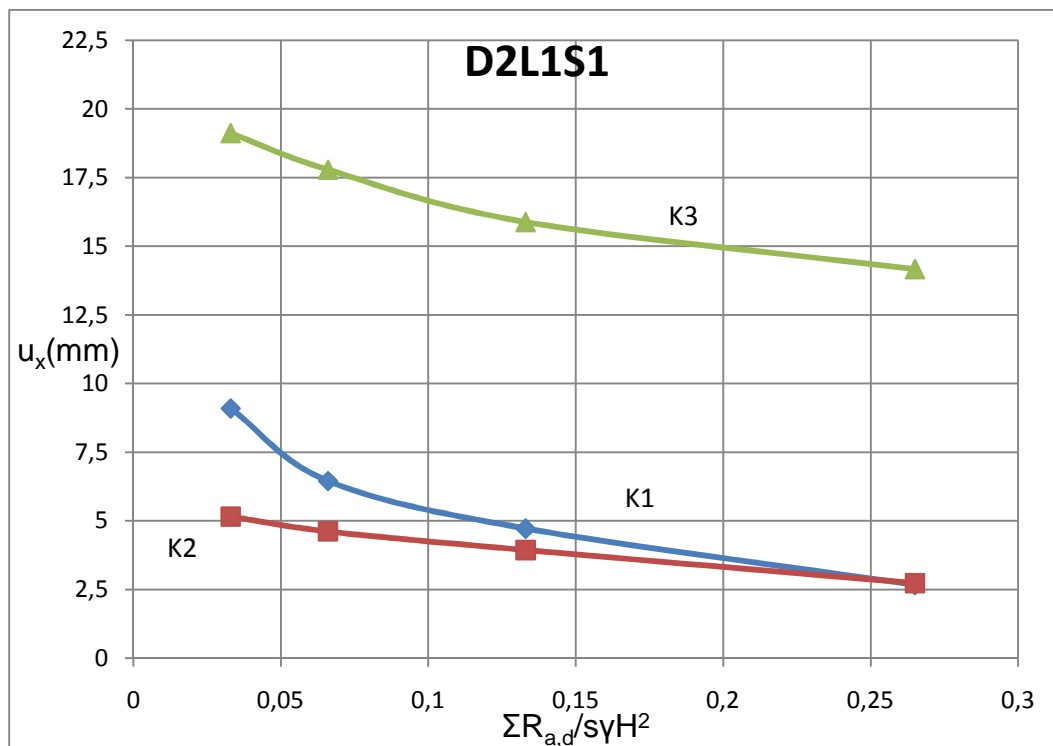
Σχήμα 4.24: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μηδενικό βάθος έμψηξης στο σχηματισμό S2.



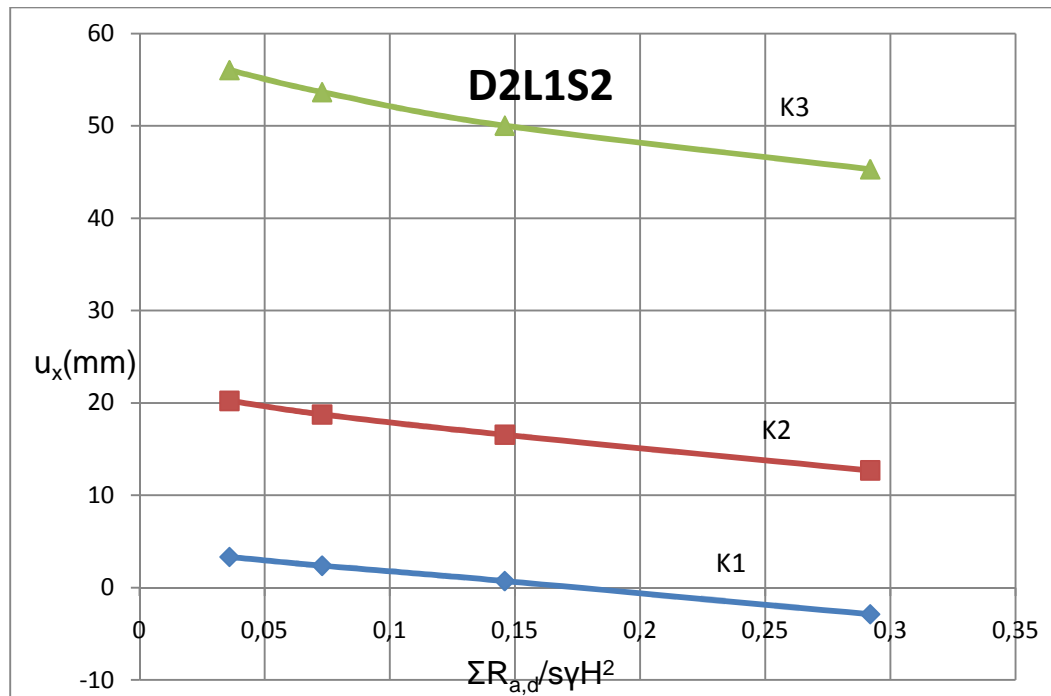
Σχήμα 4.25: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μέσο βάθος έμψηξης στο σχηματισμό S1.



Σχήμα 4.26: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μέσο βάθος έμπηξης στο σχηματισμό S2.



Σχήμα 4.27: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μεγάλο βάθος έμπηξης στο σχηματισμό S1.

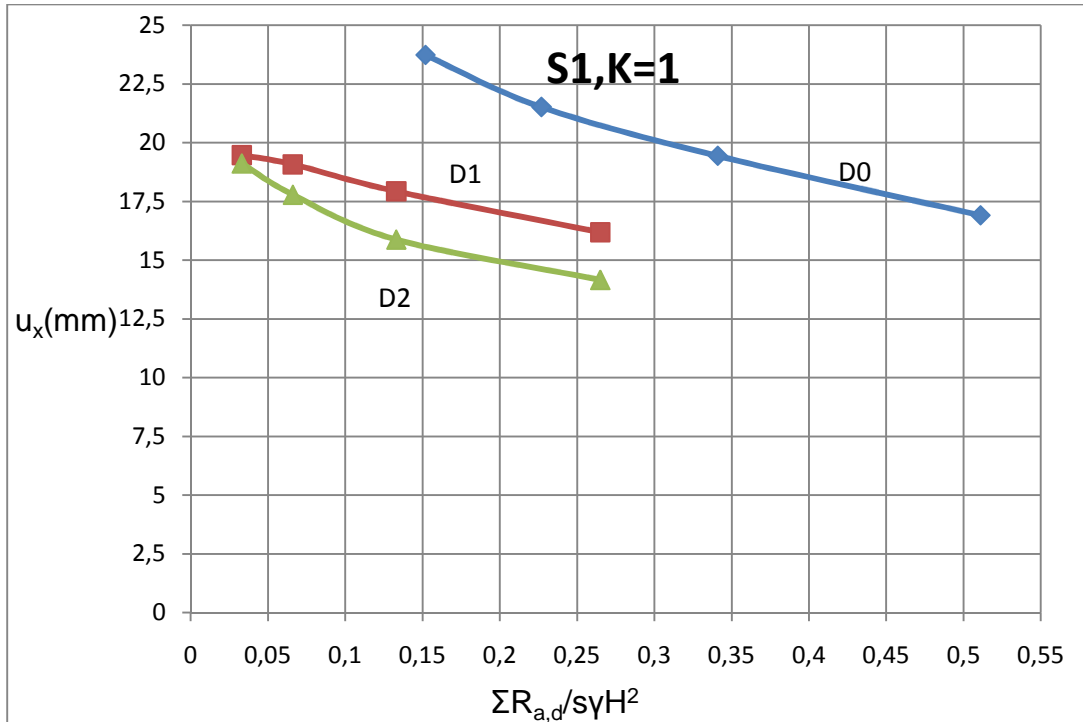


Σχήμα 4.28: Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης επί των τιμών u_x για μεγάλο βάθος έμπηξης στο σχηματισμό S2.

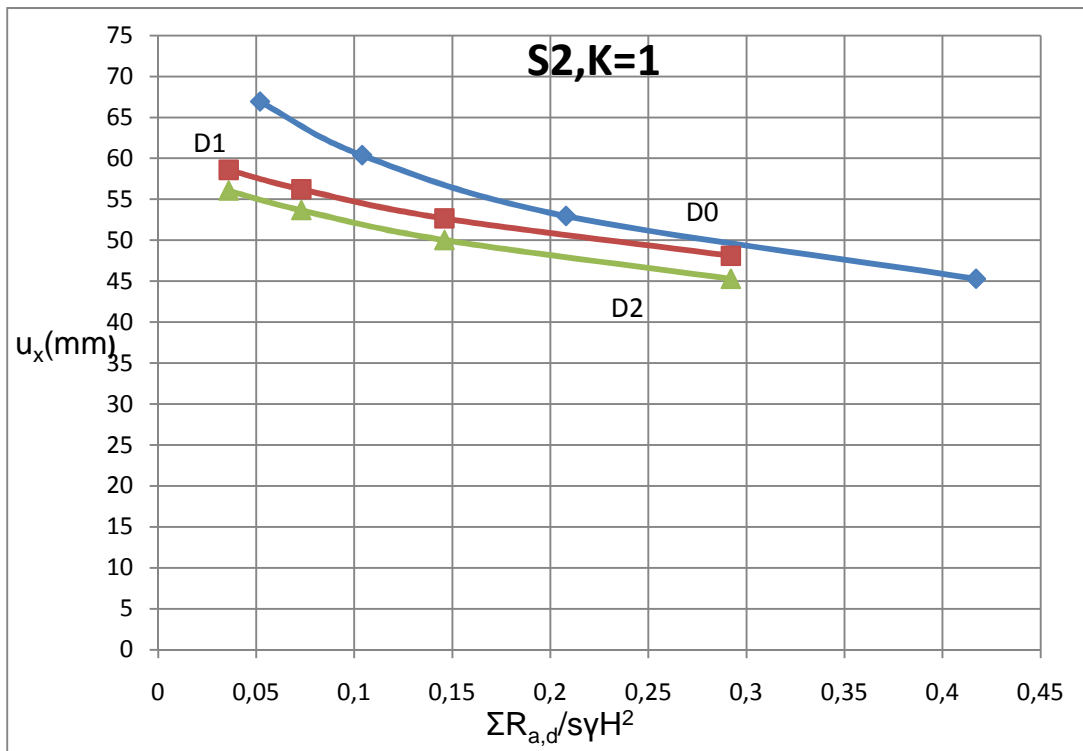
δ) Επιρροή του βάθους έμπηξης των πασσάλων

Το βάθος έμπηξης, όπως προαναφέρθηκε επηρεάζει σημαντικά το συντελεστή ασφάλειας και αντιστοίχως επηρεάζει τις αναπτυσσόμενες οριζόντιες παραμορφώσεις και ειδικότερα τις παραμορφώσεις u_x στη στέψη. Από τα διαγράμματα 4.29 και 4.30 διαφαίνονται τα εξής :

- Στην περίπτωση του σχηματισμού S1, η επιρροή του βάθους έμπηξης επί των τιμών u_x είναι αρκετά σημαντική. Για μεγαλύτερα βάθη έμπηξης οι οριζόντιες παραμορφώσεις u_x είναι μικρότερες και αυτό αναμενόταν, δεδομένου ότι το μεγαλύτερο βάθος έμπηξης παρεμποδίζει την παράλληλη μετατόπιση του τοιχείου αντιστηρίξεως με αποτέλεσμα τη μείωση των u_x . Σημαντικότερες διαφορές παρατηρούνται μεταξύ των περιπτώσεων μηδενικού και μη μηδενικού βάθους έμπηξης, ενώ στις περιπτώσεις των βαθών D1 και D2, οι παρατηρούμενες διαφορές είναι σχετικά μικρές.
- Στην περίπτωση του αργιλικού σχηματισμού S2, επιβεβαιώνεται η γενική τάση απομείωσης των τιμών u_x με την αύξηση του βάθους έμπηξης, αλλά οι διαφορές μεταξύ των διαφόρων περιπτώσεων είναι αναλογικά μικρότερες από αυτές της περίπτωσης του σχηματισμού S1.



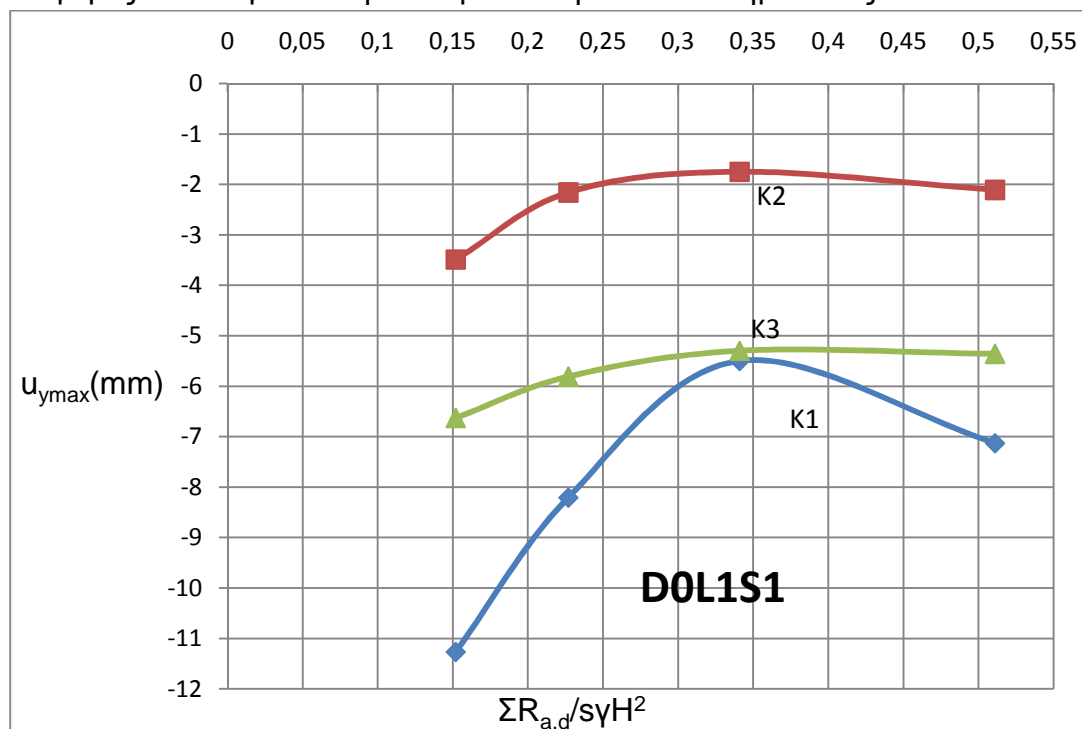
Σχήμα 4.29: Επιρροή του βάθους έμπτυξης των πασσάλων επί των τιμών u_x για $K=1$ και στο σχηματισμό S1.



Σχήμα 4.30: Επιρροή του βάθους έμπτυξης των πασσάλων επί των τιμών u_x για $K=1$ και στο σχηματισμό S2.

ε) Επιρροή του ελεύθερου μήκους των αγκυρίων

Από την αντιπαραβολή των πινάκων 4.4 και 4.7, καθώς και από τις επιλύσεις του πίνακα 4.8 διαπιστώνουμε ότι το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων επηρεάζει την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων για τις περιπτώσεις βέβαια που όλες οι υπόλοιπες παράμετροι παραμένουν σταθερές. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται συστηματικά μείωση των οριζοντίων παραμορφώσεων στη στέψη, u_x με την αύξηση του ελεύθερου μήκους των αγκυρίων, τόσο στο σχηματισμό S1, όσο και στο σχηματισμό S2. Εντούτοις, διαπιστώνεται ότι οι διαφορές από περίπτωση σε περίπτωση δεν είναι σημαντικές.



Σχήμα 4.31: Μέγιστη, επιφανειακή καθίζηση για μηδενικό βάθος έμπηξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίων στο σχηματισμό S1.

4.4.3 Η ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων

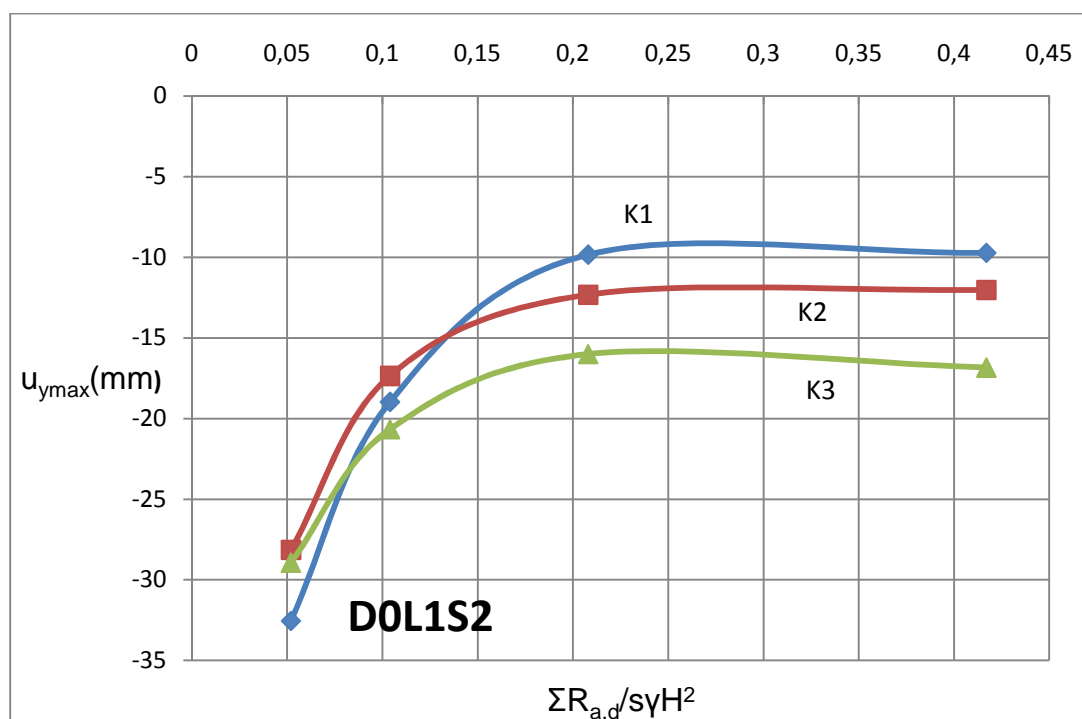
Η ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων μπορεί να μελετηθεί με τρεις δείκτες, τη μέγιστη καθίζηση επιφάνειας, τη κατακόρυφη μετατόπιση των πασσάλων στη στέψη της εκσκαφής και τη μορφή της παραμορφωμένης επιφάνειας. Τα δύο πρώτα ποσοτικά μεγέθη παρατίθενται σε όλους τους πίνακες που προηγήθηκαν και σε αυτή την υποπαράγραφο σχολιάζονται η μέγιστη καθίζηση επιφάνειας και η μορφή της γραμμής καθιζήσεων. Σημειώνεται ότι κατακόρυφες παραμορφώσεις προς τα κάτω, δηλαδή σύμφωνα με το συμβατικό ορισμό των καθιζήσεων, θεωρήθηκαν ως αρνητικές, ενώ οι ανυψώσεις ως θετικές. Στις περισσότερες περιπτώσεις των κατακορύφων μετατοπίσεων στέψως προέκυψαν θετικές τιμές (ανυψώσεις), ενώ σε όλες τις περιπτώσεις οι σημειούμενες μέγιστες καθιζήσεις ήταν εκείνες

οι μετατοπίσεις με αρνητική τιμή και συγχρόνως μέγιστη απόλυτη μεταξύ των αρνητικών.

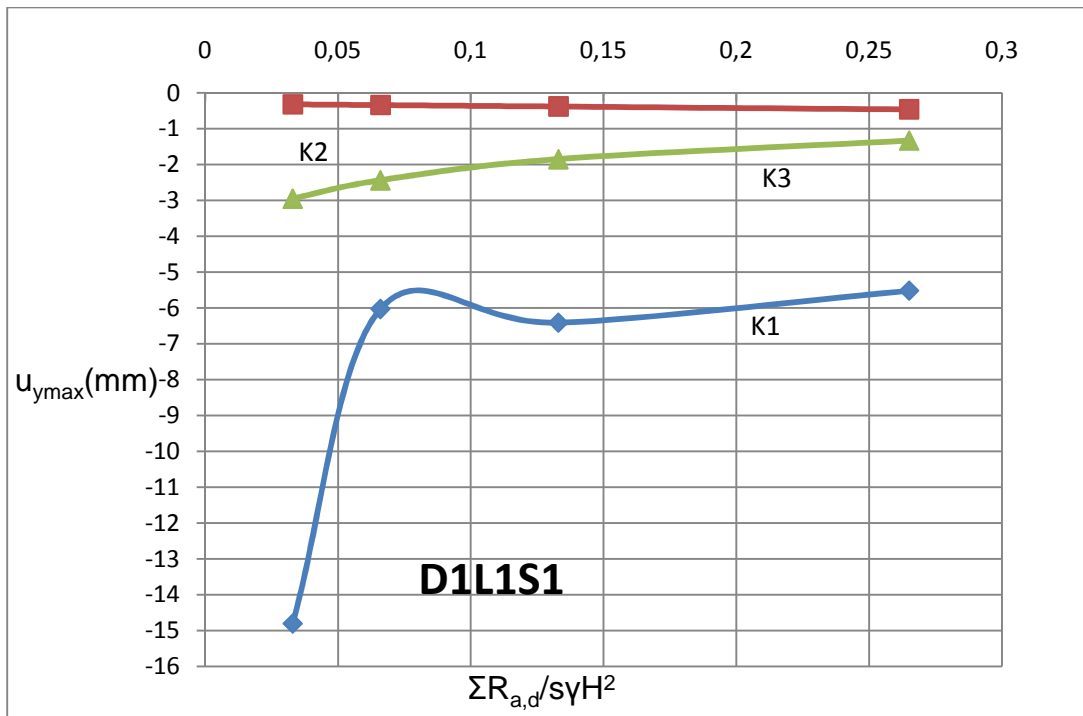
Για τις μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις αναλύεται η επιρροή των παρακάτω παραγόντων:

α) Επιρροή του τύπου του εδάφους

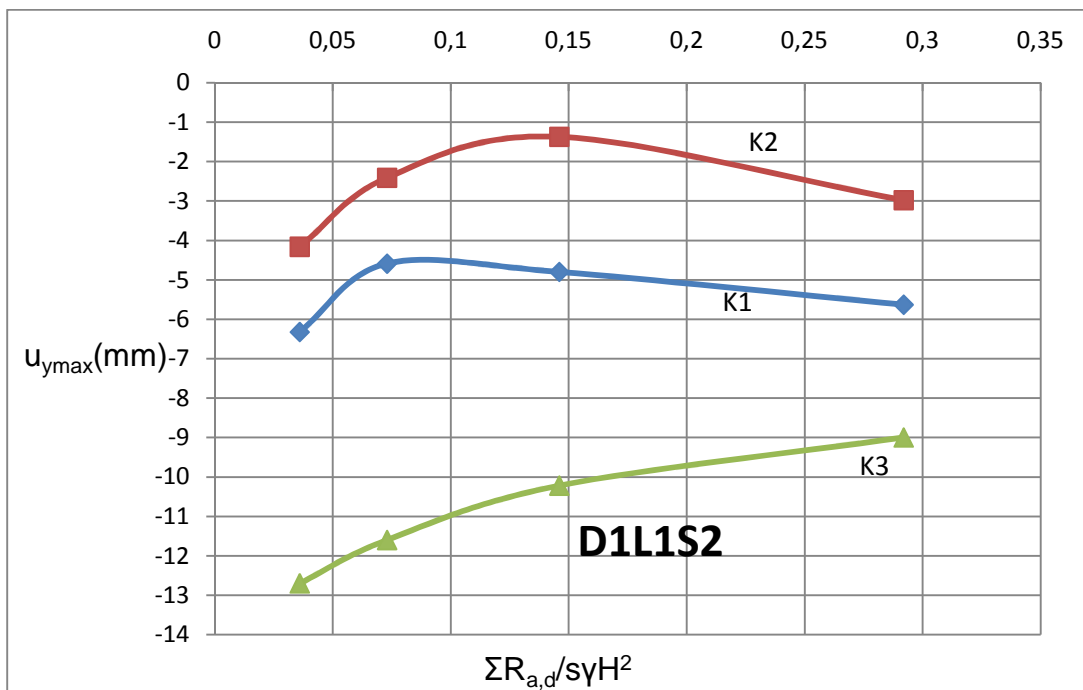
Όπως προαναφέρθηκε στην παράγραφο 4.4.2α, ένας προφανής παράγοντας που επηρεάζει την ανάπτυξη των παραμορφώσεων, άρα και των επιφανειακών καθιζήσεων είναι το μέτρο ελαστικότητας E καταρχάς, αλλά και ο λόγος Poisson ν . Στα σχήματα 4.31-4.36 που ανά δύο αφορούν στους σχηματισμούς S1 και S2 με ίδιους υπόλοιπους παράγοντες φαίνεται σαφώς ότι για τον περισσότερο παραμορφώσιμο σχηματισμό, δηλαδή τον S2, οι μέγιστες καθιζήσεις επιφάνειας είναι σαφώς υψηλότερες από αυτές στο σχηματισμό S1. Ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας E των σχηματισμών S1 και S2 είναι 3, αλλά ο λόγος των μέγιστων επιφανειακών καθιζήσεων δεν είναι ο ίδιος. Τούτο προφανώς, οφείλεται στη ελαστοπλαστική συμπεριφορά των σχηματισμών, ώστε σε άλλες περιπτώσεις ο λόγος των μέγιστων επιφανειακών καθιζήσεων να είναι μικρότερος του 3 και σε άλλες αρκετά μεγαλύτερος.



Σχήμα 4.32: Μέγιστη, επιφανειακή καθίζηση για μηδενικό βάθος έμπηξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίων στο σχηματισμό S2.



Σχήμα 4.33: Μέγιστη, επιφανειακή καθίζηση για μέσο βάθος έμπτυξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυριών στο σχηματισμό S1.



Σχήμα 4.34: Μέγιστη, επιφανειακή καθίζηση για μέσο βάθος έμπτυξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυριών στο σχηματισμό S2.

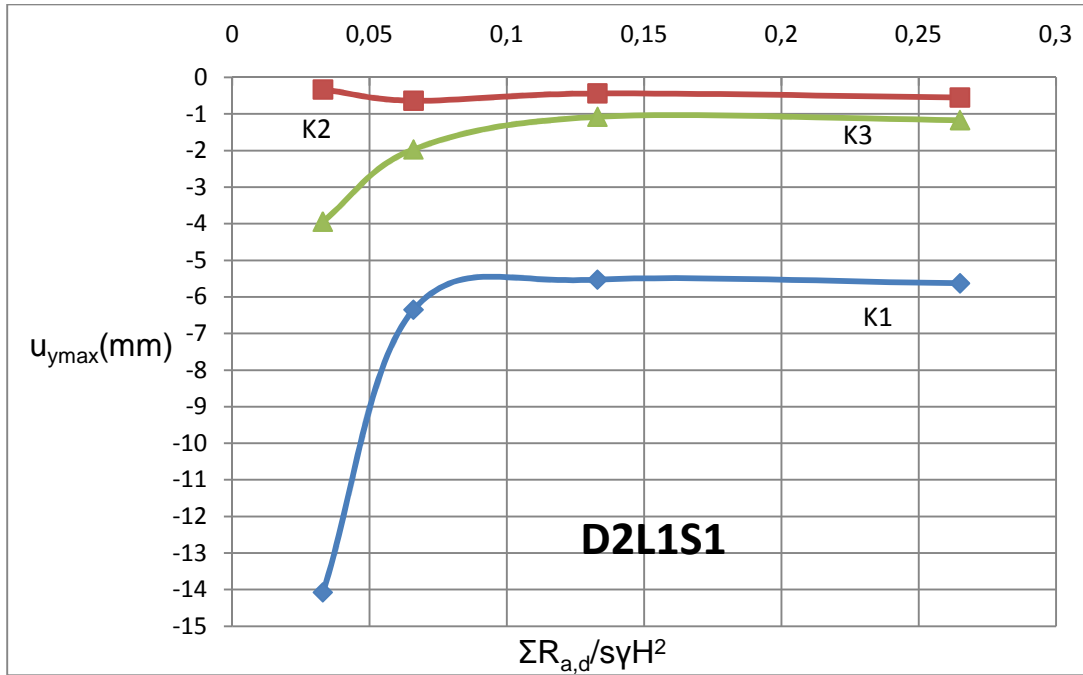
β) Επιρροή της δύναμης προέντασης

Στα σχήματα 4.31-4.36 συσχετίζεται η μέγιστη καθίζηση επιφάνειας ουσιαστικά με τη δύναμη προέντασης (η οποία είναι ανάλογη προς την κανονικοποιημένη αντοχή των αγκυρώσεων). Η δύναμη προέντασης έχει διπλή επιρροή επί των συνθηκών του αντιστηριζόμενου πρανούς, ως εξής:

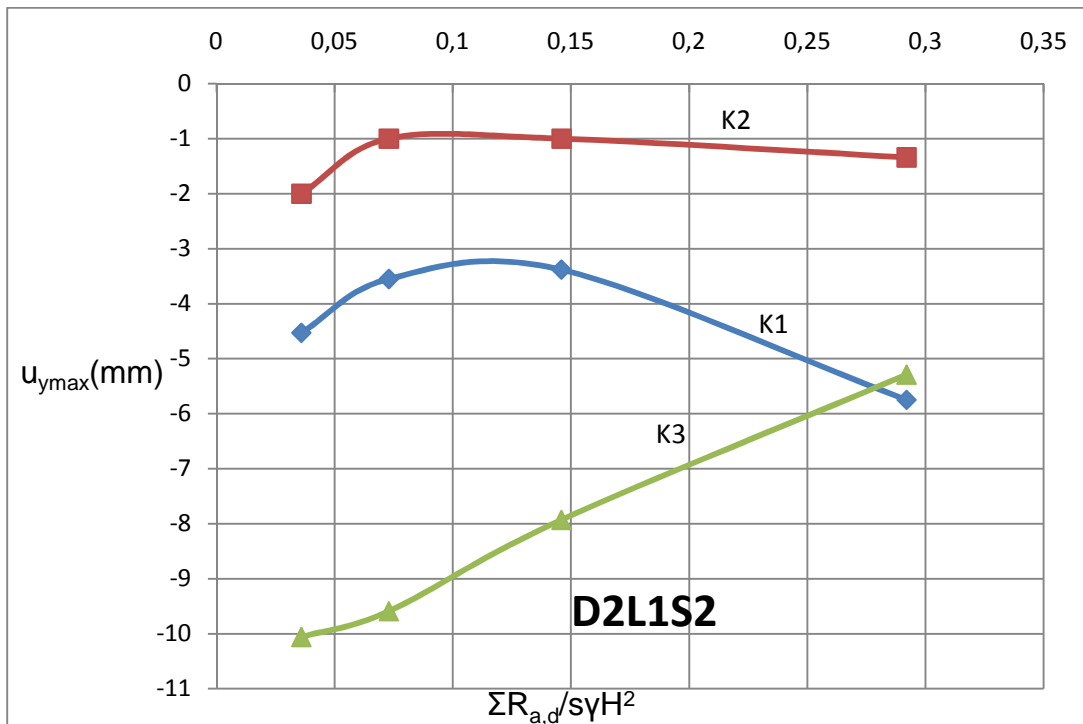
- Με την αύξηση της δύναμης προέντασης που έχει φορά προς τα κάτω, λόγω της κλίσεως των αγκυρίων, υπάρχει τάση απομείωσης των ανυψώσεων, κυρίως στη στέψη που οφείλονται στην αποτόνωση του εδάφους. Επομένως, με την αύξηση της δύναμης αυτής, θα αναμένονταν κανονικά ελαφρά έστω αυξημένες επιφανειακές καθιζήσεις. Αντιθέτως, με την παραπάνω επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας της δύναμης προέντασης, η οριζόντια συνιστώσα που αυξάνει αναλογικά με την αύξηση της δύναμης προέντασης ευνοεί την ανάπτυξη παραμορφώσεων προς τα άνω που τείνει να απομειώσει τις καθιζήσεις που οφείλονται στην αποτόνωση του εδάφους. Οπότε, η τελική επιρροή της δύναμης προέντασης δεν είναι σαφής.
- Αυξημένες δυνάμεις προέντασης οφείλονται σε αυξημένη αντοχή αγκυρίων, άρα αυξημένο συντελεστή ασφάλειας των πρανών και μειωμένες πλαστικές παραμορφώσεις. Άρα με την αύξηση της δύναμης προέντασης σε φυσικά, εδαφικά υλικά με ελαστοπλαστική συμπεριφορά, αναμένεται να έχουν ελαφρά έστω απομειωμένες επιφανειακές καθιζήσεις, λόγω αυτού και μόνο του παράγοντα.

Επιπλέον των ανωτέρω, η επιρροή της δύναμης προέντασης εξαρτάται και από άλλους παράγοντες, ώστε τελικά να μην αναμένεται μία σαφής τάση επιρροής επί των μεγίστων καθιζήσεων επιφάνειας σε όλο το εύρος μεταβολής της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων. Εντούτοις, από τα παραπάνω σχήματα συμπεραίνουμε τα εξής:

- ✓ Σε όλες ανεξαιρέτως τις περιπτώσεις, για τις μικρές δυνάμεις προέντασης παρατηρούνται οι μεγαλύτερες επιφανειακές καθιζήσεις.
- ✓ Με την αύξηση των δυνάμεων προέντασης, κατά περίπτωση παρατηρείται απομείωση των επιφανειακών καθιζήσεων ή αντιθέτως ελαφρά τάση αύξησής τους.



Σχήμα 4.35: Μέγιστη, επιφανειακή καθίζηση για μεγάλο βάθος έμπηξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίων στο σχηματισμό S1.



Σχήμα 4.36: Μέγιστη, επιφανειακή καθίζηση για μεγάλο βάθος έμπηξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίων στο σχηματισμό S2.

γ) Επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης

Από τα σχήματα 4.31-4.36, κάθε ένα από τα οποία περιλαμβάνει τρεις καμπύλες για τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή K προκύπτει η πολύ σημαντική επιρροή του παράγοντα αυτού στη μέγιστη καθίζηση επιφάνειας. Στην περίπτωση γραμμικώς ελαστικού εδάφους, χωρίς αντιστήριξη και χωρίς δυνάμεις προεντάσεως προφανώς, θεωρητικά αναμένεται η μέγιστη καθίζηση επιφάνειας να βρίσκεται σε αρκετή απόσταση από τη στέψη και να είναι τόσο μεγαλύτερη όσο ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως είναι μεγαλύτερος. Τούτο οφείλεται στο ότι στους μεγαλύτερους συντελεστές K αντιστοιχούν υψηλότερες επί τόπου οριζόντιες πιέσεις, η άρση των οποίων, λόγω της εκσκαφής έχει ως συνέπεια την ανάπτυξη μεγαλύτερων οριζοντίων παραμορφώσεων και μεγαλύτερων κατακορύφων παραμορφώσεων, δηλαδή καθιζήσεων.

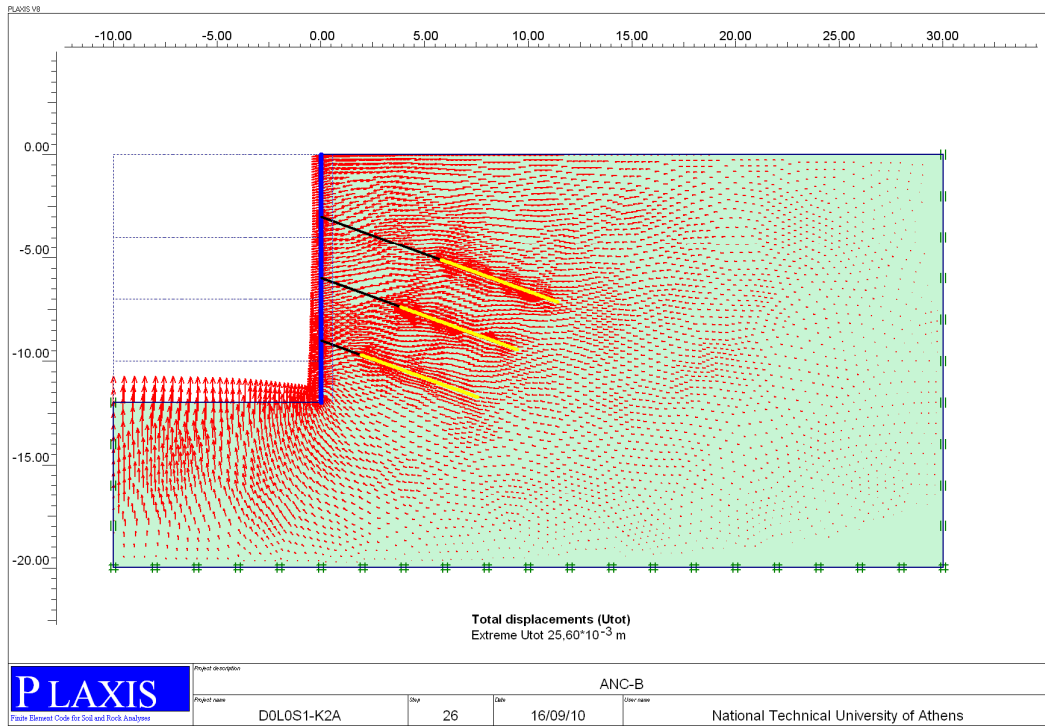
Η επιρροή του συντελεστή K διαπιστώνεται σε όλες τις περιπτώσεις των σχημάτων 4.31-4.36. Ειδικότερες παρατηρήσεις είναι οι εξής:

- ο Στην περίπτωση του σχηματισμού S_2 , για το μεγαλύτερο συντελεστή της περίπτωσης $K_3=1$, παρατηρούνται κατά κανόνα αυξημένες μέγιστες καθιζήσεις επιφάνειας. Οι διαφορές μεταξύ ορισμένων περιπτώσεων, αναλόγως του συντελεστή K είναι ιδιαίτερα σημαντικές (π.χ. σχήμα 4.34, όπου στην περίπτωση K_3 , οι επιφανειακές καθιζήσεις είναι υπερδιπλάσιες των υπολοίπων περιπτώσεων).
- ο Η ανάπτυξη πλαστικών ζωνών προφανώς επηρεάζει τις μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις στο σχηματισμό S_1 , η ανάπτυξη δε αυτή ευνοείται από χαμηλούς συντελεστές ουδέτερης ωθήσεως, όπου η αποκλίνουσα των τάσεων σε κάθε σημείο είναι υψηλότερη. Πιθανώς, αυτός να είναι ο λόγος των αυξημένων καθιζήσεων επιφάνειας για το χαμηλότερο συντελεστή $K=0,2$.

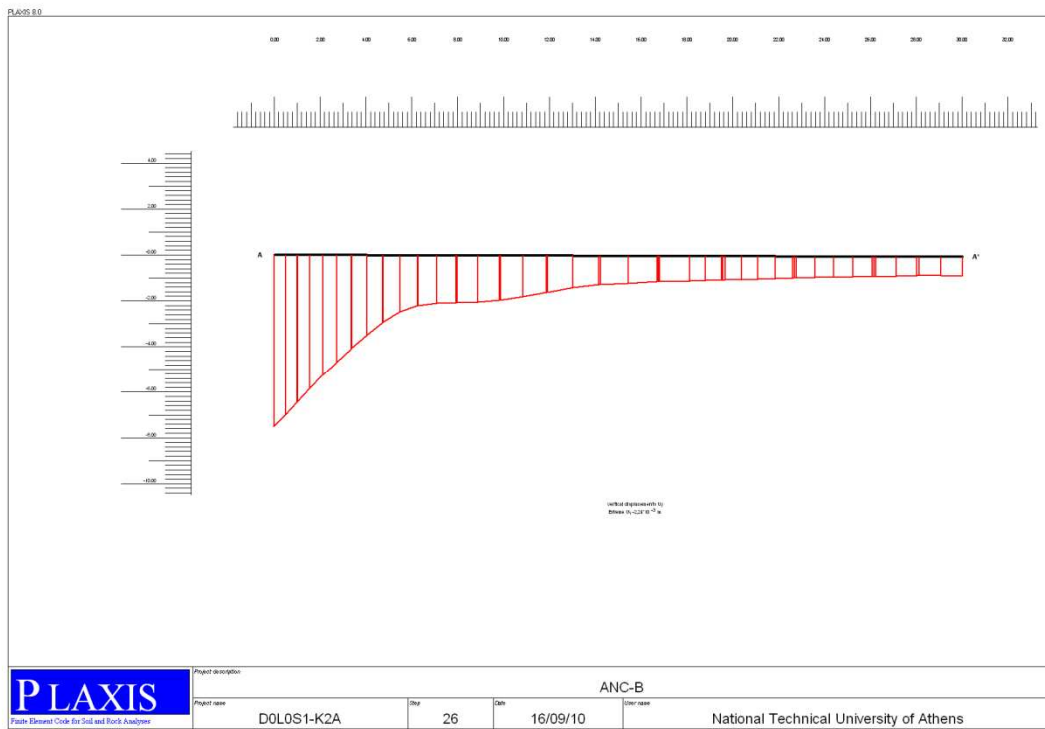
δ) Επιρροή του βάθους έμπηξης

Το βάθος έμπηξης αναμένεται να έχει επιρροή επί των επιφανειακών καθιζήσεων, διότι επηρεάζει την ανάπτυξη των πλαστικών ζωνών, την ανάπτυξη των οριζοντίων παραμορφώσεων, αλλά και την κατακόρυφη παραμόρφωση στέψεως. Από τα σχήματα 4.31-4.36, η επιρροή αυτή φαίνεται στα εξής σημεία:

- ❖ Στο σχηματισμό S_1 , το μεγαλύτερο βάθος έμπηξης επηρεάζει σαφώς τη μέγιστη καθίζηση επιφάνειας και ειδικότερα στην περίπτωση του μηδενικού βάθους έμπηξης οι καθιζήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές, συγκριτικά με τις άλλες περιπτώσεις.
- ❖ Στο σχηματισμό S_2 αντιστοίχως, η επιρροή αυτή είναι ακόμη σαφέστερη, δεδομένου ότι οι μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις είναι πολλαπλάσιες στην περίπτωση D_0 , έναντι των υπολοίπων περιπτώσεων και τούτο ισχύει σε όλο το εύρος διακύμανσης της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων.



Σχήμα 4.37: Διανύσματα μετατοπίσεων για μηδενικό βάθος έμπηξης και μικρό ελεύθερο μήκος αγκύρωσης στο σχηματισμό S1.

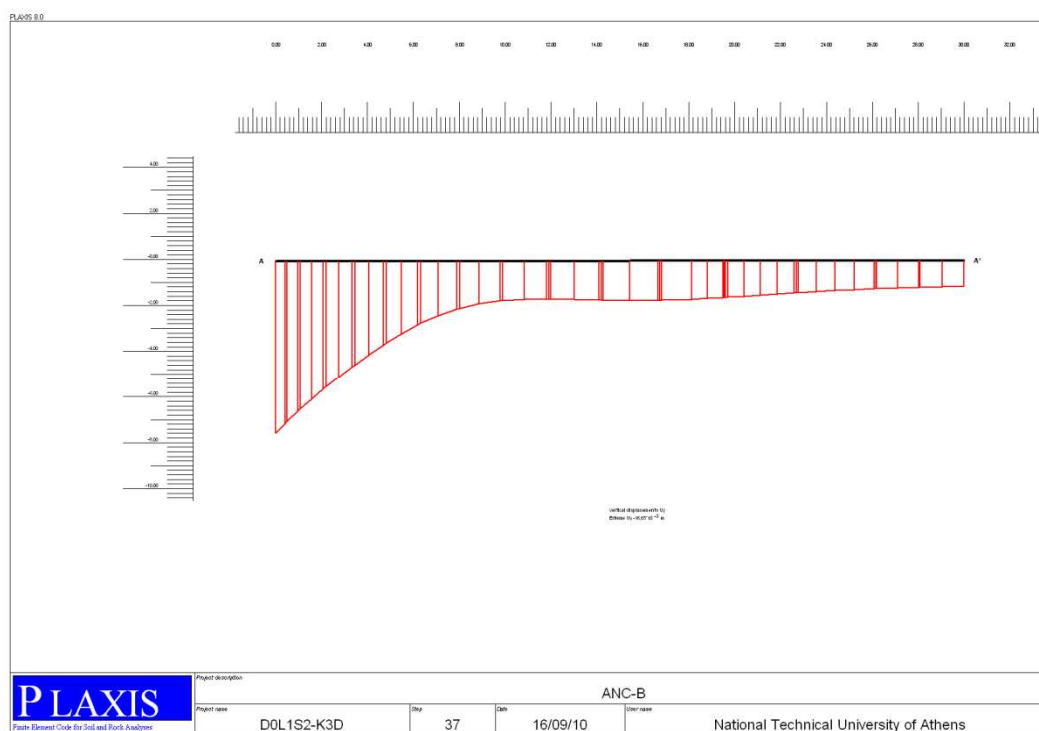


Σχήμα 4.38: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων στην περίπτωση του σχήματος 4.37 (κυρτή μορφή).

Ως προς την κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων, παρατηρούνται τα εξής:

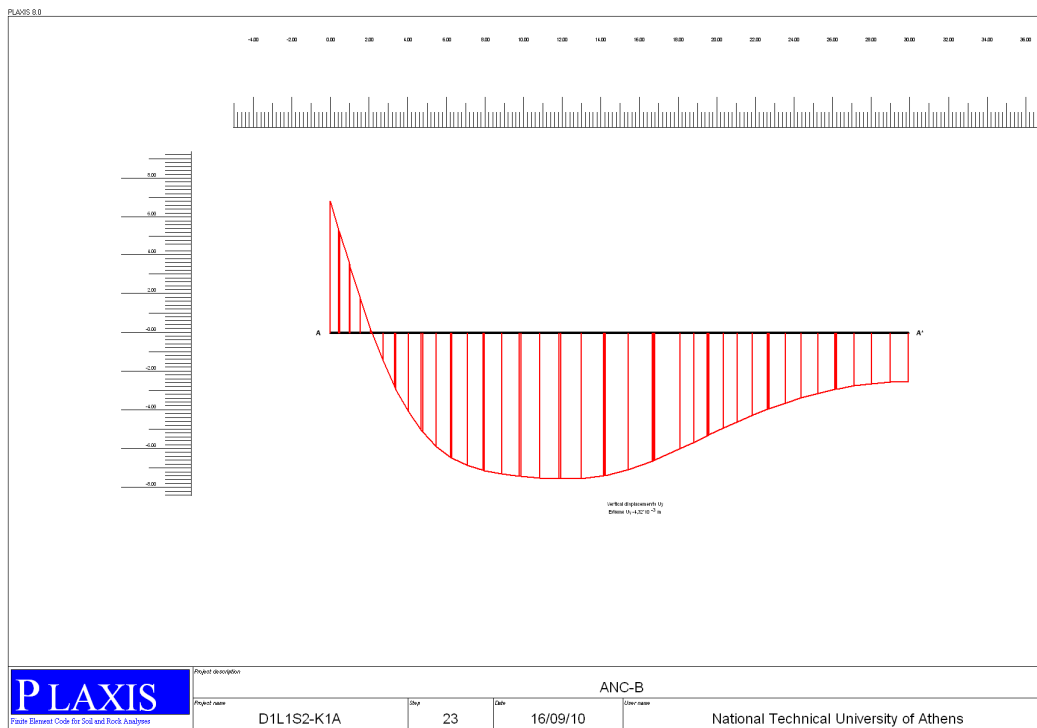
- ✓ Σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις, στα αποτελέσματα των αναλύσεων εμφανίζεται σαφώς η μορφή κοίλης ή κυρτής γραμμής καθιζήσεων.
- ✓ Κυρτή γραμμή καθιζήσεων παρατηρείται κατά κανόνα στις περιπτώσεις, όπου η κατακόρυφη παραμόρφωση στέψης των πασσάλων είναι αρνητική, δηλαδή αφορά καθίζηση με τη συμβατική έννοια του όρου. Στα σχήματα 4.37 και 4.38 φαίνονται τα διανύσματα μετατοπίσεων και η κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων για μηδενικό βάθος έμπηξης και μικρό ελεύθερο μήκος αγκύρωσης, στο σχηματισμό S1. Αντιστοίχως, στο σχήμα 4.39, για μηδενικό επίσης βάθος έμπηξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίου δίνεται η κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων στο σχηματισμό S2. Και στις δύο παραπάνω ενδεικτικές περιπτώσεις, η κατανομή των καθιζήσεων έχει κυρτή μορφή.

Κυρτή μορφή γενικώς, παρατηρήθηκε σε όλες τις επιλύσεις για μηδενικό βάθος έμπηξης, καθώς και σε όλες τις περιπτώσεις μη μηδενικού βάθους έμπηξης και χαμηλού συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως ($K=0,2$). Τούτο συμβαίνει λόγω των αυξημένων πλαστικοποιήσεων που ευνοείται από τις χαμηλές τιμές K και συγχρόνως από το μηδενικό βάθος έμπηξης.



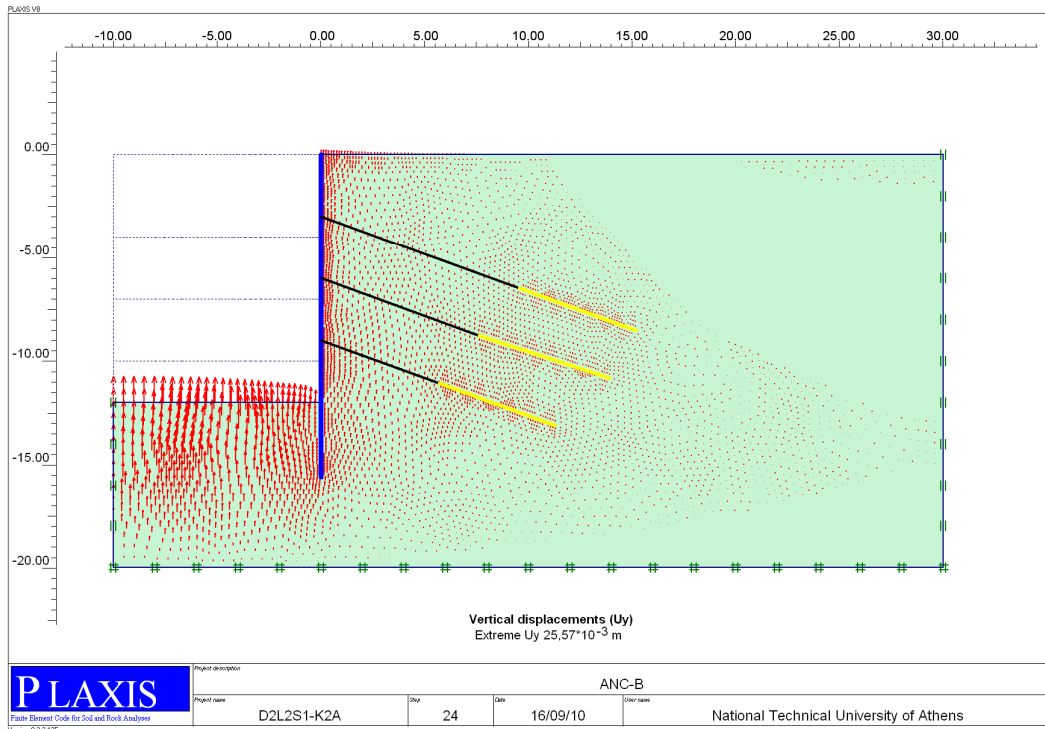
Σχήμα 4.39: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων για μηδενικό βάθος έμπηξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίου στο σχηματισμό S2.

- ✓ Κοίλη μορφή επιφανειακών καθιζήσεων προέκυψε σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις, δηλαδή για μη μηδενικό βάθος έμπηξης και συγχρόνως, για συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως $K=0,5$ ή $K=1$. Ενδεικτικές τέτοιες περιπτώσεις φαίνονται στα σχήματα 4.40 για το σχηματισμό S2 και 4.41, 4.42 για το σχηματισμό S1. Η διαφορά μεταξύ των δύο περιπτώσεων έγκειται στο ότι στην περίπτωση του σχήματος 4.40 η μέγιστη καθίζηση επιφάνειας είναι μεγαλύτερη από την ανύψωση στέψης, ενώ στο σχήμα 4.42 (S1), λόγω της σημαντικής ανύψωσης στέψης η μέγιστη καθίζηση επιφάνειας είναι σχεδόν μηδενική.

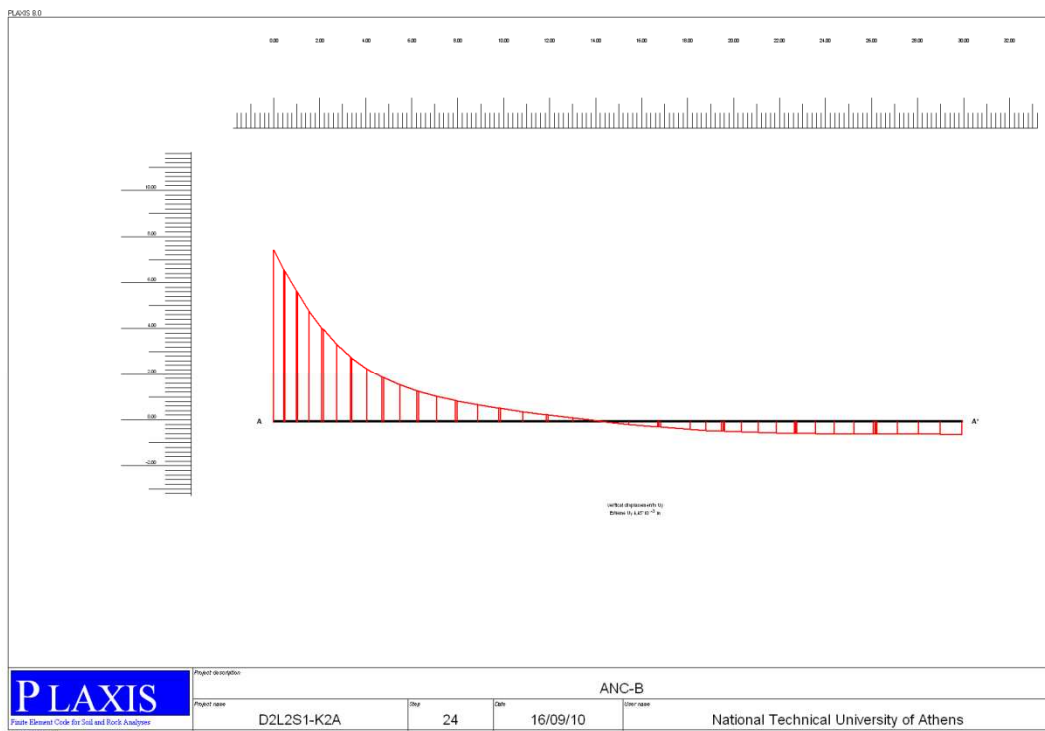


Σχήμα 4.40: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων για μέσο μήκος έμπηξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρίου στο σχηματισμό S2 (κοίλη μορφή).

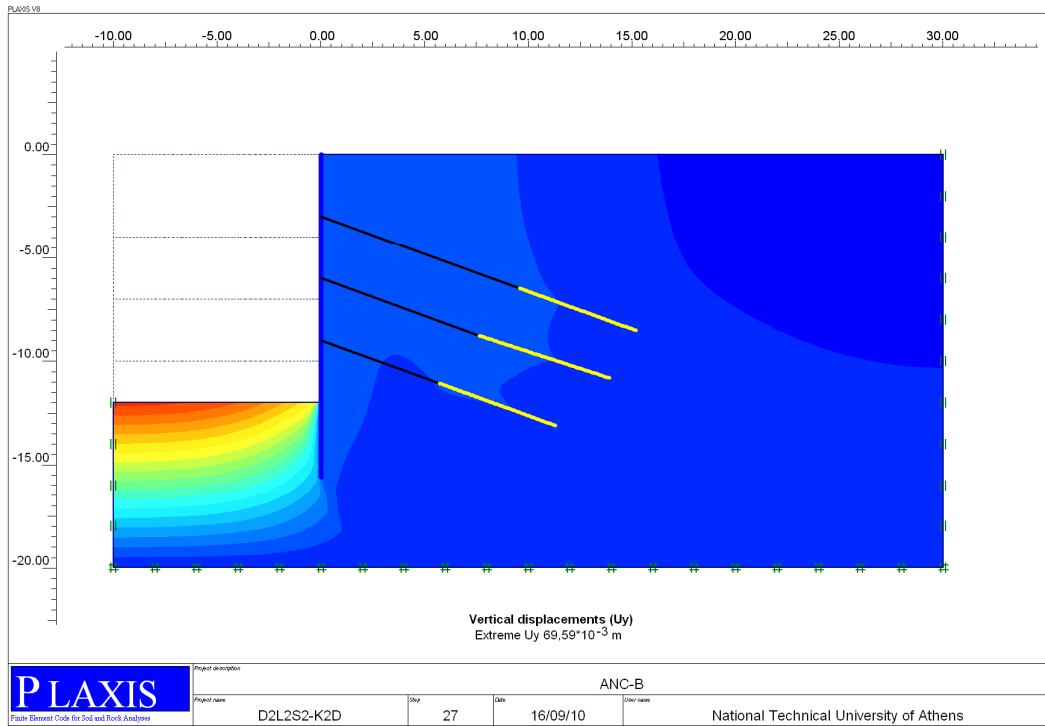
- ✓ Η περίπτωση των σχημάτων 4.43 και 4.44 έχει την ιδιαιτερότητα της σύνθετης μορφής επιφανειακών καθιζήσεων, κυρτής αρχικά και κοίλης στη συνέχεια, όπως προέκυψε από επίλυση στο σχηματισμό S2, για μεγάλο βάθος έμπηξης και μεγάλο ελεύθερο μήκος αγκυρίου.



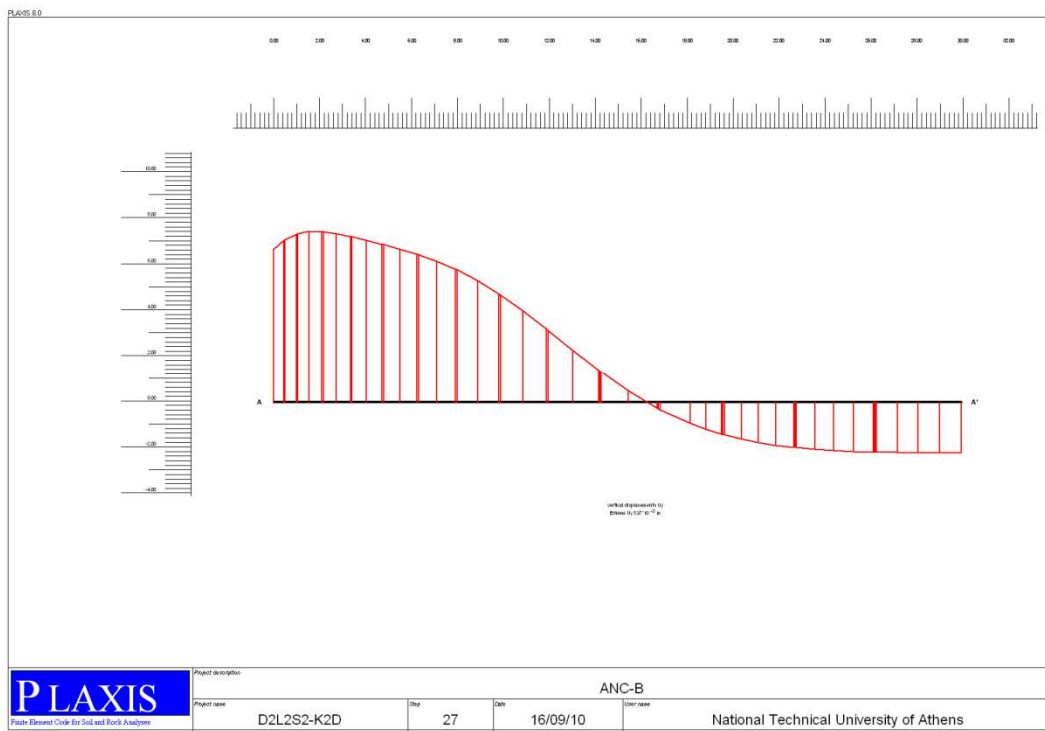
Σχήμα 4.41: Διανύσματα μετατοπίσεων για μεγάλο βάθος έμπηξης και μεγάλο ελεύθερο μήκος αγκυρίου στο σχηματισμό S1.



Σχήμα 4.42: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων στην περίπτωση του σχήματος 4.41. Ανύψωση στη στέψη-κοίλη μορφή.



Σχήμα 4.43: Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων μετατοπίσεων για μεγάλο βάθος έμπτυξης και μεγάλο ελεύθερο μήκος αγκυρίου στο σχηματισμό S2.



Σχήμα 4.44: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων στην περίπτωση του σχήματος 4.43. Ανύψωση στη στέψη-σύνθετη μορφή.

4.4.4 Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης

Όλες οι αναλύσεις που προηγήθηκαν και τα αποτελέσματα των οποίων αναπτύχθηκαν παραπάνω έγιναν για πασσάλους αντιστήριξης διαμέτρου $\Phi 0,60$ που είναι μέσης έως υψηλής δυσκαμψίας. Στην εισαγωγή των δεδομένων θεωρήθηκε μία δεύτερη περίπτωση πασσάλων μεταλλικών με ενδιάμεσο τοιχείο εκτοξευομένου σκυροδέματος. Το σύστημα αυτό της αντιστήριξης είναι σαφώς εύκαμπτο και για λόγους συντόμευσης στις αναφορές κατά τις συγκρίσεις με το προηγούμενο σύστημα φρεατοπασσάλων, το τελευταίο αναφέρεται ως δύσκαμπτο. Η διαφοροποίηση αυτή δε βασίζεται στα κριτήρια ακαμψίας δομικών στοιχείων επί ελαστικού εδάφους και το μεν εύκαμπτο σύστημα στις επιλύσεις και τα διαγράμματα που ακολουθούν χαρακτηρίζεται με τον κωδικό F (flexible), ενώ σε όλες τις βασικές προηγούμενες επιλύσεις δεν εισήχθη κωδικός, αλλά στα διαγράμματα φαίνεται ως R (rigid). Προκειμένου να συγκριθούν τα δύο συστήματα αντιστήριξης έγιναν περιορισμένες, αλλά αντιπροσωπευτικές επιλύσεις για μέσο βάθος έμπηξης και μέσο ελεύθερο μήκος αγκυριών (D1L1), τόσο για το έδαφος S1, όσο και για το S2 και για τις πιθανότερες τιμές του συντελεστή K, για κάθε ένα από τους τύπους εδαφών. Τα αποτελέσματα των επιλύσεων παρατίθενται στον πίνακα 4.9 που ακολουθεί.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.9: ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ ΓΙΑ ΕΥΚΑΜΠΤΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗ ΜΕ ΜΕΣΟ ΒΑΘΟΣ ΕΜΠΗΞΗΣ ΚΑΙ ΜΕΣΟ, ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ (D1L1).

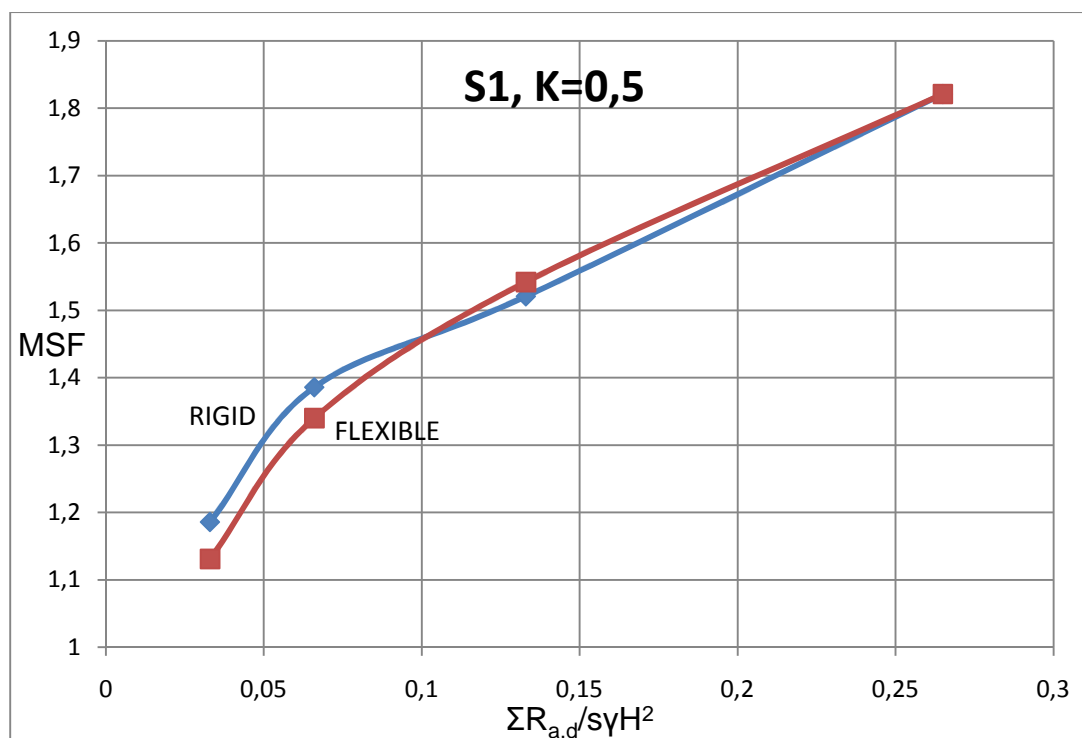
ΚΩΔΙΚΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	K_o	$R_{a,d}$ (kN)	$\Sigma R_{a,d}/s$ (kN/m)	$\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$	ΣΤΕΨΗ (mm)		ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ max u_y (mm)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
					u_x	u_y		
								MSF
FS1K2A	0,5	105	105	0,033	5,38	4,40	-0,30	1,131
K2B	0,5	210	210	0,066	5,02	4,20	-0,34	1,340
K2C	0,5	420	420	0,133	4,64	3,94	-0,38	1,542
K2D	0,5	840	840	0,265	3,61	3,47	-0,46	1,821
FS2K2A	0,5	105	105	0,036	21,25	1,63	-0,58	1,216
K2B	0,5	210	210	0,073	19,49	2,47	-0,82	1,274
K2C	0,5	420	420	0,146	18,10	1,66	-0,96	1,375
K2D	0,5	840	840	0,292	15,28	-0,105	-1,26	1,489
FS2K3A	1	105	105	0,036	55,75	-3,46	-13,21	1,222
K3B	1	210	210	0,073	53,83	-3,82	-11,26	1,274
K3C	1	420	420	0,146	51,03	-4,67	-8,88	1,375
K3D	1	840	840	0,292	47,83	-6,25	-6,35	1,488

Στη συνέχεια, συγκρίνονται οι περιπτώσεις F και R, ως προς το συντελεστή ασφαλείας, τις μετατοπίσεις και το διάγραμμα ροπών κάμψης του τοιχείου αντιστήριξης.

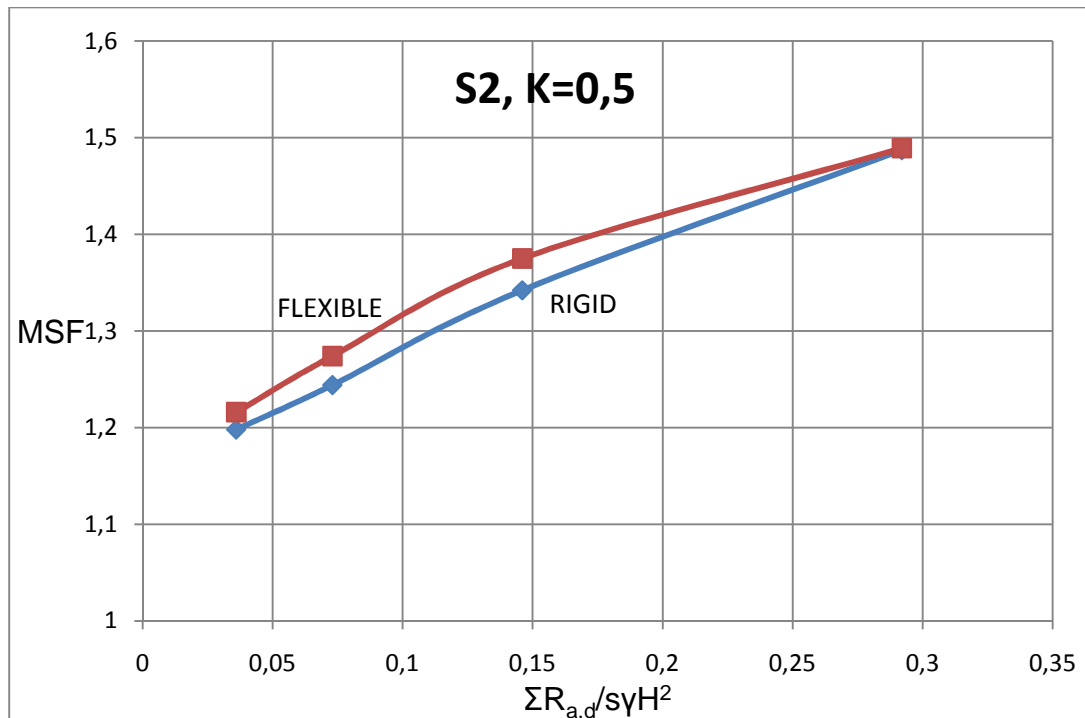
α) Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων επί του συντελεστή ασφαλείας MSF

Από τα αποτελέσματα του πίνακα 4.9, σε σύγκριση με τα αποτελέσματα του πίνακα 4.4 που αφορά στις συγκρίσιμες περιπτώσεις επίλυσης (περιπτώσεις D1L1), καθώς και από τα σχήματα 4.45-4.47, εξάγουμε τα παρακάτω συμπεράσματα:

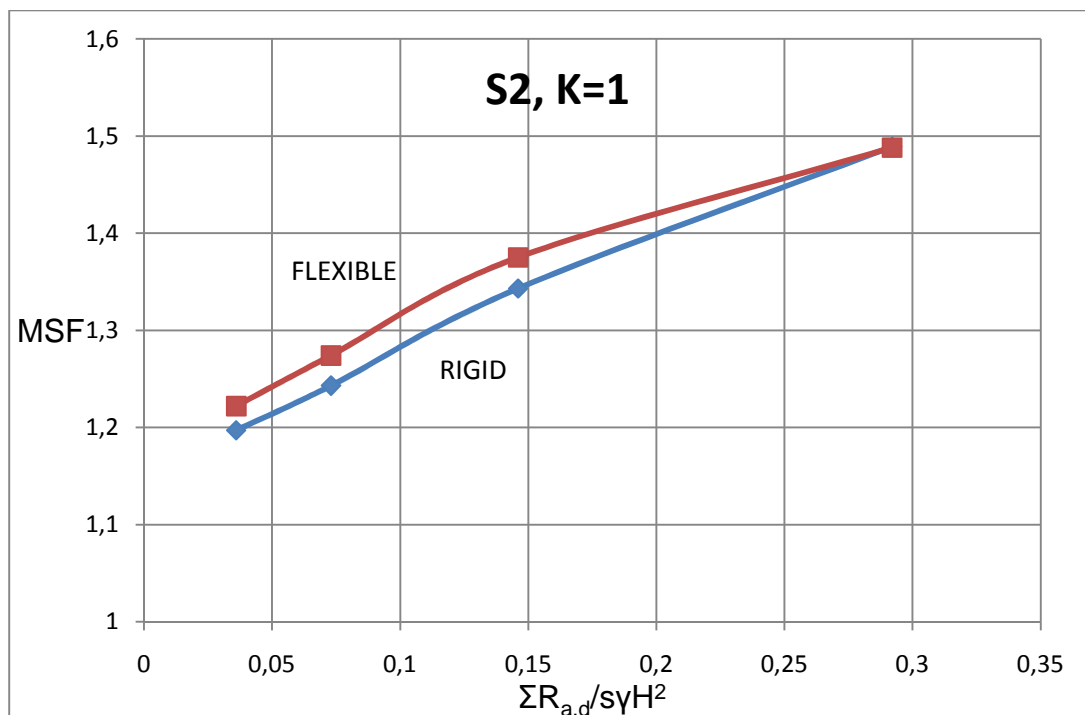
- ✓ Γενικά, δε φαίνεται ουσιαστική επιρροή της ευκαμψίας επί του συντελεστή ασφαλείας. Οι διαφορές είναι πολύ μικρές, ένα μέρος τους δε, μπορεί να οφείλεται και στο διαφορετικό πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε στις περιπτώσεις F και R.
- ✓ Οι μικρές έστω διαφορές, στις τιμές του συντελεστή MSF εντοπίζονται στις μικρότερες κανονικοποιημένες αντοχές αγκυρίων, ενώ στις σχετικά μεγαλύτερες δε φαίνεται να υπάρχουν διαφορές.
- ✓ Για τις μικρές αντοχές αγκυρίων, στο μεν έδαφος S1, προκύπτουν ελαφρά υψηλότερες τιμές του MSF, για τους άκαμπτους πασσάλους, στο δε έδαφος S2, παρατηρείται ακριβώς το αντίθετο.
- ✓ Συμπερασματικά, από πρακτική άποψη, δε φαίνεται να επηρεάζεται ο συντελεστής ασφαλείας MSF, από την ευκαμψία του συστήματος αντιστήριξης. Τούτο μάλλον θα έπρεπε να αναμένεται, δεδομένου ότι η ευκαμψία αφορά στο εσωτερικό θέμα της αλληλεπίδρασης και όχι στην εξωτερική ισορροπία.



Σχήμα 4.45: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί του συντελεστή ασφαλείας MSF, για έδαφος S1 και K=0,5.



Σχήμα 4.46: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί του συντελεστή ασφαλείας MSF, για έδαφος S2 και K=0,5.



Σχήμα 4.47: Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων αντιστήριξης επί του συντελεστή ασφαλείας MSF, για έδαφος S2 και K=1.

β) Επιρροή της ευκαμψίας των πασσάλων επί των μετατοπίσεων και των ροπών κάμψης M του τοιχείου αντιστήριξης
 Ως προς την ανάπτυξη των οριζοντίων μετατοπίσεων των πασσάλων στη στέψη τους, από τη σύγκριση των πινάκων 4.4 και 4.9 φαίνεται ότι οι

μετατοπίσεις αυτές u_x , είναι ελαφρά μόνο μεγαλύτερες στο εύκαμπτο σύστημα αντιστήριξης. Για εύκαμπτο σύστημα, οι δυνάμεις προέντασης επηρεάζουν τις μετατοπίσεις στέψης, ως εξής:

- Στη θέση επιβολής της δύναμης προέντασης της πρώτης καθ' ύψος σειράς αγκυρίων, δηλαδή της πλησιέστερης προς τη στέψη, υπάρχει τάση ανάπτυξης μεγαλύτερης μετατόπισης προς την εσωτερική πλευρά του εδάφους, δηλαδή στη συγκεκριμένη θέση απομειώνονται οι οριζόντιες παραμορφώσεις, σε ορισμένες δε περιπτώσεις, μπορεί να είναι και αρνητικές (προς το έδαφος). Ο παράγοντας αυτός τείνει να απομειώσει, για εύκαμπτη αντιστήριξη τις μετατοπίσεις στέψης.
- Στη θέση της στέψης, λόγω της λειτουργίας του εύκαμπτου πασσάλου, ως προβόλου, με θέση στήριξης στην πρώτη σειρά αγκυρίων υπάρχει τάση ανάπτυξης μεγαλύτερων μετατοπίσεων u_x , συγκριτικά με τους δύσκαμπτους πασσάλους. Ο παράγοντας αυτός τείνει να αυξήσει τις μετατοπίσεις στέψης για εύκαμπτο σύστημα αντιστήριξης.
- Η συνύπαρξη των δύο παραπάνω παραγόντων συνολικά φαίνεται να οδηγεί σε ελαφρά αυξημένες μετατοπίσεις u_x , για εύκαμπτους πασσάλους.

Ως προς τις επιφανειακές καθιζήσεις, που επηρεάζονται από πολλούς παράγοντες, η προσθήκη ενός ακόμη παράγοντα, δηλαδή της ευκαμψίας του πασσάλου δε φαίνεται να διευκολύνει την εξαγωγή ασφαλών συμπερασμάτων.

Παρόλο που οι μετατοπίσεις στέψης u_x φαίνεται να επηρεάζονται λίγο μόνο από την ευκαμψία των πασσάλων, αντιθέτως η καθ' ύψος κατανομή των μετατοπίσεων επηρεάζεται σημαντικά περισσότερο. Όπως είναι γνωστό, εύκαμπτα συστήματα αντιστήριξης ή έδρασης επί ελαστικού εδάφους, κατά κανόνα υπόκεινται σε αυξημένες μετατοπίσεις σε θέσεις εφαρμογής φορτίσεων, σε σύγκριση με τα άκαμπτα, αλλά αντιστοίχως οι ροπές κάμψης είναι σημαντικά μικρότερες. Οι παραπάνω διαπιστώσεις επιβεβαιώνονται από τα αποτελέσματα των συγκριτικών αναλύσεων και από τα σχήματα που ακολουθούν. Στα σχήματα 4.48a και 4.49a διακρίνονται τα διανύσματα μετατοπίσεων σε συγκρίσιμες περιπτώσεις αναλύσεων, για εύκαμπτο και δύσκαμπτο σύστημα αντιστοίχως σε έδαφος S1. Παρατηρείται ότι στο εύκαμπτο σύστημα, η ελαστική γραμμή είναι περισσότερο σύνθετη και με μεγαλύτερες μετατοπίσεις συγκριτικά με το δύσκαμπτο. Η μέγιστη, συνολική μετατόπιση στο εύκαμπτο σύστημα (που δε συμπίπτει με τη θέση της στέψης) είναι κατά 23% περίπου μεγαλύτερη από την αντίστοιχη για το δύσκαμπτο πάσσαλο.

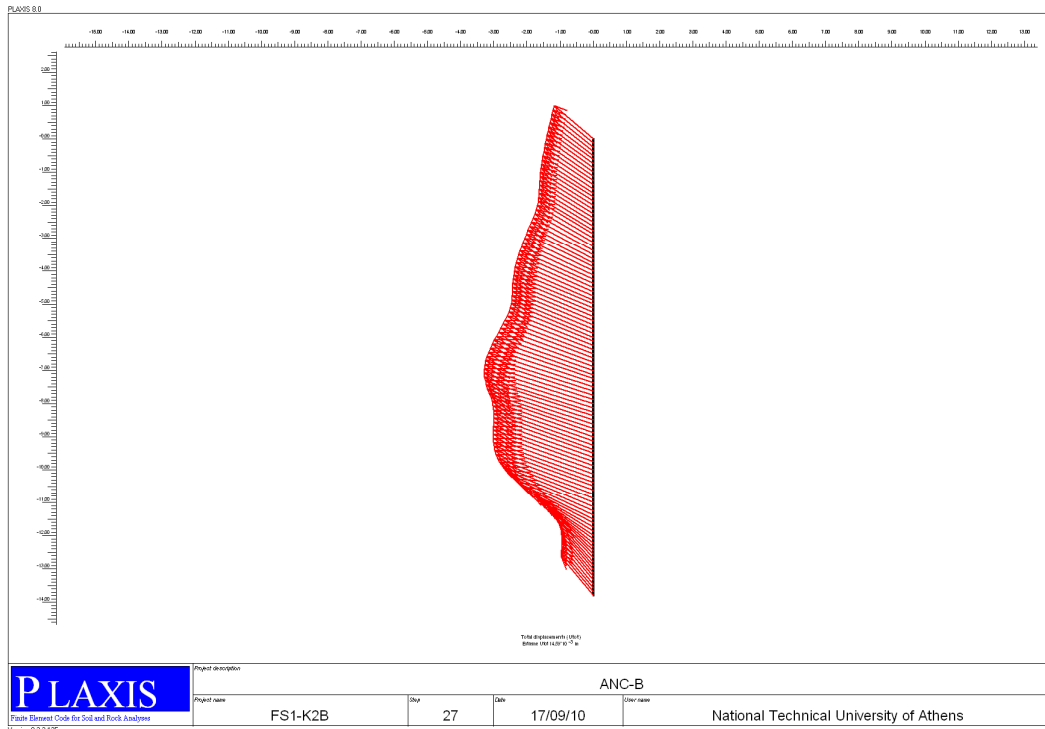
Στα σχήματα 4.48b και 4.49b δίνονται αντιστοίχως, τα διαγράμματα ροπών κάμψης (M) απ' όπου, εκτός της διαφορετικής μορφής, η σημαντικότερη διαφορά εντοπίζεται στην απολύτως μέγιστη τιμή που στο μέν εύκαμπτο σύστημα είναι $\max M = 10,69 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, ενώ στο δύσκαμπτο $\max M = 51,89 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, δηλαδή $51,89/10,69 = 4,85$ φορές υψηλότερη.

Σημειώνεται εντούτοις, ότι τόσο οι διαφορές στα μεγέθη των μετατοπίσεων και των ροπών κάμψης, όσο και στα απόλυτα μεγέθη, σημαντική επιρροή έχει ο συντελεστής ουδέτερης ώθησης, που για τα συγκεκριμένα σχήματα ήταν $K=0,5$.

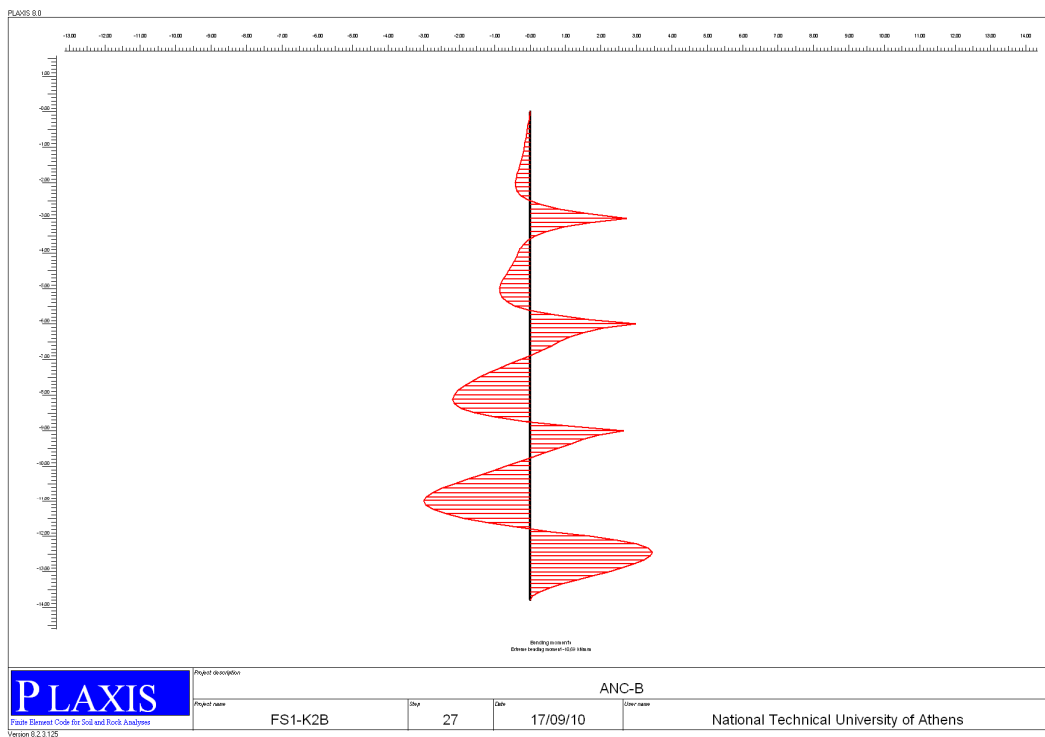
Ανάλογες παρατηρήσεις γίνονται και για το έδαφος S2, με συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως $K=1$. Στα σχήματα 4.50a,b διακρίνεται το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και το διάγραμμα ροπών κάμψης (M), για εύκαμπτο σύστημα αντιστήριξης. Στο σχήμα 4.51 δίνεται το διάγραμμα M για την αντίστοιχη περίπτωση με δύσκαμπτους πασσάλους.

Η μέγιστη συνολική μετατόπιση του εύκαμπτου συστήματος είναι 85,4mm, ενώ του δύσκαμπτου συστήματος 78,27mm. Άρα στο εύκαμπτο σύστημα το μέγεθος αυτό είναι κατά $(85,4-78,27)/78,27=9,1\%$ μόνο, μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του δύσκαμπτου. Η ποσοστιαία διαφορά είναι πολύ υψηλότερη για τις ροπές κάμψης, δεδομένου ότι στο μεν εύκαμπτο σύστημα $\max M=22,74\text{kN}\cdot\text{m/m}$, ενώ στο δύσκαμπτο $\max M=157,37\text{kN}\cdot\text{m/m}$, δηλαδή $157,37/22,74=6,92$ φορές υψηλότερη από αυτή του εύκαμπτου.

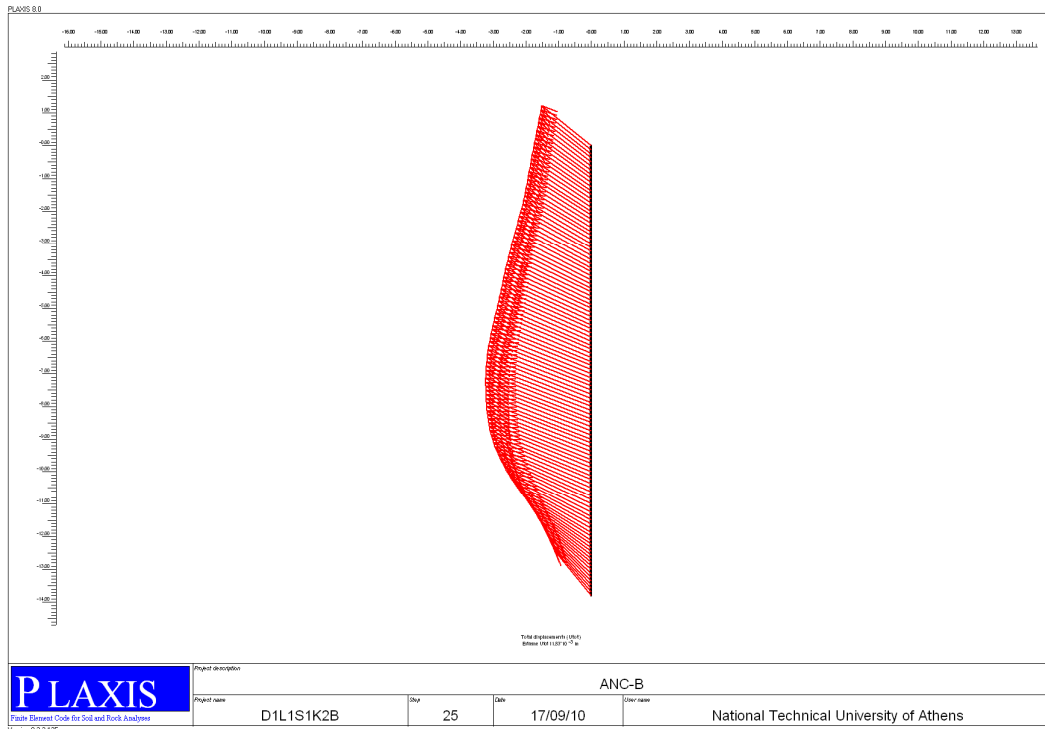
Συμπερασματικά, η επιλογή εύκαμπτου συστήματος πασσάλων αντί δύσκαμπτου, ως προς το συντελεστή ασφαλείας δεν εμφανίζει διαφορές, ενώ αντίθετα οι μετατοπίσεις του τοιχείου αντιστήριξης είναι σχετικά υψηλότερες. Η σημαντικότερη όμως διαφορά, έγκειται στις ροπές κάμψης, οι οποίες στο δύσκαμπτο σύστημα είναι πολλαπλάσιες από αυτές του εύκαμπτου και τούτο προφανώς μπορεί να επηρεάσει το σχεδιασμό και την οικονομία του συστήματος, εάν οι μετατοπίσεις δεν είναι κρίσιμης σημασίας για το έργο.



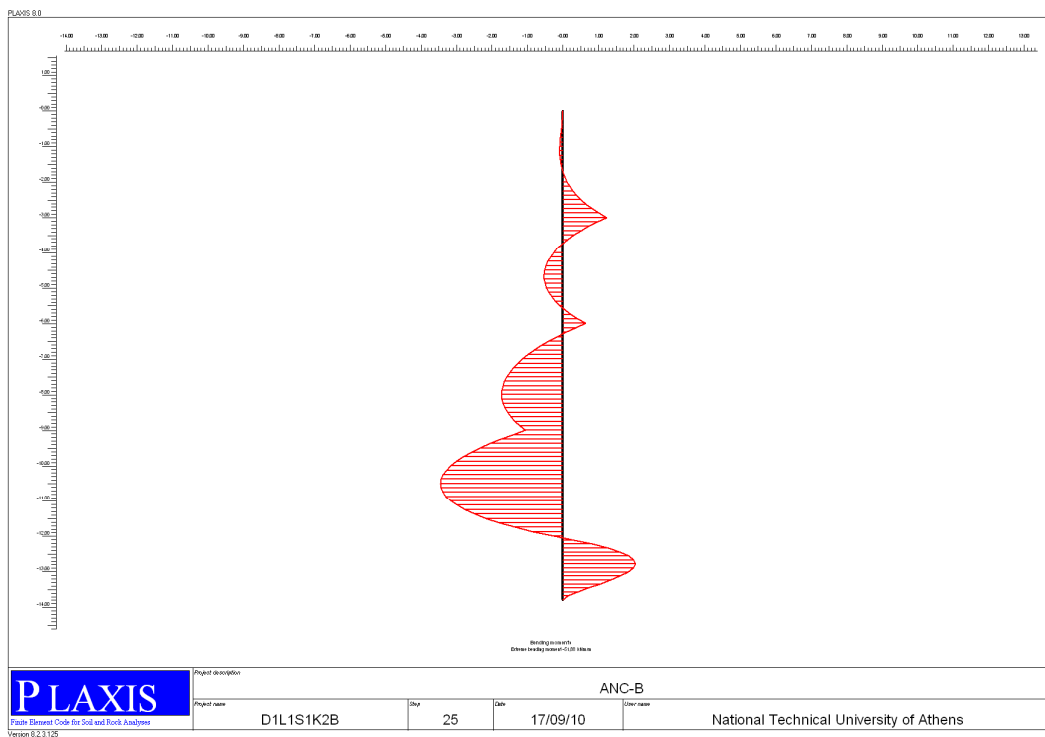
Σχήμα 4.48a: Διανύσματα μετατοπίσεων εύκαμπτου πασσάλου σε έδαφος S1.



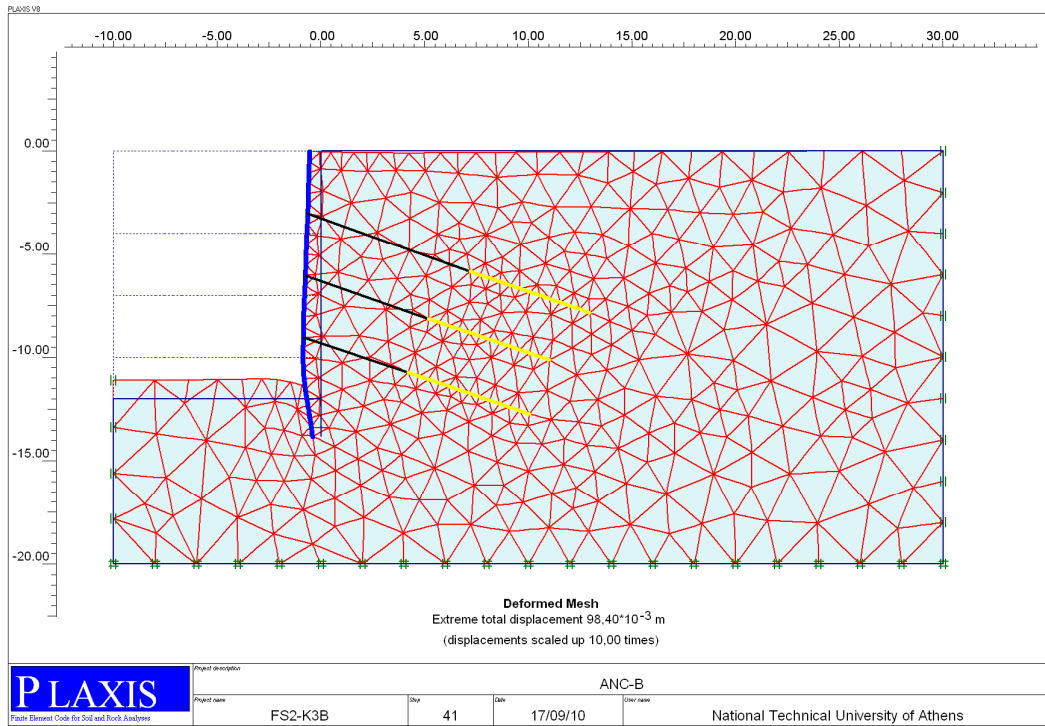
Σχήμα 4.48b: Διάγραμμα ροπών κάμψης εύκαμπτου πασσάλου σε έδαφος S1.



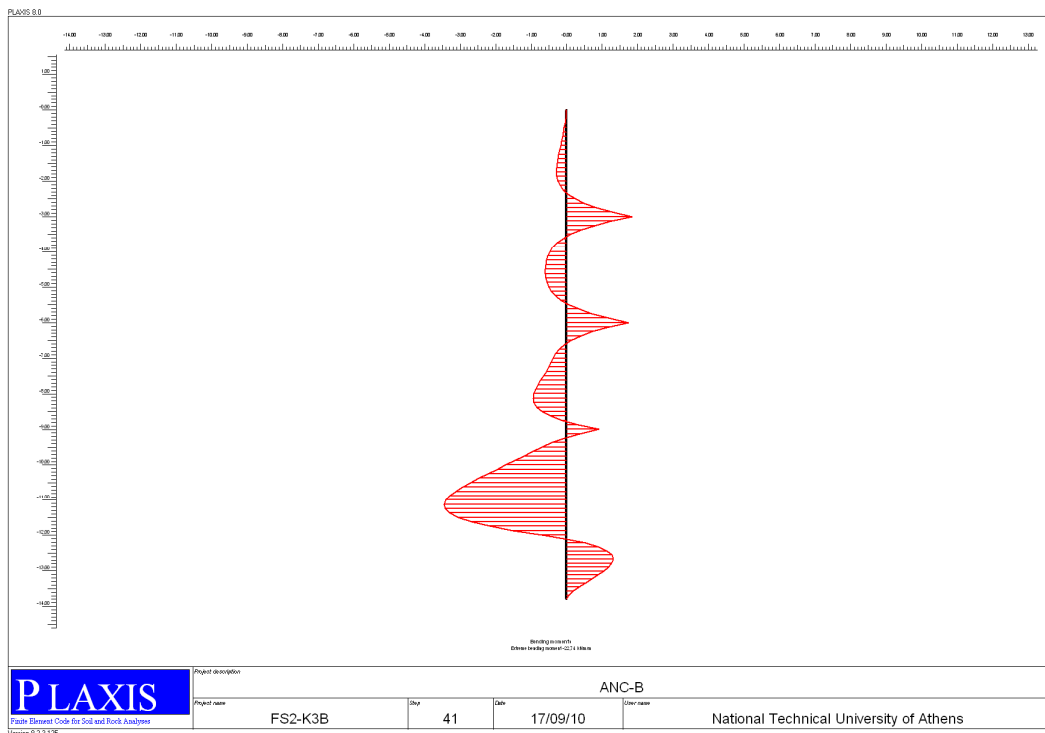
Σχήμα 4.49a: Διανύσματα μετατοπίσεων δύσκαμπτου πασσάλου σε έδαφος S1.



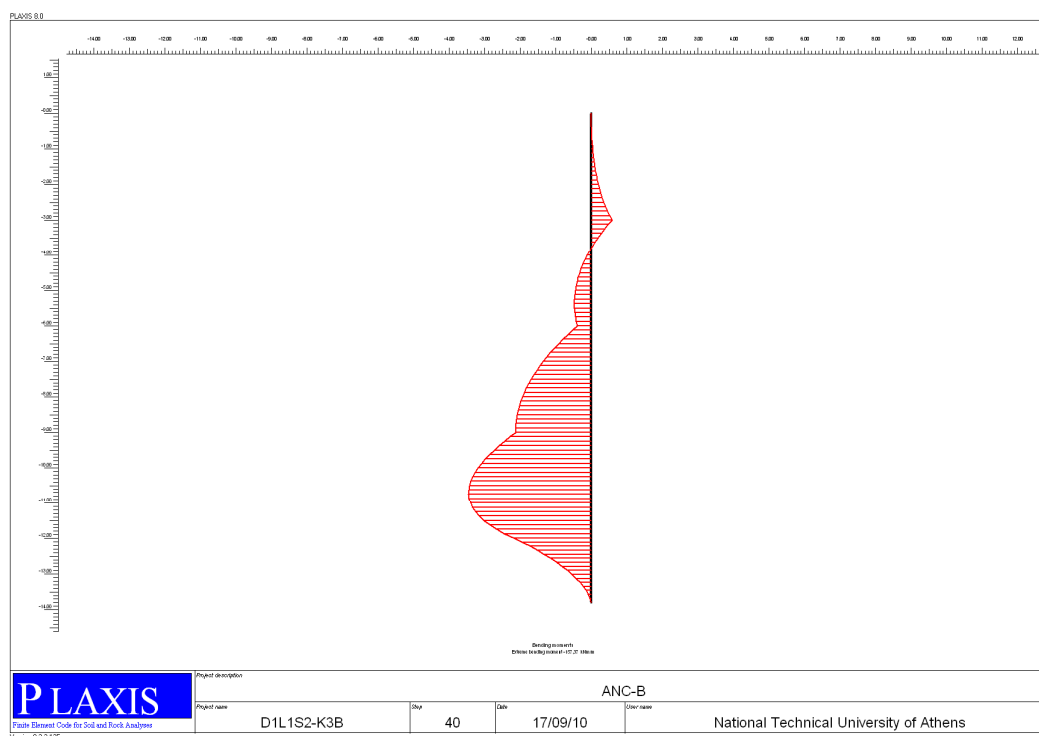
Σχήμα 4.49b: Διάγραμμα ροπών κάμψης δύσκαμπτου πασσάλου σε έδαφος S1.



Σχήμα 4.50α: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων σε έδαφος S2 με εύκαμπτους πασσάλους.



Σχήμα 4.50b: Διάγραμμα ροπών κάμψης εύκαμπτου πασσάλου σε έδαφος S2.



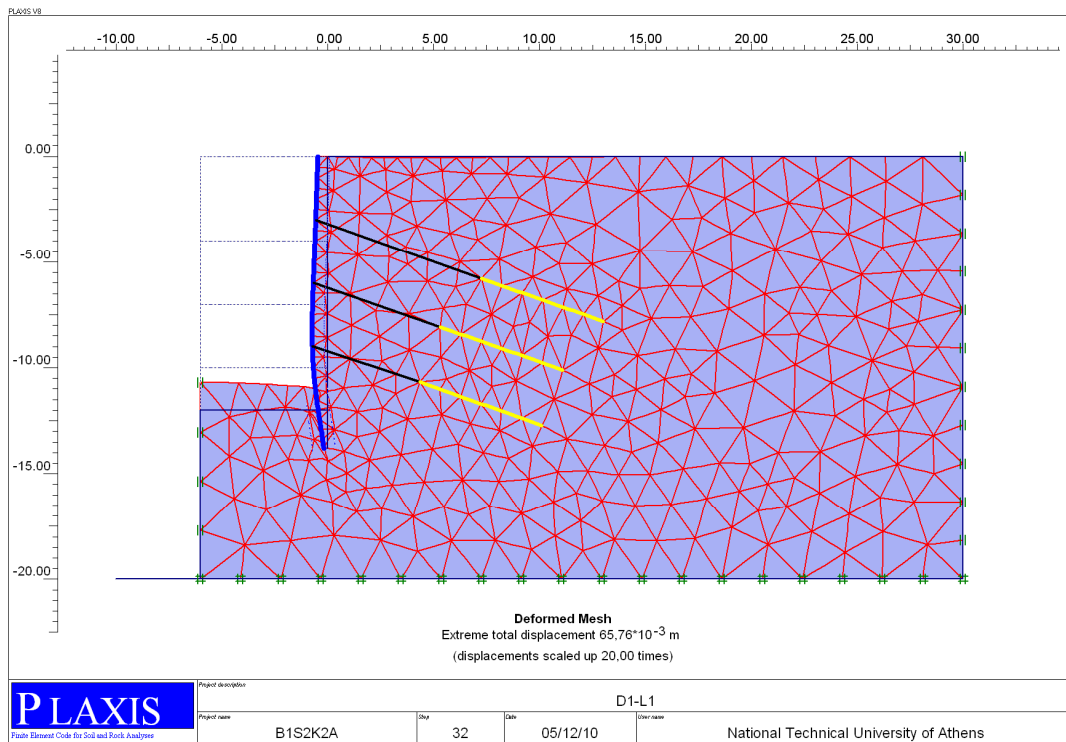
Σχήμα 4.51: Διάγραμμα ροπών κάμψης δύσκαμπτου πασσάλου σε έδαφος S2.

4.4.5 Επιρροή της ανηγμένης απόστασης μετώπων B/H

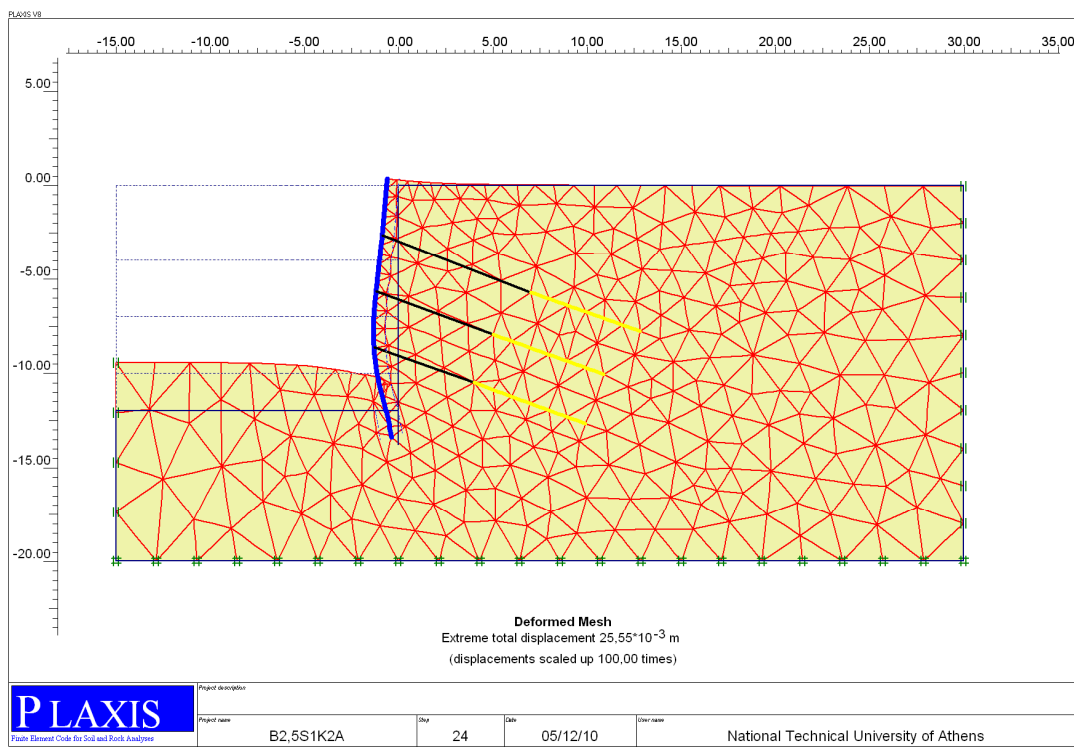
Όλες οι διδιάστατες αναλύσεις που προηγήθηκαν έγιναν με το ίδιο γεωμετρικό προσομοίωμα, όπου το μέτωπο εκσκαφής απείχε από το αριστερό όριο πεπερασμένων στοιχείων κατά 10m. Προφανώς, λόγω της αξονικής συμμετρίας, το παραπάνω προσομοίωμα αντιστοιχεί σε δύο συμμετρικά μέτωπα εκσκαφής που απέχουν απόσταση $B=2 \cdot 10=20\text{m}$ και έχουν μήκος L θεωρητικά μεν απεριόριστο, πρακτικά δε πολύ μεγαλύτερο από το ύψος H . Η ενιαία αυτή επιλογή της απόστασης $B/2=10\text{m}$ έγινε για λόγους σύγκρισης των επιλύσεων και αντιστοιχεί κατά μέσον όρο σε μία συνηθισμένη περίπτωση της πράξης. Επομένως, οι ως τώρα αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες μπορούν να έχουν άμεση σύγκριση μεταξύ τους.

Εντούτοις, τα αποτελέσματα αυτά θα μπορούσαν να συγκριθούν με αντίστοιχα από τριδιάστατες αναλύσεις μόνο για τον ίδιο λόγο B/H και συγκεκριμένα $20/12=1,667$. Προκειμένου να γίνει άμεση σύγκριση διδιάστατων αναλύσεων με τις τριδιάστατες που παρουσιάζονται στο επόμενο κεφάλαιο, έγιναν πρόσθετες διδιάστατες αναλύσεις για δύο συγκεκριμένους λόγους $B/H=1$ και $2,5$, δηλαδή με τους λόγους των αντίστοιχων τριδιάστατων.

Στο σχήμα 4.52 παρουσιάζεται το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων για μία από τις επιλύσεις του εδάφους S2 με λόγο $B/H=1$ (απόσταση μετώπων $B=12\text{m}$ και απόσταση μετώπου από το όριο 6m).

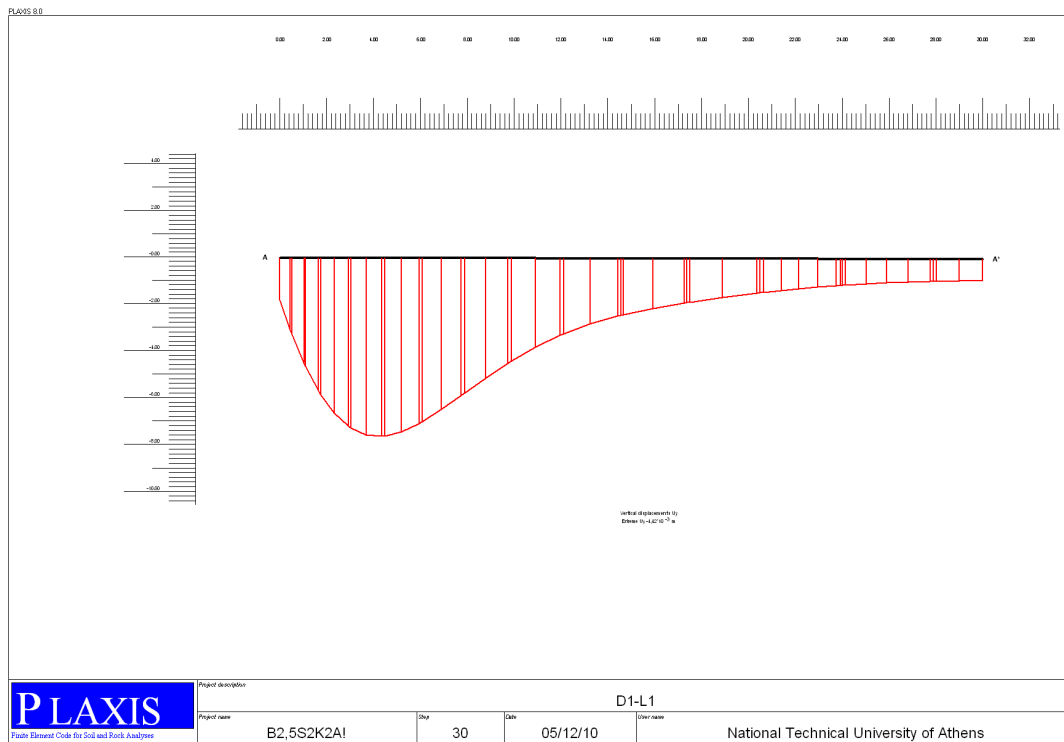


Σχήμα 4.52: Ενδεικτική επίλυση για λόγο $B/H=1$ και έδαφος S2.



Σχήμα 4.53: Ενδεικτική επίλυση για λόγο $B/H=2,5$ και έδαφος S1.

Αντιστοίχως, στο σχήμα 4.53 δίνεται το γεωμετρικό προσομοίωμα για λόγο $B/H=2,5$ για μία από τις επιλύσεις του εδάφους S1 (απόσταση μετώπων $B/30m$ και απόσταση από το όριο $15m$).



Σχήμα 4.54: Θέση μέγιστης επιφανειακής καθίζησης, από το διάγραμμα κατανομής των καθιζήσεων για το έδαφος S2.

Στους πίνακες 4.10 και 4.11 παρουσιάζονται συγκριτικά αποτελέσματα των πρόσθετων επιλύσεων για $B/H=1$ και $B/H=2,5$ μαζί με τα αποτελέσματα των αρχικών επιλύσεων για λόγο $B/H=1,667$. Στους παραπάνω πίνακες συγκρίνονται τα εξής μεγέθη:

- Η οριζόντια μετατόπιση στη στέψη u_x .
- Η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση u_y .
- Η θέση της μέγιστης επιφανειακής καθίζησης, x_0 .
- Ο συντελεστής ασφαλείας MSF.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.10: ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗΣ Β ΤΩΝ ΜΕΤΩΠΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ-ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟ S1.

ΚΩΔΙΚΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	B/H	R _d (kN)	$\Sigma R_d/s\gamma H^2$	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΣΤΕΨΗΣ u _x (mm)	ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ u _y (mm)	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗ ΣΤΕΨΗ x ₀	x ₀ /H	MSF
D1L1S1K2A	1,667	105	0,033	5,45	-0,32	22,5	1,875	1,186
D1L1S1K2B	1,667	210	0,066	5,17	-0,34	22,5	1,875	1,333
D1L1S1K2C	1,667	420	0,133	4,65	-0,38	22,5	1,875	1,521
D1L1S1K2D	1,667	840	0,265	3,55	-0,46	22,5	1,875	1,821
B1S1K2A	1	105	0,033	5,80	-0,29	22,5	1,875	1,179
B1S1K2B	1	210	0,066	5,86	-0,33	22,5	1,875	1,326
B1S1K2C	1	420	0,133	4,86	-0,35	22,5	1,875	1,500
B1S1K2D	1	840	0,265	4,10	-0,43	22,5	1,875	1,765
B2,5S1K2A	2,5	105	0,033	5,93	-0,33	22,5	1,875	1,198
B2,5S1K2B	2,5	210	0,066	5,74	-0,36	22,5	1,875	1,342
B2,5S1K2C	2,5	420	0,133	4,97	-0,39	22,5	1,875	1,523
B2,5S1K2D	2,5	840	0,265	4,02	-0,47	22,5	1,875	1,760

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.11: ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗΣ Β ΤΩΝ ΜΕΤΩΠΩΝ ΕΚΣΚΑΦΗΣ-ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟ S2.

ΚΩΔΙΚΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ	B/H	R _d (kN)	$\Sigma R_d/s\gamma H^2$	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΣΤΕΨΗΣ u _x (mm)	ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ u _y (mm)	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗ ΣΤΕΨΗ x ₀	x ₀ /H	MSF
D1L1S2K2A	1,667	105	0,036	23,25	-4,16	3,75	0,313	1,198
D1L1S2K2B	1,667	210	0,073	21,62	-2,41	3,75	0,313	1,244
D1L1S2K2C	1,667	420	0,146	19,48	-1,37	0	0	1,342
D1L1S2K2D	1,667	840	0,292	15,91	-2,98	0	0	1,487
B1S2K2A	1	105	0,036	22,45	-3,53	3,75	0,313	1,197
B1S2K2B	1	210	0,073	20,96	-1,85	3,75	0,313	1,243
B1S2K2C	1	420	0,146	18,86	-0,87	0	0	1,343
B1S2K2D	1	840	0,292	15,21	-0,23	0	0	1,489
B2,5S2K2A	2,5	105	0,036	22,60	-4,42	3,75	0,313	1,199
B2,5S2K2B	2,5	210	0,073	21,89	-2,58	3,75	0,313	1,246
B2,5S2K2C	2,5	420	0,146	19,72	-1,57	0	0	1,342
B2,5S2K2D	2,5	840	0,292	16,10	-3,13	0	0	1,486

Από τους δύο πίνακες που αναφέρονται στο έδαφος S1 και S2 αντίστοιχα, εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

- ✓ Οι διαφορές στην οριζόντια μετατόπιση στη στέψη u_x δεν είναι σημαντικές, παρατηρείται όμως ότι στο έδαφος S1, το μέγεθος αυτό αυξάνεται ελαφρά με την αύξηση της ανηγμένης απόστασης B/H . Στο έδαφος S2 οι διαφορές είναι πρακτικά αμελητέες.
- ✓ Οι διαφορές στη μέγιστη επιφανειακή καθίζηση κατά ανάλογο τρόπο δεν είναι σημαντικές. Σημειώνεται ότι η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση (με αρνητικό πρόσημο) δε συμπίπτει πάντα με τη μέγιστη μετατόπιση, δεδομένου ότι όπως προαναφέρθηκε σε προηγούμενη υποπαράγραφο, σε ορισμένες περιπτώσεις, αναπτύσσονται μετατοπίσεις στη στέψη προς τα άνω που κατά απόλυτη τιμή είναι μεγαλύτερες από τις μέγιστες καθιζήσεις θεωρούμενες προς τα κάτω.
- ✓ Η θέση της μέγιστης επιφανειακής καθίζησης σημειώθηκε στους πίνακες 4.10 και 4.11 ως x_0 , δηλαδή ως η απόσταση της θέσης από το κατακόρυφο μέτωπο. Ο τρόπος επισήμανσης του παραπάνω μεγέθους φαίνεται στο σχήμα 4.54, όπου αποδίδεται η κατανομή των κατακορύφων μετατοπίσεων γενικώς, στη συγκεκριμένη περίπτωση εδάφους S2. Στο έδαφος S1, η ανηγμένη απόσταση x_0/H έχει αρκετά υψηλή τιμή (1,875) και τούτη ανεξαρτήτως του λόγου B/H , παρατηρείται όμως, ότι οι κατά απόλυτη τιμή μέγιστες, κατακόρυφες μετατοπίσεις, στις περιπτώσεις του εδάφους S1 πάντα εμφανίζονται στη στέψη και είναι προς τα άνω. Αντιθέτως, στο έδαφος S2 οι μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις αναπτύσσονται πολύ κοντά στη στέψη ή ακριβώς στη στέψη.
- ✓ Ο συντελεστής ασφαλείας MSF δε φαίνεται πρακτικά να επηρεάζεται από το λόγο B/H . Στην περίπτωση του εδάφους S2 οι τιμές που προέκυψαν είναι ουσιαστικώς ταυτόσημες, ενώ οι πολύ μικρές διαφορές των συντελεστών ασφαλείας στο έδαφος S1 αναλόγως του B/H πιθανώς να οφείλονται και στον αριθμό βημάτων που επιλέχθηκε κατά τη φάση ϕ, c reduction. Σε όλες τις αντίστοιχες φάσεις, στο κυρίως μη συνεκτικού χαρακτήρα έδαφος S1, κατά την πορεία επίλυσης και όταν ήδη είχε εκδηλωθεί πρακτικά αστοχία παρουσιάζονταν μικροδιακυμάνσεις στις τιμές MSF. Αντιθέτως, στο συνεκτικού χαρακτήρα έδαφος S2, μετά από σχετικά μικρό αριθμό βημάτων, παρουσιαζόταν σταθεροποίηση του MSF, ο οποίος δεν άλλαζε αν επιλεγόταν μεγαλύτερος αριθμός βημάτων επίλυσης.

4.4.6 Συμπληρωματικά σχόλια για την ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων

Τα σχόλια που ακολουθούν περιλαμβάνονται σε ξεχωριστή υποπαράγραφο, δεδομένου ότι διευκολύνουν τις συγκρίσεις με τις τριδιάστατες αναλύσεις, καθώς και την προσπάθεια ερμηνείας των διαφορών, ως προς την κατανομή και το μέγεθος των επιφανειακών μετατοπίσεων u_y .

Προκειμένου να εξεταστεί με τρόπο κατά το δυνατόν, ανεξάρτητο η επιρροή ορισμένων βασικών παραγόντων στην ανάπτυξη του μεγέθους u_y , έγινε σειρά αναλύσεων με διαφοροποιούμενες παραδοχές, ως εξής:

- Γενικά στοιχεία: βάθος έμπηξης D2, πρόσθετο ελεύθερο μήκος αγκυρίων L2 και ελαστικές σταθερές του εδάφους S2.
- Επίλυση 1: Γραμμικώς ελαστικό έδαφος και ανυποστήριχτη εκσκαφή.
- Επίλυση 2: Γραμμικώς ελαστικό έδαφος και τοιχείο αντιστήριξης μόνο, χωρίς αγκύρια.
- Επίλυση 3: Γραμμικώς ελαστικό έδαφος με τοιχείο αντιστήριξης και αγκύρια της περίπτωσης φόρτισης D ($R_d=840\text{kN}$).
- Επίλυση 4: Ελαστοπλαστικό έδαφος S2 με τοιχείο αντιστήριξης και αγκύρια της περίπτωσης φόρτισης D ($R_d=840\text{kN}$). Η επίλυση περιλαμβάνεται στον πίνακα 4.8.
- Επίλυση 5: Όπως στην περίπτωση της επίλυσης 4, αλλά με μειωμένη συνοχή, ώστε ο συντελεστής ασφαλείας να είναι μικρότερος από την παραπάνω περίπτωση.

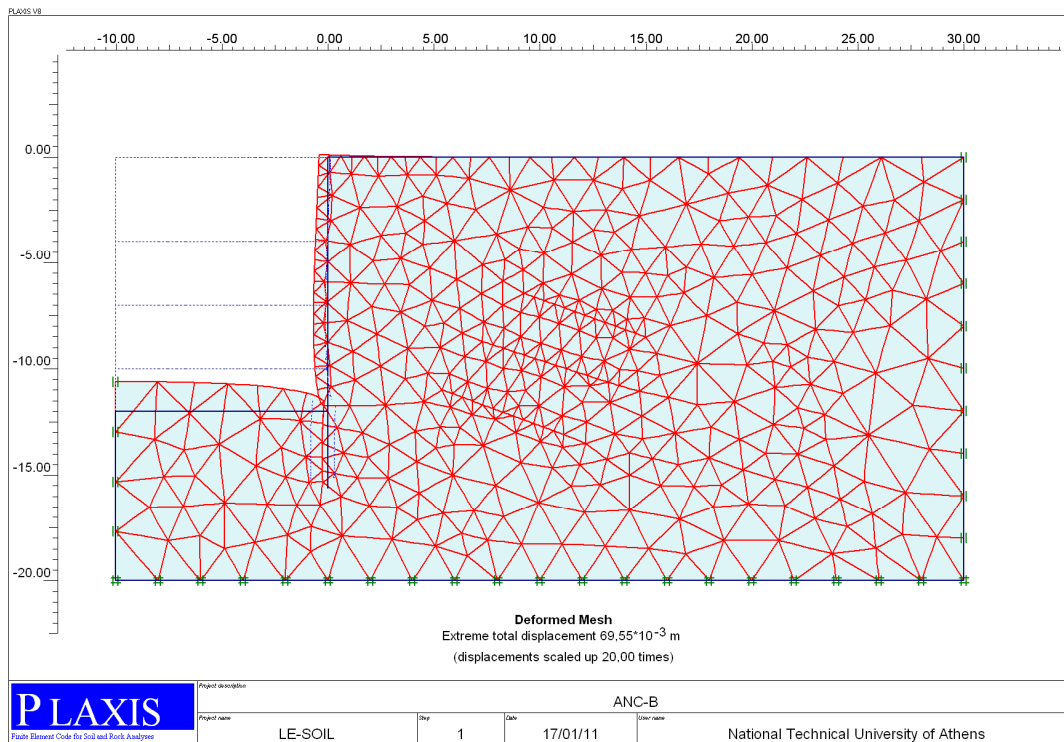
Τα αποτελέσματα της επίλυσης 1 παρατηρούνται στα σχήματα 4.55a και 4.55b και η μετατόπιση στέψης προέκυψε $u_y=+5,67\text{mm}$ (ανύψωση).

Η επίλυση 2, για γραμμικώς ελαστικό έδαφος επίσης έγινε με ενεργοποίηση του τοιχείου μόνο (σχήματα 4.56a και 4.56b) και προέκυψε μετατόπιση στέψης $u_y=+15,25\text{mm}$ (ανύψωση).

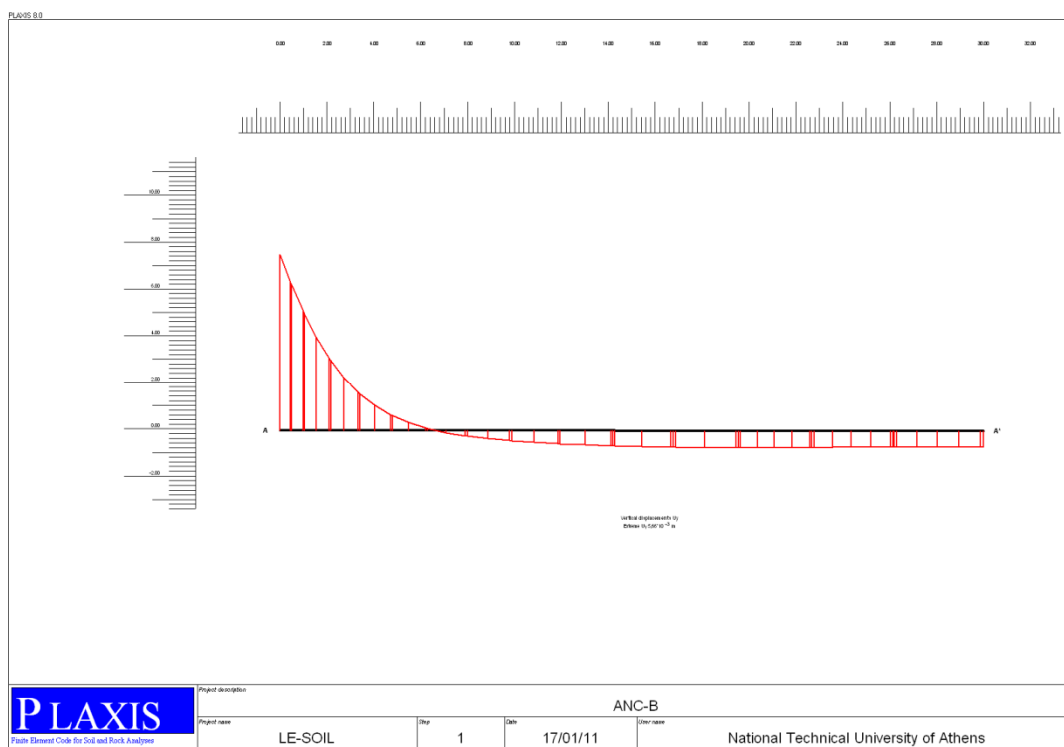
Η επίλυση 3, για γραμμικώς ελαστικό έδαφος επίσης και πλήρη ενεργοποίηση των μέτρων υποστήριξης (σχήματα 4.57a και 4.57b) έδωσε $u_y=+13,15\text{mm}$ (ανύψωση).

Η επίλυση 4, για ελαστοπλαστικό έδαφος, σύμφωνα με τον πίνακα 4.8 έδωσε κατακόρυφη μετατόπιση στέψης $u_y=+5,39\text{mm}$ (ανύψωση).

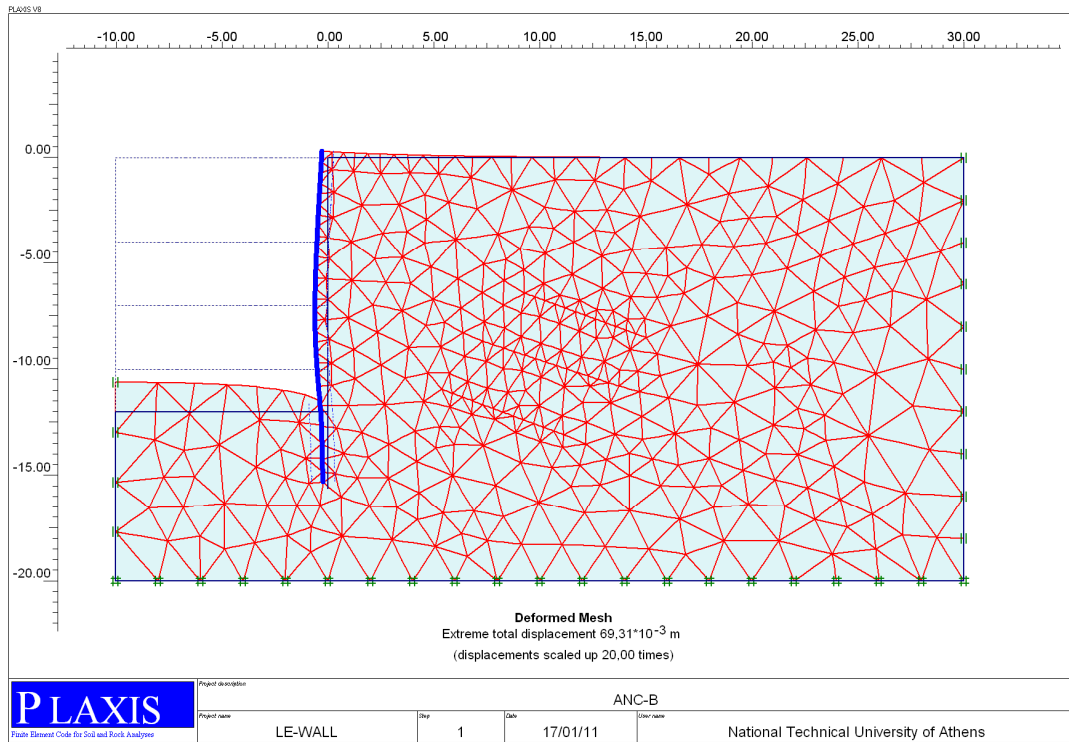
Τέλος, στην επίλυση 5 (σχήματα 4.58a και 4.58b) με μειωμένη τιμή συνοχής, ώστε να έχουμε χαμηλό συντελεστή ασφαλείας ($MSF=1,1$), αλλά με την ίδια δύναμη τάνυσης (δηλαδή για $R_d=840\text{kN}$), προέκυψε $u_y=-6,91\text{mm}$ (καθίζηση).



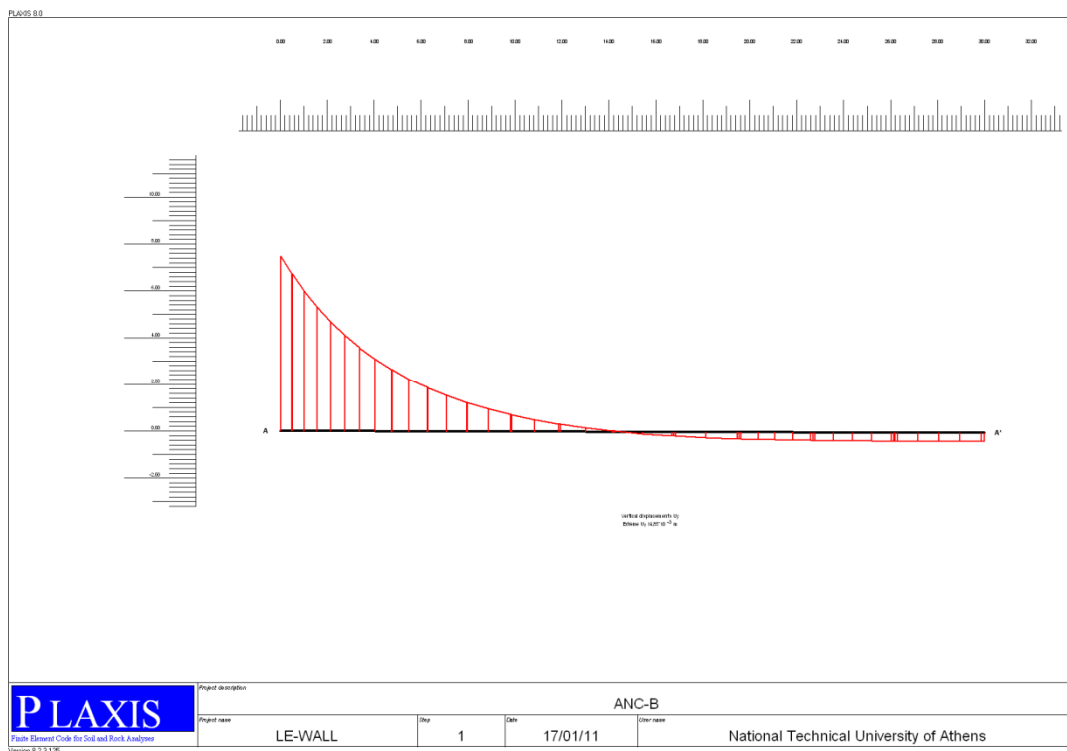
Σχήμα 4.55a: Επίλυση ανυποστήριχτης εκσκαφής για γραμμικώς ελαστικό έδαφος (D2L2).



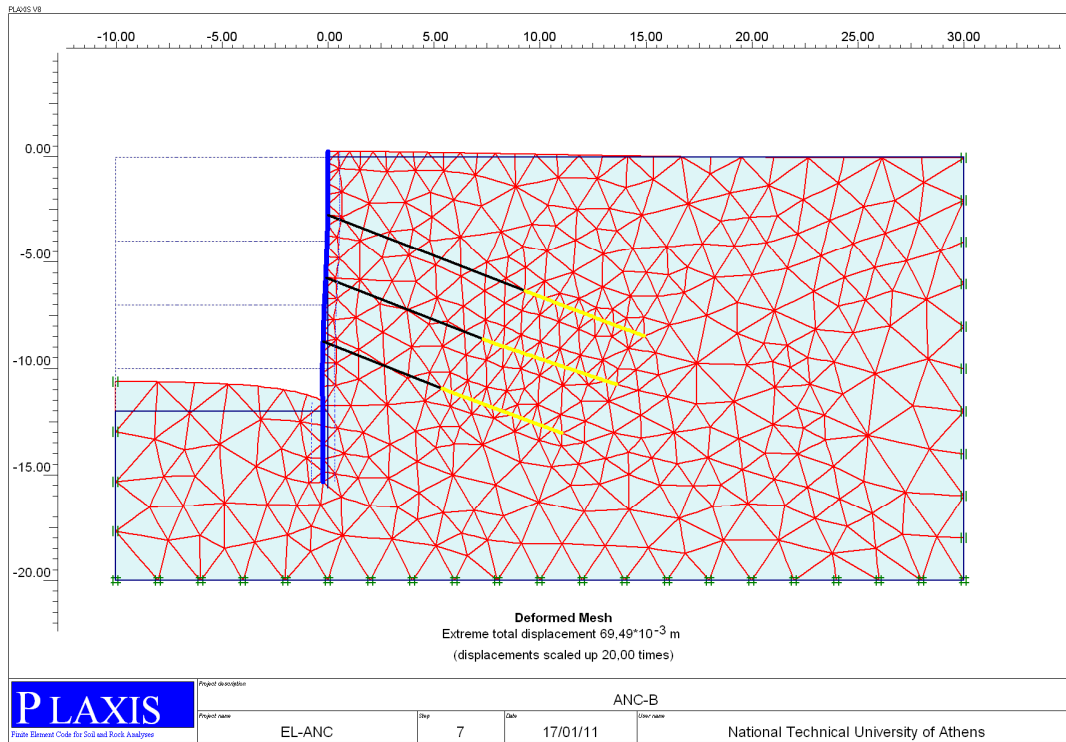
Σχήμα 4.55b: Κατανομή επιφανειακών μετατοπίσεων της περιπτώσεως του σχήματος 4.55a.



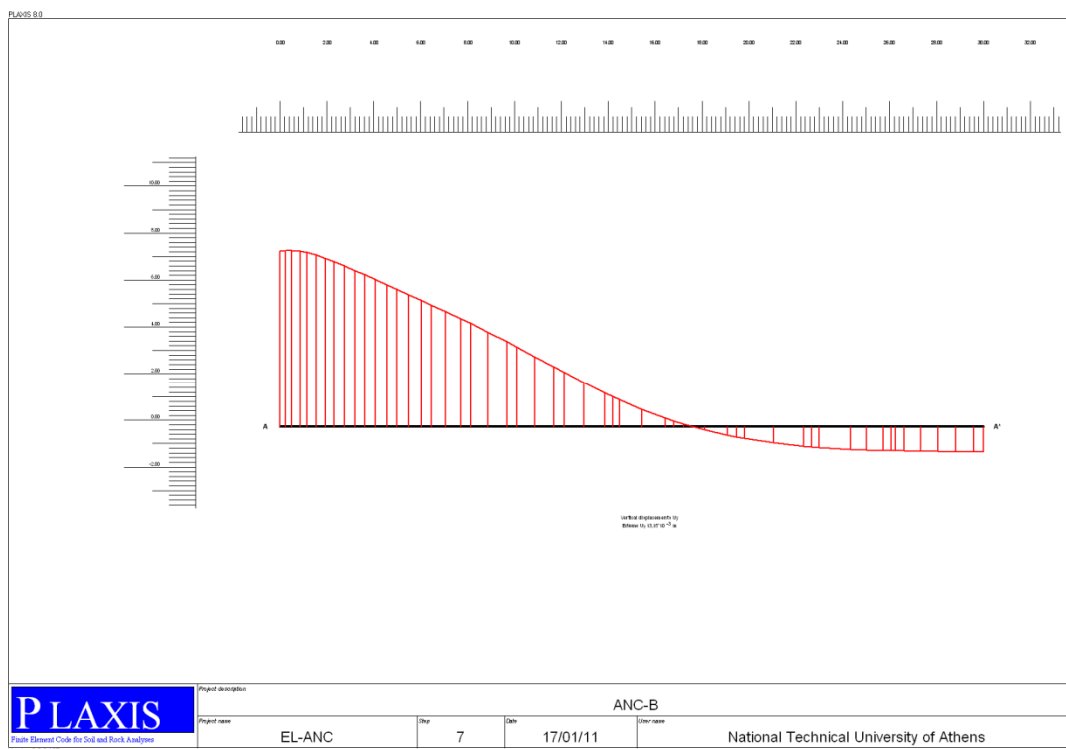
Σχήμα 4.56a: Επίλυση εκσκαφής με τοίχείο αντιστήριξης για γραμμικώς ελαστικό έδαφος (D2L2).



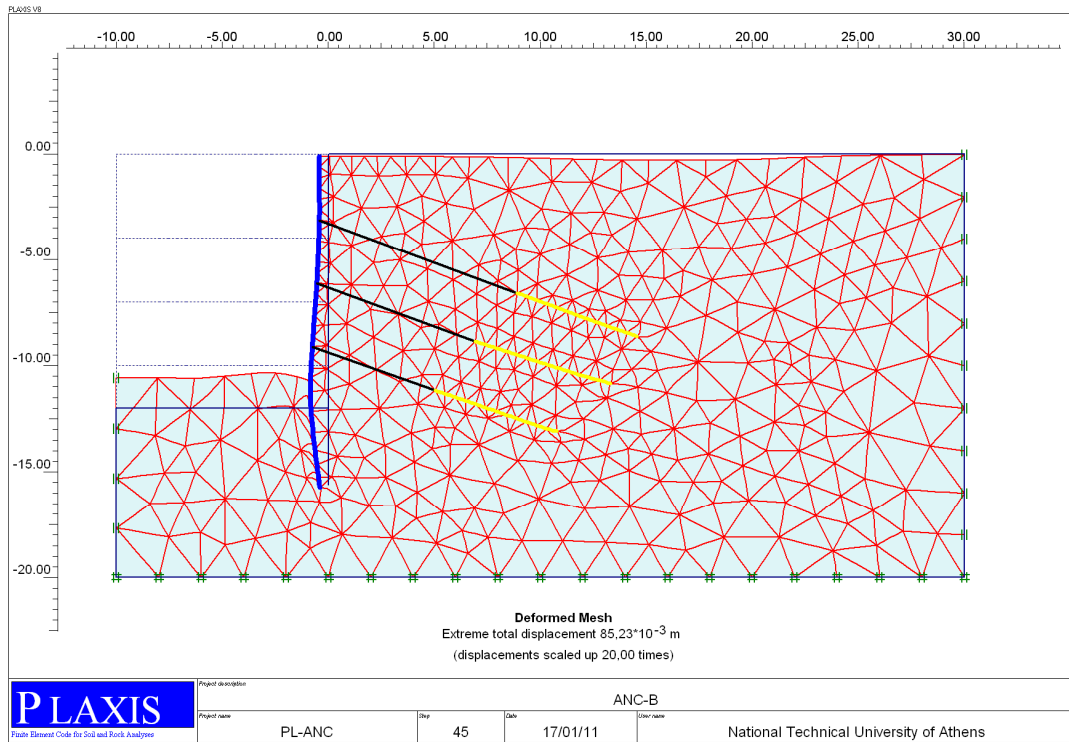
Σχήμα 4.56b: Κατανομή επιφανειακών μετατοπίσεων της περίπτωσης του σχήματος 4.56a.



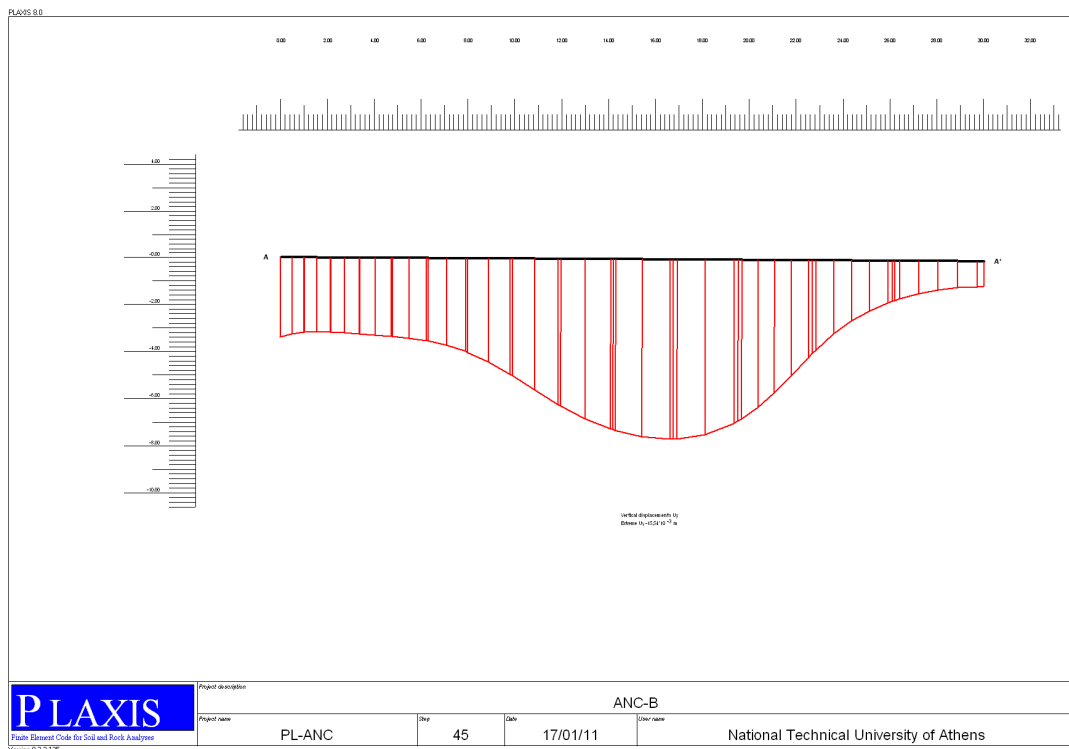
Σχήμα 4.57a: Επίλυση αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις για γραμμικώς ελαστικό έδαφος (D2L2).



Σχήμα 4.57b: Επιφανειακές μετατοπίσεις της περίπτωσης του σχήματος 4.57a.



Σχήμα 4.58a: Επίλυση για ελαστοπλαστικό έδαφος (D2L2S2).



Σχήμα 4.58b: Επιφανειακές καθιζήσεις της περίπτωσης του σχήματος 4.58a.

Από τα παραπάνω αποτελέσματα, εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- ✓ Για γραμμικώς, ελαστικό έδαφος και κατακόρυφη ανυποστήριχτη εκσκαφή, η στέψη ανυψώνεται κατά το μέγεθος u_y που προέκυψε. Σημειώνεται ότι η παρατήρηση αυτή ισχύει γενικά, εφόσον το γραμμικώς ελαστικό έδαφος θεωρείται συγχρόνως και ομοιογενές. Για παράδειγμα, στην περίπτωση μεταβαλλόμενου με το βάθος μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο ελαστικότητας κάτω από τη στάθμη εκσκαφής υψηλότερου από το E άνω της στάθμης, η ανύψωση της στέψης θα είχε διαφορετική τιμή και ενδεχομένως η μετατόπιση να ήταν προς τα κάτω.
- ✓ Για την ίδια περίπτωση με την παραπάνω, αλλά με ενεργοποίηση του τοιχείου αντιστήριξης, η υπολογιστική τιμή της μετατόπισης στέψης σχεδόν τριπλασιάστηκε. Αυτό θα μπορούσε να αποδοθεί στο ότι το έδαφος που ανυψώνεται στη στάθμη γενικής εκσκαφής, καθώς και στην περιοχή του τμήματος του πασσάλου, κατά το μήκος έμπηξης, συμπαρασύρει προς τα άνω το τοίχειο. Η επιρροή αυτή θα μπορούσε να εξηγηθεί με την ανάπτυξη υψηλών διατμητικών τάσεων με φορά προς τα άνω κατά τη διεπιφάνεια του πασσάλου με το έδαφος. Προϋπόθεση όμως, για ν'αναπτυχθεί αυτός ο μηχανισμός πλήρως είναι οι παραπάνω υψηλές, διατμητικές τάσεις να μην ξεπερνούν τις οριακές τάσεις συνάφειας στη διεπιφάνεια με τον πάσσαλο, δηλαδή ουσιαστικώς τη διατμητική αντοχή του συστήματος στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου. Η παραπάνω υψηλή τιμή της u_y , μάλλον υπερτιμά τις πραγματικές, κατακόρυφες μετατοπίσεις, δεδομένου ότι οι πάσσαλοι που διεισδύουν στο έδαφος είναι διακριτά στοιχεία σε αποστάσεις μεταξύ τους. Αντίθετα, στη διδιάστατη ανάλυση θεωρούνται ως συνεχές σύστημα (με παράπλευρη επιφάνεια επί της οποίας μπορούν να αναπτυχθούν διατμητικές τάσεις ανύψωσης πολύ μεγαλύτερη από την πραγματική).
- ✓ Στην ίδια περίπτωση γραμμικώς ελαστικού εδάφους, οι δυνάμεις τάνυσης, που έχουν μικρή έστω κλίση προς τα κάτω, έχουν ως συνέπεια την απομείωση των ανυψώσεων στη στέψη. Η επιρροή των δυνάμεων αυτών επί των επιφανειακών καθιζήσεων, δεν είναι σημαντική, συνεπάγεται όμως αύξηση των καθιζήσεων στη στέψη και σε απόσταση από την εκσκαφή και μείωση λόγω τάσης ανύψωσης σε περιοχή κοντά στη στέψη.
- ✓ Στην περίπτωση ελαστοπλαστικού εδάφους (περιπτώσεις 4 και 5), παρατηρείται σημαντική μείωση της ανύψωσης u_y για σχετικά υψηλό συντελεστή ασφαλείας στην περίπτωση 4 και αναστροφή του προσήμου για χαμηλό συντελεστή ασφαλείας, δηλαδή έχουμε καθίζηση πλέον στην περίπτωση 5. Γενικά, η μείωση του συντελεστή ασφαλείας έχει ως συνέπεια τη μείωση των ανυψώσεων της στέψης ή και την ανάπτυξη καθιζήσεων αντί ανυψώσεων.

4.4.7 Επιρροή της διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας επί των επιφανειακών καθιζήσεων

Μετά τη διαπίστωση ότι οι ανυψώσεις του πυθμένα εκσκαφής συμπαρασύρουν το τοιχείο αντιστήριξης προς τα άνω, με αποτέλεσμα στις περισσότερες περιπτώσεις των διδιάστατων αναλύσεων να προκύπτει ανύψωση αντί καθίζηση στην περιοχή της στέψης, θεωρήθηκε σκόπιμο να επιβεβαιωθεί αυτός ο μηχανισμός με ανεξάρτητη διερεύνηση της επιρροής των τάσεων συναφείας κατά τη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους.

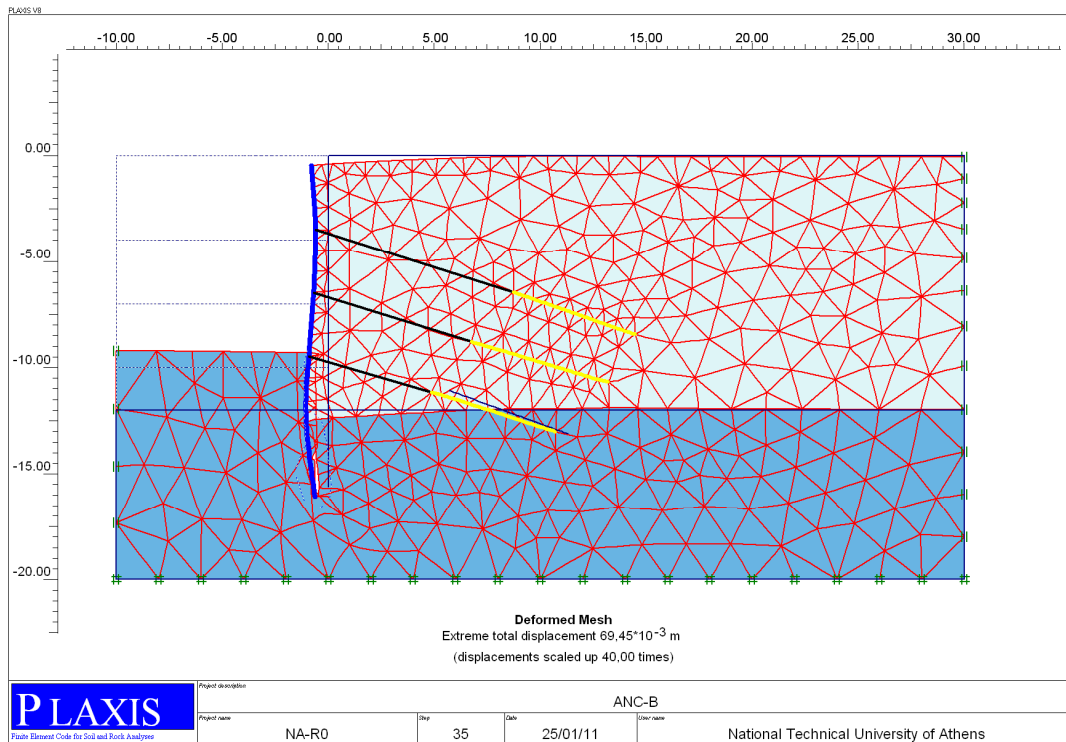
Στην προηγούμενη υποπαράγραφο διατυπώθηκε η άποψη ότι οι παραπάνω ανυψώσεις στέψης υπερτιμώνται κατά τις διδιάστατες αναλύσεις, λόγω του ότι κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής, η αντιστήριξη δεισδύει στο έδαφος με διακριτά στοιχεία (πασσάλους), αρκετά μικρότερης παράπλευρης επιφάνειας συγκριτικά με αυτήν ενός συνεχούς στοιχείου (πλάκας). Η επιρροή λοιπόν, της διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας εξετάστηκε με ενδεικτικές αναλύσεις για δύο ακραίες τιμές του συντελεστή R .

Στο πρόγραμμα, κατά την παράπλευρη επιφάνεια δομικών στοιχείων (όπως το τοιχείο αντιστήριξης ή οι πάσσαλοι), που έρχονται σε επαφή με το έδαφος, θεωρούνται στοιχεία διεπιφάνειας πολύ μικρού πάχους, ώστε να μπορεί να ληφθεί υπόψη τυχόν μειωμένη διατμητική αντοχή, κατά την υπόψη παράπλευρη επιφάνεια. Τούτο επιτυγχάνεται μέσω ενός συντελεστή R , που είναι ο λόγος της διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας προς τη διατμητική αντοχή του εδάφους. Ο συντελεστής R , ουσιαστικά μειώνει κατά το ίδιο ποσοστό τους όρους c και $\tan\phi$, ώστε να αποτελεί συγχρόνως και ενιαίο συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας. Στην περίπτωση που για λόγους πολύ τραχείας διεπιφάνειας είτε εδαφικού σχηματισμού στον οποίο δεν αναμένεται απομείωση της διατμητικής αντοχής, λαμβάνεται η μέγιστη τιμή $R=1$. Η ίδια τιμή λαμβάνεται υποχρεωτικά στις αναλύσεις για γραμμικώς ελαστικό έδαφος, εάν δεν επιτρέπεται η σχετική ολίσθηση του δομικού στοιχείου με το έδαφος. Θεωρητικά, η ακραία ελάχιστη τιμή θα ήταν $R=0$, εντούτοις για μηδενική συνάφεια, δηλαδή για ελεύθερη ολίσθηση μεταξύ των δύο υλικών (πάσσαλος-έδαφος), λαμβάνεται μια πολύ χαμηλή τιμή, κοντά στο 0.

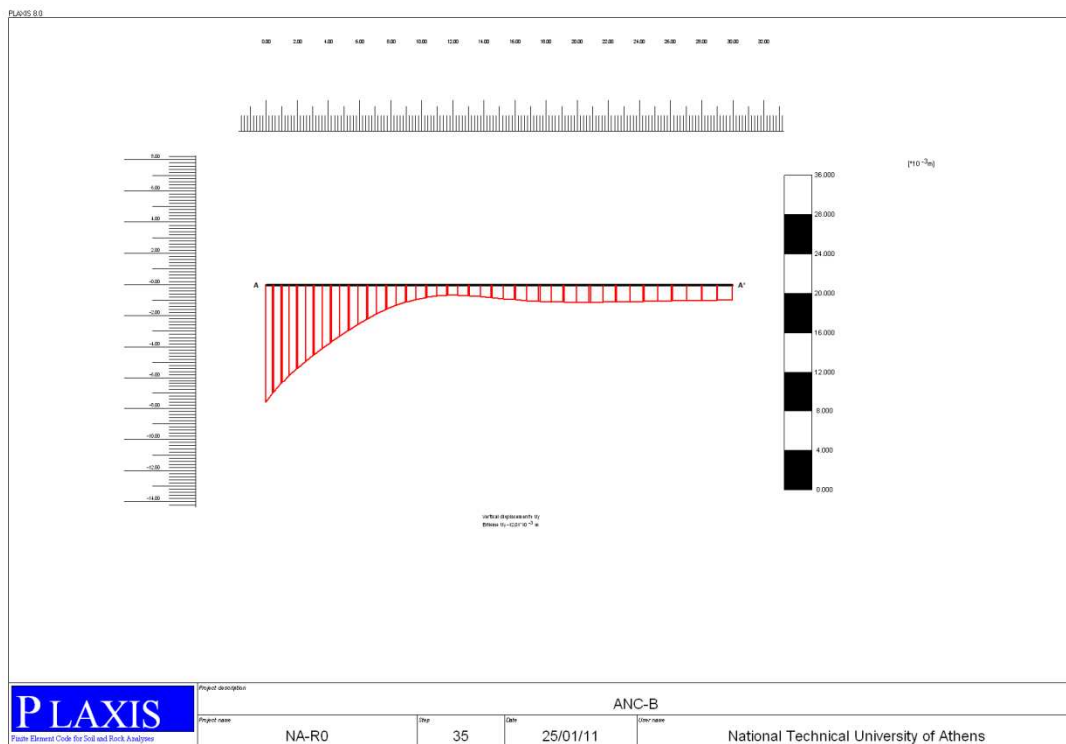
Εξετάστηκε λοιπόν, η περίπτωση αντιστήριξης της προηγούμενης υποπαράγραφου, δηλαδή του τύπου D2L2S2, για ελαστοπλαστικό έδαφος S2 και για δύο ακραίες τιμές του συντελεστή διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας, $R_0=0,01$ και $R_1=1$.

Στο σχήμα 4.59 διακρίνεται η προσομοίωση για την περίπτωση συντελεστή R_0 , για το τμήμα του εδάφους κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής μόνο που κανονικά αναμένεται ότι με την ανύψωσή του, θα συμπαρασύρει τον πάσσαλο προς τα άνω. Εντούτοις, για αυτή την πολύ χαμηλή τιμή R_0 , στη στέψη παρατηρούνται καθιζήσεις και όχι ανυψώσεις, παρά το μεγάλο βάθος έμπηξης και τούτο προκύπτει τόσο από το σχήμα 4.59, όσο και από το 4.60 που δίνει την κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων. Το έδαφος κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής (που φαίνεται χρωματισμένο με σκούρο γαλάζιο) προσομοιώθηκε ακριβώς με τις ίδιες ιδιότητες του υπερκείμενου, αλλά μόνο για τα στοιχεία διεπιφάνειας δόθηκε τιμή $R_0=0,01$, αντί της $R_1=1$, που δόθηκε για το υπερκείμενο έδαφος και που έχει συνεχή επαφή με την κατασκευή αντιστήριξης. Από το ίδιο σχήμα 4.59 φαίνεται ότι η περιοχή του εδάφους

πυθμένα ανυψώθηκε με ελεύθερη ολίσθηση σε σχέση με τον πάσσαλο που βρισκόταν σε επαφή.



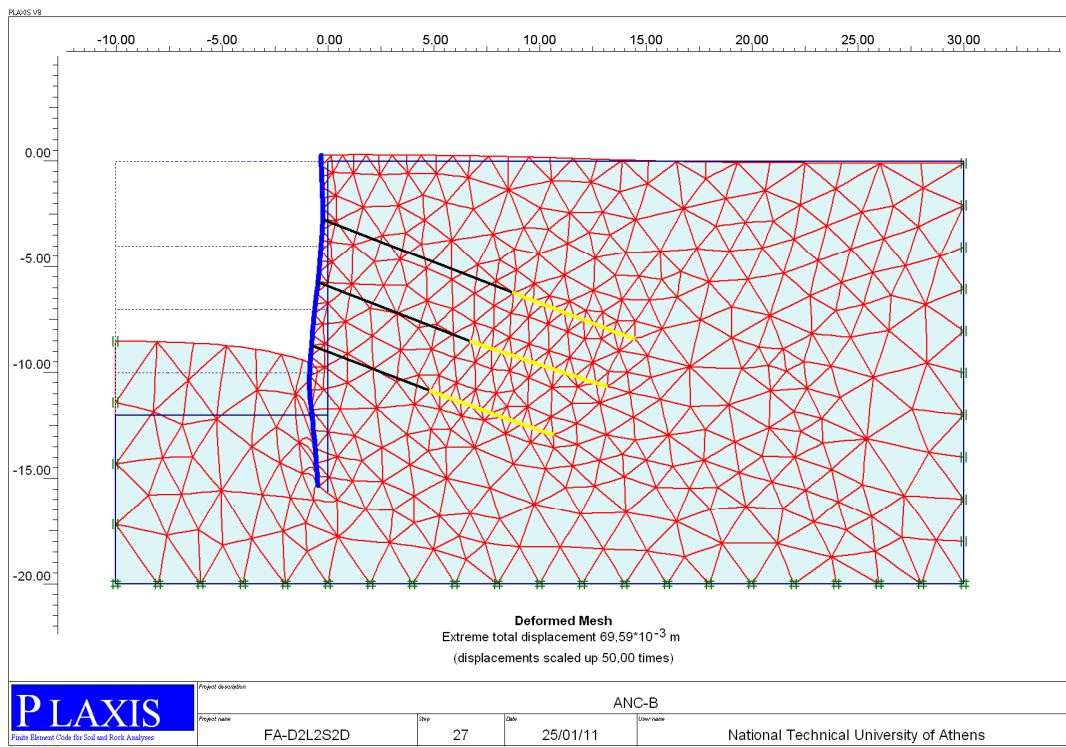
Σχήμα 4.59: Περίπτωση συντελεστή διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας $R_0=0,01$ – Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων.



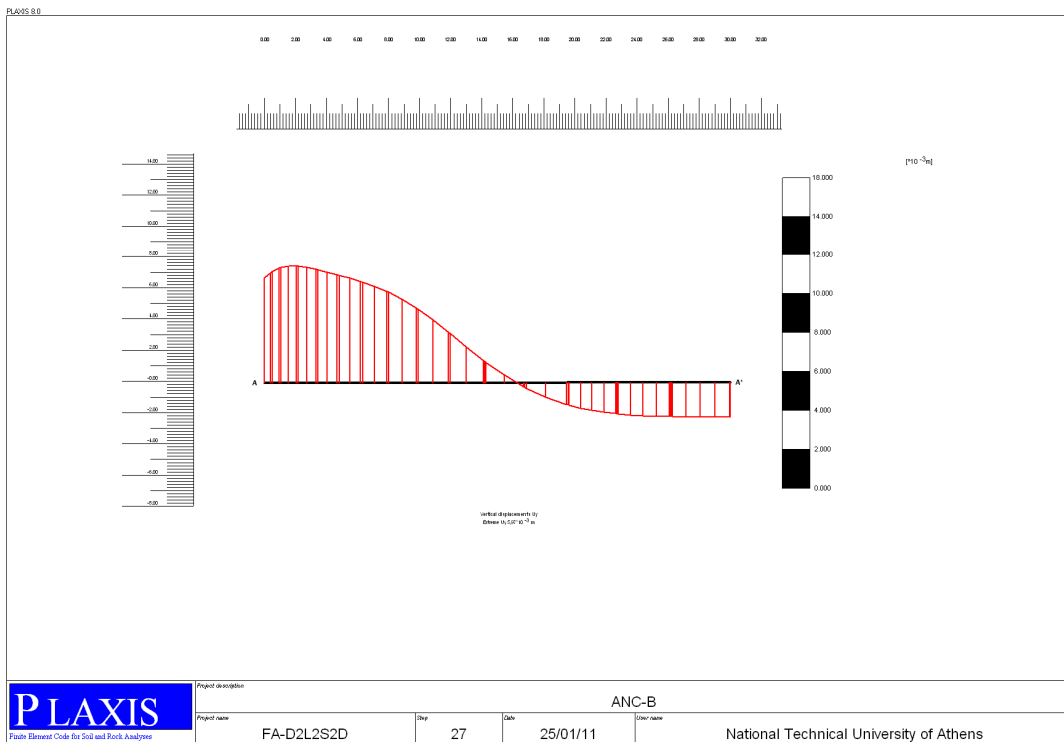
Σχήμα 4.60: Επιφανειακές καθιζήσεις για την περίπτωση συντελεστή R_0 .

Στα ακόλουθα σχήματα (4.61-4.62), φαίνονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα επίλυσης με συντελεστή $R_1=1$, δηλαδή για πλήρη συνάφεια ουσιαστικώς, μεταξύ πασσάλου και εδάφους. Διακρίνεται σε αυτή την περίπτωση η ανύψωση του πασσάλου που συμπαρασύρεται λόγω της ανύψωσης του εδάφους στη στάθμη γενικής εκσκαφής.

Στο σχήμα 4.63 παρατίθενται συγκριτικά τα διαγράμματα κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων για τις δύο ακραίες τιμές του συντελεστή διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας R , τα οποία σχεδιάστηκαν με βάση τα αποτελέσματα του Πίνακα 4.12. Από το σχήμα αυτό, διαπιστώνεται η σημαντική επιρροή του συντελεστή R επί των επιφανειακών καθιζήσεων και παρ'όλο τον ενδεικτικό χαρακτήρα του φαίνεται να επιβεβαιώνεται ότι μειωμένες διατμητικές δυνάμεις συνάφειας προερχόμενες από διατμητικές τάσεις που στην πραγματικότητα εφαρμόζονται σε μικρότερες επιφάνειες, μπορεί να έχουν ως συνέπεια την ανάπτυξη καθιζήσεων και όχι ανυψώσεων στην περιοχή της στέψης.



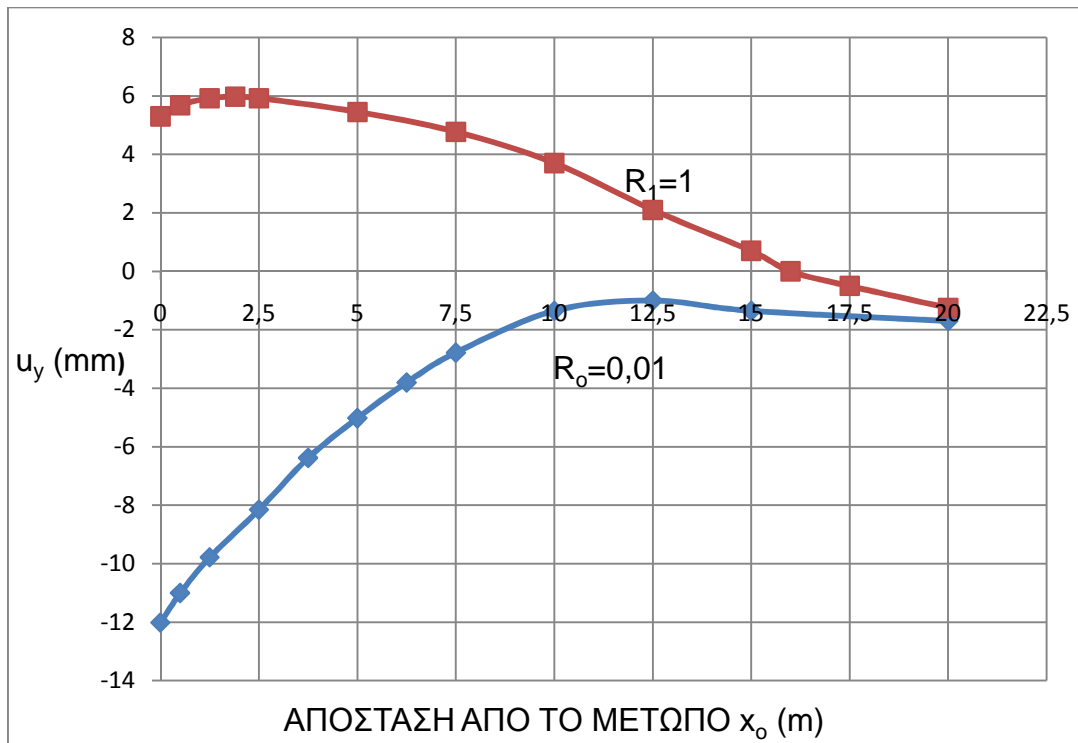
Σχήμα 4.61: Περίπτωση πλήρους ανάπτυξης της διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας ($R_1=1$)-Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 4.62: Επιφανειακές καθιζήσεις για συντελεστή $R_1=1$.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.12: ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΥΝΑΦΕΙΑΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ.

$R_0=0,01$		$R_1=1$	
x_0 (m)	u_y (mm)	x_0 (m)	u_y (mm)
0	-12,01	0	5,30
0,50	-11,00	0,50	5,68
1,25	-9,78	1,25	5,92
2,50	-8,15	1,90	5,97
3,75	-6,38	2,50	5,92
5,00	-5,02	5,00	5,45
6,25	-3,80	7,50	4,77
7,50	-2,78	10,00	3,70
10,00	-1,35	12,50	2,10
12,50	-1,00	15,00	0,70
15,00	-1,35	16,00	0,00
20,00	-1,70	17,50	-0,5
		20,00	-1,25



Σχήμα 4.63: Σύγκριση κατανομών επιφανειακών καθιζήσεων για 2 ακραίες τιμές του συντελεστή διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας, R .

Παραπάνω, διευκρινίστηκε ότι η ακραία τιμή R_0 εφαρμόστηκε μόνο στη ζώνη εδάφους από τη στάθμη γενικής εκσκαφής και κάτω, ενώ στις αναλύσεις η υπερκείμενη ζώνη θεωρήθηκε ότι έχει τιμή $R_1=1$. Επαναλήφθηκε λοιπόν, η ανάλυση με ενιαία τιμή $R_0=0,01$ για ολόκληρη τη στρώση του εδάφους S2, δηλαδή σαν να είχε μηδενική ουσιαστικώς συνάφεια το τοιχείο αντιστήριξης με το έδαφος και πάνω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής. Οι επιφανειακές καθιζήσεις που προέκυψαν ελάχιστα διαφέρουν από αυτές του σχήματος 4.60 και του αντίστοιχου διαγράμματος του σχήματος 4.63, οπότε φαίνεται ότι στη συγκεκριμένη τουλάχιστον περίπτωση δεν επηρεάζονται οι επιφανειακές καθιζήσεις από την τυχόν απομειωμένη διατμητική αντοχή διεπιφάνειας του τοιχείου αντιστήριξης και του εδάφους, άνω τη στάθμης γενικής εκσκαφής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΕΚΣΚΑΦΩΝ ΥΠΟΣΤΗΡΙΖΟΜΕΝΩΝ ΜΕ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΕΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ

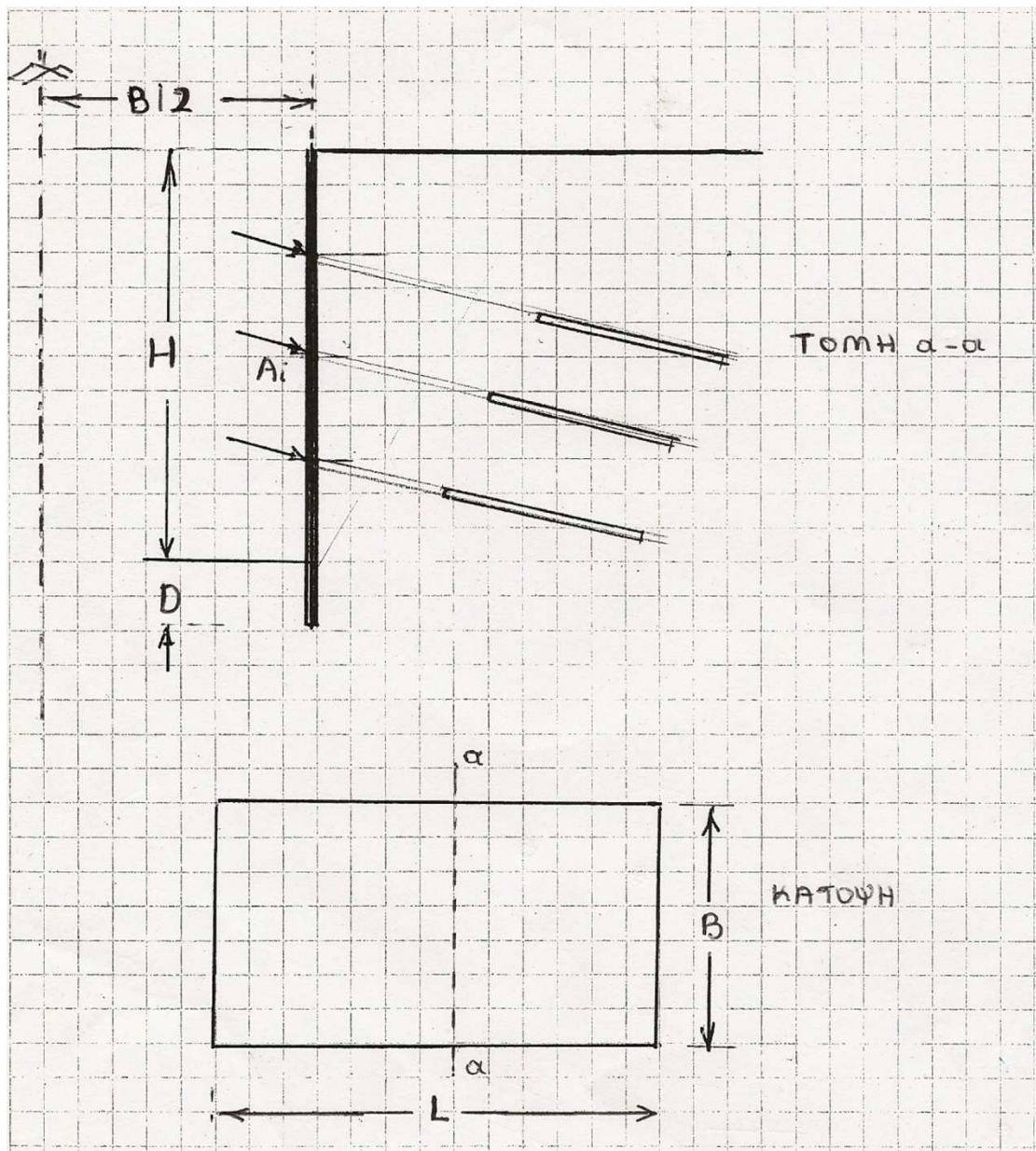
5.1 Γενικά- Το πρόγραμμα Plaxis 3D Foundation

Οι διδιάστατες αναλύσεις που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 4, θεωρητικά θα ήταν ακριβείς για απεριόριστο μήκος L και πρακτικά για λόγους L/H αρκετά υψηλούς, όπου L το μήκος του μετώπου, H το ύψος της εκσκαφής, ενώ B η διάσταση κάτοψης καθέτως προς το μέτωπο, σύμφωνα με το Σχ.5.1.

Η αναμενόμενη συμπεριφορά εκσκαφής με διαστάσεις κάτοψης τέτοιες ώστε οι λόγοι B/H και L/H να μην είναι υψηλοί, είναι η εξής:

- Ο συντελεστής ασφάλειας αναμένεται να είναι υψηλότερος, αν ληφθούν υπόψη οι πραγματικές, τριαξονικές συνθήκες, λόγω της παρεμπόδισης στην εκδήλωση κατολίσθησης από τις διαμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στην περιοχή των γωνιών. Αυτό το φαινόμενο έχει μελετηθεί σε ειδικές περιπτώσεις ανάλυσης ευστάθειας πρανών υπο τριδιάστατες συνθήκες και έχει αποδοθεί ακριβώς στην επίδραση των συνθηκών στα άκρα (end effects).
- Η κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων είναι διαφορετική υπό τριδιάστατες συνθήκες, συγκριτικά με αυτήν υπό διδιάστατες. Πιο συγκεκριμένα, οι οριζόντιες μετατοπίσεις στο επίπεδο της στέψης έχουν τη μέγιστη τιμή στα μέσα των πλευρών B και L , ενώ είναι σημαντικά μικρότερες στις γωνίες.
- Ως προς την ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων, διαισθητικά αναμένεται οι μέγιστες τιμές να είναι σε συγκεκριμένα σημεία που βρίσκονται πάνω στην κάθετη προς την όψη του πρανού που διέρχεται από το μέσο των πλευρών. Εντούτοις, δε μπορεί να εκτιμηθεί διαισθητικά και μόνο αν οι μέγιστες τιμές είναι μικρότερες ή μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες των διδιάστατων αναλύσεων.

Σχεδόν το σύνολο των τριδιάστατων αναλύσεων έγινε με το πρόγραμμα Plaxis 3D Foundation, διότι τούτο παρέχει τις δυνατότητες προσομοίωσης των διαφόρων φάσεων εκσκαφής και αντιστήριξης περιμετρικά της εκσκαφής. Συνοπτική παρουσίαση του προγράμματος αυτού παρατίθεται στη συνέχεια. Προκειμένου να γίνει ένας ποιοτικός έστω διαχωρισμός του βαθμού επιρροής των διαφόρων παραγόντων στη βελτίωση των μεγεθών (π.χ του συντελεστή ασφάλειας), έγινε μια σειρά από τριδιάστατες επίσης αναλύσεις για διάφορους λόγους B/H και για ανυποστήριχτη εκσκαφή. Με αυτόν τον τρόπο διαχωρίζεται η γεωμετρική επιρροή (end effects) από την τριδιάστατη πλέον λειτουργία της αντιστήριξης. Τα αποτελέσματα αυτών των αναλύσεων δίνονται στην παράγραφο 5.2.



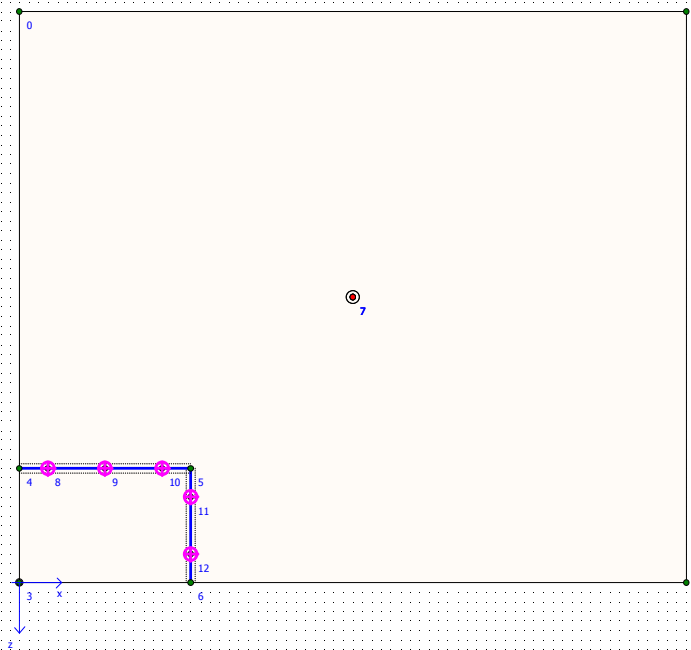
Σχήμα 5.1: Γεωμετρικά δεδομένα εκσκαφής για αναλύσεις υπό τριδιάστατες συνθήκες

Ορισμένα στοιχεία από το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε που αφορούν σε προβλήματα αντίστοιχα με το υπό εξέταση είναι τα εξής:

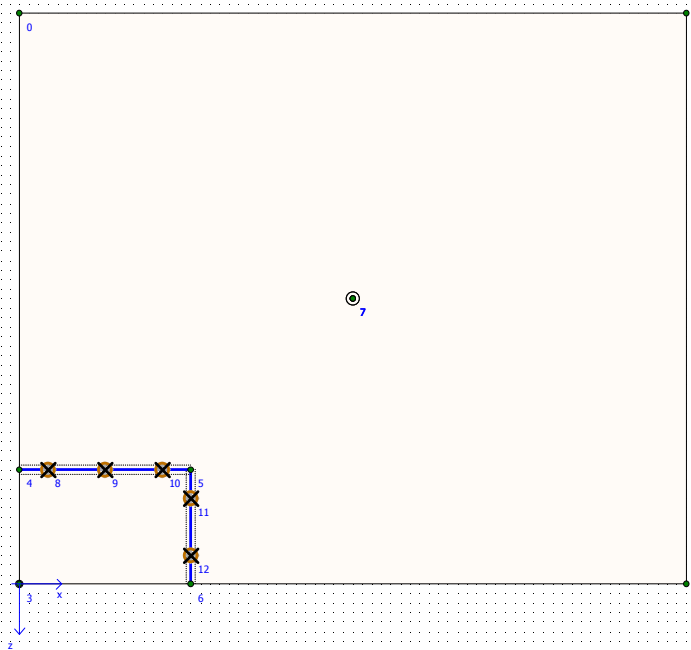
- Δίνεται η δυνατότητα να προσομοιωθεί το έδαφος με ανομοιογένεια κατά την οριζόντια έννοια με τοποθέτηση σε κάτοψη πραγματικών ή υποθετικών γεωτρήσεων. Σε κάθε γεώτρηση δίνονται τα στοιχεία της στρωματογραφίας, όπως στάθμες αλλαγής στρώσης, γεωτεχνικές παράμετροι κατά στρώση και στάθμη υπογείων υδάτων. Το βάθος των γεωτρήσεων, όπως εισάγεται στο πρόγραμμα συμπίπτει με το βάθος κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, όπου τοποθετείται το πέρασ του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων καθ' ύψος. Αν ο αριθμός των γεωτρήσεων είναι τουλάχιστον δύο, το πρόγραμμα σε κάθε θέση κάνει παρεμβολή ιδιοτήτων. Στη περίπτωση μας, που είναι υποθετική, δόθηκε μία γεώτρηση στο κέντρο της κάτοψης και μάλιστα με

ομοιογένεια σε βάθος με τα χαρακτηριστικά των σχηματισμών S1 και S2.

- Η εισαγωγή των δεδομένων (input) δίνεται σε οριζόντια επίπεδα, επομένως, το εξεταζόμενο επίπεδο εργασίας κατά περίπτωση, είναι οριζόντιο, σε αντίθεση με το διδιάστατο, όπου το μοναδικό επίπεδο εργασίας είναι κατακόρυφο. Ο καθορισμός των οριζοντίων επιπέδων εργασίας γίνεται μέσω αντίστοιχου καθορισμού σταθμών που έχουν κάποια κατασκευαστική σημασία (π.χ στάθμη επιμέρους εκσκαφής ή στάθμη αγκυρώσεων κλπ).
- Σε οριζόντιο επίπεδο δίνονται οι συντεταγμένες των γωνιακών σημείων του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων, οπότε οι πλευρές του ορθογωνίου που διαμορφώνεται αποτελούν συγχρόνως και τα όρια πεπερασμένων στοιχείων. Σε οριζόντιο επίπεδο οι καρτεσιανές συντεταγμένες ορίζονται ως x και z , ενώ κατακορύφως η κατηγμένη ορίζεται ως y (βλ. σχήματα 5.2-5.4 και 5.6). Συνήθως, το επίπεδο επιφάνειας αντιστοιχεί σε στάθμη $y=0$, οπότε οι στάθμες των επομένων επιπέδων εργασίας έχουν αρνητικό πρόσημο.
- Στις πλευρές του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντιο επίπεδο, υπάρχει δέσμευση παραμορφώσεων μόνο καθέτως προς την αντίστοιχη πλευρά. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μη δεσμεύονται οι κατακόρυφες παραμορφώσεις, αλλά ούτε και οι οριζόντιες επί της κάθε πλευράς. Ειδικότερα, στο κατώτερο οριζόντιο επίπεδο που οριοθετεί και το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων δεσμεύονται όλες οι γραμμικές μετατοπίσεις ($u_x=u_y=u_z=0$).
- Σε κάθε επίπεδο εργασίας, κατά τη φάση εισαγωγής δεδομένων, καθορίζονται τα κατασκευαστικά στοιχεία. Ειδικώς, οι πάσσαλοι αντιστήριξης που εισάγονται στις κατάλληλες θέσεις περιμετρικά δίνονται κατά κανόνα από τη στάθμη $y=0$ και μεταξύ των δεδομένων καθορισμού τους προδιαγράφεται και το μήκος τους, επομένως και η στάθμη της αιχμής τους. Οι πάσσαλοι λοιπόν, εισάγονται σε μία από τις ανώτερες στάθμες και δεν επανερχόμαστε στα επόμενα επίπεδα εργασίας. Αντιθέτως, το τοιχείο εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αν δοθεί από ένα συγκεκριμένο επίπεδο εκκίνησης, υποτίθεται ότι εκτείνεται μόνο μέχρι την επόμενη στάθμη επιπέδου εργασίας. Αν λοιπόν, πρόκειται να κατασκευαστεί εκτοξευόμενο σκυρόδεμα καθ'όλο το ύψος της εκσκαφής, τότε θα πρέπει σε κάθε επίπεδο εργασίας να καθοριστεί σε ποιες θέσεις και με ποιες ιδιότητες τοποθετείται. Το ίδιο ισχύει για τις τμηματικές εκσκαφές που αν καθοριστούν σε συγκεκριμένα επίπεδα εργασίας γίνεται αντιληπτό από το πρόγραμμα ότι εκτείνεται μέχρι το αμέσως επόμενο προς τα κάτω επίπεδο.

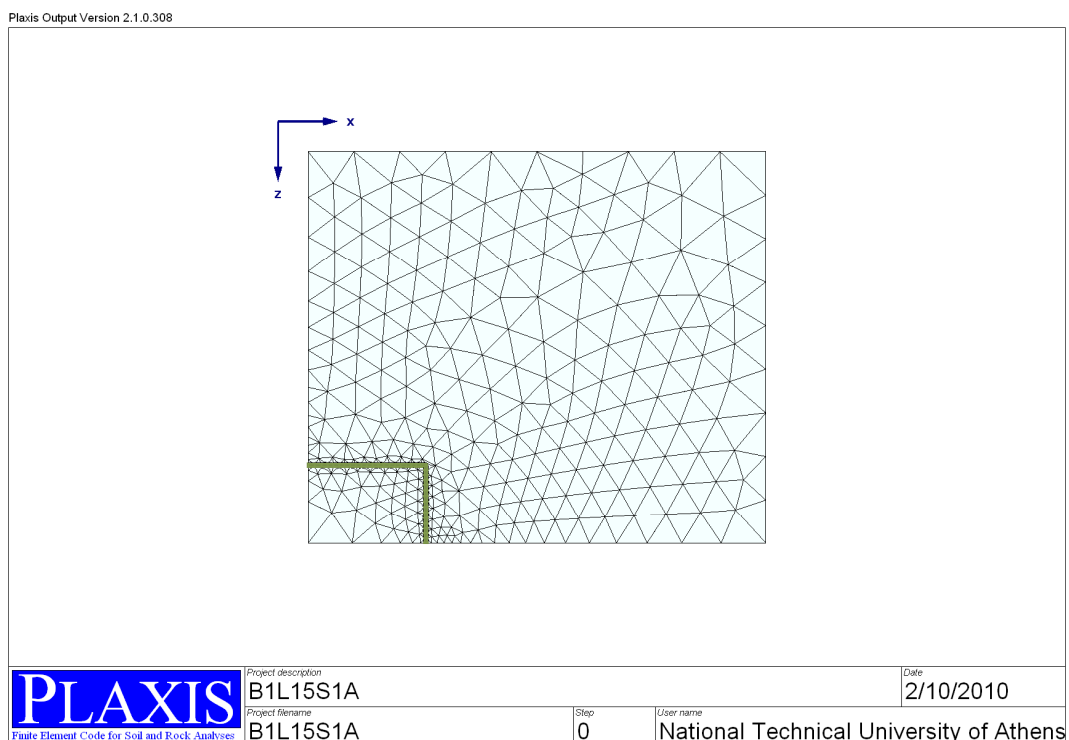


Σχήμα 5.2: Παράδειγμα προσομοίωσης με $B=H$, $L=1,5H$. Πρώτο επίπεδο εργασίας με τους πασσάλους και το τοιχείο εκτοξευομένου σκυροδέματος.



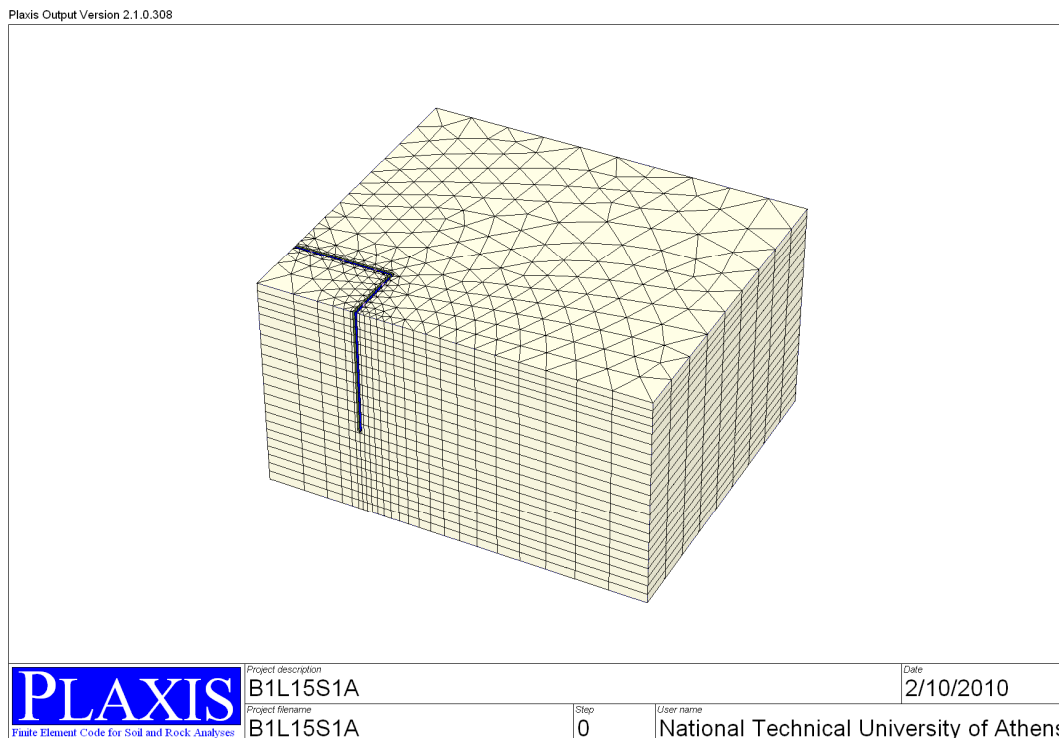
Σχήμα 5.3: Παράδειγμα προσομοίωσης με $B=H$, $L=1,5H$. Δεύτερο επίπεδο εργασίας στη στάθμη πρώτης σειράς αγκυρώσεων.

- Οι αγκυρώσεις καθορίζονται σε κάθε στάθμη που αντιστοιχεί σε προεπιλεγμένο επίπεδο εργασίας μέσω των συντεταγμένων αρχής και τέλους. Σε αντίθεση με το διδιάστατο πρόγραμμα η προσομοίωση είναι ακριβής, διότι καθορίζεται το μήκος του πακτωμένου τμήματος, η δυστένεια $E \cdot A$ του ελεύθερου μήκους, η αντοχή σχεδιασμού των τενόντων, η διάμετρος και το μέτρο ελαστικότητας του τσιμεντενέματος πάκτωσης (οπότε το πρόγραμμα υπολογίζει το αντίστοιχο μέγεθος $E \cdot A$), καθώς και η τάση συνάφειας σχεδιασμού μέσω της οποίας διαμορφώνεται η αντοχή σχεδιασμού του αγκυρίου R_d .
- Μετά την εισαγωγή όλων των δεδομένων σε όλα τα επίπεδα γίνεται η παραγωγή του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντιο επίπεδο x, z και η λεπτομερής διακριτοποίηση που θα κριθεί ότι πρέπει να γίνει σε ορισμένες θέσεις ή γραμμές. Ακολουθεί η τριδιάστατη παραγωγή πεπερασμένων στοιχείων, αφού ο χρήστης προκαθορίσει το βαθμό διακριτοποίησης κατά την κατακόρυφο που επιθυμεί.
- Η παραγωγή του αρχικού, εντατικού πεδίου γίνεται κατά την αρχική φάση, στο στάδιο επίλυσης. Παρέχονται οι δυνατότητες βαρυτικής παραγωγής (μέσω του λόγου Poisson ν) ή μέσω του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως K_0 . Ακολουθεί μία διαδικασία επομένων φάσεων που προδιαγράφεται από τον τρόπο κατασκευής σε κάθε μία από τις οποίες γίνεται απενεργοποίηση εδαφικών τεμαχών (εκσκαφή) ή ενεργοποίηση μέτρων υποστήριξης σε ένα ή και περισσότερα επίπεδα εργασίας.



Σχήμα 5.4: Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων σε επίπεδο x, z .

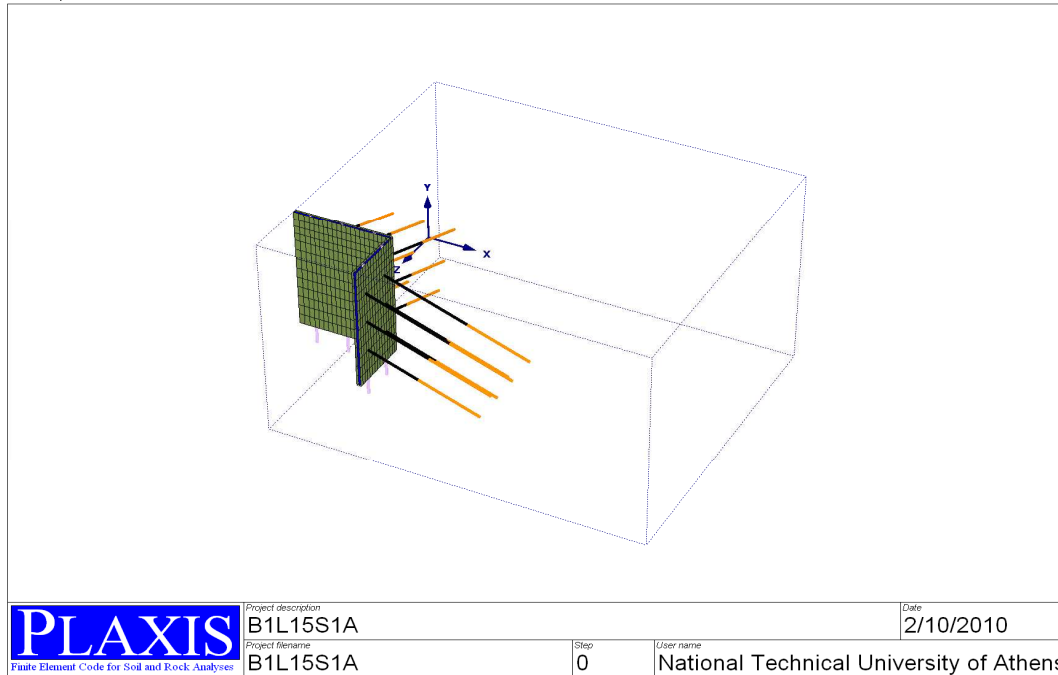
- Ο συντελεστής ασφάλειας που ονομάζεται στο πρόγραμμα MSF υπολογίζεται μετά την τελευταία κατασκευαστική φάση μέσω της διαδικασίας ϕ, c reduction. Συγκεκριμένα, ξεκινώντας από ένα συντελεστή απομείωσης των παραμέτρων αντοχής c και $\tan\phi$, ο υπολογιστής κάνει διαδοχικά βήματα περαιτέρω απομείωσης μέσω συνεχώς αυξανόμενου συντελεστή. Ο συντελεστής ασφάλειας προσδιορίζεται ως εκείνη η τιμή MSF που αν διαιρεθούν οι όροι c και $\tan\phi$, η εκσκαφή οδηγείται οριακώς σε αστοχία.



Σχήμα 5.5:Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων στο χώρο.

Στα σχήματα 5.2-5.6 δίνονται χαρακτηριστικές εικόνες από τα βήματα προσομοίωσης εκσκαφής με διαστάσεις $H=12m$, $B=12m$ και $L=18m$, που υποστηρίζεται από φρεατοπασσάλους με τρεις σειρές αγκυρώσεων και ενδιάμεσο τοίχιο εκτοξευομένου σκυροδέματος. Η προσομοίωση έγινε με επιλογή του ενός τετάρτου της όλης κάτοψης, δηλαδή με δύο πλευρές των ορίων του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων να συμπίπτουν με τους άξονες συμμετρίας της ορθογώνιας κάτοψης.

Διευκρινίζεται τέλος, ότι τόσο στο παραπάνω παράδειγμα όσο και γενικά στις τριδιάστατες αναλύσεις, τα πεπερασμένα στοιχεία είναι 15-κομβα, που άλλωστε αποτελεί και τη μοναδική επιλογή των προγραμμάτων 3D στο Plaxis, για λόγους ακρίβειας.



Σχήμα 5.6: Προοπτική απεικόνιση των τριών σειρών αγκυρώσεων των προηγούμενων σχημάτων.

5.2 Ενδεικτικές, τριδιάστατες αναλύσεις για ανυποστήριχτη εκσκαφή

Οι αναλύσεις αυτές έχουν μοναδικό σκοπό να δείξουν την τάση βελτίωσης ορισμένων μεγεθών, όπως ο συντελεστής ασφαλείας MSF, οι οριζόντιες μετατοπίσεις και οι μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις, τάση βελτίωσης που οφείλεται αποκλειστικά και μόνο στη γεωμετρία της εκσκαφής, δηλαδή στην επιρροή των τριαξονικών συνθηκών κάθε περίπτωσης. Οι ενδεικτικές αυτές αναλύσεις έγιναν υπό τις εξής παραδοχές μέσω χαρακτηριστικών και δεδομένων, ώστε να είναι κατά το δυνατόν αντιπροσωπευτικότερες:

- Εδαφικός σχηματισμός S2.
- Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K=0,5$.
- Βάθος εκσκαφής $H=12\text{m}$.
- Τετραγωνική κάτοψη εκσκαφής ($B=L$).

Στους κωδικούς, το πρώτο γράμμα είναι το B, που ακολουθείται από ένα αριθμό που υποδεικνύει το λόγο B/H . Ακολουθεί το L με επόμενο αριθμό το λόγο L/H . Όλοι οι κωδικοί καταλήγουν στον αριθμό 0, που μας δείχνει την έλλειψη αγκυρώσεων.

Στον πίνακα 5.1 που ακολουθεί παρατίθενται τα αποτελέσματα για τιμές του λόγου B/H κυμαινόμενες από 1 (στενή εκσκαφή) μέχρι 4 (εκσκαφή μεγάλου πλάτους).

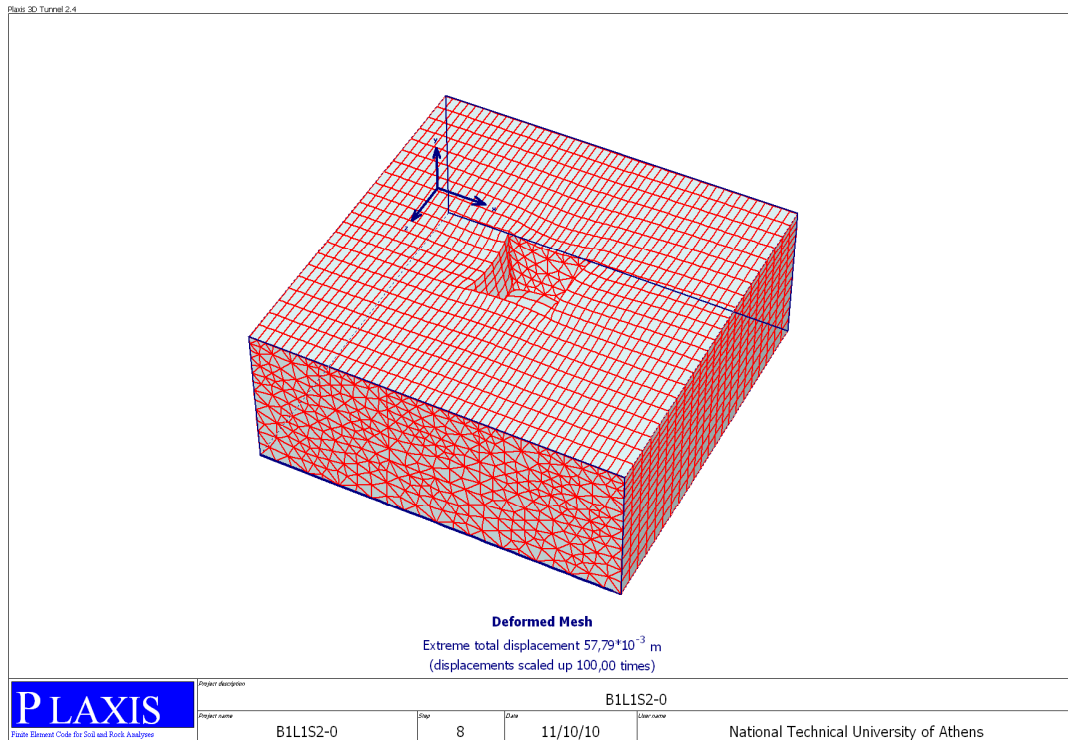
ΠΙΝΑΚΑΣ 5.1: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΩΝ 3D ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΓΙΑ ΑΝΥΠΟΣΤΗΡΙΧΤΗ ΕΚΣΚΑΦΗ.

ΚΩΔΙΚΟΣ	B/H	L/H	ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ		ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ u_y (mm)	MSF
			ΣΤΟ ΜΕΣΟ $maxu_x$ (mm)	ΣΤΙΣ ΓΩΝΙΕΣ $minu_x$ (mm)		
B1L1S2-0	1,0	1,0	10,92	3,74	-6,96	1,432
B1,5L1,5S2-0	1,5	1,5	18,54	5,95	-14,00	1,276
B2L2S2-0	2,0	2,0	23,00	6,87	-19,54	1,153
B3L3S2-0	3,0	3,0	27,78	8,04	-26,63	1,127
B4L4S2-0	4,0	4,0	28,15	8,51	-29,64	1,103
2D-S2-0	20/12=1,67	∞	-	-	-	0,937

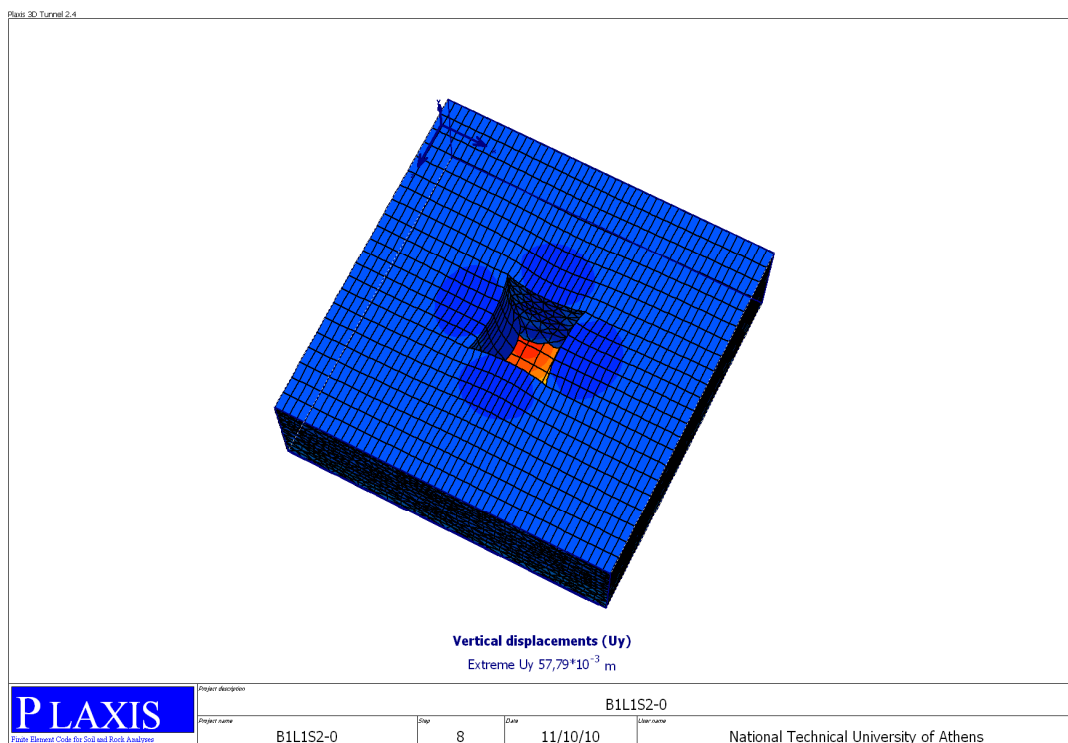
Μαζί με τα αποτελέσματα των τριδιάστατων αναλύσεων, στην τελευταία γραμμή του πίνακα 5.1 προστέθηκε η διδιάστατη επίλυση με το αντίστοιχο πρόγραμμα για την οποία προέκυψε συντελεστής ασφαλείας 0,937, δηλαδή μικρότερος της μονάδας. Διευκρινίζεται ότι η παραπάνω τιμή του MSF δεν προέκυψε άμεσα από το πρόγραμμα, αλλά υπολογίστηκε έμμεσα και τούτο διότι η διαδικασία ϕ, c reduction ακολουθεί την κανονική επίλυση στην τελική φάση εκσκαφής. Κατά τη διαδικασία λοιπόν, της κανονικής επίλυσης το πρόγραμμα σταμάτησε λόγω αστοχίας του πρανούς σε μία φάση, όπου είχε πραγματοποιηθεί το 94% περίπου της εκσκαφής. Επαναλήφθηκε λοιπόν, η κανονική επίλυση με τεχνητά αυξημένες τιμές c και $tan\phi$ κατά 15%, δηλαδή πολλαπλασιάστηκαν οι όροι της διατμητικής αντοχής με τον ίδιο συντελεστή 1,15, η φάση αυτή επιλύθηκε κανονικά και ακολουθήθηκε η διαδικασία ϕ, c reduction από την οποία και προέκυψε η πλασματική τιμή $MSF'=1,078$. Υπολογίστηκε λοιπόν, ότι $MSF=1,078/1,15=0,937$.

Εννοείται ότι με αυτή την τιμή, η οποία είναι χαμηλότερη της μονάδας δε μπορούν να υπολογισθούν εδαφικές μετατοπίσεις και γι'αυτό το λόγο στη διδιάστατη ανάλυση δε δίνονται ούτε οι οριζόντιες ούτε οι κατακόρυφες παραμορφώσεις.

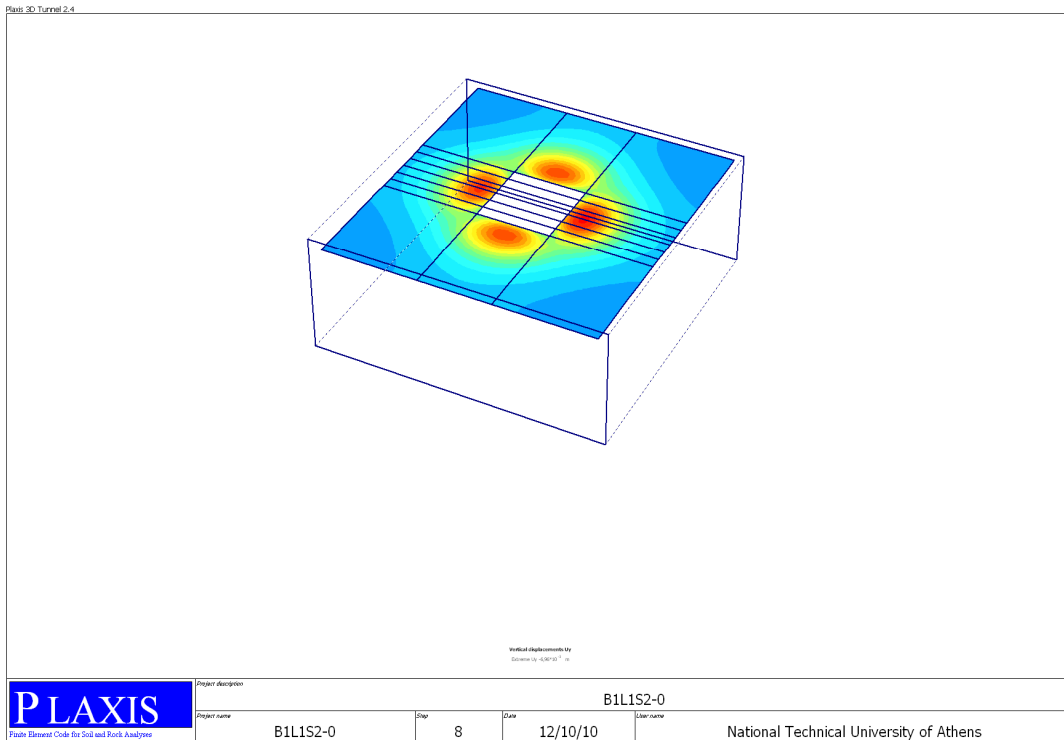
Στα σχήματα 5.7-5.10 δίνονται χαρακτηριστικές εικόνες των επιλύσεων για δύο από τις τιμές του λόγου $B/H=1$ και 4. Είναι προφανές ότι η μέγιστη καθίζηση αντιστοιχεί στο μέσο της πλευράς εκσκαφής και οι περιοχές των μεγαλύτερων καθιζήσεων περιλαμβάνονται σε μικρούς βολβούς περί το μέσο των πλευρών. Διακρίνεται επίσης (σχήμα 5.7) ότι και οι μέγιστες οριζόντιες παραμορφώσεις στη στέψη της εκσκαφής αντιστοιχούν στα μέσα των πλευρών, ενώ στις γωνίες είναι σημαντικά μικρότερες.



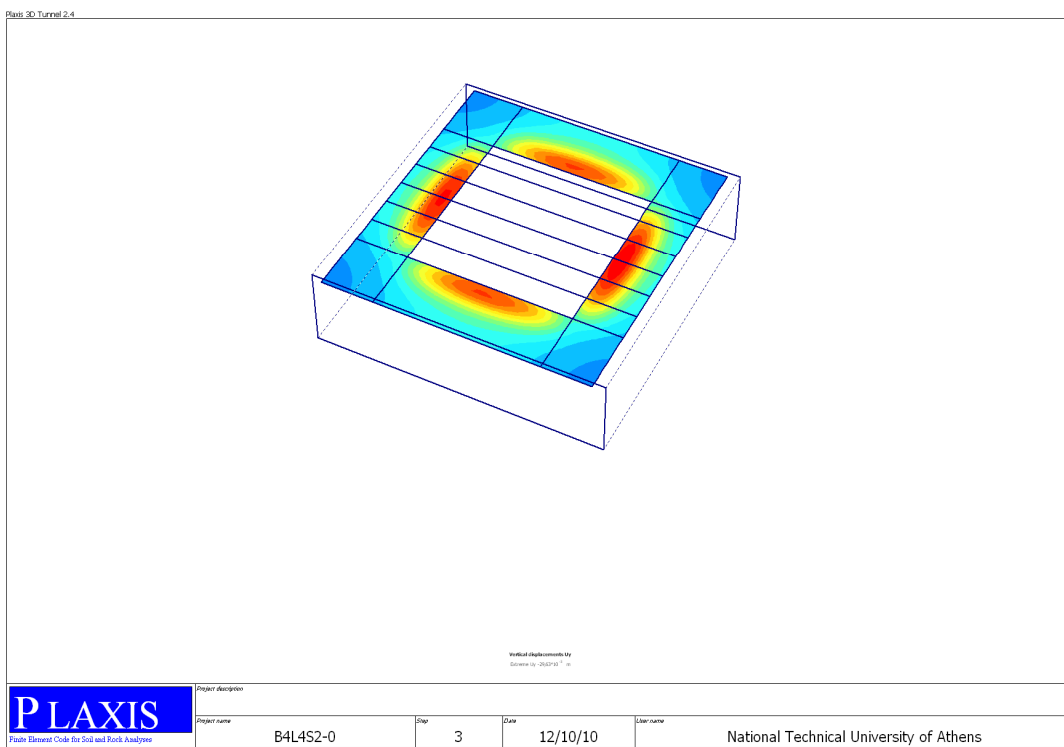
Σχήμα 5.7: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων ανυποστήριχτης εκσκαφής για $L/H=1$.



Σχήμα 5.8: Χρωματική απεικόνιση των κατακόρυφων μετατοπίσεων ανυποστήριχτης εκσκαφής με $L/H=1$.



Σχήμα 5.9: Επιφανειακές καθιζήσεις ($y=0$) για $L/H=1$.



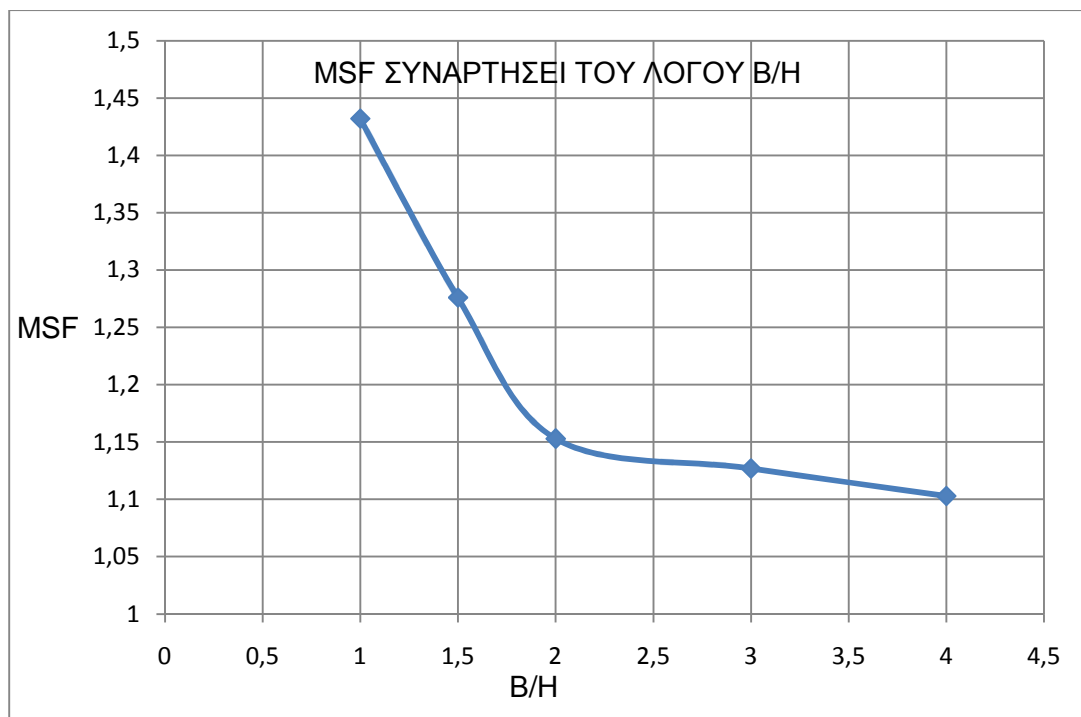
Σχήμα 5.10: Χρωματική απεικόνιση επιφανειακών καθιζήσεων ανυποστήριχτης εκσκαφής για $L/H=4$.

Όπως φαίνεται, τόσο από τον πίνακα 5.1, όσο και από το σχήμα 5.11, ο συντελεστής ασφαλείας σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις (δηλαδή μέχρι και $B/H=4$) ήταν μεγαλύτερος της μονάδας. Παρατηρείται επίσης ότι ο MSF

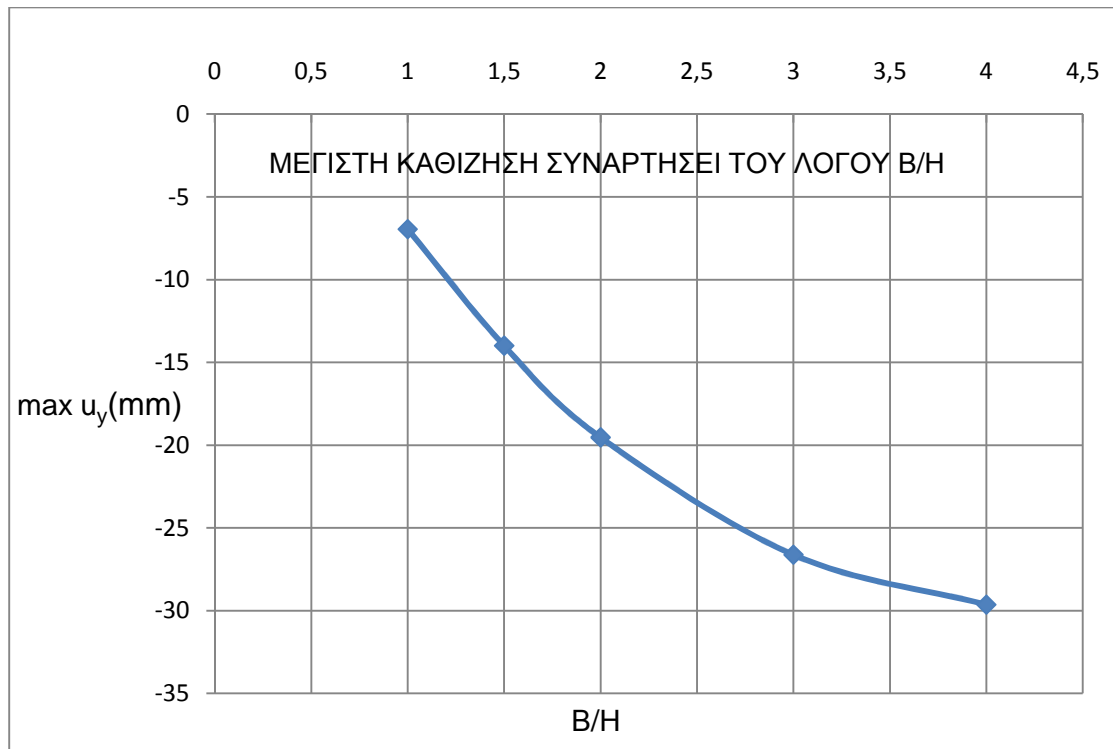
επηρεάζεται σημαντικά από το λόγο $B/H=L/H$, δεδομένου ότι αυξάνεται δραστικά για τιμές $B/H \leq 2$. Είναι προφανής λοιπόν, η ευνοϊκή επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί του συντελεστή ασφαλείας, ιδίως για μικρές τιμές του λόγου B/H .

Στο σχήμα 5.12 φαίνεται η μεταβολή της μέγιστης επιφανειακής καθίζησης συναρτήσει του λόγου B/H , ο οποίος έχει σημαντική επιρροή επί της τιμής $\max u_y$. Η καθίζηση για τη μεγαλύτερη τιμή του λόγου B/H που εξετάστηκε ($B/H=4$) είναι υπερτετραπλάσια από αυτήν που προέκυψε για τη στενότερη εκσκαφή με $B/H=L/H=1$. Σημαντική μείωση των τιμών επιφανειακής καθίζησης διακρίνεται για τιμές $B/H \leq 2$.

Αντίστοιχα συμπεράσματα εξάγονται και για τις οριζόντιες μετατοπίσεις, βάσει των τιμών του πίνακα 5.1. Οι τιμές $\max u_x$ είναι σχεδόν τριπλάσιες για $B/H=4$ συγκριτικά με αυτές για $B/H=1$. Πάλι παρατηρείται δραστική μείωση των τιμών $\max u_x$ για λόγους $B/H \leq 2$.



Σχήμα 5.11: Μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας συναρτήσει του λόγου B/H για ανυποστήριχτη εκσκαφή.



Σχήμα 5.12: Μεταβολή της μέγιστης επιφανειακής καθίζησης συναρτήσει του λόγου Β/Η για ανυποστήριχτη εκσκαφή.

5.3 Αποτελέσματα τριδιάστατων αναλύσεων εκσκαφών με αντιστήριξη προεντεταμένων αγκυρώσεων.

5.3.1 Εισαγωγή δεδομένων

Σκοπός των τριδιάστατων αναλύσεων αυτής της παραγράφου είναι η σύγκριση με αποτελέσματα των διδιάστατων αναλύσεων, επομένως βασικές παραδοχές ή επιλογές στις νέες αναλύσεις έπρεπε να είναι ταυτόσημες με τις διδιάστατες που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 4.

Διατηρήθηκε η ίδια γεωμετρία της εκσκαφής σε τομή, δηλαδή ύψος εκσκαφής $H=12\text{m}$ και τρεις καθ' ύψος σειρές αγκυρώσεων, δηλαδή σε στάθμες -3m , -6m και -9m . Επιλέχθηκαν οι μέσες περιπτώσεις ως προς ορισμένες παραμέτρους που αναλυτικά αναπτύχθηκαν στο κεφάλαιο 4 και συγκεκριμένα:

- Βάθος έμπηξης $D/H=0,15$.
- Μέσο ελεύθερο μήκος αγκυρώσεως (περίπτωση L1 των διδιάστατων αναλύσεων με μήκη $8,15\text{m}$, $6,10\text{m}$ και $5,00\text{m}$ για τις σειρές I,II,III αντιστοίχως).
- Πακτωμένο τμήμα μήκους 6m .
- Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K=0,5$.

Εξετάστηκαν και οι δύο βασικοί, αντιπροσωπευτικοί σχηματισμοί S1 και S2 και επιλέχθηκε πάσσαλος δΐεσκαφής διαμέτρου 0,60m (μία από τις δύο περιπτώσεις των διδιάστατων αναλύσεων).

Παράμετροι λοιπόν, των αναλύσεων ήταν ο τύπος του εδάφους (S1 ή S2), ο λόγος B/H ή L/H και οι τιμές της αντοχής σχεδιασμού αγκυρίου R_d κυμαινόμενες από 105-840kN, δηλαδή σύμφωνα με τις περιπτώσεις A,B,C,D των διδιάστατων αναλύσεων. Οι δυνάμεις προέντασης ήταν $0,8 \cdot R_d$, όπως και στις διδιάστατες αναλύσεις, που εφαρμόζονται σημειακά στις συγκεκριμένες στάθμες αγκύρωσης, σε αντίθεση βέβαια με την υπόθεση επιβολής δυνάμεων ανά μέτρο μήκους των αναλύσεων 2D.

Ως προς την εισαγωγή των ιδιοτήτων υλικών ακολουθήθηκαν οι πίνακες εισαγωγής της διαδικασίας του προγράμματος με τις εξής παρατηρήσεις:

- ✓ Οι ιδιότητες εδάφους δόθηκαν μέσω υποθετικών γεωτρήσεων μήκους 20m χωριστά για την περίπτωση S1 ή S2. Οι ιδιότητες αυτές συμπίπτουν με των διδιάστατων αναλύσεων.
- ✓ Ο πάσσαλος προδιαγράφεται ως πλήρους διατομής και δίνεται το μήκος του (13,60m), η διάμετρος του (0,60m) και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ($E_b=25\text{GPa}$). Στο πρόγραμμα απαιτείται η εισαγωγή των πρόσθετων στοιχείων αντοχής πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών και αντοχής αιχμής. Κατά την εισαγωγή δεδομένων δόθηκαν εύλογες τιμές αυτών των μεγεθών για τους τύπους εδάφους S1 ή S2 με βάση συνήθεις υπολογισμούς βαθιών θεμελιώσεων (π.χ. η πλευρική συνάφεια είναι ανάλογη της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής). Σημειώνεται εντούτοις ότι δε θα είχε σημαντική επιρροή η τυχόν ανακριβής εκτίμηση των παραπάνω μεγεθών, δεδομένου ότι η κύρια λειτουργία των πασσάλων είναι σε οριζόντιες και όχι σε κατακόρυφες φορτίσεις.
- ✓ Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα προσομοιώθηκε με συνεχές, κατακόρυφο τοιχείο (επιλογή wall), για το οποίο δίνονται το πάχος ($d=0,10\text{m}$) και το μέτρο ελαστικότητας ($E_b=15\text{GPa}$).
- ✓ Στα αγκύρια που θεωρούνται μη συνεχή στοιχεία ενίσχυσης, αλλά διακριτά με συγκεκριμένες διαστάσεις, γίνεται προσομοίωση χωριστά για το ελεύθερο και πακτωμένο τμήμα, στο οποίο απαιτείται εισαγωγή της οριακής τάσης συνάφειας.

Ως προς τη γεωμετρική προσομοίωση σημειώνονται τα εξής:

- Επιλέχθηκε η προσομοίωση σε κάτοψη της εκσκαφής τμήματος που περιλαμβάνεται μεταξύ των κυρίων ημιαξόνων, δηλαδή ουσιαστικά του $\frac{1}{4}$ της εκσκαφής. Οι κύριοι άξονες συμπίπτουν με τα όρια του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων. Η προσομοίωση αυτή ήταν αναπόφευκτη, ώστε ο χρόνος επίλυσης ενός προβλήματος με την κατάλληλη διακριτοποίηση των πεπερασμένων στοιχείων να είναι σχετικά λογικός.
- Επιλέχθηκαν τα εξής οριζόντια επίπεδα εργασίας (workplanes):

Επίπεδο 1: Φυσική επιφάνεια του εδάφους.

Επίπεδο 2: Στάθμη τμηματικής εκσκαφής -3m και πρώτης σειράς αγκυρώσεων.

Επίπεδο 3: Στάθμη πρόσθετης τμηματικής εκσκαφής -4m για τη δημιουργία δαπέδου εργασίας κατασκευής της πρώτης σειράς αγκυρώσεων.

Επίπεδο 4: Στάθμη τμηματικής εκσκαφής -6m και δεύτερης σειράς αγκυρώσεων.

Επίπεδο 5: Στάθμη πρόσθετης τμηματικής εκσκαφής -7m για τη δημιουργία δαπέδου εργασίας κατασκευής της δεύτερης σειράς αγκυρώσεων.

Επίπεδο 6: Στάθμη τμηματικής εκσκαφής -9m και τρίτης σειράς αγκυρώσεων.

Επίπεδο 7: Στάθμη πρόσθετης τμηματικής εκσκαφής -10m για τη δημιουργία δαπέδου εργασίας κατασκευής της τρίτης σειράς αγκυρώσεων.

Επίπεδο 8: Στάθμη τελικής εκσκαφής -12m.

- Διευκρινίζεται ότι η επιλογή των επιπέδων από 1 έως 8 ήταν επιβεβλημένη, δεδομένου ότι το πρόγραμμα απαιτεί τον καθορισμό επιπέδου εργασίας σε κάθε στάθμη που έχει κατασκευαστική σημασία. Η εκσκαφή γίνεται από ένα επίπεδο μέχρι το αμέσως υποκείμενο, επομένως κατά την πρώτη φάση εκσκαφής μέχρι τα -4m, δηλαδή μέχρι το επίπεδο 3, αναγκαστικά γίνεται εκσκαφή από το επίπεδο 1 έως το επίπεδο 2 και αμέσως μετά από το επίπεδο 2 στο επίπεδο 3 και τούτο στην ίδια κατασκευαστική φάση. Στην επόμενη φάση επανερχόμαστε στο επίπεδο 2, για την ενεργοποίηση των αγκυρίων μόνο. Σύμφωνα με τα παραπάνω, δεν υπάρχει ακριβής αντιστοίχιση των επιπέδων εργασίας με τις φάσεις κατασκευής.
- Κατά τη φάση εισαγωγής δεδομένων επιλέχθηκαν κατά σειρά όλα τα επίπεδα, ώστε σε αυτά να εισαχθούν τα στοιχεία ενίσχυσης. Για παράδειγμα, στο επίπεδο 1 εισάγονται οι πάσσαλοι μέσω των συντεταγμένων των κέντρων τους, εισάγεται το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα που καταρχάς φθάνει μέχρι το επίπεδο 2. Αντίστοιχα, στο επίπεδο 2 εισάγονται οι θέσεις των αγκυρώσεων, με τα γεωμετρικά δεδομένα και τις ιδιότητές τους, καθώς και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα που φθάνει μέχρι το αμέσως υποκείμενο επίπεδο 3, κ.ο.κ.
- Όλες οι επιλύσεις έγιναν σε 8 φάσεις (πέραν της αρχικής), ως εξής:
Αρχική φάση: Παραγωγή αρχικού, εντατικού πεδίου μέσω συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K=0,5$.
Πρώτη φάση: Από το επίπεδο 1 γίνεται τοποθέτηση των πασσάλων και εισάγονται οι ιδιότητές τους. Ύστερα, γίνεται εκσκαφή (μέχρι το επόμενο επίπεδο 2) και τοποθετείται το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Στη συνέχεια επιλέγεται το επίπεδο 2, γίνεται εκσκαφή μέχρι το επόμενο

επίπεδο, δηλαδή το τρίτο και αντίστοιχη κατασκευή εκτοξευομένου σκυροδέματος.

Δεύτερη φάση: Στο επίπεδο 2 ενεργοποιούνται όλα τα αγκύρια της 1^{ης} σειράς αγκυρώσεων και επιβάλλονται οι προκαθορισμένες δυνάμεις τάνυσης.

Τρίτη-έκτη φάση: Επανάληψη των ενεργειών της 1^{ης} και της 2^{ης} φάσης από τα αντίστοιχα επίπεδα. Για παράδειγμα, στην 6^η φάση γίνεται προένταση των αγκυρίων της 3^{ης} σειράς στη στάθμη -9m.

Έβδομη φάση: Τελική εκσκαφή μέχρι το επίπεδο 8 (στάθμη -12m) και αντίστοιχη ενεργοποίηση του τοιχείου εκτοξευομένου σκυροδέματος.

Όγδοη φάση: Διαδικασία εύρεσης του συντελεστή ασφαλείας MSF από τη δεδομένη κατάσταση που έχει δημιουργηθεί με την τελική εκσκαφή της 7^{ης} φάσης.

5.3.2 Επιλύσεις 3D με $L/H=1$

Η περίπτωση $B/H=L/H=1$ αποτελεί μη συνηθισμένη γεωμετρία εκσκαφής, τουλάχιστον για τετραγωνικής κάτοψης εκσκαφές, αλλά σε ορθογωνικής κάτοψης συχνά συναντώνται στην πράξη τιμές του λόγου $B/H \leq 1$. Στον πίνακα 5.2 δίνονται οι συντεταγμένες των κόμβων κεφαλής και τέλους των αγκυρίων για την υπόψη διάταξη. Από το σύνολο των 16 σε κάτοψη αγκυρίων, το προσομοίωμα περιλαμβάνει 4, λόγω της αξισυμμετρικής προσομοίωσης. Σημειώνεται ακόμα ότι η αρίθμηση 1-4 γίνεται εξ αριστερών προς τα δεξιά. Από τις συντεταγμένες των κόμβων της κεφαλής, που είναι δεδομένες, υπολογίζονται οι συντεταγμένες του τέλους, λαμβάνοντας υπόψη τα συνολικά μήκη των αγκυρίων ($li=8,15+6=14,15m$, $lii=6,10+6=12,10m$, $liii=5+6=11m$) και τη γωνία κλίσης των αγκυρίων $\beta=20^\circ$ προς τα κάτω.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.2: ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΟΜΒΩΝ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΓΙΑ Β/Η=1 (ΑΞΙΣΥΜΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ)

		ΣΕΙΡΑ I			
ΑΓΚΥΡΙΑ		1	2	3	4
ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΕΦΑΛΗΣ	x	1,5	4,5	6	6
	y	-3	-3	-3	-3
	z	-6	-6	-4,5	-1,5
ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΤΕΛΟΥΣ	x	1,5	4,5	19,30	19,30
	y	-7,84	-7,84	-7,84	-7,84
	z	-19,30	-19,30	-4,50	-1,50

		ΣΕΙΡΑ II			
ΑΓΚΥΡΙΑ		1	2	3	4
ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΕΦΑΛΗΣ	x	1,5	4,50	6	6
	y	-6	-6	-6	-6
	z	-6	-6	-4,50	-1,50
ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΤΕΛΟΥΣ	x	1,50	4,50	17,37	17,37
	y	-10,14	-10,14	-10,14	-10,14
	z	-17,37	-17,37	-4,50	-1,50

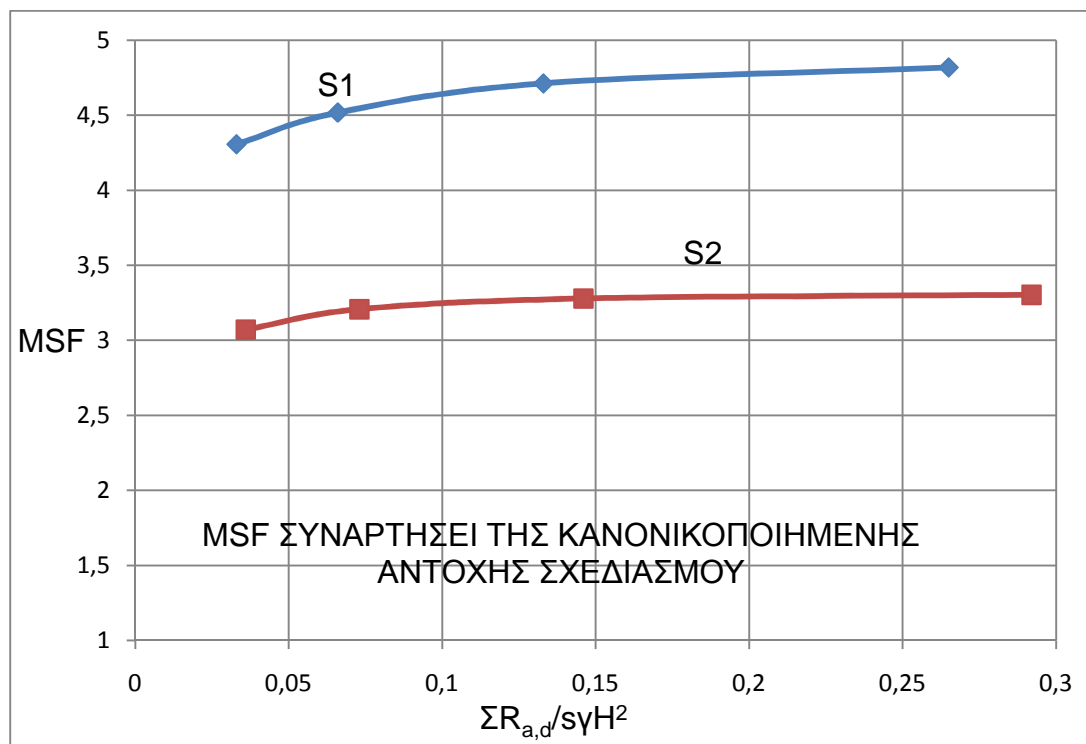
		ΣΕΙΡΑ III			
ΑΓΚΥΡΙΑ		1	2	3	4
ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΚΕΦΑΛΗΣ	x	1,50	4,50	6	6
	y	-9	-9	-9	-9
	z	-6	-6	-4,50	-1,50
ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ ΤΕΛΟΥΣ	x	1,50	4,50	16,34	16,34
	y	-12,76	-12,76	-12,76	-12,76
	z	-16,34	-16,34	-4,50	-1,50

Στον πίνακα 5.3 συνοψίζονται τα αποτελέσματα των επιλύσεων αυτών σε συγκρίσιμη μορφή με τις αντίστοιχες διδιάστατες επιλύσεις.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.3: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ 3D ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΓΙΑ Β/Η=1

ΚΩΔΙΚΟΣ	ΑΝΤΟΧΗ	$\Sigma R_{a,d}$	ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ	ΜΕΓΙΣΤΗ	MSF
---------	--------	------------------	------------	---------	-----

	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ R_d (kN)	$s \cdot \gamma \cdot H^2$	ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ $u_x=u_z$ (mm)			ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ \max u_y (mm)	
			ΣΤΟ ΜΕΣΟ u_x	ΣΤΙΣ ΓΩΝΙΕΣ u_x	$\min u_x /$ $\max u_x$		
B1L1S1A	105	0,033	3,20	0,33	0,103	-1,38	4,306
B	210	0,066	3,21	0,33	0,103	-1,13	4,517
C	420	0,133	3,19	0,38	0,119	-1,78	4,712
D	840	0,265	3,34	0,49	0,147	-3,47	4,818
B1L1S2A	105	0,036	10,24	0,88	0,086	-5,66	3,072
B	210	0,073	10,24	0,96	0,094	-6,57	3,207
C	420	0,146	10,17	1,10	0,108	-8,43	3,278
D	840	0,292	10,07	1,39	0,138	-12,61	3,303



Σχήμα 5.13: Συντελεστές ασφαλείας συναρτήσεϊ της κανονικοποιημένης αντοχής σχεδιασμού αγκυρίων για $B/H=1$.

Στο σχήμα 5.13 δίνονται οι συντελεστές ασφαλείας MSF, ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής σχεδιασμού των αγκυρίων και για τους δύο εδαφικούς σχηματισμούς S1 και S2. Από τα διαγράμματα αυτά προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

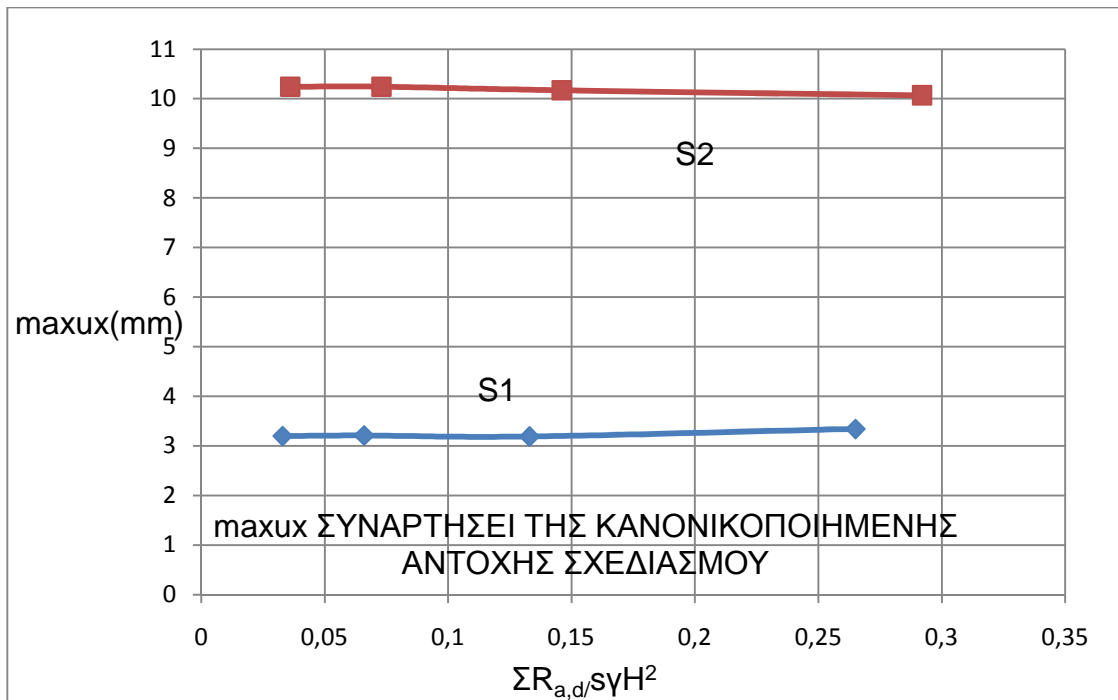
- Γενικά, οι συντελεστές ασφαλείας είναι υψηλοί, αλλά παρατηρείται ότι ο ρυθμός αύξησης του MSF με την αύξηση της αντοχής των αγκυρίων είναι μικρός, αν όχι σχεδόν αμελητέος. Φαίνεται λοιπόν, ότι παρόλο που η αύξηση της αντοχής των αγκυρίων έχει ως συνέπεια τη μικρή

έστω αύξηση του MSF, οι κυριότεροι παράγοντες που διαμορφώνουν τις υψηλές τιμές του συντελεστή ασφαλείας είναι οι γεωμετρικοί και το κέλυφος αντιστήριξης εκτός των αγκυρίων.

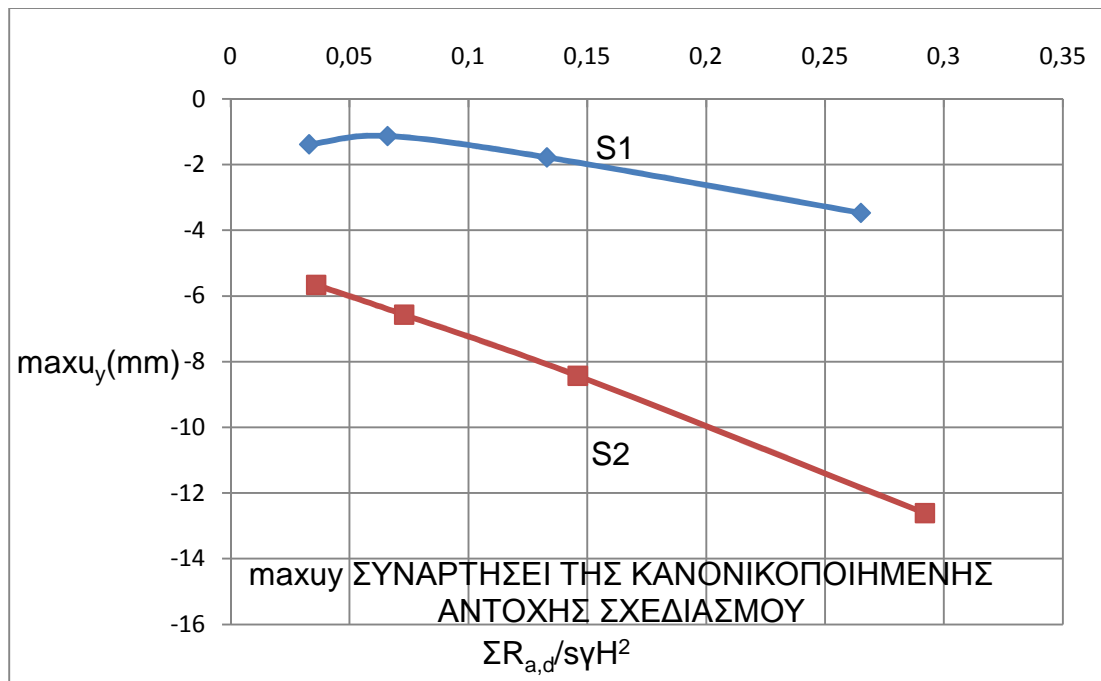
- Μεταξύ των δύο εδαφικών σχηματισμών, παρατηρείται ότι στον S1, οι συντελεστές MSF είναι σαφώς υψηλότεροι από τον S2 σχηματισμό, ενώ υπο διδιάστατες συνθήκες ήταν περίπου συγκρίσιμοι. Φαίνεται λοιπόν, ότι οι τριαξονικές συνθήκες ευνοούν τους υψηλότερους MSF στην περίπτωση του S1. Αν ληφθεί υπόψη ότι στον S1 ο ρυθμός αύξησης του MSF είναι υψηλότερος του S2, προκύπτει η ένδειξη ότι η αυξημένη γωνία τριβής του S1 διαμορφώνει και τα υψηλότερα μεγέθη.

Στα σχήματα 5.14 και 5.15 παρατίθενται τα διαγράμματα της μέγιστης, οριζόντιας μετατόπισης στέψης $\max u_x$ ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής σχεδιασμού των αγκυρίων, για τους σχηματισμούς S1 και S2 αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι η μέγιστη αυτή τιμή αντιστοιχεί στα μέσα των πλευρών της αντιστήριξης, όπως δε ήταν αναμενόμενο, κατά απόλυτη τιμή $\max u_x = \max u_z$ λόγω της τετραγωνικής κάτοψης και της αυτονόητης γεωμετρικής συμμετρίας. Από τα αντίστοιχα διαγράμματα προκύπτουν τα εξής:

- Στην περίπτωση του σχηματισμού S1, παρ'όλες τις μικροδιακυμάνσεις της οριζόντιας μετατόπισης, το μέγεθος αυτό δε φαίνεται να επηρεάζεται πρακτικά από την αντοχή των αγκυρίων και την αναλογική προς αυτήν δύναμη προέντασης. Στο σχηματισμό S2 διαφαίνεται τάση μικρής μείωσης της $\max u_x$ με την αύξηση της κανονικοποιημένης δύναμης αντοχής αγκυρίων.
- Ως προς τα μέσα μεγέθη της οριζόντιας μετατόπισης, παρατηρείται ότι στο σχηματισμό S2, η $\max u_x$ είναι περίπου αναλογικά μεγαλύτερη από τον S1 με βάση το λόγο των μέτρων ελαστικότητας, όπως θα ήταν αναμενόμενο.



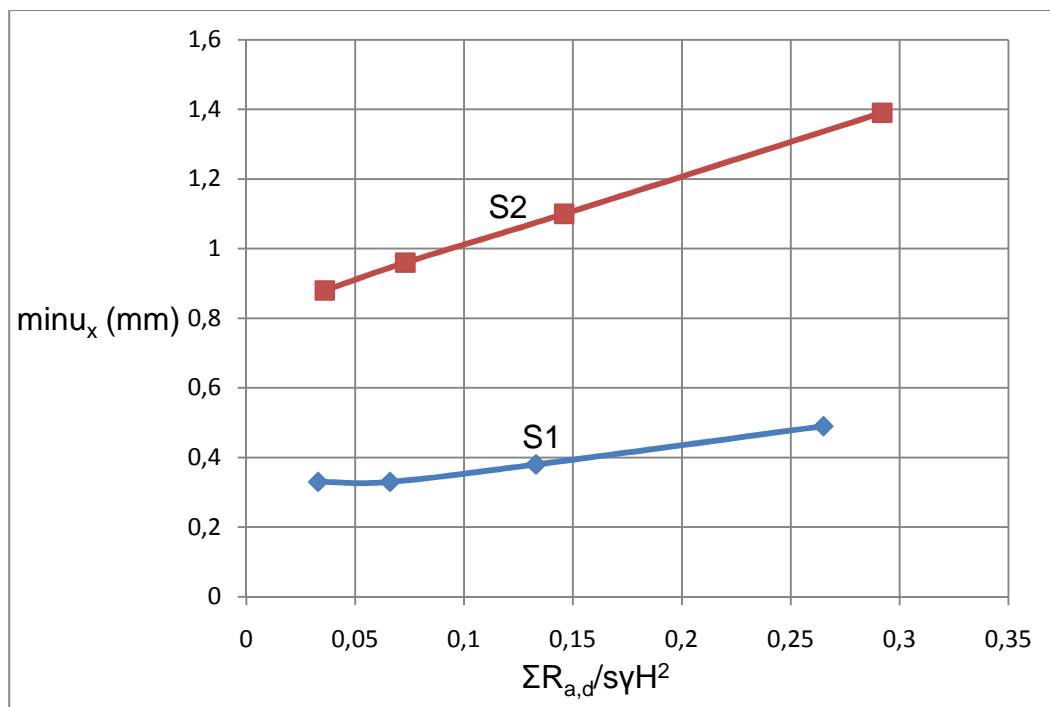
Σχήμα 5.14: Μέγιστη, οριζόντια μετατόπιση στέψης συναρτήσεϊ της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίου με $B/H=1$ για τα εδάφη S1 και S2.



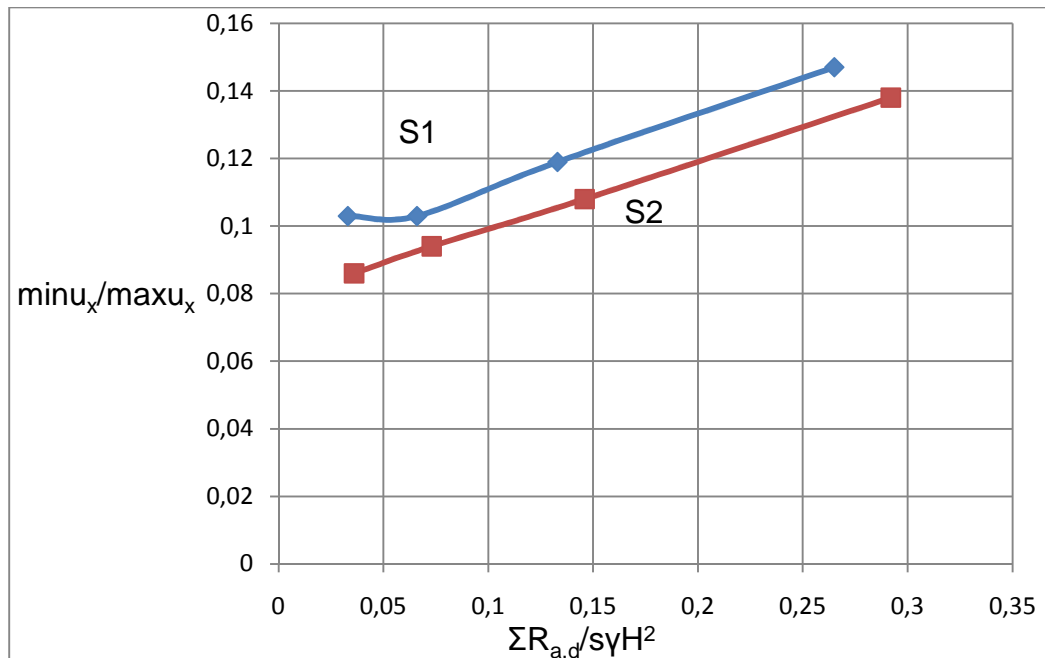
Σχήμα 5.15: Μέγιστη επιφανειακή καθίζηση συναρτήσεϊ της κανονικοποιημένης αντοχής σχεδιασμού αγκυρίου με $B/H=1$ για τα εδάφη S1 και S2.

Στο σχήμα 5.15 δίνονται τα διαγράμματα μεταβολής της μέγιστης, επιφανειακής καθίζησης, ως συνάρτησεϊ της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων, για τους σχηματισμούς S1 και S2. Παρατηρεϊται μία τάσεϊ αύξεσης του μεγέθους $maxu_y$ με την αύξεση της αντοχής των αγκυρίων και στους δύο

σχηματισμούς. Ανάλογη παρατήρηση για την αύξηση του μεγέθους $\max u_y$ με την αύξηση της δύναμης τάνυσης έχει γίνει κατά το σχολιασμό των διδιάστατων αναλύσεων για την ανάλογη περίπτωση συντελεστή ουδέτερης ώθησης $K_2=0,5$, όμως αυτή η τάση ήταν μικρότερη. Η επιρροή αυτή θα μπορούσε να εξηγηθεί με την εισαγωγή τάσεων με φορά προς τα κάτω, ως αποτέλεσμα της δύναμης τάνυσης, η οποία είναι κεκλιμμένη με φορά προς τα κάτω. Επίσης, στην παράγραφο 4.4.6 είχε γίνει προσπάθεια ανεξάρτητης κατά το δυνατόν, εξέτασης των διαφόρων παραγόντων που διαμορφώνουν τις επιφανειακές καθιζήσεις και είχε παρατηρηθεί ότι η αύξηση της δύναμης τάνυσης έχει αντίστοιχη αυξητική επιρροή των μεγίστων καθιζήσεων. Ως προς τις διαφορές των μεγεθών μεταξύ των σχηματισμών S1 και S2, θα μπορούσε να σημειωθεί ότι αυτή κυρίως οφείλεται στη διαφορά των μέτρων ελαστικότητας.



Σχήμα 5.16: Ελάχιστη, οριζόντια μετατόπιση συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για τους σχηματισμούς S1 και S2.

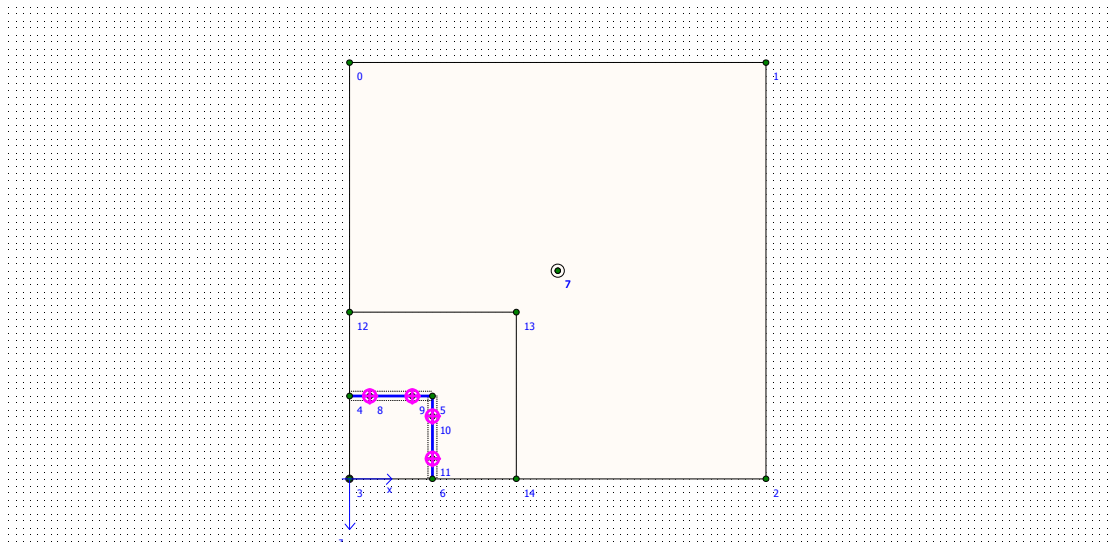


Σχήμα 5.17: Λόγος οριζοντίων μετατοπίσεων συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για τους σχηματισμούς S1 και S2.

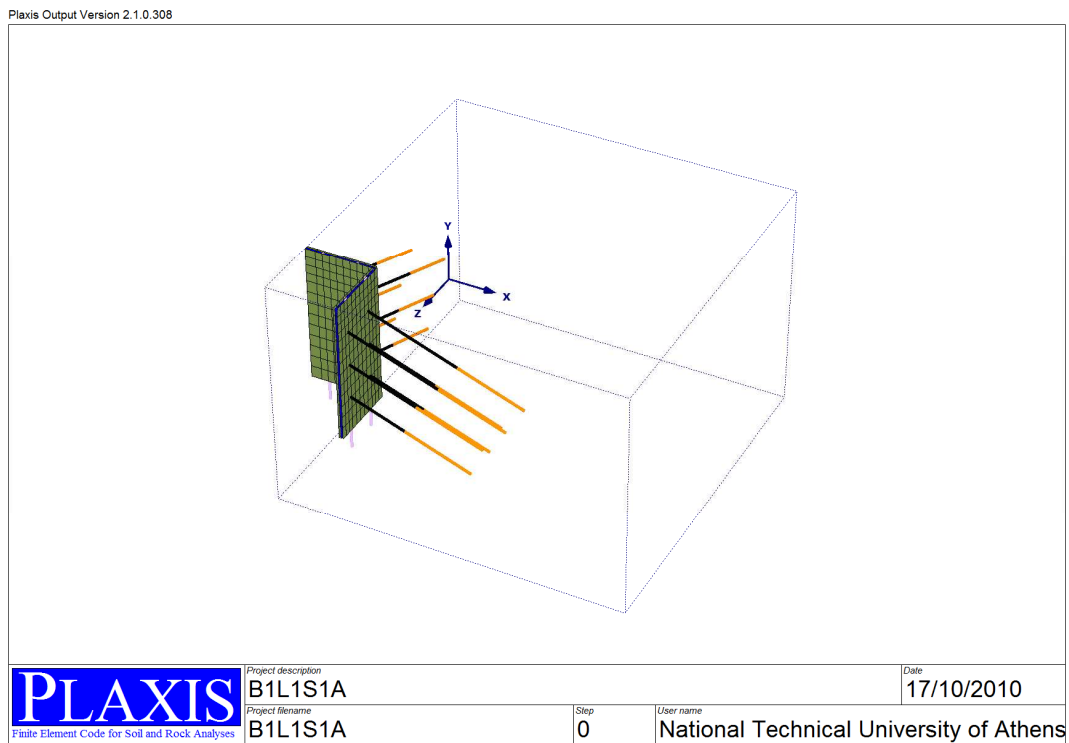
Το σχήμα 5.16 αναφέρεται στις ελάχιστες, οριζόντιες μετατοπίσεις του μετώπου, $\min u_x$ που αναπτύσσονται στις γωνίες του μετώπου της εκσκαφής και για τους δύο σχηματισμούς S1 και S2. Αντιστοίχως, στο σχήμα 5.17 συγκρίνονται οι λόγοι ελάχιστης προς μέγιστη οριζόντια μετατόπιση για τους ίδιους σχηματισμούς. Από όλες τις αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι οι οριζόντιες μετατοπίσεις έχουν ανισοκατανομή κατά μήκος του μετώπου με τις ελάχιστες στις γωνίες και τη μέγιστη στο μέσο, ο δε λόγος των ακραίων μετατοπίσεων κυμαίνεται μεταξύ 0,09 και 0,15 περίπου, όπως φαίνεται στο σχήμα 5.17.

Στα σχήματα που ακολουθούν παρατίθενται αντιπροσωπευτικές εικόνες από την εισαγωγή δεδομένων και τις επιλύσεις για το συγκεκριμένο λόγο $B/H=1$. Στο σχήμα 5.18 φαίνεται το επίπεδο εργασίας 1 (στάθμη $y=0$) με τους άξονες x,z , τη γεώτρηση εισαγωγής των εδαφικών δεδομένων, καθώς και το προσομοιούμενο τμήμα της εκσκαφής με τους πασσάλους και το τοιχείο εκτοξευομένου σκυροδέματος. Η γραμμή που οριοθετεί μία ευρύτερη περιοχή περί την εκσκαφή και σε απόσταση $H/2=6m$ από αυτήν προβλέφθηκε, ώστε το αντίστοιχο χωρίο (cluster) να προσομοιωθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια με πεπερασμένα στοιχεία.

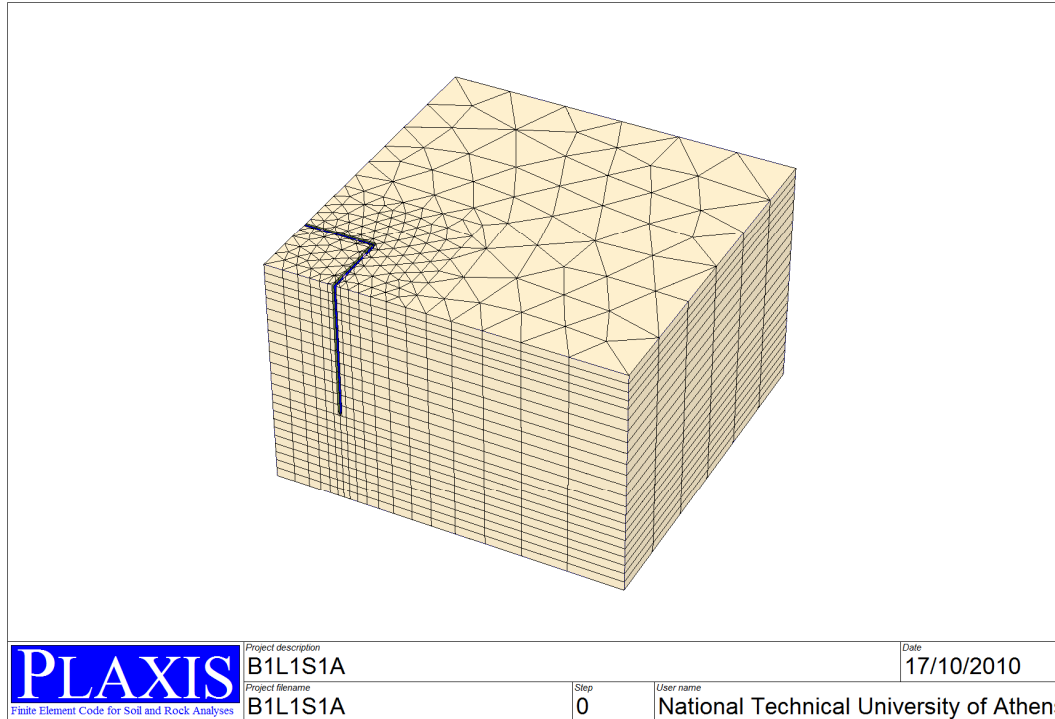
Στο σχήμα 5.19 φαίνεται το προοπτικό με τα αγκύρια (στο $1/4$ της εκσκαφής, όπως προσομοιώθηκε) μετά την παραγωγή του τριδιάστατου πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων, ενώ στο σχήμα 5.20 φαίνεται το τριδιάστατο αυτό πλέγμα με την κατασκευή αντιστήριξης που θα ενεργοποιηθεί κατά τη διάρκεια των επιλύσεων.



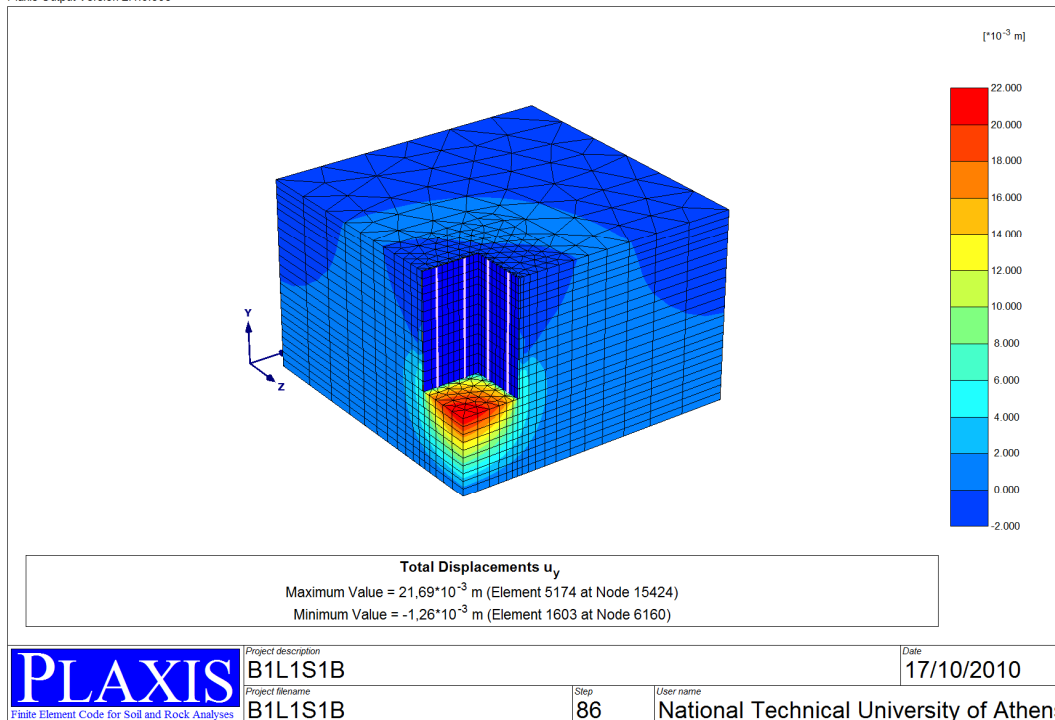
Σχήμα 5.18: Επίλυση με $B/H=1$: Επίπεδο εργασίας 1.



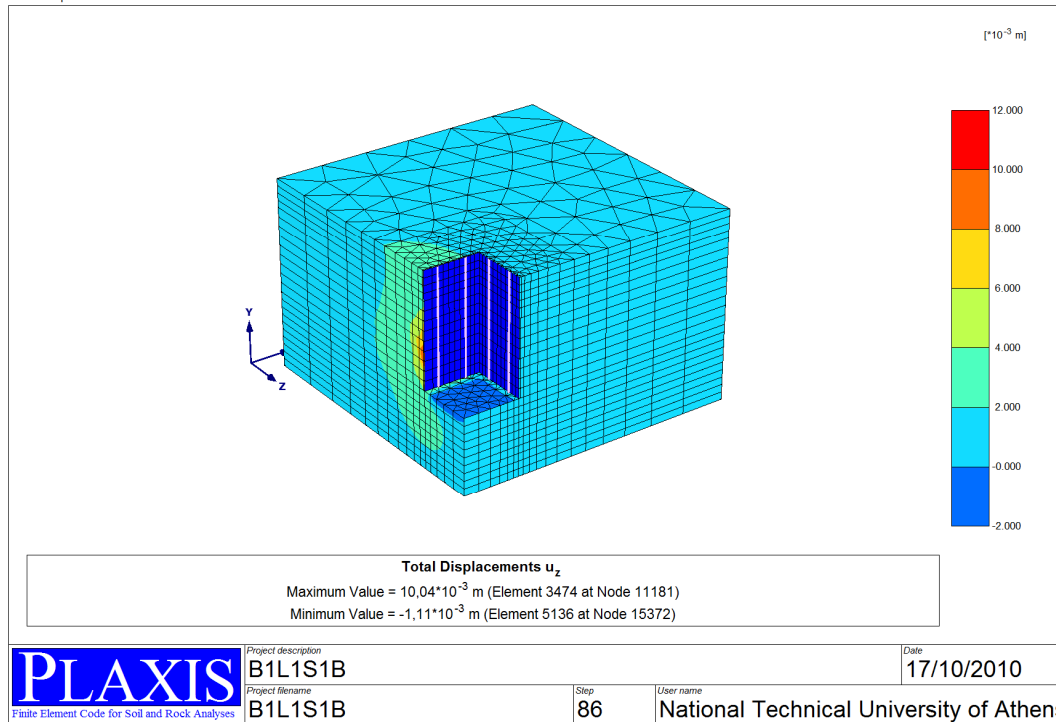
Σχήμα 5.19: Επίλυση με $B/H=1$: Προοπτική απεικόνιση των αγκυρώσεων και του τοιχείου αντιστήριξης.



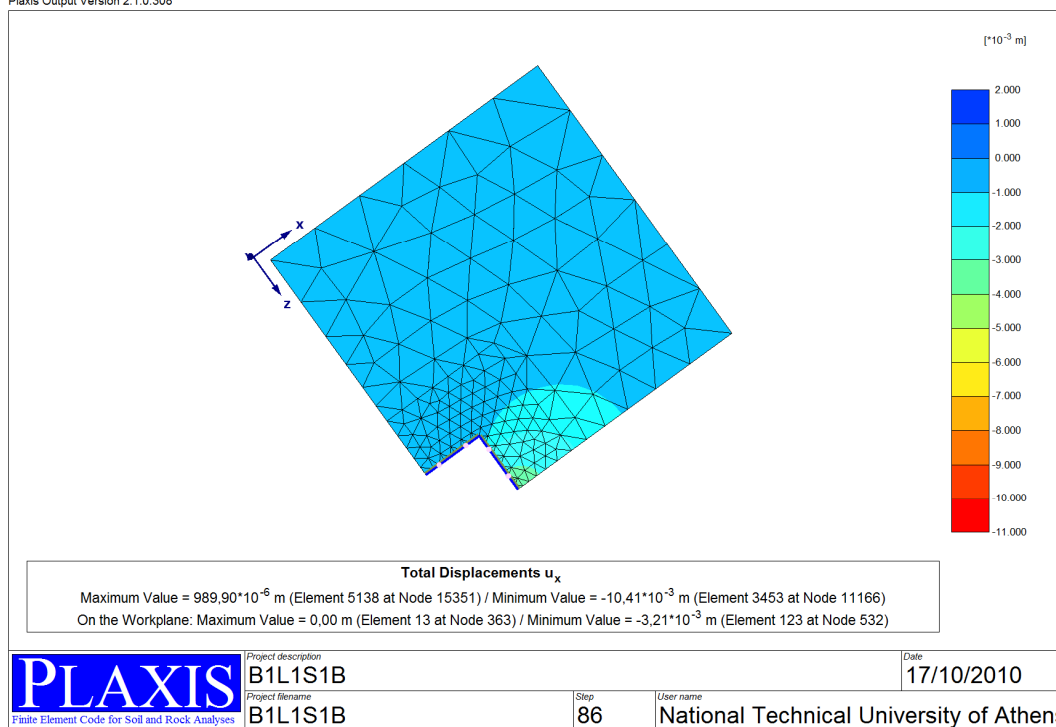
Σχήμα 5.20: Επίλυση με $B/H=1$ στο έδαφος S1. Τριδιάστατος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων.



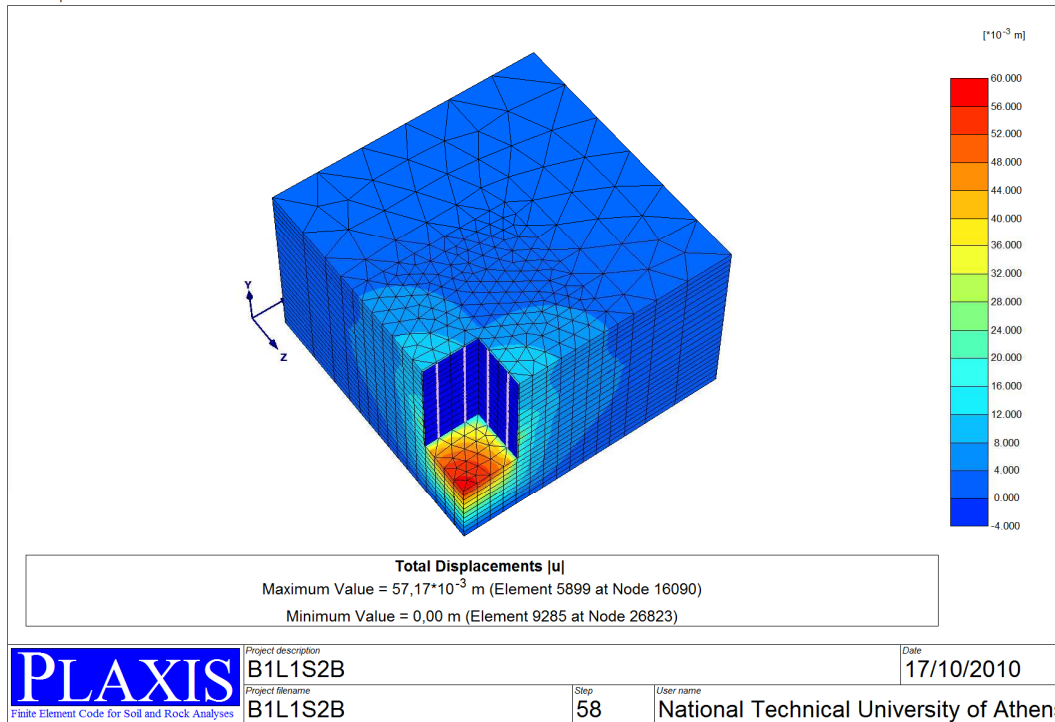
Σχήμα 5.21: Επίλυση με $B/H=1$ στο έδαφος S1. Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων μετατοπίσεων μετά την τελική εκσκαφή.



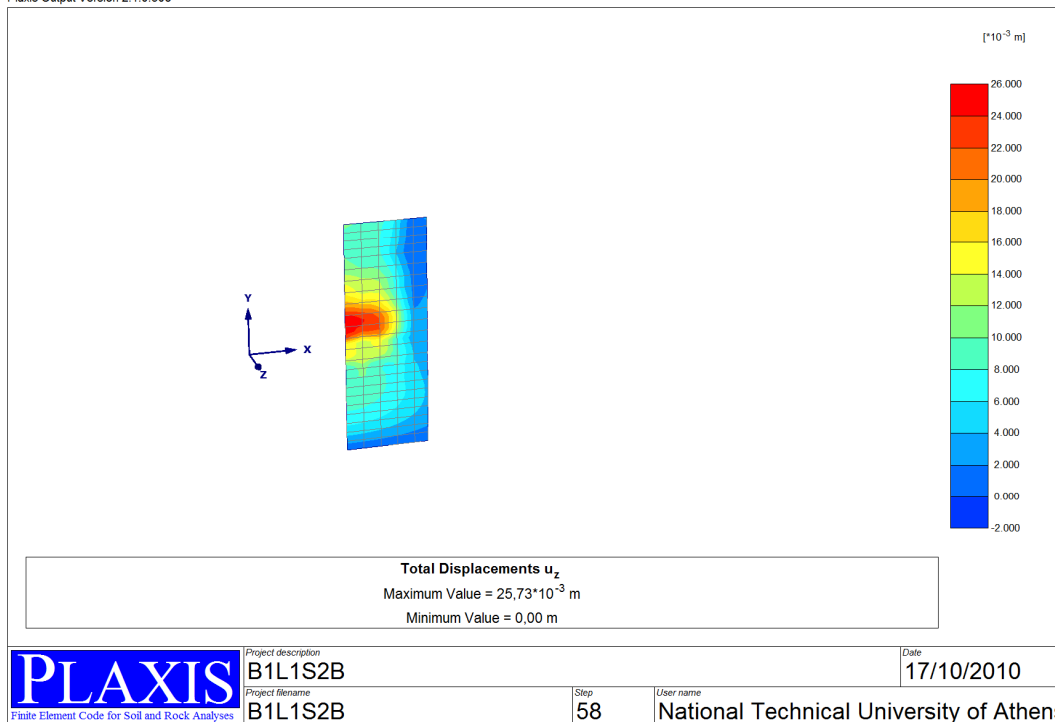
Σχήμα 5.22: Επίλυση με $B/H=1$ στο έδαφος S1. Οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος της εκσκαφής.



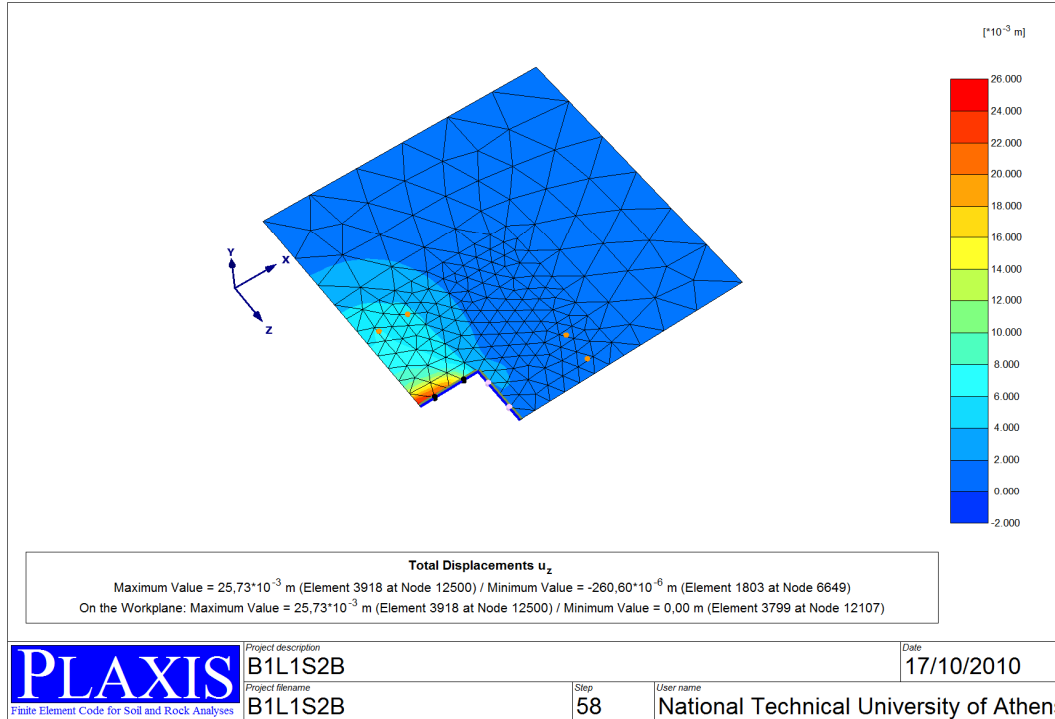
Σχήμα 5.23: Επίλυση με $B/H=1$ στο έδαφος S1. Οριζόντιες μετατοπίσεις u_x στο επίπεδο 1 (επιφάνεια εδάφους).



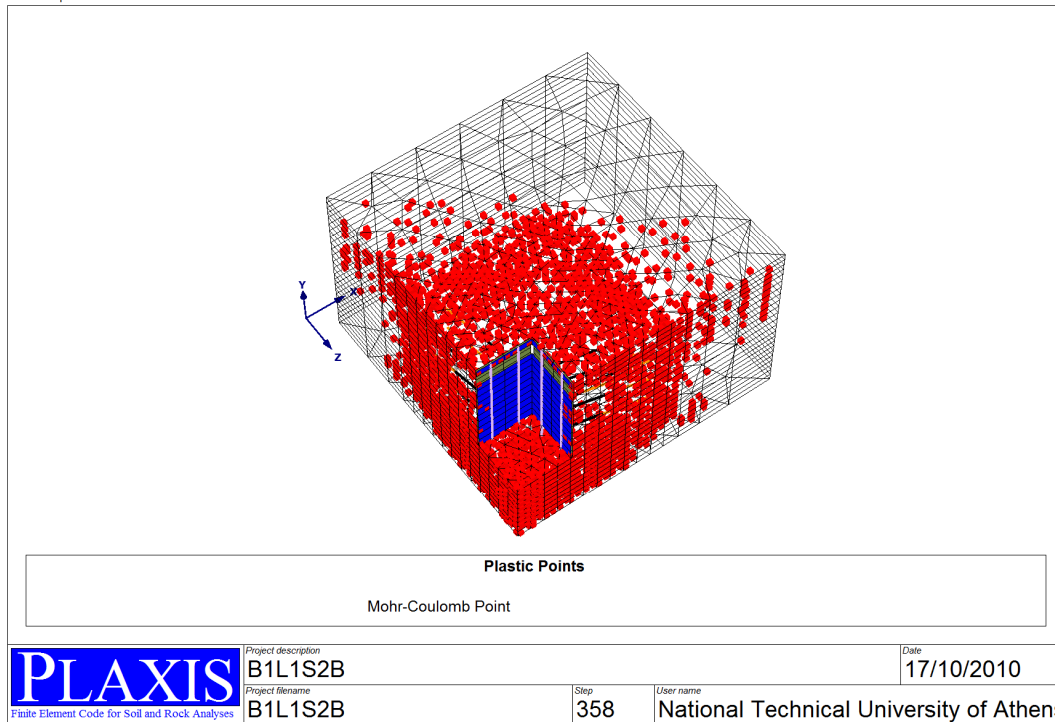
Σχήμα 5.24: Επίλυση με $B/H=1$ στο έδαφος S2. Χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετατοπίσεων καθ' ύψους εκσκαφής.



Σχήμα 5.25: Επίλυση με $B/H=1$ στο έδαφος S2. Οριζόντιες μετατοπίσεις u_z καθ' ύψους της πλευράς της εκσκαφής με $z=-6m$.



Σχήμα 5.26: Επίλυση με $B/H=1$ στο έδαφος S2. Χρωματική απεικόνιση των οριζοντίων μετατοπίσεων u_z στη στάθμη της 3^{ης} σειράς αγκυρώσεων (-9m).



Σχήμα 5.27: Επίλυση με $B/H=1$ στο έδαφος S2. Κατανομή πλαστικών ζωνών κατά την αστοχία (ϕ, c reduction).

Στο σχήμα 5.21 δίνεται χρωματική απεικόνιση στο τριδιάστατο προσομοίωμα των κατακορύφων μετατοπίσεων. Απολύτως μέγιστες είναι οι ανυψώσεις του πυθμένα της εκσκαφής, ενώ είναι ευδιάκριτες οι περιοχές των μεγίστων καθιζήσεων επιφάνειας περί τα μέσα των πλευρών της εκσκαφής.

Στο σχήμα 5.22 δίνεται αντίστοιχη χρωματική απεικόνιση των οριζοντίων μετατοπίσεων. Είναι σαφές ότι η απολύτως μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις αναπτύσσονται κοντά στον πυθμένα της εκσκαφής και σε βάθος κάτω από τα 2/3 του συνολικού ύψους του πρσανούς.

Στο σχήμα 5.23 απεικονίζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_x στην επιφάνεια του εδάφους (επίπεδο εργασίας 1, $y=0$) και είναι κατανοητό ότι οι μέγιστες τιμές συγκεντρώνονται στην περιοχή των μέσων των πλευρών.

Στο σχήμα 5.24 δίνεται προοπτικό σχέδιο του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων μετά την 7^η φάση επίλυσης με τις συνολικές μετατοπίσεις, απ'όπου και επιβεβαιώνονται οι παρατηρήσεις των προηγούμενων σχημάτων.

Στο σχήμα 5.25 παρουσιάζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_z επί του κατακορύφου μετώπου $z=-6m$ απ'όπου φαίνεται ότι οι μέγιστες τιμές παρατηρούνται στην κεντρική περιοχή του επιπέδου και μάλιστα σε στάθμη περί τα $-9m$.

Στο σχήμα 5.26 δίνονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_z επί του οριζοντίου επιπέδου της τρίτης σειράς των αγκυρώσεων, δηλαδή στη στάθμη $y=-9m$, στην οποία και αντιστοιχούν οι μέγιστες καθ'ύψος τιμές. Κατά μήκος της πλευράς εκσκαφής, οι τιμές u_z μεταβάλλονται με μέγιστη τιμή στο μέσο της πλευράς.

Στο σχήμα 5.27 τέλος, παρουσιάζονται οι πλαστικές ζώνες στο τριδιάστατο προσομοίωμα μετά την 8^η φάση επίλυσης, δηλαδή μετά τη διαδικασία ϕ, c reduction για την εύρεση του συντελεστή ασφαλείας MSF. Προφανώς, οι υπόψη πλαστικές ζώνες είναι υποθετικές και θα αναπτύσσονταν αν οι παράμετροι ϕ, c είχαν τόσο χαμηλή τιμή, ώστε να είχαμε οριακή ισορροπία.

5.3.3 Επιλύσεις 3D με $L/H=2,5$

Η κάτοψη της εκσκαφής θεωρήθηκε και πάλι τετραγωνική με πλευρά $B=30m$ ($B/H=2,5$) που αποτελεί μια μέση περίπτωση στην πράξη και συγχρόνως ο λόγος πλάτος/ύψος είναι σχεδόν οριακός, διότι για μικρότερες τιμές παρατηρείται σημαντική αύξηση του συντελεστή ασφαλείας και σημαντική μείωση των παραμορφώσεων. Ως προς την εισαγωγή των δεδομένων, ισχύουν οι αριθμητικές τιμές των προηγούμενων επιλύσεων, ειδικότερα όμως, κατά τη γεωμετρική προσομοίωση εξετάστηκε τετραγωνική εκσκαφή ίση με το $\frac{1}{4}$ της συνολικής, δηλαδή με πλευρά 15m. Σε αυτή την πλευρά και σε κάθε διεύθυνση x ή z αντιστοιχούν 5 φρεατοπάσσαλοι και $3 \cdot 5 = 15$ προεντεταμένα αγκύρια. Οι συντεταγμένες των κόμβων των αγκυρίων προσδιορίστηκαν με ανάλογο τρόπο με αυτόν της παραγράφου 5.3.2.

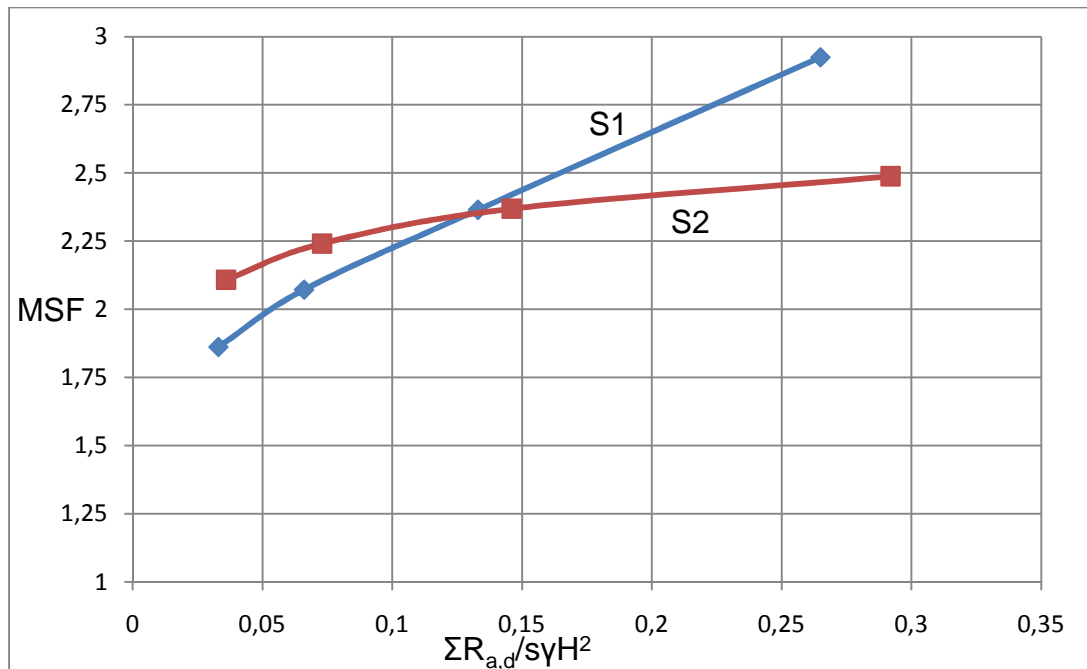
ΠΙΝΑΚΑΣ 5.4: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ 3D ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΓΙΑ L/H=2,5

ΚΩΔΙΚΟΣ	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ R_d (kN)	$\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$	ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ $u_x=u_z$ (mm)			ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ $\max u_y$ (mm)	MSF
			ΣΤΟ ΜΕΣΟ u_x	ΣΤΙΣ ΓΩΝΙΕΣ u_x	$\min u_x / \max u_x$		
B2,5L2,5S1A	105	0,033	15,69	2,45	0,156	-16,20	1,862
S1B	210	0,066	7,56	1,02	0,135	-2,48	2,072
S1C	420	0,133	6,93	0,93	0,134	-2,65	2,365
S1D	840	0,265	6,64	0,957	0,144	-4,25	2,924
B2,5L2,5S2A	105	0,036	23,32	2,54	0,109	-12,27	2,108
S2B	210	0,073	22,85	2,57	0,112	-13,02	2,241
S2C	420	0,146	21,96	2,57	0,117	-14,28	2,369
S2D	840	0,292	20,72	2,73	0,132	-18,02	2,488

Στον παραπάνω πίνακα 5.4 δίνονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τον υπόψη λόγο L/H=2,5. Βάσει των αποτελεσμάτων αυτών, σχεδιάστηκαν τα διαγράμματα των σχημάτων που ακολουθούν.

Στο σχήμα 5.28 δίνονται οι συντελεστές ασφαλείας και των δύο σχηματισμών, S1 και S2 για λόγους συγκρίσεως, ως συνάρτηση της συνολικής κανονικοποιημένης αντοχής σχεδιασμού των αγκυρίων. Από τα διαγράμματα παρατηρούνται τα εξής:

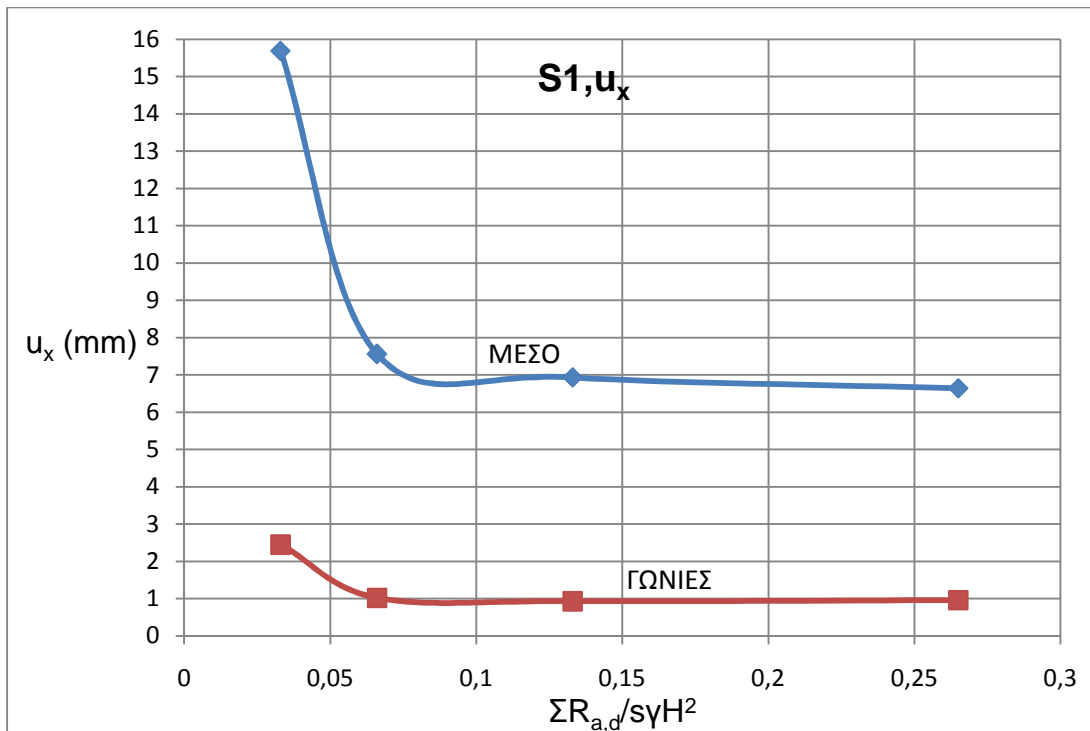
- Οι συντελεστές ασφαλείας, για τους δύο σχηματισμούς είναι συγκρίσιμης τάξεως για σχετικά μεγάλο εύρος τιμών αντοχής αγκυρίων.
- Ο ρυθμός αύξησης του MSF συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων είναι σαφώς υψηλότερος στο σχηματισμό S1 απ'ότι στο σχηματισμό S2. Η παρατήρηση αυτή επιβεβαιώνει αντίστοιχα συμπεράσματα αναλύσεων που προηγήθηκαν και σχολιάστηκαν. Ο αυξημένος αυτός ρυθμός στο S1 έναντι του S2, προφανώς οφείλεται στην αντίστοιχη μεγαλύτερη γωνία εσωτερικής τριβής ϕ , μέσω της οποίας ενεργοποιείται διατμητική αντοχή υψηλότερη λόγω της δράσης των δυνάμεων προέντασης (σε μία απλή ανάλυση με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης θα προέκυπτε αντίστοιχο αποτέλεσμα).



Σχήμα 5.28: Συντελεστές ασφαλείας συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για τους σχηματισμούς S1 και S2.

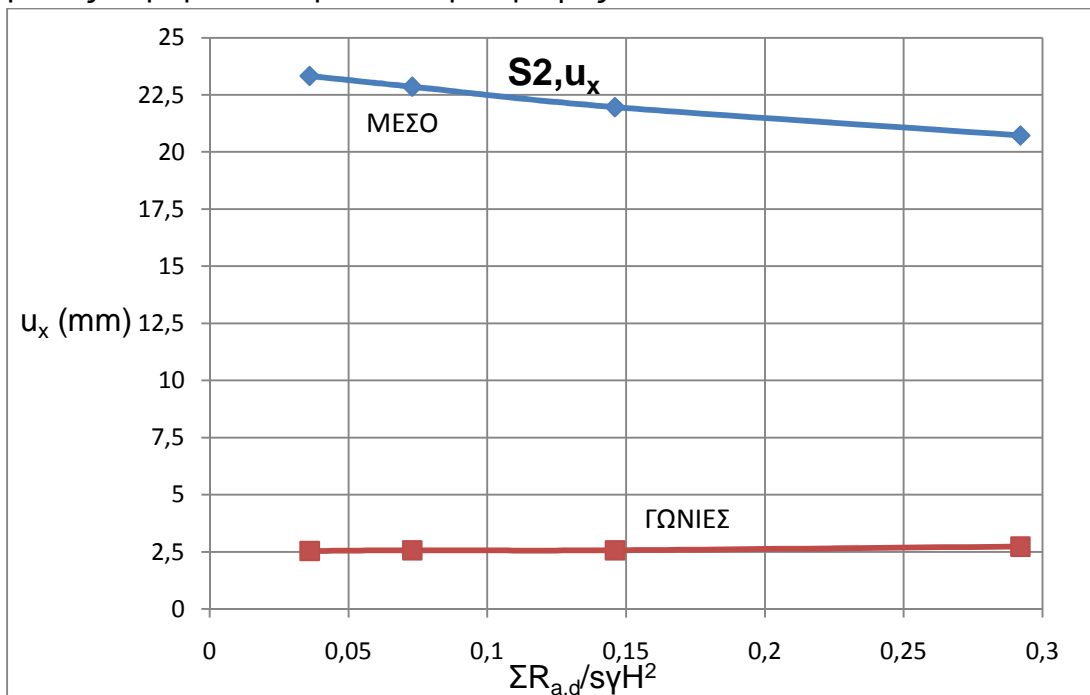
Στο σχήμα 5.29 που αφορά στις οριζόντιες μετατοπίσεις στέψης σε δύο συγκεκριμένες θέσεις, δηλαδή στο μέσο των πλευρών αφενός και στις γωνίες αφετέρου, διακρίνονται τα εξής:

- Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στέψης αντιστοιχεί στο μέσο των πλευρών, όπως αναμενόταν, ενώ η αντίστοιχη μετατόπιση στις γωνίες είναι σημαντικά μικρότερη.
- Διακρίνεται μία τάση μείωσης των οριζοντίων μετατοπίσεων και στις δύο παραπάνω θέσεις, με την αύξηση της αντοχής των αγκυρίων (και αναλογικά προς αυτήν της δύναμης προέντασης), που είναι ιδιαίτερα έντονη στις περιοχές των μικρών δυνάμεων προέντασης.

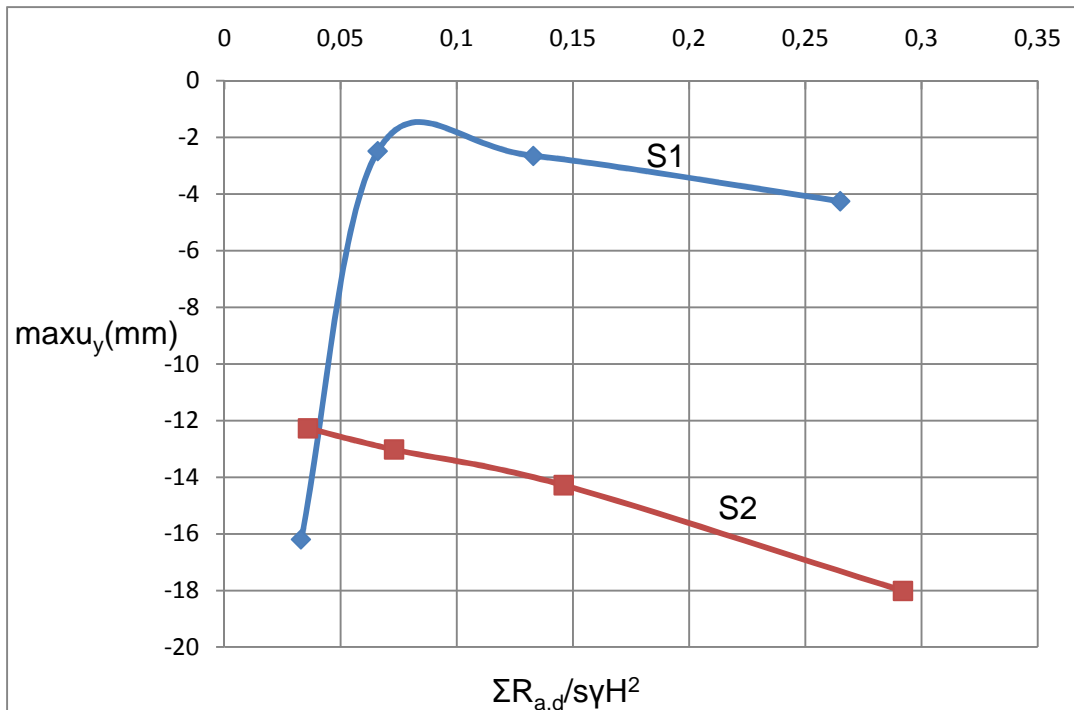


Σχήμα 5.29: Οριζόντιες μετατοπίσεις στη στάθμη στέψης για το σχηματισμό S1.

Στο σχήμα 5.30 δίνονται αντίστοιχα για το σχηματισμό S2, οι οριζόντιες μετατοπίσεις στέψης, στις ίδιες θέσεις, δηλαδή στο μέσο και στις γωνίες. Διαπιστώνεται πάλι, η μεγάλη διαφορά των οριζοντίων μετατοπίσεων μέσου και γωνιών, όπως και ελαφρά τάση μείωσης των μεγεθών αυτών με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων, άρα και των δυνάμεων προέντασης, για τις μετατοπίσεις στο μέσο. Αντίθετα, οι μετατοπίσεις στις γωνίες παραμένουν πρακτικά αμετάβλητες.



Σχήμα 5.30: Οριζόντιες μετατοπίσεις στη στάθμη στέψης για το σχηματισμό S2.

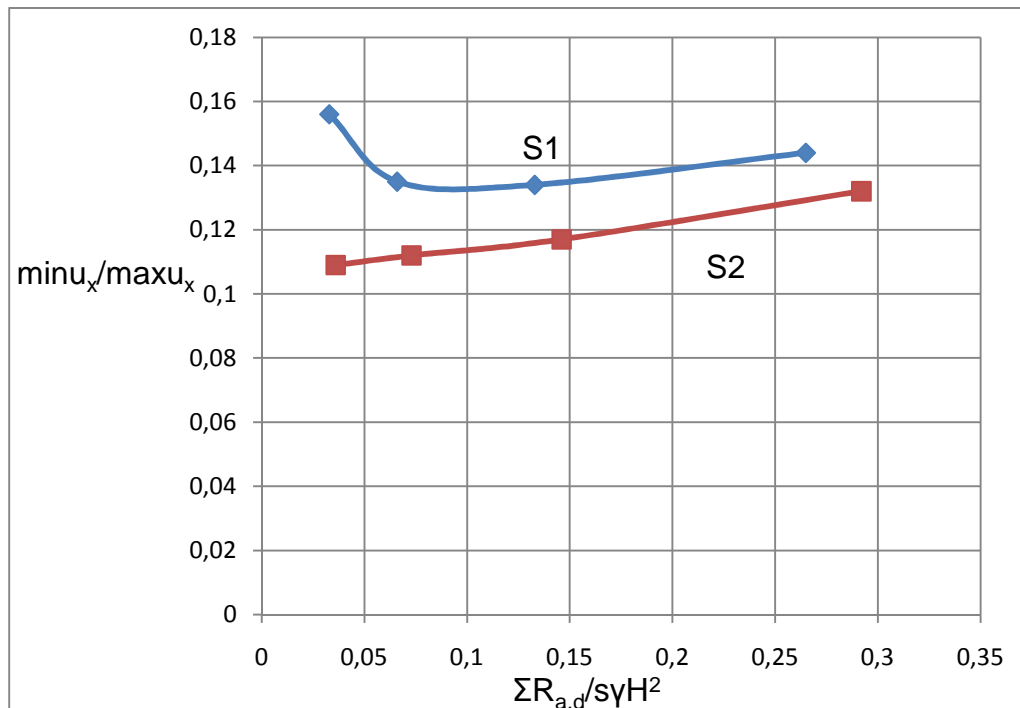


Σχήμα 5.31: Μέγιστη, επιφανειακή καθίζηση συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για τους σχηματισμούς S1 και S2.

Στο σχήμα 5.31 δίνεται η μέγιστη, επιφανειακή καθίζηση $maxu_y$ (στάθμη $y=0$) ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για τους σχηματισμούς S1 και S2. Από τα διαγράμματα, διαφαίνονται τα εξής:

- Στο σχηματισμό S1 και για τη μικρότερη δύναμη αγκύρωσης, παρατηρείται μία έντονη ανωμαλία στο διάγραμμα, δεδομένου ότι η τιμή $maxu_y$, γι' αυτή τη δύναμη είναι δυσανάλογα υψηλή σε σχέση με τις τιμές, για υψηλότερες δυνάμεις. Αντίστοιχη παρατήρηση είχε γίνει και κατά τις διδιάστατες αναλύσεις στο σχηματισμό S1, αλλά για τη μικρότερη τιμή $K=0,2$. Πέρα από την ανωμαλία του διαγράμματος, διακρίνεται τάση αύξησης των τιμών $maxu_y$ με την αύξηση των δυνάμεων προέντασης. Η τάση αυτή εντούτοις, είναι μικρότερη από την αντίστοιχη για τις τριδιάστατες αναλύσεις της περίπτωσης $B/H=1$, που προαναφέρθηκε.
- Στο σχηματισμό S2, παρατηρείται μία ομαλότερη συσχέτιση των τιμών $maxu_y$, συναρτήσει της αντοχής των αγκυρίων και ανάλογα με το σχηματισμό S1 παρατηρείται και μία τάση αύξησης των τιμών αυτών με την αύξηση της δύναμης προέντασης.
- Οι τιμές των επιφανειακών καθιζήσεων εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, επομένως δε θα ήταν εύκολη η ερμηνεία των παραπάνω αποτελεσμάτων. Η αύξηση όμως, των $maxu_y$ με την αύξηση των δυνάμεων προέντασης, ίσως οφείλεται στην αντίστοιχη αύξηση της κατακόρυφης προς τα κάτω συνιστώσας των δυνάμεων αυτών που

συνεπάγεται και αυξημένες μετατοπίσεις προς τα κάτω του συστήματος αντιστηρίξεως.

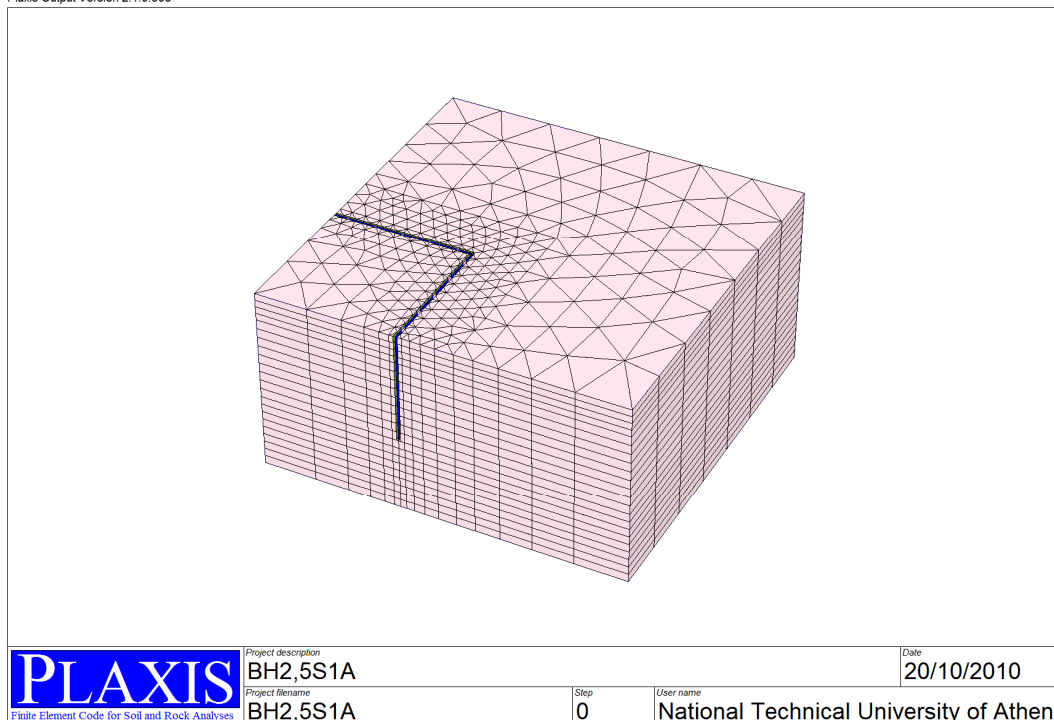


Σχήμα 5.32:: Λόγος οριζοντίων μετατοπίσεων συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για τους σχηματισμούς S1 και S2.

Στο σχήμα 5.32 παρατίθενται διαγράμματα μεταβολής ελάχιστης προς μέγιστη οριζόντια μετατόπιση μετώπου για τους σχηματισμούς S1 και S2 και φαίνεται ότι ο λόγος κυμαίνεται μεταξύ 0,11 και 0,16 περίπου.

Στα σχήματα που ακολουθούν, δίνονται ενδεικτικές εικόνες, όπως προέκυψαν από τα αποτελέσματα των επιλύσεων για την περίπτωση $B/H=2,5$.

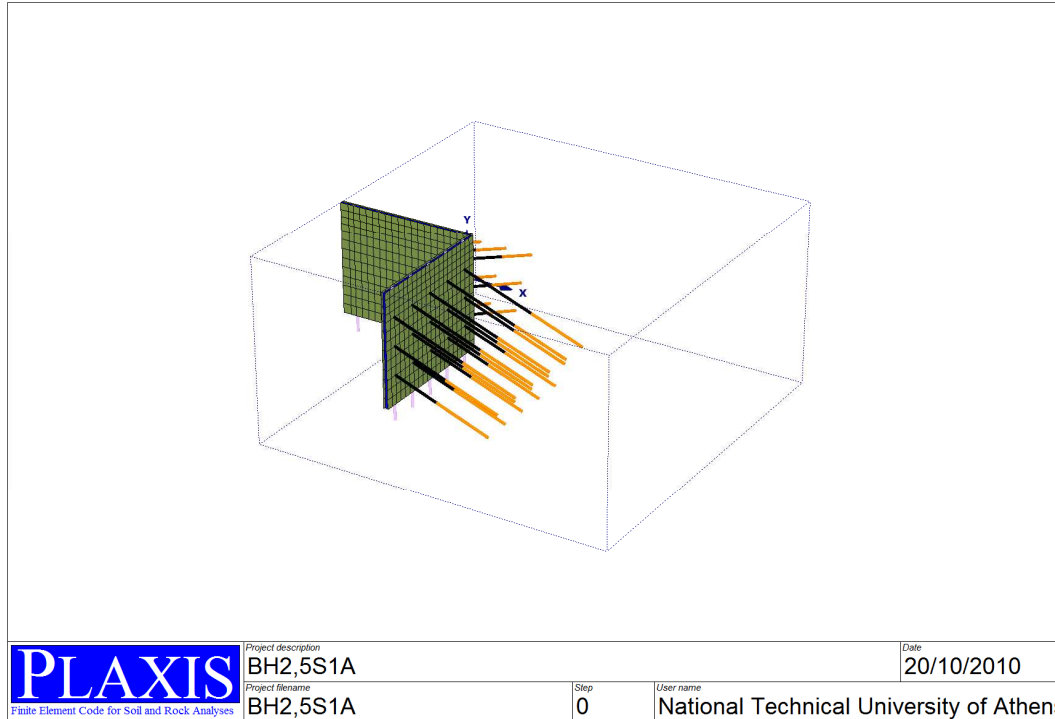
Στα σχήματα 5.33 και 5.34 απεικονίζεται το τριδιάστατο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και η προοπτική παράσταση των τριών σειρών αγκυρώσεων, αντιστοίχως. Από την επιφάνεια στο σχήμα 5.33, φαίνεται η διακριτοποίηση σε επίπεδο του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων που έγινε.



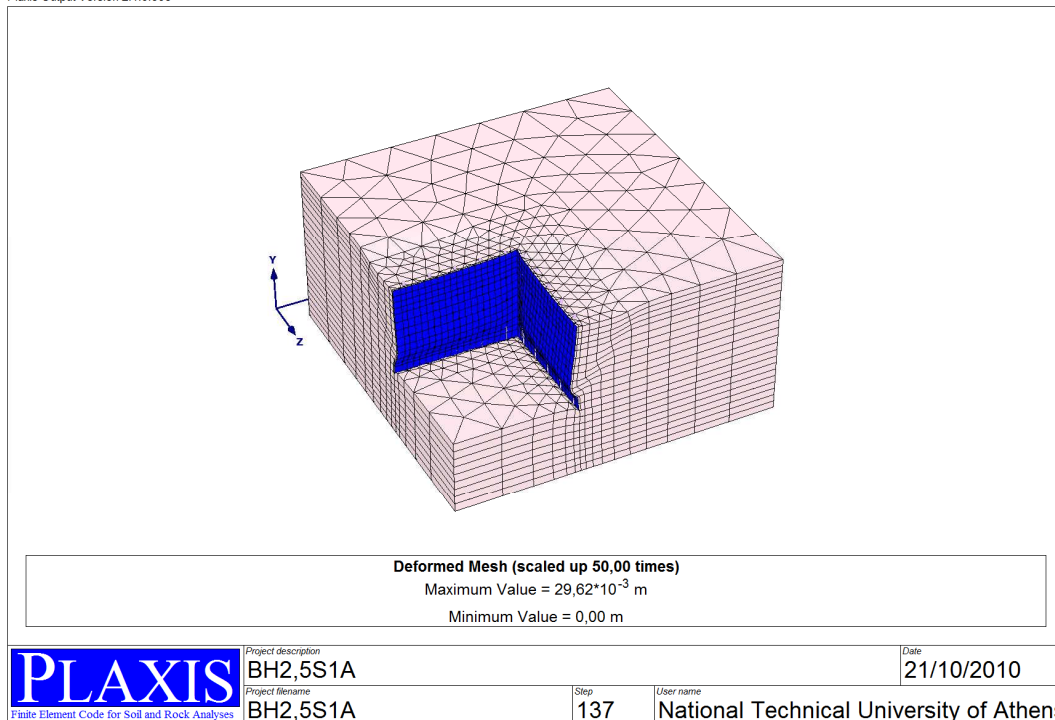
Σχήμα 5.33: Τριδιάστατο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων με την κατασκευή αντιστήριξης για $B/H=2,5$.

Στο σχήμα 5.35 δίνεται η εικόνα του τριδιάστατου, παραμορφωμένου πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων μετά την τελική εκσκαφή απ'όπου και διακρίνεται η συγκέντρωση των σχετικώς υψηλότερων οριζοντίων μετατοπίσεων στις χαμηλότερες στάθμες.

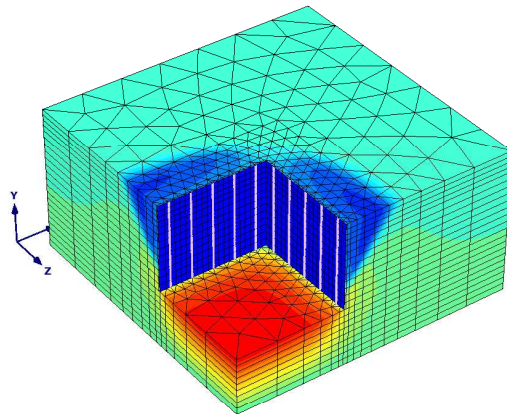
Στο σχήμα 5.36 παρουσιάζεται τριδιάστατη, χρωματική απεικόνιση των κατακόρυφων μετατοπίσεων, σε μία από τις επιλύσεις στο σχηματισμό S1. Παρατηρείται ότι οι απολύτως μέγιστες κατακόρυφες μετατοπίσεις εμφανίζονται στη στάθμη της τελικής εκσκαφής και πρόκειται για ανυψώσεις προς τα άνω, λόγω της μείωσης έως και μηδενισμού των κατακόρυφων τάσεων, λόγω ίδιου βάρους γαιών, στην υπόψη στάθμη. Στην επιφάνεια του εδάφους, οι μέγιστες καθιζήσεις συγκεντρώνονται στις περιοχές των μέσων των πλευρών.



Σχήμα 5.34: Προοπτική απεικόνιση της κατασκευής αντιστήριξης με τις 3 σειρές αγκυρώσεων.



Σχήμα 5.35: Τριδιάστατο, παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων μετά την 7^η φάση επίλυσης (τελική εκσκαφή).



Total Displacements u_y

Maximum Value = $24,13 \cdot 10^{-3}$ m (Element 7277 at Node 22036)

Minimum Value = $-16,44 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1221 at Node 39766)

PLAXIS
Finite Element Code for Soil and Rock Analyses

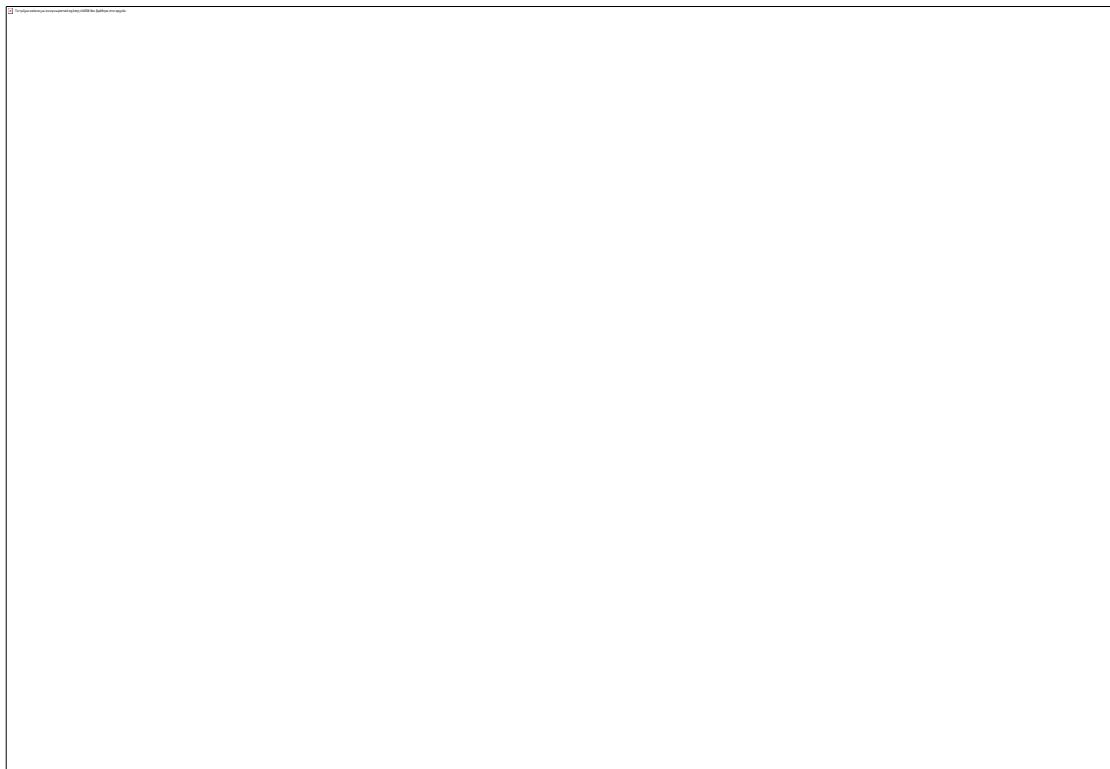
Project description
BH2,5S1A
Project filename
BH2,5S1A

Date
21/10/2010

Step
137

User name
National Technical University of Athens

Σχήμα 5.36: Κατανομή των κατακορύφων μετατοπίσεων u_y : Επίλυση στο σχηματισμό S1.

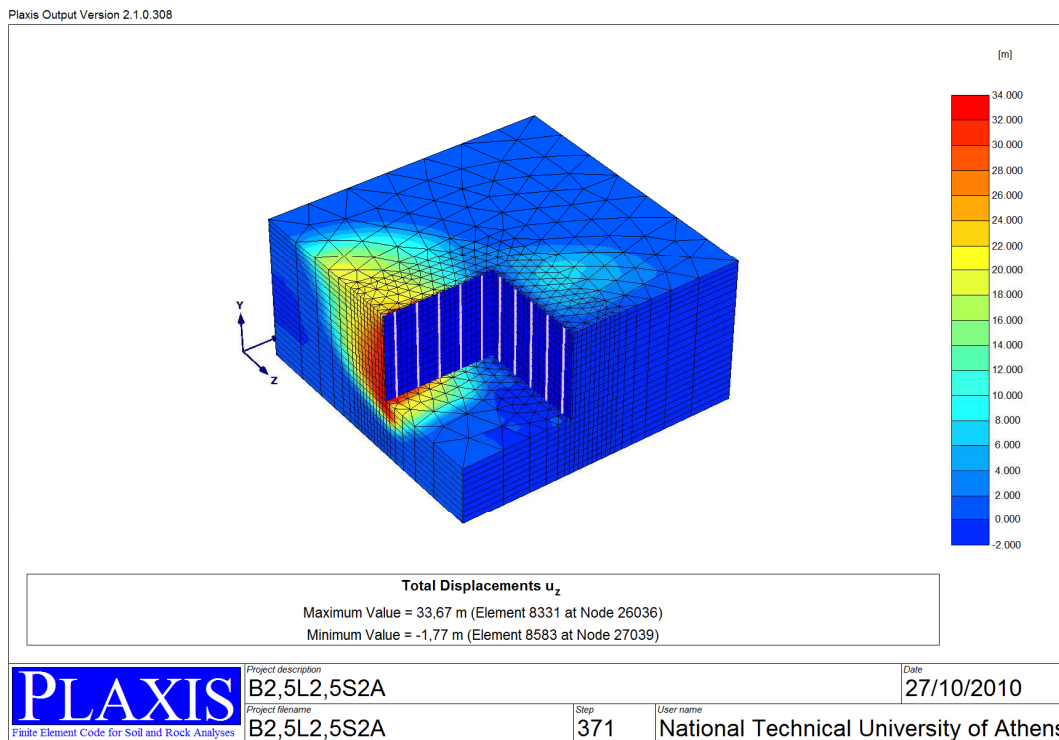


Σχήμα 5.37: Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων μετατοπίσεων u_y μετά την τελική εκσκαφή στο σχηματισμό S2.

Στο σχήμα 5.37 απεικονίζονται οι κατακόρυφες μετατοπίσεις u_y και προκύπτει ότι οι επηρεαζόμενες, επιφανειακές ζώνες βρίσκονται στην περιοχή των μέσων των πλευρών, ενώ οι καθιζήσεις στις γωνίες είναι αρκετά χαμηλότερες.

Τέλος, στο σχήμα 5.38 δίνεται χρωματική απεικόνιση των οριζοντίων μετατοπίσεων u_z σε μία από τις επιλύσεις του σχηματισμού S2 και προκύπτουν τα εξής:

- Οι μέγιστες, οριζόντιες μετατοπίσεις αναπτύσσονται σε αρκετό βάθος κάτω από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους, όπως διαπιστώθηκε και σε άλλες αναλύσεις.
- Οι οριζόντιες, επιφανειακές μετατοπίσεις έχουν τις μέγιστες τιμές τους στις περιοχές των μέσων των πλευρών και φαίνεται να επηρεάζουν αρκετά σημαντική περιοχή σε κάτοψη.



Σχήμα 5.38: Προοπτική απεικόνιση των μετατοπίσεων u_z μετά την τελική εκσκαφή στο σχηματισμό S2.

5.3.4 Σύγκριση επιλύσεων υπό 3D και 2D συνθήκες

Μετά τις επιλύσεις υπό τριαξονικές συνθήκες και για τους λόγους πλάτους/ύψους της εκσκαφής $B/H=1$ και $B/H=2,5$, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάστηκαν στις προηγούμενες υποπαραγράφους, ακολουθεί η σύγκριση με τις επιλύσεις υπο διδιάστατες συνθήκες. Όπως προαναφέρθηκε, συγκρίσιμες επιλύσεις είναι αυτές που έγιναν με παραδοχές μέσων μεγεθών, βάθους διείδυσης των πασσάλων κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής,

ελευθέρου μήκους αγκυρίων και για συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως $K_0=0,5$. Στους πίνακες 5.5 και 5.6 δίνονται τα συγκριτικά αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων για τους σχηματισμούς S1 και S2 αντίστοιχα.

Σημειώνεται ότι μεταξύ των μεγεθών που συγκρίνονται με τις διάφορες αναλύσεις, είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις στο μέσο και στις γωνίες των πλευρών της εκσκαφής και στο επίπεδο της στέψης, δηλαδή $\gamma=0$. Στη διδιάστατη ανάλυση, προφανώς δε γίνεται διάκριση μεταξύ μετατοπίσεων σε μέσο και γωνίες. Για το λόγο αυτό, στις διδιάστατες αναλύσεις, οι οριζόντιες μετατοπίσεις έχουν σημειωθεί με την ενιαία τιμή που προέκυψαν, ενώ στη στήλη που αφορά στις γωνίες, έχει αναγραφεί το ίδιο μέγεθος, αλλά μέσα σε παρένθεση.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.5:ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ ΥΠΟ 3D ΚΑΙ 2D ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟ S1

ΚΩΔΙΚΟΣ	ΤΥΠΟΣ	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔ. ΑΓΚΥΡ. R_d (kN)	$\Sigma R_{a,d} / s \cdot \gamma \cdot H^2$	ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ $u_x=u_z$ (mm)		ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝ. ΚΑΘΙΖΗΣΗ u_y (mm)	x_0	ΘΕΣΗ x_0/H	MSF
				ΜΕΣΟ	ΓΩΝΙΕΣ				
B1L1S1A	3D	105	0,033	3,20	0,33	-1,38	1,215	0,101	4,306
S1B	3D	210	0,066	3,21	0,33	-1,13	0,125	0,010	4,517
S1C	3D	420	0,133	3,19	0,38	-1,78	0	0	4,712
S1D	3D	840	0,265	3,34	0,49	-3,47	0	0	4,818
B2,5L2,5S1A	3D	105	0,033	15,69	2,45	-16,20	3,948	0,329	1,862
S1B	3D	210	0,066	7,56	1,02	-2,48	0,513	0,043	2,072
S1C	3D	420	0,133	6,93	0,93	-2,65	0	0	2,365
S1D	3D	840	0,265	6,64	0,957	-4,25	0	0	2,924
B1S1K2A	2D	105	0,033	5,80	(5,80)	-0,29	22,5	1,875	1,179
B1S1K2B	2D	210	0,066	5,86	(5,86)	-0,33	22,5	1,875	1,326
B1S1K2C	2D	420	0,133	4,86	(4,86)	-0,35	22,5	1,875	1,500
B1S1K2D	2D	840	0,265	4,10	(4,10)	-0,43	22,5	1,875	1,765
B2,5S1K2A	2D	105	0,033	5,93	(5,93)	-0,33	22,5	1,875	1,198
B2,5S1K2B	2D	210	0,066	5,74	(5,74)	-0,36	22,5	1,875	1,342
B2,5S1K2C	2D	420	0,133	4,97	(4,97)	-0,39	22,5	1,875	1,523
B2,5S1K2D	2D	840	0,265	4,02	(4,02)	-0,47	22,5	1,875	1,760

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.6:ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΕΩΝ ΥΠΟ 3D ΚΑΙ 2D ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟ S2

ΚΩΔΙΚΟΣ	ΤΥΠΟΣ	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔ. ΑΓΚΥΡΙΟΥ R_d (kN)	$\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$	ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ $u_x=u_z$ (mm)		ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝ. ΚΑΘΙΖΗΣΗ $max_{u,y}$ (mm)	x_o	ΘΕΣΗ x_o/H	MSF
				ΜΕΣΟ	ΓΩΝΙΕΣ				
B1L1S2A	3D	105	0,036	10,24	0,88	-5,66	0	0	3,072
S2B	3D	210	0,073	10,24	0,96	-6,57	0	0	3,207
S2C	3D	420	0,146	10,17	1,10	-8,43	0	0	3,278
S2D	3D	840	0,292	10,07	1,39	-12,61	0	0	3,303
B2,5L2,5S2A	3D	105	0,036	23,32	2,54	-12,27	0	0	2,108
S2B	3D	210	0,073	22,85	2,57	-13,02	0	0	2,241
S2C	3D	420	0,146	21,96	2,57	-14,28	0	0	2,369
S2D	3D	840	0,292	20,72	2,73	-18,02	0	0	2,488
B1S2K2A	2D	105	0,036	22,45	(22,45)	-3,53	3,75	0,313	1,197
B1S2K2B	2D	210	0,073	20,96	(20,96)	-1,85	3,75	0,313	1,243
B1S2K2C	2D	420	0,146	18,86	(18,86)	-0,87	0	0	1,343
B1S2K2D	2D	840	0,292	15,21	(15,21)	-0,23	0	0	1,489
B2,5S2K2A	2D	105	0,036	22,60	(22,60)	-4,42	3,75	0,313	1,199
B2,5S2K2B	2D	210	0,073	21,89	(21,89)	-2,58	3,75	0,313	1,246
B2,5S2K2C	2D	420	0,146	19,72	(19,72)	-1,57	0	0	1,342
B2,5S2K2D	2D	840	0,292	16,10	(16,10)	-3,13	0	0	1,486

Για τους παραπάνω πίνακες διευκρινίζονται επιπλέον τα εξής:

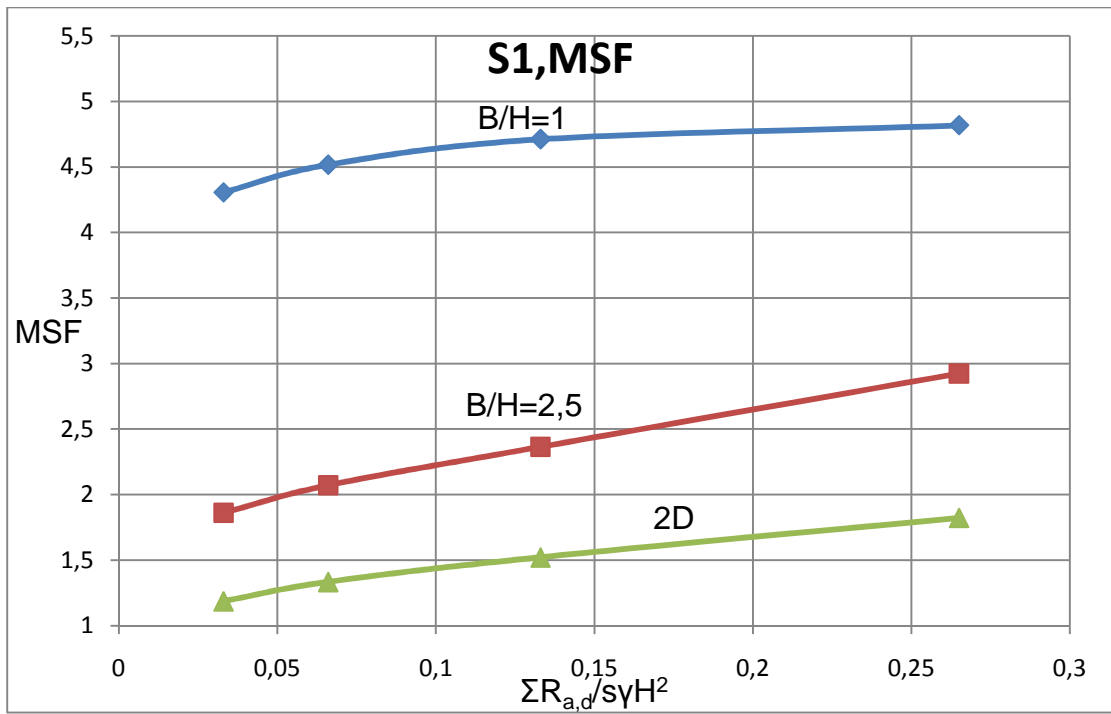
- Προκειμένου να γίνει άμεση σύγκριση των αποτελεσμάτων από τις τριδιάστατες και τις διδιάστατες αναλύσεις, αξιοποιήθηκαν τα αποτελέσματα των διδιάστατων αναλύσεων της παραγράφου 4.4.5 με τις συμβατές τιμές $B/H=1$ και $B/H=2,5$.
- Στους κωδικούς των επίλυσεων τα δύο πρώτα ψηφία υποδεικνύουν το λόγο των διαστάσεων, όπως π.χ. B2,5 είναι επίλυση (υπο διδιάστατες ή τριδιάστατες συνθήκες) με λόγο $B/H=2,5$.
- Το μέγεθος x_o στους πίνακες είναι η απόσταση της θέσης μεγιστοποίησης της καθίζησης (νοούμενης προς τα κάτω πάντα) από τη στέψη της εκσκαφής. Διευκρινίζεται ότι λόγω της συμμετρίας της εκσκαφής (τετραγωνική), οι μέγιστες, επιφανειακές καθιζήσεις αναπτύσσονται σε δύο συμμετρικές θέσεις, πάνω στις μεσοκαθέτους των μετώπων που συμπίπτουν με τους άξονες x και z . Η απόσταση από τα μέτωπα κατά x και z , όπου παρατηρείται μεγιστοποίηση της καθίζησης ορίστηκε ως x_o και το επισημαίνουμε με κατακόρυφη τομή (cross section) που περιλαμβάνει τον άξονα x ή τον άξονα z .

Στο σχήμα 5.39, που αφορά στο σχηματισμό S1, δίνονται συγκριτικά οι συντελεστές ασφαλείας, ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής σχεδιασμού των αγκυριών και σημειώνονται τα εξής συμπεράσματα:

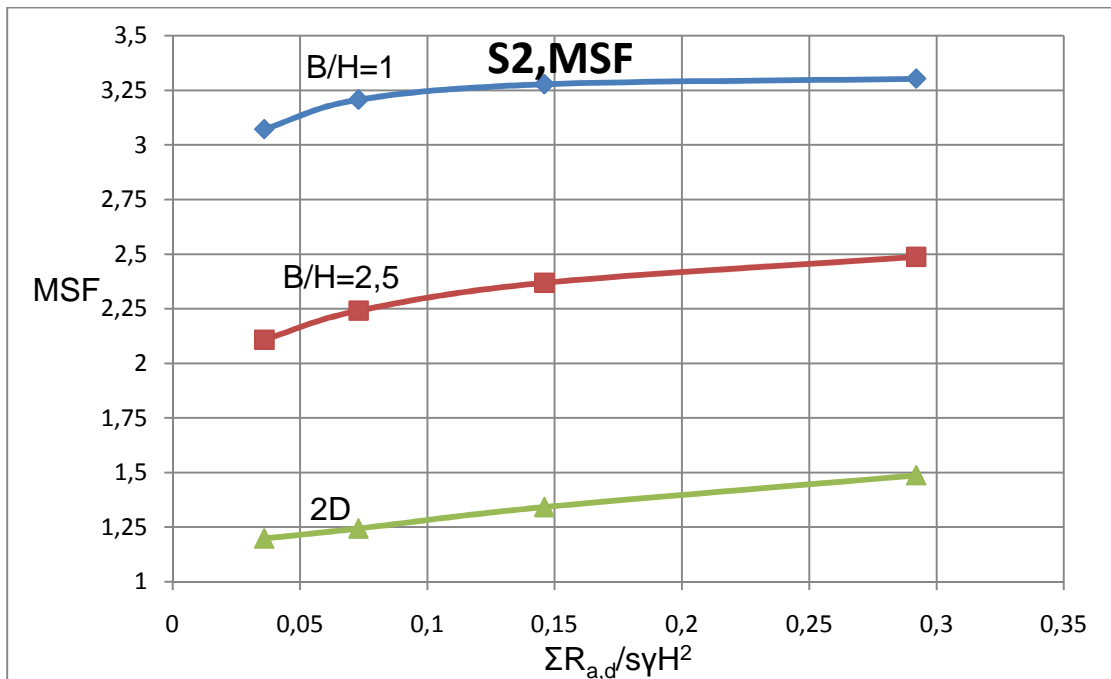
- Η επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί του MSF είναι πολύ σημαντική. Για παράδειγμα, μεταξύ των διδιάστατων επίλυσεων και της ακραίας περιπτώσεως που εξετάστηκε, δηλαδή $B/H=1$, οι διαφορές είναι πολύ σημαντικές και συγκεκριμένα, στην τελευταία περίπτωση, οι τιμές MSF είναι 3-4 φορές περίπου υψηλότερες.
- Για την περίπτωση της τριδιάστατης επίλυσης $B/H=2,5$, παρατηρείται ότι παρ'όλο που οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας είναι υψηλότερες από αυτές των διδιάστατων αναλύσεων, οι διαφορές δεν είναι ιδιαίτερα σημαντικές.
- Η καμπύλη για τις διδιάστατες αναλύσεις δε διαχωρίζεται αναλόγως του λόγου B/H , δεδομένου ότι ο συντελεστής ασφαλείας MSF πρακτικά συμπίπτει για τους λόγους $B/H=1$ και $B/H=2,5$.

Στο σχήμα 5.40, που αφορά στο σχηματισμό S2, δίνονται αντίστοιχα, οι τιμές MSF και προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

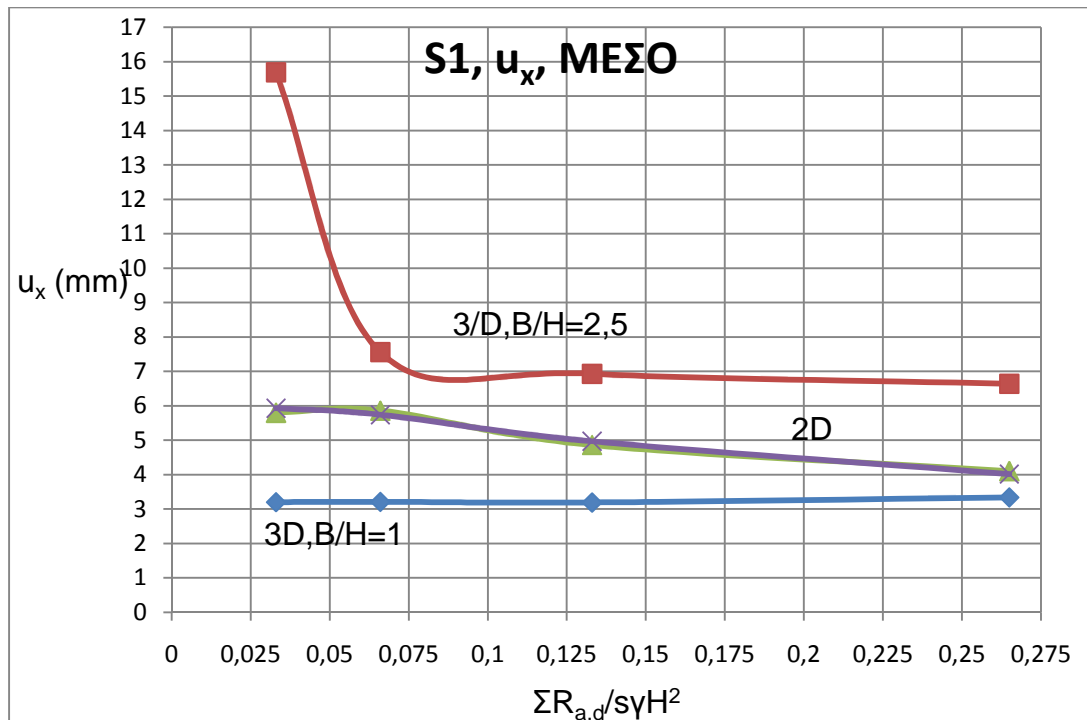
- ✓ Αντίστοιχα με την περίπτωση του σχηματισμού S1, η επιρροή των τριαξονικών συνθηκών επί του MSF είναι σημαντική, αλλά οι διαφορές με τις διδιάστατες αναλύσεις δεν είναι τόσο υψηλές.
- ✓ Οι τιμές MSF για $B/H=2,5$, είναι σχεδόν ενδιάμεσες μεταξύ αυτών των διδιάστατων αναλύσεων και της περιπτώσεως $B/H=1$, σε αντίθεση με την περίπτωση του σχηματισμού S1, όπου για $B/H=2,5$ τα αποτελέσματα δεν ήταν πολύ διαφορετικά από αυτά των διδιάστατων αναλύσεων.
- ✓ Η καμπύλη για τις διδιάστατες αναλύσεις δε διαχωρίζεται αναλόγως του λόγου B/H , δεδομένου ότι ο συντελεστής ασφαλείας MSF πρακτικά συμπίπτει για τους λόγους $B/H=1$ και $B/H=2,5$.



Σχήμα 5.39: Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστών ασφαλείας για το σχηματισμό S1.



Σχήμα 5.40: Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστών ασφαλείας για το σχηματισμό S2.

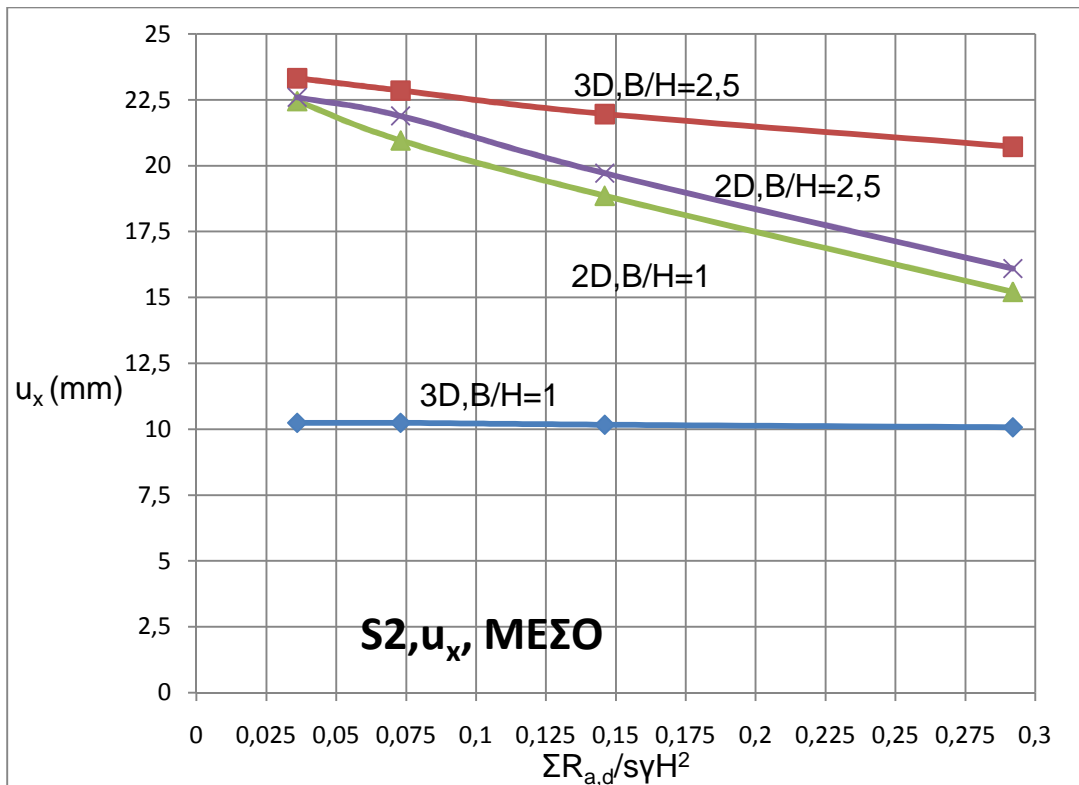


Σχήμα 5.41: Μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις στέψης (στο μέσο των πλευρών) για το σχηματισμό S1-Συγκριτικό διάγραμμα.

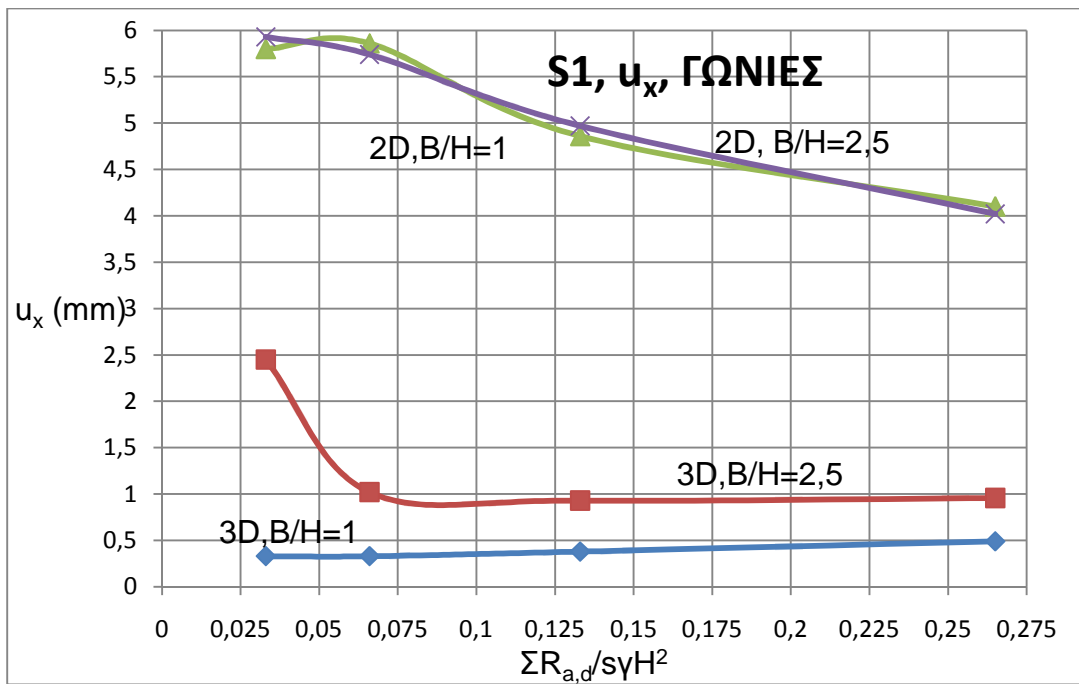
Στο σχήμα 5.41 δίνονται συγκριτικά, για τις διάφορες επιλύσεις, οι τιμές των μεγίστων οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης, που αντιστοιχούν στα μέσα των πλευρών της εκσκαφής, ως συνάρτηση και της κανονικοποιημένης συνολικής αντοχής σχεδιασμού των αγκυρίων. Από το σχήμα φαίνεται ότι οι μέγιστες αυτές τιμές στην περίπτωση $B/H=1$ είναι μικρότερες από τις ενιαίες τιμές οριζοντίων μετατοπίσεων που προέκυψαν υπο διδιάστατες συνθήκες. Σημειώνεται ότι στο σχήμα 5.41, η πράσινη και η μωβ καμπύλη της διδιάστατης ανάλυσης που συμπίπτουν αφορούν στις περιπτώσεις $B/H=1$ και $B/H=2,5$ αντίστοιχα. Είναι λοιπόν προφανής, η έντονη επιρροή των τριαξονικών συνθηκών σε αυτή την περίπτωση και επί των οριζοντίων παραμορφώσεων. Αντίθετα, οι τιμές για $B/H=2,5$, είναι υψηλότερες από αυτές των διδιάστατων αναλύσεων.

Στο σχήμα 5.42 δίνονται οι μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις στέψης, συγκριτικά για τις διάφορες επιλύσεις, για το σχηματισμό S2 και προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

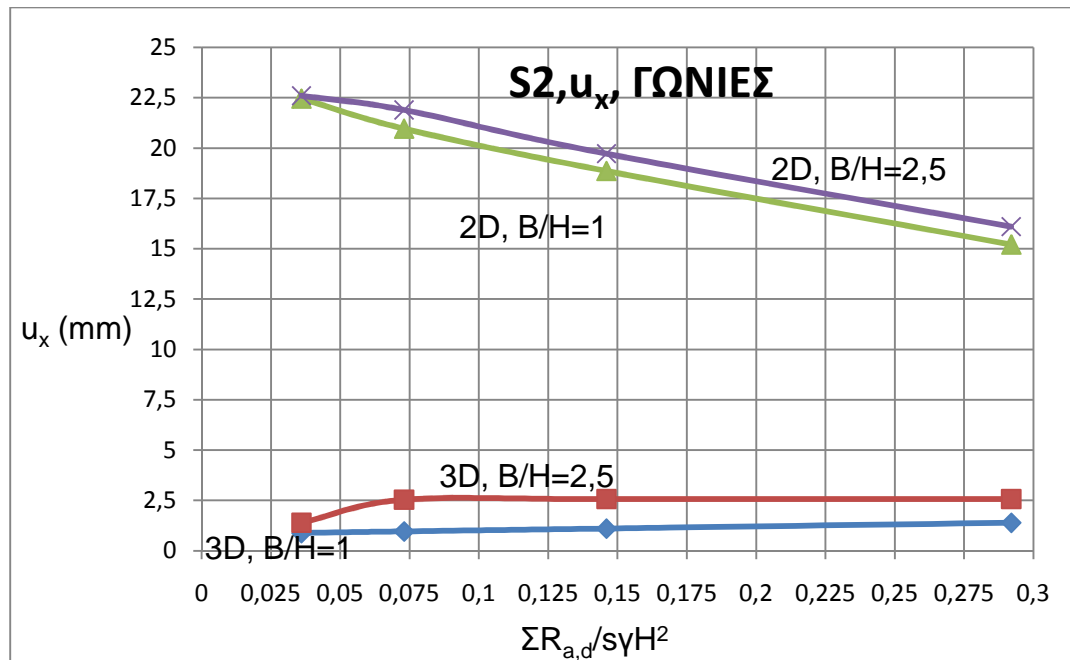
- Στην περίπτωση $B/H=1$, οι τιμές $\max u_x$ είναι σημαντικά μικρότερες από τις αντίστοιχες, ενιαίες τιμές των διδιάστατων αναλύσεων, πράγμα που υποδηλώνει την έντονη επιρροή των τριαξονικών συνθηκών και επί του μεγέθους αυτού.
- Στην περίπτωση $B/H=2,5$, οι τιμές $\max u_x$ είναι συγκρίσιμης τάξης ή λίγο μεγαλύτερες από αυτές των διδιάστατων αναλύσεων. Κατά κανόνα διακρίνεται τάση μείωσης του μεγέθους αυτού, με την αύξηση της αντοχής αγκυρίων, επομένως, με την αύξηση των δυνάμεων τανύσεως.



Σχήμα 5.42 : Μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις στέψης (στο μέσο των πλευρών) για το σχηματισμό S2-Συγκριτικό διάγραμμα.



Σχήμα 5.43: Οριζόντιες μετατοπίσεις στέψης στις γωνίες της εκκαφής για το σχηματισμό S1-Συγκριτικό διάγραμμα.



Σχήμα 5.44: Οριζόντιες μετατοπίσεις στέψης στις γωνίες της εκσκαφής για το σχηματισμό S2-Συγκριτικό διάγραμμα.

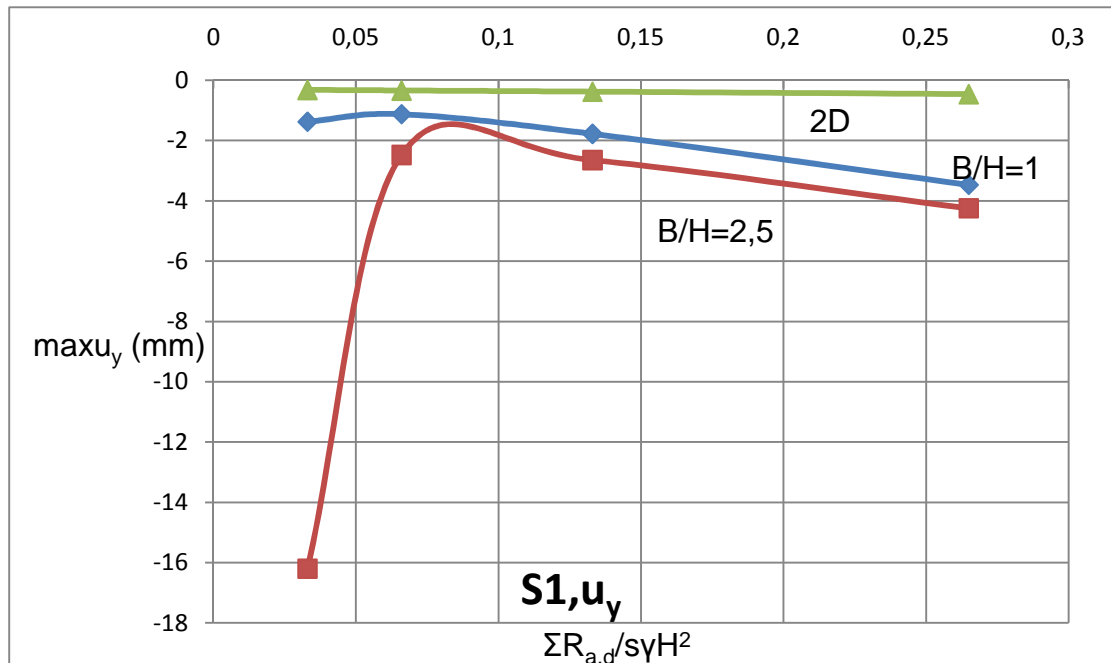
Στο σχήμα 5.43 παρουσιάζονται οι τιμές των οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης, στις γωνίες της εκσκαφής, για το σχηματισμό S1. Η παράθεση τέτοιου διαγράμματος και για τις αναλύσεις υπο διδιάστατες συνθήκες έχει απλώς την έννοια της σύγκρισης των τιμών από τις επίλυσεις 3D με αυτές των αναλύσεων 2D, χωρίς να υπάρχει κάποιο φυσικό νόημα στο διάγραμμα αυτό. Από το σχήμα σημειώνονται τα εξής συμπεράσματα:

- ✓ Οι τιμές $u_x=u_z$ στις υπόψη θέσεις, στις τριδιάστατες αναλύσεις είναι πολύ χαμηλές, όχι μόνο κατά απόλυτο μέγεθος, αλλά και σχετικά με τις μέγιστες τιμές στο μέσο των πλευρών των εκσκαφών. Παρατηρείται εντούτοις, παρά το μικρό μέγεθος των παραμορφώσεων αυτών, ότι για $B/H=1$, οι τιμές αναλογικά είναι πολύ χαμηλότερες από αυτές για $B/H=2,5$.
- ✓ Οι ενιαίες τιμές οριζοντίων μετατοπίσεων στέψης των διδιάστατων αναλύσεων είναι πολύ υψηλότερες από αυτές των τριδιάστατων και δεν επηρεάζονται πρακτικά από το λόγο B/H .

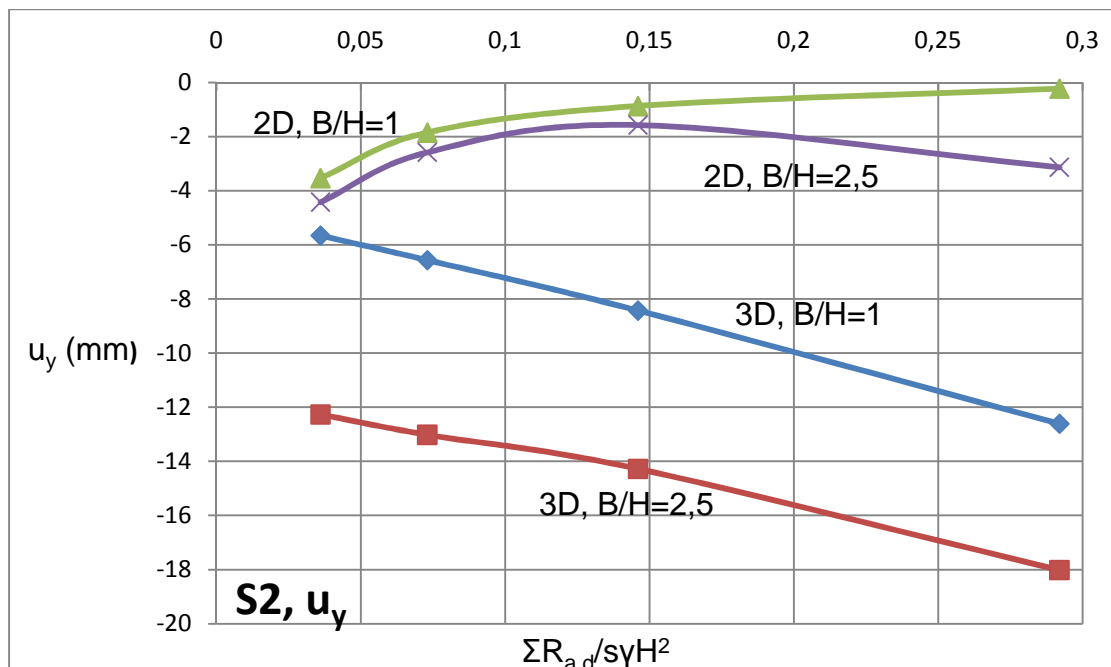
Στο σχήμα 5.44 παρουσιάζονται συγκριτικά τα διαγράμματα των οριζοντίων μετατοπίσεων στις γωνίες, για το σχηματισμό S2 και προκύπτουν τα εξής:

- ✓ Αντίστοιχα με το σχηματισμό S1, οι τιμές που προέκυψαν από τις τριδιάστατες αναλύσεις, είναι πολύ χαμηλές και αναλογικά είναι αρκετά χαμηλότερες αυτές που προέκυψαν από την επίλυση $B/H=1$, σε σχέση με τα αποτελέσματα για $B/H=2,5$. Επίσης, οι τιμές των τριδιάστατων αναλύσεων είναι πολύ χαμηλότερες από τις ενιαίες τιμές οριζοντίων μετατοπίσεων των διδιάστατων.

- ✓ Σε αντίθεση με τις διδιάστατες αναλύσεις, οι τιμές u_x των τριδιάστατων δε φαίνεται να επηρεάζονται από την αντοχή των αγκυρίων και επομένως από τις δυνάμεις τάσης.



Σχήμα 5.45: Συγκριτικό διάγραμμα μεγίστων επιφανειακών καθιζήσεων συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για το σχηματισμό S1.



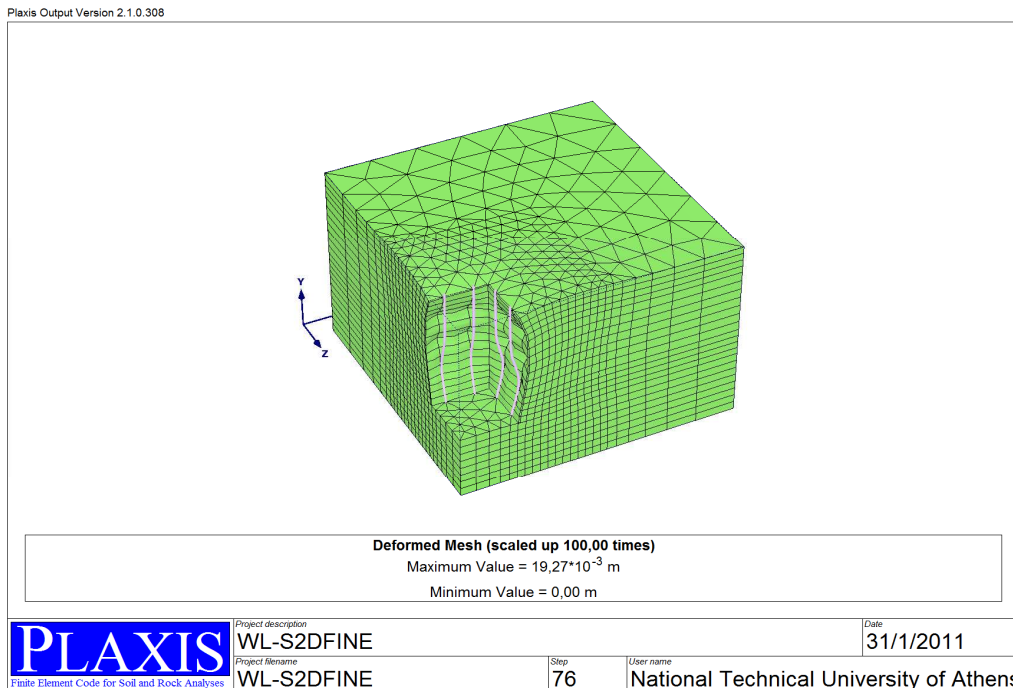
Σχήμα 5.46: Συγκριτικό διάγραμμα μεγίστων επιφανειακών καθιζήσεων συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων για το σχηματισμό S2.

Στα σχήματα 5.45 και 5.46 δίνονται οι μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις συγκριτικά, για τις διάφορες επιλύσεις, στους σχηματισμούς S1 και S2 αντιστοίχως και εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

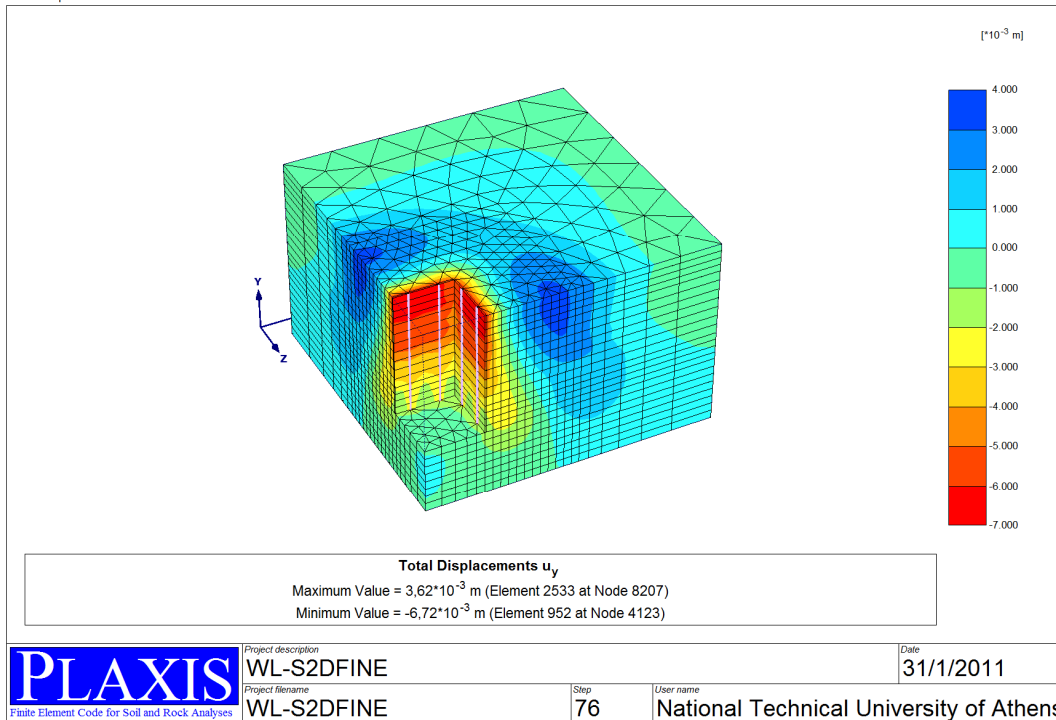
- Οι ελάχιστες τιμές των μεγίστων επιφανειακών καθιζήσεων προέκυψαν από τις διδιάστατες αναλύσεις, τόσο στο σχηματισμό, όσο και στο S2.
- Μεταξύ των τριδιάστατων αναλύσεων και για τους δύο σχηματισμούς S1 και S2, παρατηρείται ότι στην περίπτωση $B/H=2,5$, προέκυψαν οι μέγιστες τιμές.
- Κατά κανόνα παρατηρείται, τάση αύξησης των τιμών $\max u_y$, με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων, δηλαδή ουσιαστικά με την αύξηση των δυνάμεων προέντασης. Η διαπίστωση αυτή σχολιάστηκε σε προηγούμενη υποπαράγραφο.
- Το μέγεθος που φαίνεται να διαφοροποιείται στις διδιάστατες αναλύσεις αναλόγως του λόγου B/H είναι το υπόψη μέγεθος της μέγιστης επιφανειακής καθίζησης, ιδιαίτερα για την περίπτωση του σχηματισμού S2. Αυτή η διαφορά είναι εμφανής στο σχήμα 5.46, όπου οι καμπύλες των διδιάστατων αναλύσεων διαχωρίζονται σαφώς για τις δύο ομάδες επιλύσεων $B/H=1$ και $B/H=2,5$. Στο σχήμα 5.45 που αφορά το αντίστοιχο μέγεθος για το σχηματισμό S1, στην κλίμακα σχεδίασης, οι δύο καμπύλες συμπίπτουν γραφικά, ενώ υπάρχουν μη αμελήσιμες ποσοστιαίες διαφορές.
- Όπως φαίνεται από τους πίνακες 5.5 και 5.6, υπάρχουν διαφορές μεταξύ των τριδιάστατων και διδιάστατων αναλύσεων στη θέση ανάπτυξης της μέγιστης επιφανειακής καθίζησης. Οι μεγαλύτερες διαφορές παρατηρούνται στο σχηματισμό S1, όπου στις τριδιάστατες αναλύσεις η θέση x_0 βρίσκεται σχετικά κοντά στη στέψη ή και ακριβώς στη στέψη για υψηλές δυνάμεις προέντασης, ενώ στις διδιάστατες αναλύσεις το x_0 είναι πολύ μεγαλύτερο. Υπενθυμίζεται σε αυτό το σημείο ότι οι διδιάστατες αναλύσεις στο σχηματισμό S1, έδωσαν ανύψωση της στέψης (σε αντίθεση με τις τριδιάστατες, όπου έδωσαν παντού καθιζήσεις), με αποτέλεσμα την εμφάνιση της μέγιστης καθιζήσεως προς τα κάτω σε μεγάλη απόσταση.
- Το ουσιαστικότερο συμπέρασμα είναι ότι οι διδιάστατες αναλύσεις φαίνεται να υποτιμούν τις τιμές $\max u_y$ και τούτο μπορεί να οφείλεται στη μη ακριβή προσομοίωση της κατασκευής αντιστήριξης στο βαθμό που γίνεται στις τριδιάστατες αναλύσεις. Πιο συγκεκριμένα, τα διακριτά, κατακόρυφα στοιχεία αντιστήριξης δε φαίνεται να επηρεάζονται από τις ανυψώσεις του πυθμένα εκσκαφής σε αντίθεση με τα υποθετικά συνεχή συστήματα των διδιάστατων αναλύσεων.

5.3.5 Συμπληρωματικές παρατηρήσεις για τις επιφανειακές καθιζήσεις

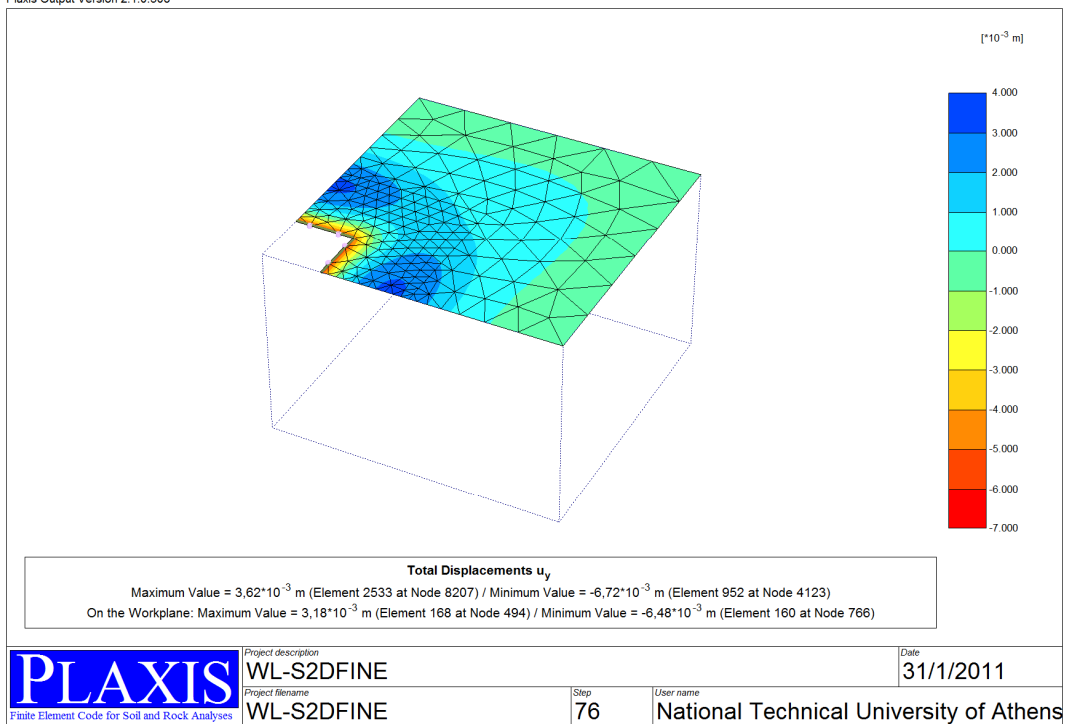
α) Οι επιφανειακές καθιζήσεις και ειδικότερα οι τιμές $\max u_y$ φαίνεται ότι επηρεάζονται από τις δυνάμεις τανύσεως. Το μέγεθος αυτό, διαμορφώνεται από παραμορφώσεις και μετατοπίσεις που οφείλονται αφενός στην ανύψωση του πυθμένα, που συμπαρασύρει εν μέρει και το τοίχείο αντιστήριξης, αφετέρου από την εκσκαφή, που λόγω της απομείωσης των πλευρικών τάσεων, αναπτύσσονται οι καθιζήσεις. Τέλος, ένας πρόσθετος παράγοντας φαίνεται ότι είναι οι δυνάμεις τάνυσης. Προκειμένου να εξεταστεί, έστω και προσεγγιστικά η επιρροή των δυνάμεων τανύσεως και μόνο, επί των επιφανειακών καθιζήσεων, ώστε να διαχωριστεί η επιρροή της ίδιας της εκσκαφής, έγινε η υπόθεση αβαρούς, ελαστοπλαστικού εδάφους (του S2 με $\gamma=0$). Κατά την εκσκαφή και πριν την τάνυση, στο υπόψη, υποθετικό προσομοίωμα δεν υπάρχουν παραμορφώσεις, ούτε μετατοπίσεις, δεδομένου ότι δεν υπάρχουν μεταβολές τάσεων. Για τον ίδιο λόγο, η παρουσία των πασσάλων αντιστήριξης δεν επηρεάζει τις επιφανειακές καθιζήσεις, δεδομένου ότι δεν αναπτύσσονται πλευρικές διατμητικές τάσεις διεπιφάνειας λόγω ανύψωσης. Αντιθέτως, με την επιβολή των δυνάμεων τάνυσης, αναπτύσσονται τόσο οριζόντιες, όσο και κατακόρυφες μετατοπίσεις, επομένως και επιφανειακές καθιζήσεις. Έγιναν δύο αναλύσεις με επιβολή δυνάμεων τύπου B και D, δηλαδή για αγκύρια χαρακτηριστικής αντοχής 420kN και 840kN αντίστοιχα και δυνάμεις τάνυσης 336kN και 672kN (0,8 της χαρακτηριστικής αντοχής).



Σχήμα 5.47: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων για αβαρές έδαφος S2, B/H=1 και δυνάμεις τάνυσης D.



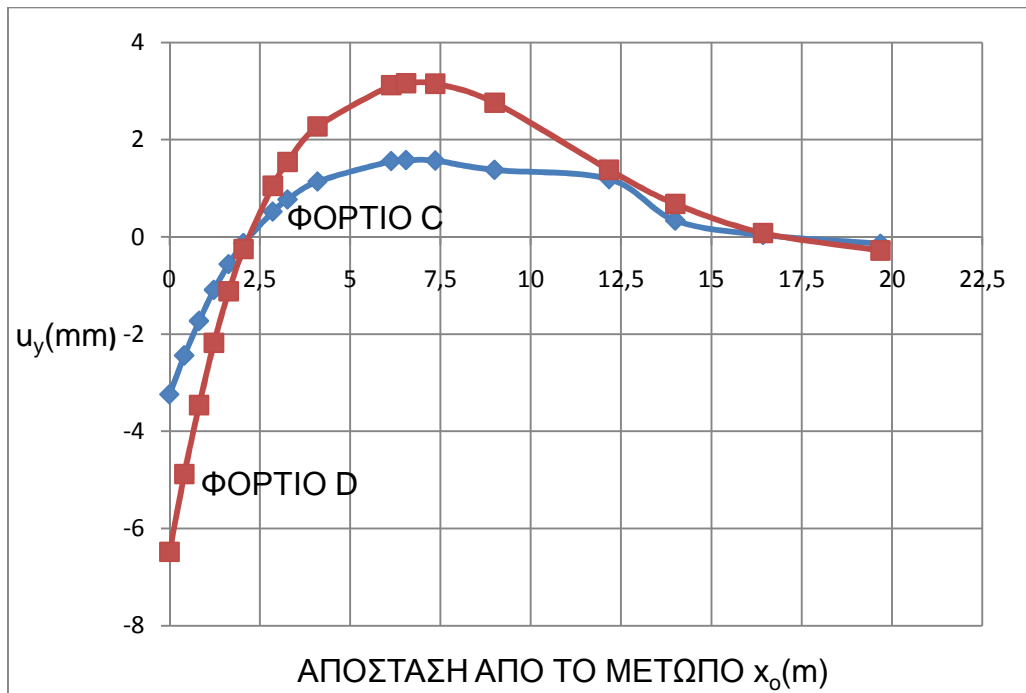
Σχήμα 5.48: Κατακόρυφες μετατοπίσεις λόγω των δυνάμεων τάνσης μόνο, για αβαρές έδαφος.



Σχήμα 5.49: Επιφανειακές καθιζήσεις οφειλόμενες αποκλειστικά στις δυνάμεις τάνσης με την υπόθεση αβαρούς, ελαστοπλαστικού εδάφους S2.

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.7: ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΑΝΥΣΗΣ ΜΟΝΟ, ΓΙΑ Β/Η=1

ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟ ΜΕΤΩΠΟ $x_o(m)$	ΔΥΝΑΜΗ ΤΑΝΥΣΗΣ 336kN (B), $u_y(mm)$	ΔΥΝΑΜΗ ΤΑΝΥΣΗΣ 672kN (D), $u_y(mm)$
0	-3,24	-6,48
0,41	-2,44	-4,88
0,82	-1,73	-3,46
1,23	-1,09	-2,18
1,64	-0,56	-1,12
2,05	-0,13	-0,25
2,86	0,52	1,05
3,27	0,77	1,54
4,10	1,14	2,27
6,14	1,56	3,12
6,55	1,58	3,16
7,36	1,57	3,15
9,00	1,38	2,76
12,17	1,19	1,38
14,00	0,34	0,68
16,43	0,04	0,08
19,68	-0,14	-0,28



Σχήμα 5.50: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων, οφειλόμενων αποκλειστικά στις δυνάμεις τάνυσης των περιπτώσεων B και D.

Στα σχήματα 5.47-5.49 διαπιστώνεται ο τρόπος παραμόρφωσης τόσο του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων, όσο και της άνω επιφάνειας του εδάφους, λόγω των δυνάμεων τάνυσης και μόνο. Το τοίχειο αντιστήριξης παραμορφώνεται κυρίως προς τα μέσα με μέγιστες παραμορφώσεις στις κεντρικές του περιοχές, στη στέψη αναπτύσσεται η μέγιστη καθίζηση της άνω επιφάνειας, ενώ σε κάποια απόσταση από το μέτωπο αρχίζουν να εμφανίζονται ανυψώσεις αντί καθιζήσεων που και αυτές απομειώνονται βαθμιαία, ώστε και πάλι αναπτύσσονται καθιζήσεις σε μεγάλη απόσταση από το μέτωπο.

Τα ανωτέρω διαπιστώνονται ποσοτικά στον Πίνακα 5.7 και στα διαγράμματα του σχήματος 5.50, δηλαδή ότι οι δυνάμεις τάνυσης προκαλούν καθιζήσεις στην περιοχή της στέψης, μικρότερες ανυψώσεις σε περιοχή γειτονική και στη συνέχεια καθιζήσεις εκ νέου. Παρατηρείται ακόμα, ότι για τη διπλάσια δύναμη τάνυσης (φορτίο D), οι κατακόρυφες μετατοπίσεις είναι πρακτικά διπλάσιες από αυτές της περίπτωσης του φορτίου B.

β) Από τις διδιάστατες αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι η προσομοίωση του τμήματος των πασσάλων κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής, ως συνεχών πλακών έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων λόγω της υπερεκτίμησης της ανύψωσης στην περιοχή της στέψης και οι διαφορές μεταξύ αυτών των αναλύσεων και των τριδιάστατων αποδόθηκε εν μέρει και σ' αυτό τον παράγοντα.

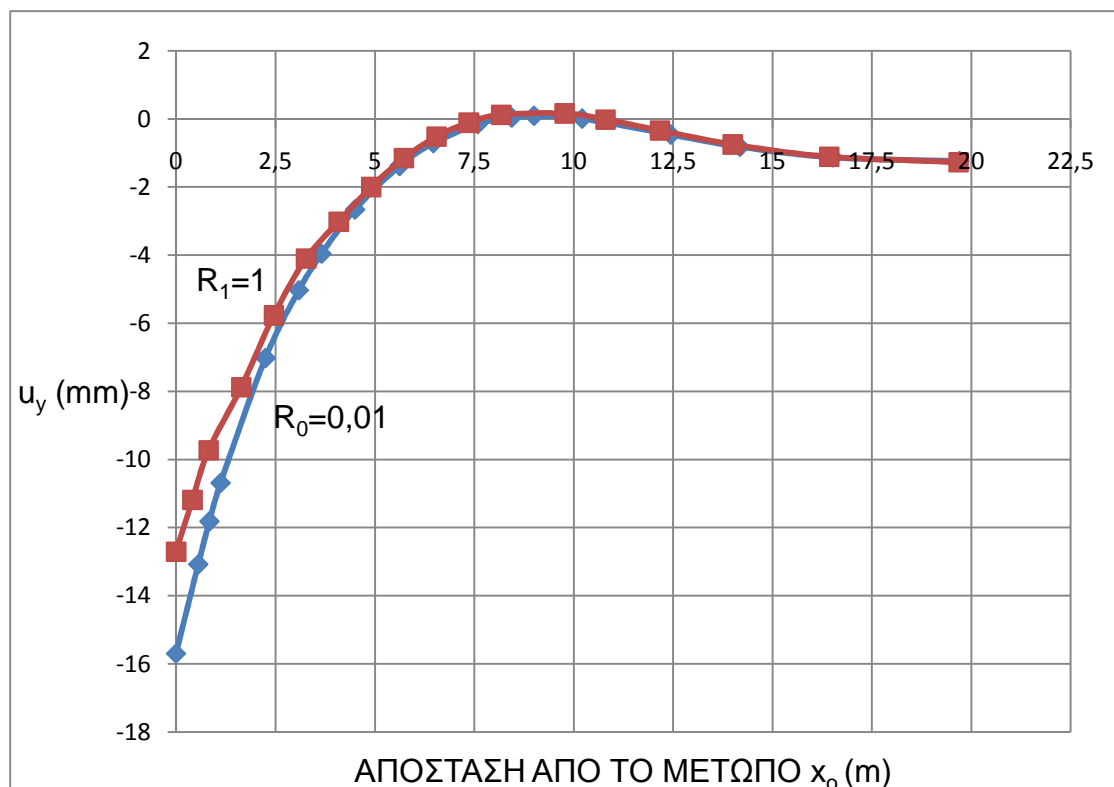
ΠΙΝΑΚΑΣ 5.8: ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

ΠΛΗΡΗΣ ΣΥΝΑΦΕΙΑ B1L1S2D		ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΑΦΕΙΑ FRL-S2D	
x_o (m)	u_y (mm)	x_o (m)	u_y (mm)
0	-12,71	0	-15,70
0,41	-11,19	0,56	-13,08
0,82	-9,73	0,84	-11,82
1,64	-7,88	1,12	-10,69
2,46	-5,77	2,25	-7,02
3,27	-4,10	3,09	-5,03
4,09	-3,02	3,66	-3,96
4,91	-2,00	4,50	-2,66
5,73	-1,15	5,62	-1,38
6,55	-0,52	6,47	-0,71
7,36	-0,11	7,59	-0,15
8,18	+0,12	8,44	+0,04
9,77	+0,16	9,00	+0,09
10,80	-0,02	10,21	+0,01
12,17	-0,34	12,44	-0,46
14,00	-0,75	14,18	-0,82
16,43	-1,11	16,52	-1,13
19,68	-1,27	19,70	-1,24

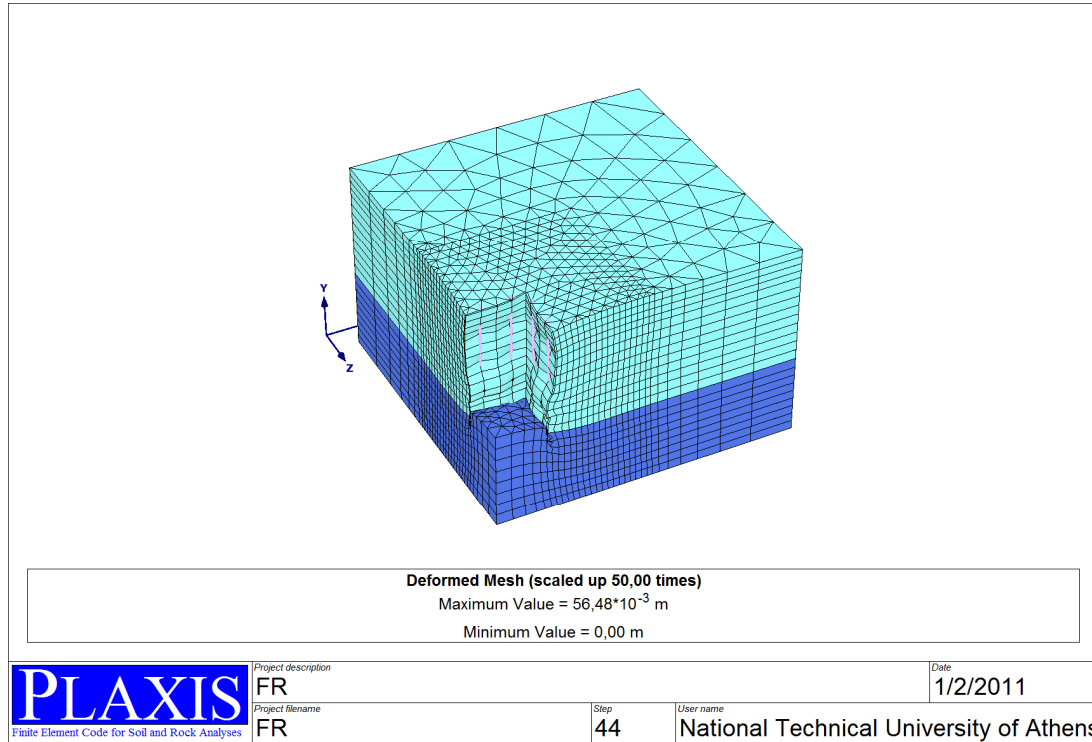
Προκειμένου να εξεταστεί η επιρροή της ανύψωσης του πυθμένα επί της αντίστοιχης τάσης ανύψωσης της στέψης έγιναν πρόσθετες αναλύσεις ανάλογες με αυτές των πρόσθετων διδιάστατων αναλύσεων, δηλαδή με διαφοροποίηση των ιδιοτήτων του εδάφους κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής, ως προς τη διατμητική αντοχή διεπιφάνειας και μόνο.

Συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για δύο ακραίες τιμές του συντελεστή διαμητικής αντοχής διεπιφάνειας R , δηλαδή για $R=1$ και $R=0,01$, στο γενικό προσομοίωμα με $B/H=1$ και έδαφος $S2$, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση α . Η διαφοροποίηση των ιδιοτήτων στρώσεων φαίνεται στο σχήμα 5.52, όπου για $R=0,01$, η αντίστοιχη στρώση εμφανίζεται με μπλε χρώμα σε αντίθεση με την υπερκείμενη που είναι γαλάζια και στην οποία αντιστοιχεί $R=1$. Στην περίπτωση της πλήρους συνάφειας λήφθηκε $R=1$ γενικά, δηλαδή άνω και κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής. Κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής απομειώθηκαν αντίστοιχα οι πλευρικές τάσεις συνάφειας των πασσάλων που εισάγονται στα δεδομένα ανεξαρτήτως από τις ιδιότητες του εδάφους. Με αυτό τον τρόπο, απαλείφεται η επιρροή της ανύψωσης του πυθμένα επί των μετατοπίσεων του τοιχείου αντιστήριξης, άρα επί των κατακορύφων μετατοπίσεων επιφάνειας στην περιοχή της στέψης. Οι επιφανειακές καθιζήσεις για $R=0,01$, δίνονται στο σχήμα 5.53.

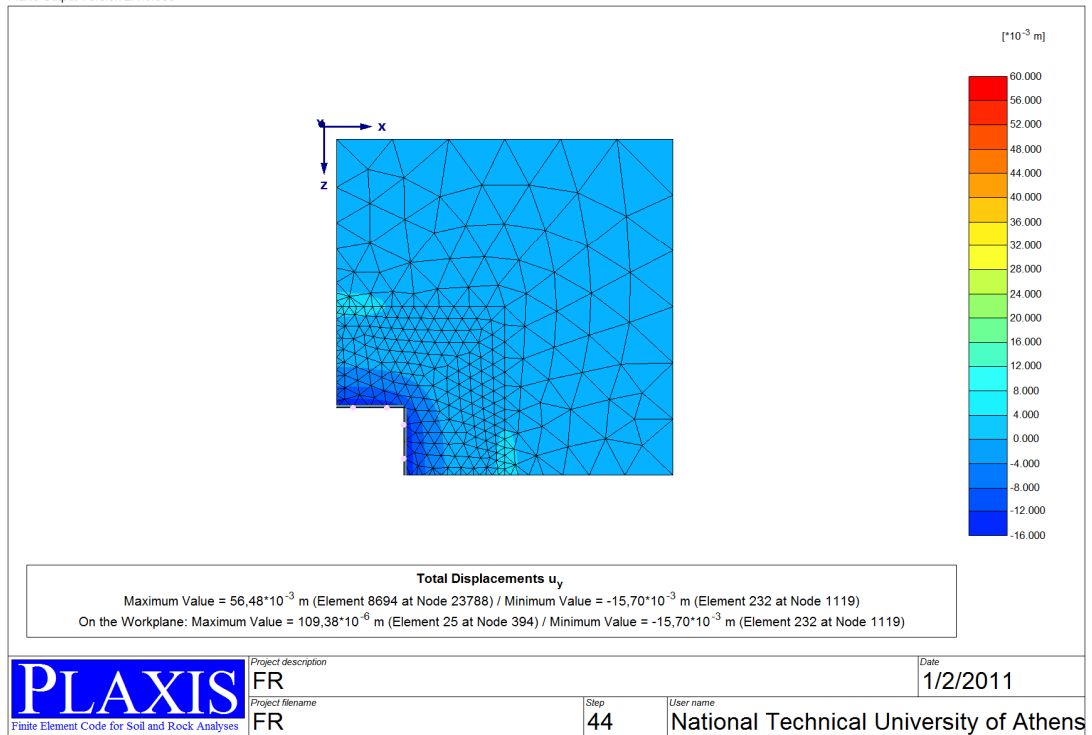
Στον πίνακα 5.8 και στα διαγράμματα του σχήματος 5.51 διακρίνεται η επιρροή της απομείωσης των τάσεων συνάφειας κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής και διαπιστώνεται ότι η επιρροή αυτή είναι μικρή συγκριτικά με την αντίστοιχη επιρροή υπό διδιάστατες συνθήκες και τούτο συμβαίνει λόγω της ακριβέστερης προσομοίωσης των πασσάλων ως διακριτών και όχι συνεχών στοιχείων.



Σχήμα 5.51: Διαγράμματα κατανομής επιφανειακών καθιζήσεων για δύο ακραίες τιμές των τάσεων συνάφειας πασσάλου-εδάφους.



Σχήμα 5.52: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων για συντελεστή διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας $R=0,01$.



Σχήμα 5.53: Επιφανειακές καθιζήσεις για συντελεστή διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας $R=0,01$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΕΦΑΡΜΟΓΗ: ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΩΝ ΠΡΑΝΩΝ ΤΟΥ ΝΕΟΥ ΜΟΥΣΕΙΟΥ ΑΚΡΟΠΟΛΕΩΣ ΥΠΟ ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

6.1 Στοιχεία του έργου και της μελέτης αντιστήριξης των πρανών εκσκαφής

6.1.1 Ιδιαιτερότητες του έργου- Γεωτεχνικά προβλήματα

Η μελέτη του Νέου Μουσείου Ακροπόλεως εκπονήθηκε κατά τα έτη 2002-2003 και η κατασκευή των γεωτεχνικών του στοιχείων, δηλαδή αντιστήριξης των πρανών εκσκαφής, θεμελιώσεων κλπ., ολοκληρώθηκε περί το 2005, ενώ η αποπεράτωση του όλου έργου έγινε αρκετά αργότερα (2008). Το μουσείο περιλαμβάνει δύο τμήματα, ένα τμήμα στη Ν και ΝΑ πλευρά του χώρου, που κατασκευάστηκε με τρία υπόγεια και ένα άλλο τμήμα χωρίς υπόγειο, στη Δ και ΒΔ πλευρά, που βρίσκεται σε μικρή απόσταση από το διατηρητέο κτίριο Μακρυγιάννη (Βάιλερ). Τα μελετητικά και κατασκευαστικά προβλήματα ανέκυψαν λόγω της ιδιαιτερότητας του χώρου και είναι τα εξής:

- ✓ Στο κύριο τμήμα του Μουσείου (χωρίς υπόγεια) βρίσκονται διατηρητέα αρχαία Ρωμαϊκής εποχής, στο συγκεκριμένο δε χώρο υπάρχουν μικρές νησίδες μόνο, που θα μπορούσαν να διατεθούν για την κατασκευή θεμελιώσεων και με αυτό τον περιορισμό έγινε ο σχεδιασμός του κτιρίου. Μελετήθηκε και εφαρμόστηκε λοιπόν, θεμελίωση με φρεατοπασσάλους στις επιτρεπόμενες μικρού εμβαδού επιφανείας θέσεις, ως το μόνο εφικτό σύστημα θεμελιώσεως. Τα υποστυλώματα του φέροντος οργανισμού κυκλικής διατομής είναι προέκταση των φρεατοπασσάλων θεμελίωσης.
- ✓ Για την κατασκευή των φρεατοπασσάλων που βρίσκονται σε συγκεκριμένες θέσεις μεταξύ των αρχαίων, αλλά και την κίνηση των μηχανημάτων κατασκευής που είχαν ιδιαίτερα μεγάλο βάρος μελετήθηκε και κατασκευάστηκε επίχωμα προστασίας των αρχαιοτήτων με κατάλληλη κοκκομετρική δομή, στοιχεία ενίσχυσης και διαστάσεις με κριτήριο την ελαχιστοποίηση των πλευρικών ωθήσεων επί των αρχαίων τοιχοποιιών.
- ✓ Για το άλλο τμήμα που έχει τρία υπόγεια, εφαρμόστηκε θεμελίωση με πλάκα γενικής κοιτόστρωσης-στεγανολεκάνης, σε βάθος που κυμάνθηκε από 10-16m περίπου, από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους. Το κύριο πρόβλημα στο υπόψη τμήμα, ήταν η αντιστήριξη των κατακορύφων πρανών εκσκαφής σε χώρο με την ιδιαιτερότητα και την ευαισθησία των αρχαιοτήτων σε μεγάλο τμήμα της περιμέτρου, ενώ κατά την ανατολική πλευρά (παραλλήλως προς την οδό Μακρυγιάννη), υπήρχαν δεσμεύσεις λόγω του σταθμού του Μετρό, φρέατος του

Μετρό, αλλά και της σήραγγας που βρίσκονται σε μικρή απόσταση από την κατακόρυφη εκσκαφή.

- ✓ Άλλη δευτερεύουσα παράμετρος, που επηρέασε τις επιλογές του σχεδιασμού και της κατασκευής ήταν η πρόβλεψη σεισμικής μονώσεως.

6.1.2 Γεωτεχνικές συνθήκες του χώρου

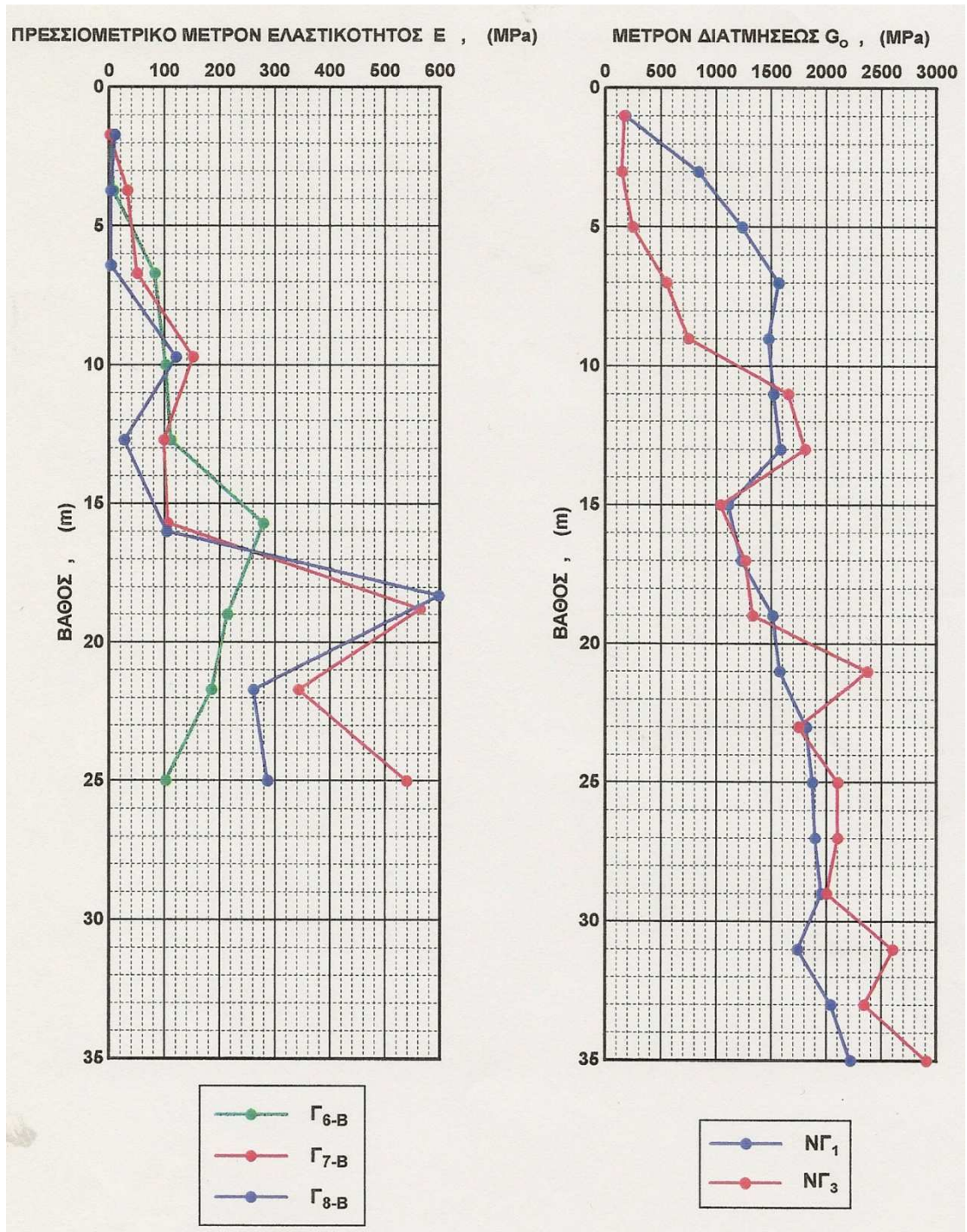
Κατά τη γεωτεχνική μελέτη του έργου, αξιολογήθηκαν τα γεωτεχνικά στοιχεία που προέρχονται κυρίως από δύο γεωτεχνικές έρευνες που εκτελέστηκαν στο ευρύτερο χώρο του έργου, ως εξής:

- i. Γεωτεχνική έρευνα που εκτελέστηκε το 1997, από το γραφείο: “Σωτηρόπουλος και συνεργάτες ΕΠΕ” και που περιέλαβε καταρχάς 7 ερευνητικές, δειγματοληπτικές γεωτρήσεις, δύο σειρές επί τόπου δοκιμών Εδαφοδυναμικής (crosshole-downhole), καθώς και τρεις σειρές επί τόπου δοκιμών πρεσσιομετρήσεως εντός ισαριθμων γεωτρήσεων.
- ii. Μετά την οριστικοποίηση της ακριβούς θέσης του μουσείου, διαπιστώθηκε ότι από τις 7 παραπάνω γεωτρήσεις μόνο 3 ενέπιπταν στον υπόψη χώρο. Ζητήθηκε λοιπόν από τους μελετητές, η εκτέλεση συμπληρωματικής, γεωτεχνικής έρευνας βάσει προγράμματος που συνέταξαν οι ίδιοι (Νοέμβριος 2001). Βάσει του προγράμματος αυτού, εκτελέστηκε η συμπληρωματική έρευνα από το ίδιο γραφείο γεωτεχνικών μελετών και περιέλαβε 4 γεωτρήσεις, καθώς και δύο σειρές δοκιμών crosshole.

Συνοπτικά, η γεωτεχνική εικόνα του υπεδάφους έχει ως εξής:

- Στρώση I: Πρόκειται για τον επιφανειακό μανδύα αποτελούμενο από υλικά από αποσάθρωση είτε από εξαλλοίωση του σχιστολιθικού υποβάθρου, με γενική γεωτεχνική συμπεριφορά εδαφικών υλικών και με πάχος που κυμαίνεται στο συγκεκριμένο χώρο των κατασκευών αντιστήριξης (δηλαδή στο τμήμα με τα τρία υπόγεια) από 2,5-6,1m, στις περισσότερες δε περιπτώσεις γύρω στα 5m.
- Στρώση II: Αποτελείται από Αθηναϊκό σχιστόλιθο με ενστρώσεις ασθενούς ψαμμίτη κατά τόπους και με ποικιλία βαθμού αποσάθρωσης και εξαλλοίωσης. Η βασική αυτή στρώση, χρώματος καστανοπράσινου ή τεφροπράσινου εκτείνεται μέχρι βάθους 17,5-20,5m από την αντίστοιχη σε κάθε θέση υψομετρική αφετηρία.
- Στρώση III: Απαντήθηκε ως Αθηναϊκός σχιστόλιθος, κατακερματισμένος κατά τόπους, έντονα αποσαθρωμένος έως και εδαφοποιημένος, και χρώματος τεφρού έως μελανότεφρου.

Η στάθμη των υπογείων υδάτων σταθεροποιήθηκε στις πιεζομετρικές σωληνώσεις που εγκαταστάθηκαν σε βάθος γύρω στα 3-5,5m από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους.



Σχήμα 6.1: Μεταβολή του πρεσσιομετρικού μέτρου ελαστικότητας E και του αρχικού μέτρου διατμήσεως G_0 συναρτήσει του βάθους.

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.1: ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΔΟΚΙΜΩΝ.

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	ΠΡΟΣΦΑΤΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ (2002)				ΠΡΟΓΕΝΕΣΤΕΡΗ ΕΡΕΥΝΑ (1997)			
	ΝΓ1	ΝΓ2	ΝΓ3	ΝΓ4	Γ1	Γ6	Γ7	Γ8
Στάθμη φυσικού εδάφους	73,80 m	74,20 m	72,30 m	74,10 m	74,80 m	77,10 m	76,9 m	77,60 m
Πάχος τεχνητών επιχώσεων	-	-	-	4,80 m	2,80 m	-	-	-
ΣΤΡΩΣΗ I								
Εδαφικά υλικά εξ αποσαθρώσεως του σχιστολιθικού υποβάθρου								
• Πάχος ζώνης	2,50 m	5,20 m	6,10 m	(3,70 m)	(1,80 m)	5,00 m	7,50 m	7,50 m
• N(SPT) ή διεισδυσιμότης s	s=10 cm	s=10+11 cm	minN=65	s=5 cm	s=10+12cm	N=7+81	N=9+15	N=7+15
• Ταχύτης διατμητικών κυμάτων v_s	330	-	301-381	-	-	300+530	-	-
• Οριακή πίεση πρεσσιομετρήσεως p_i (MPa)	-	-	-	-	-	0,36+0,52	0,34+4,40	0,27+0,43
Στάθμη διεπιφανείας στρώσεων I και II	71,30 m	69,00 m	66,20 m	65,60 m	70,20 m	72,10 m	69,40 m	70,10 m
ΣΤΡΩΣΗ II								
Σχιστόλιθος με ψαμμικές ζώνες καστανοπράσινος, καστανοκίτρινος έως τεφροπράσινος								
• N(SPT) ή διεισδυσιμότης s	s=5+11 cm	s=4+10 cm	s=4+5 cm	minN=47 s=5 cm	minN=88 s=4+14cm	min N=60 s=3+12cm	s=5+13cm	s=5+12cm
• Ταχύτης διατμητικών κυμάτων (εύρος)	620+845	-	492+897	-	-	550+620	-	-
• Μέση τιμή V_s ,m (m/sec)	769	-	716	-	-	600	-	-
• Οριακή πίεση πρεσσιομετρήσεως p_i (MPa)	-	-	-	-	-	4,0+7,3	6,7+21,5	2,8+15,0
• Στάθμη διεπιφανείας στρώσεων II και III	55,50 m	56,60 m	51,80 m	55,0 m	(48,80 m)	57,60 m	55,40 m	57,30 m
ΣΤΡΩΣΗ III								
Αργιλικός σχιστόλιθος τεφρός έως μελανότεφρος								
• N(SPT) ή διεισδυσιμότης s	s=8+13 cm	s=4+13 cm	s=3+8 cm	s=4+10cm	s=4+12 cm	s=5+13 cm	s=4+14cm	s=6+12cm
• Ταχύτης διατμητικών κυμάτων (εύρος)	830+1005	-	871+1121	-	-	600+660	-	-
• Μέση τιμή V_s ,m (m/sec)	916	-	989	-	-	630	-	-
• Οριακή πίεση πρεσσιομετρήσεως p_i (MPa)	-	-	-	-	-	7,6+8,0	15,0+21,8	12,3+12,7

Στο σχήμα 6.1 δίνονται ενδεικτικά αποτελέσματα αξιολόγησης των επί τόπου δοκιμών πρεσσιομετρήσεων αφενός και crosshole αφετέρου, από όπου προκύπτει ότι τα υπόψη μεγέθη στην ανώτερη στρώση παρουσιάζουν σαφώς χαμηλότερες τιμές σε σχέση με τις βαθύτερες στρώσεις και ότι εμφανίζεται σημαντική διασπορά των αποτελεσμάτων.

Στον πίνακα 6.1 συνοψίζονται τα βασικά στοιχεία των στρώσεων I,II,III, όπως προέκυψαν από τα αποτελέσματα των γεωτρήσεων, καθώς και οι αντίστοιχες κατά στρώση τιμές από τα αποτελέσματα των επί τόπου δοκιμών: πρότυπης δοκιμής διείσδυσης SPT, πρεσσιομετρήσεων και crosshole. Από τα αποτελέσματα πρεσσιομετρήσεων καταγράφηκε η οριακή πίεση πρεσσιομετρήσεως, ενώ από τις δοκιμές crosshole, η ταχύτητα μετάδοσης των διατμητικών κυμάτων.

Επί των δειγμάτων που λήφθηκαν από τις γεωτρήσεις των δύο γεωτεχνικών ερευνών, εκτελέστηκαν εργαστηριακές δοκιμές, κυριότερες από τις οποίες είναι οι εξής: δοκιμές κατάταξης (κοκκομετρήσεις και όρια

Atterberg), δοκιμές άμεσης διάτμησης επί δειγμάτων που λήφθηκαν από αποσαθρωμένες ζώνες, δοκιμές αντοχής άρρηκτου βράχου (σε πολύ περιορισμένο αριθμό) και δοκιμές σημειακής φόρτισης. Τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών συνεκτιμήθηκαν με το σύνολο των υπολοίπων στοιχείων κατά την επιλογή των γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού.

6.1.3 Σχεδιασμός αντιστήριξης-Επιλογή γεωτεχνικών παραμέτρων

Βάσει των αρχιτεκτονικών και στατικών προβλέψεων, η στάθμη της γενικής εκσκαφής αντιστοιχούσε στο απόλυτο υψόμετρο +59,00m. Από τα υψόμετρα της φυσικής επιφάνειας του εδάφους ή της διαμορφωμένης στάθμης του περιβάλλοντος χώρου, με βάση τη στάθμη γενικής εκσκαφής, προέκυψαν πρανή με ύψος 8,60-15,70m κυμαινόμενα συνήθως μεταξύ των 11-13m.

Τα κυριότερα κριτήρια επιλογής του καταλληλότερου κατά περίπτωση, συστήματος αντιστήριξης είναι τα εξής:

- i. Η στάθμη της σεισμικής μόνωσης του κτιρίου και ο προσωρινός χαρακτήρας των αντιστηρίξεων.
- ii. Η κατάλληλη στατική λειτουργία των κατακορύφων στοιχείων, ο αυστηρός περιορισμός των παραμορφώσεων, λόγω των ιδιομορφιών και της ευαισθησίας των διατηρητέων αρχαίων, αλλά και η οικονομικότητα της κατασκευής.
- iii. Ορισμένοι περιορισμοί, για την κατασκευή αγκυρώσεων σε θέσεις, όπου σε μικρή απόσταση βρίσκονται εγκαταστάσεις του σταθμού “Ακρόπολη” του μετρό.

Λαμβανομένων υπόψη των ανωτέρω, προβλέφθηκαν και κατασκευάστηκαν δύο διαφορετικά συστήματα προσωρινών αντιστηρίξεων, ως εξής:

- Φρεατοπάσσαλοι διαμέτρου 0,60m αγκυρωμένοι με προσωρινές, προεντεταμένες αγκυρώσεις και με ενδιάμεσο τοιχείο εκτοξευομένου σκυροδέματος.
- Αυτοφερόμενο σύστημα φρεατοπασσάλων διαμέτρου 1,20m σε δύο παράλληλες σειρές προς το όριο της εκσκαφής με λειτουργία χωρικού πλαισιωτού φορέα. Το σύστημα αυτό εφαρμόστηκε σε μέρος της ανατολικής πλευράς της γενικής εκσκαφής προς την οδό Μακρυγιάννη, λόγω των περιορισμών απόστασης των αγκυρίων από τη σήραγγα του μετρό.

Ειδικότερα για το σύστημα των προεντεταμένων αγκυρώσεων, οι αναλύσεις έγιναν με δύο μεθόδους, ως εξής:

- Με απλουστευτικές αναλύσεις και θεώρηση δεδομένων διαγραμμάτων ωθήσεως γαιών προερχομένων από το ίδιο

βάρος, τις μεταβλητές φορτίσεις ή τις φορτίσεις των γειτονικών κτιρίων κλπ.. Οι φρεατοπάσσαλοι θεωρήθηκαν ως γραμμικοί φορείς με συνεχή, ελαστική στήριξη επί του εδάφους, τόσο πάνω, όσο και κάτω από τη στάθμη της γενικής εκσκαφής. Οι δυνάμεις προέντασης θεωρήθηκαν ως εξωτερικά φορτία επί των φρεατοπασσάλων, ενώ τα αγκύρια προσομοιώθηκαν με γραμμικά ελατήρια εφελκυστικής λειτουργίας. Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα NEXT. Σημειώνεται ότι ακόμα και σήμερα κατά κανόνα, οι αγκυρώσεις υπολογίζονται με ανάλογες παραδοχές και ανάλογα προγράμματα.

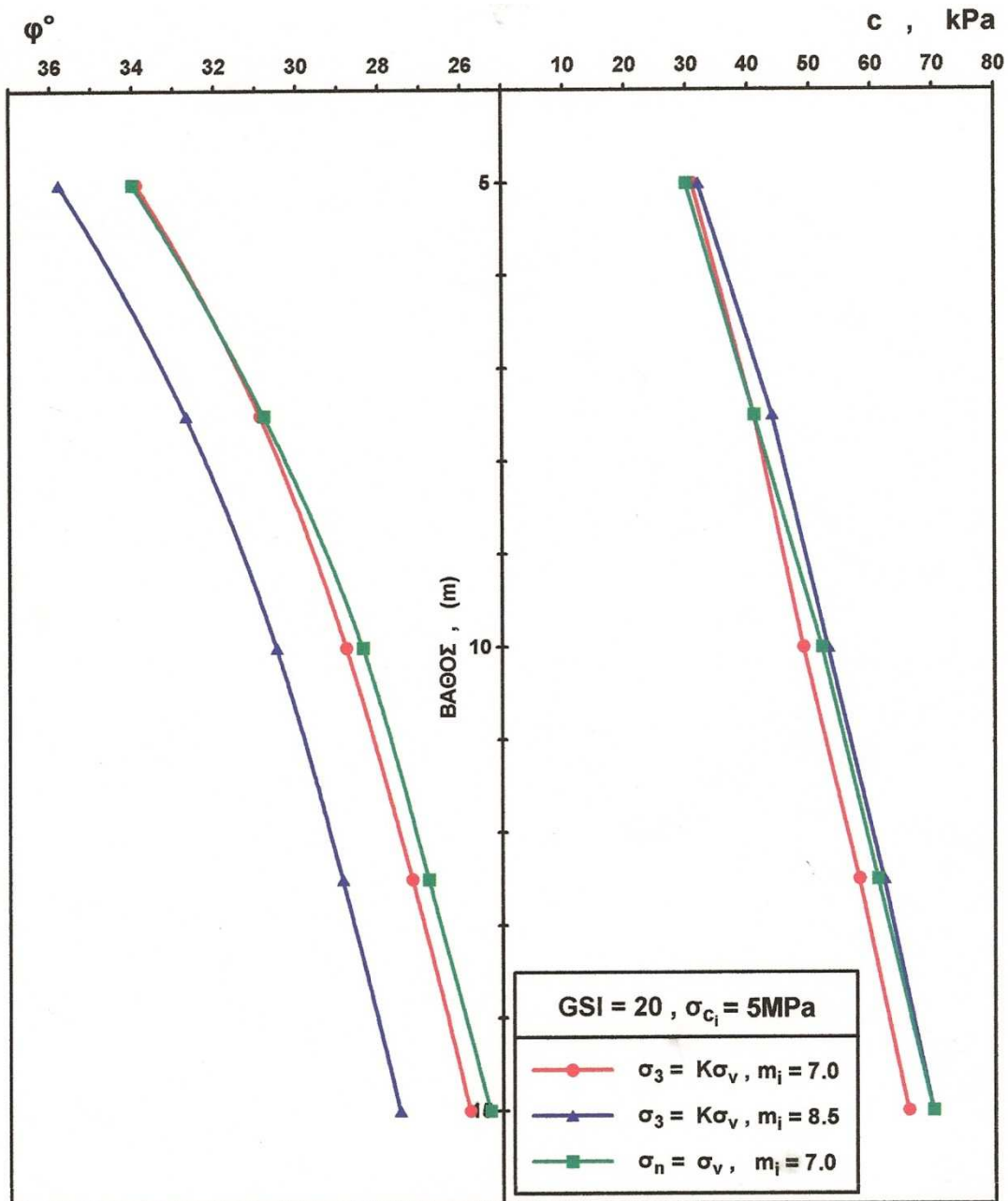
- Επιλύσεις με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων με εφαρμογή του προγράμματος PLAXIS (σε παλαιότερη έκδοση) και με ακριβή προσομοίωση των φάσεων εκσκαφής και προέντασης. Η εφαρμογή του προγράμματος έγινε σε επιλεγμένες μόνο θέσεις για λόγους σύγκρισης με τις προηγούμενες απλούστερες αναλύσεις.

Για την επιλογή των απαραίτητων παραμέτρων αντοχής ϕ, c κατά το κριτήριο Mohr-Coulomb, αντιμετωπίστηκαν οι γνωστές δυσχέρειες που αφορούν ανομοιογενείς σχηματισμούς με συμπεριφορά σκληρού εδάφους ή ημιβράχου ή και ασθενούς βράχου, όπως ο σχηματισμός τύπου φλύσχη του Αθηναϊκού σχιστολίθου της συγκεκριμένης περιοχής.

Για τις ζώνες, όπου θα είχε εφαρμογή το σύστημα ταξινόμησης βραχομάζας βάσει του γεωλογικού δείκτη αντοχής GSI, ήταν δυνατή η εκτίμηση βάσει του γενικευμένου κριτηρίου αστοχίας κατά Hoek-Brown, ως εξής:

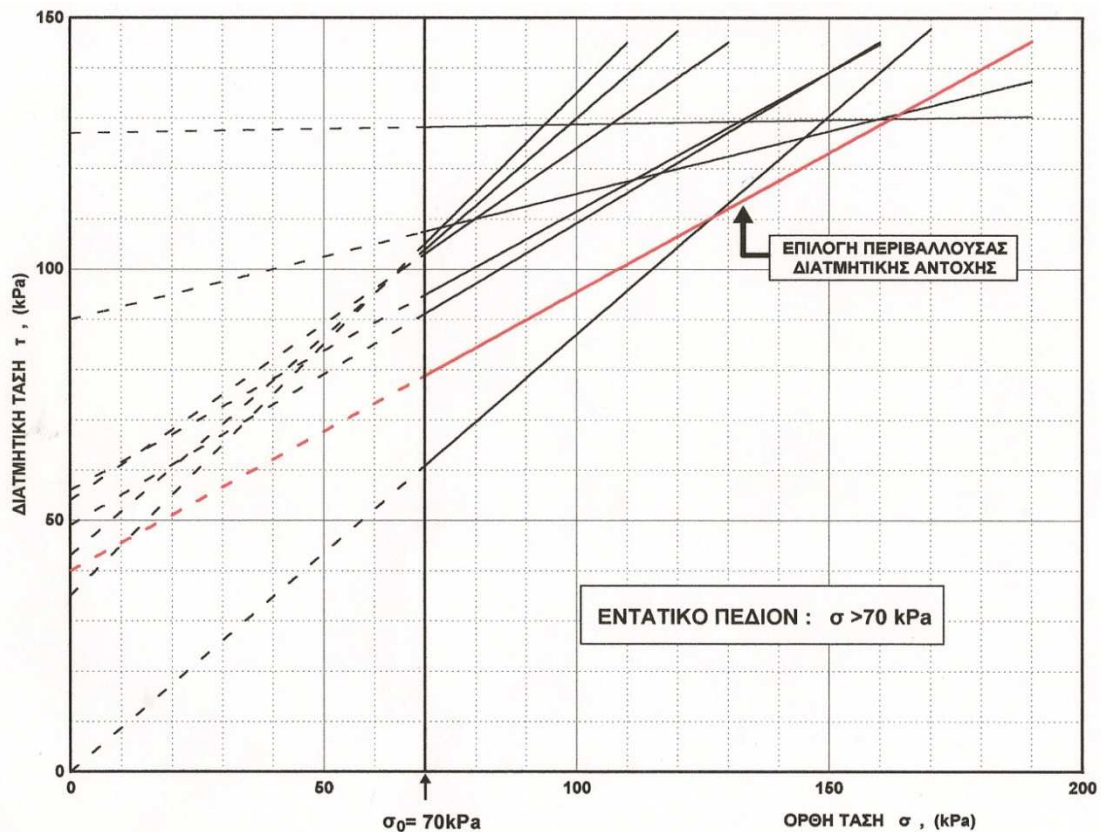
➤ Ως προς τις παραμέτρους εφαρμογής της παραπάνω μεθοδολογίας, επιλέχθηκαν οι εξής τιμές: $GSI=20$, $m_i=7-8,5$, $\sigma_{ci}=5MPa$. Σημειώνεται ότι γενικώς ο γεωλογικός δείκτης αντοχής, κυμάνθηκε μεταξύ των τιμών $GSI=15-40$, αλλά η συγκεκριμένη τιμή $GSI=20$ αποτελεί μία συντηρητική επιλογή για την κύρια στρώση που θα επηρέαζε τις αντιστηρίξεις, δηλαδή τη στρώση II. Επίσης, λόγω της παρεμβολής ψαμμιτικών ενστρώσεων στην υπόψη στρώση II, αλλά και την εμφάνιση ζωνών υπό μορφή αργιλικού σχιστολίθου, επιλέχθηκε το παραπάνω εύρος διακύμανσης της παραμέτρου m_i . Τέλος, η τιμή σ_{ci} επιλέχθηκε ως τιμή σχεδιασμού με βάση τα αποτελέσματα αντοχής σε σημειακή φόρτιση κυρίως, αλλά και το περιορισμένο αριθμό δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης.

➤ Ως προς το πεδίο πλευρικών τάσεων, σημειώνεται ότι προτιμήθηκε ο υπολογισμός σε διάφορες στάθμες κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, λόγω της σημαντικής επιρροής του παράγοντα αυτού, επί των εκτιμώμενων ισοδυνάμων παραμέτρων αντοχής ϕ, c . Στα διαγράμματα του σχήματος 6.2 δίνονται οι αντίστοιχες διακυμάνσεις για τρεις διαφορετικές υποθέσεις υπολογισμού.



Σχήμα 6.2: Μεταβολή των ισοδυνάμων παραμέτρων αντοχής συναρτήσει του βάθους με εφαρμογή του κριτηρίου Hoek-Brown.

Ως κάτω όριο της διατμητικής αντοχής του σχηματισμού, θα μπορούσαν να θεωρηθούν τα αντίστοιχα μεγέθη, όπως προέκυψαν από εργαστηριακές δοκιμές άμεσης διάτμησης επί δοκιμίων εδαφικής συμπεριφοράς. Ειδικά για τη στρώση II, οι περιβάλλουσες διατμητικής αντοχής φαίνονται στο σχήμα 6.3, αλλά είναι προφανές, ότι οποιαδήποτε αξιολόγηση θα αφορά σε πεδίο ορθών τάσεων συμβατό με το βάθος όπου αρχίζει να απαντάται η στρώση αυτή. Στο ίδιο σχήμα 6.3 σημειώθηκε, για λόγους σύγκρισης, η μέση περιβάλλουσα διατμητικής αντοχής, όπως προέκυψε από την εφαρμογή του κριτηρίου Hoek-Brown.



Σχήμα 6.3: Περιβάλλουσες διατμητικής αντοχής από δοκιμές άμεσης διάτμησης σε δείγματα αποσαθρωμένου ημιβράχου.

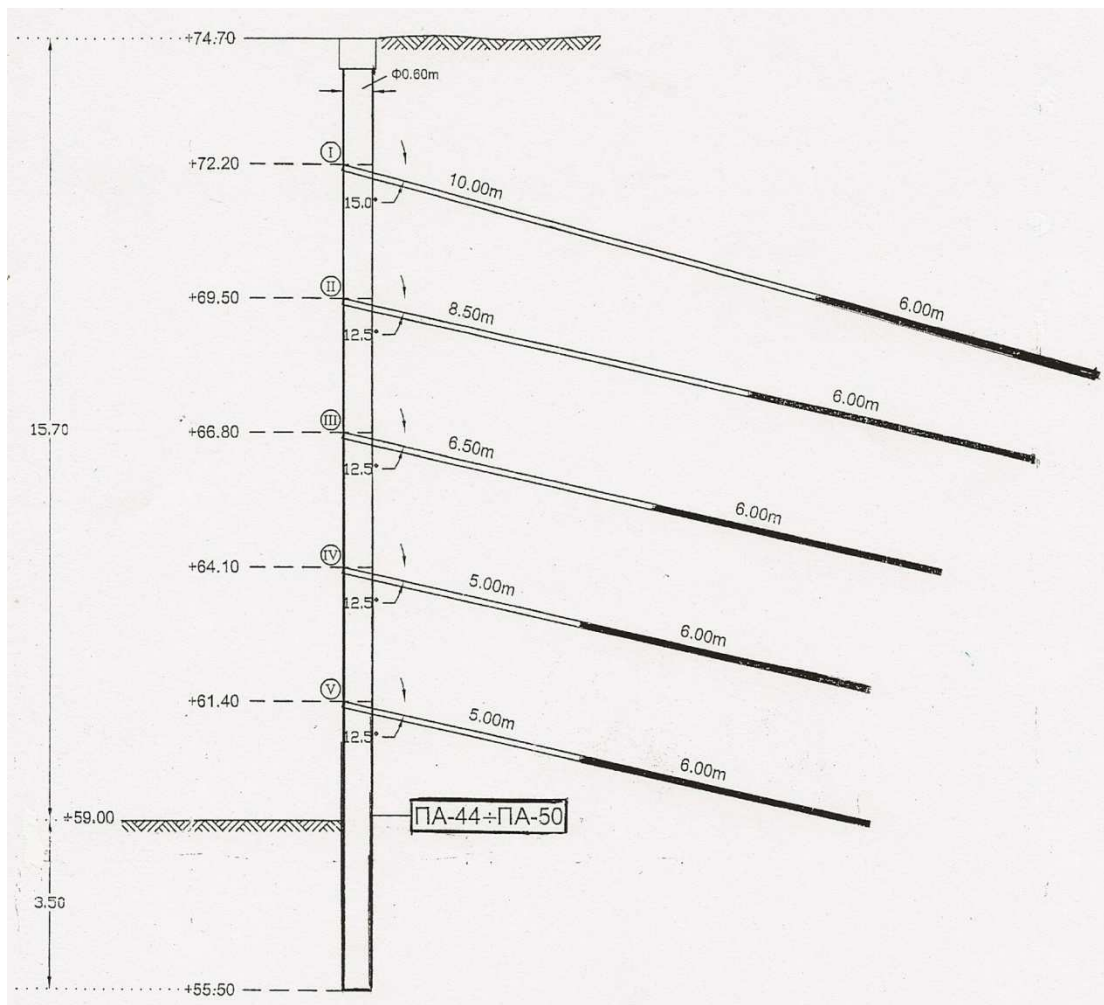
Ως προς το μέτρο ελαστικότητας, συνεκτιμήθηκαν τα αποτελέσματα των επί τόπου δοκιμών, αλλά και οι έμμεσες συσχετίσεις με το γεωλογικό δείκτη αντοχής, ειδικώς για τη στρώση II.

Υπενθυμίζεται ότι μόνο οι στρώσεις I και κυρίως η II επηρέασαν τη συμπεριφορά της κατασκευής αντιστήριξης με προεντεταμένες αγκυρώσεις. Τέλος, κατά τη φάση σχεδιασμού, ανέκυψε το πρόβλημα εκτίμησης των οριακών τάσεων συνάφειας για τα αγκύρια τύπου A που εφαρμόστηκαν. Αξιοποιήθηκαν λοιπόν, τα αποτελέσματα δοκιμών σε τρία αγκύρια που εκτελέστηκαν κατά τη μελέτη του σταθμού “Ακρόπολη” του μετρό, η θέση των οποίων αντιστοιχεί στα μέγιστα ύψη πρανών του Νέου Μουσείου Ακρόπολης. Η αξιολόγηση έγινε με τρόπο συντηρητικό και η τελική επιλογή συγκρίθηκε με αποτελέσματα δοκιμών εξόλκευσης από την ευρύτερη περιοχή. Σημειώνεται ακόμα, ότι κατά τις δοκιμές εξόλκευσης και δοκιμαστικής τάνυσης στη φάση κατασκευής του έργου δεν προέκυψαν ενδείξεις για ανεπιτυχή επιλογή της μελέτης.

6.2 Επανυπολογισμοί ευστάθειας κατασκευής αντιστήριξης

6.2.1 Στοιχεία της κατασκευής στη θέση επανυπολογισμών

Οι επανυπολογισμοί ευστάθειας στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία έγιναν σε θέση με το μέγιστο ύψος πρανούς που αντιστοιχεί σε τμήμα της κάτοψης που έχει σχετικά μικρό πλάτος, επομένως προσφέρεται για σύγκριση διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων. Το τμήμα αυτό της κάτοψης αποτελεί προέκταση προς τα βόρεια της κύριας περιοχής των υπογείων, προς την πλευρά του κτιρίου Μακρυγιάννη.



Σχήμα 6.4: Τομή της κατασκευής αγκυρώσεων στη θέση των επανυπολογισμών.

Το πλάτος της εσοχής σε κάτοψη είναι 13,73m και το ύψος του πρανούς 15,70m. Οι αξονικές αποστάσεις των φρεατοπασσάλων είναι κατά μέσον όρο περί τα 2m και εφαρμόστηκαν 5 καθ' ύψος σειρές αγκυρώσεων, όπως φαίνεται στο σχήμα 6.4 με ελεύθερα μήκη που ποικίλουν από 5-10m και μήκος πάκτωσης $l_v=6,00m$. Οι γωνίες κλίσης των αγκυρών ως προς την οριζόντιο είναι 15° για την σειρά αγκυρώσεων I και $12,5^\circ$ για τις υπόλοιπες

σειρές. Χρησιμοποιήθηκαν αγκύρια διαμέτρου 120mm με 4 τένοντες διαμέτρου 0,6 inches και χάλυβα υψηλής αντοχής S1700/1900.

Κατά τη μελέτη, παρόλο που εφαρμόστηκαν ενδεικτικά, σε ορισμένες θέσεις οι διατάξεις του Ευρωκώδικα EC7 για τις αγκυρώσεις (που άλλωστε δεν είχαν οριστικοποιηθεί ακόμη), ο βασικός-συμβατικός σχεδιασμός έγινε με τη λογική της σύγκρισης των φορτίων λειτουργίας με τα επιτρεπόμενα φορτία, για τα οποία εκτιμήθηκε μέγιστη τιμή $\max A_{επ.} = 540 \text{ kN}$.

Τα μέγιστα φορτία λειτουργίας υπολογίστηκαν με τα ελατηριωτά προσομοιώματα ή με ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία, σε αυτά δε, έγινε προσαύξηση, λόγω των πιθανών υπερπίεσεων του νερού, παρ'όλο που είχαν προβλεφθεί τόσο αντλήσεις, όσο και αποστραγγιστικά φύλλα. Στον πίνακα 6.2 περιλαμβάνονται στοιχεία του σχεδιασμού σε τμήμα της όλης κάτοψης που εντάσσεται και η συγκεκριμένη περιοχή των επανυπολογισμών.

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.2: ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΣΕ ΤΜΗΜΑ ΤΗΣ ΟΛΗΣ ΚΑΤΟΨΗΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ										
ΠΡΟΣΩΡΙΝΑ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΑ ΑΓΚΥΡΙΑ $\Phi 120 \text{ mm}$										
ΤΕΝΟΝΤΕΣ: 4 Φ 0,6" St 1700/1900										
ΜΕΓΙΣΤΟΝ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟΝ ΦΟΡΤΙΟΝ: $\max A_{επ} = 540 \text{ KN}$										
ΦΟΡΤΙΑ - ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ		ΠΛΕΥΡΑ	ΠΛΕΥΡΑ	ΠΛΕΥΡΑ	ΠΛΕΥΡΑ	ΠΛΕΥΡΑ ΗΘ			ΠΛΕΥΡΑ ΘΙ-ΚΑ	
		ΓΔ	ΔΕ	ΕΖ	ΖΗ	A63-A69	A70-A74	A75-A80	A81-A83	A84-A85
ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟΝ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ A_i (KN)	ΣΕΙΡΑ I	388	363	371	396	466	443	393	393	416
	ΣΕΙΡΑ II	423	396	408	416	508	472	422	422	442
	ΣΕΙΡΑ III	446	423	430	432	526	486	432	432	454
	ΣΕΙΡΑ IV	455	431	438	443	535	-	-	-	465
	ΣΕΙΡΑ V	454	438	438	-	-	-	-	-	-
ΦΟΡΤΙΟΝ ΔΟΚΙΜΑΣΤΙΚΗΣ ΤΑΝΥΣΕΩΣ (1,20 A_i)	ΣΕΙΡΑ I	466	436	445	475	559	532	472	472	499
	ΣΕΙΡΑ II	508	475	490	499	610	566	506	506	530
	ΣΕΙΡΑ III	535	508	516	518	631	583	518	518	545
	ΣΕΙΡΑ IV	546	517	526	532	642	-	-	-	558
	ΣΕΙΡΑ V	545	526	526	-	-	-	-	-	-
ΦΟΡΤΙΟΝ ΠΡΟΕΝΤΑΣΕΩΣ A_i (KN)	ΣΕΙΡΑ I	310	290	300	315	375	355	315	295	315
	ΣΕΙΡΑ II	350	325	335	335	405	380	340	340	355
	ΣΕΙΡΑ III	385	365	370	355	420	390	345	350	365
	ΣΕΙΡΑ IV	385	370	370	365	425	-	-	-	375
	ΣΕΙΡΑ V	375	360	360	-	-	-	-	-	-

Σημείωση: Το μέγιστο φορτίο λειτουργίας στη Μελέτη είχε ληφθεί $A_{επ.} = 540 \text{ kN}$ και είχε υπολογιστεί κατά DIN4125, δεδομένου ότι εκείνη την εποχή δεν είχε οριστικοποιηθεί ακόμη το κείμενο του EC-7.

6.2.2 Εισαγωγή δεδομένων επανυπολογισμών

α) Γεωτεχνικές παράμετροι εισαγωγής

Στη συγκεκριμένη θέση των επανυπολογισμών, το πάχος της ανώτερης στρώσης είναι 3,5m και σύμφωνα με την αξιολόγηση των γεωτεχνικών στοιχείων της μελέτης, οι χαρακτηριστικές, γεωτεχνικές παράμετροι είναι οι εξής:

Στρώση I:

- Φαινόμενη πυκνότητα $\gamma=22\text{kN/m}^3$.
- Παράμετροι διατμητικής αντοχής $\varphi=35^\circ$, $c=10\text{kPa}$.
- Μέτρο ελαστικότητας $E=50\text{MPa}$.

Στρώση II:

- Φαινόμενη πυκνότητα $\gamma=22\text{kN/m}^3$.
- Παράμετροι διατμητικής αντοχής $\varphi=29^\circ$, $c=40\text{kPa}$.
- Μέτρο ελαστικότητας $E=200\text{MPa}$.

β) Εκτίμηση αντοχής σχεδιασμού αγκυρίων

Κατά τους επανυπολογισμούς, ακολουθείται ανεξάρτητος τρόπος ανάλυσης με βάση τον Ευρωκώδικα EC7. Αξιοποιούνται εντούτοις, τα ίδια αποτελέσματα των τριών δοκιμών αγκυρίων που αξιολογήθηκαν και κατά τη φάση σχεδιασμού. Εκτελέστηκαν τρεις δοκιμές σε αγκύρια με τέσσερις τένοντες διαμέτρου $\Phi 0,6\text{inches}$, χάλυβα υψηλής αντοχής S1700/1900 (δηλαδή με στοιχεία που ακολουθήθηκαν και στη μελέτη) και μήκη πακτωμένου τμήματος $l_v=6,00\text{m}$ στις δοκιμαστικές φορτίσεις των αγκυρίων 2 και 3 και $l_v=10,00\text{m}$ στο αγκύριο 1. Όλα τα αγκύρια ήταν διαμέτρου $d=0,11\text{m}$. Παρόλο που οι υπόψη 3 δοκιμές ονομάστηκαν “δοκιμές εξόλκευσης”, εντούτοις η τελευταία βαθμίδα φόρτισης έφτασε μέχρι το 90% της τάσης διαρροής $f_{yk}=1700\text{MPa}$, με παράλληλη μέτρηση της χρονικής εξέλιξης των παραμορφώσεων της κεφαλής του αγκυρίου για κάθε βαθμίδα φόρτισης, επομένως, ουσιαστικά αποτέλεσαν δοκιμές εφελκυσμού και όχι εξόλκευσης των αγκυρίων. Άρα με βάση τα αποτελέσματα των υπόψη δοκιμών εφελκυσμού, θα μπορούσε να εκτιμηθεί ένα κάτω όριο της οριακής τάσης συνάφειας, αλλά όχι και η πραγματική τιμή του μεγέθους αυτού, δεδομένου ότι οι δυνάμεις των δοκιμών δεν έφτασαν σε αυτά τα επίπεδα.

Στην παρούσα εργασία γίνεται μία συντηρητική παραδοχή σχεδιασμού με βάση τα φορτία ερπυσμού, δεδομένου ότι διατίθενται στοιχεία για την εκτίμησή τους. Επισημαίνεται ότι τα φορτία αυτά, υπολογίστηκαν στην πρώτη φάση της μελέτης του Νέου Μουσείου Ακρόπολης, κατά την οποία λόγω της τότε προβλεπόμενης στάθμης των σεισμικών μονώσεων, οι αγκυρώσεις θα έπρεπε να είναι μόνιμες και όχι προσωρινές, οπότε το ουσιαστικό κριτήριο σχεδιασμού ήταν ο περιορισμός των ερπυστικών παραμορφώσεων των αγκυρίων και όχι η οριακή τάση συνάφειας. Οι υπόψη εκτιμήσεις όμως, δεν εφαρμόστηκαν λόγω της αλλαγής των αγκυρώσεων σε προσωρινές.

Από τις δοκιμές των αγκυρίων 2 και 3 προέκυψαν φορτία ερπυσμού 715kN και 740kN αντίστοιχα. Τα φορτία αυτά, προέκυψαν όπως είναι γνωστό από τα διαγράμματα του μέτρου ερπυσμού K_s και των αντιστοίχων βαθμίδων φόρτισης για τη συγκεκριμένη τιμή $K_s=2\text{mm}$. Δεδομένου ότι οι δοκιμές έγιναν σε αγκύρια $d=0,11\text{m}$, γίνεται αναγωγή των μεγεθών στα αγκύρια εφαρμογής διαμέτρου $d=0,12\text{m}$, οπότε προκύπτουν ανηγμένα φορτία ερπυσμού 780kN και 807kN αντιστοίχως. Από την 1^η δοκιμή, φαίνεται ότι το μέτρο ερπυσμού K_s

στην τελευταία βαθμίδα φόρτισης ήταν πολύ χαμηλό, σημαντικά χαμηλότερο από την τιμή 2mm. Υποτέθηκε λοιπόν, ότι παρ'όλο που δε γνωρίζουμε το φορτίο ερπυσμού της υπόψη δοκιμής, αν συνεχιζόταν σε μεγαλύτερες βαθμίδες φόρτισης, το υπόψη μέγεθος υπερβαίνει τις τιμές των δύο άλλων δοκιμών. Η χαρακτηριστική αντοχή αγκυρίων υπολογίζεται βάσει της ακόλουθης σχέσης:

$$R_{a,k} = \min\{(R_{a,m})_{mean}/\xi_{\alpha 1}, (R_{a,m})_{min}/\xi_{\alpha 2}\},$$

Όπου $(R_{a,m})_{mean} = 1/n \sum R_{a,i}$ είναι η μέση τιμή των μετρηθεισών αντιστάσεων εξόλκευσης, $(R_{a,m})_{min} = \min\{R_{a1}, R_{a2}, \dots, R_{an}\}$ είναι η ελάχιστη τιμή των μετρηθεισών αντιστάσεων εξόλκευσης και οι συντελεστές συσχέτισης $\xi_{\alpha 1}$ και $\xi_{\alpha 2}$ δίνονται από σχετικό πίνακα.

Η ελάχιστη τιμή εφαρμογής του παραπάνω τύπου είναι 780 kN, ενώ η μέση τιμή συντηρητικά λαμβάνεται ως μέσος όρος των δύο διαθέσιμων τιμών, δηλαδή $(780+807)/2=793,5\text{kN}$. Εφαρμόζεται λοιπόν ο τύπος, αλλά για αριθμό δοκιμών $n=3$ και αντίστοιχους συντελεστές συσχέτισης $\xi_1=1,10$ και $\xi_2=1,00$.

$$R_{a,k} = \min(793,5/1,10, 780/1,00)=721\text{kN}.$$

Η τιμή σχεδιασμού προκύπτει από τον τύπο:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$$

Για τη μέθοδο σχεδιασμού 2, ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας είναι $\gamma_a=1,10$, οπότε η αντοχή σχεδιασμού είναι **$R_{a,d} = 655\text{kN}$** .

γ) Λοιπές παράμετροι

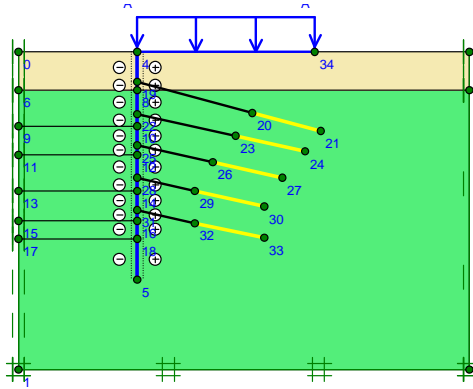
Για την εισαγωγή των δεδομένων των στοιχείων ενίσχυσης, λαμβάνονται υπόψη τα γεωμετρικά στοιχεία (π.χ. διάμετρος πασσάλου) και τα μέτρα ελαστικότητας υλικών, δηλαδή του σκυροδέματος για τους πασσάλους, του τσιμεντενέματος για το πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου και του χάλυβα για το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου.

Δεδομένου ότι με την έναρξη της κατασκευής της αντιστήριξης, παραλλήλως έγινε και το επίχωμα προστασίας αμέσως ανάντη για την κατασκευή των πασσάλων θεμελίωσης, κατά τους επανυπολογισμούς λήφθηκε υπόψη φόρτιση από το υπόψη επίχωμα $q=30\text{kPa}$ (μέσο ύψος επίχωσης $h=1,5\text{m}$).

6.2.3 Ανάλυση υπό διδιάστατες συνθήκες

Στο γεωμετρικό πρότυπο, προβλέφθηκαν τα εξής:

- Η θέση του κατακόρυφου τοιχείου αντιστήριξης, για λόγους απλούστευσης των υπολογισμών έχει τετμημένη $x=0$.
- Οι γραμμές διαχωρισμού μεταξύ των στρώσεων αφενός και των διαφόρων φάσεων της τμηματικής εκσκαφής έχουν τεταγμένες ακριβώς, σύμφωνα με το σχέδιο της μελέτης, που δόθηκε στο σχήμα 6.4.
- Προβλέφθηκε επιφανειακή φόρτιση (στη στάθμη +74,70m), της οποίας το πλάτος στη θέση της τομής υπολογισμού ήταν 15m.



Σχήμα 6.5: Γεωμετρικό πρότυπο της διδιάστατης ανάλυσης

Το τοιχείο αντιστήριξης θεωρήθηκε ως συνεχές με τιμές δυστένειας και ακαμψίας $E \cdot A$ και $E \cdot J$ με αναγωγή των αντιστοίχων μεγεθών από τους πασσάλους αφενός, των οποίων η απόσταση είναι 2m και του τοιχείου αφετέρου, του οποίου το ελεύθερο μήκος μεταξύ των πασσάλων είναι 1,40m. Υποτέθηκε ότι το τοιχείο αντιστήριξης συμπεριφέρεται ως γραμμικώς ελαστικό, επομένως υπο την προϋπόθεση ενιαίων μετατοπίσεων κατά την επαφή των δύο στοιχείων επιτρέπεται ο υπολογισμός των μεγεθών $E \cdot A$ και $E \cdot J$, ως άθροισμα των αντιστοίχων τιμών για τα δύο επιμέρους στοιχεία.

Η προσομοίωση των αγκυρίων έγινε σε δύο τμήματα, ως εξής:

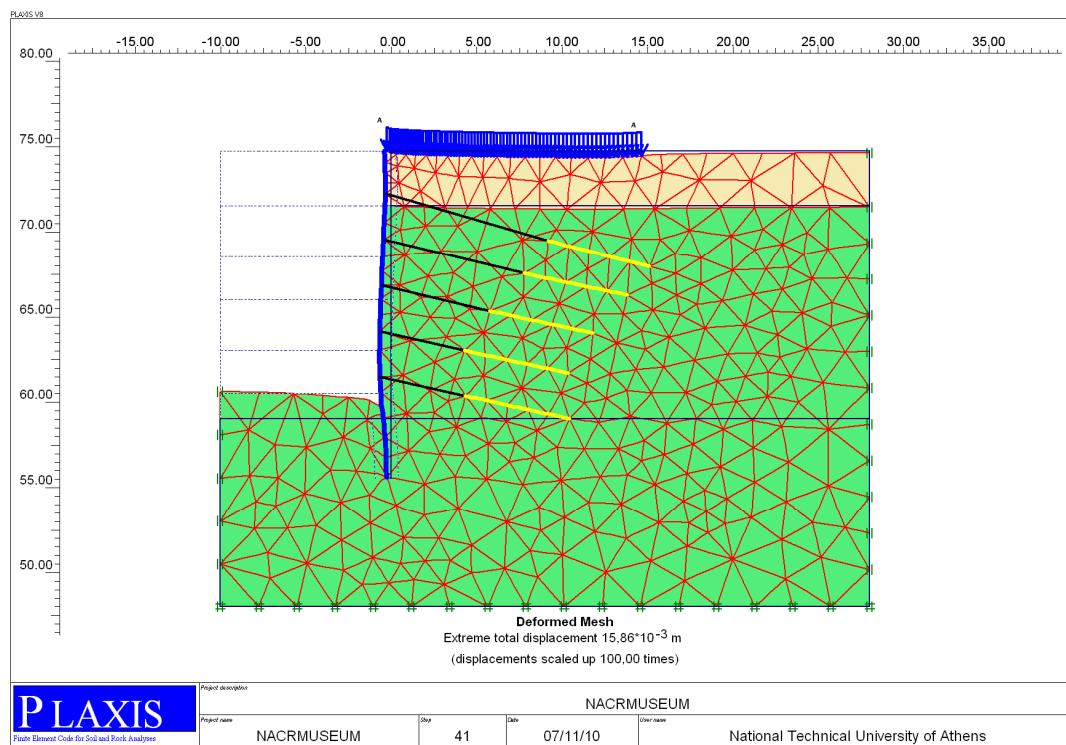
- Το ελεύθερο μήκος έχει προσομοιωθεί ως αγκύριο κόμβο με κόμβο (node to node), που ουσιαστικά αντιστοιχεί σε γραμμικό στοιχείο με δυστένεια $E \cdot A$, αλλά με κόμβους που έχουν ελευθερία μετατοπίσεως.
- Τα πακτωμένο τμήμα προσομοιώθηκε με στοιχείο γεωπλέγματος (geogrid), με δυνατότητα ανάληψης εφελκυστικών μόνο δυνάμεων, αλλά και διατμητικών τάσεων κατά μήκος.
- Τα αγκύρια προσομοιώθηκαν ως στοιχεία ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς με οριακή αντοχή, την αντοχή σχεδιασμού $R_d=655\text{kN}$. Τούτο έγινε, διότι κατά τον οριακό σχεδιασμό (δηλαδή για $MSF=1$), τα φορτία των αγκυρίων δεν ξεπερνούν την αντοχή σχεδιασμού, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EC7.

Οι συντεταγμένες των κόμβων των αγκυρίων υπολογίστηκαν βάσει των συντεταγμένων αρχής και των μηκών l των τμημάτων βάσει των τύπων:

$x=x_0+l \cdot \cos\beta$, $y=y_0-l \cdot \sin\beta$, όπου β η γωνία κλίσης κάθε σειράς αγκυρώσεων, x_0 , y_0 , οι συντεταγμένες κεφαλής και l ή το ελεύθερο μήκος ή το συνολικό μήκος αναλόγως με τον κόμβο στον οποίο αναφερόμαστε.

Η κατασκευαστική διαδικασία αποτυπώθηκε με 11 φάσεις επιμέρους εκσκαφών ή τανύσεως αγκυρίων, σύμφωνα με τις στάθμες της μελέτης.

Η τάνυση των αγκυρίων έγινε με δυνάμεις των οποίων οι τιμές δίνονται στον πίνακα 6.2. Οι δυνάμεις αυτές αντιστοιχούν κατά προσέγγιση στο 80% των φορτίων λειτουργίας που είχαν εκτιμηθεί κατά τη μελέτη.

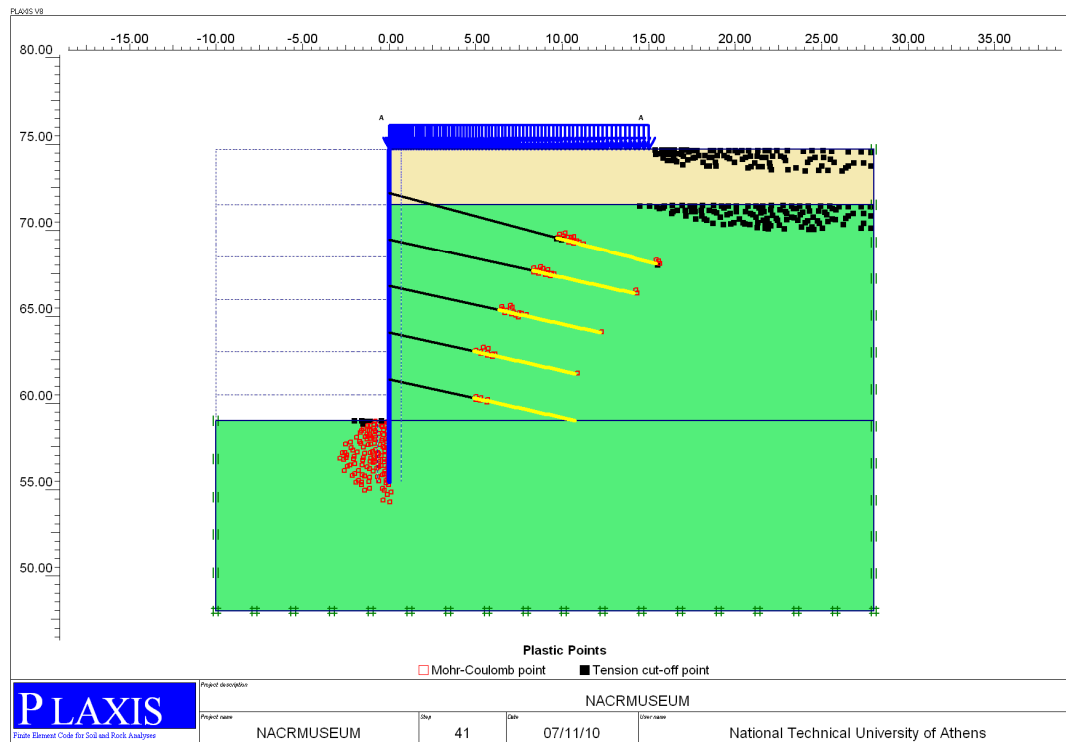


Σχήμα 6.6: Παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων μετά την τελική εκσκαφή.

Στο σχήμα 6.5 φαίνεται το πρότυπο της διδιάστατης ανάλυσης, όπως προέρχεται από την εισαγωγή δεδομένων.

Στο υποπρόγραμμα αποτελεσμάτων (output) υπάρχει η δυνατότητα επισκόπησης παραμορφώσεων, τάσεων, δυνάμεων αγκυρίων, αλλά και εντατικών μεγεθών του τοιχείου αντιστήριξης για κάθε φάση εκσκαφής.

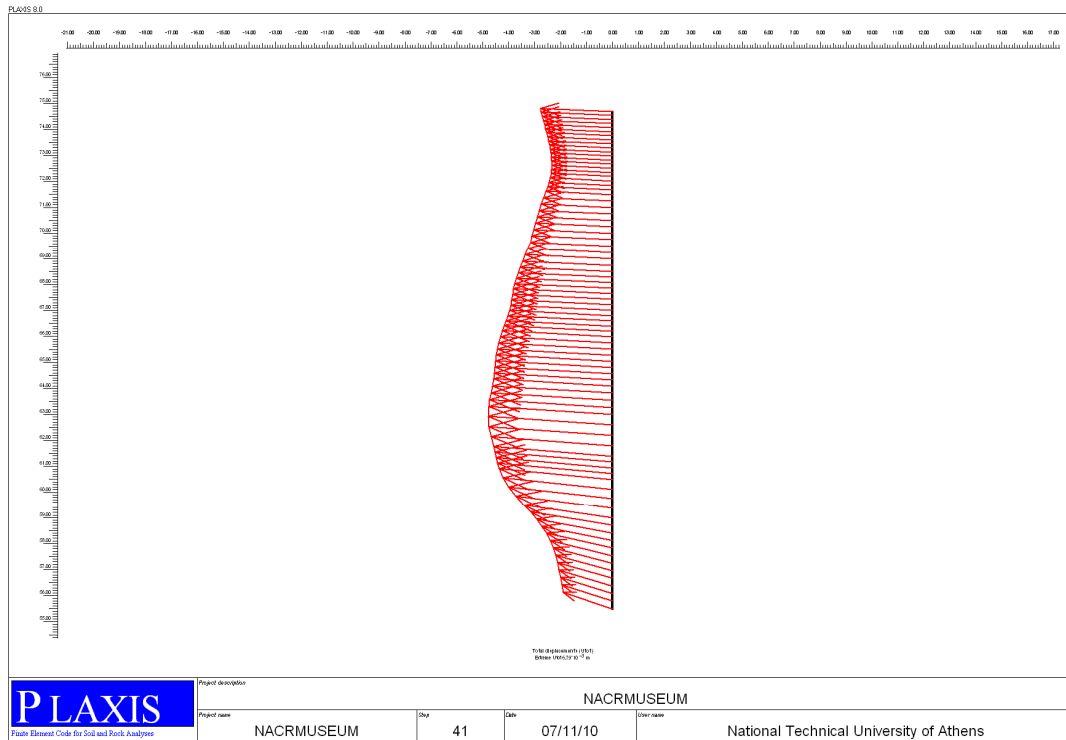
Στο σχήμα 6.6 παρατίθεται το παραμορφωμένο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων μετά την τελική εκσκαφή. Αντιστοίχως, κατά την ίδια φάση, στο σχήμα 6.7 δίνονται οι πλαστικές ζώνες που περικλείουν σημεία που οδηγήθηκαν σε οριακή ισορροπία και περιορίζονται κάτω από τη στάθμη εκσκαφής και στην αρχή του πακτωμένου τμήματος. Παρατηρούνται επίσης, περιοχές με εφελκυστική αστοχία. Σημειώνεται ότι κατά την εισαγωγή των δεδομένων, στην ανώτερη στρώση που αποτελείται από προϊόντα αποσάθρωσης, η εφελκυστική αντοχή θεωρήθηκε μηδενική.



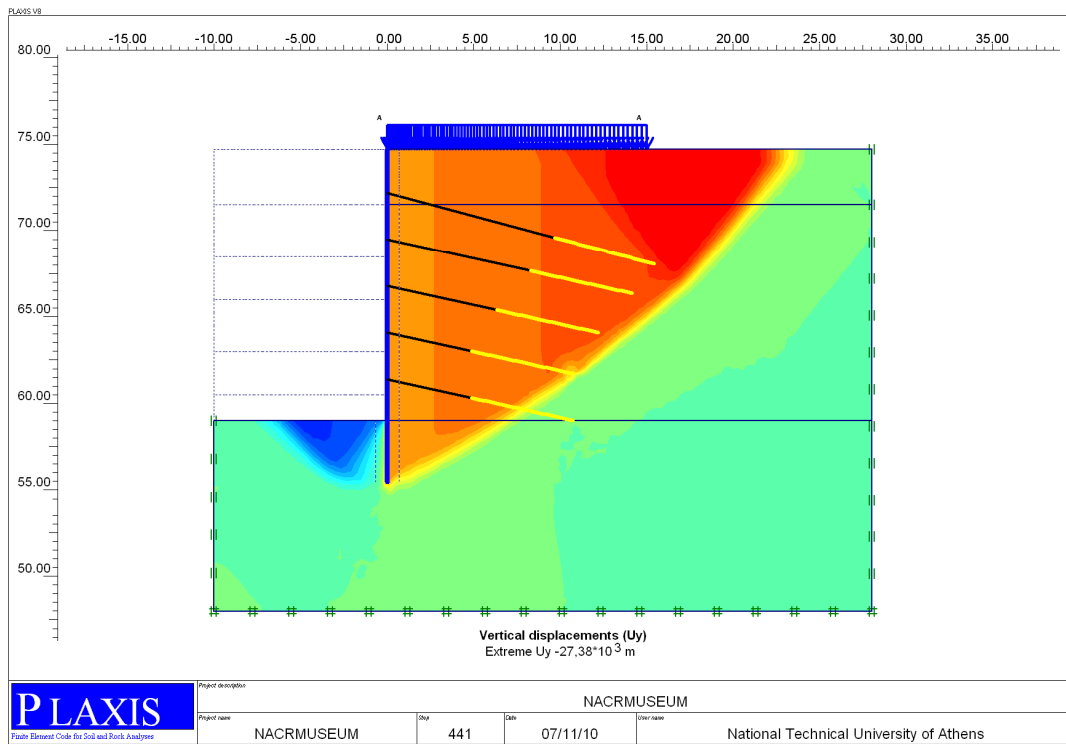
Σχήμα 6.7: Περιοχές οριακής ισορροπίας-πλαστικοποίησης μετά την τελική εκσκαφή.

Στο σχήμα 6.8 παρουσιάζονται τα διανύσματα ολικών μετατοπίσεων του τοιχείου αντιστήριξης μετά την τελική φάση εκσκαφής (στάθμη +59,00m). Προφανώς, οι μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις βρίσκονται στην περιοχή περί το 1/2-2/3 του ύψους πρανού, όπως άλλωστε διαπιστώθηκε και στις διδιάστατες αναλύσεις του κεφαλαίου 4. Παρατηρείται επίσης, ότι η κατακόρυφη συνιστώσα του διανύσματος στέψης είναι πρακτικά μηδενική, δηλαδή πρακτικά δεν υπάρχει κατακόρυφη μετατόπιση στέψης.

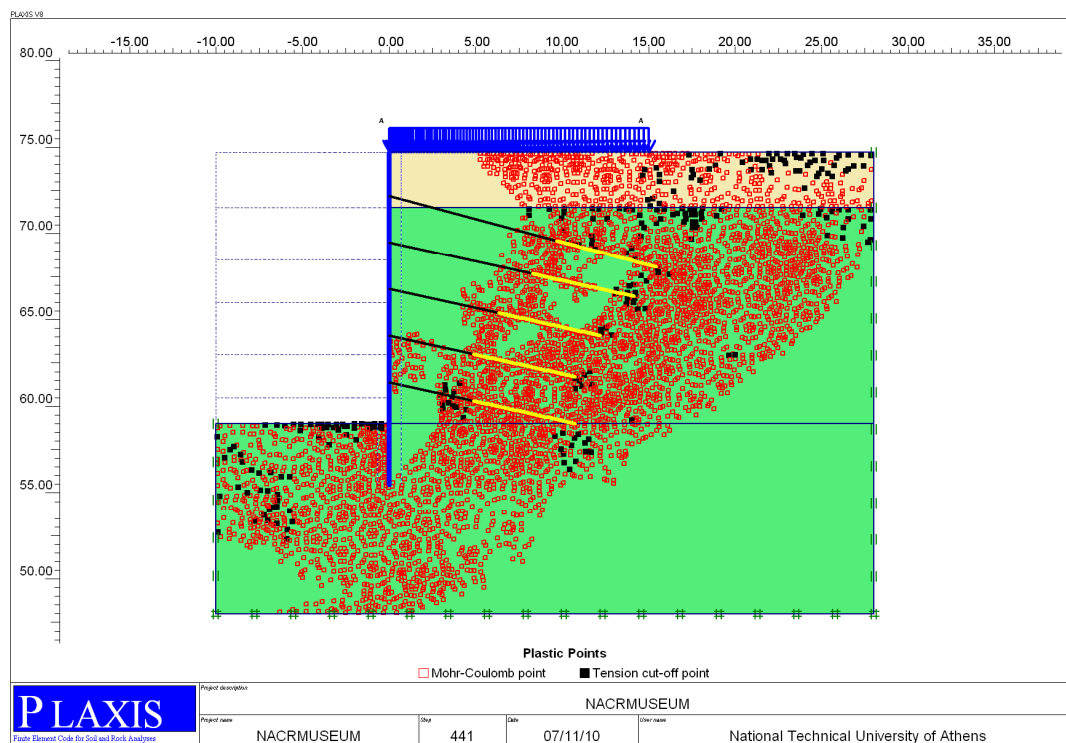
Μετά την επίλυση της τελικής εκσκαφής (φάση 11), ακολούθησε ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας MSF στη φάση 12 με τη διαδικασία ϕ, c reduction. Μετά την επίλυση, προέκυψαν περιοχές υψηλών μετατοπίσεων σύμφωνα με το σχήμα 6.9 καθώς και περιοχές πλαστικοποίησης σύμφωνα με το σχήμα 6.10.



Σχήμα 6.8: Διανύσματα ολικών μετατοπίσεων του τοιχείου αντιστήριξης.



Σχήμα 6.9: Χρωματική απεικόνιση περιοχών μεγάλων μετατοπίσεων κατά την υποθετική περίπτωση αστοχίας (φάση φ, c reduction).



Σχήμα 6.10: Περιοχές πλαστικών ζωνών κατά την υποθετική αστοχία (φάση φ, c reduction).

Από τα σχήματα 6.9 και 6.10 προκύπτει με σαφήνεια ο μηχανισμός γενικής αστοχίας που φθάνει έξω από την περιοχή πάκτωσης των αγκυρίων και αρχίζει από το κατώτερο σημείο των πασσάλων, δηλαδή στη στάθμη βάσης και όχι από την επιφάνεια γενικής εκσκαφής, όπως με απλουστευτικό τρόπο γίνονται ορισμένες αναλύσεις κατά την πράξη.

Σημειώνεται ότι στην υπόψη διδιάστατη ανάλυση, κατά την αστοχία όλα ανεξαιρέτως τα αγκύρια φθάνουν στο οριακό φορτίο που δόθηκε κατά τη φάση εισαγωγής ($R_d=655\text{kN}$).

Οι συγκεκριμένες τιμές των μετατοπίσεων, των φορτίων λειτουργία των αγκυρίων, όπως προέκυψαν από την 11η φάση, δηλαδή τη φάση τελικής εκσκαφής, καθώς και ο συντελεστής ασφαλείας MSF, δίνονται σε συγκριτικούς πίνακες ή διαγράμματα μαζί με τα αποτελέσματα της τριδιάστατης ανάλυσης σε επόμενη υποπαράγραφο.

6.2.4 Ανάλυση υπό τριδιάστατες συνθήκες

Το εξεταζόμενο μέτωπο προσομοιώθηκε με το επίπεδο συμμετρίας κατά τον άξονα x, αντίστοιχη δε προσομοίωση θεωρήθηκε και κατά τον άξονα z, σαν να ήταν ορθογωνική η κάτοψη της εκσκαφής. Στην πραγματικότητα, η εκσκαφή είχε εσοχή με πραγματικό όριο το υπόψη μέτωπο. Κατά τις δύο άλλες πλευρές του μετώπου, οι πραγματικές συνθήκες ήταν αρκετά πολύπλοκες για διάφορους λόγους, όπως:

- Από τη δεξιά πλευρά, λόγω της παρουσίας του φρέατος του μετρό υπήρχε κατά τόπους διαφοροποίηση του συστήματος αντιστήριξης.
- Από την αριστερή πλευρά υπάρχει διαφοροποίηση των υψομέτρων της φυσικής στάθμης του εδάφους, τα οποία μειώνονται όσο απομακρυνόμαστε από το εξεταζόμενο μέτωπο.

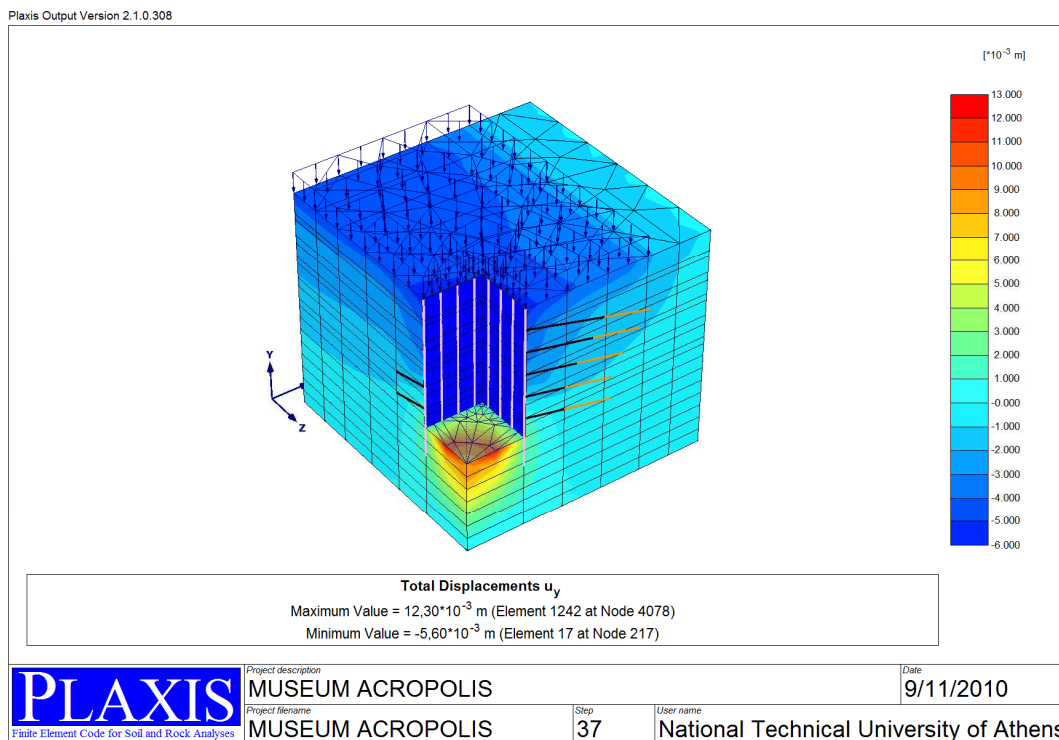
Εντούτοις, το προσομοίωμα έγινε με αξονοσυμμετρικό τρόπο με έμφαση στην ακρίβεια προσομοίωσης στο μέτωπο προς το κτίριο Μακρυγιάννη, για το οποίο λήφθηκε το ήμισυ του συνολικού μήκους, κατά προσέγγιση 7m. Η προσομοίωση των υπολοίπων πλευρών δε φαίνεται να επηρεάζει τα αποτελέσματα που αναζητήθηκαν στο υπόψη και μόνο μέτωπο. Τα αποτελέσματα θα ήταν ανακριβή μόνο αν στην πραγματικότητα υπήρχαν οριζόντιες μετατοπίσεις κατά την έννοια του μετώπου και παραλλήλως προς αυτό. Τέτοιος παράγοντας ανακρίβειας όμως δε φαίνεται να υπάρχει.

Στο μέτωπο αυτό, για το οποίο ουσιαστικά έγινε η τριδιάστατη ανάλυση, ύψους 15,70m και πραγματικού πλάτους 13,73m αντιστοιχούσαν κατά την έννοια της όψης 7 πάσσαλοι, επομένως η αξονοσυμμετρική προσομοίωση έγινε με τον κεντρικό πάσσαλο και τις αντίστοιχες 5 καθ' ύψος σειρές αγκυρώσεων επί του ορίου του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων. Η υπόψη προσομοίωση θεωρητικά είναι ορθή, δεδομένου ότι κατά το όριο περιορίζονται οι παραμορφώσεις μόνο κατά τη διεύθυνση κάθετα προς το όριο αυτό, δηλαδή παραλλήλως προς το τοιχείο αντιστήριξης, όπως πράγματι συμβαίνει ακριβώς στο μέσο του τοιχείου. Η προσομοίωση αυτή περιλήφθηκε στο αρχείο επίλυσης MUSEUM ACROPOLIS. Εντούτοις, κατά τη φάση επίλυσης προέκυψαν προβλήματα κατά την προσπάθεια λεπτομερούς διακριτοποίησης του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων. Κατ' ανάγκη λοιπόν, εφαρμόστηκε αραιότερο πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, ώστε να καταστεί δυνατή η επίλυση. Εξυπακούεται ότι για λόγους συμμετρίας, τόσο ο κεντρικός πάσσαλος, όσο και τα αγκύρια προσομοιωθήκαν ως προς την δυσκαμψία και δυστένεια, αλλά και τις δυνάμεις αγκύρωσης, με το 50% των αντιστοίχων τιμών των υπολοίπων πασσάλων και αγκυρίων.

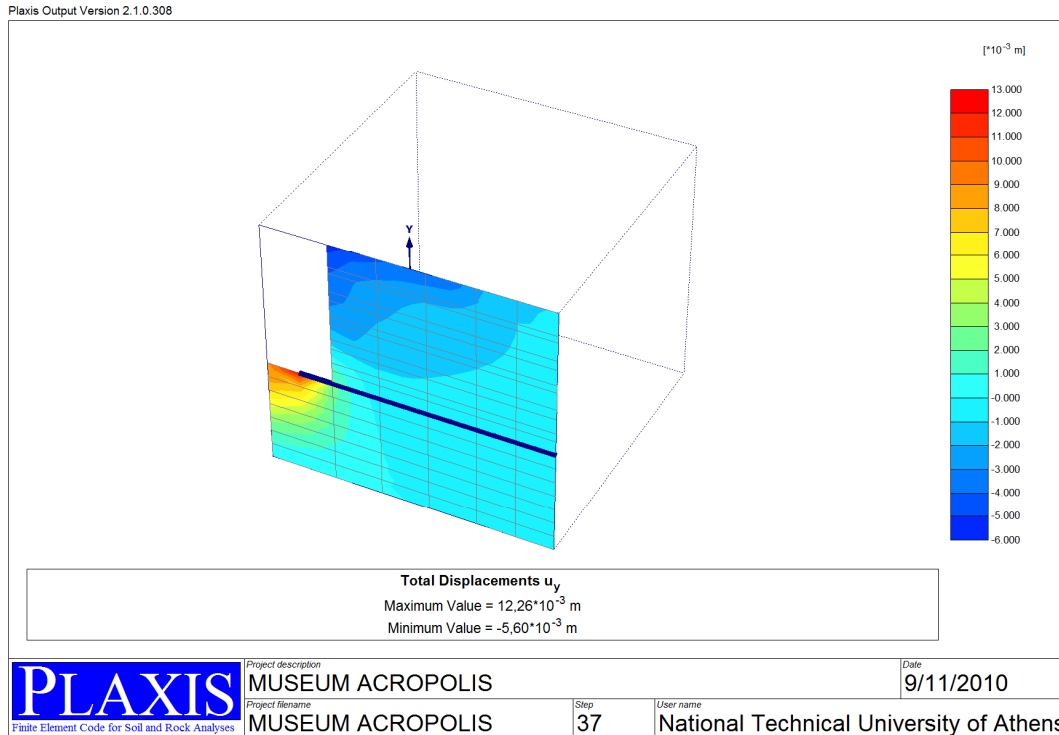
Για λόγους σύγκρισης και για να παρακαμφθούν τα προβλήματα υψηλής διακριτοποίησης που φαίνεται να συνδέονται με την τοποθέτηση του κεντρικού πασσάλου στο όριο, δομήθηκε ένα καινούριο αρχείο που φέρει τον κωδικό NACRM-T με τον κεντρικό πάσσαλο (και τις αντίστοιχες αγκυρώσεις) σε μικρή απόσταση από το όριο (0,50m) και με προσομοίωση ιδιοτήτων προφανώς κατά τον ίδιο τρόπο, δηλαδή με το 50% των τιμών. Οι αξονικές αποστάσεις των πασσάλων, όπως μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν, προσομοιώθηκαν με την ίδια τιμή των 2m.

Τα αποτελέσματα των δύο παραπάνω αναλύσεων, γενικά δεν έχουν ουσιαστικές διαφορές. Σημειώνεται βέβαια, ότι κατά κανόνα το τελευταίο προσομοίωμα NACRM-T με πολύ υψηλή διακριτοποίηση στις περιοχές ενδιαφέροντος, δηλαδή γύρω από το τοιχείο αντιστήριξης και σε απόσταση 15m από αυτό, έδωσε ελαφρά υψηλότερες μετατοπίσεις. Εντούτοις, οι

συντελεστές ασφαλείας, όπως προέκυψαν από τις δύο ανεξάρτητες επιλύσεις, ήταν ταυτόσημες, δεδομένου ότι η απόκλιση ήταν της τάξης του $1 \cdot 10^{-3}$. Από την επίλυση με αραιό πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, αλλά και ακρίβεια γεωμετρικής τοποθέτησης του κεντρικού πασσάλου, δίνονται ενδεικτικά τα σχήματα 6.11 και 6.12. Στο σχήμα 6.11 παρατίθεται προοπτικό σχέδιο του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων μετά την τελική εκσκαφή με τη χρωματική απεικόνιση της κατανομής των κατακορύφων μετατοπίσεων u_y . Στο σχήμα 6.12 δίνεται η κατανομή των μετατοπίσεων u_y επί επιπέδου κάθετου προς το μέτωπο και στη θέση του μέσου, δηλαδή κατά το όριο των πεπερασμένων στοιχείων (επίπεδο $z=0$).

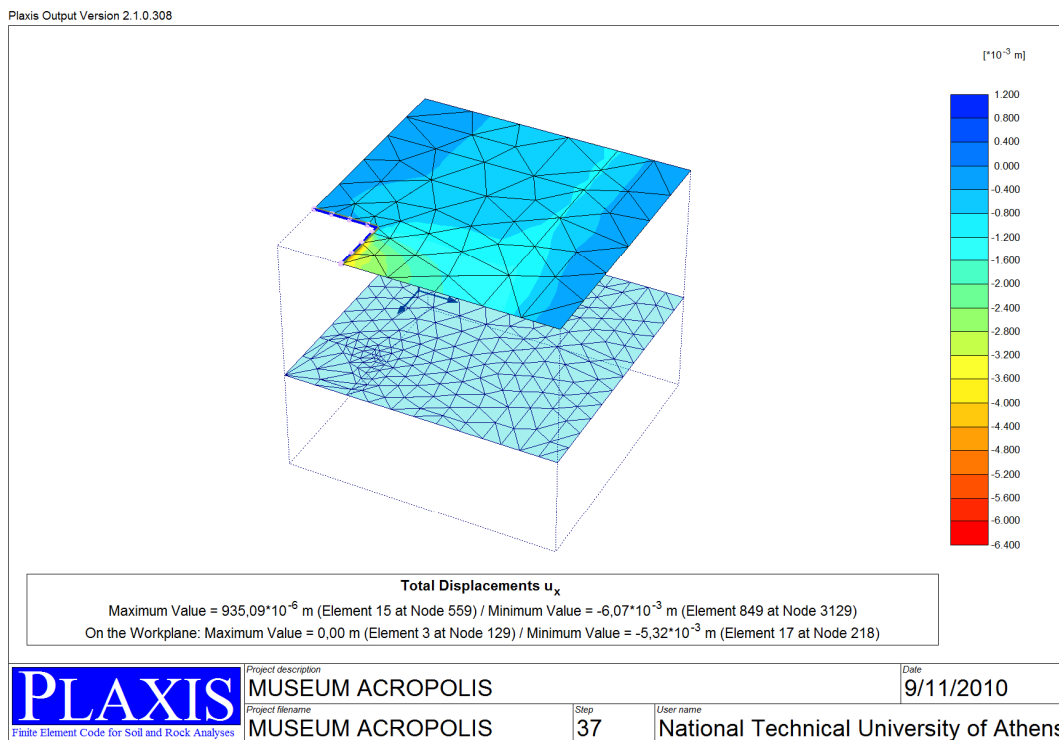


Σχήμα 6.11: Χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων μετατοπίσεων u_y στον τριδιάστατο κάνναβο πεπερασμένων στοιχείων.



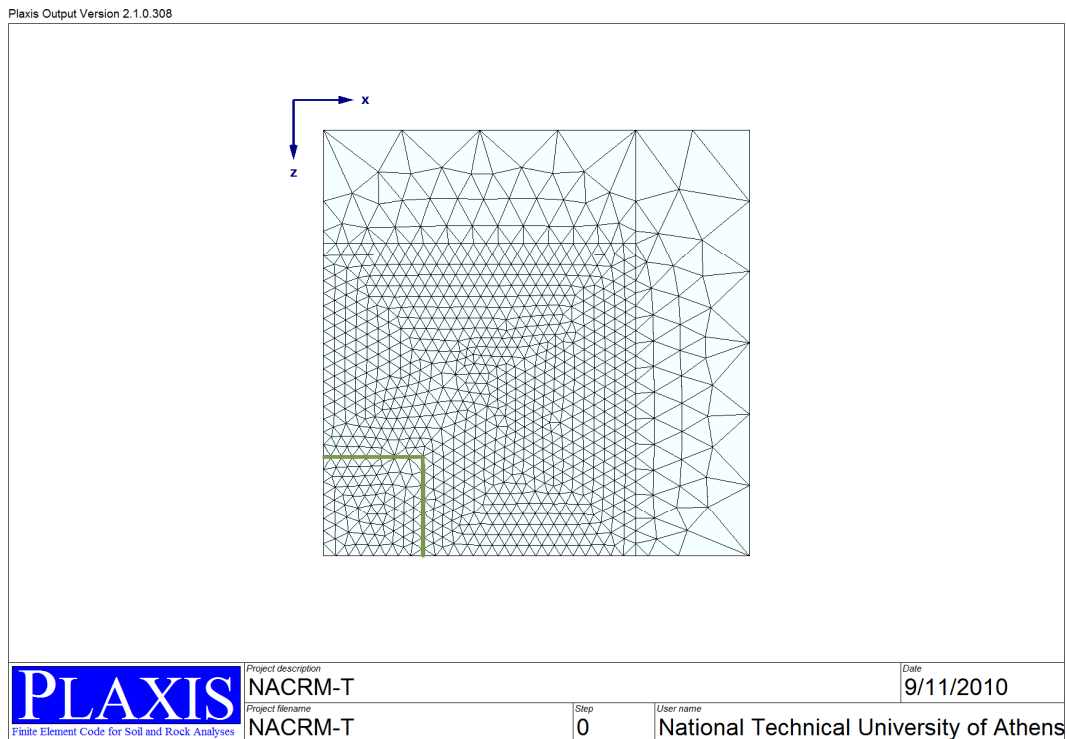
Σχήμα 6.12: Κατακόρυφες μετατοπίσεις στο επίπεδο $z=0$.

Τέλος, στο σχήμα 6.13 παρουσιάζονται σε χρωματική απεικόνιση οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_x , δηλαδή καθέτως προς το μέτωπο που εξετάζεται και στη στάθμη της φυσικής επιφάνειας (επίπεδο 1).

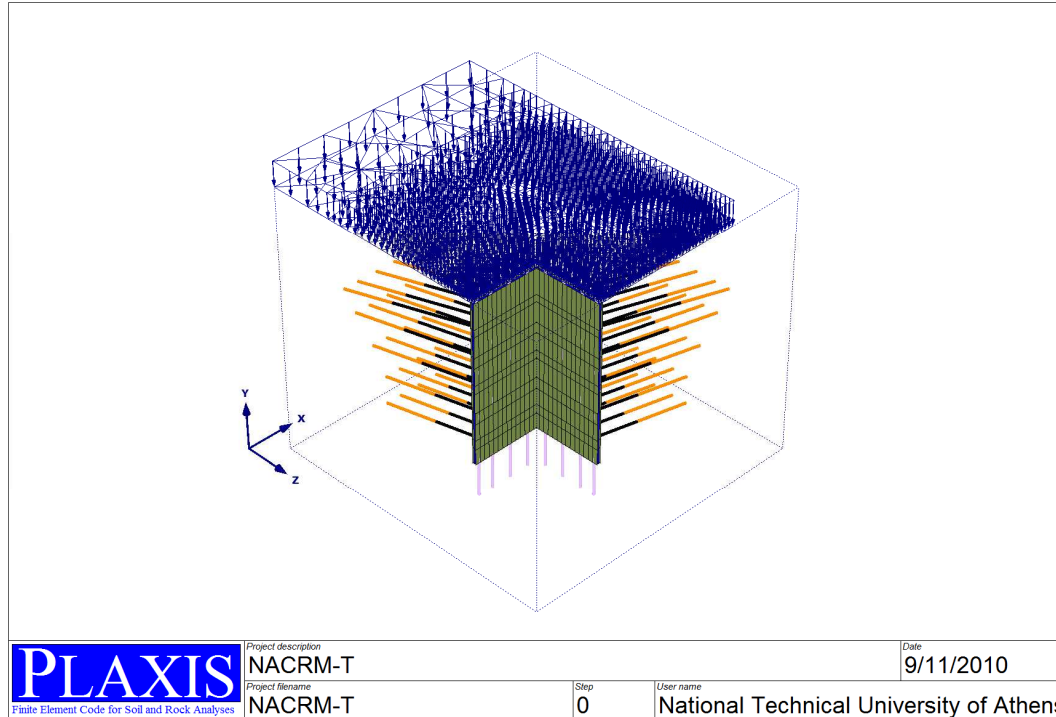


Σχήμα 6.13: Χρωματική απεικόνιση των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x στη στάθμη της φυσικής επιφάνειας του εδάφους (+74,70m).

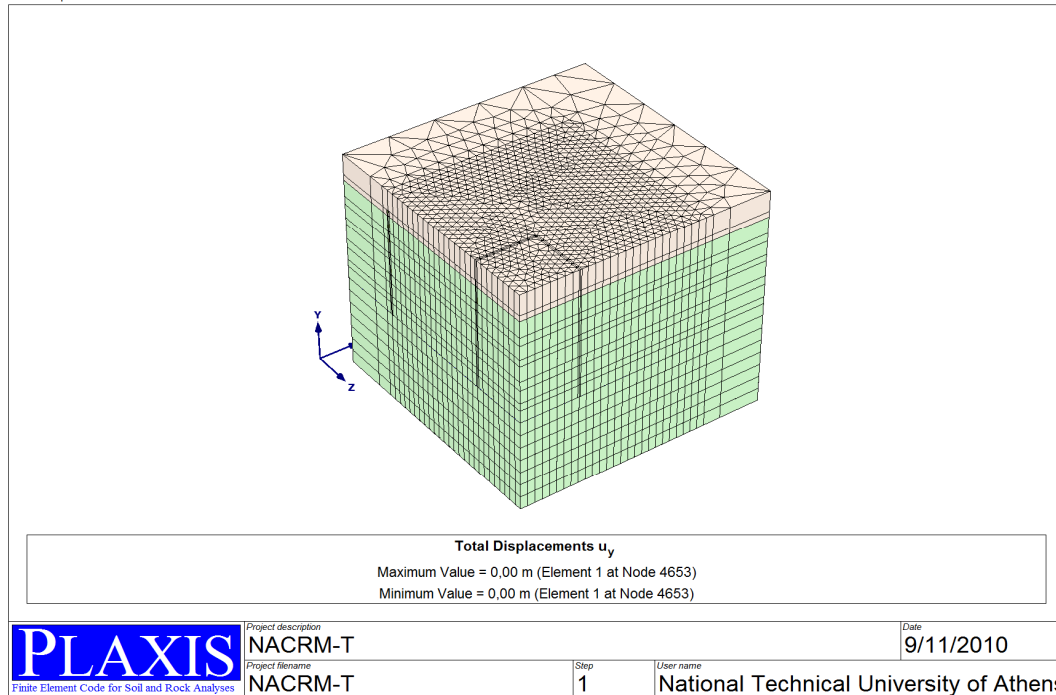
Τα σχήματα που ακολουθούν προέκυψαν από το αρχείο με κωδικό NACRM-T, που όπως αναφέρθηκε έχει μεν λεπτό πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, αλλά δεν είναι απολύτως ακριβές στην προσομοίωση του κεντρικού πασσάλου. Από την επίλυση αυτή λήφθηκαν και όλα τα στοιχεία που συγκρίνονται με τις αντίστοιχες τιμές της διδιάστατης ανάλυσης, φαίνεται καταρχάς, η υψηλή διακριτοποίηση σε οριζόντιο επίπεδο στο σχήμα 6.14. Προοπτική απεικόνιση των αγκυριών καθώς και του τριδιάστατου πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων φαίνεται αντιστοίχως στα σχήματα 6.15-6.17. Σημειώνεται ότι η φόρτιση επιφάνειας λόγω του επιχώματος προστασίας προσομοιώθηκε με τις κατά προσέγγιση πραγματικές διαστάσεις (κατά τους άξονες x και z διαφέρει το εύρος επίχωσης), όπως φαίνεται και στα σχήματα 6.15 και 6.17.



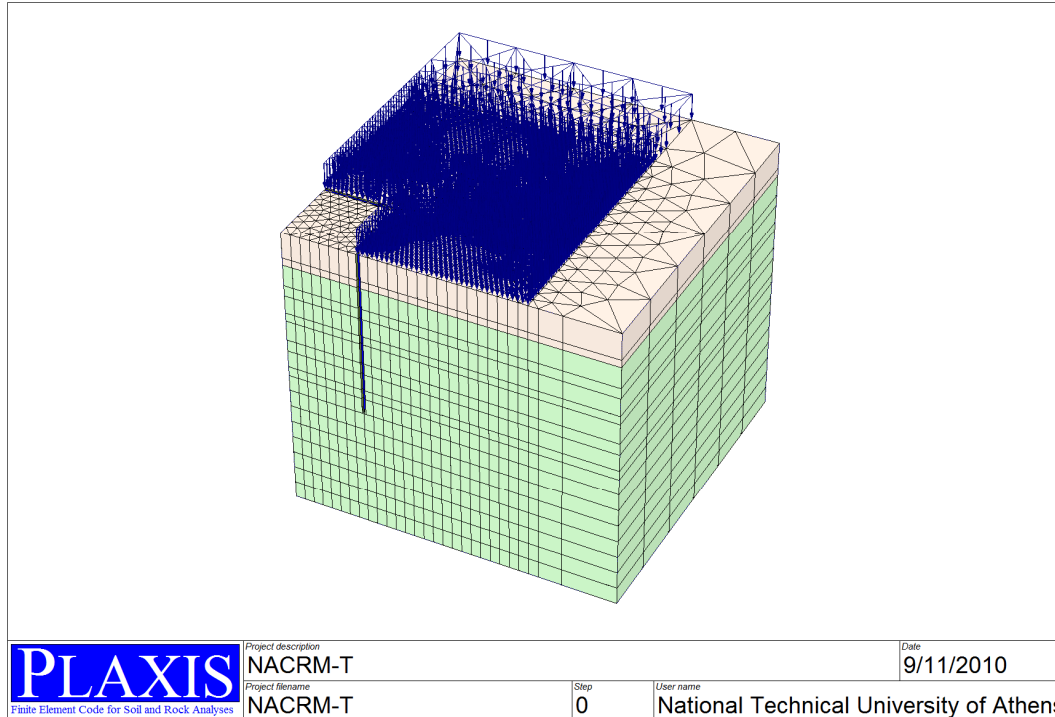
Σχήμα 6.14: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντιο επίπεδο.



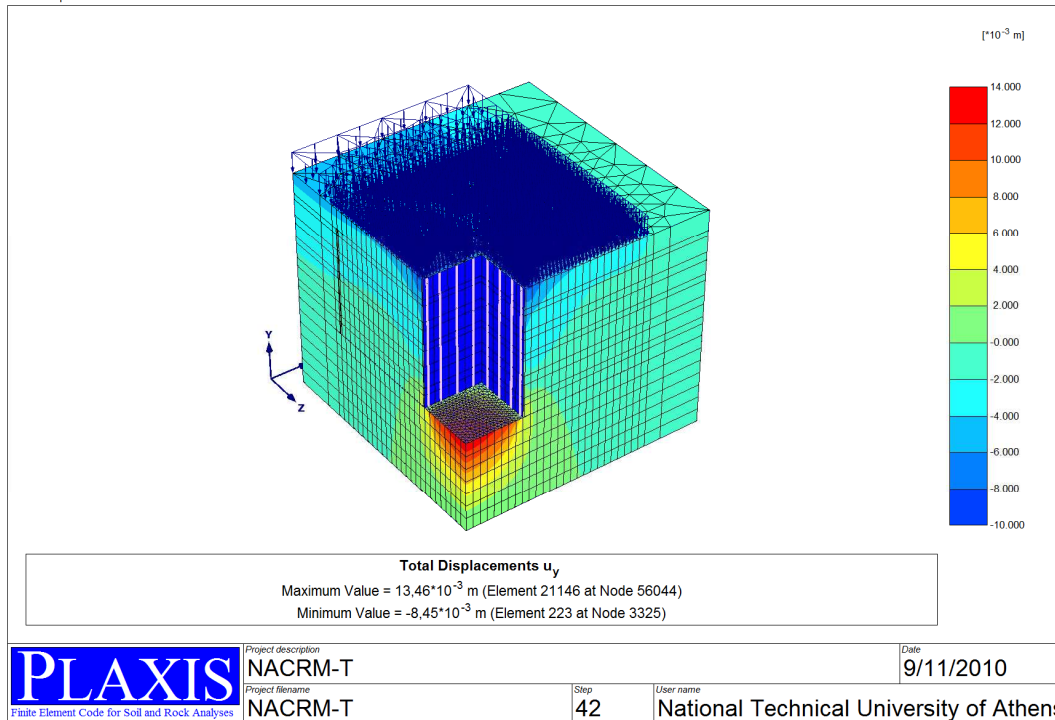
Σχήμα 6.15: Τριδιάστατη απεικόνιση του τοιχείου αντιστήριξης με τα αγκύρια.



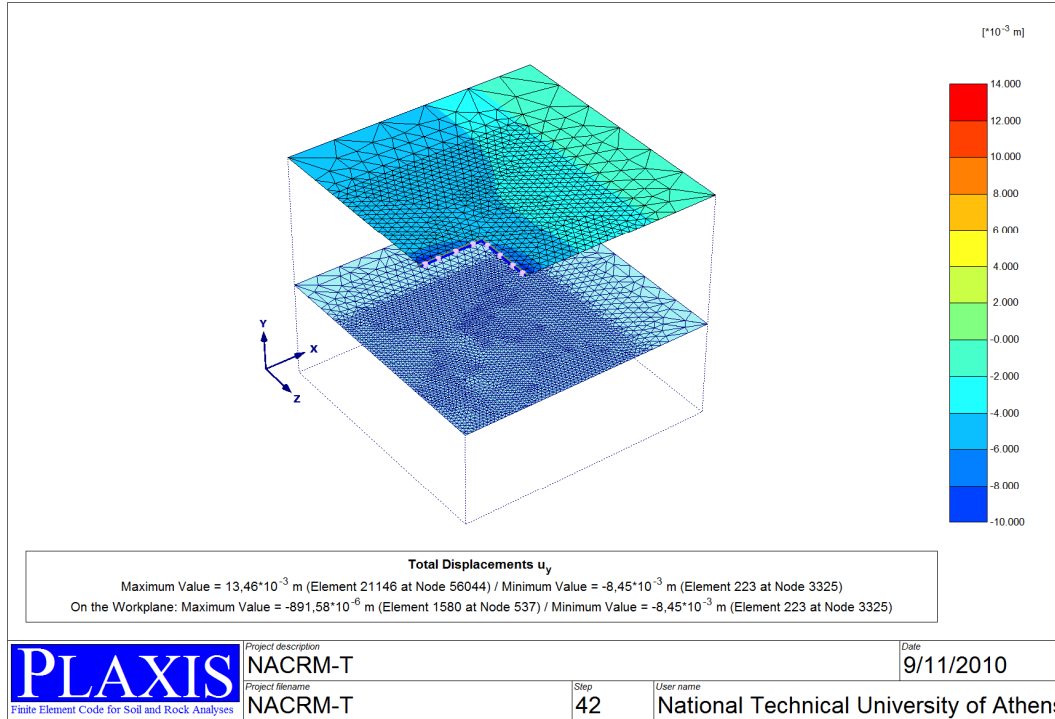
Σχήμα 6.16: Τριδιάστατο πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων.



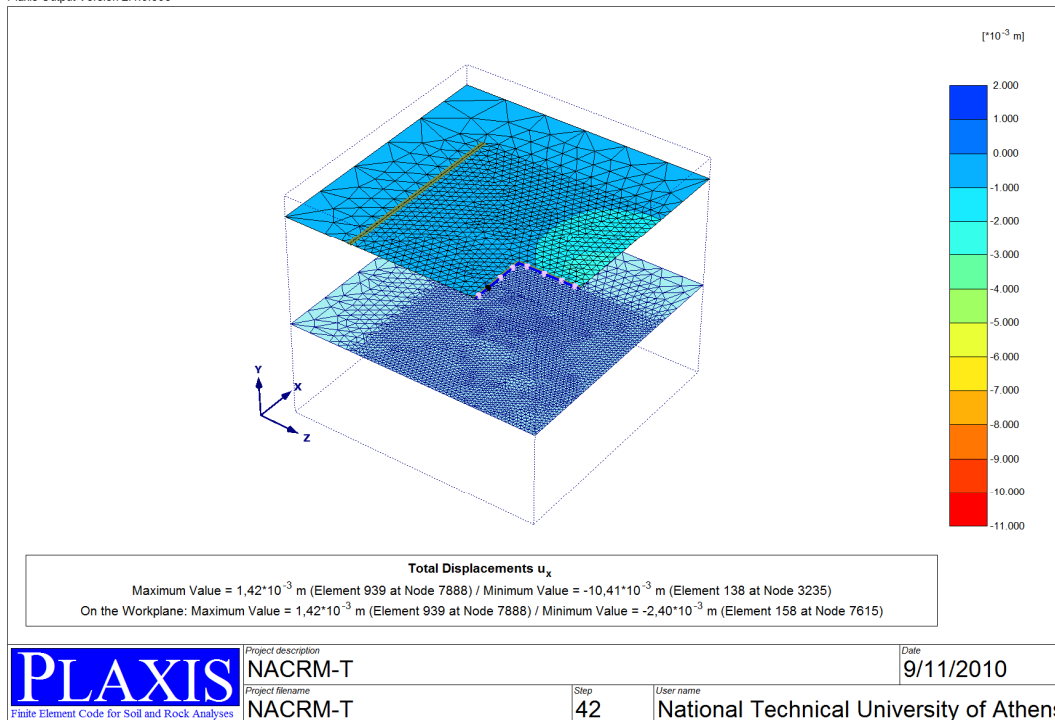
Σχήμα 6.17: Φόρτιση επιφάνειας από το επίχωμα προστασίας των αρχαίων.



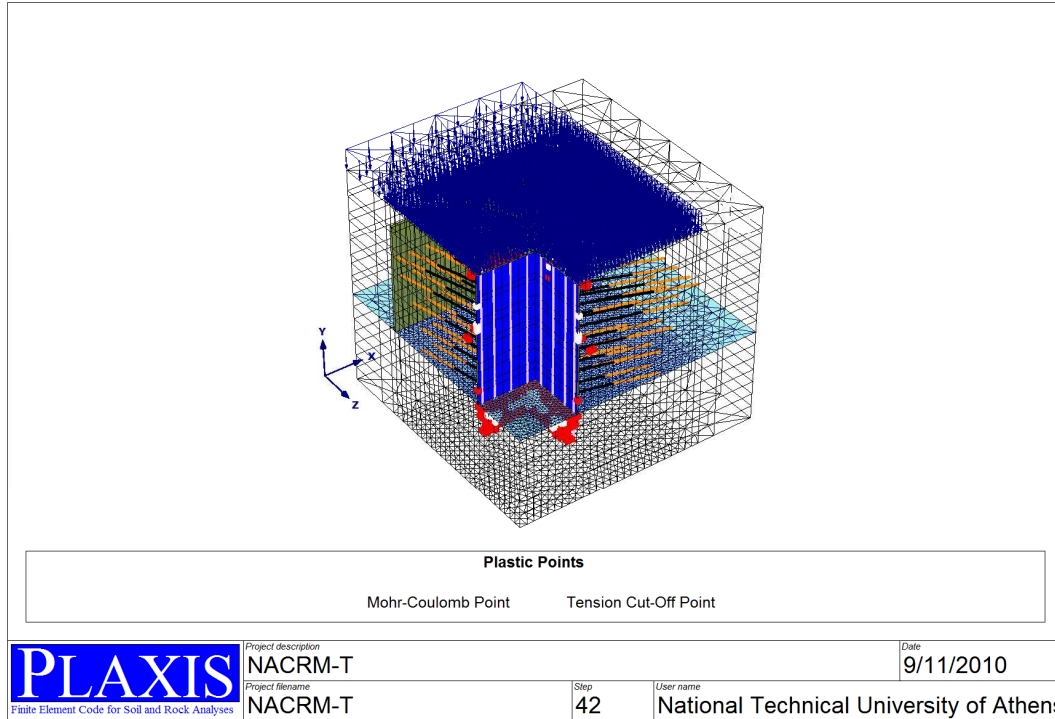
Σχήμα 6.18: Κατακόρυφες μετατοπίσεις σε τριδιάστατη, χρωματική απεικόνιση.



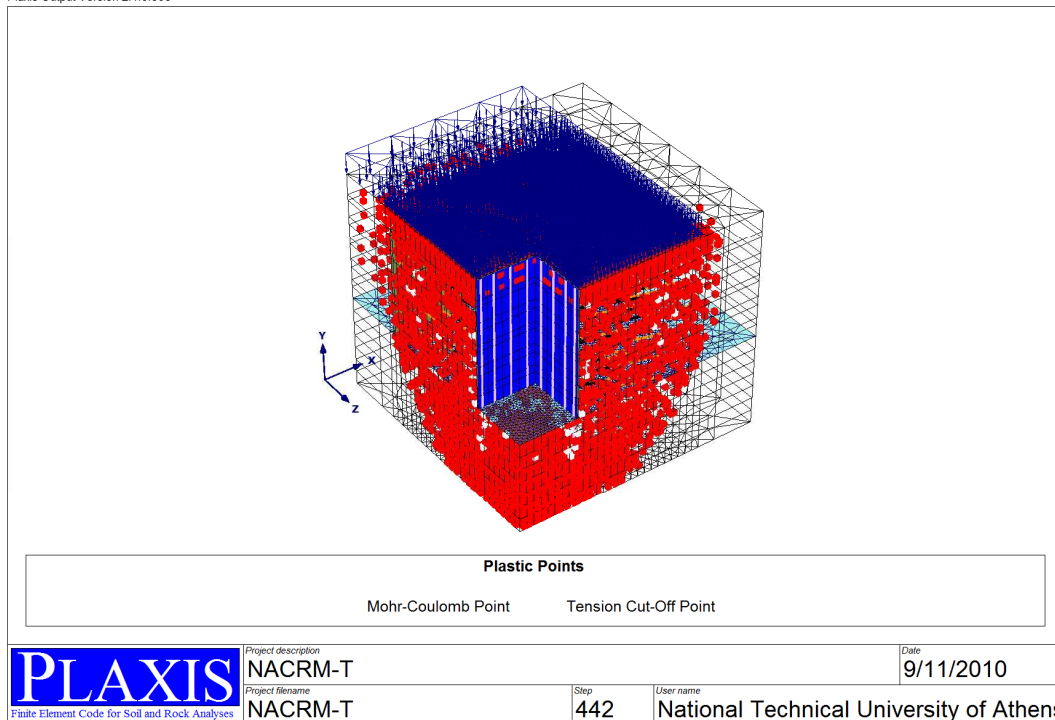
Σχήμα 6.19: Κατακόρυφες μετατοπίσεις u_y στην επιφάνεια του εδάφους (επίπεδο 1), μετά την τελική εκσκαφή.



Σχήμα 6.20: Οριζόντιες μετατοπίσεις u_x στο επίπεδο της σειράς I των αγκυρίων (στάθμη +72,20m, επίπεδο 2).



Σχήμα 6.21: Πλαστικές ζώνες κατά τη φάση λειτουργίας (μετά την τελική εκσκαφή, φάση 11).



Σχήμα 6.22: Πλαστικές ζώνες κατά την υποθετική περίπτωση αστοχίας.

Στο σχήμα 6.18 δίνεται τριδιάστατη, χρωματική απεικόνιση των κατακορύφων μετατοπίσεων u_y , ενώ στο σχήμα 6.19 δίνονται αντιστοίχως οι επιφανειακές καθιζήσεις u_y , προφανώς επί του επιπέδου 1, στη στάθμη +74,70m.

Στο σχήμα 6.20 παρουσιάζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_x στο επίπεδο της σειράς I των αγκυρώσεων (δηλαδή σε διεύθυνση κάθετη προς το μέτωπο της εξεταζόμενης εκσκαφής), απ' όπου φαίνεται ότι οι μέγιστες τιμές εμφανίζονται στο όριο των πεπερασμένων στοιχείων, δηλαδή στο μέσο του μετώπου και ότι η περιοχή περί την κεντρική περιοχή του μετώπου επηρεάζεται περισσότερο σε αντίθεση με τις γωνίες, όπου οι τιμές u_x είναι αμελητέες.

Στο σχήμα 6.21 φαίνονται οι περιοχές πλαστικοποίησης σε φάση λειτουργίας, δηλαδή μετά τη διαμόρφωση της τελικής εκσκαφής. Μικρές περιοχές πλαστικοποίησης διακρίνονται αμέσως κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής, στις θέσεις των πασσάλων, καθώς και πίσω από τους πασσάλους, στις στάθμες ορισμένων αγκυρώσεων, προφανώς λόγω της συγκέντρωσης των τάσεων, λόγω της τάνυσης των αγκυρίων.

Στο σχήμα 6.22 τέλος, παρατίθενται αντίστοιχα οι πλαστικές ζώνες στην υποθετική περίπτωση αστοχίας, όπως προέκυψαν κατά τη διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας MSF.

6.2.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων διδιάστατης και τριδιάστατης ανάλυσης

Στις προηγούμενες υποπαραγράφους, αναλύθηκε η μεθοδολογία και τα δεδομένα εισαγωγής και δόθηκαν χαρακτηριστικές εικόνες, τόσο από τη διδιάστατη, όσο και από την τριδιάστατη ανάλυση. Όμως, δε δόθηκαν οι αριθμητικές τιμές των μεγεθών που ενδιαφέρουν (παραμορφώσεων και συντελεστών ασφαλείας), δεδομένου ότι προέχει η σύγκριση των μεγεθών και όχι τόσο οι απόλυτες τιμές τους. Στον πίνακα 6.3 λοιπόν, παρουσιάζονται συγκριτικά ορισμένα από αυτά τα μεγέθη και εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

- ✓ Η οριζόντια μετατόπιση στη στέψη, στην τριδιάστατη ανάλυση παρουσιάζει διακύμανση κατά μήκος της εκσκαφής, όπως είναι αναμενόμενο. Σχετικά με τη διδιάστατη ανάλυση, η μέγιστη τιμή στο μέσο (στην τριδιάστατη ανάλυση) προέκυψε με διπλάσια περίπτωση τιμή, ενώ η ελάχιστη είναι πολύ μικρότερη, πρακτικά αμελητέα.
- ✓ Στην τριδιάστατη ανάλυση, η κατακόρυφη μετατόπιση στέψης είναι τελείως διαφορετική από την αντίστοιχη της διδιάστατης και δεν παρουσιάζει κατά μήκος του μετώπου ουσιαστική διακύμανση. Αυτό θα έπρεπε να ήταν αναμενόμενο, δεδομένης της ακαμψίας της κατασκευής αντιστήριξης, που δεν επιτρέπει την ανάπτυξη διαφορικών καθιζήσεων κατά μήκος της στέψης (ουσιαστικά, το πρόβλημα εμφανίζει αναλογία με κατακόρυφο δίσκο ύψους 15,70m).

- ✓ Η μέγιστη, επιφανειακή καθίζηση στην τριδιάστατη ανάλυση προέκυψε με υπερδιπλάσια τιμή από αυτήν της διδιάστατης, υπενθυμίζεται όμως, ότι αυτή αφορά σημειακό μέγεθος.
- ✓ Η ουσιαστικότερη διαφορά μεταξύ των δύο αναλύσεων αφορά στο συντελεστή ασφαλείας MSF. Στην τριδιάστατη ανάλυση, για τις συγκριμένες συνθήκες του έργου, προέκυψε τιμή $4,079/1,557=2,6$ φορές υψηλότερη από τη διδιάστατη. Προφανώς, η πολύ σημαντική αυτή διαφορά, οφείλεται στις τριαξονικές συνθήκες που επικράτησαν όχι μόνο στις γωνίες, αλλά σε όλο το μήκος του μετώπου, δεδομένου ότι ο λόγος πλάτους/ ύψος ήταν ιδιαίτερα μικρός ($B/H=14/15,70=0,89$).

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.3: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΓΕΘΩΝ ΑΠΟ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΗ ΚΑΙ ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

ΜΕΓΕΘΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ	ΑΝΑΛΥΣΗ 2D	ΑΝΑΛΥΣΗ 3D
ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΙΣ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ		
ΣΤΟ ΜΕΣΟ: ΜΕΓΙΣΤΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ u_x (mm)	2,69	5,32
ΣΤΟ ΜΕΣΟ: ΜΕΓΙΣΤΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ u_y (mm)	0,05	-5,57
ΣΤΙΣ ΓΩΝΙΕΣ: ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ u_x (mm)	(2,69)	0,41
ΣΤΙΣ ΓΩΝΙΕΣ: ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ u_y (mm)	(0,05)	-5,34
ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ ΚΑΘΙΖΗΣΗ $max u_y$ (mm)	-3,76	-8,45
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ MSF	1,557	4,079

Διευκρινίζεται ότι σύμφωνα με την προσομοίωση του μετώπου που έγινε, οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_x είναι κάθετες στο μέτωπο. Στον πίνακα 6.3 οι θετικές τιμές υποδηλώνουν μετατόπιση προς το εσωτερικό της εκσκαφής, όπως κατά κανόνα συμβαίνει και τούτο ανεξαρτήτως της προσήμανσης του προγράμματος που εξαρτάται από τη σχετική φορά, ως προς τη θετική φορά των αξόνων. Υπενθυμίζεται ακόμα, ότι οι αρνητικές τιμές u_y που εμφανίζονται στον ίδιο πίνακα, αφορούν καθιζήσεις προς τα κάτω, ενώ οι θετικές ανυψώσεις του εδάφους, όπως ορισμένες φορές εμφανίζονται στη στέψη της εκσκαφής. Η τελευταία αυτή σήμανση συμπίπτει με την προσήμανση του προγράμματος, στο οποίο η θετική φορά του άξονα y είναι προς τα πάνω. Προκειμένου να γίνει σύγκριση της τριδιάστατης και διδιάστατης ανάλυσης, ως προς τη μορφή της κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων, συντάχθηκε ο πίνακας 6.4, στον οποίο δίνονται οι τιμές u_y στο επίπεδο I (στάθμη +74,70m) και κατά μήκος ευθείας κάθετης στο μέσο του μετώπου. Στον παραπάνω πίνακα, η τιμή x αντιπροσωπεύει την απόσταση του σημείου στο οποίο υπολογίστηκε τιμή καθίζησης u_y από το μέτωπο. Στη διδιάστατη ανάλυση η τιμή x συμπίπτει με την τετμημένη των αντιστοιχών σημείων, ενώ στην τριδιάστατη η τετμημένη των σημείων αυτών είναι κατά 7m μεγαλύτερη από την τιμή x . Οι τιμές u_y μεταφέρθηκαν από πίνακες τιμών μετά από κατάλληλη τομή στο προσομοίωμα (cross section).

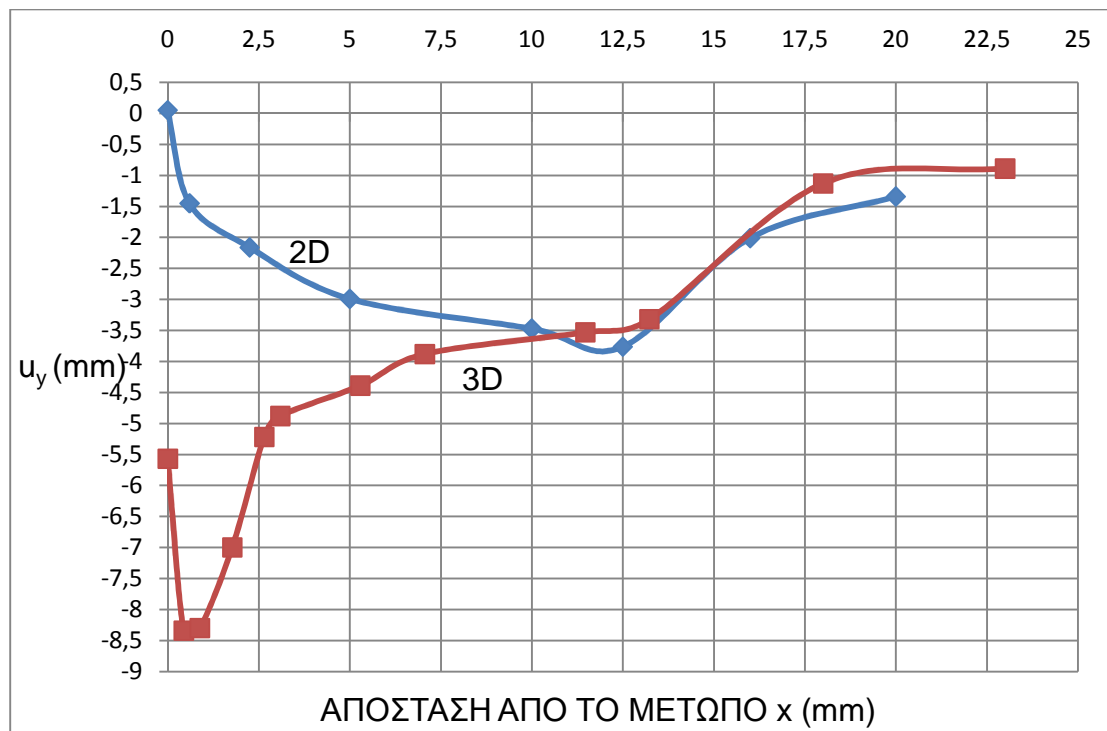
ΠΙΝΑΚΑΣ 6.4: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ ΣΤΕΨΗΣ

ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ		ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	
x (mm)	u_y (mm)	x (mm)	u_y (mm)
0	0,05	0	-5,57
0,60	-1,45	0,44	-8,34
2,25	-2,16	0,88	-8,30
5,00	-2,99	1,77	-7,00
10,00	-3,47	2,65	-5,22
12,50	-3,76	3,09	-4,88
16,00	-2,01	5,29	-4,39
20,00	-1,34	7,06	-3,88
		11,47	-3,53
		13,23	-3,32
		18,00	-1,13
		23,00	-0,89

Στο σχήμα 6.23 απεικονίζονται οι κατανομές των επιφανειακών καθιζήσεων συγκριτικά για τις δύο προσομοιώσεις βάσει των τιμών του πίνακα 6.4. Από το σχήμα παρατηρούνται τα εξής:

- Ως προς τη γενική μορφή των διαγραμμάτων και οι δύο αναλύσεις έδωσαν κοίλη καμπύλη με την έννοια ότι η μέγιστη καθίζηση δεν απαντάται στη στέψη, αλλά σε ενδιάμεση θέση.
- Στη διδιάστατη ανάλυση η κατακόρυφη παραμόρφωση στέψης είναι πρακτικά μεν μηδενική, αριθμητικά δε με μικρή τιμή προς τα άνω, αντίθετα στη τριδιάστατη ανάλυση, στο ίδιο σημείο παρατηρείται καθίζηση της τάξης των 5,5mm. Η μέγιστη καθίζηση παρατηρείται σε αρκετά μεγάλη απόσταση στη διδιάστατη ανάλυση, ενώ σε αρκετά μικρή απόσταση από τη στέψη στην τριδιάστατη.
- Από την απόσταση $x=2/3 \cdot H$ κατά προσέγγιση (γύρω στα 10m), πρακτικά οι δύο καμπύλες είναι πολύ κοντά, επομένως οι διαφορές στις τιμές u_y είναι πρακτικά αμελητέες.

Οι αποκλίσεις μεταξύ των δύο διαγραμμάτων, γενικά ήταν αναμενόμενες, δεδομένου ότι στην τριδιάστατη ανάλυση επιλέχθηκε τομή στη φυσική επιφάνεια του εδάφους, όπου εμφανίζονται οι μέγιστες καθιζήσεις, ενώ στη διδιάστατη ανάλυση τέτοια διαφοροποίηση δεν έχει έννοια. Όπως όμως εξηγήθηκε και στο κεφάλαιο 5, οι σημαντικές αποκλίσεις κοντά στην περιοχή της στέψης πρέπει να συνδέονται με την προσομοίωση των πασσάλων που στη μεν διδιάστατη ανάλυση γίνεται με συνεχές γραμμικό στοιχείο, ενώ στην τριδιάστατη με τις πραγματικές διαστάσεις και με περιορισμούς, ως προς τη δυνατότητα ανάληψης πλευρικών τριβών από το έδαφος.



Σχήμα 6.23: Σύγκριση των διαγραμμάτων κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων κατά μήκος ευθείας κάθετης στο μέτωπο.

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.5: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΦΟΡΤΙΩΝ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ (ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ)

ΣΕΙΡΑ	ΑΝΑΛΥΣΗ 2D, ENIAIΕΣ ΤΙΜΕΣ P _k (kN)	ΑΝΑΛΥΣΗ 3D	
		ΣΤΟ ΜΕΣΟΝ max P _k (kN)	ΣΤΙΣ ΓΩΝΙΕΣ min P _k (kN)
I	320,4	306,3	285,6
II	363,8	349,4	331,6
III	402,8	379,9	368,5
IV	402,0	377,0	359,3
V	393,2	388,1	382,3

Η σύγκριση των φορτίων λειτουργίας των αγκυρίων, όπως προέκυψαν από τις δύο αναλύσεις, δίνονται στον πίνακα 6.5. Διευκρινίζεται ότι τα φορτία λειτουργίας προέκυψαν, ως εξής: Κατά τη φάση της τάνυσης επιβλήθηκε εξωτερικό φορτίο με τη σφήνωση σύμφωνα με τον πίνακα 6.2 των δυνάμεων αγκυρίων της μελέτης, ενώ το αρχικό, εφελκυστικό φορτίο του τένοντα μεταβαλλόταν, έστω και ελαφρά καθ'όλες τις φάσεις των ενδιαμέσων εκσκαφών, λόγω των μετατοπίσεων του εδάφους. Μετά την τελική εκσκαφή, η κατάσταση που δημιουργείται αντιστοιχεί με κατάσταση λειτουργίας, ενώ οι τελικές τιμές των εφελκυστικών φορτίων του τένοντα είναι τα φορτία λειτουργίας που σύμφωνα με την ορολογία του Ευρωκώδικα EC-7 είναι χαρακτηριστικές τιμές P_k. Από τον πίνακα εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

- Στην τριδιάστατη ανάλυση, σε κάθε συγκεκριμένη στάθμη αγκύρωσης τα τελικά φορτία λειτουργίας διαφοροποιούνται ανάλογα με τη θέση της αγκύρωσης στο οριζόντιο επίπεδο x,z . Η μέγιστη τιμή από τα φορτία λειτουργίας αντιστοιχεί στο μέσο του μετώπου, ενώ η ελάχιστη στις γωνίες. Παρατηρείται εντούτοις, ότι οι διαφορές μεταξύ των δύο ακραίων αυτών τιμών είναι μικρότερες από 8% (κυμαίνονται από 3-8%περίπου).
- Οι τιμές των φορτίων λειτουργίας από τη διδιάστατη ανάλυση, σε όλες τις στάθμες είναι υψηλότερες από τις μέγιστες τιμές της τριδιάστατης ανάλυσης (στο μέσο). Ωστόσο, οι ποσοστιαίες διαφορές δεν είναι σημαντικές.
- Ένας από τους ελέγχους επάρκειας της αγκυρώσεως, όπως μελετήθηκε (πέραν των συντελεστών ασφαλείας MSF, οι οποίοι είναι επαρκείς, δηλαδή $\geq 1,375$), είναι η πλήρωση της ακόλουθης ανίσωσης: $P_d \leq R_d$, δηλαδή $\gamma_E \cdot P_k \leq R_d$.
 - a) Οριακή κατάσταση αστοχίας
 Από τη μελέτη προέκυψαν πλευρικές ωθήσεις σε κατάσταση αστοχίας ανά μέτρο μήκους μετώπου, ως εξής: Ενεργός ώθηση $E_a=830,82\text{kN/m}$, παθητικού τύπου αντωθήσεις $E_p=388,71\text{kN/m}$.
 Για αποστάσεις πασσάλων $s=2\text{m}$, προκύπτουν συνολικές δυνάμεις: $\Sigma E_a=1661,64\text{kN}$ (δυσμενής φόρτιση).
 $\Sigma E_p=777,42\text{kN}$ (ευμενής φόρτιση).
 Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις φορτίσεις (γ_F) ή τα αποτελέσματα των φορτίσεων (γ_E) είναι 1,35 ή 1,50 για τις μόνιμες και μεταβλητές φορτίσεις και λαμβάνουμε σταθμισμένη τιμή $\gamma_E=1,40$.
 Τιμή σχεδιασμού $\Sigma E_d=1,40 \cdot 1661,64 - 1,00 \cdot 777,42=1548,88\text{kN}$
 Ανά αγκύριο αντιστοιχεί δράση σχεδιασμού $1548,88/5=309,78\text{kN}$, δηλαδή μικρότερη τιμή από την αντοχή σχεδιασμού $R_{a,d}=655\text{kN}$.
 - b) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
 Από τις αναλύσεις προέκυψε μέγιστη τιμή φορτίου $P_E=P_k=388,1\text{kN}$. Η δράση σχεδιασμού είναι $P_d=\gamma_E \cdot \gamma_m \cdot P_k=388,1\text{kN}$, δηλαδή μικρότερη τιμή από την αντοχή σχεδιασμού $R_{a,d}=655\text{kN}$.
 Σημειώνεται ότι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, ο επιμέρους συντελεστής επί των δράσεων είναι $\gamma_E=1$, ενώ σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα και ο συντελεστής προσομοιώματος είναι $\gamma_m=1$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Σχετικά με την εφαρμογή του Ευρωκώδικα EC-7, κατά τους υπολογιστικούς ελέγχους των αγκυρώσεων, σημειώνεται ότι ο μεν έλεγχος της γενικής ευστάθειας της κατασκευής αντιστήριξης γίνεται σύμφωνα με τον Τρόπο Σχεδιασμού 3 (με εφαρμογή δυνάμεων αγκύρωσης που δεν υπερβαίνουν την τιμή σχεδιασμού αντοχής $R_{a,d}$), ενώ η αντοχή του ίδιου του αγκυρίου, σύμφωνα με τον Τρόπο Σχεδιασμού 2* κατά την ανίσωση $P_d \leq R_{a,d}$, όπου P_d είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου (δράσης) της αγκύρωσης.

Η τιμή σχεδιασμού του φορτίου της αγκύρωσης, P_d , πρέπει να προκύπτει από το σχεδιασμό του αντιστηριζόμενου έργου ως η μέγιστη τιμή από τις εξής:

- τη δύναμη της οριακής κατάστασης αστοχίας, η οποία ασκείται από το αντιστηριζόμενο έργο.
- τη δύναμη της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, η οποία ασκείται από το αντιστηριζόμενο έργο, κατά περίπτωση.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του EC-7, το αγκύριο κατά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας μπορεί να προσομοιωθεί ως γραμμικό ελατήριο, ενώ αφήνονται περιθώρια εκτίμησης του μεγέθους P_d , βάσει του διαγράμματος ουδετέρων ωθήσεων του εδάφους. Αντίστοιχα, κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας, το φορτίο P_d μπορεί να υπολογιστεί βάσει των ενεργών ωθήσεων του εδάφους (λαμβανομένων υπόψη των παθητικών αντωθήσεων κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής). Οι διαφορές μεταξύ των διαφόρων μεθοδολογιών μπορεί να είναι σημαντικές, επομένως μια ακριβής εκτίμηση καταρχάς των φορτίων λειτουργίας-χαρακτηριστικών φορτίων και στη συνέχεια των φορτίων σχεδιασμού, έχει ιδιαίτερη σημασία. Δεδομένου ότι σε μια τέτοια ακριβή εκτίμηση παρεμβαίνει τόσο η αλληλεπίδραση κατασκευής-εδάφους, όσο και η επιτυχής προσομοίωση του εδάφους, είναι φανερό ότι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι η καταλληλότερη. Με βάση αυτή τη διαπίστωση έγιναν οι παραμετρικές αναλύσεις που αναφέρονται στα κεφάλαια 4, 5, καθώς και στην εφαρμογή του κεφαλαίου 6.

2. Συστηματική διερεύνηση ορισμένων βασικών παραγόντων που επηρεάζουν την ανάπτυξη των παραμορφώσεων και το συντελεστή ασφαλείας κατακόρυφου πρηνούς αντιστηριζόμενου με προεντεταμένες αγκυρώσεις έγινε υπό διδιάστατες συνθήκες με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis V8.6. Οι παράγοντες που εξετάστηκαν ήταν οι εξής:

- Ο βασικός τύπος του εδάφους στην περιοχή της εκσκαφής.
- Το βάθος έμπτηξης του πετάσματος D .
- Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, K .
- Το ελεύθερο μήκος των αγκυρών l_i .

- Η αντοχή σχεδιασμού των αγκυρίων $R_{a,d}$.
- Η σχετική δυσκαμψία του πετάσματος αντιστήριξης.

Θεωρήθηκαν δύο βασικοί τύποι εδάφους S1 και S2, εκ των οποίων ο πρώτος θα αντιπροσώπευε αποσαθρωμένο βράχο με υψηλή γωνία εσωτερικής τριβής και πολύ χαμηλή συνοχή και ο δεύτερος υπερστεροποιημένη άργιλο με ανάπτυξη διατμητικής αντοχής λόγω της συνοχής κυρίως.

Το κανονικοποιημένο βάθος έμπηξης εξετάστηκε με τρεις τιμές $D/H=0, 0,15$ και $0,30$, ενώ το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου με τρεις επίσης διατάξεις αγκυρώσεων, που είχαν το ελάχιστο επιτρεπόμενο, μέσο και μεγάλο ελεύθερο μήκος. Η επιρροή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K εξετάστηκε με τρεις τιμές $K=0,2, 0,5$ και 1 , δηλαδή μικρή, μέση και υψηλή τιμή.

Η αντοχή σχεδιασμού εξετάστηκε μέσω της κανονικοποιημένης τιμής $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, ενώ η επιρροή της ακαμψίας του πετάσματος εξετάστηκε για δύο συνηθισμένες περιπτώσεις της πράξης, δηλαδή για σχετικά εύκαμπτο σύστημα με μεταλλικούς πασσάλους και σχετικά δύσκαμπτο με φρεατοπασσάλους επί των οποίων εφαρμόζονται οι δυνάμεις αγκύρωσης.

Δεδομένου ότι εξετάστηκαν κυρίως οι εδαφικές παραμορφώσεις και κατά κανόνα οι συντελεστές ασφαλείας ήταν υψηλοί, τα τελικά φορτία των αγκυρώσεων, όπως προέκυπταν μετά την τελική φάση εκσκαφής θεωρήθηκαν ως χαρακτηριστικά φορτία P_k με κριτήριο την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, επομένως $P_d=P_k$. Κατόπιν αυτού και με τον αυτονόητο περιορισμό ότι $P_d \leq R_{a,d}$ θεωρήθηκε ενιαίος συντελεστής των δυνάμεων τανύσεως $0,8$, δηλαδή οι δυνάμεις τανύσεως σε κάθε περίπτωση ήταν $0,8 \cdot R_{a,d}$.

3. Η επιρροή των παραγόντων που προαναφέρθηκαν αναλύθηκε στο κεφάλαιο 4 και συνοψίζονται οι παρακάτω βασικότερες παρατηρήσεις:

3.1 Ως προς το συντελεστή ασφαλείας έναντι γενικής ευστάθειας MSF εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

- Ένας από τους βασικότερους παράγοντες που επηρεάζει το συντελεστή MSF είναι η κανονικοποιημένη αντοχή αγκυρίων. Με την αύξηση του μεγέθους $\Sigma R_{a,d}/s \cdot \gamma \cdot H^2$, ο συντελεστής ασφαλείας αυξάνεται με υψηλότερο ρυθμό στο έδαφος S1, συγκριτικά με το S2. Η σύγχρονη επιρροή και του τύπου του εδάφους επί της αυξητικής επιρροής του ανωτέρω παράγοντα αποδόθηκε στον τρόπο ανάπτυξης της διατμητικής αντοχής του εδάφους κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης.
- Άλλος σημαντικός παράγοντας που έχει επίσης αυξητική επιρροή επί του συντελεστή MSF είναι το ανηγμένο βάθος έμπηξης. Για το μεγαλύτερο βάθος έμπηξης ($0,3H$) οι τιμές MSF γενικώς είναι σημαντικά υψηλότερες συγκριτικά με τα υπόλοιπα βάθη, η δε επιρροή αυτή φαίνεται ότι είναι σημαντικότερη στην περίπτωση του σχηματισμού S1.

- Ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως K , όπως διαπιστώθηκε δεν έχει την οποιαδήποτε επιρροή επί του MSF, επομένως η αβεβαιότητα εκτίμησης του μεγέθους αυτού δεν επηρεάζει το συντελεστή ασφαλείας.
- Το ελεύθερο μήκος του αγκυρίου λίγο μόνο επηρεάζει το συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση του σχηματισμού S2 παρατηρήθηκε σαφής αύξηση του MSF με την αύξηση του ελευθέρου μήκους, ιδιαίτερα δε για τις υψηλές τιμές αντοχής αγκυρίων. Αντιθέτως, η επιρροή στην περίπτωση του σχηματισμού S1 είναι πολύ μικρότερη. Τούτο θα μπορούσε να αποδοθεί στο ότι στο σχηματισμό S1 που έχει υψηλή γωνία εσωτερικής τριβής και χαμηλή συνοχή, οι επιφάνειες αστοχίας πλησιάζουν τη θεωρητική γραμμή της αστοχίας κατά Rankine ($45^\circ + \phi/2$). Με δεδομένο δε ότι τα ελεύθερα μήκη αγκύρωσης εκτείνονται τουλάχιστον όσο προβλέπει η θεωρητική αυτή περίπτωση δεν υπάρχει ουσιαστική επιρροή για τα μεγαλύτερα μήκη αγκύρωσης. Αντιθέτως, στο σχηματισμό S2, οι επιφάνειες ολίσθησης εκτείνονται σε μεγαλύτερες αποστάσεις από το τοίχιο αντιστήριξης, επομένως ήταν αναμενόμενη η μικρή έστω επιρροή επί του συντελεστή ασφαλείας MSF.
- Συμπερασματικά, ως προς την επιρροή διαφόρων παραγόντων επί του MSF παρατηρείται ότι τελικά, η μορφή της επιφάνειας αστοχίας επηρεάζει το συντελεστή ασφαλείας και υπό αυτή την έννοια ο σημαντικότερος ίσως παράγοντας είναι το βάθος έμπηξης.

3.2 Ως προς την ανάπτυξη των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x :

- Εξετάστηκε για λόγους συγκρίσεως η ανάπτυξη του μεγέθους u_x στη στέψη του κατακορύφου πρανούς. Εντούτοις, η μέγιστη τιμή καθ' ύψος του πρανούς, ma_{u_x} σε όλες τις αναλύσεις ήταν αρκετά υψηλότερη από αυτή της στέψης και η θέση ανάπτυξής της εντοπίστηκε σε βάθος περίπου $2/3H$.
- Σε όλες τις περιπτώσεις των αναλύσεων, οι οριζόντιες μετατοπίσεις είχαν φορά προς το εσωτερικό της εκσκαφής. Σε μία μόνο περίπτωση υψηλής δύναμης προέντασης, η φορά αντιστράφηκε.
- Η κανονικοποιημένη συνολική αντοχή των αγκυρίων επηρεάζει τις οριζόντιες μετατοπίσεις σε συνδυασμό και με άλλους παράγοντες. Αυξημένο μέγεθος αντοχής συνεπάγεται αναλογικά αυξημένες δυνάμεις προέντασης και όσο αυτές αυξάνουν, τα μεγέθη u_x μειώνονται. Ο ρυθμός όμως, μείωσης του u_x φαίνεται να είναι υψηλότερος στον εδαφικό σχηματισμό S1 συγκριτικά με τον S2.
- Ο σημαντικότερος παράγοντας που επηρεάζει το μέγεθος u_x στη στέψη εκτός από τον τύπο του εδάφους (το μέτρο ελαστικότητας του S1 ήταν τριπλάσιο του S2) είναι ο συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων K . Για τις υψηλότερες τιμές K αναπτύσσονται υψηλότερες τιμές u_x .

- Σημαντική είναι και η μειωτική επιρροή του βάθους έμπηξης των πασσάλων επί των οριζοντίων μετατοπίσεων, ιδιαίτερα δε στο σχηματισμό S1. Αντίθετα, στο σχηματισμό S2 (αργιλικής φύσης), η επιρροή είναι σχετικά μικρή για υψηλές δυνάμεις αγκύρωσης.
- Το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων (ενώ το πακτωμένο μήκος παραμένει σταθερό) επηρεάζει γενικά τα μεγέθη u_x . Πιο συγκεκριμένα, για τα μεγαλύτερα ελεύθερα μήκη διαπιστώθηκε ότι οι μετατοπίσεις u_x απομειώνονται τόσο στο σχηματισμό S1, όσο και στο σχηματισμό S2. Εντούτοις, οι ποσοστιαίες διαφορές δεν κρίνονται σημαντικές.

3.3 Ως προς την ανάπτυξη επιφανειακών καθιζήσεων, συμπεραίνονται τα εξής:

- ✓ Ο τύπος του εδάφους και συγκεκριμένα το μέτρο ελαστικότητας E είναι καταρχάς, ο βασικός παράγοντας του μεγέθους της μέγιστης επιφανειακής καθίζησης u_y . Υπο συνθήκες γραμμικής ελαστικότητας τα μεγέθη u_y θα ήταν αντιστρόφως ανάλογα του E , αλλά στις συγκεκριμένες περιπτώσεις των σχηματισμών S1 και S2 παρεμβαίνουν, εκτός του τύπου του εδάφους και άλλοι παράγοντες.
- ✓ Η κανονικοποιημένη αντοχή αγκυρίων επηρεάζει τις τιμές u_y κατά κανόνα μειωτικά. Εντούτοις, σε ορισμένες περιπτώσεις, για υψηλές δυνάμεις προέκτασης παρατηρήθηκε η αντίστροφη τάση, δηλαδή από ενός ορίου και πέρα αύξηση του u_y με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων. Στην τελευταία υποπαράγραφο του αντίστοιχου κεφαλαίου, με ανεξάρτητες αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι με την αύξηση των δυνάμεων αγκύρωσης αυξάνονται οι καθιζήσεις στέψης, καθώς και οι καθιζήσεις σε ορισμένες περιοχές της άνω επιφάνειας.
- ✓ Ο συντελεστής ουδέτερης ώθησης επηρεάζει το μέγεθος u_y με γενική τάση αύξησης των επιφανειακών καθιζήσεων για τις υψηλότερες τιμές K . Η τάση αυτή είναι σαφής στο σχηματισμό S2, όχι όμως και στο σχηματισμό S1, όπου φαίνεται ότι οι τελικές τιμές u_y διαμορφώνονται εκτός από τις τιμές του K και από άλλους παράγοντες.
- ✓ Το βάθος έμπηξης επηρεάζει σαφώς τα μεγέθη u_y και μάλιστα με τη μείωση του βάθους διαπιστώνονται υψηλότερες καθιζήσεις. Η τάση αυτή είναι σαφέστερη και εντονότερη για το σχηματισμό S2.
- ✓ Ως προς την κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων, διαπιστώθηκε ότι σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις των αναλύσεων προέκυψε σαφώς η μορφή κοίλης ή κυρτής καμπύλης επιφανειακών καθιζήσεων. Κυρτή καμπύλη καθιζήσεων διαπιστώθηκε στις περιπτώσεις όπου η κατακόρυφη μετατόπιση στέψης ήταν αρνητική (καθίζηση με τη συμβατική έννοια του όρου και όχι ανύψωση όπως σε άλλες περιπτώσεις). Κυρτή επιφάνεια λοιπόν, παρατηρήθηκε σε όλες τις περιπτώσεις επίλυσης με μηδενικό βάθος έμπηξης, καθώς και στις περιπτώσεις μη

μηδενικού βάθους, αλλά του χαμηλότερου συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως $K=0,2$.

Κοίλη μορφή επιφανειακών καθιζήσεων προέκυψε σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις, δηλαδή σε μη μηδενικό βάθος έμπηξης και συγχρόνως $K=0,5$ ή $K=1$. Στις περιπτώσεις αυτές, διαπιστώθηκε θετική μετατόπιση της στέψης, ως επί το πλείστον, δηλαδή ανύψωση και όχι καθίζηση.

- ✓ Οι επιφανειακές καθιζήσεις τόσο ως προς το μέγεθός τους, όσο και ως προς τη μορφή κατανομής τους εξαρτώνται από την ανάπτυξη της κατακόρυφης μετατόπισης στη στέψη. Για παράδειγμα, αν η μετατόπιση στη στέψη είναι προς τα κάτω, πιθανότατα η μέγιστη καθίζηση να αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο σημείο ή κοντά σε αυτό. Αντίθετα, αν η μετατόπιση είναι προς τα πάνω κατά κανόνα οι καθιζήσεις αναπτύσσονται σε αρκετή απόσταση από το μέτωπο και η μέγιστη τιμή τους εξαρτάται από την ανύψωση στη στέψη.

Με ανεξάρτητες, συμπληρωματικές επιλύσεις επιβεβαιώθηκε ότι οι ανυψώσεις στη στέψη, οι οποίες κατά κανόνα παρατηρήθηκαν, υπερεκτιμώνται κατά τις διδιάστατες αναλύσεις λόγω της προσομοίωσης του τμήματος των πασσάλων που βρίσκεται κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής, ως συνεχούς πλάκας, με μεγάλη παράπλευρη επιφάνεια αντί των πραγματικών, διακριτών στοιχείων που υπόκεινται σε μειωμένες δυνάμεις ανύψωσης προερχόμενες από τις εδαφικές μετατοπίσεις του πυθμένα της γενικής εκσκαφής.

3.4 Η επιρροή της ευκαμψίας του συστήματος αντιστήριξης επί των μετατοπίσεων και του συντελεστή ασφαλείας μελετήθηκε για δύο περιπτώσεις, δηλαδή για σχετικά άκαμπτο σύστημα ή μέσης ευκαμψίας για φρεατοπασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος και για σαφώς εύκαμπτο σύστημα με σιδηροπασσάλους αγκυρώσεως. Από τις αναλύσεις προέκυψαν τα εξής βασικά συμπεράσματα:

- Ο ρυθμός αύξησης του συντελεστή ασφαλείας MSF συναρτήσεως της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων είναι ουσιαστικά ταυτόσημος και στις δύο εξεταζόμενες περιπτώσεις ευκαμψίας, τόσο για το σχηματισμό S1, όσο και για τον S2.
- Αριθμητικές διαφορές του MSF, αναλόγως της ευκαμψίας παρατηρήθηκαν μεν, αλλά πρακτικά είναι ασήμαντες. Διαφορές δεν υπάρχουν, έστω και πολύ μικρές για τις σχετικά υψηλότερες δυνάμεις αγκύρωσης. Συμπερασματικά, η ευκαμψία του τοιχείου αντιστήριξης δεν έχει πρακτική επιρροή επί του συντελεστή ασφαλείας.
- Η επιρροή της ευκαμψίας επί των μετατοπίσεων συνδυάστηκε και με τη μετατόπιση στη στάθμη της πρώτης σειράς αγκύρωσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις, λόγω της αρνητικής μετατόπισης στη στάθμη αυτή (μετατόπιση προς το εσωτερικό του εδάφους και όχι προς την εκσκαφή), η μετατόπιση στη στέψη απομειώνεται για την εύκαμπτη

αντιστήριξη. Κατά κανόνα όμως, οι μετατοπίσεις u_x φαίνονται ελαφρά έστω υψηλότερες στη στέψη για την εύκαμπτη αντιστήριξη.

- ο Η σημαντικότερη επιρροή της ευκαμψίας φαίνεται στις ροπές κάμψης του συστήματος αντιστήριξης και συγκεκριμένα, οι μέγιστες ροπές κάμψης M είναι πολύ υψηλότερες στην περίπτωση του σχετικά πιο άκαμπτου συστήματος, δηλαδή αυτού με φρεατοπασσάλους για τις ίδιες δυνάμεις προέκτασης.

3.5 Οι συστηματικές, διδιάστατες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν αφού θεωρήθηκαν ορισμένες παράμετροι σταθερές μεταξύ των οποίων και η απόσταση του τοιχείου αντιστήριξης από το εγγύς όριο του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων, όπου θεωρήθηκε σταθερά ίση με 10m. Η απόσταση αυτή αντιστοιχεί στο μέγεθος $B/2$ μεταξύ δύο συμμετρικών μετώπων εκσκαφής που έχουν απόσταση B . Προφανώς, το μήκος L των μετώπων θεωρητικά θα είναι άπειρο ή πρακτικά ο λόγος L/H θα είναι αρκετά υψηλός. Για λόγους σύγκρισης με τις τριδιάστατες αναλύσεις που έγιναν για διαφορετικούς λόγους B/H , πραγματοποιήθηκαν πρόσθετες διδιάστατες με τους αντίστοιχους λόγους B/H για λόγους σύγκρισης. Από τα αποτελέσματα των διδιάστατων αναλύσεων για διαφορετικούς λόγους B/H προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι γενικής ευστάθειας MSF πρακτικά δεν επηρεάζεται από το λόγο B/H . Ειδικότερα, για την περίπτωση του σχηματισμού S_2 , οι διαφορές είναι αμελητέες ή δεν υπάρχουν καν.
- Οι οριζόντιες μετατοπίσεις ελαφρά μόνο επηρεάζονται από το λόγο B/H , όπως και οι μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις.
- Συμπερασματικά, η διαφοροποίηση του λόγου B/H έχει μικρές μόνο επιπτώσεις επί των μετατοπίσεων της άνω επιφάνειας.

4. Οι τριδιάστατες αναλύσεις έγιναν με το πρόγραμμα Plaxis 3D Foundation για λόγους B/H και L/H από τη μικρότερη τιμή 1 και μέχρι τιμές που μπορεί να είναι όχι ασυνήθιστες στην πράξη, αλλά δε θα μπορούσαν να θεωρηθούν τόσο υψηλές, ώστε να ευσταθεί η παραδοχή διδιάστατων συνθηκών παραμορφώσεως. Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με τις εξής παραδοχές για τη μείωση κατά το δυνατόν, των διαφόρων παραγόντων, ως εξής:

- Οι κατόψεις εκσκαφών θεωρήθηκαν τετραγωνικές ($B=L$) και τούτο κυρίως για την εξαγωγή ασφαλέστερων συμπερασμάτων κατά τη σύγκριση με τα αποτελέσματα των διδιάστατων αναλύσεων. Υπό αυτή την έννοια, οι συγκρίσεις έγιναν μεταξύ διδιάστατων και τριδιάστατων για τους ίδιους λόγους B/H .
- Θεωρήθηκαν μέσα βάθη πακτώσεως ($D/H=0,15$) και μέσα μήκη ελευθέρων τμημάτων των αγκυρίων ταυτόσημα με αυτά των διδιάστατων.

- Εφαρμόστηκε επίσης ο μέσος συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων $K=0,5$.

Από τις αναλύσεις προέκυψαν τα συμπεράσματα που διατυπώνονται στις επόμενες υποπαραγράφους:

4.1 Η αναμενόμενη συμπεριφορά εκσκαφής με διαστάσεις κάτοψης που δεν είναι πολύ υψηλότερες από το ύψος του τοιχείου αντιστήριξης είναι διαφορετική από αυτήν των διδιάστατων αναλύσεων (δηλαδή για λόγους L/H πολύ υψηλούς), λόγω των τριαξονικών συνθηκών έντασης και παραμορφώσεως που επικρατούν στις γωνίες με αποτέλεσμα την αύξηση των συντελεστών ασφαλείας, τη μείωση των μετατοπίσεων στις γωνίες, τη διαφοροποίηση κατά μήκος της εκσκαφής των μετατοπίσεων και την αντίστοιχη διαφοροποίηση των επιφανειακών καθιζήσεων που δε δίνονται πλέον, υπό μορφή καμπύλης καθιζήσεων (όπως στις διδιάστατες συνθήκες), αλλά υπό μορφή επιφανειών καθιζήσεων.

Οι διαφοροποιήσεις λοιπόν, της συμπεριφοράς της αντιστήριξης μεταξύ των διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων οφείλεται αφενός μεν στις τριδιάστατες συνθήκες του εδάφους που επικρατούν κυρίως στις γωνίες, αλλά και κοντά σε αυτές, όπως επίσης και στις αντίστοιχες συνθήκες φόρτισης από τις προεντεταμένες αγκυρώσεις κλπ. Προκειμένου να γίνει μία ποιοτική έστω εκτίμηση, της γεωμετρικής επιρροής των συνθηκών επί της συμπεριφοράς του εδάφους και μόνο, έγιναν προκαταρκτικές, τριδιάστατες αναλύσεις σε ανυποστήριχτες εκσκαφές με διάφορους λόγους B/H και προέκυψαν τα εξής βασικά συμπεράσματα:

- Ο λόγος B/H επηρεάζει σημαντικά το συνολικό συντελεστή ασφαλείας. Συγκεκριμένα, για τη μικρότερη τιμή $B/H=1$, ο συντελεστής ασφαλείας είναι σημαντικά υψηλότερος από τις υπόλοιπες περιπτώσεις. Η επιρροή αυτή φαίνεται να απομειώνεται για λόγους $B/H \geq 2$. Σημειώνεται ότι υπό διδιάστατες συνθήκες, το υπόψη πραινές δε θα ήταν ευσταθές, δεδομένου ότι ο συντελεστής ασφαλείας θα ήταν αρκετά χαμηλότερος της μονάδας.
- Οι οριζόντιες μετατοπίσεις στη στάθμη της στέψης παρουσιάζουν σημαντικές μεταβολές του μεγέθους τους με μέγιστες τιμές ακριβώς στα μέσα των πλευρών και πολύ μικρές τιμές στις γωνίες.
- Η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση εμφανίζεται σε θέση που αντιστοιχεί στα μέσα των πλευρών και απομειώνεται σημαντικά για λόγους $B/H \leq 2$.

4.2 Οι τριδιάστατες αναλύσεις με την κατάλληλη προσομοίωση των πασσάλων, ως διακριτών χωρικών στοιχείων, του ενδιάμεσου τοιχείου αντιστήριξης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και των αγκυρίων, ως διακριτών γραμμικών στοιχείων για το ελεύθερο μήκος τους και χωρικών στοιχείων πεπερασμένης αντοχής συνάφειας για το πακτωμένο, έγιναν για δύο λόγους $B/H=1$ και $B/H=2,5$, για τους δύο σχηματισμούς $S1$ και $S2$ και διάφορες τιμές της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων, συγκρίσιμες με αυτές των

διδιάστατων αναλύσεων. Τα γενικής φύσεως συμπεράσματα που προέκυψαν είναι τα εξής:

- ❖ Διαπιστώθηκε σαφής τάση αύξησης του συντελεστή ασφαλείας MSF συναρτήσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων και μάλιστα εντονότερη στο σχηματισμό S1.
- ❖ Ο ρυθμός αύξησης του MSF συναρτήσει της αντοχής αγκυρίων είναι διαφορετικός για τις δύο περιπτώσεις λόγου B/H και οι τιμές του MSF για τις ίδιες τιμές αντοχής είναι πολύ υψηλότερες στην περίπτωση του χαμηλού λόγου B/H=1.
- ❖ Παρατηρήθηκε πολύ έντονη διαφοροποίηση των οριζοντίων μετατοπίσεων u_x στη στέψη, όπου οι μέγιστες μεν τιμές αντιστοιχούν στα μέσα των πλευρών, οι δε ελάχιστες στις γωνίες, γενικώς δε, οι μικρότερες αυτές τιμές είναι πρακτικά αμελητέες.
- ❖ Οι μέγιστες, οριζόντιες μετατοπίσεις $max u_x$ στα μέσα των πλευρών, όπως προαναφέρθηκε είναι πολύ υψηλότερες στο σχηματισμό S2 απ'ότι στον S1 με λόγο τιμών που δε δικαιολογείται απλώς και μόνο από την αντίστοιχη διαφοροποίηση του μέτρου ελαστικότητας E μεταξύ των δύο περιπτώσεων.
- ❖ Οι μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις $max u_x$ δε φαίνεται να επηρεάζονται ουσιαστικά από την αντοχή σχεδιασμού, επομένως οι αυξημένες δυνάμεις τάνυσης δεν επιφέρουν μείωση του μεγέθους αυτού, ιδίως στην περίπτωση του μικρού λόγου B/H=1. Για το μεγαλύτερο λόγο B/H=2,5 διαπιστώνεται τάση μικρής μείωσης των μεγίστων οριζοντίων μετατοπίσεων με την αύξηση της αντοχής των αγκυρίων.
- ❖ Οι μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις $max u_y$ που αντιστοιχούν στο ύψος των μέσων των πλευρών, γενικά φαίνεται να αυξάνονται με την αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων. Η τάση αυτή, αν και σχετικά μικρή διακρίνεται σαφώς και για τους δύο λόγους B/H που εξετάστηκαν. Η αύξηση των τιμών $max u_y$ φαίνεται να οφείλεται στην επιβολή των δυνάμεων τάνυσης με κλίση προς τα κάτω που συνεπάγεται αντίστοιχες παραμορφώσεις με φορά προς τα κάτω. Η ανωτέρω τάση επιβεβαιώθηκε με ανεξάρτητες αναλύσεις υπό την υπόθεση αβαρούς ελαστοπλαστικού μέσου.
Η επιβολή των προδιαγραφόμενων δυνάμεων τάνυσης, ενδεχομένως συνεπάγεται ελαφρά αυξημένες επιφανειακές καθιζήσεις σε ορισμένες περιοχές, σε σύγκριση με αντίστοιχες καθιζήσεις για μικρότερες δυνάμεις τάνυσης, όμως αυτό δε θα έπρεπε να εκληφθεί ως άστοχη κατασκευαστική επιλογή. Οι δυνάμεις τάνυσης πλησιάζουν τις αντοχές σχεδιασμού, εφόσον κριτήριο του σχεδιασμού είναι οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που περιλαμβάνουν περιορισμούς, κυρίως των οριζοντίων μετατοπίσεων.

4.3 Από τη σύγκριση των επιλύσεων υπό διδιάστατες και τριδιάστατες συνθήκες προκύπτουν τα εξής:

- ✓ Ο συντελεστής ασφαλείας MSF, ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων έχει πολύ μικρότερες τιμές για τις περιπτώσεις των διδιάστατων συνθηκών, τόσο στο σχηματισμό S1, όσο και στο σχηματισμό S2, σε όλο το εύρος της αντοχής αγκυρίων που εξετάστηκε. Επίσης, οι τιμές MSF είναι σημαντικά υψηλότερες στις περιπτώσεις των τριδιάστατων αναλύσεων με $B/H=1$, έναντι των αντιστοίχων με $B/H=2,5$.
- ✓ Ανεξαρτήτως των διαφοροποιήσεων των τιμών MSF μεταξύ διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων, παρατηρείται ότι ο ρυθμός αύξησης του μεγέθους αυτού, ως συνάρτηση της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων, είναι σχεδόν ο ίδιος.
- ✓ Οι μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις στη στέψη $\max u_x$, για την περίπτωση των διδιάστατων αναλύσεων, είναι ενδιάμεσες μεταξύ των δύο περιπτώσεων των τριδιάστατων αναλύσεων, δηλαδή με $B/H=1$ ή $B/H=2,5$. Όπως ήταν αναμενόμενο, οι μικρότερες οριζόντιες μετατοπίσεις προέκυψαν για το μικρότερο λόγο $B/H=1$. Για σχετικώς μεγάλους λόγους B/H είναι λοιπόν πιθανόν να αναπτυχθεί μεγαλύτερη μέγιστη οριζόντια μετατόπιση κατά τις τριδιάστατες αναλύσεις σε σύγκριση με τις διδιάστατες. Σημειώνεται ωστόσο, ότι υπάρχει έντονη ανισοκατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων κατά μήκος του μετώπου και ότι η υπόψη μέγιστη τιμή είναι σε ένα σημείο μόνο.
- ✓ Αντίστοιχη σύγκριση μεταξύ των δύο τύπων αναλύσεων δε μπορεί να γίνει για τις οριζόντιες μετατοπίσεις στις γωνίες, δεδομένου ότι υπό διδιάστατες συνθήκες δεν έχει φυσικό νόημα το μέγεθος αυτό. Σημειώνεται εντούτοις, ότι οι τιμές των οριζοντίων μετατοπίσεων στις γωνίες είναι πολύ χαμηλότερες από τις μέγιστες τιμές, ιδιαίτερα δε στην περίπτωση $B/H=1$, όπου πρακτικά είναι αμελητέες.
- ✓ Η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση σε όλες τις περιπτώσεις είναι μικρότερη στις διδιάστατες συνθήκες. Μεταξύ των περιπτώσεων των τριδιάστατων συνθηκών και για τους δύο τύπους εδαφών, στην περίπτωση $B/H=1$, οι καθιζήσεις είναι μικρότερες. Η παρατήρηση αυτή δε σημαίνει κατ'ανάγκη ότι υπο τριδιάστατες συνθήκες προκύπτουν πραγματικά μεγαλύτερες καθιζήσεις, επομένως ότι οι συνθήκες αυτές είναι δυσμενέστερες. Καταρχάς, λόγω της ανισοκατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων υπό τριδιάστατες συνθήκες, κατά την έννοια την παράλληλη προς το μέτωπο, η μέγιστη καθίζηση αντιστοιχεί σε ένα και μόνο σημείο. Ο κυριότερος όμως λόγος των υπολογιστικών αποκλίσεων μεταξύ των δύο τύπων αναλύσεων, είναι η υπερεκτίμηση, όπως φαίνεται, των ανυψώσεων στην περιοχή της στέψης κατά τις διδιάστατες αναλύσεις, η οποία έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των υπολογιζόμενων καθιζήσεων. Η υπερεκτίμηση αυτή εξηγήθηκε στην παράγραφο 4.4.7 με κύριο παράγοντα την προσομοίωση των

μεμονωμένων πασσάλων κάτω από τη στάθμη εκσκαφής με συνεχή πλάκα σημαντικά μεγαλύτερης παράπλευρης επιφάνειας.

Ανεξάρτητες αναλύσεις υπό τριδιάστατες συνθήκες, αφενός με την παραδοχή μηδενικών σχεδόν τάσεων πλευρικής συνάφειας μεταξύ πασσάλων και εδάφους κάτω από τη στάθμη γενικής εκσκαφής και πλήρους συνάφειας αφετέρου έδειξαν ότι οι ανυψώσεις του δαπέδου εκσκαφής, πρακτικά λίγο μόνο επηρεάζουν τις μετατοπίσεις στέψης. Αντίστοιχες συγκριτικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες έδειξαν αντιθέτως ότι οι ανυψώσεις του δαπέδου επηρεάζουν πολύ σημαντικά τις μετατοπίσεις στέψης.

- ✓ Ο ρυθμός μεταβολής των μεγίστων επιφανειακών καθιζήσεων συναρτῆσει της κανονικοποιημένης αντοχής αγκυρίων διαφοροποιείται μεταξύ των δύο τύπων αναλύσεων. Ενώ στις τριδιάστατες αναλύσεις υπάρχει σαφής τάση αύξησης των μεγίστων καθιζήσεων με την αύξηση της αντοχής των αγκυρίων, αντιθέτως στις διδιάστατες αναλύσεις, σε ορισμένες περιπτώσεις διακρίνεται τάση μείωσης του μεγέθους αυτού.
- ✓ Διαφοροποιήσεις επίσης επισημάνθηκαν στη μορφή της καμπύλης καθιζήσεων κατά μήκος της γραμμής καθέτως προς τη στέψη και στα μέσα των πλευρών, όπου παρατηρούνται και οι μέγιστες καθιζήσεις. Πιο συγκεκριμένα, στις τριδιάστατες αναλύσεις η καμπύλη αυτή είναι κοίλης μορφής με τη μέγιστη τιμή σχετικά κοντά στη στέψη ή κυρτής μορφής με τη μέγιστη τιμή στη στέψη, σε αντίθεση με τις διδιάστατες, όπου κατά κανόνα στη στέψη έχουμε ανύψωση.

4.4 Γενικά, για τις διαφορές μεταξύ των διδιάστατων και τριδιάστατων αναλύσεων, γίνονται οι εξής παρατηρήσεις:

- ✓ Σκοπός της διεξαγωγής των παράλληλων αυτών αναλύσεων, ήταν η επισήμανση των διαφορών μεταξύ τους και όχι η προσδοκία συγκλίσεως των αποτελεσμάτων σε όλες τις περιπτώσεις. Η τριδιάστατη ανάλυση είναι ακριβέστερη, αλλά θα είχε ενδιαφέρον η επισήμανση τυχόν περιπτώσεων που θα μπορούσαν να αναλυθούν με διδιάστατη, που είναι απλούστερη, όχι όμως εις βάρος της ακρίβειας.
- ✓ Κατά τη διδιάστατη ανάλυση, όλα τα μέτρα υποστήριξης (πάσσαλοι και αγκύρια) προσομοιώνονται ως συνεχή συστήματα κατά μήκος (καθέτως προς το επίπεδο σχεδιάσεως) σαν να ήταν συνεχείς πλάκες με ανηγμένα μεγέθη δυστένειας και δυσκαμψίας ανά μονάδα μήκους. Κατά την τριδιάστατη ανάλυση αντιθέτως, προσομοιώνεται η εκσκαφή σε τρεις διαστάσεις, ενώ τα μέτρα υποστήριξης εισάγονται ως διακριτά στοιχεία με τις πραγματικές τους διαστάσεις. Οι παραπάνω επιλογές είναι αποκλειστικές σε κάθε πρόγραμμα, δεδομένου ότι στη μεν διδιάστατη ανάλυση δεν είναι δυνατή άλλη προσομοίωση, στη δε τριδιάστατη δε θα είχε νόημα προσομοίωση που θα απέκλινε από την πραγματικότητα.

- ✓ Συμπερασματικά, υπάρχουν διαφορές στις προσομοιώσεις που δεν κάνουν άμεσα συγκρίσιμα τα αποτελέσματα των διαφορετικών αναλύσεων. Εντούτοις, δεν επιδιώκεται άμεση σύγκριση υπό αυτή την έννοια, αλλά σύγκριση των αποτελεσμάτων δύο διαφορετικών προσεγγίσεων.

5. Η εφαρμογή που έγινε στο πλαίσιο της εργασίας αυτής αφορά στον επανυπολογισμό τμήματος της αντιστήριξης των πρανών εκσκαφής για την κατασκευή του Νέου Μουσείου Ακροπόλεως. Η συγκεκριμένη τομή είχε ύψος 15,7m, ενώ το μήκος του μετώπου στην υπόψη περιοχή ήταν 14m περίπου. Προσομοιώθηκαν επακριβώς, σύμφωνα με τη μελέτη και την κατασκευή όλα τα απαραίτητα στοιχεία, όπως οι φρεατοπάσσαλοι αγκυρώσεων, οι πέντε σειρές αγκυρώσεων, οι ενδιάμεσες φάσεις εκσκαφής και η στρωματογραφία της γεωτεχνικής μελέτης. Κατά τις επιλύσεις, τόσο στη διδιάστατη, όσο και στην τριδιάστατη εφαρμόστηκαν οι δυνάμεις τάνυσης που είχαν προδιαγραφεί από τη μελέτη. Από τη σύγκριση των δύο επιλύσεων προέκυψαν τα εξής:

- Ο συντελεστής ασφαλείας κατά την τριδιάστατη ανάλυση προέκυψε 2,6 φορές μεγαλύτερος από τη διδιάστατη. Η πολύ μεγάλη αυτή διαφορά οφείλεται στην επιρροή των τριαξονικών συνθηκών στις γωνίες, δεδομένου ότι ο λόγος B/H ήταν ιδιαίτερα χαμηλός, δηλαδή 0,89.
- Η μέγιστη, οριζόντια μετατόπιση κατά την τριδιάστατη ανάλυση προέκυψε με τιμή περίπου διπλάσια αυτής της διδιάστατης ανάλυσης.
- Στις γωνίες, η ελάχιστη οριζόντια μετατόπιση (κατά την τριδιάστατη βεβαίως, ανάλυση) ήταν περίπου 11 φορές μικρότερη από τη μέγιστη.
- Η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση, κατά την τριδιάστατη ανάλυση ήταν περίπου 2,2 φορές μεγαλύτερη από αυτήν της διδιάστατης ανάλυσης.
- Κατά την τριδιάστατη ανάλυση, η ελάχιστη επιφανειακή καθίζηση κατά μήκος του μετώπου στη στάθμη της στέψης ήταν πρακτικά ίση με τη μέγιστη επιφανειακή καθίζηση και τούτο διότι η δυσκαμψία της αντιστήριξης ως προς άξονα παράλληλο προς το μέτωπο, δεν επέτρεψε προφανώς, διαφοροποιήσεις των καθιζήσεων κατά μήκος.
- Στο σχήμα 6.23 του προηγούμενου κεφαλαίου, παρουσιάζεται η κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων επί κατακορύφου επιπέδου κάθετου στο μέτωπο που διέρχεται από το μέσο του συγκριτικά για τις δύο επιλύσεις. Από το σχήμα αυτό επιβεβαιώνεται η γενική τάση ανάπτυξης των επιφανειακών καθιζήσεων, όπως διαπιστώθηκε κατά τις συγκρίσεις αναλόγων επιλύσεων που έγιναν στο κεφάλαιο 6. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται για τη διδιάστατη ανάλυση τάση ελαφράς

έστω, ανύψωσης στη στέψη και θέση του μεγίστου των καθιζήσεων σε αρκετή απόσταση από το μέτωπο. Αντιθέτως, στην τριδιάστατη ανάλυση, παρατηρείται καθίζηση με την τιμή -5,5mm περίπου, ενώ η μέγιστη καθίζηση παρατηρείται σε πολύ μικρή απόσταση από το μέτωπο.

- Οι οριζόντιες μετατοπίσεις που μετρήθηκαν στη μεν περίπτωση αυτού του μετώπου ήταν της τάξης των 4mm, ενώ γενικά σε άλλα μέτωπα (όπου δεν υπήρχε αυτή η επιφόρτιση) κατά κανόνα δεν ξεπέρασαν τα 2-3mm.
- Τελικά, ελέγχθηκε η αντιστήριξη της υπόψη τομής με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EC-7 και με υπολογισμό της χαρακτηριστικής αντοχής, μετά από αξιολόγηση δοκιμών εφελκυσμού και με κριτήριο όχι την αντοχή εξόλκευσης, αλλά το φορτίο ερπυσμού.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Αναγνωστόπουλος Α., Καββαδάς Μ., Παπαδόπουλος Β.: "Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997), Έκδοση Τ.Ε.Ε. (2009).
2. British Standards Institution:"British Standard Code of practice for Ground Anchorages", (1989).
3. DIN 4125:"Ground Anchorages, Design, Construction and Testing" (1990-11).
4. DIN 1054:"Subsoil-Verification of the Safety of Earthworks and Foundations",(2005).
5. Εθνικό Προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 7“(EN 1997)”, Έκδοση Τ.Ε.Ε..
6. Eurocode 7, Geotechnical Design-Part 1: General rules, EN 1997(2007).
7. European Committee for Standardisation, EN 1537: 1996, Execution of special geotechnical work: Ground anchors, (February 1996).
8. European Standard, "Geotechnical Investigation and testing-Testing of geotechnical structures-Part 5: Testing of anchorages",(2005).
9. Ζερβογιάννης Χ.(2008):“Κατασκευές αντιστηρίξεως”, (Διαφάνειες διαλέξεως).
10. International Organization for Standardisation, "Tentative Final Draft of ISO TC 182/SC1, "ISO 22477, Geotechnical Investigation and testing-Testing of geotechnical structures- Part 5: Testing of anchorages”, (2009).
11. Μόκα Ελ. (2008):“Παραμετρική Διερεύνηση γενικής ευστάθειας με προεντεταμένες αγκυρώσεις”, Μεταπτυχιακή Εργασία Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών σπουδών: "Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων”.
12. Νέο Μουσείο Ακροπόλεως (2003): Μελέτη Αντιστηρίξεως Πρανών Εκσκαφής.
13. Plaxis V8.6 Manual.
14. Plaxis 3D-Foundation Manual.
15. Puller M. (1996):"Deep Excavations-Practical Manual”, Thomas Telford Publishing, London.
16. Xanthakos P. (1991):"Ground Anchors and Anchored Structures", John Wiley and Sons Publications U.S.A..
17. Χριστούλας Σ.(1998):“Επιλογές Εφαρμοσμένης Γεωτεχνικής Μηχανικής”, (Κεφ.: Στοιχεία Εύκαμπτων Αντιστηρίξεων και Αγκυρώσεων), Εκδόσεις Συμεών.