

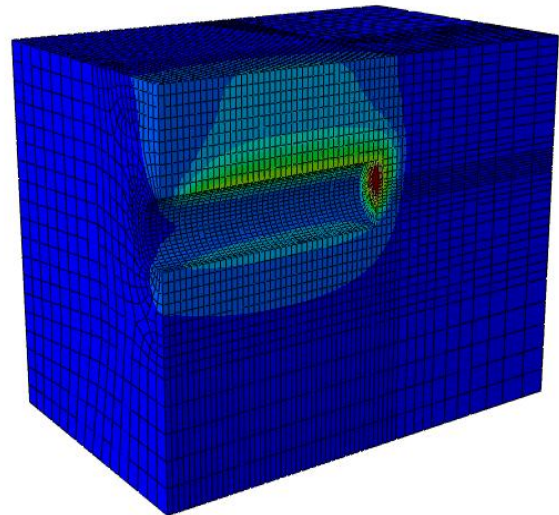


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ
ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ ΑΒΑΘΩΝ
ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΚΑΙ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΟΥΣ ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ
ΜΕΤΩΠΟΥ FIBERGLASS»**

ΙΑΤΡΑΚΗΣ ΒΑΡΔΗΣ



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

Μ. Ι. ΚΑΒΒΑΔΑΣ

ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ ΙΟΥΛΙΟΣ 2011

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η συγγραφή και η ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας δεν θα ήταν δυνατόν να πραγματοποιηθεί χωρίς την καθοδήγηση και την ουσιαστική βοήθεια του κ. Καββαδά Μιχαήλ, Αναπληρωτή Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ. Η εμπειρία του και οι εύστοχες συμβουλές και παρατηρήσεις του συνέβαλλαν καθοριστικά στην εκπόνηση της συγκεκριμένης εργασίας. Για τους παραπάνω λόγους λοιπόν αλλά και κυρίως για το γεγονός ότι μου έδωσε την ευκαιρία να συνεργαστούμε με τρόπο εποικοδομητικό και επιμορφωτικό, νιώθω την ανάγκη να τον ευχαριστήσω θερμά.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον κ. Γ. Προυντζόπουλο, Υποψήφιο Διδάκτορα του Ε.Μ.Π. για την ουσιαστική συμβολή του στο αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας, καθώς και για την υποστήριξη, την καθοδήγηση και τις συμβουλές που μου προσέφερε καθ'όλο το διάστημα της εκπόνησης της.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να απευθύνω και στον κ. Π. Φορτσάκη, Υποψήφιο Διδάκτορα του Ε.Μ.Π. για την τεχνογνωσία που μου προσέφερε πάνω σε θέματα τεχνικά αλλά και για τις κατευθύνσεις που μου έδωσε για τον χειρισμό των λογισμικών, απαραίτητων για την εκπόνηση της εργασίας.

Τελειώνοντας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την οικογένεια μου για την υποστήριξη τους όλον αυτόν τον καιρό, αλλά και όλους τους φίλους μου για την βοήθεια που μου προσέφεραν με βάση την εμπειρία τους από τις δικές τους διπλωματικές εργασίες.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	I
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	V
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΙΚΟΝΩΝ	XI
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ	XIII
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ.....	XV
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	1
ΕΙΣΑΓΩΓΗ-ΣΚΟΠΟΣ	1
1. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΗΡΑΓΓΩΝ	5
1.1 ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ & ΗΜΙ-ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	5
1.2 ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	13
1.3 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	18
1.3.1 ΑΞΟΝΟΣΥΜΜΕΤΡΙΚΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ.....	18
1.3.2 ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ.....	19
1.3.3 ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	20
2. ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΜΕΤΩΠΟΥ ΣΗΡΑΓΓΑΣ	23
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	23
2.2 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ	25
2.3 ΤΡΟΠΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ.....	27
2.4 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	29
2.4.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΟΒΑΡΙ ΚΑΙ ΑΝΑΓΝΟΣΤΟΥ (1994-1996)	31
2.4.2 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ ΚΑΤΑ DAVIS ET AL (1980).....	32
2.4.3 ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΑΤΑ LECA ΚΑΙ DORMIEUX (1983)	33
2.4.4 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (ΤΥΠΟΥ ΚΑΠΝΟΔΟΧΟΥ) ΚΑΤΑ ATKINSON ΚΑΙ POTTS (1977)	34
2.5 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ	35
3. ΜΕΤΡΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕΤΩΠΟΥ ΣΗΡΑΓΓΑΣ	41
3.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....	42
3.2 ΠΡΟΣΤΑΤΕΥΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ	45
3.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	47
ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ.....	49

ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ	53
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΓΚΥΡΙΑ ΜΕΤΩΠΟΥ FIBREGLASS	57
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ ΜΕΤΩΠΟΥ FIBREGLASS	64
4. ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΚΑΙ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ.....	69
4.1 Α. JUNEJA , Α. HEGDE , F.H. LEE , C.H. YEO (2009).....	69
4.1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ.....	69
4.1.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	70
4.1.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	71
4.2 CHUNGSIK YOO & HYUN-KANG SHIN (2002).....	72
4.2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ.....	72
4.2.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	74
4.2.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	78
4.3 JONG-HO SHIN, YONG-KI CHOI, OH-YEON KWON & SANG-DUK LEE (2006)	79
4.3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ.....	79
4.3.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	80
4.3.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	85
4.4 HIROHISA KAMATA & HIDEYO MASHIMO (2003)	86
4.4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ.....	86
4.4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	88
4.4.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	93
5. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ - ΣΚΟΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	95
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	95
5.2 ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	95
5.3 ΟΜΑΔΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ-ΣΚΟΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	99
5.3.1 ΟΜΑΔΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	99
5.3.2 ΣΚΟΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	100
5.4 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	100
5.5 ΒΗΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	104
5.6 ΟΡΙΣΜΟΣ ΜΕΓΕΘΩΝ ΤΗΣ ΕΞΩΘΗΣΗΣ	105
6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	107
6.1 ΕΚΘΛΙΨΗ ΜΕΤΩΠΟΥ ΣΗΡΑΓΓΑΣ.....	107

6.2	ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΑΠΟ ΤΗ ΣΗΡΑΓΓΑ	116
6.3	ΣΥΓΚΛΙΣΕΙΣ ΣΤΕΨΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ	120
6.4	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ	128
6.5	ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΗΚΟΥΣ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΠΡΟΣΤΑ ΑΠΟ ΤΟ ΜΕΤΩΠΟ	146
6.6	ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΣΕ ΜΕΤΩΠΟ ΜΕ ΚΟΝΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ.....	150
7.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	155
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....	159
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	I

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1: Εκτίμηση των συνθηκών διάνοιξης σήραγγας από πλευράς παραμορφώσεων. ...	8
Σχήμα 1.2: Τυπική καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης.....	14
Σχήμα 1.3: Καμπύλη Panet με και χωρίς αντιστήριξη.	15
Σχήμα 1.4: Καμπύλη αποτόνωσης με βάση την οποία εκτιμώνται τάσεις στην προσωρινή επένδυση κατά την εφαρμογή και στην κατάσταση ισορροπίας.....	16
Σχήμα 1.5: Καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης όπου εκτιμώνται οι τάσεις στην υποστήριξη με βάση τη χρονική στιγμή εφαρμογής.	17
Σχήμα 1.6: Μοντέλο προσομοίωσης με διδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία.	20
Σχήμα 1.7: Μοντέλο προσομοίωσης με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία.....	21
Σχήμα 2.1: Χαρακτηριστικές παραμορφώσεις πυρήνα, μετώπου και τοιχωμάτων σήραγγας.	24
Σχήμα 2.2: Αύξηση πιθανότητας αστοχίας με μείωση των οριζόντιων τάσεων σ_3	26
Σχήμα 2.3: Αύξηση πιθανότητας αστοχίας με αύξηση των κατακόρυφων τάσεων σ_1	27
Σχήμα 2.4: Βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου με μείωση των κατακόρυφων τάσεων σ_1	28
Σχήμα 2.5: Μέτωπο χωρίς αγκύρια με μειωμένες οριζόντιες τάσεις (a) και μέτωπο με αγκύρια με διατήρηση των οριζοντίων τάσεων σε υψηλότερα επίπεδα (b).....	28
Σχήμα 2.6: Εκσκαφή μετώπου σε δύο φάσεις.	29
Σχήμα 2.7: Αστοχία κατά κάποιο επίπεδο μπροστά από το μέτωπο με μείωση των οριζόντιων τάσεων.	30
Σχήμα 2.8: Η αστοχούσα σφήνα μπροστά από το μέτωπο.	31
Σχήμα 2.9: Μηχανισμός αστοχίας κατά Kovari-Anagnostou.	31
Σχήμα 2.10: Μηχανισμός αστοχίας κατά Davis et al.	33
Σχήμα 2.11: Μηχανισμοί αστοχίας κατά Leca & Dormieux.	34
Σχήμα 2.12: Μοντέλο αστοχίας (τύπου καπνοδόχου) κατά Atkinson & Potts.....	35
Σχήμα 3.1: Κατανομή εφαπτομενικών και ακτινικών τάσεων γύρω από σήραγγα στην ελαστική περιοχή.	41
Σχήμα 3.2: Απεικόνιση κατακόρυφων αγκυρίων μπροστά από το μέτωπο εγκατεστημένων από την επιφάνεια του εδάφους.	44
Σχήμα 3.3: Εγκατάσταση σωλήνων αποστράγγισης γύρω από τον πυρήνα προώθησης.....	44

Σχήμα 3.4: Απεικόνιση ομπρέλας δοκών προπορείας γύρω από τη στέψη σήραγγας.	46
Σχήμα 3.5: Σχηματική απεικόνιση οριζόντιας εφαρμογής ενέματος γύρω από τον πυρήνα προώθησης.....	46
Σχήμα 3.6: Κατασκευή εδαφοπασσάλων ενέματος από την επιφάνεια του εδάφους.	47
Σχήμα 3.7: Ενίσχυση της ευστάθειας του μετώπου με μείωση των κατακόρυφων τάσεων σ1.....	50
Σχήμα 3.8: Σχηματική απεικόνιση ομπρέλας δοκών προπορείας και υπερκάλυψης αυτών.	51
Σχήμα 3.9: Στατικό προσομοίωμα δοκών προπορείας και αναπτυσσόμενες ροπές.....	52
Σχήμα 3.10: Επιρροή διαμέτρου σήραγγας στο πλάτος των επιφανειακών καθιζήσεων.	55
Σχήμα 3.11: Διατήρηση των τάσεων πίσω από το μέτωπο σε υψηλά επίπεδα αποφεύγοντας την αστοχία.	59
Σχήμα 3.12: Σχηματική απεικόνιση εφαρμογής αγκυρίων σε μέτωπο σήραγγας και του αντίστοιχου καννάβου.	61
Σχήμα 3.13: Απεικόνιση τυπικού αγκυρίου μετώπου, σε εγκάρσια και διαμήκη τομή.	61
Σχήμα 3.14: Συνδυασμοί των αγκυρίων μετώπου fibreglass με άλλα μέτρα ενίσχυσης.....	63
Σχήμα 3.15: Τυπική διατομή σήραγγας με συνδυασμό αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.	65
Σχήμα 3.16: Χαρακτηριστική διατομή στο μετρό Κωνσταντινούπολης όπου χρησιμοποιήθηκε συνδυασμός αγκυρίων fibreglass και δοκών προπορείας.	66
Σχήμα 3.17: Εξέλιξη καθιζήσεων για κάθε μια από τις δύο μεθόδους.	66
Σχήμα 4.1: Χαρακτηριστικά των δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν.	70
Σχήμα 4.2: Έκταση των καθιζήσεων για κάθε περίπτωση.....	71
Σχήμα 4.3: Το εργαστηριακό μοντέλο και το προσομοίωμα της εξωτερικής επένδυσης.	72
Σχήμα 4.4: Οι τρεις διατάξεις και ο αριθμός των αγκυρίων που χρησιμοποιήθηκαν στις δοκιμές.	73
Σχήμα 4.5: Το μοντέλο προσομοίωσης από πεπερασμένα στοιχεία.	74
Σχήμα 4.6: Εξωθήσεις για την περίπτωση του ενισχυμένου και του ανυποστήρικτου μετώπου.	75
Σχήμα 4.7: Οριζόντια μετατόπιση του μετώπου σε σχέση με τον βαθμό αποτόνωσης για την περίπτωση των εργαστηριακών δοκιμών (a) και της αριθμητικής προσομοίωσης (b)....	75
Σχήμα 4.8: Έκταση πλαστικής ζώνης για την περίπτωση του ανυποστήρικτου και του ενισχυμένου μετώπου.	76

Σχήμα 4.9: Απεικόνιση καθιζήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο (α) και μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια με πυκνότητα καννάβου 0,24 αγκ./m ² (b) και 1,08 αγκ./m ² (c).....	77
Σχήμα 4.10: Επίδραση του αριθμού (α) και του μήκους των αγκυρίων (b) στην εξέλιξη των οριζόντιων μετατοπίσεων μετώπου σε σχέση με το βαθμό αποτόνωσης.....	78
Σχήμα 4.11: (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (b) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, χωρίς μέτρα ενίσχυσης.....	81
Σχήμα 4.12: (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (b) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, με δοκούς στη στέψη μήκους 1,0D.....	82
Σχήμα 4.13: (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (b) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, με δοκούς στη στέψη μήκους 1,5D.....	82
Σχήμα 4.14: : (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (b) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, με αγκύρια μετώπου μήκους 1,0D.....	83
Σχήμα 4.15: (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (b) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, με αγκύρια μετώπου μήκους 1,5D.....	83
Σχήμα 4.16: (α)Κατανομή αξονικών δυνάμεων και (b) των καμπτικών ροπών κατά μήκος των δοκών στέψης.	84
Σχήμα 4.17: Εξωθήσεις μετώπου για (α) ανυποστήρικτο μέτωπο και μέτωπο με δοκούς προπορείας και (b) ανυποστήρικτο μέτωπο, αγκύρια μετώπου και συνδυασμό δοκών-αγκυρίων.	84
Σχήμα 4.18: (α)Μοντέλο αριθμητικής προσομοίωσης και (b) οριζόντιες μετακινήσεις συναρτήσει του μήκους των αγκυρίων και της επιφόρτισης.	85
Σχήμα 4.19: Μοντέλο φυγοκεντρική.....	86
Σχήμα 4.20: Μοντέλο αριθμητικής προσομοίωσης με συνοριακές συνθήκες.	88
Σχήμα 4.21: (α)Μορφή αστοχίας για επιτάχυνση 25g και (b) για επιτάχυνση 30g.....	89
Σχήμα 4.22: Κάνναβος αγκυρίων.	89
Σχήμα 4.23: Μορφές αστοχίας ανάλογα με το μήκος των αγκυρίων για (α) αγκύρια σε όλη την έκταση του μετώπου, (b) μόνο στο κατώτερο τμήμα του μετώπου και (c) μόνο στο ανώτερο τμήμα του μετώπου.	90
Σχήμα 4.24: Κατανομή αξονικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών σε αγκύριο μήκους 0,5L για κάνναβο σε όλη την έκταση του μετώπου.	91
Σχήμα 4.25: Διάταξη δοκών προπορείας και ακρυλικού κελύφους πάνω από το μέτωπο. ...	91

Σχήμα 4.26: Μορφές αστοχίας ανάλογα με τον κάρναβο.....	92
Σχήμα 4.27: Κατανομή εφελκυστικών και αξονικών δυνάμεων για μήκος αγκυρίων ίσο με (a) 0,5L και (b)0,25L.....	93
Σχήμα 5.1: Το μοντέλο προσομοίωσης με τις διαστάσεις του.....	96
Σχήμα 5.2: Προσομοίωση μετώπου εκσκαφής με οκτακομβικά πεπερασμένα στοιχεία.	97
Σχήμα 5.3: Προσομοίωση επένδυσης σήραγγας με τετρακομβικά στοιχεία κελύφους.	98
Σχήμα 5.4: Διάταξη δοκών προπορείας στα μοντέλα προσομοίωσης (σύνολο 10).	102
Σχήμα 5.5: Διατάξεις αγκυρίων με a) 19 αγκύρια, b) 26 αγκύρια, c) 33 αγκύρια, d) 45 αγκύρια.	103
Σχήμα 5.6: Γεωστατικές τάσεις (σ_1) στο μοντέλο προσομοίωσης.....	105
Σχήμα 5.7: Προφίλ εξώθησης κατά την κατακόρυφο που διέρχεται από το κέντρο της σήραγγας, για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια.	106
Σχήμα 5.8: Όγκος εξώθησης μετώπου (Pietro Lunardi 2000).....	106
Σχήμα 6.1: Εξωθήσεις μετώπου με και χωρίς δοκούς προπορείας (ελαφριές και βαριές) για έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0.5$	109
Σχήμα 6.2: Εξωθήσεις μετώπου με και χωρίς δοκούς προπορείας (ελαφριές και βαριές) για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0.5$	110
Σχήμα 6.3: Εξωθήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια για έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0.5$	112
Σχήμα 6.4: Εξωθήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0.5$	113
Σχήμα 6.5: Συγκλίσεις στέψης για μέτωπο με και χωρίς δοκούς προπορείας (ελαφριές και βαριές) για έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0.5$	121
Σχήμα 6.6: Συγκλίσεις στέψης για μέτωπο με και χωρίς δοκούς προπορείας (ελαφριές και βαριές) για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0.5$	122
Σχήμα 6.7: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια για έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0.5$	124
Σχήμα 6.8: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0.5$	125
Σχήμα 6.9: Διάταξη των δοκών προπορείας γύρω από το μέτωπο.	131
Σχήμα 6.10: Γράφημα με τη μέγιστη συνισταμένη ροπή κάθε τύπου δοκού συγκρινόμενη με την αντίστοιχη ελαστική και πλαστική ροπή αντοχής για έδαφος $\phi=25$ και $c=17\text{kPa}$	132
Σχήμα 6.11: Μέγιστες ροπές για βαριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια συγκρινόμενες με την αντίστοιχη ελαστική ροπή αντοχής για $K=0,5$ και $K=1,0$ για $\phi=25^\circ$ και $c=20\text{kPa}$	138

Σχήμα 6.12: Σύγκριση κανονικοποιημένων εξωθήσεων για μέτωπο με βαριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια, σε εδάφη με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$, $K=0,5$ και $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$, $K=1,0$	139
Σχήμα 6.13: Μέγιστες ροπές σε βαριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια, συγκρινόμενες με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$, $K=0,5$ και $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$, $K=1,0$	144
Σχήμα 6.14: Κανονικοποιημένες εξωθήσεις για μέτωπο με βαριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια, σε εδάφη με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$, $K=0,5$ και $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$, $K=1,0$	144

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 2.1: Κατάρρευση μετώπου της σήραγγας του Vasto.....	36
Εικόνα 2.2: Κατάρρευση του μετώπου και της κοιλότητας με εξαιρετικά μεγάλες συγκλίσεις.....	37
Εικόνα 3.1: Εγκατάσταση αγκυρίων fibreglass σε μέτωπο σήραγγας.....	43
Εικόνα 3.2: Σύστημα σωλήνων ψύξης γύρω από εκσκαφή για την σταθεροποίηση του εδάφους.....	45
Εικόνα 3.3: Μηχανή ολομέτωπης κοπής TBM.....	48
Εικόνα 3.4: Εκσκαφή σήραγγας σε δύο φάσεις.....	48
Εικόνα 3.5: Εγκατάσταση δοκών προπορείας σε στόμιο σήραγγας.....	49
Εικόνα 3.6: Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος στα τοιχώματα σήραγγας ως προσωρινή επένδυση.....	56
Εικόνα 3.7: Μέτωπο σήραγγας ενισχυμένο με οριζόντια αγκύρια fibreglass.....	58
Εικόνα 4.1: Το εργαστηριακό μοντέλο με την τυπική διατομή της σήραγγας προσομοίωσης.....	79
Εικόνα 6.1: Κατακόρυφες μετακινήσεις σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$ για σήραγγα ενισχυμένη με 45 αγκύρια πεπερασμένου μήκους (μέχρι $\gamma=40\text{m}$).....	151
Εικόνα 6.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$ για σήραγγα ενισχυμένη με 45 αγκύρια πεπερασμένου μήκους (μέχρι $\gamma=40\text{m}$) και βαριές δοκούς προπορείας.....	151

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1: Πίνακας βαθμονόμησης βραχώμαζας σύμφωνα με το σύστημα Bieniawsky (RMR).....	7
Πίνακας 1.2: Εκτίμηση των μέτρων υποστήριξης με βάση την αναμενόμενη σύγκλιση της σήραγγας.....	9
Πίνακας 1.3: Πίνακες βαθμονόμησης βραχώμαζας κατά το σύστημα Barton et al (σύστημα Q).....	11
Πίνακας 1.4: Χαρακτηρισμός ποιότητας βραχώμαζας για σήραγγες κατά Barton et al (σύστημα Q).....	12
Πίνακας 1.5: Πίνακας αξιολόγησης βραχώμαζας με ημιεμπειρικές μεθόδους.....	13
Πίνακας 3.1: Τιμές συντελεστή ασφαλείας και αποτόνωσης με βάση τον συντελεστή υπερφόρτωσης.....	53
Πίνακας 3.2: Περιπτώσεις χρήσης αγκυρίων fibreglass και δοκών προπορείας και συνδυασμού αυτών κατά την φάση σχεδιασμού και κατασκευής.....	67
Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά των τριών εδαφών που χρησιμοποιήθηκαν.....	74
Πίνακας 5.1: Γενικά χαρακτηριστικά εδαφών που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις.....	101
Πίνακας 6.1: Εξωθήσεις μετώπου για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας, και ποσοστιαίες μεταβολές.....	115
Πίνακας 6.2: Εξωθήσεις μετώπου για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια, και ποσοστιαίες μεταβολές.....	115
Πίνακας 6.3: Μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας, και ποσοστιαίες μεταβολές.....	119
Πίνακας 6.4: Μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια, και ποσοστιαίες μεταβολές.....	119
Πίνακας 6.5: Μέγιστες συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας, και ποσοστιαίες μεταβολές.....	127
Πίνακας 6.6 Μέγιστες συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια με, και ποσοστιαίες μεταβολές.....	127
Πίνακας 6.7: Ελαστική και πλαστική ροπή αντοχής των δύο τυπικών δοκών που χρησιμοποιήθηκαν.....	129
Πίνακας 6.8: Ελαστικές και πλαστικές ροπές αντοχής των δοκών με ακαμψίες από 5623 kNm ² /m-61119kNm ² /m.....	131

Πίνακας 6.9: Κανονικοποιημένες εξωθήσεις μετώπου για μέτωπο με βαριές και ελαφριές δοκούς και ποσοστιαίες μειώσεις με χρήση αγκυρίων σε εδάφη με $\phi=25-c=20\text{kPa}$ και $\phi=25-c=17\text{kPa}$ 137

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

Διάγραμμα 6.1. Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$	108
Διάγραμμα 6.2: Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$	108
Διάγραμμα 6.3: Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$	111
Διάγραμμα 6.4: Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$	111
Διάγραμμα 6.5: Επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$	116
Διάγραμμα 6.6: : Επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$	116
Διάγραμμα 6.7: Επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$	117
Διάγραμμα 6.8: Επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$	117
Διάγραμμα 6.9: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$	120
Διάγραμμα 6.10: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$	120
Διάγραμμα 6.11: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$	123
Διάγραμμα 6.12: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$	123
Διάγραμμα 6.13: Κατανομή ροπών στη δοκό Νο1 ελαφρού τύπου και σύγκριση με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=25^\circ-c=20\text{kPa}$ και $\phi=25^\circ-c=17\text{kPa}$	129
Διάγραμμα 6.14: Κατανομή ροπών στη δοκό Νο1 βαρέως τύπου και σύγκριση με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=25^\circ-c=20\text{kPa}$ και $\phi=25^\circ-c=17\text{kPa}$	130
Διάγραμμα 6.15: Σύγκριση συνισταμένης ροπής κάθε τύπου δοκού με την αντίστοιχη ελαστική ροπή αντοχής για έδαφος με $\phi=25$ και $c=17\text{kPa}$	132
Διάγραμμα 6.16: Κατανομή ροπών σε ελαφριές δοκούς με 19 αγκύρια και χωρίς αγκύρια και σύγκριση αυτών με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=25^\circ-c=20\text{kPa}$ και $\phi=25-c=17\text{kPa}$	133

Διάγραμμα 6.17: Κατανομή ροπών σε βαριές δοκούς με 19 αγκύρια και χωρίς αγκύρια και σύγκριση αυτών με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=25^\circ$ - $c=20\text{kPa}$ και $\phi=25^\circ$ - $c=17\text{kPa}$.	134
Διάγραμμα 6.18: Προφίλ εξωθήσεων για βαριές και ελαφριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια (19 αγκύρια) σε έδαφος με $\phi=25^\circ$ και $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$.	135
Διάγραμμα 6.19: Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και μέτωπο με βαριές και ελαφριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια (19 & 45 αγκύρια) σε έδαφος με $\phi=25^\circ$ και $c=20\text{kPa}$.	136
Διάγραμμα 6.20: Προφίλ εξωθήσεων μετώπου για βαριές δοκούς προπορείας με και χωρίς αγκύρια για έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ & $K=1,0$.	139
Διάγραμμα 6.21: Κατανομή ροπών σε δοκούς ελαφρού τύπου με αγκύρια, συγκρινόμενων με την αντίστοιχη ελαστική ροπή αντοχής σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.	140
Διάγραμμα 6.22: Κατανομή ροπών σε δοκούς βαρέως τύπου με αγκύρια, συγκρινόμενων με την αντίστοιχη ελαστική ροπή αντοχής σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.	141
Διάγραμμα 6.23: Προφίλ εξωθήσεων για μέτωπο με δοκούς ελαφρού τύπου σε συνδυασμό με 19, 26, 33 και 45 αγκύρια, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.	142
Διάγραμμα 6.24: Προφίλ εξωθήσεων για μέτωπο με δοκούς βαρέως τύπου σε συνδυασμό με 19, 26, 33 και 45 αγκύρια, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.	142
Διάγραμμα 6.25: Σύγκριση κανονικοποιημένων εξωθήσεων για μέτωπο με βαριές και ελαφριές δοκούς με αγκύρια, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.	143
Διάγραμμα 6.26: Προφίλ εξωθήσεων μετώπου για βαριές δοκούς προπορείας με και χωρίς αγκύρια, για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ & $K=1,0$.	145
Διάγραμμα 6.27: Εξέλιξη των συγκλίσεων στέψης ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για βαριές δοκούς σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$.	147
Διάγραμμα 6.28: Εξέλιξη των συγκλίσεων στέψης ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για βαριές δοκούς σε έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.	147
Διάγραμμα 6.29: Εξέλιξη των συγκλίσεων στέψης ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για ελαφριές δοκούς σε έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.	148
Διάγραμμα 6.30: Εξέλιξη των συγκλίσεων στέψης ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για βαριές δοκούς με 19 αγκύρια σε έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.	149
Διάγραμμα 6.31: Εξέλιξη και κατανομή των ροπών ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για βαριές δοκούς σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$.	150

Διάγραμμα 6.32: Προφίλ εξωθήσεων (στη θέση $\gamma=40\text{m}$) για μέτωπο με 45 αγκύρια πεπερασμένου μήκους (μέχρι $\gamma=40\text{m}$) με και χωρίς δοκούς προπορείας, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$ 152

Διάγραμμα 6.33: Επιφανειακές καθιζήσεις για μέτωπο με 45 αγκύρια πεπερασμένου μήκους (μέχρι $\gamma=40\text{m}$) με και χωρίς δοκούς προπορείας, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$ 152

Διάγραμμα 6.34: Κατανομή ροπών σε δοκό βαρέως τύπου για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια πεπερασμένου μήκους (έως $\gamma=40\text{m}$) σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$ 153

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Τις τελευταίες δεκαετίες με την ραγδαία ανάπτυξη του αστικού ιστού και τη συνακόλουθη αύξηση των αναγκών για γρήγορες και ασφαλέστερες μεταφορές, η τάση για εκμετάλλευση του υπόγειου χώρου με την κατασκευή σηράγγων και συναφών υπόγειων έργων, είναι πιο έντονη από ποτέ. Ταυτόχρονα όμως επιδιώκεται και η βιομηχανοποίηση του τρόπου κατασκευής των σηράγγων έτσι ώστε αυτή να είναι δυνατή υπό οποιοσδήποτε γεωλογικές συνθήκες καθώς και με οποιοδήποτε ύψος υπερκειμένων. Ειδικότερα σε αστικό περιβάλλον πρέπει να είναι δυνατή η κατασκευή σηράγγων με τις μικρότερες κατά το δυνατόν επιφανειακές καθιζήσεις και με πρακτικώς μηδενικές ζημιές στις παρακείμενες επιφανειακές κατασκευές.

Με την συνεχή όμως εξέλιξη της τεχνολογίας, την εμπειρία των προηγούμενων χρόνων αλλά και μετά από πλήθος ερευνών και εργαστηριακών δοκιμών που διεξήχθησαν με τον καιρό, έχει καταστεί πλέον δυνατόν για τους μελετητές η κατασκευή σηράγγων σε συνθήκες οι οποίες τα προηγούμενα χρόνια θεωρούνταν απαγορευτικές και επικίνδυνες. Σε αυτήν την εξέλιξη συνετέλεσε η ουσιαστική κατανόηση των μηχανισμών αστοχίας των σηράγγων, της μεγάλης σημασίας που διαδραματίζει ο πυρήνας προώθησης και η ευστάθεια του μετώπου στην συνολική ευστάθεια της εκσκαφής αλλά και των απαραίτητων επεμβατικών μέτρων, έτσι ώστε η κατασκευή της σήραγγας να καταστεί όσο το δυνατόν πιο ασφαλής και οικονομική.

Προς αυτήν την κατεύθυνση κινείται και το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, στην οποία αρχικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα από παλιότερες έρευνες και εργαστηριακές δοκιμές που αποσκοπούσαν στην μελέτη της επίδρασης των δοκών προπορείας, αλλά και της ενίσχυσης του μετώπου, στην ευστάθεια αυτού. Στη συνέχεια παρουσιάζονται και αναλύονται τα αποτελέσματα από μια σειρά αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, με την βοήθεια του τρισδιάστατου κώδικα πεπερασμένων στοιχείων, ABAQUS, και οι οποίες προσομοιώνουν την διάνοξη σήραγγας μέσα σε διάφορους τύπους εδαφών (έδαφος με σαφώς ευσταθές μέτωπο σήραγγας, έδαφος με οριακή ευστάθεια μετώπου και έδαφος με σαφώς ασταθές μέτωπο). Σκοπός των αναλύσεων είναι αρχικά να μελετηθεί ξεχωριστά η επίδραση των δοκών προπορείας και των αγκυρίων μετώπου fiberglass στην ευστάθεια του μετώπου, αλλά και στη μείωση των καθιζήσεων και των συγκλίσεων, και στη συνέχεια η αλληλεπίδραση των δύο αυτών μέτρων υποστήριξης και πως η συνδυασμένη χρήση τους μπορεί να μειώσει ικανοποιητικά τις παραμορφώσεις της κοιλότητας αλλά και τα εντατικά μεγέθη των ίδιων των μέτρων υποστήριξης. Για να διαπιστωθούν λοιπόν τα παραπάνω, πραγματοποιούνται δοκιμές με διάφορες διατάξεις αγκυρίων και ακαμψίες δοκών προπορείας. Τελικά από την ανάλυση των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι μπορεί να βρεθεί ένας βέλτιστος συνδυασμός δοκών προπορείας και αγκυρίων, ώστε το μέτωπο να καταστεί αρκετά ευσταθές και να περιοριστούν γενικώς οι παραμορφώσεις στην εκσκαφή ακόμα και για τα χαμηλότερης ποιότητας εδάφη.

ABSTRACT

During the last decades, along with the rapid growth of urban network and the consequent increasing needs for faster and safer transport, the tendency of exploiting the underground space by constructing tunnels and other underground constructions, has become stronger than ever. At the same time, the industrialization of the construction of tunnels is sought and thus the construction will be possible under any geological conditions and any overburden height. Particularly in urban environment, the construction of tunnels ought to be possible under the terms of the less possible surface settlements and of practically no substantial damages to the adjacent surface structures.

However, the continuous evolution of technology, the experience gained through the previous years and after a multitude of investigations and laboratory tests, rendered it possible for the designers and civil engineers to construct tunnels in conditions that were previously considered to be prohibitive and dangerous. To this evolvement, the thorough comprehension of the tunnels' failure mechanisms and the simultaneous understanding of the great importance of the advance core to the stability of face and cavity, played an integral role, while determining the appropriate supporting measures so that the construction of the tunnel will be safe and economical, is an important process as well.

The aforementioned information is investigated in this diploma thesis which initially presents the results and conclusions of previous surveys and laboratory tests concerning the impact of forepoles and of the face support on face stability. Then, the results of a series of analysis, which are acquired by the three dimensional finite element code ABAQUS and which represent the boring of a tunnel through various geological conditions (a ground type with clearly stable face, a ground type with marginally stable face and ground type with clearly unstable face), are presented and analyzed. The analysis primarily aim to study separately the effect of the forepoles and the fibreglass face nails, on face stability and also on the reduction of convergence and surface settlements, and additionally to study the interaction of forepoles and fiberglass nails and the way their combined use, can reduce satisfactorily the deformation of the cavity and also the internal forces of the support measures. For this purpose a number of analysis, with various sets (number and combinations) of fiberglass nails and rigidities of forepoles, are held in order to achieve to ascertain all the aforementioned suppositions. At last the analysis and evaluation of the results illustrate that, an optimum combination of forepoles and face nails can be found, so that the face will remain stable and the deformation of the cavity will be minimized even for ground conditions of the lowest quality.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ-ΣΚΟΠΟΣ

Η υπερβολική αύξηση του πληθυσμού των σημαντικότερων αστικών κέντρων που παρατηρείται τις τελευταίες δεκαετίες και ο περιορισμός χώρου που έχει ως συνέπεια, έχουν δημιουργήσει αναπόφευκτα την απαίτηση για την κατασκευή υπόγειων έργων ώστε να διευθετηθούν προβλήματα χώρου αλλά και να εξυπηρετηθούν σωρεία από μεταφορικές ανάγκες μιας σύγχρονης πόλης. Παρόλο που η κατασκευή υπογείων έργων και σηράγγων μπορεί να έχει τεράστιο κόστος, σε πολλές περιπτώσεις είναι αναπόφευκτη λόγω της ανάγκης αύξησης της εξυπηρετικότητας των μέσων μαζικής μεταφοράς αλλά και για να ελαχιστοποιηθούν οι συνέπειες στο αστικό περιβάλλον. Πιο αναλυτικά υπόγεια έργα και σήραγγες κατασκευάζονται για την εξυπηρέτηση των εξής τομέων:

- Σε συγκοινωνιακά αστικά δίκτυα για την αποσυμφόρηση του αστικού οδικού συγκοινωνιακού δικτύου.
- Στις διάφορες ανάγκες των πόλεων για υπόγεια όδευση καλωδίων, εγκαταστάσεων και δικτύων ύδρευσης άρδευσης και αποχέτευσης (υπόνομοι).
- Σε μεγάλα υδραυλικά έργα, όπως στα φράγματα για την προσωρινή εκτροπή της ροής ποταμού.
- Στα ευρύτερα συγκοινωνιακά δίκτυα μιας χώρας, οδικά ή σιδηροδρομικά, για την έλευση διαμέσου ορεινών όγκων και την αποφυγή χαράξεων μεγάλου μήκους.



Εικόνα 1: Σιδηροδρομική σήραγγα.

Η κατασκευή σηράγγων είναι μια πρακτική που εφαρμόζεται εδώ και πολλές δεκαετίες ως έργο πολιτικού και μεταλλειολόγου μηχανικού, είτε αυτή είχε να κάνει παλιότερα με σήραγγες σε ορυχεία και μεταλλεία είτε μεταγενέστερα στα πλαίσια υδραυλικών και συγκοινωνιολογικών έργων και έργων υποδομής. Παρόλα αυτά αρκετές περιπτώσεις

δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, οι οποίες παλαιότερα θεωρούνταν απαγορευτικές για την κατασκευή σηράγγων, σήμερα, με την εξέλιξη της κατανόησης της μηχανικής συμπεριφοράς των διαφόρων γεωυλικών κατά τη διάνοιξη σηράγγων, της τεχνολογίας και των κατασκευαστικών μεθόδων αλλά και με την βιομηχανοποίηση της διαδικασίας κατασκευής, μπορούν ευκολότερα να ξεπεραστούν. Όμως ακόμα και σήμερα δεν είναι δυνατόν να προβλεφθούν οι ακριβείς γεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες που θα συναντηθούν κατά την πρόοδο ενός υπογείου έργου καθιστώντας πολλές φορές αβέβαιη τη διάρκεια και το κόστος κατασκευής του. Επίσης, σε αντίθεση με τις επιφανειακές κατασκευές, στις υπόγειες ο σχεδιασμός είναι αρκετά πιο περίπλοκος και αβέβαιος ενώ η αντιμετώπιση οποιωνδήποτε απρόσμενων προβλημάτων καθίσταται δυσχερέστερη. Επομένως πριν την διεξαγωγή ενός τέτοιου έργου απαιτείται εκτενής μελέτη τόσο για την πρόβλεψη των γεωλογικών συνθηκών όσο και για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των εκάστοτε γεωυλικών.

Επικεντρώνοντας στις αβαθείς σήραγγες, που είναι και το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, είναι η συνηθέστερη περίπτωση κατά την κατασκευή μητροπολιτικών σιδηροδρόμων. Το μικρό βάθος σαφώς προτιμάται για λόγους οικονομικούς και λειτουργικούς καθώς μεγαλύτερο βάθος σημαίνει μεγαλύτερο μήκος, πιο πολύπλοκα συστήματα πρόσβασης και μεγαλύτερο συνολικό κόστος. Στον αντίποδα, εκσκαφή σε μικρό βάθος σημαίνει εργασία σε υποβαθμισμένης ποιότητας υλικό, είτε αυτό είναι ημίβραχος είτε σκληρό έδαφος είτε βραχώμαζα χαμηλής ποιότητας. Σε όλες τις περιπτώσεις αναμένονται φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά ενώ το μικρό βάθος από την επιφάνεια του εδάφους αποτρέπει την πλήρη ανάπτυξη της τοξωτής λειτουργίας του εδάφους πάνω από τη σήραγγα που ανακατανέμει τις τάσεις μπροστά και πάνω από αυτήν.

Η πολυετής εμπειρία από την κατασκευή καταδεικνύει ότι η ενίσχυση της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής αλλά και της ακαμψίας του πυρήνα προώθησης μπροστά από αυτό, είναι εξαιρετικά σημαντική για το σωστό σχεδιασμό της σήραγγας και για τη διατήρηση της ευστάθειας τόσο της ίδιας της κατασκευής όσο και της περιβάλλουσας βραχώμαζας αλλά και των επιφανειακών κατασκευών. Ιδιαίτερα στα αστικά περιβάλλοντα, η πρόκληση επιφανειακών καθιζήσεων με την πρόοδο αβαθούς σήραγγας μπορεί να επιφέρει σοβαρές βλάβες στις παρακείμενες επιφανειακές κατασκευές. Επομένως, η μείωση στο ελάχιστο των επιφανειακών καθιζήσεων αλλά και της οποιασδήποτε διαταραχής του μέσου εκσκαφής, αποτελεί μεγάλη πρόκληση για τον εκάστοτε μελετητή ιδιαίτερα στη σύγχρονη εποχή που η ανάγκη επέκτασης του υπογείου αστικού συγκοινωνιολογικού δικτύου είναι πιο επιτακτική από ποτέ.

Δεκάδες λοιπόν ερευνητικές προσπάθειες έχουν διεξαχθεί τα τελευταία χρόνια προς αυτήν την κατεύθυνση. Στην αναζήτηση, δηλαδή, μεθόδων ενίσχυσης του μετώπου εκσκαφής και της χρυσής τομής ανάμεσα στο κόστος και την αποτελεσματικότητα - ασφάλεια. Ένας συνήθης και αποτελεσματικός συνδυασμός τόσο για τον περιορισμό των επιφανειακών καθιζήσεων όσο και για τη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του

εδάφους του πυρήνα, είναι αυτός των δοκών προπορείας και των αγκυρίων από ίνες γυαλιού ή αλλιώς fibreglass. Η επίδραση ακριβώς αυτών των δύο παραμέτρων, στον περιορισμό της εξώθησης μετώπου και επομένως των επιφανειακών καθιζήσεων, μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία. Πιο συγκεκριμένα εξετάζεται η αλληλεπίδραση μεταξύ αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας και η αποτελεσματικότητα κάθε μέσου ενίσχυσης ξεχωριστά. Επιπλέον, εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για την βέλτιστη διάταξη των δύο αυτών μέτρων ενίσχυσης της ευστάθειας του μετώπου, υπέρβαση της οποίας δεν επιφέρει σημαντική επίδραση στις παραμορφώσεις της σήραγγας και γενικότερα στην ευστάθεια της.

Για τον σκοπό αυτό θα πραγματοποιηθεί σειρά παραμετρικών αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων σε τρεις διαστάσεις και θα διερευνηθεί η επίδραση διαφόρων παραμέτρων στην ευστάθεια της σήραγγας όπως είναι τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους, το ύψος των υπερκειμένων, ο αριθμός των αγκυρίων μετώπου και η ακαμψία των δοκών προπορείας κ.α.

1. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Η πρόβλεψη της συμπεριφοράς μιας σήραγγας κατά την κατασκευή της, ενέχει αρκετές αβεβαιότητες και πόσο μάλλον από τη στιγμή που κατασκευάζεται μέσα σε ένα μέσο ανισότροπο και ανομοιογενές που οι ιδιότητες του είναι δύσκολο να προσδιοριστούν και να συνεκτιμηθούν. Επομένως έγιναν προσπάθειες με το πέρασμα των χρόνων να διαμορφωθούν κάποιες μέθοδοι σχεδιασμού και ανάλυσης των σηράγγων οι οποίες θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν ως οδηγός για τον σχεδιασμό και την κατασκευή μιας νέας σήραγγας. Αυτές οι μέθοδοι διακρίνονται κυρίως σε 3 κατηγορίες. Αυτές είναι οι εμπειρικές και οι ημι-εμπειρικές μέθοδοι, οι αναλυτικές και οι αριθμητικές από τις οποίες κάποιες χρησιμοποιούνται περισσότερο σε πρώτη φάση για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς της σήραγγας, κυρίως όσον αφορά τις παραμορφώσεις και τις συγκλίσεις της, αλλά και για την αρχική (ποιοτική κυρίως) εκτίμηση των απαιτούμενων μέσων υποστήριξης ενώ άλλες (όπως είναι οι αριθμητικές) μπορούν να υπολογίσουν με σχετική ακρίβεια τις παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη ενός δεδομένου μοντέλου προσομοίωσης. Είναι προφανές ότι οι αριθμητικές μέθοδοι αποτελούν και τις πιο μεταγενέστερες καθώς η ανάπτυξη τους και οι δυνατότητες τους συμβαδίζουν με την ανάπτυξη και την εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών (Παπαδόπουλος Β. 2004).

1.1 ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ & ΗΜΙ-ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Οι εν λόγω μέθοδοι έχουν διαμορφωθεί από την εμπειρία όλων των προηγούμενων χρόνων στην κατασκευή σηράγγων και περιλαμβάνουν συγκεντρωμένη την τεχνογνωσία πάνω στην κατασκευή και το σχεδιασμό υπογείων έργων και την αντιμετώπιση συνήθων προβλημάτων που εμφανίζονται κατά τη διάνοιξη. Οι εμπειρικές μέθοδοι χρησιμοποιούνταν κατά κόρον μέχρι και πριν από μερικές δεκαετίες όταν ακόμα δεν είχαν αναπτυχθεί πλήρως οι αριθμητικές μέθοδοι δεν είχε διαδοθεί ακόμα η χρήση υπολογιστών και ανάλογου λογισμικού στο σχεδιασμό έργων πολιτικού μηχανικού, ενώ σήμερα χρησιμοποιούνται κυρίως σε φάση προκαταρκτικής μελέτης. Στηρίζονται στα συστήματα ταξινόμησης της βραχώμαζας όπως είναι το σύστημα γεωμηχανικής ταξινόμησης βραχώμαζας κατά Bieniawski ή αλλιώς σύστημα RMR (1976 με 1979), το σύστημα Q που προκύπτει από την ταξινόμηση βραχώμαζας κατά Barton et al (1974) και τέλος τη μέθοδο ταξινόμησης κατά Hoek και Μαρίνο (2000). Οι παραπάνω είναι οι λεγόμενες ποσοτικές μέθοδοι ταξινόμησης βραχώμαζας. Υπάρχουν και οι ποιοτικές μέθοδοι από τις οποίες η πιο γνωστή είναι η μέθοδος Terzaghi κατά την οποία κριτήρια εντάξεως σε κατηγορίες αποτελούν αφενός η γεωλογική δομή της βραχώμαζας και αφετέρου η εισροή ύδατος.

Σύστημα Bieniawski (RMR): Κατά το σύστημα αυτό, το οποίο προτάθηκε από τον Bieniawski το 1976 και έλαβε την τελική του μορφή το 1979, η ταξινόμηση της βραχώμαζας γίνεται με έξι παραμέτρους, κάθε μία από τις οποίες λαμβάνει μια τιμή. Το άθροισμα των τιμών και των έξι παραμέτρων αποτελεί την τιμή του δείκτη RMR. Οι παράμετροι αυτοί είναι:

- Η αντοχή του συμπαγούς πετρώματος, δηλαδή η αντοχή ανεμπόδιστου θλίψεως του πετρώματος, q_u , (ή δείκτης αντοχής φορτίσεως αιχμής).
- Ο δείκτης ποιότητας βράχου R.Q.D.
- Η συχνότητα και ο προσανατολισμός των ασυνεχειών.
- Το υπόγειο νερό και η πιθανή επιρροή του επί της αντοχής και αστάθειας της βραχώμαζας.
- Η κατάσταση των ασυνεχειών, όσον αφορά την τραχύτητα των εκατέρωθεν επιφανειών τους, το εύρος του κενού που δημιουργούν και το υλικό πλήρωσεως.
- Η απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών.

Οι τιμές των παραπάνω έξι παραμέτρων φαίνονται στον παρακάτω πίνακα 1.1.

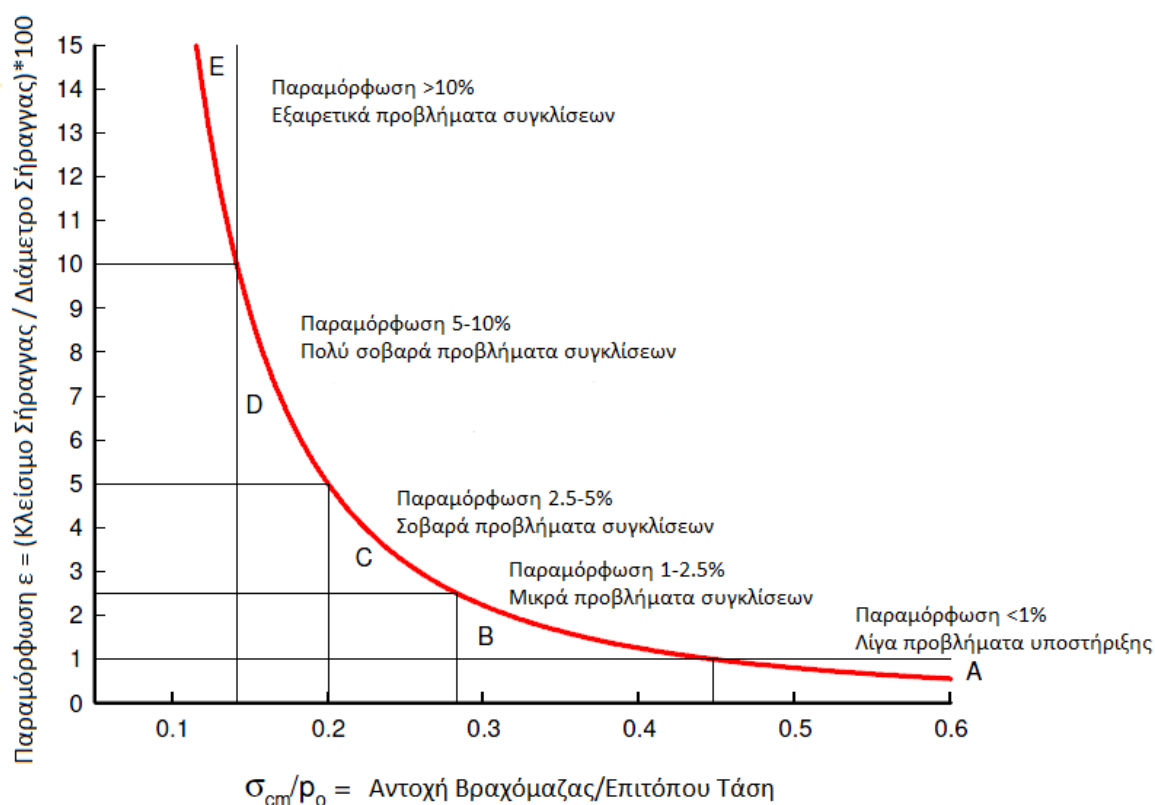
Α. ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΤΑΣΙΜΟΜΗΗΣ ΚΑΙ ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣ ΤΟΥΣ									
1	Αντοχή συμπαγούς πετρώματος	Δείκτης αντοχής σημειακής φόρτισης (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Προσπάται η αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη		
		Αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
Βαθμός			15	12	7	4	2	1	0
2	Ποιότητα πυρήνα (RQD%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Βαθμός			20	17	13	8	3		
3	Απόσταση μεταξύ ασυνεχειών (m)		>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06		
Βαθμός			20	15	10	8	5		
4	Κατάσταση διακλάσεων		Πολύ τραχιές επιφάνειες. Ασυνεχείς. Σκληρά τοιχώματα	Ελαφρά τραχιές επιφάνειες. Διαχωρισμός <1mm. Σκληρά τοιχώματα	Ελαφρά τραχιές επιφάνειες. Διαχωρισμός <1mm. Μαλακά τοιχώματα	Επιφάνεια ολισθησης ή υλικό πλήρωσης <5mm ή διακλάσεις ανοικτές 1 – 5mm. Συνεχείς διακλάσεις	Μαλακό υλικό πλήρωσης πάχους > 5mm ή διακλάσεις ανοικτές > 5mm. Συνεχείς διακλάσεις		
	Βαθμός			30	25	20	10	0	
5	Υπόγειο νερό	Εισροή για 10m μήκους της σήραγγας	Καμιά	< 10l/min	10-25l/min	25-125l/min	> 125l/min		
		Τιμή κλάσματος πίεσης νερού διακλάσεων δια της μέγιστης κύριας τάσης	0	0.0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Γενικές συνθήκες	Εντελώς στεγνό	Λίγο υγρό	Υγρό	Νερό υπό μέτρια πίεση	Σοβαρά προβλήματα νερού		
		Βαθμός			15	10	7	4	0
Β. ΠΡΟΣΑΡΜΟΓΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΠΡΟΣΑΝΑΤΟΛΙΣΜΟ ΤΩΝ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ									
Διεύθυνση και κλίση διακλάσεων			Πολύ ευνοϊκή	Ευνοϊκή	Μέτρια	Δυσμενής	Πολύ δυσμενής		
Βαθμός	Σήραγγες		0	-2	-5	-10	-12		
	Θεμελιώσεις		0	-2	-7	-15	-25		
	Ποιότητα		0	-5	-25	-50	-60		
Γ. ΤΑΣΙΜΟΜΗΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΚΑΙ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ ΤΗΣ									
Κατηγορία			I	II	III	IV	V		
Χαρακτηρισμός			Πολύ καλή	Καλή	Μέτρια	Πτωχή	Πολύ πτωχή		
Βαθμολογία			100-81	80-61	60-41	40-21	<20		
Δ. ΤΕΧΝΙΚΗ ΣΗΜΑΣΙΑ ΤΑΣΙΜΟΜΗΗΣ									
Κατηγορία			I	II	III	IV	V		
Μέσος χρόνος διατηρήσεως τομής			10 έτη για άνοιγμα 15m	6 μήνες για άνοιγμα 8m	1 εβδομάδα για άνοιγμα 5m	10 ώρες για άνοιγμα 2.5m	30 λεπτά για άνοιγμα 1m		
Συνοχή βραχώμαζας			>400	300-400	200-300	100-200	<100		
Γωνία τριβής βραχώμαζας			>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°		

Διεύθυνση κάθετη στον άξονα της σήραγγας				Διεύθυνση παράλληλη προς τον άξονα της σήραγγας	
Προχώρηση σύμφωνα με την κλίση		Προχώρηση κάθετα προς την κλίση			
Κλίση 45°-90°	Κλίση 20°-45°	Κλίση 45°-90°	Κλίση 20°-45°	Κλίση 45°-90°	Κλίση 20°-45°
Πολύ ευνοϊκή	Ευνοϊκή	Μέτρια	Δυσμενής	Πολύ δυσμενής	Μέτρια
Κλίση 0°-20°: Δυσμενής ανεξάρτητα από την κατεύθυνση					

Πίνακας 1.1: Πίνακας βαθμονόμησης βραχώμαζας σύμφωνα με το σύστημα Bieniawsky (RMR).

Ο δείκτης RMR αναπτύχθηκε με βάση την εμπειρία από στοές ορυχείων όπου συνήθως η βραχώμαζα είναι καλής ποιότητας, με $RMR > 40$. Να σημειωθεί πάντως ότι για βραχώμαζα φτωχής ποιότητας, με $RMR < 40$, η μέθοδος δεν είναι πρόσφορη.

Μέθοδος Hoek & Μαρίνος (2000): Οι Hoek και Μαρίνος ανέπτυξαν μια μέθοδο εκτίμησης της πιθανότητας πρόκλησης προβλημάτων και αστάθειας κατά τη διάνοιξη σήραγγας βάσει του διαγράμματος της παραμόρφωσης (ποσοστιαίας) των τοιχωμάτων της σήραγγας συναρτήσει του λόγου της αντοχής της βραχώμαζας προς τις επιτόπου γεωστατικές τάσεις. Ένα τέτοιο διάγραμμα φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 1.1) και αναφέρεται σε ανυποστήρικτες σήραγγες. Να αναφερθεί ότι η ποσοστιαία παραμόρφωση, ϵ , ορίζεται ως ο λόγος της αξονικής παραμόρφωσης στα τοιχώματα της σήραγγας προς τη διάμετρο της.



Σχήμα 1.1: Εκτίμηση των συνθηκών διάνοιξης σήραγγας από πλευράς παραμορφώσεων [7].

Ταυτόχρονα όμως οι Hoek και Μαρίνος ανάλογα με το ποσοστό παραμόρφωσης και την πιθανότητα πρόκλησης αστάθειας στα τοιχώματα της σήραγγας προτείνουν τα ανάλογα μέτρα υποστήριξης. Αυτά φαίνονται και στον παρακάτω πίνακα.

	Παραμόρφωση (%)	Γεωτεχνική θεώρηση	Τύπος υποστήριξης
A	Λιγότερο από 1	Λίγα προβλήματα αστάθειας. Απλές μέθοδοι σχεδιασμού μπορούν να χρησιμοποιηθούν. Τα συνιστώμενα μέτρα προστασίας μπορεί να εκτιμηθούν ικανοποιητικά από τις ταξινομήσεις βραχώμαζας.	Απλές συνθήκες. Η χρήση αγκυρίων ή/και εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι η συνήθης πρακτική.
B	1 έως 2,5	Μέθοδοι σύγκλισης αποτόνωσης χρησιμοποιούνται για την πρόβλεψη του σχηματισμού της πλαστικής ζώνης στη βραχώμαζα που περιβάλλει τη σήραγγα και για την αλληλεπίδραση μεταξύ της προοδευτικής ανάπτυξης της ζώνης αυτής και των διαφόρων τύπων υποστήριξης.	Μικρά προβλήματα που συνήθως αντιμετωπίζονται με αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Μερικές φορές προστίθενται και ελαφρα πλαίσια ή δικτυωτά πλαίσια για πρόσθετη ασφάλεια.
C	2,5 έως 5	Συνήθως χρησιμοποιείται διδιάστατη ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία ενσωματώνοντας τα στοιχεία της υποστήριξης και την διαδοχή των φάσεων κατασκευής. Η αστάθεια στο μέτωπο συνήθως δεν είναι ένα ιδιαίτερο πρόβλημα.	Σοβαρά προβλήματα συγκλίσεων που απαιτούν γρήγορη τοποθέτηση της υποστήριξης και επιμελημένη εκτέλεση των εργασιών. Γενικώς επιβάλλεται η χρήση βαριών πλαισίων ενσωματωμένων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
D	5 έως 10	Ο σχεδιασμός της σήραγγας ελέγχεται από την αστάθεια του μετώπου και, αν και γενικώς χρησιμοποιείται διδιάστατη ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, απαιτείται κάποια εκτίμηση της δράσης των δοκών προπορείας και της ενίσχυσης του μετώπου.	Πολύ σοβαρές συγκλίσεις και προβλήματα ευστάθειας του μετώπου. Συνήθως απαιτούνται δοκοί προπορείας, ενίσχυση του μετώπου και πλαίσια ενσωματωμένα στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
E	Μεγαλύτερη του 10	Σοβαρά προβλήματα στην ευστάθεια του μετώπου και μεγάλες συγκλίσεις στην σήραγγα δημιουργούν ένα ιδιαίτερα δύσκολο πρόβλημα τριών διαστάσεων για το οποίο δεν διατίθεται ακόμα αποτελεσματική μέθοδος σχεδιασμού. Τις περισσότερες φορές οι λύσεις βασίζονται στην εμπειρία.	Εξαιρετικά προβλήματα συγκλίσεων. Συνήθως χρησιμοποιούνται δοκοί προπορείας και ενίσχυση του μετώπου. Ολισθαίνοντα πλαίσια ενδεχομένως να απαιτούνται σε ακραίες καταστάσεις έναντι των κλασικών πλαισίων.

Πίνακας 1.2: Εκτίμηση των μέτρων υποστήριξης με βάση την αναμενόμενη σύγκλιση της σήραγγας [7].

Παρατηρούμε λοιπόν ότι για παραμορφώσεις $\epsilon < 1\%$ έχουμε μικρά προβλήματα αστάθειας ενώ τα μέτρα υποστήριξης μπορούν να περιοριστούν απλά στη χρήση αγκυρίων και εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Για παραμορφώσεις από 1% μέχρι 2,5% αναμένονται κάποια μικρά προβλήματα συγκλίσεων, με πιθανή ανάπτυξη πλαστικής ζώνης, τα οποία αντιμετωπίζονται με τη χρήση αγκυρίων, εκτοξευόμενου σκυροδέματος και ενδεχομένως ελαφρών πλαισίων για πρόσθετη ασφάλεια. Για παραμορφώσεις από 2,5% έως 5% αναμένονται σοβαρά προβλήματα συγκλίσεων αλλά όχι τόσο σημαντικά στην ευστάθεια του μετώπου. Σε αυτή την περίπτωση απαιτείται γρήγορη τοποθέτηση της υποστήριξης και επιμελημένη εκτέλεση των εργασιών ενώ επιβάλλεται η χρήση βαριών πλαισίων ενσωματωμένων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Όταν οι παραμορφώσεις κυμαίνονται από 5% ως 10% αναμένονται πολύ σοβαρά προβλήματα συγκλίσεων και ευστάθειας μετώπου για την αντιμετώπιση των οποίων απαιτούνται δοκοί προπορείας, ενίσχυση του μετώπου με αγκύρια και πλαίσια ενσωματωμένα στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Τέλος για παραμορφώσεις που υπερβαίνουν το 10% τα προβλήματα συγκλίσεων και ευστάθειας μετώπου επιδεινώνονται δραματικά και για την αντιμετώπιση τους επιστρατεύονται δοκοί προπορείας, αγκύρια για την ενίσχυση του μετώπου και ενδεχομένως ολισθαίνοντα πλαίσια έναντι των κλασικών πλαισίων. Στην τελευταία δυσμενέστερη περίπτωση σημαντικό ρόλο για την έγκαιρη αντιμετώπιση των προβλημάτων, παίζει και η εμπειρία των μελετητών.

Barton et al (1974-Σύστημα Q): Με το σύστημα αυτό βαθμονομείται η ποιότητα της βραχώμαζας με τον συντελεστή Q, σύμφωνα με τη σχέση:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (1.1)$$

Όπου: RQD: Ο δείκτης ποιότητας βραχώμαζας.

J_n : Ο αριθμός των ομάδων ασυνεχειών (οικογενειών ασυνεχειών).

J_r : Ο αριθμός που χαρακτηρίζει την τραχύτητα των ασυνεχειών.

J_a : Ο βαθμός εξαλλοίωσης των επιφανειών των ασυνεχειών.

J_w : Ο συντελεστής αναφερόμενος στην κατάσταση των υπογείων υδάτων.

SRF: Ο συντελεστής αναγωγής τάσεων.

Ο λόγος (RQD/ J_n) εκφράζει το μέσο μέγεθος των τεμάχων που συνιστούν τη βραχώμαζα, ο δεύτερος λόγος (J_r/J_a) εκφράζει τα χαρακτηριστικά διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών της βραχώμαζας και τέλος ο τρίτος λόγος (J_w/SRF) εκφράζει τις τάσεις που επικρατούν στη βραχώμαζα. Να σημειωθεί ότι στην παραπάνω σχέση ο δείκτης ποιότητας βραχώμαζας, RQD, εισάγεται με την επί τοις % τιμή του, ενώ αν προκύψει $RQD < 10\%$, χρησιμοποιείται η συμβατική τιμή 10. Οι τιμές όλων των παραπάνω συντελεστών λαμβάνονται από κατάλληλους πίνακες και με βάση την τιμή του συντελεστή Q, αξιολογείται ανάλογα η βραχώμαζα (Πίνακας 1.3 και Πίνακας 1.4).

Α. ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΙΚΟΓΕΝΕΙΩΝ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ		Jn		
Συμπλεγείς ή λίγες ασυνεχείες		0.5-1.0		
Μια οικογένεια		2.0		
Δύο οικογένειες	Για διασταυρώσεις 3Jn	4.0		
Τρεις οικογένειες	Για εισόδους 2Jn	9.0		
Τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες, πολύ διακλασμένο πέτρωμα		15.0		
Κοινοτοποιημένο πέτρωμα (σαν εδαφος)		20.0		
Ες περιπτώση εμφάνισης και τυχαίων οικογενειών ασυνεχειών γίνεται παρεμβολή				
Β. ΤΡΑΧΥΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ		Jr		
Ασυνεχείς διακλάσεις		4.0		
Τραχείες, κυματοειδείς, ακανόνιστες		3.0		
Ομαλές, κυματοειδείς		2.0		
Τραχείες επίπεδες / ολισθηρές κυματοειδείς		1.5		
Ομαλές επίπεδες		1.0		
Ολισθηρές επίπεδες		0.5		
Ασυνεχείς με παχύ υλικό πλήρωσης χωρίς όμως να εφάπτονται τα τοιχώματα		0		
Όταν η μέση συχνότητα των κύριων οικογενειών διακλάσεων ξεπερνά τα 3m προστίθεται η τιμή 1				
Γ. ΥΛΙΚΟ ΠΛΗΡΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΣΑΘΡΩΣΗ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ		Ja		
α	Χωρίς υλικό πλήρωσης	Φ (ενδεικτική τιμή)		
	Επιουλωμένες διακλάσεις	25°-30°	0.75	
	Ιχνη αποσαθρωσης στις παρειές («λεκιασμένες»)	25°-30°	1.0	
	Αμμώδης υμένος – ελαφρά αποσαθρωμένες παρειές	20°-25°	2.0	
	Ιλλοαργιλικός υμένος («σπέρδος»)	8°-16°	3.0	
	Υμένος από ορυκτά αργιλικά ή μικρής γωνίας φ (τάλης, χλωρίτης, γύψος)		4.0	
	Υμένος πάχους 1-2mm			
	β	Με υλικό πλήρωσης		
		Από άμμο ή κοινοτοποιημένο πέτρωμα	25°-30°	4.0
		Από σκληρή άργιλο πάχους <5mm (συνεχείς)	16°-24°	6.0
Από μαλακή άργιλο πάχους <5mm (συνεχείς)		12°-16°	8.0	
Από διογκούμενη άργιλο πάχους <5mm (συνεχείς) (η τιμή εξαρτάται από το ποσοστό του διογκούμενου υλικού)		6°-12°	8.0-12.0	
Ζώνες από αποσυντεθειμένο πέτρωμα και άργιλο (ανάλογα με το είδος του υλικού)			6.0-8.0 ή 8.0-12.0	
Ζώνες από ιλλιώδη ή αμμώδη άργιλο, λίγη μη μαλακή άργιλος			5.0	
Από σκληρή άργιλο >5mm πάχους			10.0	
Από μαλακή άργιλο >5mm			13.0	
Από διογκούμενη άργιλο >5mm			13.0-20.0	
Δ. ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΥΔΑΤΩΝ		Jw		
Στεγνό πέτρωμα ή λίγο νερό (τοπικά Sl/m ³)		1.0		
Μέτρια εισροή νερού / μέση πίεση 1-2.5kg/cm ²		0.66		
Μεγάλη παροχή ή πίεση (ρωγμές χωρίς υλικό πλήρωσης)		0.5		
Μεγάλη παροχή ή πίεση (ρωγμές με υλικό πλήρωσης που αποπλένεται)		0.33		
Υψηλή παροχή ή πίεση (10atm) με προοδευτική μείωση υψηλή συνεχής παροχή		0.2-0.1		
Αύξηση του συντελεστή Jw εφόσον υπάρχει αποστράγγιση				

Ε. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΝΑΓΩΓΗΣ ΤΑΣΕΩΝ			SRF
α	Ασθενείς ζώνες που τέμνουν ή μπορούν να χαλαρώσουν τη βραχώδη με την κατασκευή της σήραγγας. Οι τιμές του SRF μειώνονται κατά 25-50% όταν οι κατατμημένες ζώνες δεν τέμνουν το έργο αλλά απλώς το επηρεάζουν		
	Αφθονές ασθενείς ζώνες με αργιλικό υλικό ή αποσαθρωμένο πέτρωμα, πολύ χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα για οποιοδήποτε βάθος		10
	Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες όπως παραπάνω (βάθος σήραγγας <50m)		5.0
	Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες (βάθος σήραγγας >50m)		2.5
	Αφθονές κατατμημένες ζώνες σε σκληρό πέτρωμα χωρίς αργιλικό υλικό, χαλαρό περιβάλλον υλικό για οποιοδήποτε βάθος		7.5
	Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες όπως παραπάνω (βάθος σήραγγας <50m)		5.0
	Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες (βάθος σήραγγας >50m)		2.5
	Χαλαρές ανοικτές ασυνεχείες έντονα διακλασμένη μάζα σε οποιοδήποτε βάθος		5.0
β	Σκληρό πέτρωμα, κατάσταση τάσεων	σ_1/σ_3	σ_1/σ_3
	Χαμηλές τάσεις, κοντά στην επιφάνεια	>200	>13
	Μέσες τάσεις	200-10	13-0.66
	Υψηλές τάσεις, πολύ σφικτή δομή	10-5	0.66-0.33
	Μαλακή «εκτίναξη» σκληρού πετρώματος	5-2.5	0.33-0.16
	Έντονη «εκτίναξη» σκληρού πετρώματος	<2.5	<0.16
γ	Συμπιεστό πέτρωμα, πλαστική ροή αλκιμου πετρώματος κάτω από υψηλές τάσεις		
	Μέτρια πίεση από τη συμπίεστικότητα		5-10
	Μεγάλη πίεση από τη συμπίεστικότητα		10-20
δ	Διογκούμενο πέτρωμα, χημική διογκωση σε συνάρτηση με την πίεση του νερού		
	Μέτρια πίεση		5-10
	Μεγάλη πίεση		10-15

Πίνακας 1.3: Πίνακες βαθμονόμησης βραχώδους κατά το σύστημα Barton et al (σύστημα Q).

Q	Χαρακτηρισμός ποιότητας βραχώμαζας για σήραγγες
<0.01	Εξαιρετικά πτωχή
0.01-0.1	Πάρα πολύ πτωχή
0.1-1.0	Πολύ πτωχή
1.0-4.0	Πτωχή
4.0-10.0	Μέτρια
10.0-40.0	Καλή
40.0-100.0	Πολύ καλή
100.0-400.0	Πάρα πολύ καλή
>400.0	Εξαιρετικά καλή

Πίνακας 1.4: Χαρακτηρισμός ποιότητας βραχώμαζας για σήραγγες κατά Barton et al (σύστημα Q).

Συμπερασματικά οι εμπειρικές μέθοδοι ακόμα και σήμερα θεωρούνται ένα σημαντικό εργαλείο για το σχεδιασμό και τη διάνοιξη σηράγγων, αλλά και μια πρώτη προσέγγιση για τις αναμενόμενες συγκλίσεις και τα κατάλληλα μέτρα υποστήριξης, περισσότερο όμως όσον αφορά τη φιλοσοφία αυτών και όχι τόσο τη διαστασιολόγηση τους. Πρέπει όμως να σημειωθεί ότι αυτές αναφέρονται κυρίως σε κάποιες συγκεκριμένες γεωτεχνικές συνθήκες με πλήθος απλοποιητικών παραδοχών και έτσι δεν ενδείκνυται η γενίκευση τους, καθώς όπως είναι γνωστό κατά τη διάνοιξη μιας σήραγγας συναντάται μια τεράστια ποικιλία γεωτεχνικών-γεωλογικών συνθηκών και συγκυριών. Επίσης οι εμπειρικές μέθοδοι αδυνατούν γενικώς να βγάλουν ένα ασφαλές συμπέρασμα για την συμπεριφορά του μετώπου, να προβλέψουν την τάξη μεγέθους των αναμενόμενων συγκλίσεων και να

Οι ημι-εμπειρικές μέθοδοι από την άλλη περιλαμβάνουν τα εξής:

- Γεωτεχνική ταξινόμηση της βραχώμαζας.
- Επιλογή των μέτρων υποστήριξης με βάση την ταξινόμηση της βραχώμαζας και κάποια εμπειρική μέθοδο (π.χ. Barton et al)
- Εκτίμηση των φορτίων της βραχώμαζας στην υποστήριξη με κάποια εμπειρική μέθοδο (π.χ. Terzaghi, Protodyakonov, κ.α.)
- Έλεγχος επάρκειας των μέτρων υποστήριξης με στατική ανάλυση.

A/A	Κατηγορία πετρώματος	Υψος φορτίου
1	Συμπαγές σκληρό	0
2	Σκληρό σε στρώσεις ή σχιστολιθικό	$0 \div 0.5 \cdot b$
3	Συμπαγές μέτρια διακλασμένο	$0 \div 0.25 \cdot b$
4	Μέτρια διακλασμένο	$0.25 \cdot b \div 0.35 \cdot (b+h)$
5	Πολύ διακλασμένο	$0.35 \cdot (b+h) \div 1.1 \cdot (b+h)$
6	Ενετελώς θραυσμένο	$1.1 \cdot (b+h)$
7	Συμπιεστό σε μέσο βάθος	$1.1 \cdot (b+h) \div 2.1 \cdot (b+h)$
8	Συμπιεστό σε μεγάλο βάθος	$2.1 \cdot (b+h) \div 4.50 \cdot (b+h)$
9	Διογκούμενο	μέχρι 80m ανεξάρτητα από το ύψος και πλάτος της σήραγγας

Πίνακας 1.5: Πίνακας αξιολόγησης βραχόμαζας με την μέθοδο Terzaghi.

Σημαντικότερο πλεονέκτημα των ημι-εμπειρικών μεθόδων είναι η ιδιαίτερη ευκολία και απλότητα στην χρήση τους ενώ από τα μειονεκτήματα της σημαντικότερο είναι ότι τα θεωρούμενα φορτία εκ της βραχόμαζας συνήθως αναφέρονται σε διαφορετικές συνθήκες και συνεπώς δεν είναι ορθά. Για παράδειγμα με τη μέθοδο Bieniawski τα φορτία που υπολογίζονται αναφέρονται σε σχετικώς καλής ποιότητας βραχόμαζα με $RMR > 50$ ενώ για βραχόμαζες με $RMR < 50$ τα υπολογιζόμενα φορτία είναι πολύ μικρά. Τέλος η μέθοδος Protodyakonov υπολογίζει φορτία για μικρά βάθη σηράγγων ενώ για μεγαλύτερα βάθη τα υπολογιζόμενα φορτία είναι πολύ μικρά.

1.2 ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Στις αναλυτικές μεθόδους σχεδιασμού σηράγγων επιχειρείται ο αναλυτικός υπολογισμός, με μαθηματικά μοντέλα και εξισώσεις, της παραμορφωσιακής συμπεριφοράς της περιβάλλουσας βραχόμαζας, όπως και των μεταβολών των τάσεων κατά την προώθηση και εκσκαφής της σήραγγας. Τέτοια μαθηματική σχέση που περιγράφει την σύγκλιση $u_R(x)$ του τοιχώματος ανυποστήρικτης σήραγγας σε απόσταση x (με $x > 0$) πίσω από το μέτωπο εκσκαφής, είναι αυτή του Panet:

$$u_R(x) = u_R(0) + [u_{R\infty} - u_R(0)] \left\{ 1 - \left[\frac{m}{m + \xi \left(-\frac{x}{R} \right)} \right]^2 \right\} \quad (1.2)$$

όπου: $u_{R\infty}$ = η τελική σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας σε μεγάλη απόσταση ($x = -\infty$) πίσω από το μέτωπο εκσκαφής.

R = η ακτίνα της σήραγγας

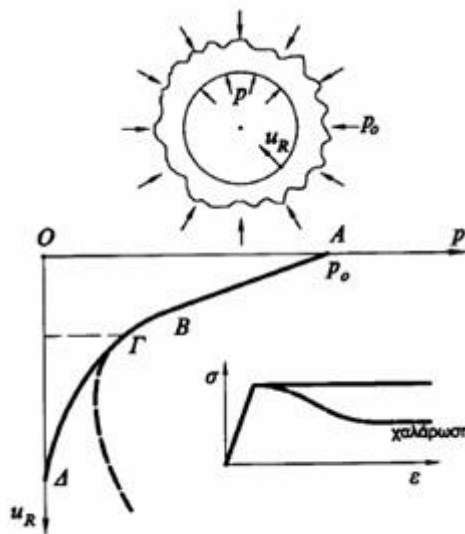
$u_R(0)$ = σύγκλιση του τοιχώματος στο μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας (θέση $x = 0$).

m = συντελεστής που εξαρτάται από το συντελεστή υπερφόρτισης της βραχόμαζας $N_s = 2p_0 / \sigma_{cm}$.

$\xi = u_{R\infty}^e / u_{R\infty} =$ συντελεστής που ισούται με το λόγο της ελαστικής προς την ελαστοπλαστική τελική σύγκλιση. Για ισότροπη βραχώμαζα η ελαστική τελική σύγκλιση δίνεται από τη σχέση:

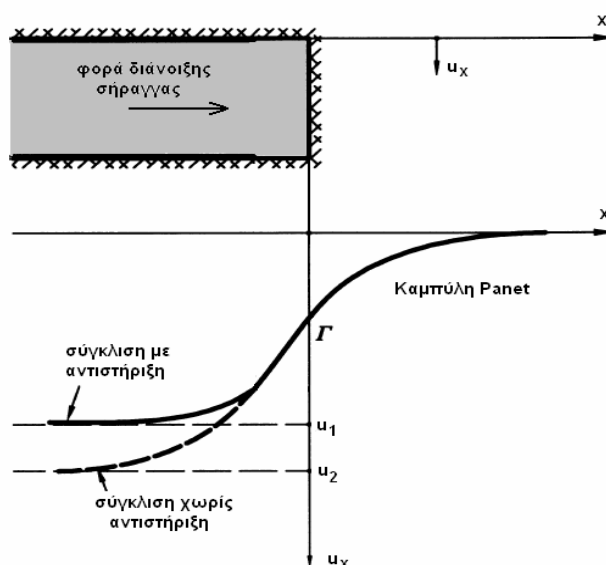
$$u_{R\infty}^e = \frac{p_0}{2G} R \quad (1.3)$$

Με βάση λοιπόν τις επιλύσεις από τέτοιες μαθηματικές σχέσεις, προκύπτουν διαγράμματα αποτόνωσης τάσεων-συγκλίσεων (Σχήμα 1.2) για τον προσδιορισμό των τελικών συγκλίσεων, της πιθανότητας εμφάνισης πλαστικής ζώνης και των αναγκαίων μέτρων υποστήριξης ώστε να αποφευχθεί η πλαστικοποίηση γύρω από τη σήραγγα.



Σχήμα 1.2: Τυπική καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης [18].

Πάνω σε τέτοιες καμπύλες συγκλίσεων –αποτόνωσης στηρίχτηκαν και οι καμπύλες Panet και Chern που απεικονίζουν την κατανομή των συγκλίσεων σε συνάρτηση με την απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής (Σχήμα 1.3).



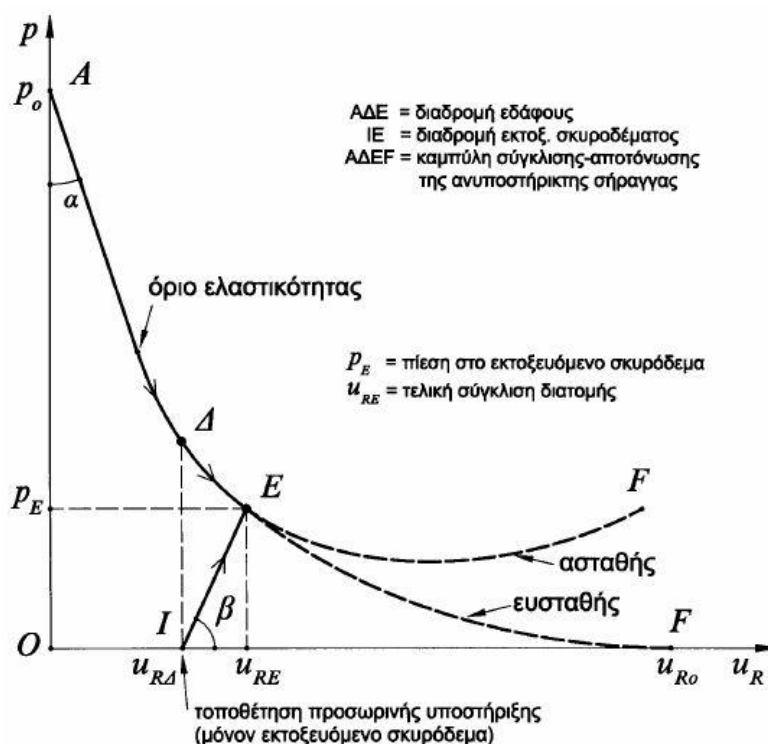
Σχήμα 1.3: Καμπύλη Panet με και χωρίς αντιστήριξη [18].

Παρατηρούμε από τις καμπύλες ότι οι συγκλίσεις ξεκινούν εμπρός από το μέτωπο διάνοιξης (προσύγκλιση), ενώ στη θέση του μετώπου ένα σημαντικό ποσοστό της συνολικής σύγκλισης, της τάξεως του 30%-35%, έχει ήδη λάβει χώρα (για ανυποστήρικτη σήραγγα). Οι καμπύλες αυτές στηρίζονται σε σχέσεις ελαστικών και ανελαστικών παραμορφώσεων με κύρια χαρακτηριστικά το μέτρο ελαστικότητας, E , του εδάφους και το λόγο Poisson, ν . Επίσης από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης παρατηρούμε ότι με την έναρξη των συγκλίσεων αρχίζει παράλληλα και η αποτόνωση των εφαπτομενικών τάσεων που ασκούνται στα τοιχώματα της σήραγγας.

Στις αναλυτικές μεθόδους λοιπόν, για την προσομοίωση αυτής ακριβώς της αποτόνωσης των τάσεων χρησιμοποιείται η ισοδύναμη εσωτερική πίεση, p_i , η οποία προφανώς για ένα συγκεκριμένο σημείο πριν την έναρξη των συγκλίσεων και τη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας, ισούται με τις επί τόπου γεωστατικές τάσεις, p_0 . Με την πρόοδο της διάνοιξης της σήραγγας και επομένως της αύξησης των παραμορφώσεων, η εσωτερική πίεση σταδιακά μειώνεται έως ότου φτάσουμε σε συνθήκες πλήρους αποτόνωσης όπου προφανώς μηδενίζεται (Σχήμα 1.4).

Με χρήση των παραπάνω καμπυλών μπορεί να προσδιοριστεί η χρονική στιγμή τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης όπως και η εσωτερική πίεση τη στιγμή εκείνη αλλά και η τελική πίεση στην υποστήριξη στην κατάσταση ισορροπίας. Για την εκτίμηση των παραπάνω είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του βαθμού αποτόνωσης των εδαφικών τάσεων, λ . Αν υποθέσουμε ότι η εσωτερική πίεση τη στιγμή της εγκατάστασης της προσωρινής υποστήριξης είναι p_Δ (όπως φαίνεται και στο σχήμα), τότε ο βαθμός αποτόνωσης την στιγμή εκείνη είναι:

$$\lambda = 1 - \frac{p\Delta}{p_0}, \quad (1.4)$$



Σχήμα 1.4: Καμπύλη αποτόνωσης με βάση την οποία εκτιμώνται τάσεις στην προσωρινή επένδυση κατά την εφαρμογή και στην κατάσταση ισορροπίας [18].

όπου: p_0 : οι αρχικές γεωστατικές τάσεις.

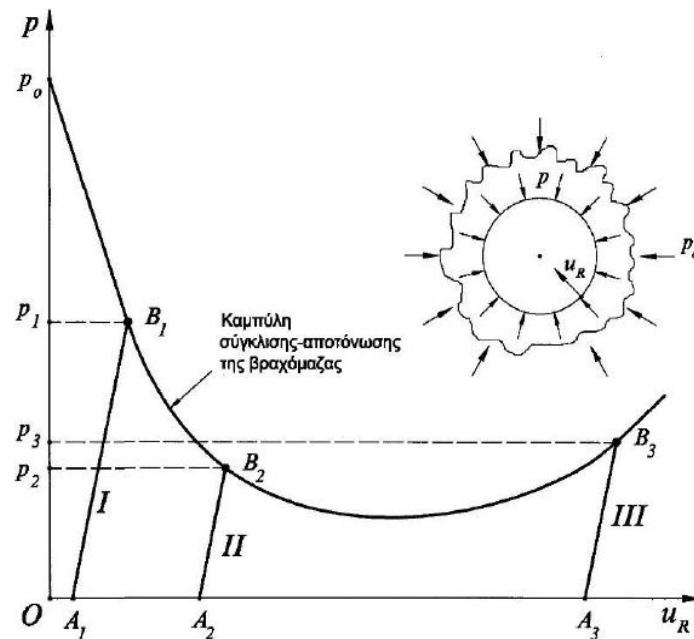
Δηλαδή ο βαθμός αποτόνωσης εκφράζει τη μείωση της εσωτερικής πίεσης από την αρχική της τιμή, p_0 , σε μία μικρότερη τιμή, p .

Η προσομοίωση της διάνοιξης και της υποστήριξης της σήραγγας γίνεται σε δύο φάσεις στις αναλυτικές μεθόδους.

1. Η εσωτερική πίεση μειώνεται από (p_0) σε (p). Η σύγκλιση της διατομής που προκύπτει αντιστοιχεί στη μετακίνηση του τοιχώματος πριν από την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης.
2. Τοποθετούνται τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ) και στη συνέχεια η εσωτερική πίεση μειώνεται από (p) στο μηδέν. Αυτή η μείωση της εσωτερικής πίεσης προκαλεί κάποια περαιτέρω σύγκλιση του τοιχώματος και φόρτιση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης.

Είναι λογικό ότι όσο αργότερα τοποθετηθούν τα μέτρα υποστήριξης τόσο μικρότερη πίεση θα ασκείται πάνω τους στην κατάσταση πλήρους αποτόνωσης και τόσο μεγαλύτερο ποσοστό συγκλίσεων θα έχει ήδη εκδηλωθεί. Οπότε είναι κατανοητό ότι η σωστή επιλογή της χρονικής στιγμής για την τοποθέτηση της υποστήριξης, είναι ένα πολύ

σημαντικό και κρίσιμο ζήτημα. Πιο συγκεκριμένα καθυστερημένη τοποθέτηση τους (σημείο B_3) ίσως να έχει ως συνέπεια τη δημιουργία πλαστικής ζώνης μεγάλης έκτασης, αποδιοργάνωση της βραχώμαζας και κίνδυνο κατάρρευσης (Σχήμα 1.5). Στον αντίποδα βιαστική τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης (σημείο B_1) να μην θα επιτρέψει την εκδήλωση συγκλίσεων, αλλά θα επιβάλλει υψηλές πιέσεις πάνω στην επένδυση (Μ.Καββαδάς 2004).



Σχήμα 1.5: Καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης όπου εκτιμώνται οι τάσεις στην υποστήριξη με βάση τη χρονική στιγμή εφαρμογής.

Ενώ λοιπόν οι αναλυτικές μέθοδοι γενικώς δίνουν μια ικανοποιητική εικόνα για την εξέλιξη των συγκλίσεων πριν και μετά το μέτωπο συναρτήσει της αποτόνωσης των τάσεων, παρουσιάζουν και κάποια σημαντικά μειονεκτήματα. Πιο συγκεκριμένα αγνοούν ειδικές γεωτεχνικές συνθήκες όπως είναι η κλίση των στρωμάτων του βράχου ή η ύπαρξη σφηνών ενώ θεωρούν και πολλές άλλες απλοποιητικές παραδοχές. Πάντως οι αναλυτικές μέθοδοι συγκλίνουν ικανοποιητικά για τις παραδοχές ότι η σήραγγα είναι κυκλικού σχήματος και κατασκευάζεται σε μεγάλο βάθος όπου το εντατικό πεδίο θεωρείται ισότροπο. Επίσης λαμβάνουν υπόψη μόνο την προσωρινή υποστήριξη και όχι και την τελική. Λόγω όμως του ότι οι μέθοδοι αδυνατούν να προβλέψουν την ακριβή εξέλιξη των παραμορφώσεων σε μια σήραγγα, έχουν αρχίσει ήδη να εγκαταλείπονται, και οι μελετητές ακολουθούν πλέον το μονοπάτι των αριθμητικών μεθόδων που προσφέρουν μεγαλύτερη ακρίβεια και αξιοπιστία.

1.3 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Στις αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης γίνεται χρήση ηλεκτρονικών υπολογιστών και κατάλληλου λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών ή διακριτών στοιχείων, για την προσομοίωση του εδαφικού μέσου μέσα στο οποίο κατασκευάζεται μια σήραγγα, των μέτρων υποστήριξης και των διαδοχικών φάσεων κατασκευής της. Με το λογισμικό αυτό είναι δυνατή η σχετικά ακριβής προσομοίωση των διαστάσεων της σήραγγας, του ύψους υπερκειμένων, της αρχικής εντατικής κατάστασης, των μηχανικών χαρακτηριστικών των μέτρων υποστήριξης και του εδαφικού μέσου αλλά και η περιγραφή της συμπεριφοράς όλων αυτών σύμφωνα με κάποιο κριτήριο αστοχίας. Χρησιμοποιούνται προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων τόσο διδιάστατων όσο και τρισδιάστατων αναλύσεων τα οποία είναι σε θέση να λάβουν υπόψη τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης μεταξύ της περιβάλλουσας βραχώμαζας και των στοιχείων άμεσης υποστήριξης και μόνιμης επένδυσης της σήραγγας, ενώ προσομοιώνουν τα συστατικά υλικά του προβλήματος με χρήση καταστατικών νόμων συμπεριφοράς ικανών να λάβουν υπόψη τα φαινόμενα μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών (ελαστοπλαστικά με ιξώδη ή μη συμπεριφορά). Η προσομοίωση, τέλος, των φάσεων εκσκαφής πραγματοποιείται με προσομοιώσεις προβλημάτων με μεταβλητά όρια και διαστάσεις. Το γεωυλικό προσομοιώνεται με ελαστικά ελατήρια και για κάθε στοιχείο χρησιμοποιούνται εξισώσεις κίνησης για την εύρεση των μετακινήσεων και κατά συνέπεια των εντατικών μεγεθών με βάση τα χαρακτηριστικά ελαστικής συμπεριφοράς που έχουν δοθεί ως δεδομένα. Χρησιμοποιώντας επαναληπτικές μεθόδους και τα αποτελέσματα και τις επιλύσεις των προηγούμενων βημάτων ως δεδομένα, υπολογίζονται οι μετακινήσεις και τα εντατικά μεγέθη σε κάθε νέο βήμα.

Συμπερασματικά λοιπόν, με τις αριθμητικές μεθόδους είναι δυνατή η επίλυση πολύπλοκων μοντέλων με ικανοποιητική ακρίβεια, σε λογικά χρονικά πλαίσια (ανάλογα βέβαια και με την ακρίβεια που απαιτεί ο μελετητής και την πυκνότητα των στοιχείων στο εκάστοτε μοντέλο), δίνοντας μας ταυτόχρονα τη δυνατότητα να εποπτεύουμε και να ελέγχουμε τα αποτελέσματα σε κάθε φάση ανάλυσης, καθώς και να επεμβαίνουμε και να διορθώνουμε τυχόν λάθη στις παραμέτρους του μοντέλου.

Τρεις είναι οι βασικότερες κατηγορίες των αριθμητικών μεθόδων οι οποίες αναφέρονται παρακάτω:

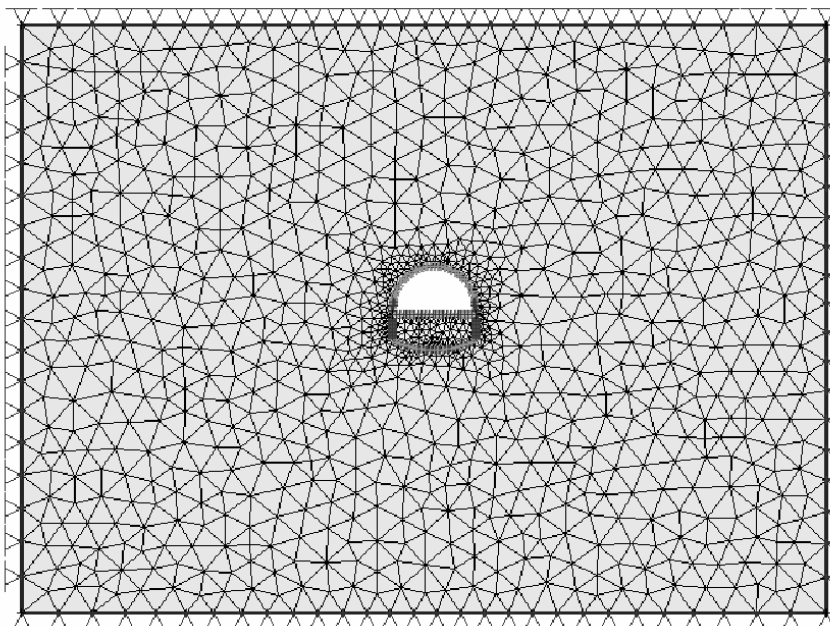
1.3.1 ΑΞΟΝΟΣΥΜΜΕΤΡΙΚΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Στη συγκεκριμένη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων θεωρείται ένα τεταρτοκύκλιο της σήραγγας και των μέτρων ενίσχυσης και ολόκληρο το προσομοίωμα κατασκευάζεται με περιστροφή του τεταρτοκύκλιου γύρω από τον άξονα. Έτσι αναπόφευκτα η ακριβής προσομοίωση κάποιων μέτρων υποστήριξης, όπως είναι τα αγκύρια και οι δοκοί προπορείας, δεν είναι εφικτή καθώς αυτά με βάση αυτή την λογική θα προσομοιώνονται ως συνεχόμενα κυκλικά κελύφη γύρω από την σήραγγα και όχι ως στοιχεία δοκών ή

εφελκυστικές ράβδοι. Επίσης η συγκεκριμένη μέθοδος για ενισχυμένο μέτωπο δείχνει μείωση τόσο στις εξωθήσεις του πυρήνα όσο και στις συγκλίσεις και στις προσυγκλίσεις. Αξίζει όμως να αναφερθεί ότι αναλύσεις που έγιναν με τη συγκεκριμένη μέθοδο έδειξαν ότι δεν είναι δυνατόν να ελεγχθούν οι εξωθήσεις και οι προσυγκλίσεις μόνο μεταβάλλοντας την δυσκαμψία της επένδυσης αλλά και την απόσταση από το μέτωπο στην οποία θα τοποθετηθούν. Αυτό σημαίνει ότι είναι αδύνατον να επιδιορθωθεί ότι έχει συμβεί μπροστά από το μέτωπο μόνο με την επένδυση της σήραγγας πίσω από το μέτωπο. Βασικό μειονέκτημα της μεθόδου είναι η αδυναμία της να υπολογίσει τα φορτία που ενεργούν στην προσωρινή αλλά και στην τελική επένδυση (Pietro Lunardi 2000).

1.3.2 ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

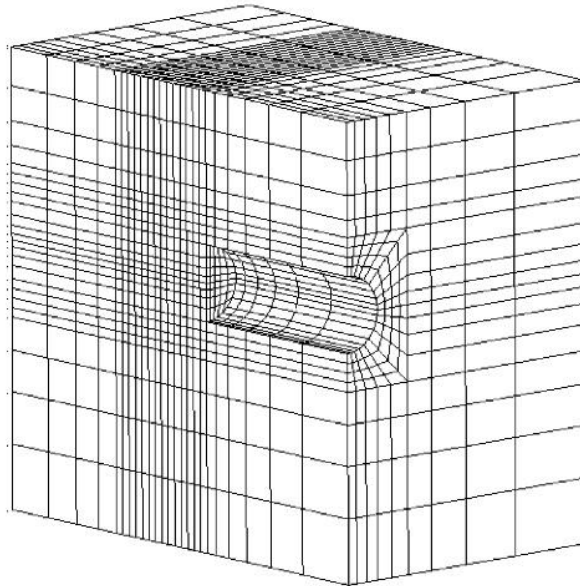
Είναι η μέθοδος που μέχρι πριν λίγα χρόνια αποτελούσε τη συνηθέστερα χρησιμοποιούμενη για την ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης σηράγγων, με πεπερασμένα στοιχεία, βασιζόμενη στην παραδοχή της επίπεδης παραμόρφωσης. Κατά τη μέθοδο αυτή προσομοιώνονται τα διαδοχικά στάδια εκσκαφής και υποστήριξης της σήραγγας καθώς και η χρονική υστέρηση στην τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης μετά την εκσκαφή κάποιας φάσης. Με τη μέθοδο αυτή είναι δυνατόν να υπολογιστούν οι παραμορφώσεις του τοιχώματος της σήραγγας, η έκταση της πλαστικής ζώνης στη βραχόμαζα γύρω από τη σήραγγα καθώς επίσης και η ένταση των μέτρων άμεσης υποστήριξης όπως είναι τα αγκύρια και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ενώ μπορούν να προσομοιώσουν και εντατικές καταστάσεις που δεν είναι αποκλειστικά υδροστατικού τύπου. Βασικό μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι επιλύει ένα πρόβλημα, που είναι κατά φύσιν τρισδιάστατο, σε δύο διαστάσεις. Έτσι υπολογίζει παραμορφώσεις κάθε φορά μόνο σε μια διατομή της σήραγγας αγνοώντας έτσι προσυγκλίσεις και συγκλίσεις πίσω από το μέτωπο για την εκτίμηση των οποίων χρησιμοποιούνται καμπύλες Panet. Επίσης η διδιάστατη αριθμητική μέθοδος αδυνατεί να προσομοιώσει την επίδραση του μετώπου στην συμπεριφορά της σήραγγας και της ακαμψίας αυτού στην εξέλιξη των παραμορφώσεων (συγκλίσεων-προσυγκλίσεων). Όσον αφορά τα πλεονεκτήματα της (τουλάχιστον έναντι των τρισδιάστατων αναλύσεων) το βασικότερο είναι ο μειωμένος υπολογιστικός χρόνος για κάθε ανάλυση καθώς έχουμε μόνο ένα επίπεδο. Να σημειωθεί ότι στις περιπτώσεις που δεν επιτρέπεται (από προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων διδιάστατης ανάλυσης) η απομείωση των εσωτερικών τάσεων κατά τον βαθμό αποτόνωσης, λ, μπορεί να χρησιμοποιηθεί εναλλακτικά η μέθοδος της ισοδύναμης χαλάρωσης της βραχόμαζας στο εσωτερικό της σήραγγας (ground loosening method). Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η μείωση του μέτρου ελαστικότητας από την αρχική τιμή (E_0) σε μια μικρότερη τιμή (E) σε μια περιοχή της βραχόμαζας (συγκεκριμένα στην περιοχή όπου πρόκειται να εκσκαφτεί η σήραγγα) προκαλεί σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας με τον ίδιο τρόπο που θα προκαλούσε η μείωση της εσωτερικής πίεσης από την αρχική τιμή (p_0) σε μια μικρότερη τιμή (p).



Σχήμα 1.6: Μοντέλο προσομοίωσης με διδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία [19].

1.3.3 ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Είναι η πλέον διαδεδομένη μέθοδος ανάλυσης σηράγγων καθώς επίσης και η πιο ολοκληρωμένη καθώς προσομοιώνει το εδαφικό μέσο προώθησης και την σήραγγα με τρισδιάστατα μοντέλα ενώ εισάγει την πραγματική γεωμετρία του έργου στους υπολογισμούς, αποδίδοντας και την διαμήκη διάσταση αυτού, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι πρέπει αναγκαστικά να είναι κυκλική. Αυτό σημαίνει πως είναι δυνατόν να υπολογιστούν παραμορφώσεις και εντατικά μεγέθη και κατά τη διαμήκη διάσταση της σήραγγας, δηλαδή συγκλίσεις, προσυγκλίσεις, επιφανειακές καθιζήσεις αλλά και ροπές και τάσεις σε τρεις διαστάσεις. Επίσης μπορεί και αυτή (όπως τη διδιάστατη αριθμητική μέθοδο) να θεωρήσει εντατικές καταστάσεις, που δεν είναι υδροστατικού τύπου οι οποίες λαμβάνουν υπόψη βαρυτικά φορτία, και που υπολογίζουν την επίδραση των διαφόρων κατασκευαστικών φάσεων στη στατική λειτουργία της σήραγγας. Βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι είναι δυνατή η επίβλεψη και ο έλεγχος της εξέλιξης των τάσεων και των μετακινήσεων σε κάθε βήμα της ανάλυσης, σε οποιοδήποτε σημείο της σήραγγας και της περιβάλλουσας βραχώμαζας αλλά και η εξαγωγή αποτελεσμάτων που αναγκαστικά απαιτούν τρισδιάστατη θεώρηση όπως είναι η οριζόντια εξώθηση μετώπου, οι αξονικές δυνάμεις αγκυρίων μετώπου και οι ροπές των δοκών προπορείας. Άλλο βασικό προτέρημα της είναι ότι τα αποτελέσματα που εξάγει γενικώς συμφωνούν ικανοποιητικά με πειραματικά δεδομένα τόσο ως προς τις μετακινήσεις όσο και τις τάσεις στην επένδυση της σήραγγας. Σαν μειονέκτημα της μπορεί να αναφερθεί ο μεγάλος υπολογιστικός χρόνος που απαιτεί, που είναι ανάλογος με την ζητούμενη ακρίβεια αποτελεσμάτων (Pietro Lunardi 2000).



Σχήμα 1.7: Μοντέλο προσομοίωσης με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία.

Σε γενικές γραμμές λοιπόν οι αριθμητικές μέθοδοι αποτελούν στη σημερινή εποχή το πιο χρήσιμο και ισχυρό εργαλείο στην ανάλυση της διάνοιξης και της κατασκευής των σηράγγων με σημαντικό πλεονέκτημα ότι συμφωνούν κατά πολύ με τις πειραματικές παρατηρήσεις τόσο ως προς τις παραμορφώσεις (εξωθήσεις, συγκλίσεις και προσυγκλίσεις) όσο και ως προς τις τάσεις στην προσωρινή και στην τελική επένδυση. Είναι σίγουρο ότι με την περαιτέρω εξέλιξη της τεχνολογίας αλλά και των λογισμικών με πεπερασμένα στοιχεία οι αριθμητικές μέθοδοι θα δίνουν ακόμα μεγαλύτερη ακρίβεια αποτελεσμάτων και θα μπορούν να προσομοιώνουν πιστά κάθε παράμετρο που περικλείεται στη διάνοιξη μιας σήραγγας.

2. ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΜΕΤΩΠΟΥ ΣΗΡΑΓΓΑΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Από τα πρώτα χρόνια που άρχισε παγκοσμίως η συστηματική κατασκευή σηράγγων σαν έργα υποδομής για συγκοινωνίες και υδραυλικά έργα, είχε γίνει κατανοητό ότι καλής ποιότητας εδάφη με καλής ποιότητας μηχανικά χαρακτηριστικά, συνεπάγονται μικρές παραμορφώσεις και ευνοϊκές ανακατανομές τάσεων γύρω από τη σήραγγα με τη βοήθεια φυσικών βοηθητικών μηχανισμών όπως είναι το φαινόμενο του θόλου. Στον αντίποδα ήταν επίσης γνωστό ότι χαμηλότερης ποιότητας εδάφη με απουσία παρέμβασης είχε ως αποτέλεσμα την απομάκρυνση τέτοιων μηχανισμών από την περιβάλλουσα βραχώμαζα της σήραγγας και την ενεργοποίηση τους μακριά από αυτήν χωρίς καμία ευνοϊκή επίδραση στην ευστάθεια της. Καθώς πιο αναλυτικές και εξειδικευμένες έρευνες άρχισαν να διεξάγονται, με το πέρασμα των χρόνων, πάνω στην σχέση ανάμεσα στη μεταβολή και ανακατανομή των τάσεων λόγω της προώθησης μιας σήραγγας μέσα σε ένα εδαφικό μέσο και στις επακόλουθες παραμορφώσεις της σήραγγας, άρχισε να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην συμπεριφορά του μετώπου εκσκαφής. Έτσι, φαινόμενα που αρχικά δεν ήταν κατανοητά και εμφανή, άρχισαν να ερμηνεύονται και να αιτιολογούνται ενώ νέες έννοιες όπως ο πυρήνας εδάφους μπροστά από το μέτωπο, η εξώθηση μετώπου και οι προσυγκλίσεις άρχισαν να εισάγονται στην ανάλυση της ευστάθειας σηράγγων.

Συμπέρασμα λοιπόν όλων των παραπάνω είναι ότι η κατανόηση της συμπεριφοράς του μετώπου δίνει χρήσιμες πληροφορίες για τη συνολική ευστάθεια της σήραγγας. Η ευστάθεια του μετώπου και η ενίσχυση του έγιναν θέματα μεγάλης σημασίας σε κάθε νέα κατασκευή σήραγγας, καθώς όπως αποδείχτηκε, σε πολλές περιπτώσεις για την ευστάθεια ολόκληρης της διατομής της σήραγγας αρκούσε η επέμβαση στο μέτωπο εκσκαφής. Παράλληλα έγιναν απόπειρες να καθοριστούν οι παράγοντες που παίζουν τον κυριότερο ρόλο στην ευστάθεια του μετώπου.

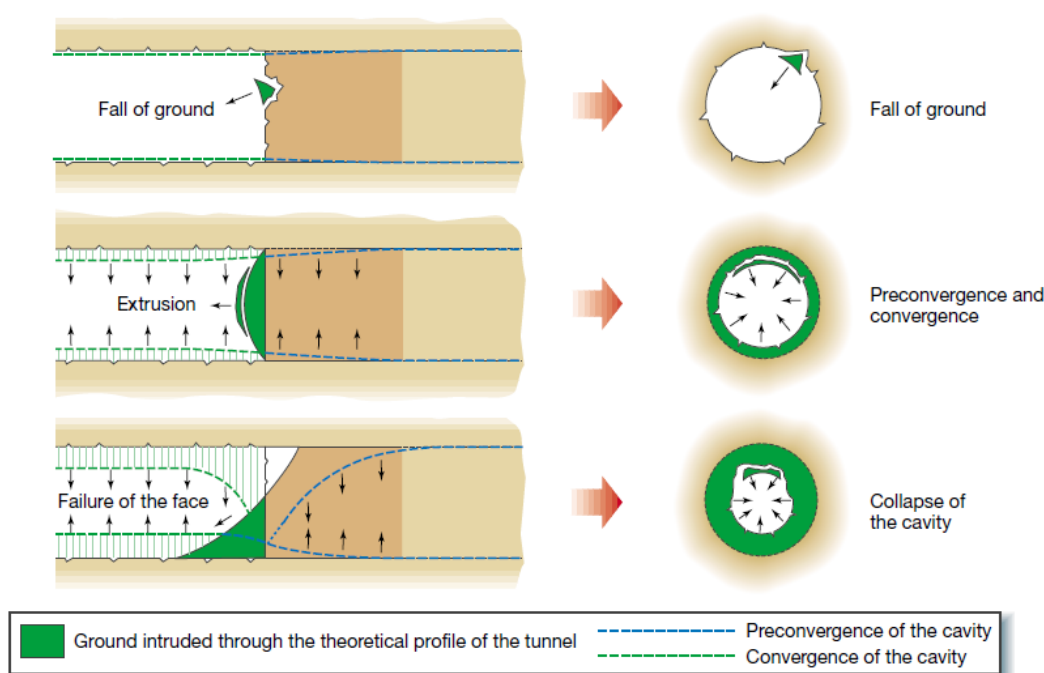
Αρχικά όμως κρίνεται αναγκαίο να δοθούν κάποιοι νέοι ορισμοί και να αποσαφηνιστούν μερικές έννοιες που θα βοηθήσουν στην καλύτερη κατανόηση της παραμορφωσιακής απόκρισης του μετώπου σε σχέση με την εξέλιξη της αποτόνωσης των τάσεων κατά την προώθηση της σήραγγας. Η απόκριση αυτή έχει μελετηθεί τόσο σε πειραματικό όσο και σε θεωρητικό επίπεδο εδώ και μερικές δεκαετίες και συνεχίζεται να μελετάται μέχρι και σήμερα.

Πυρήνας προώθησης: Ορίζεται ως ο όγκος εδάφους μπροστά από το μέτωπο με πρακτικά κυλινδρικό σχήμα με μήκος και διάμετρο πρακτικά ίδια με αυτά της σήραγγας. Στην ουσία δηλαδή αποτελεί τη νοητή προέκταση της σήραγγας μπροστά από το μέτωπο που πρόκειται να εκσκαφτεί.

Εξώθηση μετώπου: Αποτελεί το κύριο μέγεθος της παραμορφωσιακής συμπεριφοράς και απόκρισης του μετώπου εκσκαφής, στην εκσκαφή και προώθηση της σήραγγας. Εξαρτάται κυρίως από την αντοχή και τις παραμορφωσιακές ιδιότητες του εδαφικού μέσου του πυρήνα προώθησης και από το αρχικό εντατικό πεδίο στο οποίο υποβαλλόταν. Η εξώθηση εκδηλώνεται στην επιφάνεια του μετώπου εκσκαφής κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας και η γεωμετρία της είναι είτε λιγότερο είτε περισσότερο συμμετρική ως προς αυτόν τον άξονα ανάλογα και με το σχήμα της διατομής της σήραγγας.

Προσύγκλιση της εκσκαφής: Είναι κατά βάση το θεωρητικό προφίλ της σύγκλισης της σήραγγας που ξεκινάει μπροστά από το μέτωπο και συνεπώς δεν είναι άμεσα ορατή. Εξαρτάται σχεδόν αποκλειστικά από τη σχέση ανάμεσα στην αντοχή και τις παραμορφωσιακές ιδιότητες του πυρήνα προώθησης, με την αρχική εντατική κατάσταση (πριν την διαταραχή της βραχώμαζας από την εκσκαφή της σήραγγας).

Τα παραπάνω χαρακτηριστικά όπως και οι πιο ασταθείς και ευσταθείς μορφές τους, απεικονίζονται παρακάτω στο Σχήμα 2.1 (Pietro Lunardi-2000).



Σχήμα 2.1: Χαρακτηριστικές παραμορφώσεις πυρήνα, μετώπου και τοιχωμάτων σήραγγας [14].

Φαίνεται λοιπόν ότι η αστοχία της σήραγγας μπορεί να γίνει στην ουσία με δύο τρόπους (Pietro Lunardi-2000):

- Αστοχία του μετώπου στο οποίο παρατηρούνται υπερβολικά μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις, με διεύθυνση παράλληλη στον διαμήκη άξονα της σήραγγας, ως την πλαστικοποίηση. Εκδηλώνεται με θρυμματισμό και αποκόλληση του εδάφους από

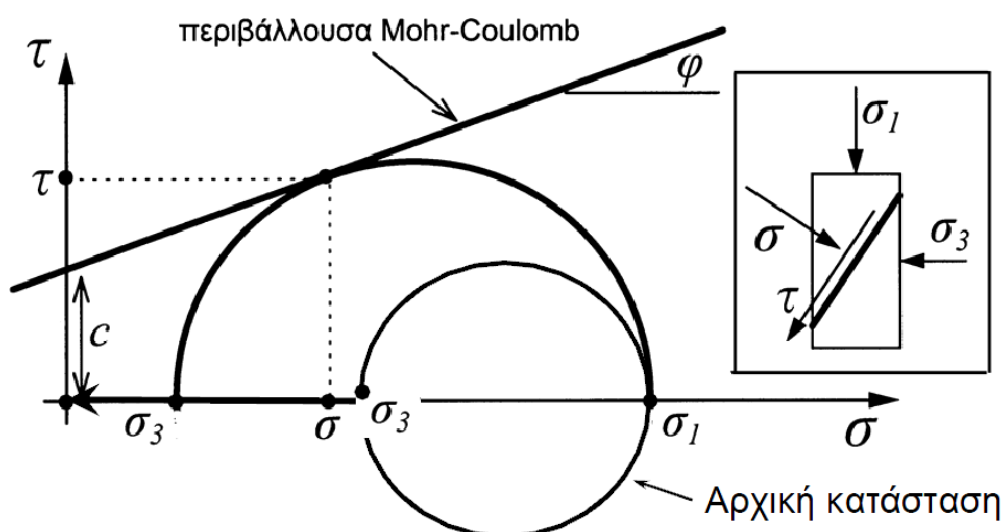
το μέτωπο, με την αστοχία να ξεκινάει μέσα στον πυρήνα προώθησης και να προχωράει ως την επιφάνεια του μετώπου.

- Αστοχία λόγω υπερβολικών συγκλίσεων των τοιχωμάτων που έχει σαν αποτέλεσμα την δημιουργία πλαστικής ζώνης μεγάλου εύρους και συνεπώς την πλήρη αποδιοργάνωση της βραχώμαζας. Εκδηλώνεται με την αποκόλληση και πτώση του εδάφους από την οροφή και τα τοιχώματα της σήραγγας, ως την πλήρη κατάρρευσή της.

Σύμφωνα και με τις εργαστηριακές που διεξήγαγαν οι Corte και Chambon με μοντέλα προσομοίωσης, για την περίπτωση της αστοχίας του μετώπου, η κατάρρευση της σήραγγας γίνεται σε τρεις φάσεις. Καθώς εκσκάπτεται η σήραγγα, με την αρχική μείωση της εσωτερικής πίεσης δεν παρατηρείται αστάθεια στο μέτωπο και οι οριζόντιες μετακινήσεις του είναι περιορισμένης έκτασης. Με περαιτέρω μείωση της εσωτερικής πίεσης, στην δεύτερη φάση η οποία μπορεί να χαρακτηριστεί πλαστική, παρατηρείται μια αύξηση των οριζόντιων μετακινήσεων που όμως μπορεί να περιοριστεί με έγκαιρη επέμβαση στο μέτωπο και αποτροπή της επιπλέον μείωσης της εσωτερικής πίεσης. Στην τρίτη και τελευταία φάση καθώς η εσωτερική πίεση συνεχίζει να μειώνεται, με μικρότερο ρυθμό όμως, επέρχεται η αστοχία που εκδηλώνεται με ξαφνικές μεγάλες μετακινήσεις στο μέτωπο και τελικώς με την κατάρρευση αυτού. Η έκταση των μετακινήσεων δεν φαίνεται να επηρεάζεται από την πυκνότητα του εδαφικού υλικού και την γεωμετρία της σήραγγας (Chambon Pierre & Jean-François Cortè 1994).

2.2 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΟΥ ΜΕΤΩΠΟΥ

Όπως προαναφέρθηκε παραπάνω, καθώς εκσκάπτεται η σήραγγα, οι οριζόντιες τάσεις μπροστά από το μέτωπο τείνουν να μειωθούν, μέχρι και να μηδενιστούν πράγμα που θα οδηγήσει σε κατάρρευση του μετώπου. Χαράζοντας ένα κύκλο Mohr για την περίπτωση αστοχίας κατά ένα συγκεκριμένο επίπεδο, παρατηρούμε ότι όσο μειώνεται η οριζόντια τάση, σ_3 , η πιθανότητα αστοχίας αυξάνεται σημαντικά (για μια σταθερή τιμή της οριζόντιας τάσης, σ_1) καθώς ο κύκλος Mohr πλησιάζει στην περιβάλλουσα αστοχίας Mohr-Coulomb και για μια κρίσιμη τιμή της σ_3 αυτός εφάπτεται οπότε και έχουμε όντως αστοχία μετώπου κατά το επίπεδο αυτό. Μια τέτοια περίπτωση φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.

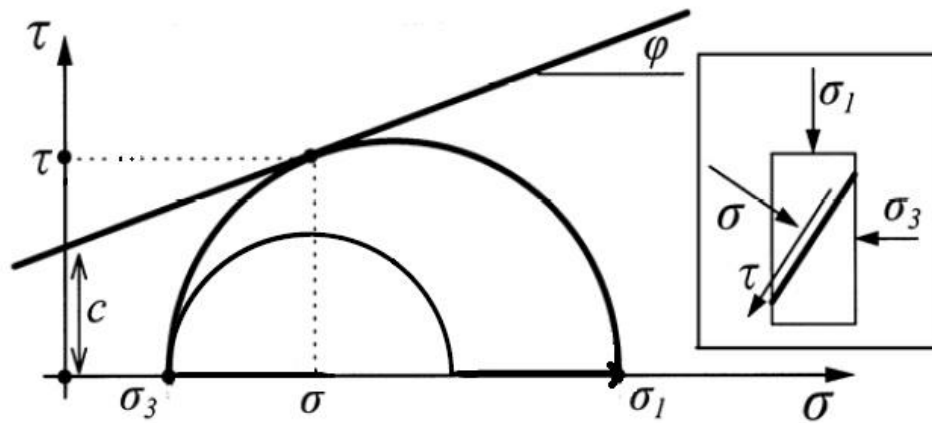


Σχήμα 2.2: Αύξηση πιθανότητας αστοχίας με μείωση των οριζόντιων τάσεων σ_3 [19].

Έτσι οι παράγοντες που αυξάνουν κατά κόρον τον κίνδυνο τασικής αστοχίας (και όχι αστοχία λόγω πτώσης μεμονωμένων σφηνών ή τεμάχων βραχόμαζας δηλαδή βαρυτικών αστοχιών) σε συνδυασμό με την μείωση των οριζόντιων τάσεων, σ_3 , είναι:

- Η μείωση του σ_{cm} , δηλαδή της αντοχής της βραχόμαζας.
- Η αύξηση του βάθους της σήραγγας που έχει ως συνέπεια και την αύξηση των κατακόρυφων τάσεων σ_1 .
- Το εμβαδό της επιφάνειας του μέτωπου εκσκαφής. Προφανώς όσο μεγαλύτερο είναι αυτό τόσο πιο δυσμενώς λειτουργεί.
- Η ύπαρξη νερού και πολύ περισσότερο η υδραυλική κλίση της ροής του προς το μέτωπο εκσκαφής.

Στο Σχήμα 2.3 φαίνεται ένα παράδειγμα αστοχίας λόγω αύξησης των κατακόρυφων τάσεων σ_1 .

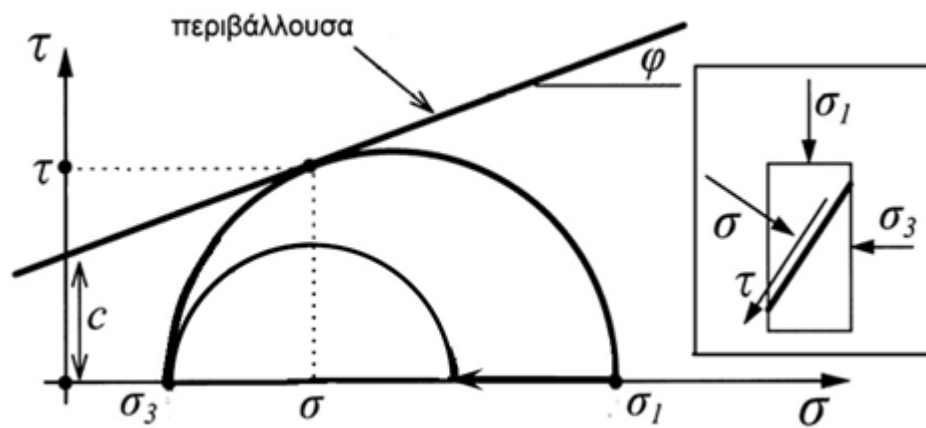


Σχήμα 2.3: Αύξηση πιθανότητας αστοχίας με αύξηση των κατακόρυφων τάσεων σ_1 [19].

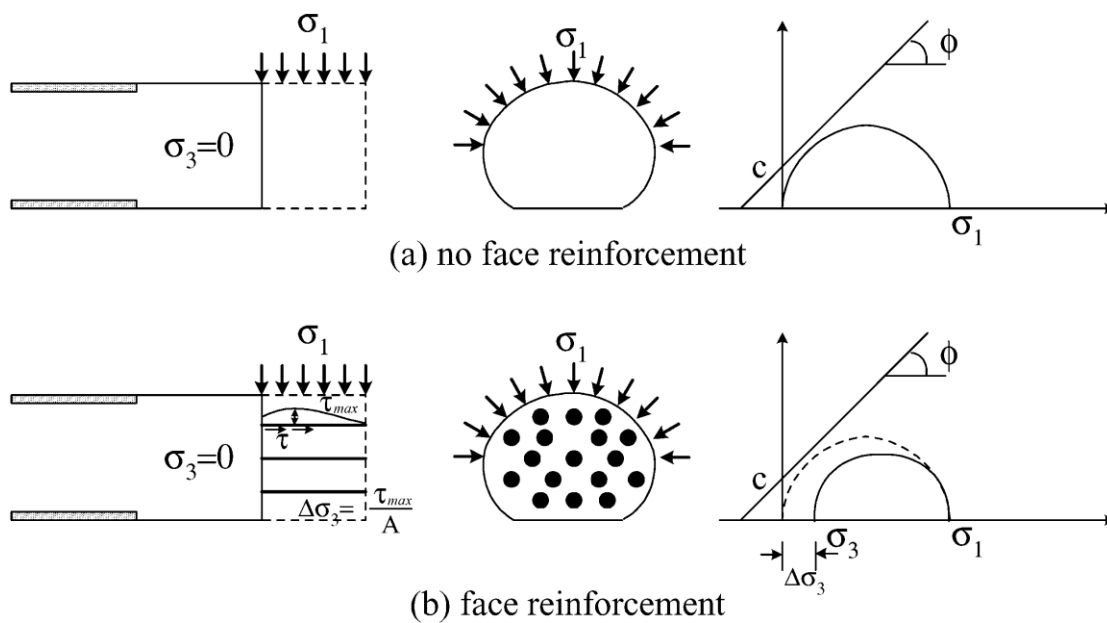
2.3 ΤΡΟΠΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ

Με βάση τις παραπάνω παρατηρήσεις, εύλογα απορρέουν και οι ανάλογες ενέργειες που πρέπει να γίνουν για την ενίσχυση της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής, σημαντικότερες των οποίων είναι οι εξής:

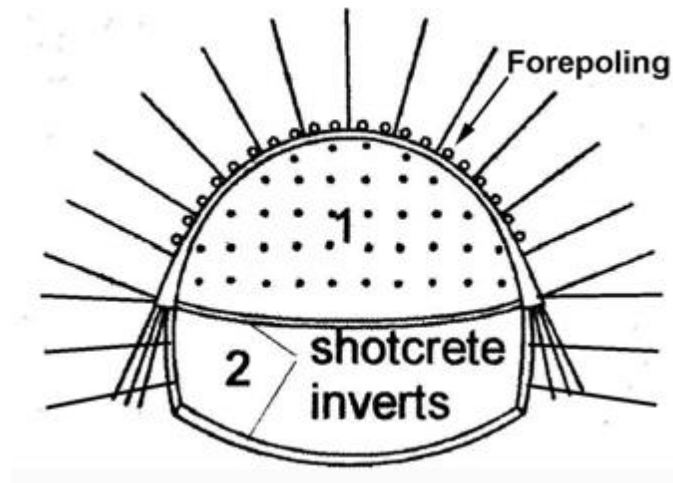
- Βελτίωση με τεχνητά μέσα των μηχανικών χαρακτηριστικών της περιβάλλουσας βραχώμαζας, που συνοψίζεται σε αύξηση της συνοχής, c , και της γωνίας τριβής, ϕ .
- Μείωση των κατακόρυφων τάσεων, σ_1 (σχήμα 2.4).
- Διατήρηση σε υψηλά επίπεδα των πλευρικών τάσεων, σ_3 , που θα λειτουργήσει υπέρ της μείωσης της εξώθησης (σχήμα 2.5).
- Μείωση της συνολικής επιφάνειας του μετώπου εκσκαφής με κατασκευή σήραγγας σε δύο ή περισσότερες φάσεις (σχήμα 2.6)
- Αποτόνωση των υδατικών πιέσεων με συστήματα αποστράγγισης, πράγμα που επίσης θα μειώσει την εξώθηση.



Σχήμα 2.4: Βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου με μείωση των κατακόρυφων τάσεων σ_1 [19].



Σχήμα 2.5: Μέτωπο χωρίς αγκύρια με μειωμένες οριζόντιες τάσεις (a) και μέτωπο με αγκύρια με διατήρηση των οριζοντίων τάσεων σε υψηλότερα επίπεδα (b).



Σχήμα 2.6: Εκσκαφή μετώπου σε δύο φάσεις [19].

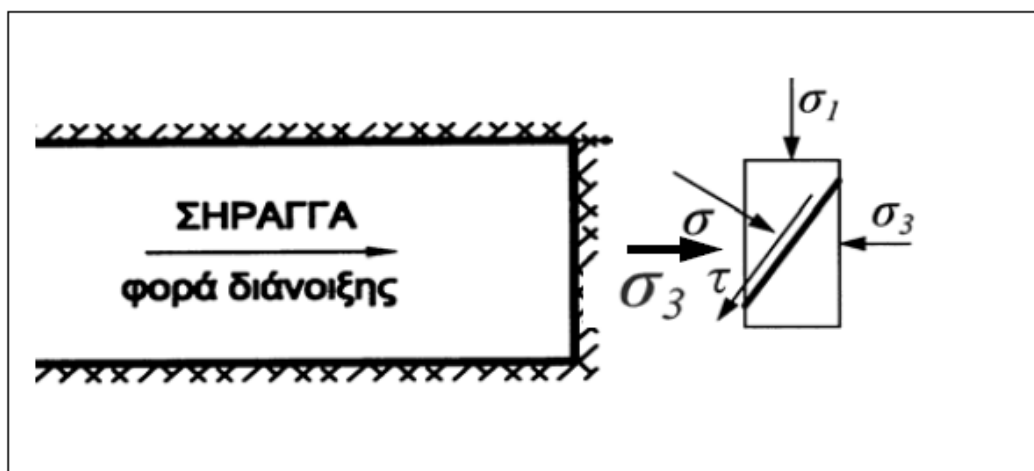
Στα τεχνητά μέσα με τα οποία επιτυγχάνονται τα παραπάνω, δηλαδή τη βελτίωση των χαρακτηριστικών της βραχώμαζας, τη μείωση του σ_1 και αύξηση του σ_3 , θα γίνει εκτενέστερη αναφορά σε επόμενο κεφάλαιο (Μ.Καββαδάς 2006-2007).

2.4 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Είναι σημαντικό πριν από οποιαδήποτε απόπειρα κατασκευής σήραγγας να κατανοηθούν οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας της και τα “αδύνατα” σημεία τους έτσι ώστε να μπορεί να γίνει πιο ορθολογικός σχεδιασμός των μέτρων υποστήριξης και των μεθόδων που θα χρησιμοποιηθούν. Επίσης θα πρέπει να αξιολογηθεί και να προσδιοριστεί η σχέση της παραμόρφωσης του μετώπου μπροστά από τον πυρήνα προώθησης (που εκδηλώνεται ως εξώθηση του πυρήνα) και της παραμόρφωσης της εκσκαφής (που εκδηλώνεται με τις συγκλίσεις).

Αρχικά θα πρέπει να σημειωθεί ότι για την μελέτη των μηχανισμών αστοχίας των σηράγγων μπορούν να χρησιμοποιηθούν διάφορα κριτήρια αστοχίας. Ένα από αυτά είναι το κριτήριο αστοχίας κατά Mohr-Coulomb με κύρια μεγέθη τις κατακόρυφες τάσεις, σ_1 , οι οποίες είναι συνιστώσα, κατά κύριο λόγο, του ιδίου βάρους των υπερκειμένων και των εκάστοτε φορτίων που δρουν στην επιφάνεια, και τις οριζόντιες τάσεις, σ_3 , για τις οποίες σε γεωστατικές συνθήκες ισχύει $\sigma_2 = \sigma_3$ υπό την παραδοχή τριαξονικής φόρτισης.

Αυτό που αλλάζει η παρουσία της σήραγγας είναι ότι κατά την προώθηση της προκαλείται μείωση των οριζόντιων τάσεων ($\sigma_3 \rightarrow 0$), μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής, μέχρι και μηδενισμός τους με κίνδυνο την αστοχία του μετώπου κατά μήκος κάποιας επιφάνειας (όπως φαίνεται στο σχήμα 2.7) και την κατάρρευση του. Για να αποτραπεί λοιπόν μια τέτοια πιθανή αστοχία πρέπει να εφαρμοστεί μια εξωτερική οριζόντια δύναμη στο μέτωπο εκσκαφής που θα εξισορροπήσει την μείωση της σ_3 που συντελείται κατά την εκσκαφή.



Σχήμα 2.7: Αστοχία κατά κάποιο επίπεδο μπροστά από το μέτωπο με μείωση των οριζόντιων τάσεων [19].

Παρακάτω παρατίθενται οι σημαντικότερες μέθοδοι που έχουν αναπτυχθεί για τον έλεγχο της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής. Να σημειωθεί αρχικά ότι για ανυποστήρικτη σήραγγα και $\sigma_3 = 0$, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου μπορεί να εκτιμηθεί απλοϊκά από τον τύπο (2.1) (Καββαδάς 2006-2007):

$$FS_0 = \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_1} \quad (2.1)$$

Όπου: $\sigma_1 = (1-\lambda)p_o$, δηλαδή η ισοδύναμη πίεση αποτόνωσης σε απόσταση (x) εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής (Σχήμα 2.8) όπου:

$$x = \frac{1}{2} H \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.2)$$

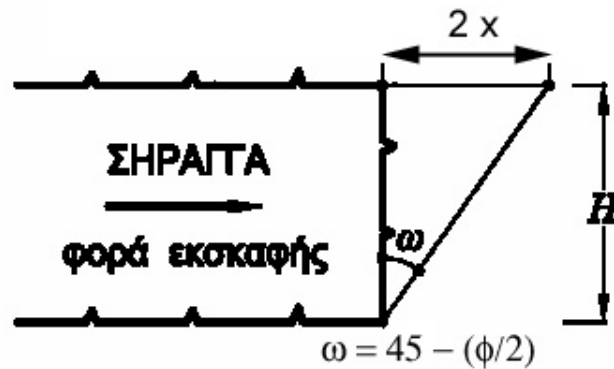
$2x$ = το πλάτος αστοχούσας σφήνας στο μέτωπο εκσκαφής.

Όμως ισχύει ότι ο συντελεστής υπερφόρτωσης βραχόμαζας είναι:

$$NS = \frac{2P_o}{\sigma_{cm}} \quad (2.3)$$

Άρα τελικά έχουμε την σχέση:

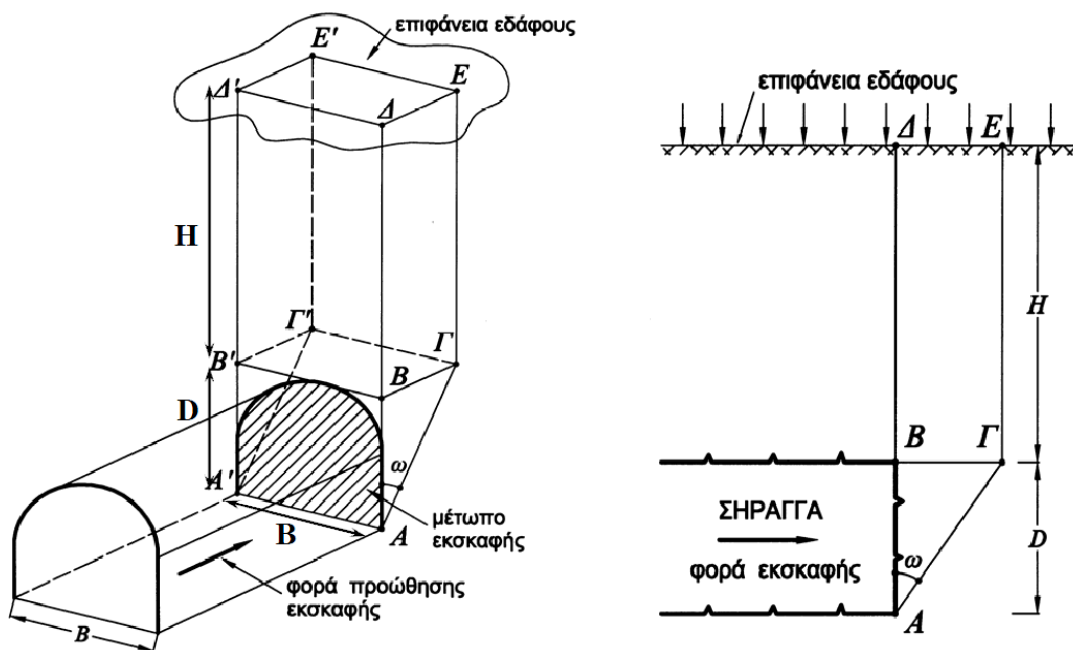
$$FS_0 = \frac{2}{(1-\lambda)Ns} \quad (2.4)$$



Σχήμα 2.8: Η αστοχούσα σφήνα μπροστά από το μέτωπο [19].

2.4.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΟΒΑΡΙ ΚΑΙ ΑΝΑΓΝΟΣΤΟΥ (1994-1996)

Πρόκειται για μια απλοποιημένη μέθοδο ανάλυσης της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής μιας σήραγγας η οποία βασίζεται στη στερεοστατική ισορροπία ενός πρίσματος στο μέτωπο της σήραγγας. Θεωρούμε μέτωπο στο οποίο εφαρμόζεται κάθετη δύναμη P (προσομοίωση των οριζόντιων τάσεων σ_3) και ότι αυτό αστοχεί κατά ένα επίπεδο όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Το έδαφος θεωρείται εξιδανικευμένα ως ένα άκαμπτο-πλαστικό υλικό το οποίο υπακούει στο κριτήριο αστοχίας κατά Mohr-Coulomb και έχει συνοχή, c , και γωνία εσωτερικής τριβής, ϕ .



Σχήμα 2.9: Μηχανισμός αστοχίας κατά Kovari-Anagnostou.

Οι δυνάμεις που ασκούνται στο πρίσμα είναι το ίδιο βάρος του (W), πιέσεις υπερκειμένων (R), τριβή στην παρειά (T_s) και τριβή στη βάση (T) και η κάθετη δύναμη P που αναφέρθηκε παραπάνω.

Ο συντελεστής ασφαλείας λοιπόν προκύπτει:

$$F = \frac{[(R+W)\sin\omega + P\cos\omega]\tan\phi + c(AA'\Gamma\Gamma') + 2\tau_f(AB\Gamma)}{(R+W)\cos\omega - P\sin\omega} \quad (2.5)$$

Όπου: $\omega = 45 - \phi/2$

$$\tau_f = c + K\sigma_v \tan\phi$$

$$P = \sigma_3(ABBA')$$

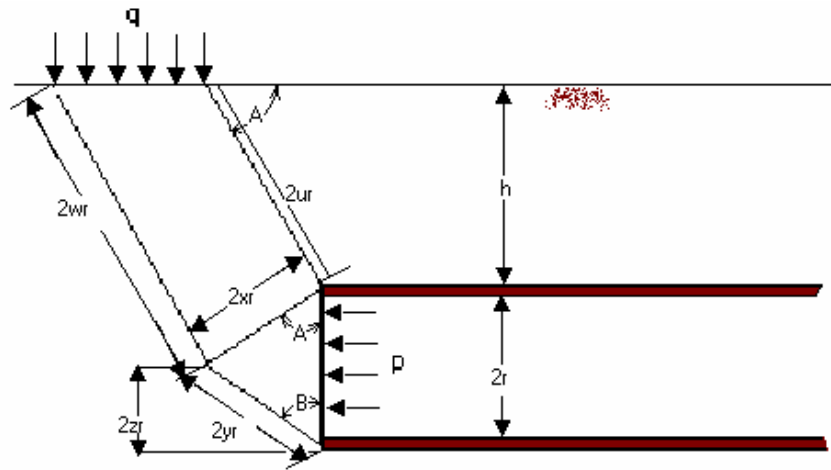
$$R = \sigma_v(BB'\Gamma\Gamma')$$

$$\sigma_v = (1 - \lambda)\rho_o$$

Μέσω της επίλυσης των εξισώσεων οριακής ισορροπίας για την «σφήνα» προκύπτει η δύναμη υποστήριξης για έναν δεδομένο μηχανισμό αστοχίας με συγκεκριμένη τιμή της γωνίας κλίσης ω της επιφάνειας ολίσθησης Α'Α'ΓΓ'. Η κρίσιμη κλίση ω_{cr} προσδιορίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας μέχρι την μεγιστοποίηση της απαιτούμενης δύναμης υποστήριξης, ή –για δεδομένη δύναμη υποστήριξης– μέσω επαναληπτικής διαδικασίας μέχρι την ελαχιστοποίηση του συντελεστή ασφαλείας. Οι διατμητικές τάσεις εξαρτώνται ουσιαστικά από τις οριζόντιες τάσεις που δρουν πάνω στις κατακόρυφες επιφάνειες ολίσθησης.

2.4.2 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ ΚΑΤΑ DAVIS ET AL (1980)

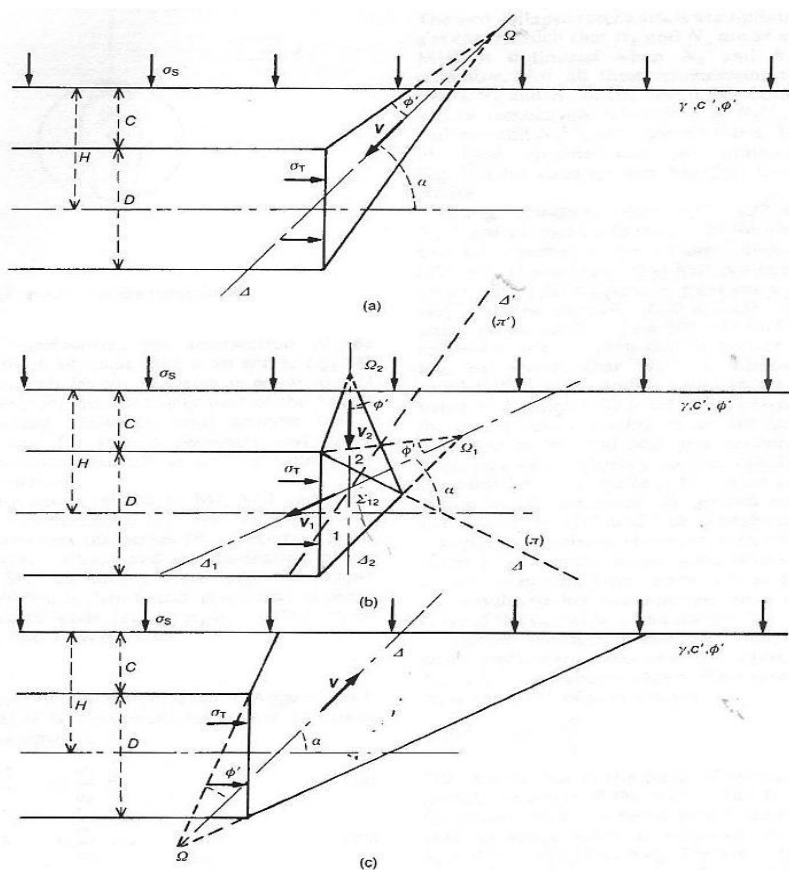
Ο μηχανισμός αστοχίας κατά γίνεται επί των επιφανειών ασυνέχειας και περιγράφεται συνοπτικά στο παρακάτω σχήμα. Το περιβάλλον γεωυλικό θεωρούμε ότι ικανοποιεί θεωρητικά τον άκαμπτο-τέλειο πλαστικό καταστατικό νόμο. Ο κινηματικά αποδεκτός μηχανισμός αστοχίας αποτελείται από κινηματική αλυσίδα στερεών σωμάτων που χωρίζονται μεταξύ τους με ζώνες διάτμησης. Σύμφωνα με την αρχή των δυνατών έργων η μέθοδος συνίσταται: (α) καταρχήν στον προσδιορισμό του κινηματικά αποδεκτού πεδίου ταχυτήτων, και (β) στην εξίσωση της ενέργειας που καταναλίσκεται στο πεδίο με την ενέργεια που τροφοδοτείται στο πεδίο από τις εξωτερικές δυνάμεις για να προκαλέσει αστοχία.



Σχήμα 2.10: Μηχανισμός αστοχίας κατά Davis et al.

2.4.3 ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΑΤΑ LECA ΚΑΙ DORMIEUX (1983)

Οι Leca και Dormieux παρουσιάζουν τους τρεις κύριους μηχανισμούς αστοχίας που μπορούν να παρατηρηθούν στις αβαθείς σήραγγες που βρίσκονται μέσα σε σαθρό, χαλαρό εδαφικό υλικό το οποίο παρουσιάζει μικρή έως καθόλου συνεκτικότητα. Οι τρεις αυτοί μηχανισμοί φαίνονται στα παρακάτω σχήματα.



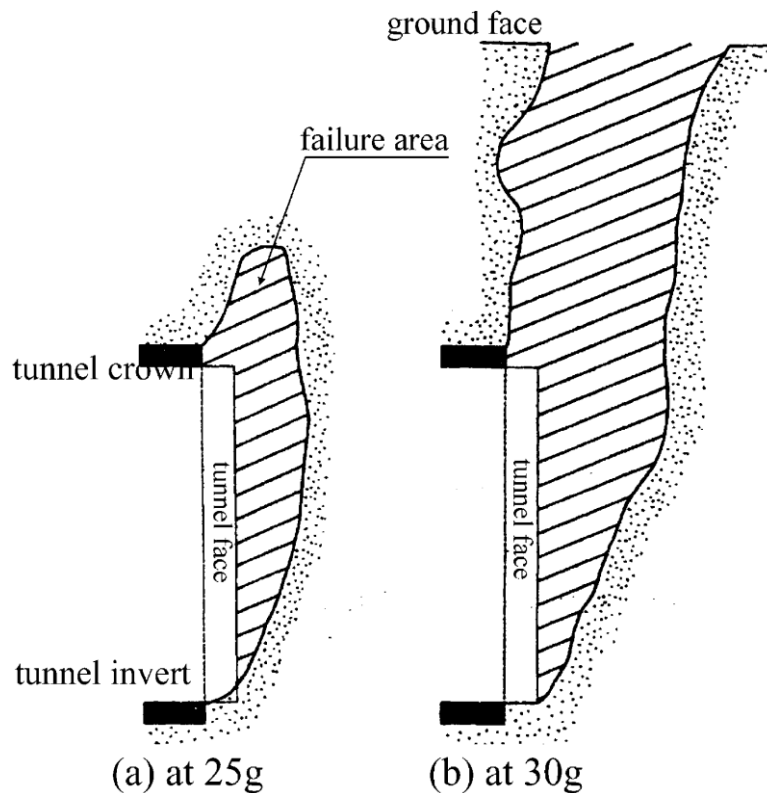
Σχήμα 2.11: Μηχανισμοί αστοχίας κατά Leca & Dormieux.

Πιο συγκεκριμένα παρατηρούνται τρεις μηχανισμοί αστοχίας. Οι μηχανισμοί τύπου (α) και (β) συμβαίνουν όταν παρατηρείται κατάρρευση μετώπου της σήραγγας (ενεργητική φόρτιση) ενώ ο μηχανισμός (γ) παρατηρείται όταν η πίεση στο μέτωπο είναι μεγαλύτερη από την πίεση που ασκούν τα υπερκείμενα στρωματά στη σήραγγα (παθητική φόρτιση). Αστοχία λόγω καθίζησης παρατηρείται λόγω της δημιουργίας ενός κόλουρου κώνου (σχήμα α) και δυο κώνων (σχήμα β). Παρόλο που οι μηχανισμοί (α) και (β) είναι πιο πιθανοί κατά την διάρκεια της κατασκευής της σήραγγας, ο μηχανισμός (γ) δεν πρέπει να παραβλέπεται ειδικότερα όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πολύ μικρά βάθη, σε χαλαρά ή αποσαθρωμένα εδάφη όπου η τάση που εφαρμόζεται στο μέτωπο, για την συγκράτηση του εδάφους, είναι τόσο μεγάλη που μπορεί το έδαφος μπροστά από το μέτωπο της εκσκαφής να ανυψωθεί (Εξαδάχτυλος Γ. & Σταυροπούλου Μ. 2006).

2.4.4 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (ΤΥΠΟΥ ΚΑΠΝΟΔΟΧΟΥ) ΚΑΤΑ ATKINSON ΚΑΙ POTTS (1977)

Οι Atkinson και Potts έδειξαν ότι η αστοχία στο μέτωπο εκδηλώνεται με τη μορφή καπνοδόχου που στην περίπτωση αβαθούς σήραγγας φτάνει μέχρι την επιφάνεια του εδάφους ενώ στην περίπτωση βαθιάς σήραγγας δημιουργείται ένας βολβός αστοχίας μπροστά και πάνω από το μέτωπο. Οι ισχυρισμοί τους επαληθεύτηκαν αργότερα και

πειραματικά από τους Kamata και Mashimo οι οποίοι με τη βοήθεια φυγοκεντριστή προσομοίωσαν την αστοχία σήραγγας για διάφορες τιμές επιτάχυνσης της βαρύτητας, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.12: Μοντέλο αστοχίας (τύπου καπνοδόχου) κατά Atkinson & Potts.

2.5 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Αστοχία της σήραγγας του VASTO: Η σήραγγα του Vasto (από το ομώνυμο χωριό κοντά από το οποίο διέρχεται) αποτελεί μέρος του νέου σιδηροδρομικού δικτύου που ενώνει τις πόλεις Bari και Ancona και εκτείνεται για περίπου 6,2 χιλιόμετρα κάτω από λοφώδεις σχηματισμούς, οι οποίοι στο μεγαλύτερο μέρος τους αποτελούνται από ιλυώδη άργιλο, με στρώσεις καθαρής αργίλου στο νότιο στόμιο και ασβεστωδών κροκαλοπαγών στο βόρειο. Στο βάθος της σήραγγας το έδαφος είναι κορεσμένο με νερό και εξαιρετικά ευαίσθητο σε αποσάρθρωση.

Ο αρχικός σχεδιασμός προέβλεπε εκσκαφή πρώτα του μισού άνω τμήματος της σήραγγας με άμεση υποστήριξη με μια προσωρινή επένδυση εκτοξευόμενου σκυροδέματος, μεταλλικών πλαισίων και χαλύβδινων συγκολλητών πλεγμάτων. Η τελική επένδυση περιελάμβανε ενισχυμένο σκυρόδεμα πάχους ενός μέτρου που εφαρμόστηκε απευθείας πίσω από το μέτωπο ενώ ακολούθησε η επένδυση των τοιχωμάτων και τέλος του πυθμένα της σήραγγας.

Παρά τις προσπάθειες που έγιναν για την συνέχιση της προώθησης της σήραγγας, μετά την εκδήλωση σοβαρών παραμορφώσεων, η αστοχία της σήραγγας τελικά δεν αποφεύχθηκε με αποτέλεσμα την κατάρρευση τόσο του μετώπου (Εικόνα 2.1) όσο και ενός τμήματος 40 μέτρων πίσω από αυτό όταν τα υπερκείμενα δεν ξεπερνούσαν τα 38 μέτρα. Η παραμόρφωση στην τελική επένδυση ξεπερνούσε το ένα μέτρο καθιστώντας αδύνατη την συνέχιση του έργου.

Οι επεμβάσεις που έγιναν για την αντιμετώπιση των προβλημάτων και την συνέχιση των εργασιών είχαν ως κύριο γνώμονα τους τον έλεγχο των παραμορφώσεων αυξάνοντας την δυσκαμψία του πυρήνα προώθησης κοντά στο μέτωπο και μειώνοντας κατά το δυνατό τις προσυγκλίσεις. Έτσι λοιπόν συνεκτιμώντας τις ιδιότητες του εδάφους, που επρόκειτο να εκσκαφτεί, αποφασίστηκε αυτή η παρέμβαση στον πυρήνα για να εξασφαλιστεί η τεχνητή πρόκληση του φαινομένου του θόλου, πράγμα που ήταν αδύνατον να επιτευχθεί φυσικώς με τις υπάρχουσες γεωλογικές-γεωτεχνικές συνθήκες.



Εικόνα 2.1: Κατάρρευση μετώπου της σήραγγας του Vasto [14].

Επομένως και σε αυτήν την περίπτωση είναι φανερή η σημασία της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων του συστήματος μετώπου-πυρήνα προώθησης για την ευστάθεια ολόκληρης της σήραγγας και η συμβολή της ακαμψίας του πυρήνα στη μείωση τόσο των εξωθήσεων όσο και των συγκλίσεων-προσυγκλίσεων.

Αστοχία της σήραγγας του Santo Stefano: Πρόκειται για μια σήραγγα η οποία αποτελεί τμήμα της σιδηροδρομικής σύνδεσης ανάμεσα στην Genoa και την Ventimiglia και που διέρχεται μέσα από σχηματισμό ελινθοειδούς φλύσχη αποτελούμενο από αργιλώδη και αμμώδη σχιστόλιθο, έντονα στρωματώδη, με λεπτές ενστρώσεις από πτυχωμένους και έντονα κερματισμένους ψαμμίτες και μαργαικούς ασβεστόλιθους. Να σημειωθεί ότι η περιοχή παρουσιάζει έντονη τεκτονικότητα, ενώ σύμφωνα με τα εργαστηριακά

αποτελέσματα η γωνία τριβής κυμαίνεται από 20° έως 24° και η συνοχή από 1,5MPa έως 0.

Ο αρχικός σχεδιασμός περιελάμβανε εκσκαφή ολόκληρου του μετώπου (και όχι σε δύο φάσεις) με χαλύβδινα πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για την προσωρινή επένδυση και δακτύλιους σκυροδέματος με μεγάλο πάχος για την τελική.

Ενώ αρχικά, κατά τα πρώτα στάδια της εκσκαφής, η περιβάλλουσα βραχώμαζα παρέμενε στην ελαστική περιοχή χωρίς σημάδια αστάθειας και υπερβολικών παραμορφώσεων, η κατάσταση άρχισε να αλλάζει όταν η σήραγγα εισήλθε σε μια ζώνη όπου δρούσαν εντατικά πεδία τεκτονικής προέλευσης που επέβαλλαν στη βραχώμαζα τάσεις στην ελαστοπλαστική περιοχή. Τότε άρχισαν να εκδηλώνονται φαινόμενα παραμορφώσεων που προκαλούσαν δυσκολίες στη συνέχιση του έργου, ενώ στρώσεις υλικού από το μέτωπο άρχισαν να ξεκολλάνε, σημάδι παρουσίας εξώθησης του πυρήνα προώθησης. Τελικά κάποια στιγμή το εντατικό πεδίο εισήλθε στην περιοχή αστοχίας με αποτέλεσμα την κατάρρευση ολόκληρου του μετώπου την οποία ακολούθησε αυτή της κοιλότητας με συγκλίσεις που ξεπέρασαν τα 2 μέτρα σε ένα μήκος σήραγγας μεγαλύτερο από 30 μέτρα πίσω από το μέτωπο (Εικόνα 2.2).



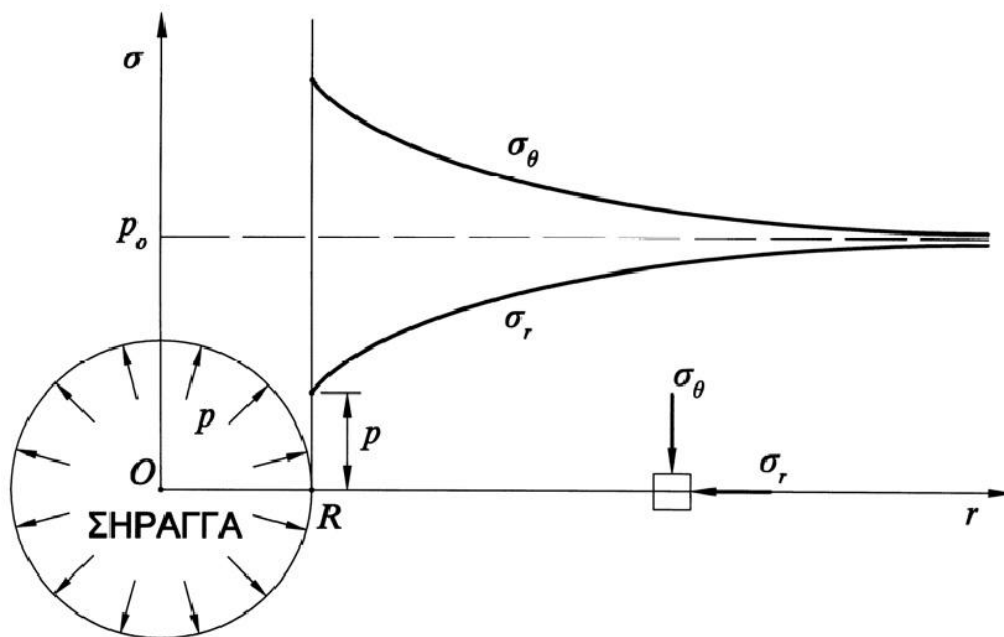
Εικόνα 2.2: Κατάρρευση του μετώπου και της κοιλότητας με εξαιρετικά μεγάλες συγκλίσεις [14].

Και σε αυτήν την περίπτωση, λοιπόν, αποδείχτηκε ότι κατάρρευση, με τεράστιες συγκλίσεις ακόμα και στα τμήματα που έχει τοποθετηθεί η προσωρινή επένδυση, συμβαίνει μόνο όταν ο πυρήνας πίσω από το μέτωπο δεν είναι πλέον άκαμπτος και ικανός να συμβάλλει στην στατικότητα της σήραγγας (Pietro Lunardi-2000).

Από τα παραπάνω παραδείγματα λοιπόν γίνεται κατανοητό ότι η ενίσχυση του πυρήνα προώθησης και η διατήρηση ή ενίσχυση της ακαμψίας του, είναι πρώτιστης σημασίας για την ευστάθεια ολόκληρης της σήραγγας, για την ενεργοποίηση βοηθητικών μηχανισμών ανακατανομής των τάσεων γύρω από τη σήραγγα, όπως είναι το φαινόμενο του θόλου, αλλά και για τη διατήρηση των παραμορφώσεων (συγκλίσεις, προσυγκλίσεις, εξωθήσεις) σε χαμηλά επίπεδα. Προς αυτήν την κατεύθυνση λοιπόν έχουν γίνει τα τελευταία χρόνια πλήθος θεωρητικών αναλύσεων και πειραματικών δοκιμών που έχουν δώσει μια γενικά ικανοποιητική και κατατοπιστική εικόνα για τους βέλτιστους τρόπους και τα κατάλληλα μέτρα ενίσχυσης τόσο του μετώπου όσο και ολόκληρης της εκσκαφής, σε αβαθείς και βαθιές σήραγγες.

3. ΜΕΤΡΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΜΕΤΩΠΟΥ ΣΗΡΑΓΓΑΣ

Όπως έχει αναφερθεί επανειλημμένως η μείωση των παραμορφώσεων, τόσο των επιφανειακών (επιφανειακές καθιζήσεις) όσο και αυτών της σήραγγας (προσυγκλίσεις, συγκλίσεις και εξωθήσεις) και ο περιορισμός της έκτασης της πλαστικής ζώνης, αποτελεί το μεγαλύτερο στοίχημα των μελετητών κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή υπογείων σηράγγων. Για να επιτευχθεί αυτό απαιτείται η ενίσχυση των χαρακτηριστικών της βραχώμαζας που περιβάλλει τη σήραγγα, με τεχνητά μέσα και κατάλληλες κατασκευαστικές μεθόδους, και η ενεργοποίηση φυσικών μηχανισμών ανακατανομής των τάσεων γύρω από τη σήραγγα που, δεν θα ενεργοποιούνταν χωρίς να έχει προηγουμένως ενισχυθεί το εδαφικό μέσο εκσκαφής. Με άλλα λόγια, ιδιαίτερα σε αβαθείς σήραγγες εντός κατοικημένων περιοχών, επιδιώκεται η εργασία μέσα στην ελαστική περιοχή (σχήμα 3.1) έτσι ώστε να πραγματοποιούνται μικρές παραμορφώσεις και οι πιέσεις στην τελική επένδυση κατά την κατάσταση ισορροπίας να κυμαίνονται σε χαμηλά επίπεδα.



Σχήμα 3.1: Κατανομή εφαπτομενικών και ακτινικών τάσεων γύρω από σήραγγα στην ελαστική περιοχή.

Με το σκεπτικό αυτό λοιπόν έχουν πραγματοποιηθεί τα τελευταία χρόνια πλήθος πειραματικών δοκιμών για την εύρεση τρόπων επίτευξης όλων των παραπάνω στόχων με το μικρότερο δυνατό κόστος και την μέγιστη αποτελεσματικότητα.

Ο ποσοτικός προσδιορισμός των απαιτούμενων, κάθε φορά, μέσων υποστήριξης και ενίσχυσης γίνεται με βάση την ποιότητα της εκάστοτε βραχώμαζας, τις αναμενόμενες παραμορφώσεις και μετακινήσεις αλλά και από την επίδραση όλων των παραπάνω στην

ευστάθεια της εκσκαφής. Έτσι άλλες φορές επεμβαίνουμε μόνο στο εσωτερικό της εκσκαφής φροντίζοντας απλώς να τοποθετηθεί έγκαιρα η προσωρινή επένδυση περισσότερο για προστασία από πτώση σφηνών και τεμάχων βράχου, ενώ άλλες φορές, που οι τάσεις πεδίου ξεπερνούν την αντοχή της βραχώμαζας, κρίνεται απαραίτητη η ενίσχυση του πυρήνα προώθησης βελτιώνοντας τα χαρακτηριστικά του με εκτεταμένα διαμήκη μέτρα υποστήριξης.

Παρακάτω αναφέρονται οι κατηγορίες στις οποίες ταξινομούνται τα μέτρα υποστήριξης που χρησιμοποιούνται ευρέως σήμερα για την ενίσχυση του πυρήνα προώθησης της σήραγγας.

3.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

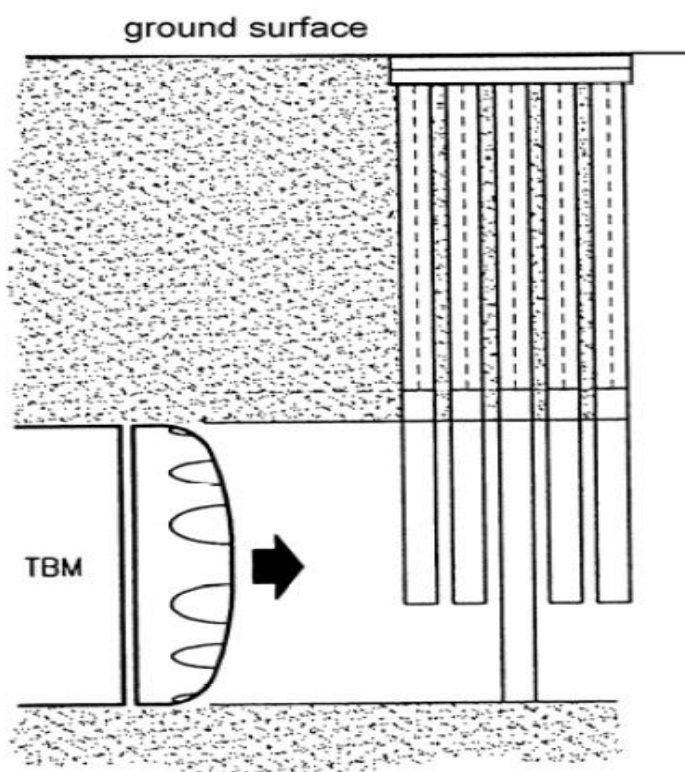
Αυτές αποσκοπούν τόσο στην βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών και των παραμορφωσιακών ιδιοτήτων της βραχώμαζας του πυρήνα όσο και στην διατήρηση των οριζόντιων τάσεων, σ_3 , μέσα στον πυρήνα προώθησης, σε υψηλά επίπεδα μειώνοντας έτσι τις πιθανότητες αστοχίας. Αποτέλεσμα όλων των παραπάνω είναι η μείωση των παραμορφώσεων που λαμβάνουν χώρα μέσα στον πυρήνα, και τελικά η μείωση της εξώθησης του μετώπου εκσκαφής. Στις μεθόδους ενίσχυσης συγκαταλέγονται τα οριζόντια αγκύρια μετώπου, τα κατακόρυφα αγκύρια, οι τσιμεντενέσεις (jet-grouting) μέσα στον πυρήνα προώθησης, η αποστράγγιση των υδάτων και τέλος σε σπάνιες περιπτώσεις η ψύξη του εδάφους γύρω από την εκσκαφή.

- Οριζόντια αγκύρια μετώπου: Εφαρμόζονται στην περίπτωση ασθενών εδαφικών σχηματισμών σε διάφορες διατάξεις, ανάλογα κάθε φορά ποιά κρίνεται κατάλληλη για τον εκάστοτε εδαφικό σχηματισμό. Αποσκοπούν κυρίως στην ενίσχυση του πυρήνα μπροστά από το μέτωπο, αποτρέποντας τις οριζόντιες τάσεις, σ_3 , από το να μειωθούν. Έχουν πολύ ευμενή επίδραση στην μείωση των παραμορφώσεων του πυρήνα προώθησης ενώ μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε σε συνδυασμό με άλλα μέτρα υποστήριξης είτε μόνα τους. Εκτενέστερη αναφορά στα αγκύρια μετώπου θα γίνει παρακάτω.



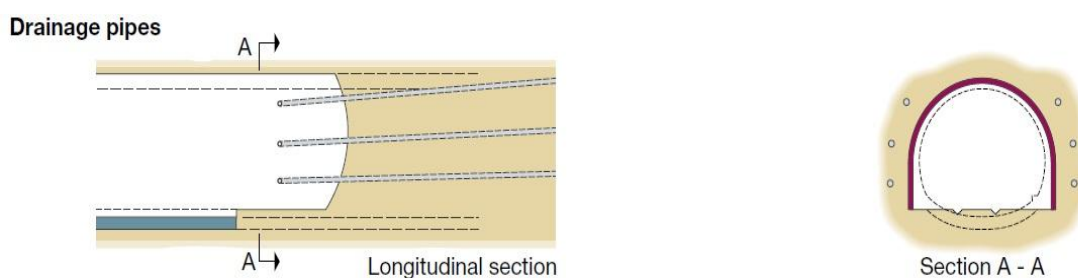
Εικόνα 3.1: Εγκατάσταση αγκυρίων fibreglass σε μέτωπο σήραγγας [15].

- Κατακόρυφα αγκύρια: Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται συνήθως σε αβαθείς σήραγγες τόσο γιατί σε αυτήν την περίπτωση είναι πιο εύκολη η χρήση τους όσο και επειδή σε αυτές περιμένουμε μεγαλύτερες επιφανειακές καθιζήσεις. Οπότε τα κατακόρυφα αγκύρια αποσκοπούν ακριβώς στην μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων ενώ ταυτόχρονα προστατεύουν τον πυρήνα μπροστά από το μέτωπο αποτρέποντας την αύξηση των κατακόρυφων τάσεων, σ_1 . Χρηζουν ιδιαίτερης εφαρμογής σε σήραγγες που κατασκευάζονται σε αστικό περιβάλλον, όπως το Αττικό Μετρό, και σε περιπτώσεις που απαγορεύονται οι επιφανειακές καθιζήσεις όπως είναι η διέλευση κάτω από κτίρια υψηλής επικινδυνότητας και σιδηροδρομικές γραμμές. Η δράση των αγκυρίων στηρίζεται στην εφελκυστική τους αντοχή και για αυτό συνήθως κατασκευάζονται από υλικό υψηλής αντοχής, όπως είναι ο χάλυβας, και αναρτώνται από την επιφάνεια του εδάφους συνδεόμενα με μια ισχυρή πλάκα σκυροδέματος (Σχήμα 3.2).



Σχήμα 3.2: Απεικόνιση κατακόρυφων αγκυρίων μπροστά από το μέτωπο εγκατεστημένων από την επιφάνεια του εδάφους.

- Αποστράγγιση υδάτων: Αποσκοπεί στην αποτόνωση των υδατικών πιέσεων που δημιουργούν ροή προς το μέτωπο με δυσμενή υδραυλική κλίση και επιτυγχάνεται με την διάνοιξη αποστραγγιστικών οπών στο μέτωπο της σήραγγας (Σχήμα 3.3). Ένα καλό αποστραγγιστικό σύστημα είναι απαραίτητο όχι μόνο για την ευστάθεια του μετώπου αλλά και για να αποφευχθούν οι υπερβολικά μεγάλες πιέσεις, λόγω ύδατος, πάνω στην τελική επένδυση της σήραγγας.



Σχήμα 3.3: Εγκατάσταση σωλήνων αποστράγγισης γύρω από τον πυρήνα προώθησης [15].

Πάγωμα εδάφους (freezing): Πρόκειται για μια ιδιαίτερα υψηλού κόστους μέθοδο ενίσχυσης του εδάφους η οποία, ενώ γενικώς αποτελεί την έσχατη λύση, πολλές φορές μπορεί να αποτελεί και την μοναδική ειδικά σε περιπτώσεις ασθενών κορεσμένων εδαφών χαμηλής συνεκτικότητας. Η μέθοδος επιτυγχάνεται με την εισαγωγή σωλήνων με

ψυκτικό υγρό στο έδαφος της περιοχής ενδιαφέροντος, ενώ η ζώνη ψύξης υπολογίζεται με τη βοήθεια προσομοιωμάτων συνεχούς μέσου με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η φέρουσα ικανότητα κορεσμένου, ψυγμένου εδάφους χαρακτηρίζεται από τη μηχανική συμπεριφορά των κόκκων του εδάφους και του παγωμένου νερού που βρίσκεται στους πόρους του. Συνέπεια της ψύξης είναι ότι το ψυγμένο έδαφος διαθέτει ένα μεγάλο αρχικό μέτρο ελαστικότητας και μεγάλη δυσκαμψία σε βραχυχρόνιες φορτίσεις ενώ ταυτόχρονα μετατρέπεται σε ένα αδιαπέρατο σχηματισμό. Σημαντικότερα μειονεκτήματα της μεθόδου είναι οι ερπυστικές παραμορφώσεις του ψυγμένου εδάφους κατά τη διάρκεια της εφαρμογής της μεθόδου, το υψηλό της κόστος, και τέλος οι μεγάλες καθιζήσεις που λαμβάνουν χώρα μετά την απόψυξη του εδάφους. Όπως προαναφέρθηκε η μέθοδος αυτή ενδείκνυται για κορεσμένα εδάφη χαμηλής διατμητικής αντοχής, ενώ αξίζει να αναφερθεί ότι έτυχε ευρείας εφαρμογής στα υπόγεια έργα κατασκευής του επιστημονικού κέντρου CERN (Λαζαρίδη Ε. 2005).



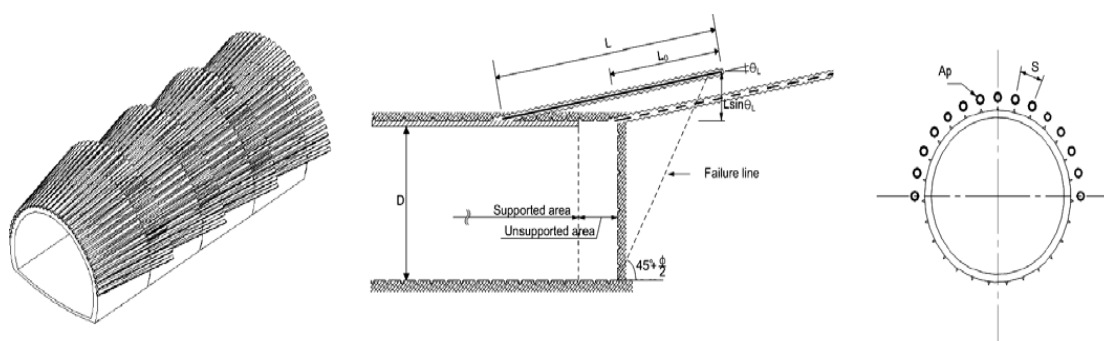
Εικόνα 3.2: Σύστημα σωλήνων ψύξης γύρω από εκσκαφή για την σταθεροποίηση του εδάφους.

3.2 ΠΡΟΣΤΑΤΕΥΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Οι μέθοδοι αυτοί αποσκοπούν κυρίως στην διατήρηση των κατακόρυφων τάσεων, σ_1 , μέσα στον πυρήνα προώθησης και κοντά στο μέτωπο εκσκαφής, σε χαμηλά επίπεδα και στην ανακατανομή των τάσεων γύρω από την εκσκαφή, ενεργοποιώντας τεχνητός, φυσικούς βοηθητικούς μηχανισμούς όπως είναι το φαινόμενο του θόλου. Μειώνοντας λοιπόν τις κατακόρυφες τάσεις απομακρυνόμαστε από την περιοχή αστοχίας, όπως έχει προαναφερθεί, μειώνονται οι προσυγκλίσεις ενώ ταυτόχρονα έχουμε και περιορισμό των επιφανειακών καθιζήσεων. Τέτοιες προστατευτικές μέθοδοι είναι οι δοκοί προπορείας, η εφαρμογή ημικυλινδρικών κελυφών οπλισμένου σκυροδέματος και η οριζόντια εφαρμογή jet-grouting.

- Δοκοί Προπορείας: Είναι μια μέθοδος που χρησιμοποιείται συχνά για την ενίσχυση του εδάφους μπροστά από το μέτωπο της σήραγγας κατά την εκσκαφή

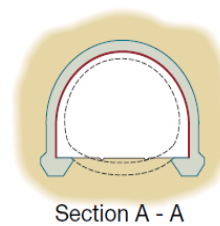
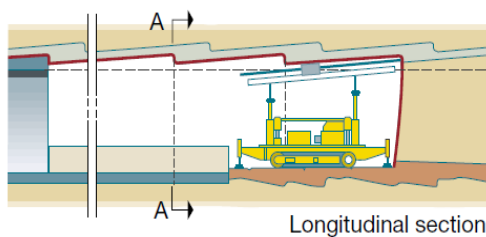
παρέχοντας ταυτόχρονα προσωρινή στήριξη στο ανυποστήρικτο τμήμα της σήραγγα. Οι δοκοί συνήθως εγκαθίστανται γύρω από την περιφέρεια της σήραγγας, κατά τον διαμήκη άξονα, δημιουργώντας έτσι ένα προστατευτικό θόλο μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής και πάνω από τον πυρήνα προώθησης. Οι δοκοί προσομοιώνονται με διέρειστες δοκούς, μονοπροέχουσες, με τα ελεύθερα άκρα τους προς το μέτωπο της σήραγγας. Οπότε και οι ροπές που αναπτύσσονται στις δοκούς είναι σύμφωνα με το εν λόγω στατικό προσομοίωμα. Συνήθως στους πολύ ασθενείς εδαφικούς σχηματισμούς οι δοκοί προπορείας χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με άλλα μέτρα προστασίας για την αποφυγή υπέρβασης της ροπής σχεδιασμού τους από τις δρώσες ροπές πάνω τους. Εκτενέστερη αναφορά στις δοκούς προπορείας θα γίνει παρακάτω.



Σχήμα 3.4: Απεικόνιση ομπρέλας δοκών προπορείας γύρω από τη στέψη σήραγγας.

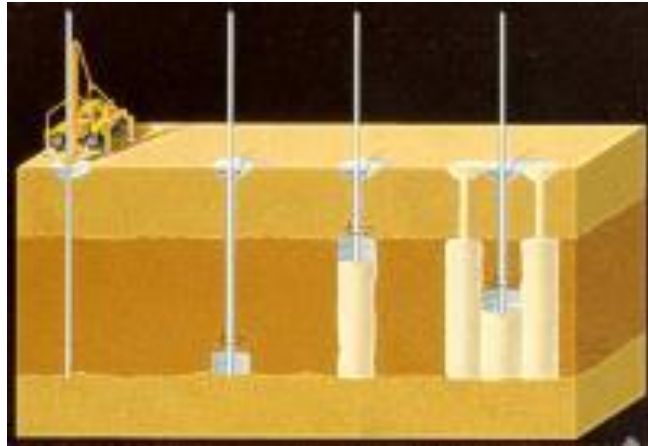
- Εδαφοπάσσαλοι με ένεμα υψηλής πίεσης (jet grouting columns): Η μέθοδος συνιστάται στην εισπίεση ενέματος (grouting) σε γεωυλικό το οποίο έχει ως αποτέλεσμα την πλήρωση των κενών της βραχώμαζας και την βελτίωση των ιδιοτήτων της (Σχήμα 3.5). Καταυτόν τον τρόπο δημιουργείται ενισχυμένο υλικό πάνω ή μπροστά από το μέτωπο το οποίο αποτρέπει την καταρροή υλικού ή αστοχία τύπου καμινάδας. Προϋπόθεση για να εφαρμοστεί η παραπάνω μέθοδος είναι η μέση έως μεγάλη περατότητα του γεωυλικού ώστε να είναι εφικτή η διάχυση του ενέματος σε ικανή απόσταση γύρω από τη θέση εισπίεσης, ώστε να προκύψει συνεχής ζώνη από ενισχυμένο υλικό.

Full face sub-horizontal jet-grouting



Σχήμα 3.5: Σχηματική απεικόνιση οριζόντιας εφαρμογής ενέματος γύρω από τον πυρήνα προώθησης [14].

Σε περίπτωση που το γεωυλικό δεν διαθέτει την απαιτούμενη περατότητα, χρησιμοποιείται η μέθοδος jet-grouting στο μέτωπο κατά την οποία το ένεμα εισπνέζεται από ένα στέλεχος το οποίο έχει την δυνατότητα περιστροφής και εισχώρησης εντός της βραχώμαζας. Έτσι δημιουργούνται στήλες ενισχυμένου υλικού οι οποίες επικαλύπτονται και δημιουργούν μια ισχυρή ομπρέλα προστασίας στο μέτωπο η οποία ενισχύει την ακαμψία του πυρήνα προόδου και κατ'επέκταση μειώνει την προσύγκλιση και την αποδιοργάνωση του υλικού μπροστά και πάνω από το μέτωπο της εκσκαφής.

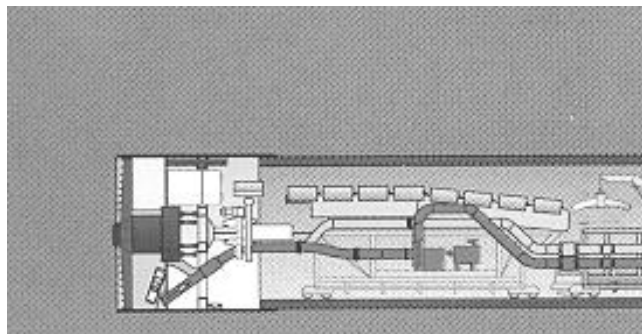


Σχήμα 3.6: Κατασκευή εδαφοπασσάλων ενέματος από την επιφάνεια του εδάφους.

3.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

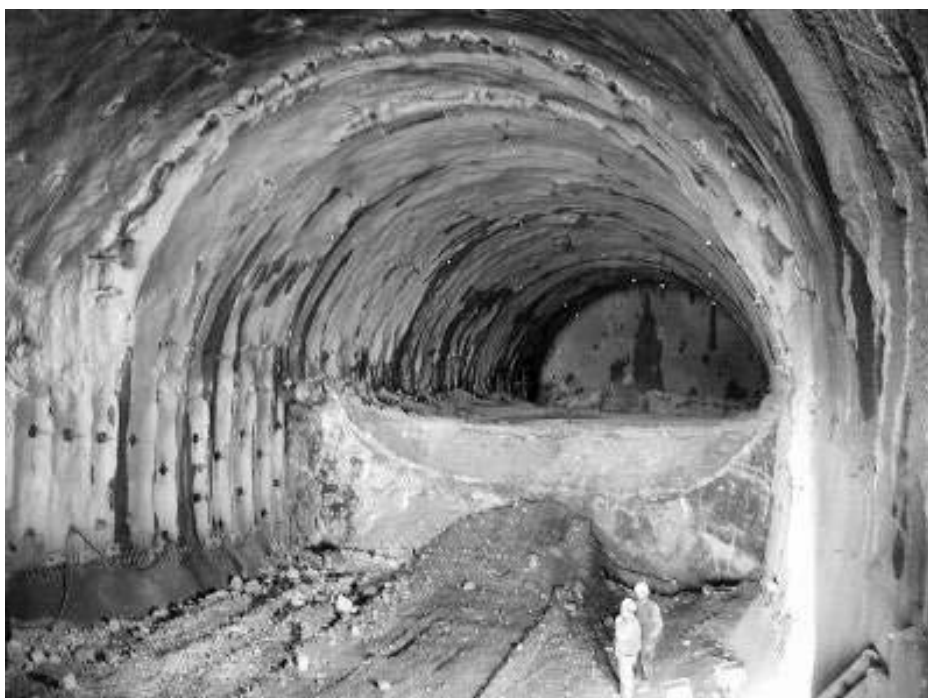
Οι μέθοδοι αυτοί συνοψίζονται στην εφαρμογή πίεσης στο μέτωπο εκσκαφής για την αντιστήριξη του.

- Διάνοιξη με κλειστού τύπου μηχανές ολομέτωπης κοπής: Τέτοιες είναι οι μηχανές EPB και οι μηχανές slurry TBM οι οποίες καθώς εκσκάπτουν την σήραγγα εφαρμόζουν οριζόντια ομοιόμορφη πίεση στο μέτωπο αντιστηρίζοντας το και περιορίζοντας ταυτόχρονα τις συγκλίσεις και τις επιφανειακές καθιζήσεις. Για το TBM η αντιστήριξη γίνεται μέσα στην προστατευόμενη περιοχή της ασπίδας και εξασφαλίζεται από έναν πολύ προϊόντων εκσκαφής και νερού το οποίο ασκεί πίεση και διατηρείται σε κατάλληλο θάλαμο εργασίας μαζί με μπετονίτη. Από την άλλη για τα EPB η πίεση αντιστήριξης προέρχεται από το εδαφικό υλικό πίσω από την κεφαλή κοπής.



Εικόνα 3.3: Μηχανή ολομέτωπης κοπής TBM.

Να αναφερθεί τέλος ότι άλλη μια μέθοδος που χρησιμοποιείται για την ενίσχυση της ευστάθειας του μετώπου είναι η μείωση της έκτασης της επιφάνειας εκσκαφής χωρίζοντας την σε τμήματα που εκσκάπτονται σε διαφορετικές φάσεις. Το πιο σύνηθες είναι ο χωρισμός του μετώπου σε δύο τμήματα (Εικόνα 3.4) από τα οποία πρώτο εκσκάπτεται το άνω τμήμα της σήραγγας, αντιστηρίζεται και στη συνέχεια ακολουθεί το κάτω τμήμα της. Σε περιπτώσεις εδαφών πολύ χαμηλών αντοχών και σηράγγων μεγάλης διαμέτρου, η εκσκαφή μπορεί να γίνει σε ακόμα περισσότερες φάσεις και το μέτωπο μπορεί να χωριστεί σε περισσότερα από δύο τμήματα.



Εικόνα 3.4: Εκσκαφή σήραγγας σε δύο φάσεις.

Όπως λοιπόν προαναφέρθηκε και παραπάνω κατά τη διάνοιξη της σήραγγας προκαλείται αποτόνωση τάσεων στην περιβάλλουσα βραχώμαζα. Η αποτόνωση έχει σαν αποτέλεσμα την σταδιακή σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας και την σμίκρυνση της επιθυμητής

διατομής. Επομένως οι παραμορφώσεις αυτές πρέπει να είναι ελεγχόμενες για να αποφευχθεί η αποδιοργάνωση της βραχώμαζας, λόγω υπερβολικής σύγκλισης, και να αποτραπεί η αστοχία λόγω σύνθλιψης των τοιχωμάτων ή η αστοχία του μετώπου. Για αυτόν ακριβώς τον λόγο, λοιπόν, είναι αναγκαία η εγκατάσταση μέτρων υποστήριξης, τόσο μεμονωμένων όσο και πολλές φορές σε συνδυασμό, τα οποία δημιουργούν ένα κέλυφος που ασκεί πίεση στην περιβάλλουσα βραχώμαζα (φορτίο υποστήριξης – supporting load) περιορίζοντας τις παραμορφώσεις της οπής σε ανεκτά επίπεδα και διατηρώντας τη διατομή. Βασικό επίσης είναι ότι μέχρι την εγκατάσταση της τελικής επένδυσης, πρέπει να έχει αποκατασταθεί η ισορροπία στη βραχώμαζα και να έχει συντελεστεί το μεγαλύτερο, αν όχι όλο, ποσοστό των παραμορφώσεων έτσι ώστε αυτή να μην αναλάβει υπερβολικά μεγάλες πιέσεις για τις οποίες δεν έχει σχεδιαστεί.

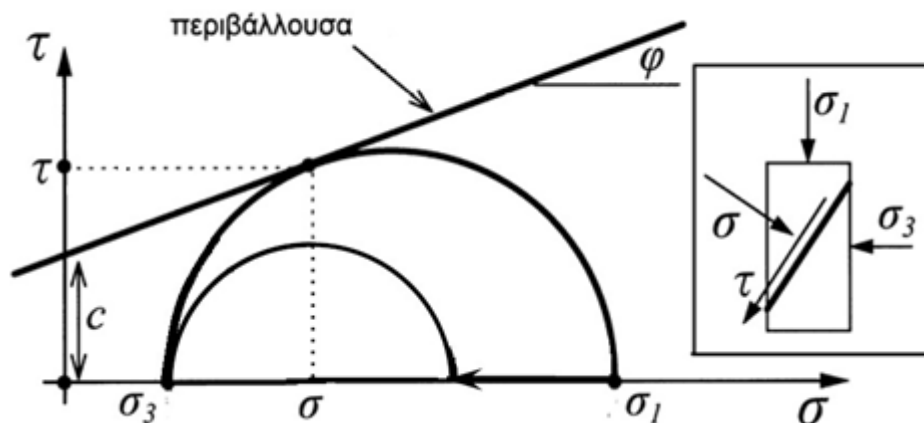
ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ

Η ενίσχυση της βραχώμαζας μπροστά από το μέτωπο της σήραγγας με τη χρήση χαλύβδινων σωλήνων, είναι μια ευρέως χρησιμοποιούμενη μέθοδος (γνωστή ως UAM-Umbrella Arch Method) για την διατήρηση της ευστάθειας μιας αβαθούς σήραγγας προστατεύοντας και από τις βαρυτικές αστοχίες, για την μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων και για την ανακατανομή των τάσεων γύρω από τη σήραγγα. Αποτελεί μια αρκετά αξιόπιστη προστατευτική μέθοδο, που καθιστά ασφαλέστερη την εκσκαφή ιδιαίτερως στην περίπτωση μικρού ύψους υπερκειμένων. Ιδιαίτερα σε αστικό περιβάλλον η χρήση των δοκών προπορείας επιβάλλεται για να μειωθούν κατά το δυνατόν οι επιφανειακές καθιζήσεις οι οποίες είναι απαγορευτικές για τις παρακείμενες κατασκευές.



Εικόνα 3.5: Εγκατάσταση δοκών προπορείας σε στόμιο σήραγγας.

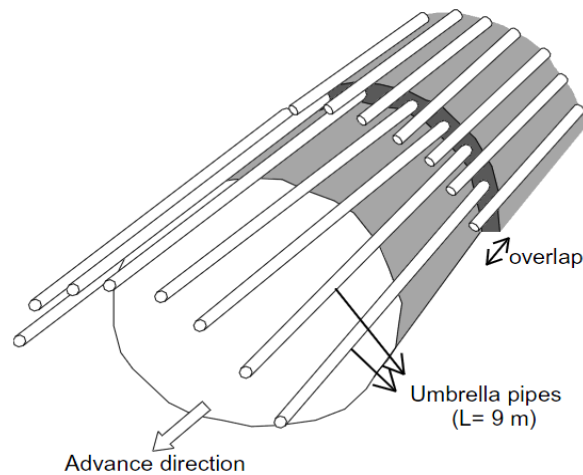
Η συνεισφορά τους στην ευστάθεια του μετώπου συνιστάται στην μείωση, με την ενεργοποίηση της καμπτικής τους αντοχής, των κατακόρυφων τάσεων, σ_1 , μέσα στον πυρήνα προώθησης με αποτέλεσμα την μείωση της πιθανότητας αστοχίας, όπως φαίνεται και στον αντίστοιχο κύκλο Mohr (Σχήμα 3.7).



Σχήμα 3.7: Ενίσχυση της ευστάθειας του μετώπου με μείωση των κατακόρυφων τάσεων σ_1 [19].

Με αυτόν τον τρόπο «προστατεύεται» ο πυρήνας από τις υψηλές κατακόρυφες τάσεις ενώ ταυτόχρονα δρομολογείται η ανακατανομή των τάσεων γύρω από την σήραγγα, ομογενοποιώντας έτσι την παραμορφωσιακή της συμπεριφορά και λειτουργώντας ευμενώς για την ενεργοποίηση του φαινομένου του θόλου. Παρόλα αυτά ενώ οι δοκοί μπορούν να εγγυηθούν, ως ένα βαθμό, την προστασία έναντι ολικής κατάρρευσης της σήραγγας, δεν μπορούν να θεωρηθούν από μόνες τους το ίδιο αξιόπιστες για την διατήρηση της ευστάθειας του μετώπου.

Η διάμετρος των δοκών μπορεί να διαφέρει σε κάθε περίπτωση ανάλογα με την απαιτούμενη δυσκαμψία, καθώς επίσης και η απόσταση μεταξύ τους. Σε γενικές γραμμές οι διάμετροι που χρησιμοποιούνται είναι τυποποιημένες και κυμαίνονται ανάμεσα σε ένα ανώτερο και ένα κατώτερο όριο. Γεγονός είναι πάντως ότι μέχρι στιγμής δεν έχει βρεθεί μια ορθολογική μεθοδολογία σχεδιασμού για την εγκατάσταση των δοκών προπορείας. Μπορεί όμως να αναφερθεί ότι συγκεκριμένα στην <<μέθοδο ομπρέλας>> (UAM-Umbrella Arch Method) μετά την εγκατάσταση του προστατευτικού θόλου μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής, ακολουθεί η εκσκαφή της σήραγγας υπό την προστασία αυτού (Σχήμα 3.8). Ο θόλος αυτός αποτελείται από μακριές χαλύβδινες δοκούς μεταξύ των οποίων πραγματοποιούνται τσιμεντενέσεις για την στερεοποίηση του περιβάλλοντος εδαφικού υλικού.

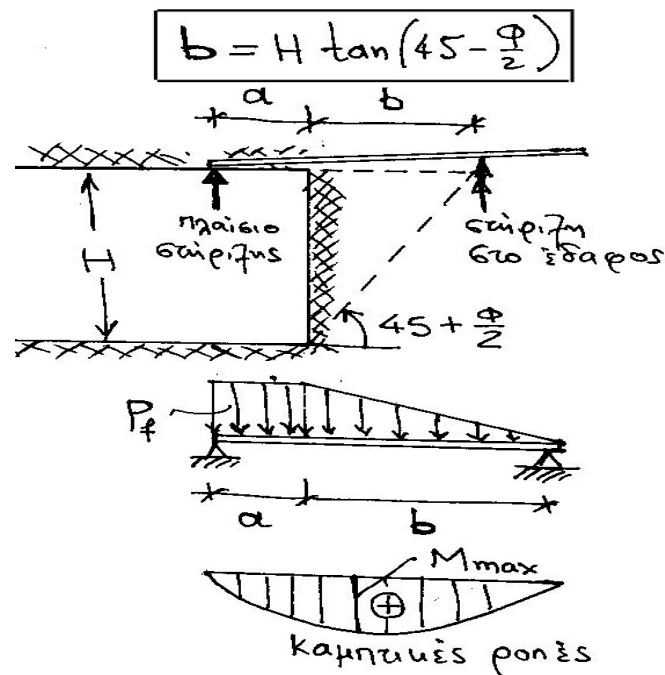


Σχήμα 3.8: Σχηματική απεικόνιση ομπρέλας δοκών προπορείας και υπερκάλυψης αυτών.

Οι δοκοί προπορείας προσομοιώνονται ως αμφιέριστες δοκοί και η αντοχή τους εκτιμάται με βάση αυτήν την προσομοίωση και τις αναπτυσσόμενες ροπές. Παρακάτω αναφέρεται ένα παράδειγμα της επιρροής των δοκών προπορείας στην ευστάθεια του μετώπου.

Για μια σήραγγα, χωρίς ενίσχυση με δοκούς προπορείας, που βρίσκεται σε βάθος 75m, με ύψος $H=11.4\text{m}$ και $b=6.32\text{m}$, $a=1\text{m}$ και $\phi=32^\circ$, $\sigma_{cm}=0.95\text{MPa}$ με γεωστατικές τάσεις $p_0=1.8\text{MPa}$, προκύπτει συντελεστής υπερφόρτωσης $N_s=2p_0/\sigma_{cm}= 3,8$ και $\lambda=0,38$ και τελικά:

$$FS_0 = \frac{2}{(1-\lambda)N_s} = 0,85 \quad (3.1)$$



Σχήμα 3.9: Στατικό προσομοίωμα δοκών προπορείας και αναπτυσσόμενες ροές [19].

Οπότε είναι φανερό ότι για μια τέτοια σήραγγα με τα συγκεκριμένα εδαφικά χαρακτηριστικά θα επέλθει αστοχία στο μέτωπο χωρίς την χρήση μέτρων υποστήριξης. Στη συνέχεια για τον υπολογισμό της απαιτούμενης πίεσης, p_f , πάνω στις δοκούς προπορείας θεωρούμε οριακή ευστάθεια του μετώπου με $FS=1$. Έτσι προκύπτει ο λόγος $p_f/p_0=0.093$ πίεση $p_f=167\text{kPa}$ από τον τύπο.

$$p_f/p_0 = (1-\lambda)(1- FS_0/FS) \quad (3.2)$$

Οι παραπάνω τιμές του συντελεστή αποτόνωσης, λ , και του συντελεστή ασφαλείας, FS_0 , προκύπτουν από τον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 3.3).

N_s	λ	FS_o
< 1	0.235	2.61
2.5	0.295	1.13
3	0.327	1.00
4	0.395	0.83
5	0.462	0.74
10	0.720	0.71
20	0.860	0.71

Πίνακας 3.3: Τιμές συντελεστή ασφαλείας και αποτόνωσης με βάση τον συντελεστή υπερφόρτωσης.

Όπως φαίνεται και από τον αντίστοιχο πίνακα το μέτωπο για ανυποστήρικτη σήραγγα είναι ευσταθές για $N_s \leq 3$ (Μ.Καββαδάς 2006-2007).

ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ

Πιο αναλυτικά ο σχεδιασμός του συστήματος των δοκών προπορείας έχει ως εξής:

- Υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας (FS_o) του μετώπου εκσκαφής χωρίς μέτρα ενίσχυσης. Συνήθως η αποδεκτή τιμή για την ευστάθεια του μετώπου είναι : $FS_{all} = 1.0-1.1$. Εάν $FS_o \geq FS_{all}$, το μέτωπο είναι ασφαλές.
- Εάν $FS_o < FS_{all}$, και αποφασισθεί η ενίσχυση του μετώπου να γίνει με δοκούς προπορείας, προσδιορίζεται η απαιτούμενη πίεση (p_f) για να επιτευχθεί ο επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας FS (συνήθως $FS = FS_{all}$).
- Με την παραπάνω πίεση, (p_f), υπολογίζεται η μέγιστη καμπτική ροπή M_{max} στο άνοιγμα των δοκών.
- Επιλέγονται δοκοί με επαρκή ροπή αδρανείας και απόσταση μεταξύ τους ώστε να μπορούν να αναλάβουν την ροπή M_{max} . Συνήθως, οι δοκοί επιτρέπεται να φθάνουν μέχρι το όριο διαρροής ($M_{max} = M_y$). Η ροπή M_{max} εκτιμάται από τον τύπο:

$$M_{max} \approx \frac{\sqrt{3}}{27} p_f L^2 B \quad (3.4)$$

, όπου L = το φωτιζόμενο μήκος της δοκού ($L=a+b$)

Για την μείωση των υποχωρήσεων στην επιφάνεια του εδάφους πάνω από την σήραγγα χρησιμοποιούνται πολύ άκαμπτες δοκοί, οι οποίες μειώνουν την μετακίνηση u_R στο μέτωπο (σε σχέση με την τιμή του u_R χωρίς τις δοκούς), μειώνοντας έτσι τον συντελεστή αποτόνωσης στο μέτωπο εκσκαφής (κατά $\Delta\lambda$). Μειωμένη μετακίνηση στο μέτωπο

συνεπάγεται ελαχιστοποίηση του όγκου της έκθλιψης άρα και μικρότερη απώλεια όγκου επιφανειακά. Συνεπώς έτσι περιορίζεται τόσο το βάθος όσο και η έκταση των επιφανειακών καθιζήσεων. Η διαδικασία για τον προσδιορισμό της μείωσης του συντελεστή αποτόνωσης ($\Delta\lambda$) στο μέτωπο εκσκαφής λόγω της ακαμψίας των δοκών προπορείας, είναι η εξής:

- i. Υπολογίζεται η σύγκλιση u_{Rb} και ο συντελεστής αποτόνωσης λ_b στη θέση $x=b$ για την περίπτωση χωρίς δοκούς προπορείας, μέσω των καμπύλων σύγκλισης- αποτόνωσης (στη θέση $x=b$, οι δοκοί δεν συνεισφέρουν).
- ii. Υπολογίζεται η σύγκλιση u_{R0} και ο συντελεστής αποτόνωσης $\lambda_0 > \lambda_b$ στο μέτωπο ($x=0$), για την περίπτωση χωρίς δοκούς προπορείας.
- iii. Υποθέτουμε ότι οι δοκοί είναι απολύτως άκαμπτες, οπότε ο συντελεστής αποτόνωσης στο μέτωπο ($x=0$) είναι ίδιος με τον συντελεστή αποτόνωσης (λ_b) στη θέση $x=b$.
- iv. Λόγω της παραπάνω παραδοχής, οι δοκοί καλούνται να αναλάβουν πίεση :

$$p_f = (\lambda_0 - \lambda_b)p_0 \quad (3.5)$$

, με p_0 = γεωστατική πίεση

- v. Λόγω αυτής της πίεσης, υπολογίζεται το μέγιστο βέλος κάμψεως (f) των δοκών (με παραδοχή παραβολικής κατανομής της πίεσης) :

$$f = \frac{11}{120} \frac{p_f s(a+b)^4}{EI} \quad (3.6)$$

s = όπου: απόσταση μεταξύ δοκών

E =μέτρο ελαστικότητας χάλυβα

I = ροπή αδράνειας της δοκού

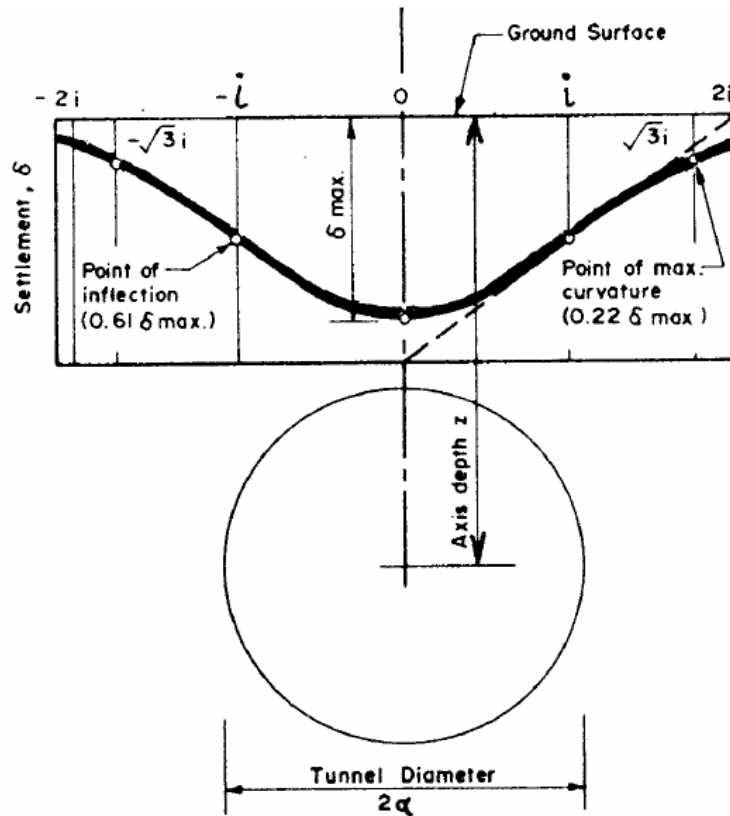
a, b = προσδιορίζονται από το σχήμα - παραπάνω

- vi. Υπολογίζεται η νέα σύγκλιση στο μέτωπο εκσκαφής $u_R = u_{Rb} + f$. Εάν η τιμή αυτή είναι μεγαλύτερη από την τιμή u_{R0} (σύγκλιση στο μέτωπο χωρίς forepoling), τίθεται $u_R = u_{R0}$.
- vii. Από την νέα σύγκλιση στο μέτωπο εκσκαφής u_R , υπολογίζεται μια νέα τιμή του συντελεστή αποτόνωσης στο μέτωπο λ_b (μεγαλύτερη της προηγούμενης τιμής λ_b και μικρότερη ή ίση της λ_0).
- viii. Με την νέα τιμή του λ_b επαναλαμβάνονται τα βήματα 4, 5, 6 και 7 μέχρι ο αλγόριθμος να συγκλίνει σε σταθερή τιμή του λ_b (σύγκλιση στο μέτωπο u_R).
- ix. Η τιμή αυτή (λ_b) είναι η πραγματική τιμή του συντελεστή αποτόνωσης στο μέτωπο εκσκαφής. Η μείωση του συντελεστή αποτόνωσης είναι τότε :

$$\Delta\lambda = \lambda_0 - \lambda_b \quad (3.7)$$

- x. Η αντίστοιχη πίεση στις δοκούς προπορείας είναι :

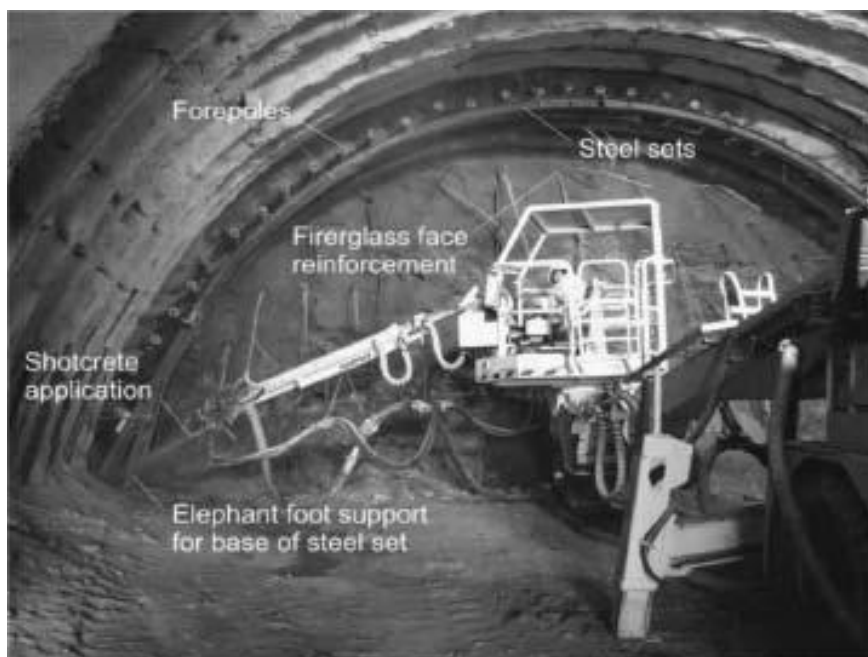
$$p_f = (\lambda_0 - \lambda_b) p_0 \quad (3.8)$$



Σχήμα 3.10: Επιρροή διαμέτρου σήραγγας στο πλάτος των επιφανειακών καθιζήσεων [18].

Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να αναφερθεί ότι σε βαθιές σήραγγες η παραπάνω διαδικασία δεν μπορεί να εφαρμοστεί επειδή η πίεση, p_f , που καλούνται να αναλάβουν οι δοκοί, είναι πολύ μεγάλη για οποιοδήποτε σύστημα δοκών.

Άλλο ένα σημείο που θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή κατά τη μελέτη του συστήματος του forepoling είναι και ο σχεδιασμός των πλαισίων άμεσης στήριξης πάνω στα οποία στηρίζονται οι δοκοί. Αυτά θα πρέπει να μπορούν να αναλάβουν συν τοις άλλοις και τα φορτία που προέρχονται και από τις δοκούς προπορείας τα οποία είναι τόσο μεγαλύτερα όσο μεγαλώνει η ακαμψία τους, ενώ αυτά αυξάνονται ακόμα περισσότερο και λόγω της μείωσης του συντελεστή αποτόνωσης (λ) που προκαλούν (μέσω της ακαμψίας τους).



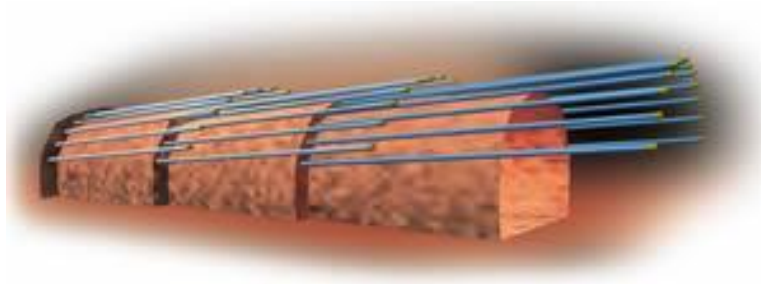
Εικόνα 3.6: Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος στα τοιχώματα σήραγγας ως προσωρινή επένδυση.

Παρακάτω περιγράφεται λεπτομερέστερα η τυπική διαδικασία εγκατάστασης δοκών προπορείας βαρέως τύπου:

- Γίνεται τοποθέτηση του διατρητικού βραχίονα στην προβλεπόμενη θέση και διεύθυνση τοποθέτησης της δοκού αφού πρώτα αυτή έχει επιβεβαιωθεί τοπογραφικά.
- Διάνοιξη του διατρήματος, τοποθέτηση του σωλήνα και τοποθέτηση πλαστικού σωλήνα επιστροφής του ενέματος.
- Απομονώνεται και στεγανοποιείται το ελεύθερο άκρο του σωλήνα.
- Εισπιέζεται τσιμεντένεμα στο σωλήνα και εξασφαλίζεται η πλήρωση αυτού και του διατρήματος. Ο μεταλλικός σωλήνας και η οπή διάτρησης θα έχει πληρωθεί με ένεμα τη στιγμή που θα αρχίσει να εκχέεται ένεμα από τον πλαστικό σωλήνα επιστροφής στο ελεύθερο άκρο του μεταλλικού σωλήνα. Αν προβλέπεται πρόσθετη τσιμεντένεση βελτίωσης, το ένεμα θα εισπιέζεται με τις προβλεπόμενες στη μελέτη πιέσεις.
- Εκσκαφή της σήραγγας στο βήμα που προβλέπεται από την μελέτη.
- Τοποθέτηση ολόσωμου μεταλλικού πλαισίου με ή χωρίς εκτοξευόμενου σκυροδέματος, όπως προβλέπει η αρχική μελέτη.

Η γωνία κλίσης των δοκών (ως προς τον άξονα της σήραγγας) καθώς και η απόστασή τους από την εσωτερική επιφάνεια των ήδη τοποθετημένων υποστυλωμάτων της διατομής, θα επιλέγεται έτσι ώστε να ελαχιστοποιείται (για κατασκευαστικούς και μόνο λόγους) η διεύρυνση της διατομής εκσκαφής της σήραγγας. Επίσης οι δοκοί θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζουν την αντοχή, την υδατοστεγανότητα ή την μόρφωση της επιφάνειας της επένδυσης από σκυρόδεμα. Μετά την πραγματοποίηση του

κάθε βήματος εκσκαφής τοποθετείται η προβλεπόμενη από την μελέτη υποστήλωση (Μ.Καββαδάς2006-2007).



ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΓΚΥΡΙΑ ΜΕΤΩΠΟΥ FIBREGLASS

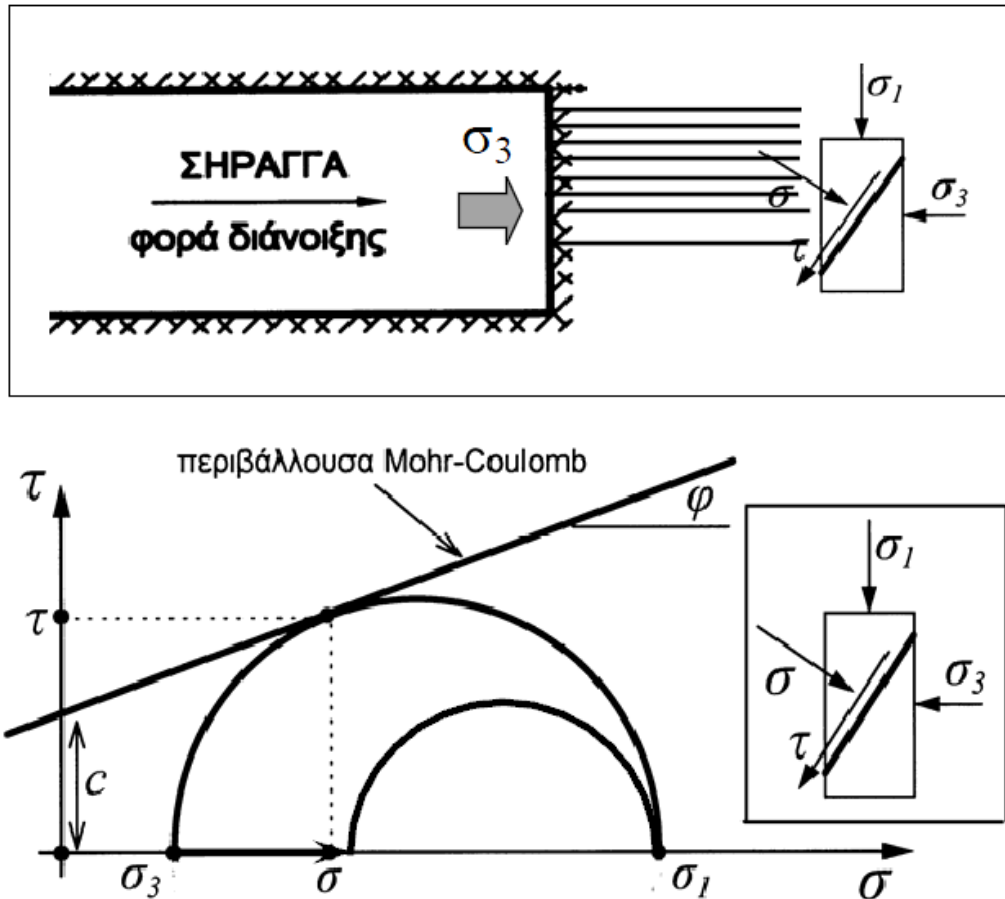
Η συστηματική ενίσχυση του μετώπου μιας σήραγγας το οποίο στη συνέχεια εκσκάπτεται και κατακρημνίζεται, μπορεί να μοιάζει με παράξενη αντίφαση και ίσως να είναι, καθώς ακόμα και μετά από δεκαοχτώ χρόνια από την πρώτη φορά που χρησιμοποιήθηκε, η τεχνολογία της ενίσχυσης του πυρήνα προώθησης με διαμήκη αγκύρια fiberglass αντιμετωπίζεται από μερικούς με καχυποψία και είναι συχνά ελλιπώς κατανοητή και εφαρμοσμένη, ακόμα και από έμπειρους μηχανικούς στο σχεδιασμό υπογείων έργων παρά τα επιτυχή αποτελέσματα που η τεχνική αυτή έχει να επιδείξει.

Ένα πραγματικό κατασκευαστικό σύστημα αυτής της μεθόδου δημιουργήθηκε, και αποτέλεσε μέρος μιας σχεδιαστικής και κατασκευαστικής προσέγγισης γνωστής ως ADECO-RS, βασικό χαρακτηριστικό της οποίας είναι η ενίσχυση της ακαμψίας του πυρήνα προώθησης με αγκύρια fiberglass (Εικόνα 3.7).



Εικόνα 3.7: Μέτωπο σήραγγας ενισχυμένο με οριζόντια αγκύρια fiberglass [15].

Τα οριζόντια αγκύρια fiberglass, εκμεταλλευόμενα την αντοχή τους σε εφελκυσμό, συνεισφέρουν στην ευστάθεια του μετώπου κρατώντας σε υψηλά επίπεδα τις οριζόντιες τάσεις, σ_3 , μην επιτρέποντας έτσι την αστοχία στον πυρήνα προώθησης ακριβώς πίσω από το μέτωπο εκσκαφής, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.11. Μείωση της οριζόντιας τάσεις, σ_3 , συνεπάγεται αύξηση των παραμορφώσεων του μετώπου, του όγκου της εξώθησης και κατ'επέκταση των επιφανειακών καθιζήσεων. Επομένως η ενίσχυση του μετώπου με αγκύρια μειώνει σε μεγάλο βαθμό όλα τα παραπάνω, ενώ ταυτόχρονα συνεισφέρει και στην ανακατανομή των τάσεων γύρω από την σήραγγα καθώς και στην ευστάθεια της στέψης.



Σχήμα 3.11: Διατήρηση των τάσεων πίσω από το μέτωπο σε υψηλά επίπεδα αποφεύγοντας την αστοχία [19].

Η συνεισφορά των αγκυριών fiberglass στην ευστάθεια του μετώπου γίνεται πιο εύκολα κατανοητή με το παρακάτω παράδειγμα.

Για μια σήραγγα σε βάθος 75m, εμβαδό επιφάνειας μετώπου $A=50m^2$ μέσα σε έδαφος με $GSI=35$, $\sigma_{ci}=12MPa$, $\sigma_{cm}=0,95 MPa$, $\phi=32^\circ$ και $p_0=75 \times 0.024=1.8MPa$ προκύπτει: $N_s=3,8$ και $\lambda=0,38$. Οπότε τελικά προκύπτει συντελεστής ασφαλείας $FS_0=0,85$ που σημαίνει ότι το μέτωπο είναι ασταθές και απαιτείται ενίσχυση.

Ως γνωστόν από τα προηγούμενα:

$$N_s = 2p_0/\sigma_{cm} \quad (3.9)$$

και

$$FS_0 = \frac{2}{(1-\lambda)N_s} \quad (3.10)$$

,ενώ ο συντελεστής λ προκύπτει και πάλι από τον πίνακα 3.1.

Οπότε για οριακή ευστάθεια του μετώπου ($FS=\sigma_c/\sigma_1=1$) απαιτείται πίεση αγκυρίων ίση με $\sigma_3=5$ kPa. Για την ανάληψη μιας τέτοιας πίεσης απαιτούνται $n=15$ αγκύρια των 200 kN. Αυτό προκύπτει από τον τύπο:

$$\sigma_3 = \frac{P}{A} = \frac{n F_y}{(FS) A} \quad (3.11)$$

όπου: F_y = αντοχή αγκυρίου (στη διαρροή)
 n = αριθμός αγκυρίων στο μέτωπο
 FS = ο επιθυμητός συντελεστής ασφαλείας έναντι διαρροής του αγκυρίου (στην περίπτωση μας για $FS_F = 1,15$)
 A = το εμβαδόν διατομής της εκσκαφής
 σ_c = η αντοχή της βραχώμαζας μετά την ενίσχυση

Να σημειωθεί ότι η αντοχή της βραχώμαζας μετά την ενίσχυση είναι:

$$\sigma_c = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \sigma_{cm} \quad (3.12)$$

και ο συντελεστής ασφαλείας μετώπου εκσκαφής ενισχυμένου με αγκύρια είναι:

$$FS = FS_0 + \frac{1}{(1-\lambda)} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.13)$$

όπου στα παραπάνω: λ = ο συντελεστής αποτόνωσης

FS_0 = ο αρχικός συντελεστής ασφαλείας πριν την ενίσχυση

σ_{cm} = η αντοχή της βραχώμαζας πριν την ενίσχυση

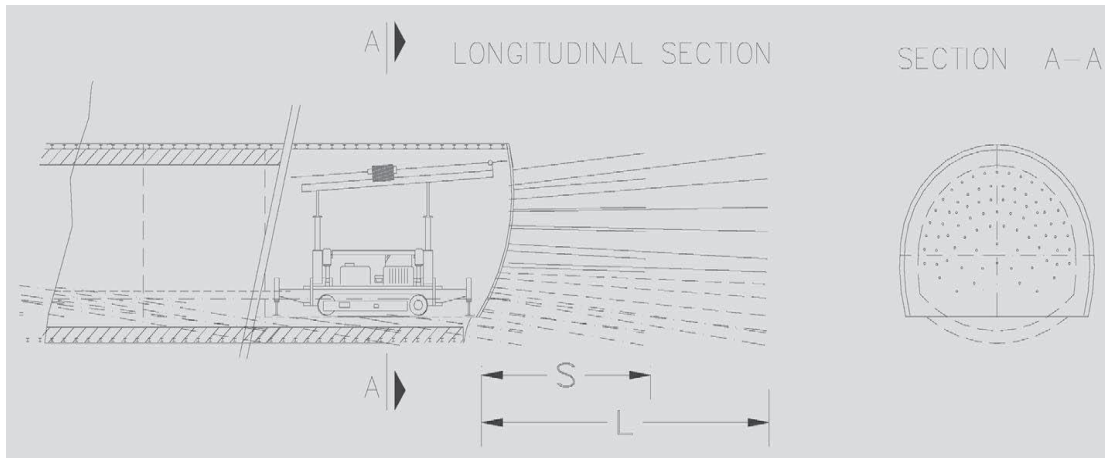
(Μ.Καββαδάς2006-2007)

Η τυπική διαδικασία εγκατάστασης αγκυρίων fibreglass σε μέτωπο σήραγγας έχει ως εξής:

Αρχικά προηγείται η εν ξηρώ διάνοιξη μιας σειράς από οπές στο μέτωπο της σήραγγας. Αυτές πρέπει να είναι ισοδύναμα κατανεμημένες στην επιφάνεια του μετώπου και παράλληλες στον διαμήκη άξονα της σήραγγας. Στη συνέχεια τα ειδικά αγκύρια fibreglass εισάγονται στις οπές μέσα στις οποίες στη συνέχεια εισπιέζεται ένεμα (Σχήμα 3.13). Καθώς με την συνεχή προώθηση της σήραγγας, το εναπομένον μήκος των αγκυρίων μπροστά από το μέτωπο είναι ανεπαρκές για να εγγυηθεί την απαιτούμενη ενίσχυση της εκσκαφής (γεγονός που γίνεται αντιληπτό από την αισθητή αύξηση των εξωθήσεων), μια καινούργια διάταξη αγκυρίων τοποθετείται.

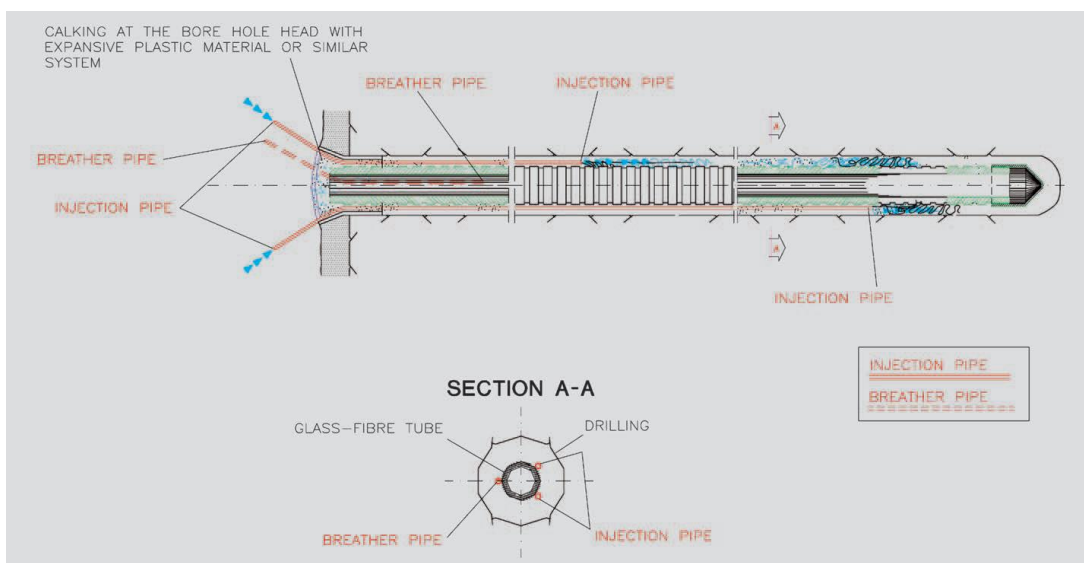
Γίνεται λοιπόν κατανοητό ότι παράγοντες όπως το μήκος αγκυρίων και η επικάλυψη αυτών, η πυκνότητα κανάβου, η μορφή διατομής της σήραγγας και η γεωμετρική διανομή της ενίσχυσης, είναι καθοριστικοί για την επιτυχία των τεχνικών ενίσχυσης που χρησιμοποιούνται. Η τεχνολογία αυτή των αγκυρίων μπορεί να εφαρμοστεί τόσο σε συνεκτικά και ημι-συνεκτικά εδάφη όσο σε εδάφη πολύ χαμηλής συνεκτικότητας, μετά

βέβαια και από τις απαραίτητες επιπρόσθετες μικροπαρεμβάσεις οι οποίες θα εξασφαλίσουν την ευστάθεια της εκσκαφής.



Σχήμα 3.12: Σχηματική απεικόνιση εφαρμογής αγκυρίων σε μέτωπο σήραγγας και του αντίστοιχου καννάβου [15].

Στα βασικότερα πλεονεκτήματα των αγκυρίων από fibreglass συγκαταλέγεται η υψηλή αντοχή τους σε εφελκυσμό και η σχετικά μειωμένη αντοχή κατά την εγκάρσια διεύθυνση τους με συνέπεια την εύκολη αποκοπή τους από τα εκσκαπτικά μηχανήματα κατά την προώθηση της σήραγγας, γεγονός που τους δίνει προβάδισμα έναντι των αγκυρίων από χάλυβα. Επιπροσθέτως, άλλο βασικό πλεονέκτημα του συγκεκριμένου τύπου αγκυρίων είναι η σχέση κόστους –αποτελεσματικότητας η οποία τα χαρακτηρίζει ως μέτρα ενίσχυσης, καθώς πλέον επιδιώκεται η βιομηχανοποίηση της διαδικασίας διάνοιξης σηράγγων και απαιτείται βέλτιστη σχέση κόστους –αποτελεσματικότητας σε όλους τους τομείς (Pietro Lunardi 2004).

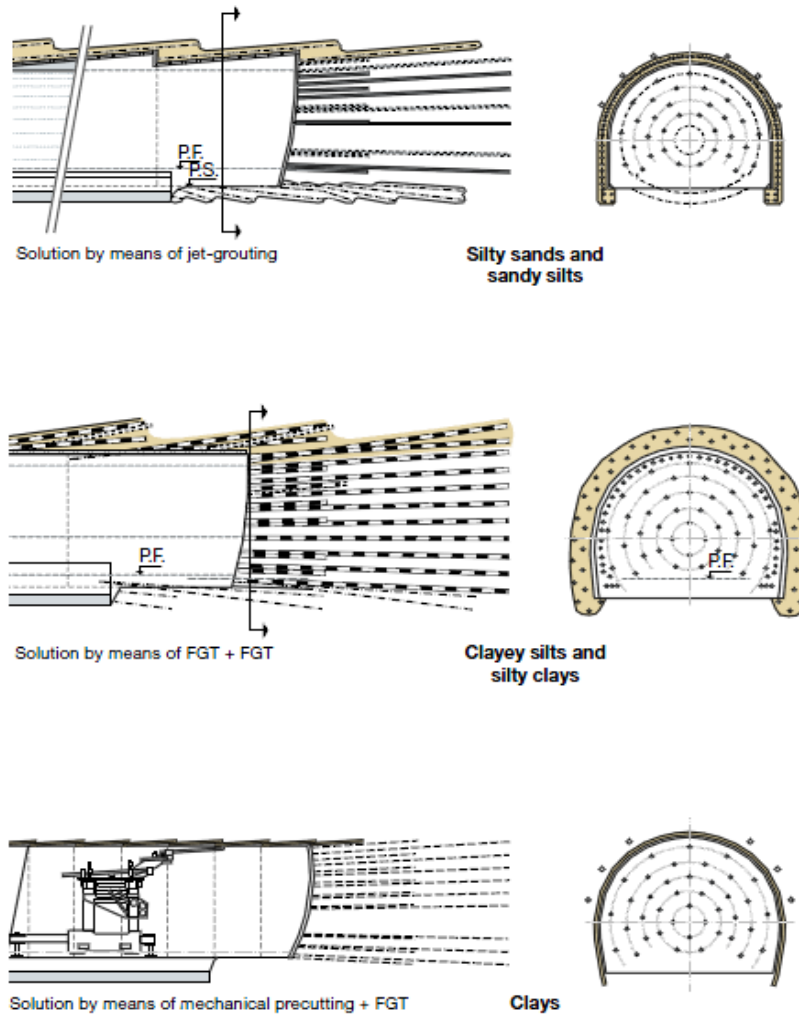


Σχήμα 3.13: Απεικόνιση τυπικού αγκυρίου μετώπου, σε εγκάρσια και διαμήκη τομή [15].

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω τα οριζόντια αγκύρια μετώπου μπορεί να χρησιμοποιηθούν σε πλήθος διαφορετικών εδαφών και ανάλογα βέβαια με τις αναμενόμενες παραμορφώσεις στο ανυποστήρικτο μέτωπο, καθορίζεται και η πυκνότητα των αγκυρίων στον κανάβο. Η πυκνότητα του κανάβου ορίζεται ως $\Lambda_p = N_p/A_t$, όπου N_p είναι ο αριθμός των αγκυρίων και A_t το εμβαδόν του μετώπου εκσκαφής.

Τα οριζόντια αγκύρια, μετώπου, fibreglass (όπως και οι δοκοί προπορείας για τους οποίους έγινε αναφορά παραπάνω) συνήθως χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό και με άλλα μέτρα υποστήριξης ανάλογα με τις γεωτεχνικές και γεωλογικές συνθήκες, το ύψος των υπερκειμένων και τις αναμενόμενες παραμορφώσεις. Ενδεικτικά αναφέρονται διάφοροι συνδυασμοί των αγκυρίων fibreglass με άλλα μέτρα ενίσχυσης (Pietro Lunardi 2000):

- Βελτίωση του εδάφους γύρω από τον πυρήνα με προστατευτικό θόλο τσιμεντενέσεων και αύξηση της ακαμψίας αυτού με την χρήση οριζόντιων αγκυρίων fibreglass (Σχήμα 3.14a).
- Ενίσχυση της ακαμψίας του πυρήνα προώθησης με οριζόντια αγκύρια fibreglass με ταυτόχρονη προστασία του πυρήνα με προστατευτικό θόλο βελτιωμένου εδάφους με χρήση και πάλι στοιχείων fibreglass, που έχουν τοποθετηθεί μπροστά από τη σήραγγα, μέσα στα οποία έχει εισπιαστεί ένεμα (Σχήμα 3.14b).
- Ενίσχυση του πυρήνα προώθησης με χρήση αγκυρίων fibreglass με ταυτόχρονη προστασία του πυρήνα με κελύφη εκτοξευόμενου σκυροδέματος γύρω του χρησιμοποιώντας μέσα μηχανικής προ-εκσκαφής (mechanical pre-cutting)(Σχήμα 3.14c).



Σχήμα 3.14: Συνδυασμοί των αγκυρίων μετώπου fibreglass με άλλα μέτρα ενίσχυσης [14].

Συμπερασματικά λοιπόν η χρήση των αγκυρίων fibreglass, πέρα από τις παραδοσιακές τεχνικές, για την ενίσχυση του μετώπου επιφέρει σημαντικές επιπλέον βελτιώσεις, εκτός από τις μειώσεις των παραμορφώσεων, οι οποίες συνοψίζονται στα εξής:

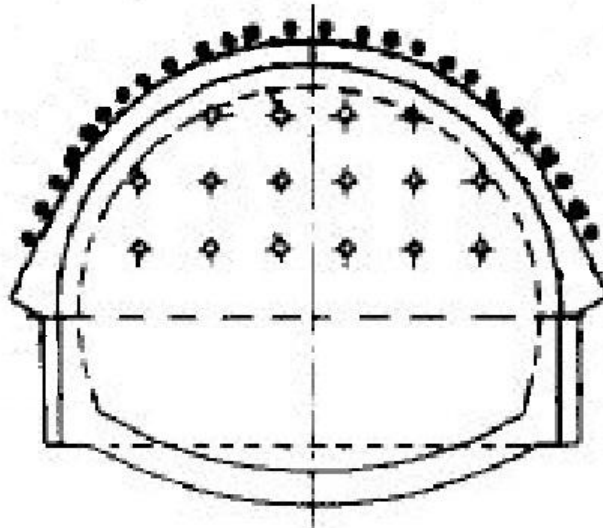
- Διευκολύνεται η ολομέτωπη εκσκαφή της σήραγγας γεγονός που έχει αρκετά οφέλη όπως καλύτερη οργάνωση του εργοταξίου και ταχύτερη πρόοδο της σήραγγας.
- Μεγαλύτερη ασφάλεια μέσα στην σήραγγα ακόμα και στο μέτωπο.
- Βιομηχανοποιημένη διαδικασία κατασκευή σήραγγας με εξαιρετικούς ρυθμούς, σταθερούς και κυρίως βέβαιους.
- Μειωμένο συνολικό κόστος, μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής, σε σχέση με τις παραδοσιακές τεχνικές υποστήριξης.
- Μεγάλη ευελιξία στη χρήση καθώς τα αγκύρια fibre-glass μπορούν να υποστηρίξουν μια μεγάλη ποικιλία εδαφών με πλήθος διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών και αντοχών.

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ ΜΕΤΩΠΟΥ FIBREGLASS

Παρόλο που τα αγκύρια μετώπου fiberglass και οι δοκοί προπορείας μπορούν να χρησιμοποιηθούν και μεμονωμένα, η συνήθης τακτική τα τελευταία χρόνια είναι αυτά τα δύο μέτρα υποστήριξης να χρησιμοποιούνται συνδυασμένα ιδιαίτερα σε δύσκολες γεωτεχνικές συνθήκες και σε περιπτώσεις με απαίτηση για περιορισμένες μετακινήσεις. Για το σκοπό αυτό έχουν διεξαχθεί πλήθος μελετών και εργαστηριακών δοκιμών προς αυτήν την κατεύθυνση για τον προσδιορισμό του ποιοτικά και ποσοτικά βέλτιστου συνδυασμού των δύο, ανάλογα με τις υπάρχουσες εδαφικές συνθήκες, τη γεωμετρία της σήραγγας και τον τρόπο κατασκευής της αλλά και το ύψος υπερκειμένων.

Συνδυασμός και των δύο μέτρων συνεπάγεται επέμβαση τόσο απευθείας μέσα στον πυρήνα προώθησης όσο και γύρω από αυτόν. Με αυτόν το τρόπο μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα πλεονεκτήματα της κάθε μεθόδου τόσο τα κοινά τους όσο και τα μη κοινά τους καθώς οι δοκοί προπορείας θα μπορούσαν να χαρακτηριστούν ως προστατευτική μέθοδος (που όμως δεν μπορούν να εγγυηθούν την ευστάθεια του μετώπου από μόνες τους, όπως αναφέρθηκε παραπάνω) ενώ τα αγκύρια μετώπου, ως μέθοδος ενίσχυσης. Έτσι λοιπόν ο πυρήνας προώθησης προστατεύεται από τις υψηλές κατακόρυφες τάσεις ενώ ταυτόχρονα η ακαμψία του ενισχύεται με τα αγκύρια με αποτέλεσμα η ανακατανομή των τάσεων γύρω από τη σήραγγα να είναι πιο ευμενής και να διευκολύνεται η δημιουργία του φαινομένου του θόλου ακόμα και με μικρό ύψος υπερκειμένων. Με μια σωστή μελέτη και διερεύνηση των γεωτεχνικών και γεωλογικών συνθηκών, η συνδυασμένη εφαρμογή δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου fiberglass μπορεί να αποφέρει αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα στην ευστάθεια της σήραγγας και στον περιορισμό των παραμορφώσεων. Επίσης με τη συνδυασμένη χρήση των δύο αυτών μέτρων υποστήριξης, η κατασκευή των σηράγγων γίνεται μια πιο μηχανοποιημένη διαδικασία γεγονός που δίνει τη δυνατότητα διάνοιξης σήραγγας σχεδόν υπό οποιοσδήποτε συνθήκες με το μικρότερο δυνατό, προβλεπόμενο, κόστος κατασκευής.

Τα παραδείγματα σηράγγων στις οποίες δοκοί προπορείας και αγκύρια μετώπου έχουν χρησιμοποιηθεί συνδυασμένα, είναι πολλά με κάποια από αυτά να απαντώνται και στον ελλαδικό χώρο (Εγνατία οδός κ.α.).

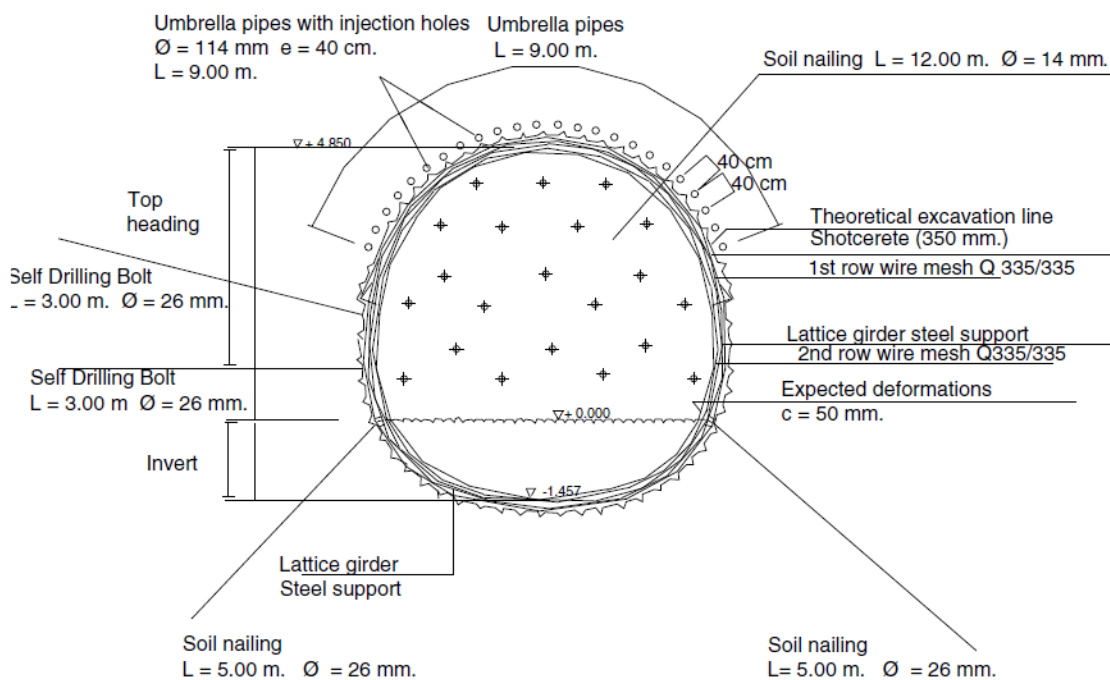


Σχήμα 3.15: Τυπική διατομή σήραγγας με συνδυασμό αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.

Το Μετρό της Κωνσταντινούπολης είναι ένα παράδειγμα στο οποίο εφαρμόστηκε η μέθοδος δοκών προπορείας σε σχηματισμό «ομπρέλας» (UAM-Umbrella Arch Method), σε συνδυασμό με αγκύρια μετώπου για την ενίσχυση αυτού. Στο μεγαλύτερο μήκος του το μετρό κατασκευάστηκε μέσα σε σχηματισμούς αργίλου, ψαμμίτη ή εναλλαγές των δύο. Είναι προφανές ότι και σε αυτήν την περίπτωση υπήρχε απαίτηση για μικρές επιφανειακές καθιζήσεις καθώς το μετρό αποτελεί μια αβαθή κατασκευή σε ένα αστικό περιβάλλον με παρακείμενες κατασκευές στην επιφάνεια.

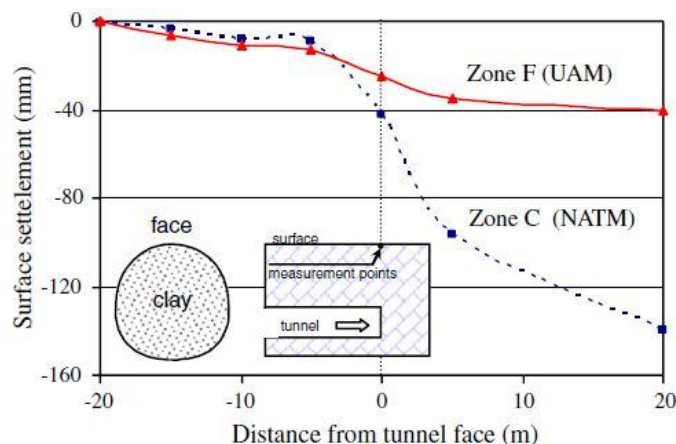
Για το λόγο αυτό εγκαταστάθηκαν στο άνω τμήμα της σήραγγας δοκοί μήκους 9 μέτρων, διάμετρο 114 mm και πάχος 6,3 mm με κλίση προς τα πάνω ίση με 6° - 8° (Σχήμα 3.16). Για την εγκατάστασή τους η σήραγγα εκσκάφτηκε 50 εκατοστά μεγαλύτερη σε διάμετρο (στα σημεία εγκατάστασης) για να είναι πιο εύκολη η τοποθέτησή τους από τα ειδικά μηχανήματα. Η οπή, μέσα στην οποία εισχωρούσαν οι δοκοί, συμπληρωνόταν με ένεμα με κατάλληλη πίεση. Όταν η σήραγγα προχωρούσε τόσο ώστε το εναπομένον μήκος της δοκού να είναι 3 μέτρα, τοποθετούνταν μια νέα διάταξη δοκών. Οπότε η επικάλυψη μεταξύ των δοκών ήταν 3 μέτρα.

Για την ενίσχυση του μετώπου χρησιμοποιήθηκαν αγκύρια διαμέτρου 14 mm και μήκους 12 μέτρων. Ο αριθμός τους κυμαινόταν από 16-24 αγκύρια ανάλογα με την περίπτωση. Να σημειωθεί ότι η συνδυασμένη εφαρμογή της μεθόδου UAM με τα αγκύρια μετώπου έγινε κυρίως στις περιπτώσεις διάνοιξης μέσα σε άργιλο κα εναλλαγές αργίλου-ψαμμίτη.



Σχήμα 3.16: Χαρακτηριστική διατομή στο μετρό Κωνσταντινούπολης όπου χρησιμοποιήθηκε συνδυασμός αγκυρών fibreglass και δοκών προπορείας [13].

Ενδεικτικά παρακάτω παρατίθεται ένα σχήμα που παρουσιάζει τις επιφανειακές καθιζήσεις με τη μέθοδο UAM, με μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια, και με τη μέθοδο NATM (New Austrian Tunneling Method) για δύο διαφορετικά (γειτονικά όμως) τμήματα της σήραγγας που διανοίγονται όμως στον ίδιο σχηματισμό αργίλου.



Σχήμα 3.17: Εξέλιξη καθιζήσεων για κάθε μια από τις δύο μεθόδους [13].

Είναι φανερό ότι με τη μέθοδο UAM, οι καθιζήσεις είναι αρκετά μικρότερες και παρόλο που το κόστος εφαρμογής της μεθόδου είναι αρκετά μεγάλο, το ίδιο μεγάλο μπορεί να είναι και το κόστος αν δεν εφαρμοστεί, καθώς τότε οι επιφανειακές καθιζήσεις θα είναι

μεγαλύτερες με κίνδυνο σημαντικών ζημιών, μέχρι και καταστροφών, των παρακείμενων κτιρίων (Ibrahim Ocaκ 2008).

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, και στις σήραγγες της Εγνατίας οδού έγινε εκτεταμένη χρήση του συνδυασμού των δοκών προπορείας με αγκύρια μετώπου fiberglass. Στον πίνακα 3.2 παρουσιάζονται οι κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης που χρησιμοποιήθηκαν τόσο κατά τη φάση σχεδιασμού όσο και κατά τη φάση κατασκευής των σηράγγων, καθώς και σε τι ποσοστό των κατηγοριών που περιελάμβαναν αγκύρια και δοκούς προπορείας, αυτά χρησιμοποιήθηκαν σε συνδυασμό.

DATA	TEMPORARY SUPPORT CATEGORIES				
	ALL	FG	FP+FG	FP	FP+FG
DESIGN	245	73	40(55%)	56	40(71%)
CONSTRUCTION	149	40	27(68%)	48	27(56%)

Πίνακας 3.14: Περιπτώσεις χρήσης αγκυρίων fiberglass και δοκών προπορείας και συνδυασμού αυτών κατά την φάση σχεδιασμού και κατασκευής [12].

Πιο συγκεκριμένα στη φάση σχεδιασμού μελετήθηκαν συνολικά 245 κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης. Από αυτές, οι 73 κατηγορίες περιελάμβαναν και αγκύρια fiberglass τα οποία κατά το 55% του συνόλου των 73 κατηγοριών, χρησιμοποιήθηκαν σε συνδυασμό με δοκούς προπορείας (40 κατηγορίες υποστήριξης με συνδυασμό αυτών). Επίσης οι 56 κατηγορίες περιελάμβαναν δοκούς προπορείας και από τις οποίες στις 40 (71%) οι δοκοί προπορείας χρησιμοποιήθηκαν σε συνδυασμό με αγκύρια fiberglass. Κατά αντιστοιχία κατά τη φάση κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν τελικά 149 κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης. Από αυτές οι 40 περιελάμβαναν αγκύρια μετώπου και 48 δοκούς προπορείας. Οι κατηγορίες που περιελάμβαναν συνδυασμό των δύο μέτρων ενίσχυσης ήταν 27 (ποσοστό 68% του συνόλου των κατηγοριών με αγκύρια fiberglass και 56% των κατηγοριών με δοκούς προπορείας) (Marinos V. et al 2010).

4. ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΚΑΙ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ

Είναι επόμενο ότι πολλές έρευνες και εργαστηριακές δοκιμές άρχισαν σταδιακά να διεξάγονται μετά τις πρώτες απόπειρες ενίσχυσης του μετώπου εκσκαφής με οριζόντια αγκύρια fiberglass και δοκούς προπορείας, τόσο για τον ποιοτικό προσδιορισμό του είδους των απαιτούμενων μέτρων στήριξης, όσο και ως μία αρχική εκτίμηση διαφόρων χαρακτηριστικών αυτών, όπως μπορεί να είναι η διάταξη τους, το μήκος και η ακαμψία τους, αλλά και το πόσο αποτελεσματικά συνεργάζονται τα διάφορα μέτρα μεταξύ τους. Έτσι λοιπόν διεξήχθησαν πλήθος μελετών και πειραμάτων από πολλούς ερευνητές και στα οποία διαφοροποιούνταν οι συνθήκες διάνοιξης όπως το βάθος, οι επικρατούσες εδαφικές συνθήκες, η διάμετρος της σήραγγας και τέλος τα χαρακτηριστικά των μέτρων ενίσχυσης που αναφέραμε παραπάνω. Με βάση λοιπόν όλα αυτά τα πειραματικά δεδομένα που εξήχθησαν και συγκεντρώθηκαν, ο σχεδιασμός των μέτρων ενίσχυσης και κατ'επέκταση των σηράγγων βελτιστοποιήθηκε, με αποτέλεσμα ακόμα και σε εδάφη με φαινομενικά ανυπέρβλητα γεωτεχνικά προβλήματα, να μπορεί να καταστεί πλέον δυνατή η διάνοιξη με τον κατάλληλα συνδυασμό μέτρων υποστήριξης που θα έχουν το μικρότερο δυνατό κόστος και τη μέγιστη αποτελεσματικότητα. Τα δύο κυριότερα μέτρα υποστήριξης στα οποία επικεντρώθηκαν κυρίως οι διάφορες έρευνες, που θα αναφερθούν παρακάτω, είναι τα οριζόντια αγκύρια fiberglass και οι δοκοί προπορείας, τόσο με το καθένα ξεχωριστά, όσο και με τα δύο μαζί ταυτόχρονα. Αναφέρονται λοιπόν μερικές από τις σημαντικότερες έρευνες που έχουν διεξαχθεί, αρχικά μόνο με δοκούς προπορείας, στη συνέχεια μόνο με αγκύρια fiberglass και τέλος με συνδυασμό των δύο.

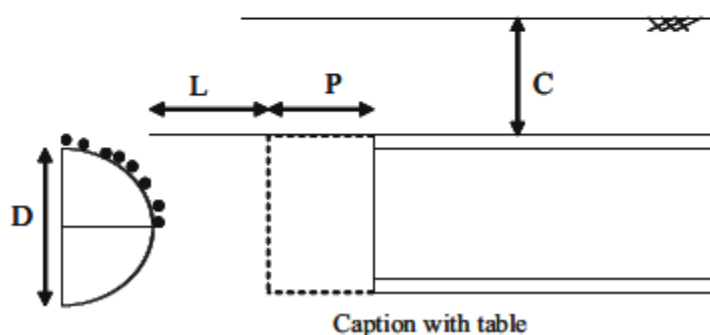
4.1 A.JUNEJA , A. HEGDE , F.H. LEE , C.H. YEO (2009)

4.1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

Οι παραπάνω πραγματοποίησαν εργαστηριακές δοκιμές με φυγοκεντριστή πάνω σε εδαφικό μοντέλο αποτελούμενο από στρώσεις αργίλου, με σκοπό να ερευνήσουν την επιρροή των δοκών προπορείας στην ευστάθεια του μετώπου και στο ανυποστήρικτο μήκος σήραγγας κατά τη διάρκεια της εκσκαφής. Το μοντέλο είχε εσωτερικές διαστάσεις 515x360x350 χιλιοστά ενώ τα εσωτερικά τοιχώματα καλύφθηκαν με λιπαντικό από σιλικόνη για να μειωθούν οι τριβές. Στη βάση του μοντέλου εγκαταστάθηκε σύστημα διάτρητων σωλήνων για να διευκολυνθεί η αποστράγγιση κατά τη διάρκεια της στερεοποίησης. Η σήραγγα στο μοντέλο ήταν ημικυλινδρική (λόγω συμμετρίας έγινε μόνο η μισή) και είχε διάμετρο 65 χιλιοστά με ελαστικό μέτωπο ενώ οι δοκοί προπορείας προσομοιώθηκαν με ράβδους ορείχαλκου με διάμετρο 1 χιλιοστό. Τοποθετήθηκαν 8 ράβδοι μπροστά από το μέτωπο με ίσες αποστάσεις μεταξύ τους, όπως φαίνεται στο σχήμα. Το ανυποστήρικτο μήκος της σήραγγας κυμαινόταν από 1,0D έως 1,5D στις διάφορες δοκιμές που έγιναν, όπου D η διάμετρος της σήραγγας. Έγιναν 6 δοκιμές, με τα

χαρακτηριστικά καθεμίας να φαίνονται στον πίνακα του σχήματος 4.1, και όλες πραγματοποιήθηκαν σε περιβάλλον φυγοκέντρισης με επιτάχυνση 100g.

Test name	Ground cover C (mm)	Tunnel diameter D (mm)	Unlined portion P (mm)	Embedded length of forepole ahead of tunnel face L (mm)
AT-1	65	65	0	NA
AT-2	65	65	65	65
AT-3	65	65	65	130
AT-4	65	65	0	195
AT-5	65	65	0	65
AT-6	65	65	97.5	97.5

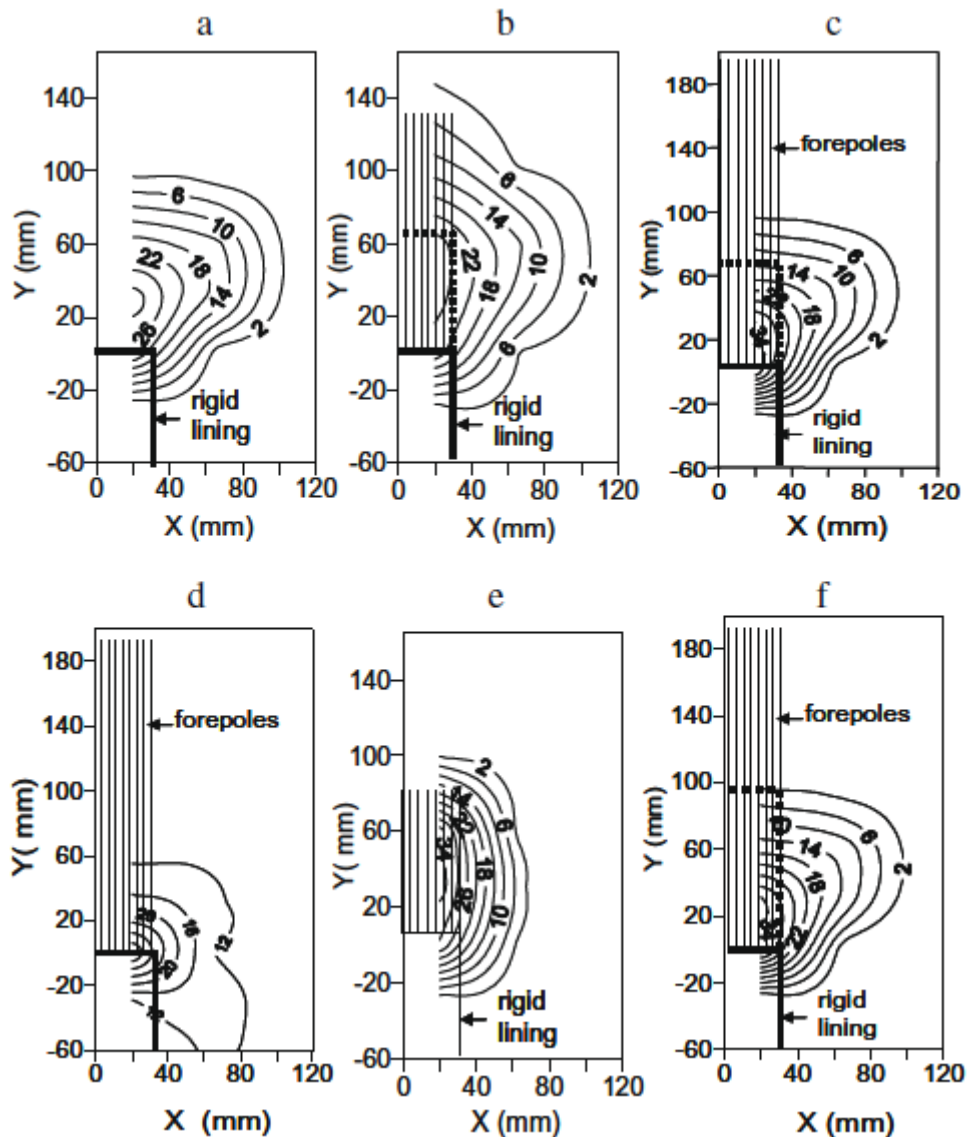


Σχήμα 4.1: Χαρακτηριστικά των δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν.

Ένας ημικύλινδρος από ανοξείδωτο ατσάλι τοποθετήθηκε ως επένδυση και είχε μήκος μικρότερο από εκείνο της σήραγγας έτσι ώστε να προσομοιωθεί το ανυποστήρικτο τμήμα της. Στο εσωτερικό της σήραγγας εισήχθη ένας λαστιχένιος σωλήνας, ο οποίος πληρώθηκε με υγρό, για να υποστηρίξει την εκσκαφή κατά τη διάρκεια της επιτάχυνσης και μέχρι να επέλθει ισορροπία. Σε τελική φάση το όλο μοντέλο υποβλήθηκε σε επιτάχυνση 100 g έως ότου να επιτευχθεί στερεοποίηση του εδαφικού υλικού σε ποσοστό 95%. Μετά την επίτευξη της ζητούμενης στερεοποίησης και ισορροπίας, το υγρό μέσα στον λαστιχένιο σωλήνα άρχισε σιγά σιγά να αποστραγγίζεται προσομοιώνοντας την μείωση της εσωτερικής πίεσης, μέχρι την κατάρρευση του μετώπου και του ανυποστήρικτου μήκους της σήραγγας.

4.1.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζονται οι επιφανειακές καθιζήσεις που μετρήθηκαν μετά την κατάρρευση των εκάστοτε σηράγγων, σε κάθε μια από τις 6 δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν. Οι διακεκομμένες γραμμές σε κάποια διαγράμματα αντιπροσωπεύουν το ανυποστήρικτο μήκος της σήραγγας.



Σχήμα 4.2: Έκταση των καθιζήσεων για κάθε περίπτωση.

4.1.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρατηρώντας λοιπόν τα παραπάνω σχήματα, είναι εμφανές ότι σε όλα, εκτός από το σχήμα (e), το πλάτος του σκάμματος των επιφανειακών καθιζήσεων δεν φαίνεται να επηρεάζεται από την χρήση δοκών προπορείας. Παρόλα αυτά στην περίπτωση των κοντών δοκών χωρίς ανυποστήρικτο μήκος δοκών (σχήμα (e)) το πλάτος αυτό φαίνεται να επηρεάζεται και μάλιστα να μειώνεται. Ωστόσο σε όλες τις δοκιμές η παρουσία των δοκών φαίνεται ότι επηρεάζει το μήκος του σκάμματος των επιφανειακών καθιζήσεων. Μάλιστα από τα σχήματα b και c προκύπτει ότι αυξάνοντας το μήκος των δοκών από 1D σε 2D, προκαλείται μείωση έως και 40% στο μήκος του σκάμματος των επιφανειακών καθιζήσεων μπροστά από το ανυποστήρικτο μήκος της σήραγγας. Τέλος συγκρίνοντας το σχήμα (a) με τα σχήματα (c),(d),(e) και (f), φαίνεται ότι δοκοί προπορείας με μήκος μικρότερο από 1D και μεγαλύτερο από 2D, δεν επηρεάζουν σημαντικά την επέκταση του

σκάμματος των επιφανειακών καθιζήσεων μπροστά από το ανυποστήρικτο τμήμα της σήραγγας.

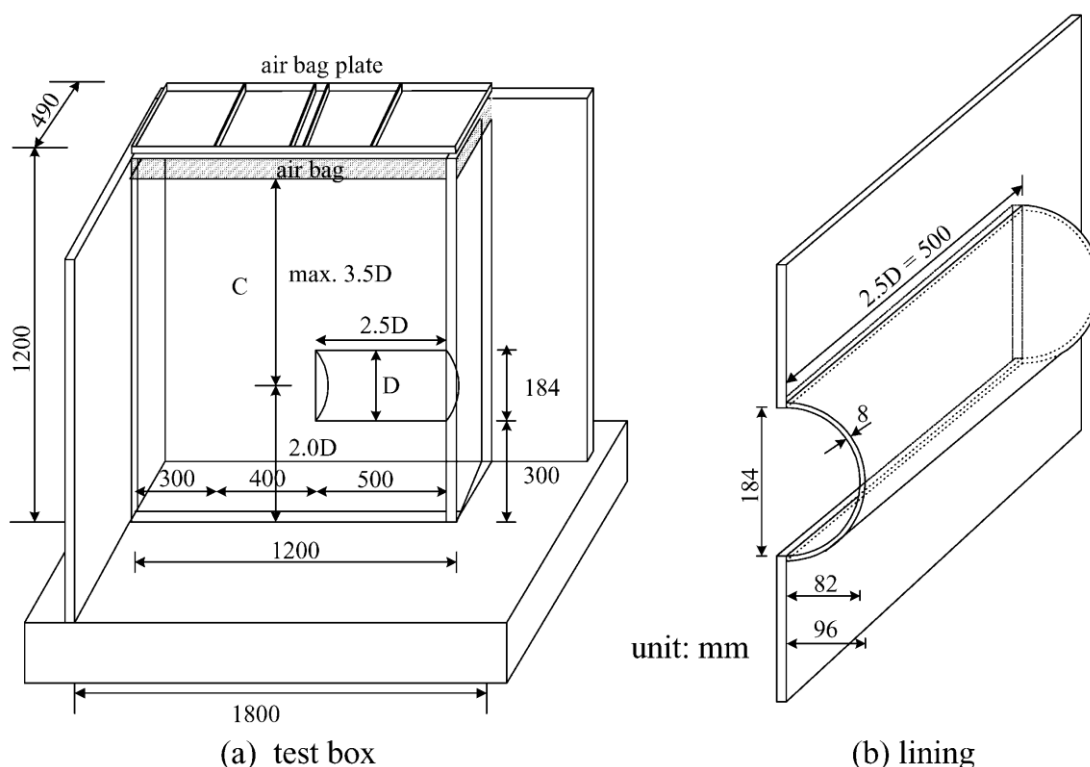
4.2 CHUNGSIK YOO & HYUN-KANG SHIN (2002)

4.2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

4.2.1.1 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ

Οι Chungsik Yoo και Hyun-Kang Shin πραγματοποίησαν εργαστηριακές και αριθμητικές δοκιμές πάνω στην παραμορφωσιακή συμπεριφορά του μετώπου μιας σήραγγας που έχει ενισχυθεί με διαμήκειες ράβδους. Με μια σειρά από εργαστηριακές δοκιμές σε μικρής κλίμακας μοντέλα και τρισδιάστατες αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία προσπάθησαν να προσδιορίσουν την επιρροή διαφόρων παραμέτρων όπως είναι η πυκνότητα (ο αριθμός), το μήκος, και η ακαμψία των ενισχυτικών μέτρων στην παραμόρφωση του μετώπου.

Το εργαστηριακό μοντέλο που χρησιμοποίησαν για τις δοκιμές τους φαίνεται παρακάτω (Σχήμα 4.3):

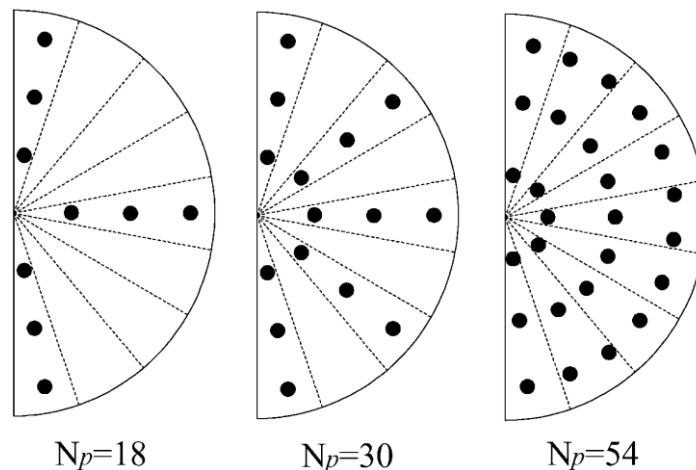


Σχήμα 4.3: Το εργαστηριακό μοντέλο και το προσομοίωμα της εξωτερικής επένδυσης.

Λόγω συμμετρίας προσομοιώθηκε μόνο η μισή σήραγγα στο εργαστηριακό μοντέλο. Για να μπορούν να παρατηρηθούν οι μετακινήσεις του εδάφους, οι τοίχοι του μοντέλου ήταν

κατασκευασμένοι από διάφανο πλέξιγκλας, ενώ για να μειωθούν οι τριβές ανάμεσα στο εδαφικό μοντέλο και τα τοιχώματα, αυτά καλύφθηκαν με διάφανη ταινία. Οι δοκοί ενίσχυσης του μετώπου προσομοιώθηκαν με ξύλινα ραβδάκια διαμέτρου τριών χιλιοστών χαμηλής ακαμψίας. Για την προσομοίωση του εδαφικού μοντέλου χρησιμοποιήθηκε άμμος με ειδικό βάρος 16kN/m^3 και γωνία τριβής $\phi = 32^\circ$. Ειδικοί δείκτες μετακινήσεων χρησιμοποιήθηκαν για την ανίχνευση των μετακινήσεων και των καθιζήσεων.

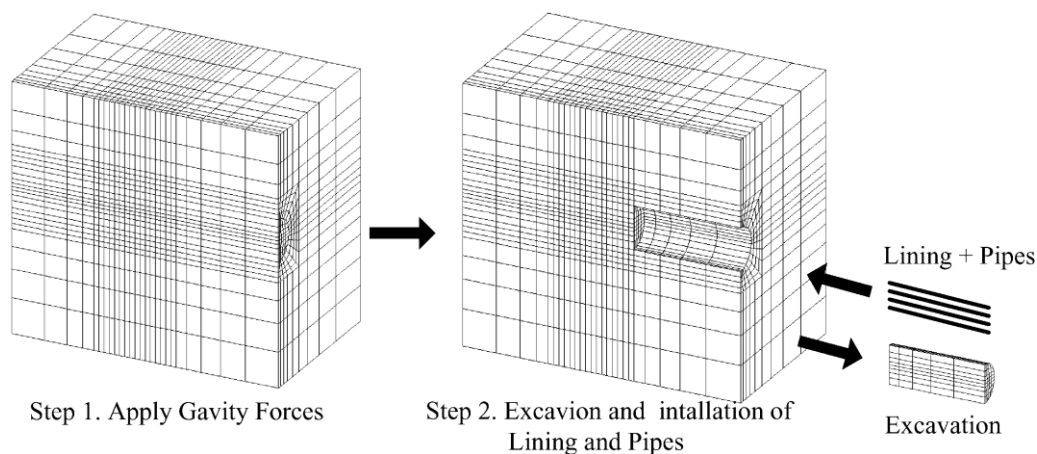
Έγιναν δοκιμές τόσο για ανυποστήρικτη όσο και για υποστηριζόμενη σήραγγα, καθώς επίσης και για λόγους υπερκειμένων προς τη διάμετρο της σήραγγας ίσους με $H/D=2$ και $H/D=3$. Για την περίπτωση της υποστηριζόμενης σήραγγας έγιναν δοκιμές για διάφορα μήκη (L_p) και πυκνότητες (N_p - αριθμός) των ενισχυτικών μέτρων που κυμαίνονταν από $0.3-1.0D$ και $18-54$ αντίστοιχα. Οι συγκεκριμένες αυτές περιπτώσεις επιλέχθηκαν έτσι ώστε η επίδραση των σχεδιαστικών παραμέτρων στην παραμόρφωση του εδάφους να μπορεί πιο εύκολα να προσδιοριστεί. Οι διάφορες διατάξεις ράβδων που χρησιμοποιήθηκαν στο μέτωπο φαίνονται παρακάτω (σχήμα 4.4).



Σχήμα 4.4: Οι τρεις διατάξεις και ο αριθμός των αγκυριών που χρησιμοποιήθηκαν στις δοκιμές.

4.2.1.2 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Το μοντέλο προσομοίωσης, απ'την άλλη, που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία περιελάμβανε μια σήραγγα (προσομοιώθηκε η μισή λόγω συμμετρίας) διαμέτρου 8 μέτρων και επιφάνειας μετώπου 50 m^2 , η οποία είχε εκσκαφτεί μέσα σε ομογενές έδαφος. Έγιναν αναλύσεις για διάφορους λόγους βάθους-διαμέτρου (H/D), και αριθμό (N_p), μήκος (L_p) και αξονική ακαμψία (J_p) των ενισχυτικών μέτρων. Τέλος έγιναν δοκιμές για τρεις διαφορετικούς τύπους εδάφους, περιλαμβάνοντας τόσο συνεκτικό όσο και κοκκώδες με φτωχά γεωτεχνικά χαρακτηριστικά. Τα μέτρα ενίσχυσης προσομοιώθηκαν ως αγκύρια fiberglass με διάμετρο 50 mm. Το μοντέλο προσομοίωσης και οι ιδιότητες των εδαφών που χρησιμοποιήθηκαν φαίνονται παρακάτω.



Σχήμα 4.5: Το μοντέλο προσομοίωσης από πεπερασμένα στοιχεία.

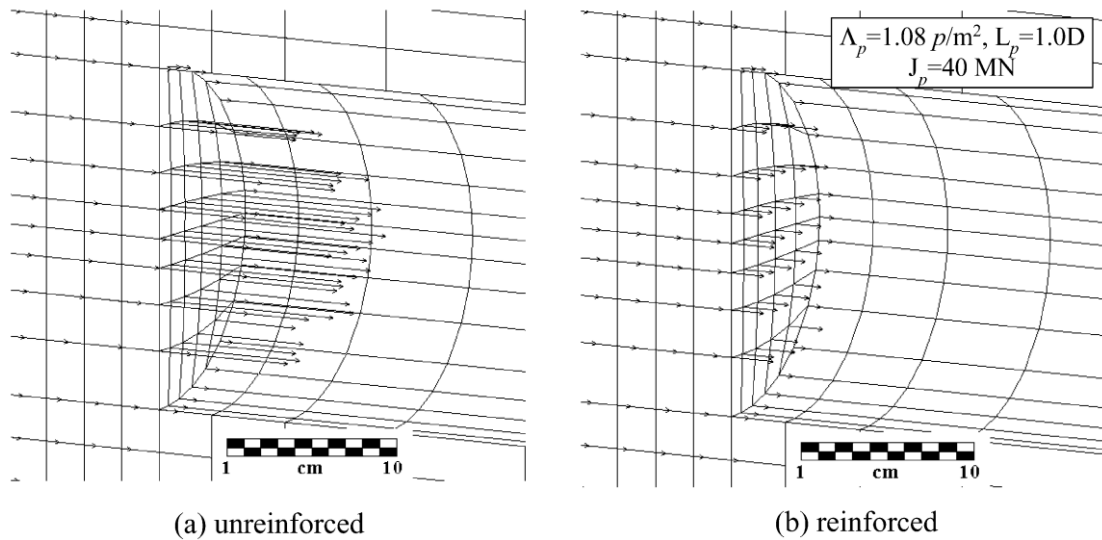
Properties	Ground type		
	G1	G2	G3
Cohesion, c or c_u (kPa)	5	30	$20 + 0.2\sigma'_v$
Int. friction angle, ϕ (degree)	35	20	0
Dilatancy angle, ψ (degree)	6	4	0
Deformation modulus, E_s (kPa)	$5000 + 1500Z$		$300c_u$
Poisson ratio (ν)	0.3	0.4	0.49
Lateral stress ratio, K_0	0.5	0.7	1.0

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά των τριών εδαφών που χρησιμοποιήθηκαν.

4.2.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

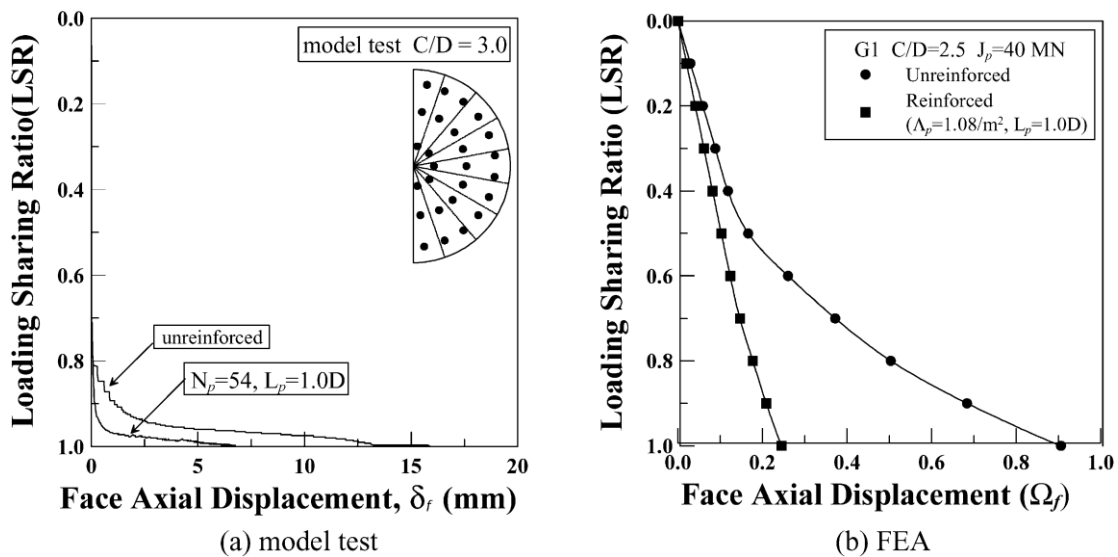
Τα αποτελέσματα από τις εργαστηριακές δοκιμές και τις τρισδιάστατες αναλύσεις συνοψίζονται ως εξής:

Από τις εργαστηριακές δοκιμές, στην περίπτωση της ανυποστήρικτης σήραγγας μια ζώνη αρκετά σημαντικών μετακινήσεων εκτεινόταν πλευρικά μέχρι μια απόσταση μισής διαμέτρου από το μέτωπο της σήραγγας σχηματίζοντας μια στενή 'καμινάδα' η οποία έφτανε σχεδόν κατακόρυφα από την στέψη της σήραγγας έως την επιφάνεια του εδάφους. Στην περίπτωση όμως της ενίσχυσης του μετώπου με διαμήκης ράβδους, παρατηρήθηκε εμφανής μείωση στις οριζόντιες μετακινήσεις του μετώπου (σχήμα 4.6) και τις επιφανειακές καθιζήσεις. Επίσης η έκταση της πλαστικής ζώνης μειώθηκε σημαντικά και περιορίστηκε κοντά στα όρια της εκσκαφής, αποδεικνύοντας ότι τα διαμήκη μέτρα υποστήριξης συμβάλλουν στην αναδιανομή των τάσεων και στον περιορισμό των πλαστικών μετακινήσεων.



Σχήμα 4.6: Εξωθήσεις για την περίπτωση του ενισχυμένου και του ανυποστήρικτου μετώπου.

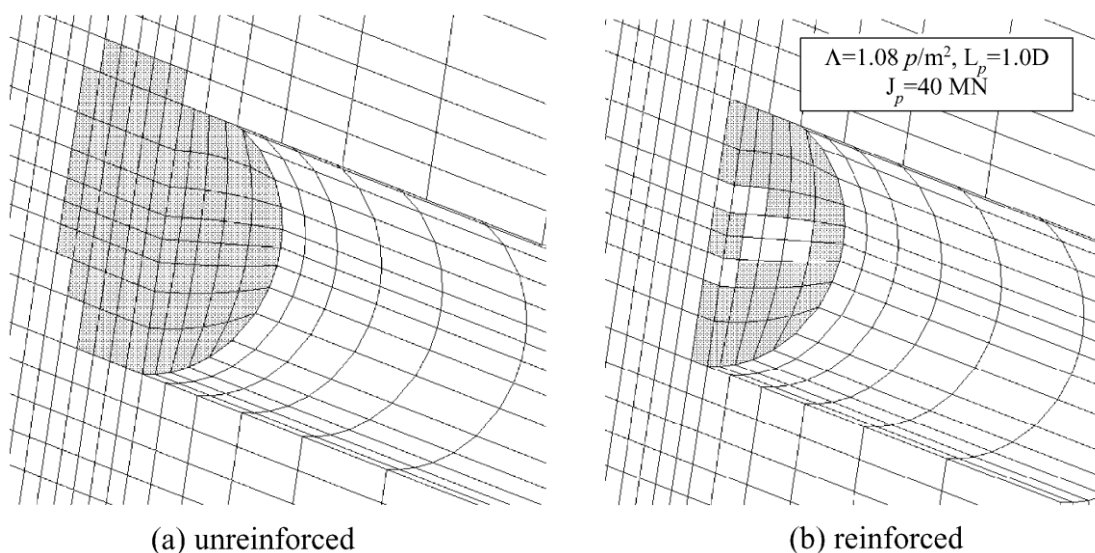
Η επίδραση της ενίσχυσης του μετώπου μπορεί εύκολα να παρατηρηθεί σε διαγράμματα της πίεσης μετώπου έναντι της αξονικής οριζόντιας μετατόπισης στις διάφορες φάσεις της αποτόνωσης των τάσεων του μετώπου. Ο βαθμός της αποτόνωσης των πιέσεων του μετώπου σε σχέση με τις αρχικές τάσεις εκφράζεται με τον βαθμό αποτόνωσης (LSR) και είναι ίσος με $LSR = (P_0 - P_i)/P_0$, όπου P_0 είναι η αρχική τάση και P_i η εσωτερική πίεση αντίστοιχα. Ο βαθμός αποτόνωσης ουσιαστικά αντικατοπτρίζει το ποσοστό των αρχικών τάσεων το οποίο έχει μεταβιβαστεί στην περιβάλλουσα βραχόμαζα πριν την εγκατάσταση της υποστήριξης. Το παρακάτω σχήμα 4.7 δείχνει την σχέση του βαθμού LSR με την αξονική μετατόπιση για την περίπτωση του $H/D=2$ κατά τις εργαστηριακές δοκιμές και τις τρισδιάστατες αναλύσεις.



Σχήμα 4.7: Οριζόντια μετατόπιση του μετώπου σε σχέση με τον βαθμό αποτόνωσης για την περίπτωση των εργαστηριακών δοκιμών (a) και της αριθμητικής προσομοίωσης (b).

Από το διάγραμμα των εργαστηριακών δοκιμών φαίνεται καθαρά η μείωση των οριζόντιων μετατοπίσεων σε όλες της φάσεις της αποτόνωσης των τάσεων. Ο βαθμός αποτόνωσης κατά την πλαστικοποίηση είναι πολύ μεγαλύτερος στην περίπτωση του ενισχυμένου μετώπου που σημαίνει ότι περισσότερο φορτίο μπορεί να αναληφθεί από το έδαφος γύρω από μέτωπο που έχει ενισχυθεί με διαμήκη μέλη. Άλλο ένα σημαντικό χαρακτηριστικό της σχέσης του βαθμού LSR με τις μετακινήσεις είναι ότι καμία μετακίνηση δεν ήταν εμφανής μέχρι το σημείο που ένα σημαντικό ποσοστό των τάσεων μετώπου είχε αποτονωθεί.

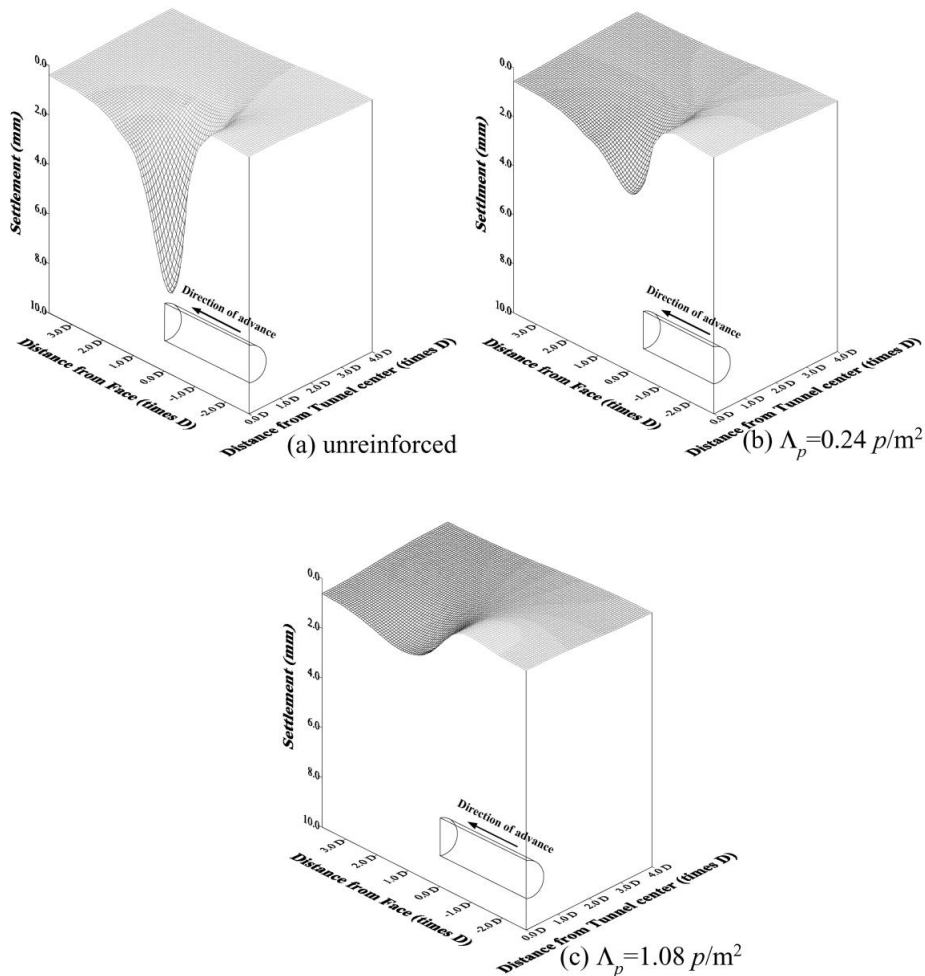
Παρόμοια χαρακτηριστικά συναντώνται και στο διάγραμμα των αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία με τη διαφορά ότι η οριζόντια μετακίνηση εκφράζεται με το αδιάστατο μέγεθος $\Omega_f = \delta_f E_s / DP_0$, όπου είναι το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους. Για την περίπτωση της ανυποστήρικτης σήραγγας φαίνεται ότι η εξέλιξη των μετατοπίσεων μέχρι βαθμό αποτόνωσης ίσο με 0,5 είναι βαθμιαία, ενώ μετά από αυτό το σημείο οι μετατοπίσεις αυξάνονται με μεγαλύτερο βαθμό υποδηλώνοντας επιτάχυνση της πλαστικοποίησης γύρω από την σήραγγα. Για την περίπτωση όμως του ενισχυμένου μετώπου παρατηρείται μια περισσότερο ελαστική σχέση της αποτόνωσης των τάσεων σε σχέση με τις οριζόντιες μετακινήσεις του μετώπου γεγονός που σημαίνει ότι η ενισχυμένη ζώνη μπροστά από το μέτωπο παραμένει στην ελαστική περιοχή. Έτσι η πλαστική ζώνη πλέον περιορίζεται γύρω από την εκσκαφή όπως φαίνεται και στο παρακάτω (Σχήμα 4.8).



Σχήμα 4.8: Έκταση πλαστικής ζώνης για την περίπτωση του ανυποστήρικτου και του ενισχυμένου μετώπου.

Επιπλέον στις τρισδιάστατες αναλύσεις παρατηρήθηκαν σημαντικές καθιζήσεις με την μεγαλύτερη τιμή τους να σημειώνεται ακριβώς πάνω από το μέτωπο της σήραγγας. Στην περίπτωση όμως του ενισχυμένου μετώπου οι καθιζήσεις μειώνονται κατά 75% με τη μεγαλύτερη μείωση να σημειώνεται για την πυκνότερη διάταξη αγκυριών στο μέτωπο.

Παρακάτω (Σχήμα 4.9) παρουσιάζονται οι καθιζήσεις για τις περιπτώσεις του ανυποστήρικτου μετώπου, του ενισχυμένου μετώπου με αγκύρια πυκνότητας 0,24 ακ/μ² και του ενισχυμένου με πυκνότητα 1,08 ακ/μ².

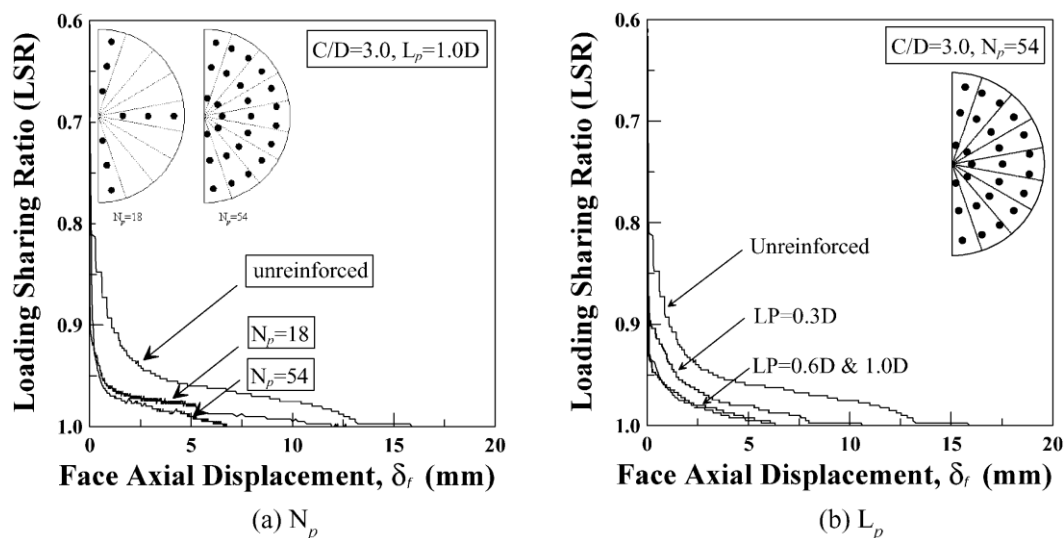


Σχήμα 4.9: Απεικόνιση καθιζήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο (a) και μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια με πυκνότητα καννάβου 0,24 ακ./μ² (b) και 1,08 ακ./μ² (c).

Όσον αφορά τα μέτρα ενίσχυσης αυτά θα πρέπει να κατανέμονται στο μέτωπο με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε οι τάσεις που θα αναλάβει το κάθε μέλος να μην υπερβαίνει την αντοχή του.

Για την πυκνότητα και το μήκος των μέτρων ενίσχυσης παρατηρήθηκε ότι πέρα από μια βέλτιστη τιμή, δηλαδή ένα συγκεκριμένο μήκος και συγκεκριμένη πυκνότητα, δεν παρουσιάζεται επιπλέον ουσιαστική βελτίωση και μείωση των μετατοπίσεων. Οι βέλτιστες αυτές τιμές ονομάζονται κρίσιμες και για μήκος αγκυρίων ή πυκνότητα αυτών μικρότερα από τα κρίσιμα μεγέθη, υπάρχει κίνδυνος εκδήλωσης σημαντικών πλαστικών παραμορφώσεων. Στα παρακάτω διαγράμματα, για διάφορες τιμές του λόγου H/D, απεικονίζεται ο τρόπος που επιδρούν το μήκος των αγκυρίων μετώπου και η πυκνότητα τους στην εξέλιξη της αποτόνωσης των τάσεων σε σχέση με τις οριζόντιες μετατοπίσεις.

Για παράδειγμα για μήκος αγκυρίων ίσο με $0,6D$ και για μήκος ίσο με $1,0D$ δεν παρατηρείται ουσιαστική βελτίωση στις μετατοπίσεις.



Σχήμα 4.10: Επίδραση του αριθμού (a) και του μήκους των αγκυρίων (b) στην εξέλιξη των οριζόντιων μετατοπίσεων μετώπου σε σχέση με το βαθμό αποτόνωσης.

Να σημειωθεί τέλος ότι από τις αναλύσεις αποδείχτηκε ότι το κρίσιμο μήκος των αγκυρίων ενώ δεν επηρεάζεται από το βάθος της σήραγγας, μπορεί να επηρεαστεί από το είδος του εδάφους. Για παράδειγμα μικρότερη τιμή της γωνίας τριβής συνεπάγεται μεγαλύτερο κρίσιμο μήκος αγκυρίων.

4.2.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας λοιπόν οι με όλες τις παραπάνω δοκιμές κατέληξαν στα εξής συμπεράσματα:

- Η τεχνική της ενίσχυσης του μετώπου εκσκαφής μπορεί να χρησιμοποιηθεί όχι μόνο για την βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου αλλά και για την μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων.
- Η επίδραση των μέτρων ενίσχυσης του μετώπου εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό τόσο από την διανομή τους όσο και από το μήκος, την πυκνότητα τους και την ακαμψία τους.
- Φαίνεται ότι υπάρχουν κρίσιμες τιμές των παραμέτρων των ενισχυτικών μέτρων, για τις οποίες μπορεί να αντληθεί το βέλτιστο αποτέλεσμα.

4.3 JONG-HO SHIN, YONG-KI CHOI, OH-YEON KWON & SANG-DUK LEE (2006)

4.3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

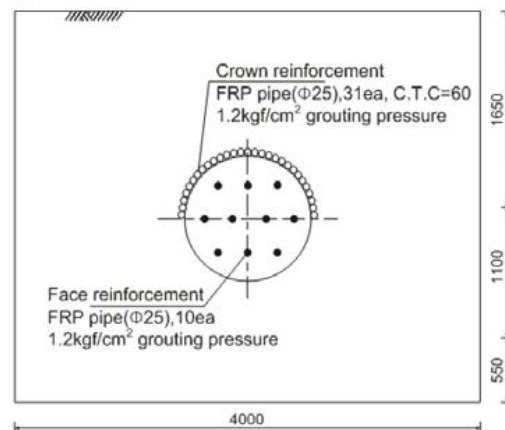
Διεξήγαγαν δοκιμές με ένα μεγάλης κλίμακας εργαστηριακό μοντέλο σε έδαφος κοκκώδες, με σκοπό να διερευνήσουν τον μηχανισμό ενίσχυσης της “μεθόδου ομπρέλας” με θόλο δοκών προπορείας πάνω και μπροστά από το μέτωπο σε συνδυασμό με ταυτόχρονη ενίσχυση και του μετώπου εκσκαφής, αλλά και για να βελτιώσουν την σχεδιαστική διαδικασία. Επιπλέον συμπληρωματικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων διεξήχθησαν με σκοπό να προσδιοριστεί η επίδραση των διαφόρων μηκών δοκών στη στέψη και το μέτωπο και η οποία δεν μπορεί να καθοριστεί σαφώς με τις εργαστηριακές δοκιμές.

Το μοντέλο που χρησιμοποίησαν αποτελούνταν από μια χαλύβδινη πλαισιωτή δεξαμενή και είχε μήκος 3,6 μέτρα, πλάτος 4 μέτρα και ύψος (βάθος) 3,3 μέτρα όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.1. Το δάπεδο, οι πλευρικοί τοίχοι όπως και η πίσω πλευρά, ήταν κατασκευασμένη από ενισχυμένο σκυρόδεμα με πάχος 30 εκατοστά. Ο μπροστινός τοίχος ήταν φτιαγμένος από χαλύβδινες πλάκες με πάχος 10 χιλιοστών.

a



b



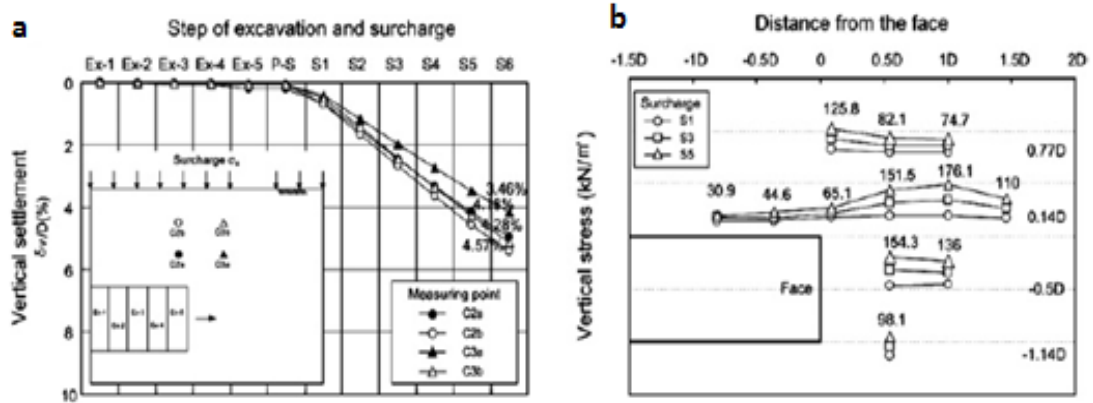
Εικόνα 4.1: Το εργαστηριακό μοντέλο με την τυπική διατομή της σήραγγας προσομοίωσης.

Η διάμετρος της σήραγγας ήταν $D=1,1$ μέτρα και το ύψος υπερκευμένων (από τη στέψη) ήταν 1 μέτρο. Η επένδυση της σήραγγας ήταν κυκλική και αποτελούνταν από χαλύβδινες

πλάκες. Η εσωτερική πλευρά των τοιχωμάτων ήταν καλυμμένη με υγρή άργιλο για να μειωθούν κατά το δυνατόν οι τριβές. Το εδαφικό υλικό τοποθετήθηκε σε στρώσεις από άμμο που έπεφτε από ένα σταθερό ύψος και συμπυκνώνονταν κάθε 30 εκατοστά ύψους. Το τελικό εδαφικό δοκίμιο είχε ειδικό βάρος $16,5 \text{ kN/m}^3$, μέτρο ελαστικότητας $35,000 \text{ kN/m}^2$, λόγο Poisson ίσο με $\nu = 0,30$ και γωνία τριβής ίση με $\phi = 38^\circ$. Για την προσομοίωση των δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου χρησιμοποιήθηκαν ράβδοι, ενισχυμένες με ίνες, με εξωτερική διάμετρο 25 χιλιοστών και πάχος 3 χιλιοστών. Μετά από δοκιμές που έγιναν προέκυψε μέγιστο μήκος δοκών ίσο με $1,5D$ (μιάμιση φορά τη διάμετρο της σήραγγας) ενώ η πλευρική απόσταση των δοκών προσδιορίστηκε στα 60 εκατοστά. Τέλος τσιμεντοκονίαμα χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του ενέματος των δοκών. Για να καταγραφεί η συμπεριφορά του εδάφους και των δοκών εγκαταστάθηκαν αισθητήρες πίεσης και μετακινήσεων σε διάφορα σημεία του μοντέλου. Η συμπεριφορά του εδάφους πιο συγκεκριμένα περιγράφεται σε όρους ποσοστιαίας μετακίνησης και αλλαγών στις κατακόρυφες τάσεις.

4.3.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

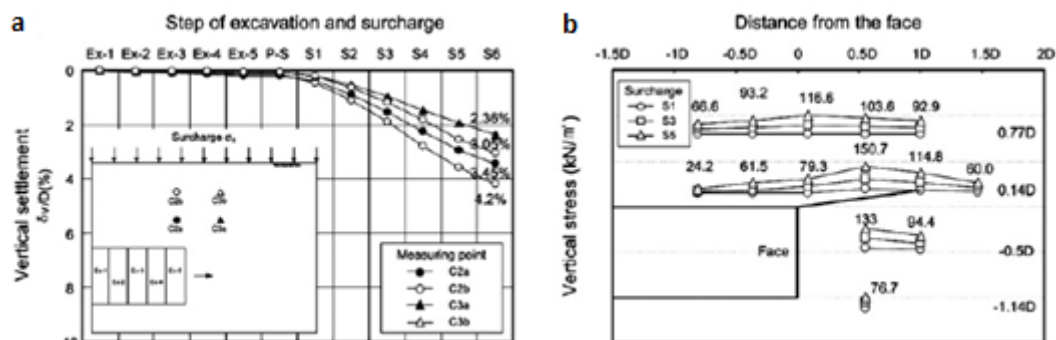
Για τον προσδιορισμό της τυπικής συμπεριφοράς ανυποστήρικτου εδάφους κατά την εκσκαφή, μια ανάλογη δοκιμή με απουσία ενισχυτικών μέτρων έλαβε χώρα. Σύμφωνα με τις μετρήσεις, οι καθιζήσεις αυξάνονταν όσο αυξανόταν το βάθος από την επιφάνεια ενώ οι κατακόρυφες τάσεις μετά από μια μικρή αύξηση που παρουσίαζαν αρχικά λόγω της ανακατανομής των τάσεων, στη συνέχεια σημείωναν αισθητή μείωση (Σχήμα 4.11). Αυτή η συμπεριφορά του εδάφους κατεδείκνυε ότι το μοντέλο ανταποκρινόταν σωστά. Για να επιτευχθεί η λειτουργία του μοντέλου και να παρατηρηθεί η αποτελεσματικότητα των μέτρων ενίσχυσης, επιβλήθηκαν μεγάλες παραμορφώσεις στο μέτωπο με τη βοήθεια μιας άκαμπτης πλάκας που επέβαλλε αυξανόμενες επιφορτίσεις στην επιφάνεια του εδαφικού μοντέλου. Οι επιφορτίσεις έγιναν σε 6 βήματα τα οποία ήταν τα εξής: $S1 = 20.4 \text{ kN/m}^2$, $S2 = 40.9 \text{ kN/m}^2$, $S3 = 61.3 \text{ kN/m}^2$, $S4 = 81.7 \text{ kN/m}^2$, $S5 = 101.2 \text{ kN/m}^2$, και $S6 = 115.8 \text{ kN/m}^2$.



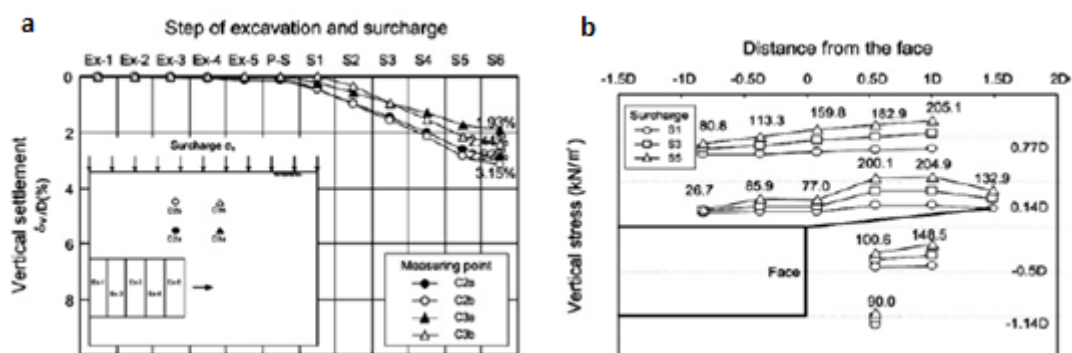
Σχήμα 4.11: (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (β) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, χωρίς μέτρα ενίσχυσης.

Όσον αφορά την επίδραση των μέτρων ενίσχυσης, παρατηρήθηκαν τα εξής κατά την τέλεση των δοκιμών:

- Η ενίσχυση της στέψης της σήραγγας με ράβδους (δοκούς προπορείας) μείωσε τις καθιζήσεις στην επιφάνεια κατά 18-24% κατά μέσο όρο (σχήμα 4.12). Επίσης σημαντική μείωση των καθιζήσεων σημειώθηκε και στο επίπεδο της στέψης. Οι μετρήσεις των τάσεων έδειξαν υψηλή συγκέντρωση αυτών σε απόσταση 0,5D ως 1,0D μπροστά από το μέτωπο και είχαν τιμή περίπου διπλάσια από την αντίστοιχη επιφόρτιση στην επιφάνεια. Αυξάνοντας το μήκος των σωλήνων-δοκών παρατηρήθηκε μικρή αύξηση των τάσεων με ταυτόχρονη απομάκρυνση τους από το μέτωπο. Συγκρίνοντας τις μετρήσεις για μήκος δοκών 1,0D και 1,5D, βγαίνει το συμπέρασμα ότι οι τάσεις παρουσιάζουν μια μέγιστη αύξηση της τάξεως του 33% σε απόσταση 0,5D μπροστά από το μέτωπο, για το μεγαλύτερο μήκος δοκού (σχήμα 4.13). Συμπερασματικά λοιπόν η ενίσχυση της στέψης της σήραγγας με δοκούς προπορείας μειώνει τις επιφανειακές καθιζήσεις ενώ όμως αυξάνει τις τάσεις γύρω από την σήραγγα λόγω της ανακατανομής που επιφέρει σε αυτές. Επίσης μεγαλύτερο μήκος δοκού έχει καλύτερο αποτέλεσμα στην μείωση των καθιζήσεων αλλά αυξάνει σημαντικά τις τάσεις.

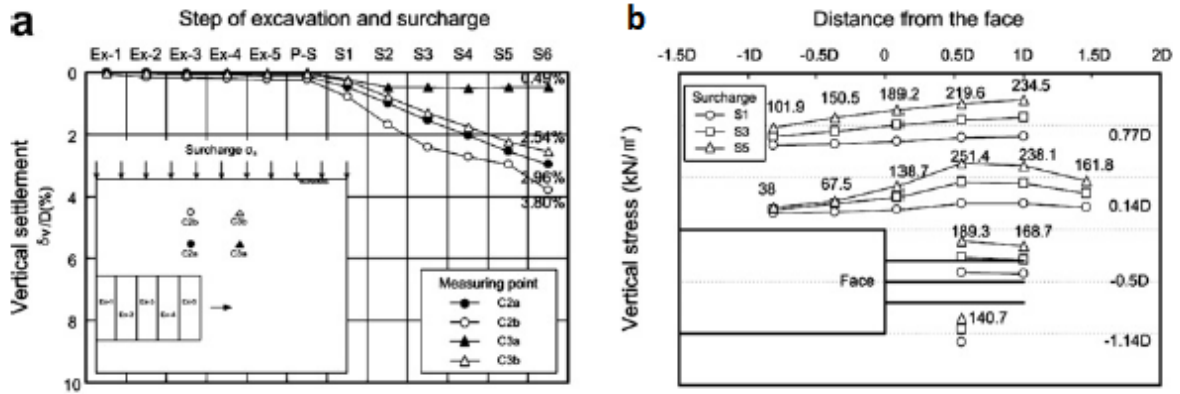


Σχήμα 4.12: (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (β) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, με δοκούς στη στέψη μήκους 1,0D.

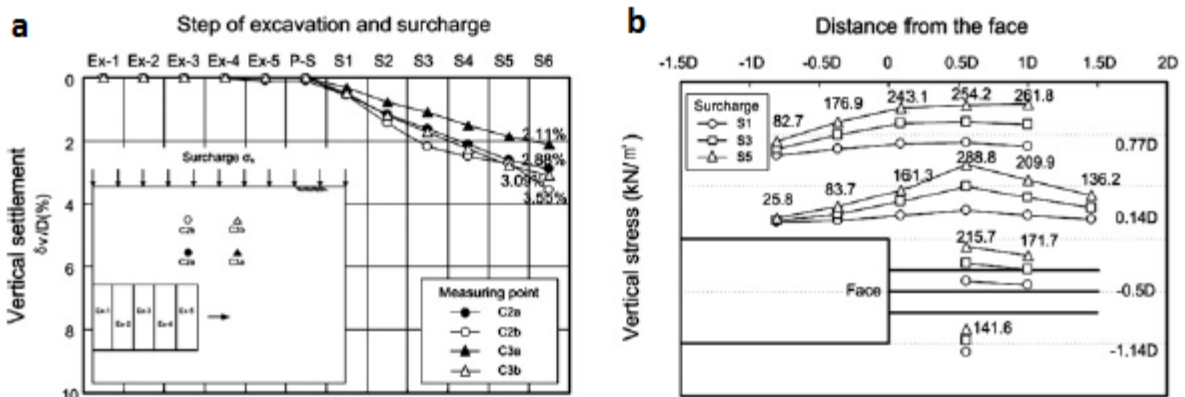


Σχήμα 4.13: (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (β) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, με δοκούς στη στέψη μήκους 1,5D.

- Για την επιρροή της ενίσχυσης του μετώπου έγιναν δοκιμές τόσο μόνο με το μέτωπο ενισχυμένο όσο και με ενισχυμένο μέτωπο και στέψη μαζί. Στην πρώτη περίπτωση παρατηρήθηκε μικρή μόνο μείωση των κατακόρυφων καθιζήσεων αλλά σημαντική αύξηση των τάσεων στο μέτωπο, με τη μέγιστη αύξηση τους σε απόσταση 0,5D από αυτό (Σχήμα 4.14). Με περαιτέρω αύξηση του μήκους των αγκυρίων μετώπου μειώνονται ελαφρώς οι κατακόρυφες καθιζήσεις ενώ οι τάσεις στο μέτωπο και στην στέψη σημειώνουν επιπλέον αύξηση (Σχήμα 4.15).

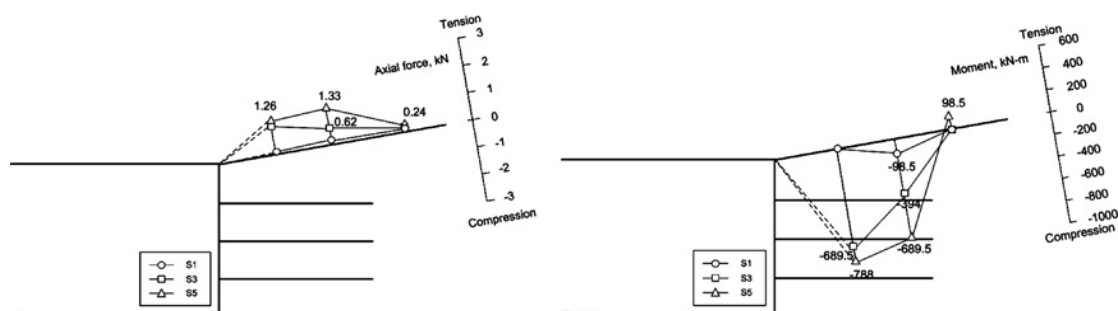


Σχήμα 4.14: : (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (β) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, με ακύρια μετώπου μήκους 1,0D.



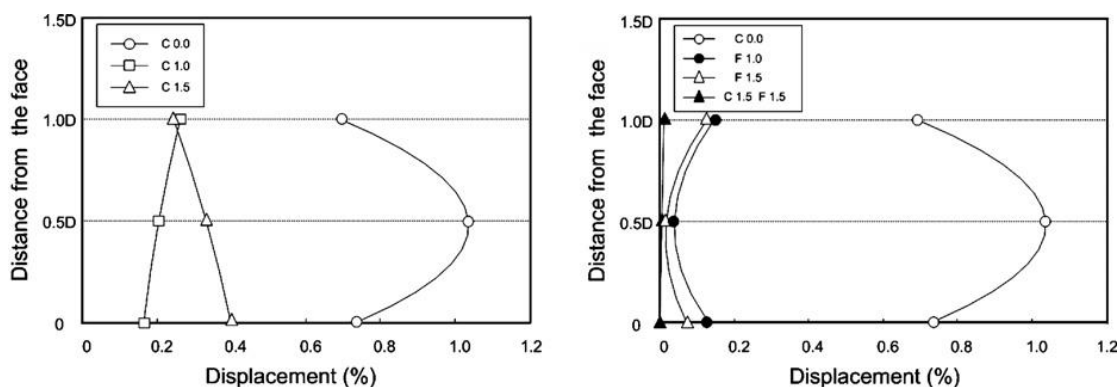
Σχήμα 4.15: (α)Εξέλιξη των καθιζήσεων ανάλογα με το βάθος και (β) κατακόρυφες τάσεις συναρτήσει την απόσταση από το μέτωπο και την επιφόρτιση, με ακύρια μετώπου μήκους 1,5D.

Στην δεύτερη περίπτωση με την ενίσχυση και του μετώπου αλλά και της στέψης, παρατηρήθηκε ότι με την αύξηση του μήκους των σωλήνων μειώθηκαν τόσο οι καθιζήσεις όσο και οι τάσεις. Η μείωση των τάσεων του εδάφους οφειλόταν σε μεγάλο βαθμό στο ότι η συγκέντρωση τους μοιραζόταν τόσο στις ράβδους του μετώπου όσο και σε αυτές της στέψης. Γενικώς πάντως οι καθιζήσεις και οι μεταβολές των τάσεων είναι σημαντικά μικρότερες σε σχέση με την περίπτωση της ενίσχυσης του μετώπου μόνο. Επίσης αποδείχτηκε ότι αύξηση του μήκους των ράβδων του μετώπου επέφερε μικρή μείωση στις καθιζήσεις αλλά μήκος δοκού μεγαλύτερο από 1,0D δεν φαίνεται να συνεισφέρει στην περαιτέρω μείωση των καθιζήσεων καθώς το τμήμα τις δοκού πέρα από την ζώνη αστοχίας δεν δίνει κάποιο ουσιαστικό όφελος και θα μπορούσε να θεωρηθεί ανενεργό. Όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη των δοκών, οι μέγιστες αξονικές παρατηρήθηκαν σε απόσταση 0.5L–0.75L από το μέτωπο, όπου L το μήκος των δοκών, ενώ η μέγιστη ροπή μετρήθηκε σε απόσταση περίπου 0,5L από το μέτωπο. Η κατανομή των αξονικών και των ροπών φαίνεται στο Σχήμα 4.16.



Σχήμα 4.16: (α) Κατανομή αξονικών δυνάμεων και (β) των καμπτικών ροπών κατά μήκος των δοκών στέψης.

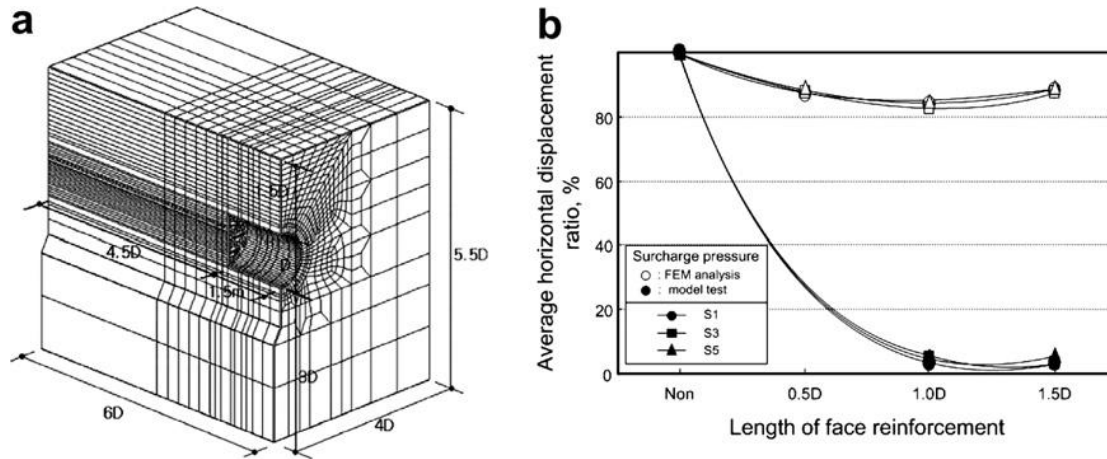
Τέλος παρόλο που η ολική αστοχία του μετώπου μπορεί να αποφευχθεί σε μερικές περιπτώσεις μόνο με δοκούς στην στέψη, τεμάχια εδάφους από το μέτωπο μπορούν να αποκολληθούν μόνο με μικρή αλλαγή των τάσεων, ενώ αν το φαινόμενο αυτό επεκταθεί μπορεί να οδηγήσει σε ολικές καταρρεύσεις. Οπότε μόνο οι δοκοί προπορείας δεν μπορούν να εγγυηθούν την ευστάθεια του μετώπου. Οι μηχανισμοί αστοχίας του μετώπου ερευνήθηκαν μετρώντας τις οριζόντιες μετατοπίσεις του μετώπου και συγκρίνοντας τις περιπτώσεις της ανυποστήρικτης σήραγγας και της ενισχυμένης (Σχήμα 4.17).



Σχήμα 4.17: Εξωθήσεις μετώπου για (α) ανυποστήρικτο μέτωπο και μέτωπο με δοκούς προπορείας και (β) ανυποστήρικτο μέτωπο, αγκύρια μετώπου και συνδυασμό δοκών-αγκυριών.

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, για την επιβεβαίωση και την διεύρυνση των πειραματικών δεδομένων έλαβαν χώρα συμπληρωματικές τρισδιάστατες αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία που ως κύριο σκοπό είχαν να διερευνήσουν την επιρροή του μήκους των δοκών, πράγμα που δεν ήταν εύκολο να γίνει μόνο με τις εργαστηριακές δοκιμές. Το μοντέλο προσομοίωσης στην τρισδιάστατη ανάλυση ήταν ίδιο με αυτό των εργαστηριακών δοκιμών, με την ίδια κατασκευαστική ακολουθία και ίδιες διαστάσεις και παραμέτρους (σχήμα). Αναλύθηκαν τέσσερις περιπτώσεις δοκών με διαφορετικό μήκος και παρόλο που υπήρχαν κάποιες αποκλίσεις σε σχέση με τα αποτελέσματα από τις εργαστηριακές δοκιμές, γενικώς αυτά συμφωνούσαν.

Και οι αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία λοιπόν επιβεβαίωσαν ότι η μέγιστη μετακίνηση έλαβε χώρα σε απόσταση $1,0D$ από το μέτωπο και ότι για μήκος δοκού μεγαλύτερο από $1,5D$ δεν παρατηρείται ουσιαστική επίδραση στην μείωση των παραμορφώσεων και στην ανακατανομή των τάσεων (Σχήμα 4.18).



Σχήμα 4.18: (α) Μοντέλο αριθμητικής προσομοίωσης και (β) οριζόντιες μετακινήσεις συναρτήσει του μήκους των αγκυριών και της επιφόρτισης.

4.3.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Εν κατακλείδι λοιπόν από όλα τα παραπάνω εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

- Η ενίσχυση του μετώπου μειώνει τις πιθανότητες αστοχίας ελαττώνοντας τις καθιζήσεις και αυξάνοντας τις κατακόρυφες τάσεις με αποτέλεσμα την βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου.
- Οι ράβδοι ενίσχυσης λειτουργούν ως ενσωματωμένες αμφιέριστες δοκοί που αυξάνουν την μεταφορά φορτίου κατά την διαμήκη διεύθυνση και την μειώνουν κατά την εγκάρσια.
- Αποδείχτηκε ότι όσο μεγαλύτερο είναι το μήκος ράβδου τόσο αυξάνεται η ευστάθεια του μετώπου. Όμως για μήκος δοκού στην στέψη μεγαλύτερο από $1,5D$ δεν παρατηρείται περαιτέρω βελτίωση της ευστάθειας.
- Η ενίσχυση του μετώπου είναι ένα χρήσιμο μέτρο για τον περιορισμό των μετακινήσεων του μετώπου.

Οι δοκοί (αγκύρια) στο μέτωπο δεν χρειάζεται να έχουν απαραίτητα το ίδιο μήκος με αυτών της στέψης. Μικρότερο μήκος αγκυριών μπορεί να χρησιμοποιηθεί στο μέτωπο χωρίς να υπάρχει μείωση της συνεισφοράς τους στην ευστάθεια.

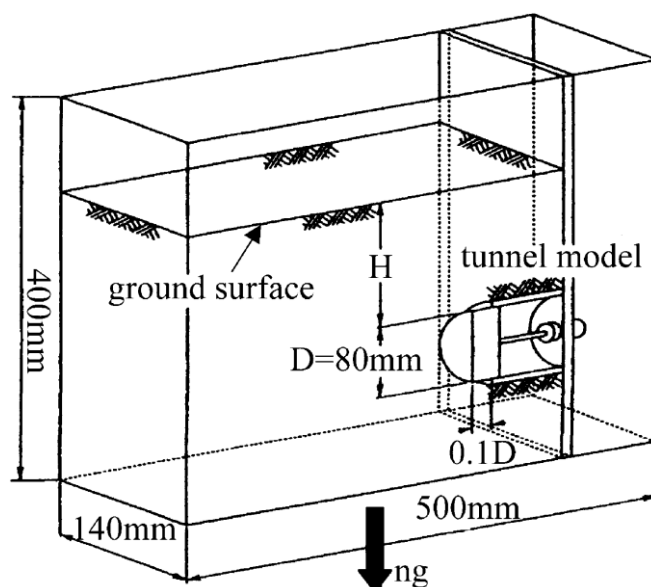
4.4 HIROHISA KAMATA & HIDETO MASHIMO (2003)

4.4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

Οι παραπάνω αποτέλεσαν άλλη μια ερευνητική ομάδα που πραγματοποίησε τόσο εργαστηριακές δοκιμές, με φυγοκεντριστή, όσο και αναλύσεις με τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων, για την επιβεβαίωση της ενισχυτικής ιδιότητας των αγκυρίων μετώπου, των δικών προπορείας και των κατακόρυφων αγκυρίων προ-ενίσχυσης.

4.4.1.1 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΦΥΓΟΚΕΝΤΡΙΣΤΗ

Όσον αφορά, κατ'αρχήν τις εργαστηριακές δοκιμές, χρησιμοποιήθηκε μοντέλο φυγοκεντριστή, με διαστάσεις 140x500x400 mm, με διαφανές μπροστινό τοίχωμα για να μπορούν να παρατηρηθούν οι συνέπειες της φυγοκέντρισης στο εδαφικό μοντέλο. Μια αναπαράσταση του μοντέλου φαίνεται στο Σχήμα 4.19.



Σχήμα 4.19: Μοντέλο φυγοκεντριστή.

Η σήραγγα προσομοιώθηκε με τη βοήθεια ενός ημικυλινδρικού ακρυλικού κελύφους με διάμετρο 80 mm (λόγω συμμετρίας προσομοιώθηκε μόνο η μισή σήραγγα). Ένας κινητός δίσκος, με πάχος 25 mm, τοποθετήθηκε στο εσωτερικό της σήραγγας για να συγκρατεί και να υποστηρίζει το μέτωπο της. Ο δίσκος αυτός τοποθετήθηκε μέσα στο έδαφος σε απόσταση 0,1D από το ακρυλικό κέλυφος για να αποφευχθεί η προσομοίωση οποιουδήποτε είδους αντιστήριξης κοντά στο μέτωπο. Ως εδαφικό υλικό χρησιμοποιήθηκε ακόρεστη άμμος με γωνία τριβής, $\phi=34.5^\circ$, συνοχή, $c=4.6$ kPa, ειδικό βάρος, $\gamma=15.1$ kN/m³ και ποσοστό περιεχόμενου νερού ίσο με 6,5%. Διαστρώθηκε σε αλληπάλληλα στρώματα των 2cm ενώ το ύψος υπερκειμένων (H) σε όλες τις δοκιμές

καθορίστηκε ίσο με μία διάμετρο ($H/D=1$). Για να μειωθεί η τριβή ανάμεσα στο εδαφικό υλικό και τα τοιχώματα του μοντέλου, αυτά καλύφθηκαν με φύλλα από τεφλόν.

Τα αγκύρια προσομοιώθηκαν με μικρά χάλκινα μπουλόνια, επικαλυμμένα με άμμο για καλύτερη συνάφεια, με διάμετρο 1.0-1.2 mm. Για την εγκατάσταση των αγκυρίων και των λοιπών αντικειμένων αφαιρέθηκε ο αλουμινένιος δίσκος και επανατοποθετήθηκε μετά την εγκατάσταση αυτών. Στη συνέχεια το μοντέλο τοποθετήθηκε στον φυγοκεντριστή και όταν η επιτάχυνση έφτασε στην απαιτούμενη τιμή της, ο αλουμινένιος δίσκος αφαιρέθηκε, για να εκτονωθούν οι τάσεις στο μέτωπο, και στη συνέχεια μπορούσε να παρατηρηθεί η σχετική ευστάθεια του μετώπου.

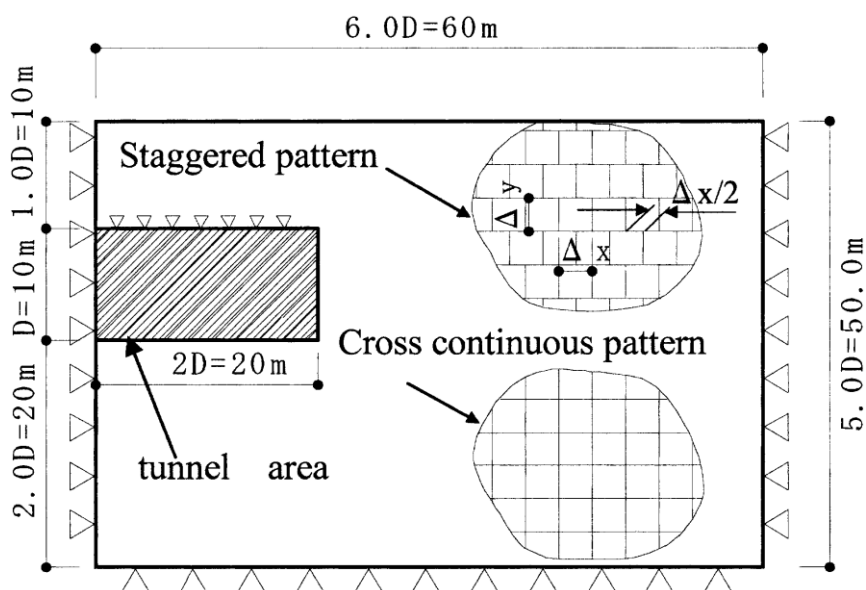
4.4.1.2 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, για την επιβεβαίωση των πειραματικών αποτελεσμάτων, πραγματοποιήθηκαν και αριθμητικές προσομοιώσεις. Για τις προσομοιώσεις αυτές χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των διδιάστατων διακριτών στοιχείων (DEM) κατά την οποία το εδαφικό μοντέλο αναπαριστάται με ένα σύμπλεγμα διακριτών «μπλοκ» καθένα από τα οποία μπορεί να αντιμετωπιστεί ως παραμορφώσιμο υλικό. Τόσο η παραμορφωσιμότητα κάθε «μπλοκ» όσο και όλου του εδαφικού υλικού, ως συνεχούς μέσου, μπορούσε να ληφθεί υπόψιν. Προφανώς όσο μικρότερο ήταν το μέγεθος των διακριτών στοιχείων (μπλοκ) τόσο μεγαλύτερη ήταν η ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Επιπλέον το πρόγραμμα μπορούσε να προσομοιώσει και ενισχυτικά στοιχεία όπως τα αγκύρια. Οπότε ήταν δυνατόν να εκτιμηθεί η επιρροή της αγκύρωσης στην ευστάθεια του μετώπου.

Το μοντέλο στην αριθμητική προσομοίωση (Σχήμα 4.20) ήταν διδιάστατο με μήκος 60 m και ύψος 50 m με την σήραγγα να έχει διάμετρο 10 m. Εισήχθησαν παράμετροι όπως το μέτρο ελαστικότητας, E , των στοιχείων, η κανονική και η διατμητική ακαμψία μεταξύ των στοιχείων, και η αντοχή της μεταξύ τους διεπιφάνειας με παραμέτρους τη γωνία τριβής, ϕ , και τη συνοχή, c .

Οι αναλύσεις προσομοιώθηκαν λαμβάνοντας υπόψιν την επιτάχυνση της βαρύτητας (1g) ενώ χρησιμοποιήθηκαν δύο τύποι κάρναβων και μεγέθους στοιχείων. Τέλος τα βήματα προσομοίωσης είχαν ως εξής:

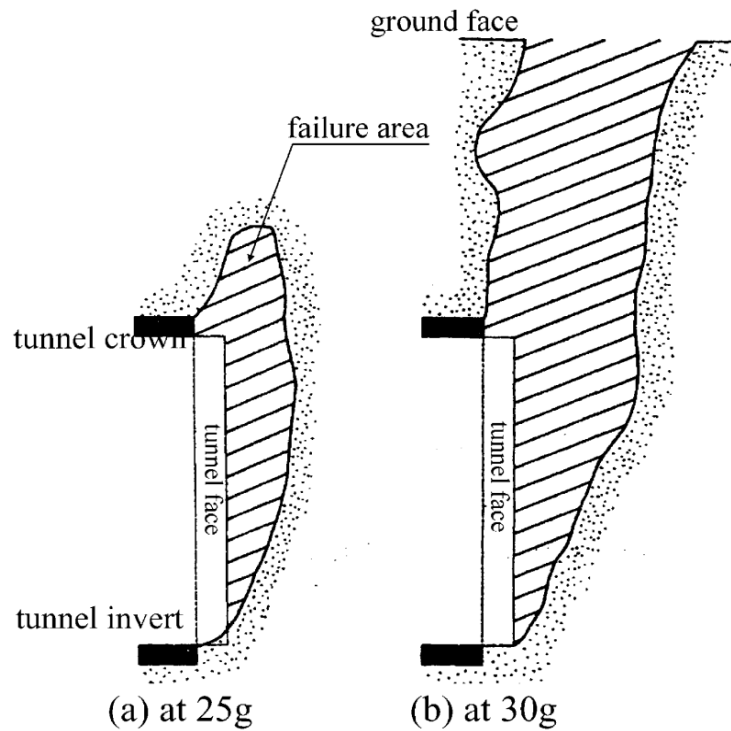
Στο πρώτο βήμα υπολογίστηκαν οι αρχικές τάσεις (γεωστατικές) πριν την κατασκευή της σήραγγας. Στο δεύτερο βήμα (και σε κάθε επόμενο βήμα) υπολογίζονταν οι τάσεις και οι παραμορφώσεις μετά την εκσκαφή κάθε ενός τμήματος σήραγγας.



Σχήμα 4.20: Μοντέλο αριθμητικής προσομοίωσης με συνοριακές συνθήκες.

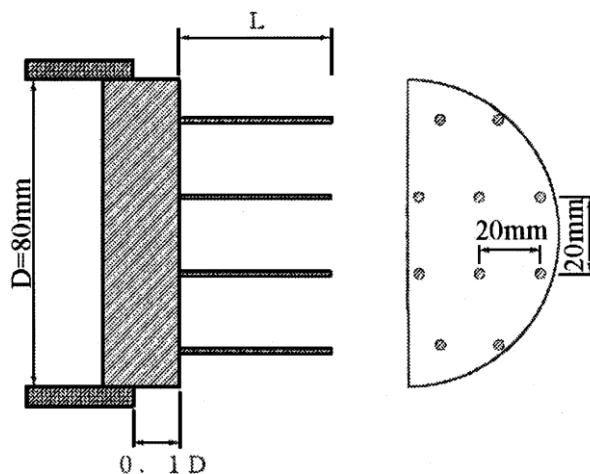
4.4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στην περίπτωση των εργαστηριακών δοκιμών μελετήθηκε η περίπτωση της ανυποστήρικτης σήραγγας και η επίδραση των αγκυρίων μετώπου και των δοκών προπορείας, ξεχωριστά, στην ευστάθεια του μετώπου. Στην περίπτωση λοιπόν του ανυποστήρικτου μετώπου παρατηρήθηκε μια επιφάνεια αστοχίας η οποία ξεκινούσε κοντά στον πυθμένα της σήραγγας και εξαπλωνόταν προς την κορυφή του μετώπου. Η περιοχή αστοχίας εκτεινόταν μέχρι $0.2D-0.3D$ από το μέτωπο, ενώ όσον αφορά τις συνθήκες επιτάχυνσης, στην περίπτωση των $25g$ η αστοχία εκτεινόταν μέχρι $0,4D$ πάνω από την στέψη και στην περίπτωση των $30g$ έφτανε μέχρι την επιφάνεια του εδάφους (Σχήμα 4.21).



Σχήμα 4.21: (a)Μορφή αστοχίας για επιτάχυνση 25g και (b) για επιτάχυνση 30g.

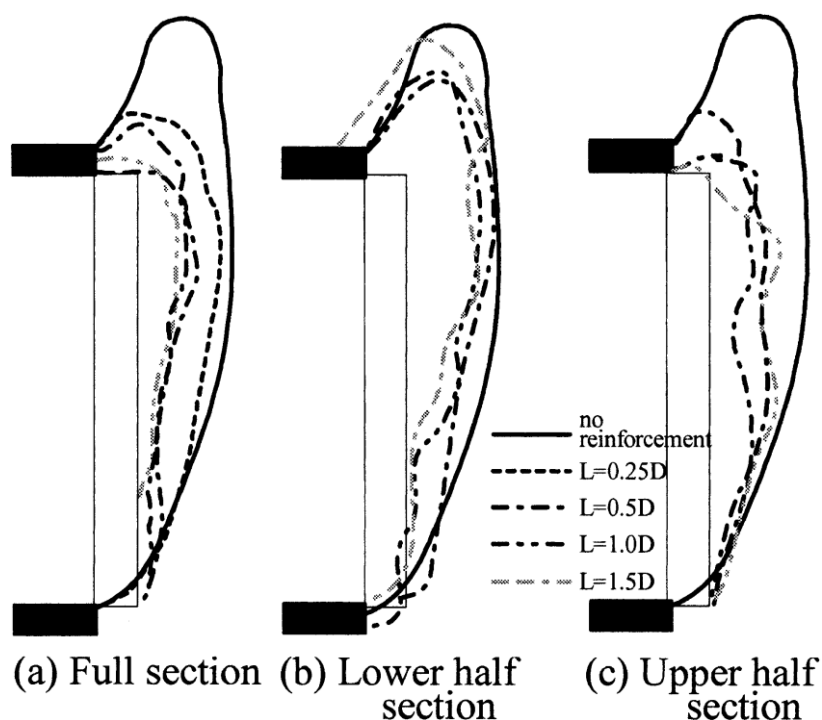
Στην περίπτωση των αγκυρίων μετώπου χρησιμοποιήθηκαν ποικίλες διατάξεις αυτών (αγκύρια σε όλο το μέτωπο, το πάνω μισό και το κάτω μισό) και διάφορα μήκη με όλες τις δοκιμές να πραγματοποιούνται υπό επιτάχυνση 25g. Μια χαρακτηριστική διάταξη αγκυρίων σε όλο το μέτωπο φαίνεται στο Σχήμα 4.22.



Σχήμα 4.22: Κάνναβος αγκυρίων.

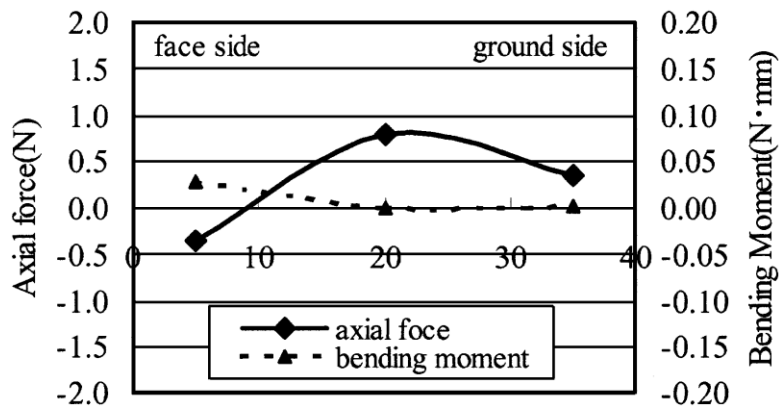
Στο Σχήμα 4.23 (a) φαίνεται η επίδραση του μήκους των αγκυρίων, στην ευστάθεια του μετώπου, όταν αυτά διατάσσονται καθ'όλη την επιφάνεια του μετώπου. Όπως είναι εμφανές η έκταση της επιφάνειας αστοχίας περιορίζεται για μήκος αγκυρίων μεγαλύτερο από 5D ενώ για μικρότερα μήκη η ευστάθεια του μετώπου δεν φαίνεται να βελτιώνεται

καθώς όπως αναφέρθηκε παραπάνω η επιφάνεια αστοχίας εκτείνεται κατά $0,3D$ μπροστά από το μέτωπο στην περίπτωση του ανυποστήρικτου μετώπου. Στα σχήματα (b) και (c) απ'την άλλη φαίνεται η μορφή της αστοχίας για αγκύρια μόνο στο κάτω τμήμα του μετώπου και μόνο στο πάνω τμήμα αντίστοιχα. Στην πρώτη περίπτωση ενώ τα αγκύρια φαίνεται να περιορίζουν την έκταση της αστοχίας μπροστά από το κάτω τμήμα του μετώπου, στο πάνω τμήμα δεν αποφεύγεται και πάλι η αστοχία μορφής θόλου πάνω από τη στέψη, για κανένα από τα μήκη αγκυρίου που δοκιμάστηκαν. Αντιθέτως για τη δεύτερη περίπτωση τα αγκύρια στο πάνω τμήμα του μετώπου φαίνεται να λειτουργούν ευμενώς στην ευστάθεια του μετώπου και να μην επιτρέπουν αστοχία μορφής θόλου.



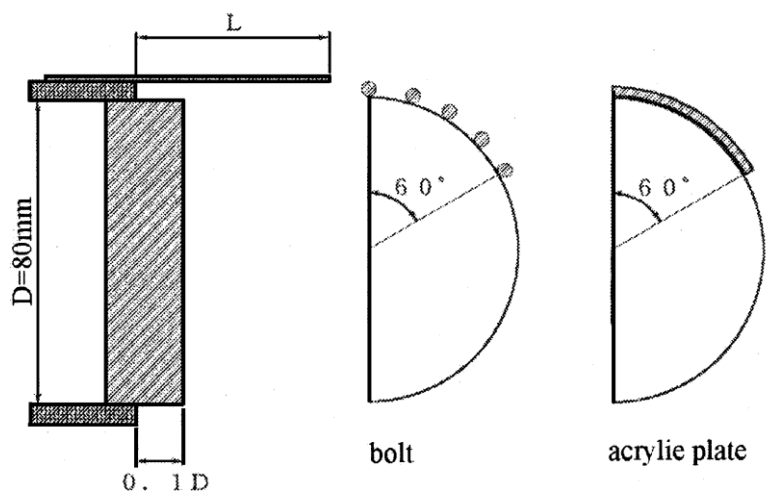
Σχήμα 4.23: Μορφές αστοχίας ανάλογα με το μήκος των αγκυρίων για (a) αγκύρια σε όλη την έκταση του μετώπου, (b) μόνο στο κατώτερο τμήμα του μετώπου και (c) μόνο στο ανώτερο τμήμα του μετώπου.

Όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη των αγκυρίων, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.24 για την περίπτωση αγκυρίων σε όλο το μέτωπο με μήκους $0,5D$, εξετάστηκαν οι αξονικές δυνάμεις και οι καμπτικές ροπές. Πιο συγκεκριμένα φαίνεται ότι αναπτύχθηκαν σημαντικές εφελκυστικές δυνάμεις καθ'όλο το μήκος των αγκυρίων ενώ παρατηρήθηκαν πολύ μικρές καμπτικές ροπές εκτός από το μέτωπο όπου εκεί ήταν λίγο μεγαλύτερες. Αυτό δηλώνει ότι τα αγκύρια μετώπου λειτουργούν κυρίως με βάση την εφελκυστική τους αντοχή.



Σχήμα 4.24: Κατανομή αξονικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών σε αγκύριο μήκους 0,5L για κάρναβο σε όλη την έκταση του μετώπου.

Για την προσομοίωση των δοκών προπορείας χρησιμοποιήθηκαν μπουλόνια με διάμετρο 1.0 mm με το μήκος τους να ποικίλει από 0,25D-1,5D. Τοποθετήθηκαν σε ένα εύρος 60° από την κατακόρυφο που διέρχεται από τη στέψη, και είχαν απόσταση μεταξύ τους ίση με 1cm, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.25. Για να εξεταστεί η επιρροή της ακαμψίας των δοκών, πραγματοποιήθηκε και μια δοκιμή με ένα ακρυλικό κέλυφος για την προσομοίωση των δοκών. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε περιβάλλον επιτάχυνσης 30g (όπου η αστοχία φτάνει μέχρι την επιφάνεια του εδάφους) για να εξεταστεί η επιρροή των δοκών προπορείας τόσο στην ευστάθεια του μετώπου όσο και στον περιορισμό των επιφανειακών καθιζήσεων.

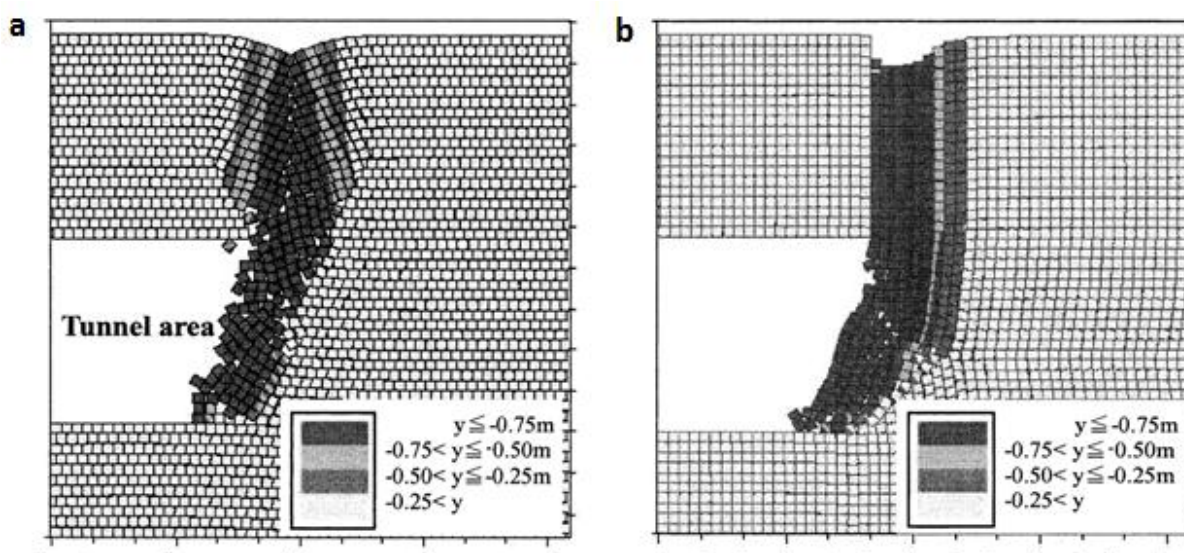


Σχήμα 4.25: Διάταξη δοκών προπορείας και ακρυλικού κελύφους πάνω από το μέτωπο.

Όπως φαίνεται στο σχήμα (a) η επιφάνεια αστοχίας φαίνεται να περιορίζεται με την χρήση των δοκών ενώ αυτή δεν φτάνει πλέον μέχρι την επιφάνεια του εδάφους. Παρόλα αυτά η περιοχή αστοχίας και η μορφή της δεν φαίνεται να επηρεάζονται από το μήκος των δοκών, ενώ δεν παρατηρείται και ιδιαίτερη ευμενής επιρροή αυτών στην ευστάθεια του μετώπου. Στο σχήμα (b) απεικονίζεται η επιρροή του ακρυλικού κελύφους που αντικατέστησε τις δοκούς. Όπως φαίνεται έχει την ίδια επιρροή στην ευστάθεια του

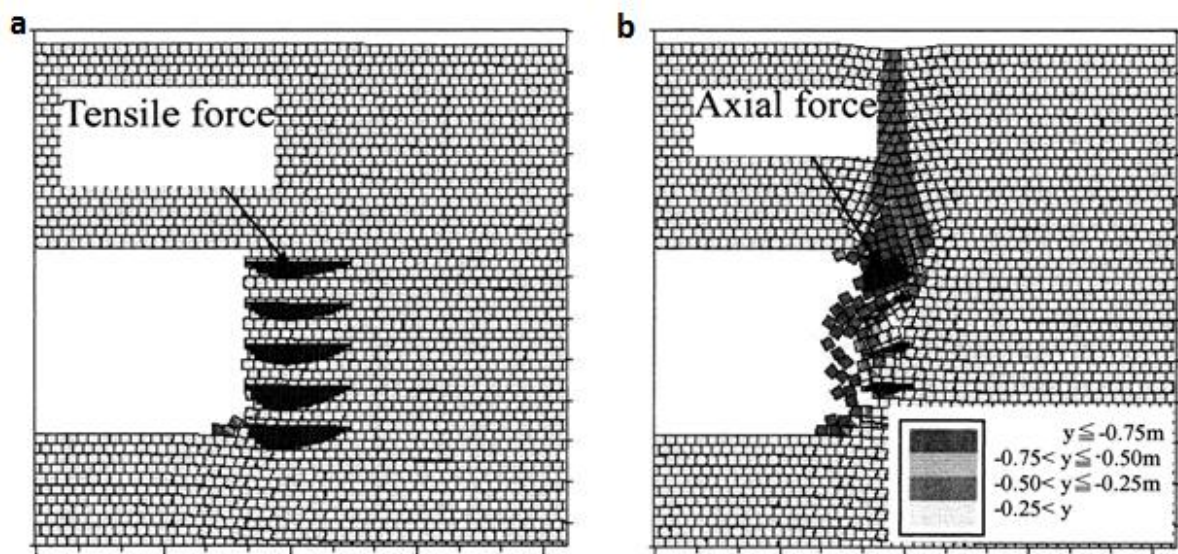
μετώπου και στην μορφή αστοχίας με την περίπτωση των δοκών με μήκος $1,5D$. Συνοψίζοντας λοιπόν παρόλο που οι δοκοί φαίνεται να λειτουργούν ευεργετικά στον περιορισμό των επιφανειακών καθιζήσεων, δεν επηρεάζουν ιδιαίτερα την ευστάθεια του μετώπου για την ενίσχυση του οποίου είναι προτιμότερο να εφαρμοστεί κάποια άλλη μέθοδος όπως η εγκατάσταση αγκυρίων μετώπου, η ενίσχυση του μετώπου μπροστά από το μέτωπο κ.α.

Στην περίπτωση των αριθμητικών αναλύσεων ήταν δυνατή η προσομοίωση μόνο των αγκυρίων μετώπου. Οπότε μελετάται η περίπτωση της ανυποστήρικτης σήραγγας και του υποστηριζόμενου, με αγκύρια, μετώπου. Στο ανυποστήρικτο μέτωπο συμβαίνουν δύο είδη αστοχίας ανάλογα με το είδος του καννάβου του εκάστοτε μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε. Τα δύο είδη αστοχίας φαίνονται στα παρακάτω σχήματα. Στο Σχήμα 4.26α με τον κλιμακωτό κάνναβο, η αστοχία ξεκινάει από τον πυθμένα της σήραγγας και εξαπλώνεται ως την επιφάνεια του εδάφους ενώ εκτείνεται σε απόσταση $0,3D$ μπροστά από το μέτωπο. Τα αποτελέσματα αυτά φαίνεται να συμφωνούν με τα πειραματικά δεδομένα. Στην άλλη διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 4.26β η εξώθηση ξεκίνησε από το κέντρο του μετώπου και η αστοχία εκτάθηκε ως την επιφάνεια του εδάφους σε μια λωρίδα, πράγμα που δεν συμφωνεί με τα πειραματικά δεδομένα. Και στις δύο περιπτώσεις το μέγεθος των στοιχείων ήταν $0,5 \times 0,5\text{m}$. Όσον αφορά το μέγεθος των στοιχείων παρατηρήθηκε ότι περαιτέρω μείωση του μεγέθους τους από ένα σημείο και μετά δεν επιφέρει σημαντικές αλλαγές στα αποτελέσματα. Πραγματοποιήθηκαν επίσης και παραμετρικές αναλύσεις για να προσδιοριστεί η επίδραση διαφόρων παραγόντων όπως της συνοχής, της γωνίας τριβής και της διαμέτρου της σήραγγας.



Σχήμα 4.26: Μορφές αστοχίας ανάλογα με τον κάνναβο.

Στην περίπτωση του υποστηριζόμενου με αγκύρια μετώπου χρησιμοποιήθηκε κλιμακωτός κάνναβος στα μοντέλα με στοιχεία μεγέθους 0,5x0,5m, ενώ τα αγκύρια προσομοιώθηκαν με στοιχεία καλωδίου που αναλαμβάνουν μόνο αξονικές δυνάμεις. Μελετήθηκαν οι περιπτώσεις αγκυρίων με μήκος 0.25D, 0.5D και 1.0D. Για τις περιπτώσεις μήκους 0.5D και 1.0D, εξασφαλίστηκε η ευστάθεια του μετώπου με μικρές έως καθόλου μετακινήσεις, ενώ αναπτύχθηκαν αξονικές δυνάμεις καθ'όλο το μήκος των αγκυρίων με τη μέγιστη τιμή να σημειώνεται στο μέσο τους (Σχήμα 4.27a). Στην περίπτωση όμως των αγκυρίων μήκους 0.25D παρατηρήθηκαν μεγάλες μετακινήσεις και το στοιχεία μετώπου δεν ήταν δυνατόν να επέλθουν σε μια κατάσταση ισορροπίας με αποτέλεσμα την αστοχία του (Σχήμα 4.27b). Τα αποτελέσματα αυτά των αριθμητικών αναλύσεων συμφωνούν γενικώς με τα αντίστοιχα από τις εργαστηριακές δοκιμές. Περαιτέρω αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για να μελετηθεί η επίδραση της θέσης και διάταξης των αγκυρίων. Όπως αποδείχτηκε από τις αναλύσεις η ευστάθεια του μετώπου εξασφαλίστηκε μόνο για αγκύρια σε όλη την έκταση του μετώπου και όχι και για τις περιπτώσεις αγκύρωσης μόνο στο πάνω ή στο κάτω τμήμα του μετώπου. Πάντως σε γενικές γραμμές, από τις αριθμητικές αναλύσεις δείχτηκε ότι η ευστάθεια του μετώπου μπορεί να εξασφαλιστεί με το απαραίτητο μήκος των αγκυρίων και την επαρκή πυκνότητά τους.



Σχήμα 4.27: Κατανομή εφελκυστικών και αξονικών δυνάμεων για μήκος αγκυρίων ίσο με (a) 0,5L και (b)0,25L.

4.4.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα κυριότερα λοιπόν συμπεράσματα που προκύπτουν από τις εργαστηριακές δοκιμές και τις αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν είναι τα εξής:

- Αγκύρια μετώπου με μήκος μεγαλύτερο από $0,5D$, έχουν ευνοϊκή επίδραση στην ευστάθεια του μετώπου. Επίσης τα αγκύρια στο πάνω τμήμα του μετώπου έχουν καλύτερο αποτέλεσμα από αυτά στο κάτω τμήμα.
- Οι δοκοί προπορείας αποτρέπουν αποτελεσματικά την επέκταση της αστοχίας ως την επιφάνεια του εδάφους. Παρόλα αυτά υστερεί, σε σχέση με άλλες μεθόδους υποστήριξης, όσον αφορά στην ενίσχυση της ευστάθειας του μετώπου.
- Η αστοχία που παρατηρήθηκε στις πειραματικές διατάξεις για ανυποστήρικτη σήραγγα, μπορεί να προσομοιωθεί με την μέθοδο των διακριτών στοιχείων χρησιμοποιώντας μοντέλο με κλιμακωτό κάβναβο και μέγεθος στοιχείων ίσο με $0,5 \times 0,5 \text{m}$.
- Οι αριθμητικές αναλύσεις επιβεβαιώνουν επίσης την ευμενή επίδραση των αγκυρίων μετώπου.

5. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ - ΣΚΟΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Με σκοπό την διερεύνηση της επίδρασης των δοκών προπορείας στην ευστάθεια του μετώπου αβαθών σηράγγων και της αλληλεπίδρασης τους με αγκύρια μετώπου αλλά και την επαλήθευση των προηγούμενων ερευνών και εργαστηριακών δοκιμών στο παραπάνω αντικείμενο, πραγματοποιήθηκαν τρισδιάστατες αναλύσεις με τη βοήθεια κατάλληλου λογισμικού και πιο συγκεκριμένα με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS v6.9.

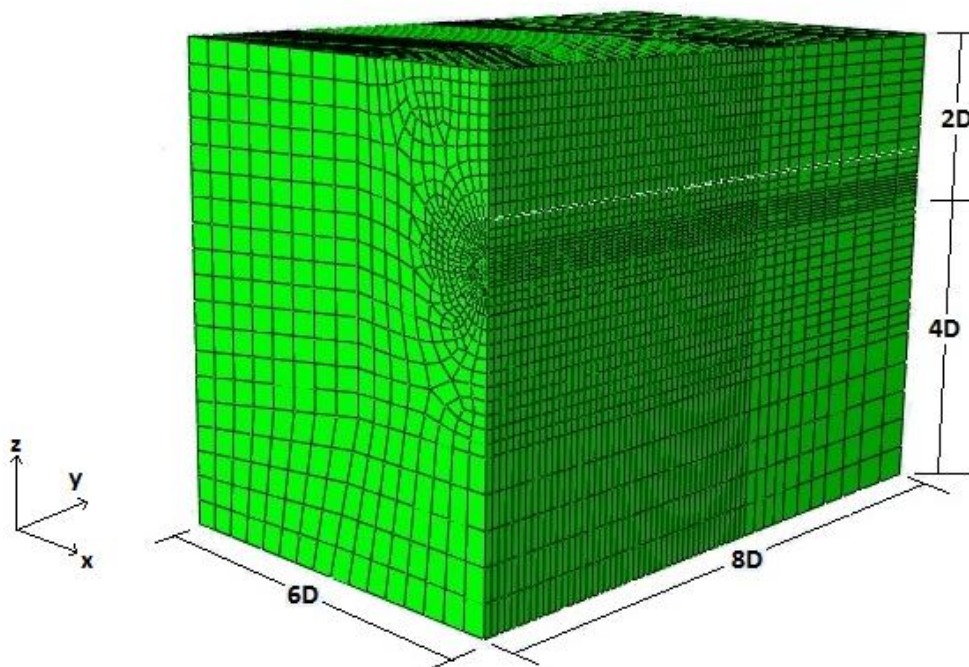
Για την κατασκευή του μοντέλου προσομοίωσης και τη διακριτοποίηση αυτού σε πεπερασμένα στοιχεία, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ANSYS. Στη συνέχεια όλα τα στοιχεία που αφορούν το μοντέλο προσομοίωσης, όπως είναι τα στοιχεία των κόμβων, των πεπερασμένων στοιχείων και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των μέτρων υποστήριξης (αγκύρια, δοκοί προπορείας και επένδυση σήραγγας), εισάγονται στο input file για επίλυση με το λογισμικό ABAQUS.

5.2 ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία προσομοιώθηκε σήραγγα διαμέτρου $D = 10\text{m}$ ολομέτωπης διάνοιξης. Για λόγους συμμετρίας (με επίπεδο συμμετρίας το κατακόρυφο που διέρχεται από το κέντρο της σήραγγας) επιλέγεται να προσομοιωθεί μόνο η μισή σήραγγα έτσι ώστε να μειωθεί και στο μισό ο υπολογιστικός χρόνος και ο όγκος των αποτελεσμάτων. Οπότε προκύπτει ένα μοντέλο με διαστάσεις τα 50 μέτρα (5D) κατά τον άξονα x, 80 μέτρα (8D) κατά τον άξονα y και 60 μέτρα (6D) κατά τον άξονα z. Το ύψος των υπερκειμένων καθορίστηκε στα 20 μέτρα (2D) από το κέντρο της σήραγγας δηλαδή 15 μέτρα (1,5D) από τη στέψη της, και διατηρήθηκε σταθερό σε όλες τις αναλύσεις (Σχήμα 5.1.). Τα παραπάνω γεωμετρικά στοιχεία του μοντέλου προσομοίωσης προέκυψαν λαμβάνοντας υπόψιν τους παρακάτω σημαντικούς περιορισμούς:

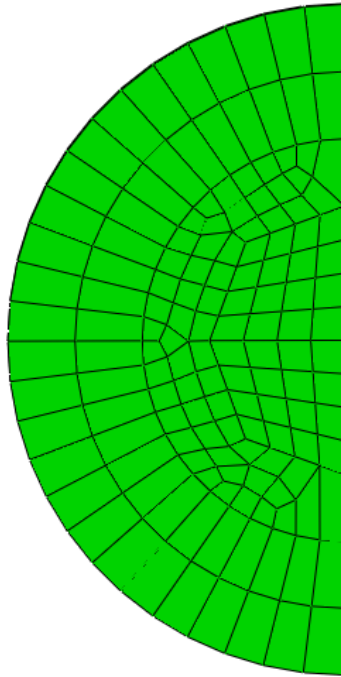
- Το μοντέλο πρέπει να έχει αρκετά μεγάλες διαστάσεις, ώστε τα αποτελέσματα των αναλύσεων που αφορούν τα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη γύρω από την σήραγγα και το μέτωπο της, να μην επηρεάζονται από τις συνοριακές συνθήκες που ισχύουν στα όρια του μοντέλου.
- Η πυκνότητα του κανάβου στην περιοχή γύρω από τη σήραγγα πρέπει να είναι επαρκώς μεγάλη, ώστε τα αποτελέσματα που εξάγονται από την περιοχή αυτή να είναι αντιπροσωπευτικά για την εκεί παραμορφωσιακή συμπεριφορά.
- Το μοντέλο δεν θα πρέπει να έχει διαστάσεις μεγαλύτερες από τις απαραίτητες ούτως ώστε να ελαχιστοποιείται κατά το δυνατόν ο υπολογιστικός χρόνος και ο όγκος των αποτελεσμάτων.

- Η απόσταση της σήραγγας από το πλευρικό όριο και το κάτω όριο πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη ώστε η κατανομή των τάσεων στα δύο αυτά όρια να είναι κατά το δυνατόν ομοιόμορφη ως προς το οριζόντιο επίπεδο, γεγονός που θα δηλώνει ότι τα όρια αυτά δεν επηρεάζονται από την παρουσία της εκσκαφής.



Σχήμα 5.1: Το μοντέλο προσομοίωσης με τις διαστάσεις του.

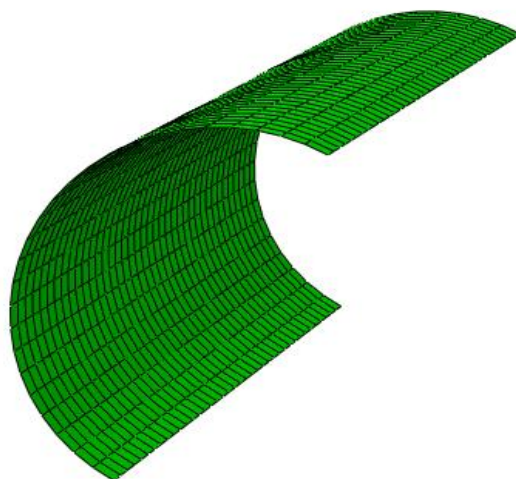
Για την προσομοίωση του εδαφικού υλικού χρησιμοποιήθηκαν εξαπλευρικά (οκτακομβικά) πεπερασμένα στοιχεία (με κώδικα στοιχείων C3D8R) με διαφορετικές διαστάσεις σε κάθε περιοχή του μοντέλου, ανάλογα με την εκάστοτε πυκνότητα. Όπως είναι λογικό γύρω από τη σήραγγα ο κένναβος των πεπερασμένων στοιχείων είναι πιο πυκνός καθώς επιδιώκεται η διερεύνηση της παραμορφωσιακής συμπεριφοράς ακριβώς αυτής της περιοχής, ενώ όσο απομακρυνόμαστε από αυτήν ο κένναβος αραιώνει τόσο γιατί οι περιοχές μακριά από τη σήραγγα δεν ενδιαφέρουν όσο και για να μειωθεί ο υπολογιστικός χρόνος. Πιο συγκεκριμένα στο ύψος του κέντρου της σήραγγας ($z=0$) και κατά μήκος του άξονα της ($x=0$) τα στοιχεία έχουν πάχος ίσο με ένα μέτρο από τη θέση $y=0$ έως την $y=45$, δύο μέτρα από τη θέση $y=45$ έως την $y=53$, τρία μέτρα από την $y=53$ ως την $y=62$, τέσσερα μέτρα από την $y=62$ ως την $y=70$ και τέλος πέντε μέτρα από την θέση $y=70$ ως την $y=80$. Συνολικά το εδαφικό μοντέλο αποτελείται από 33712 στοιχεία. Το μέτωπο εκσκαφής (το μισό ουσιαστικά καθώς όπως αναφέρθηκε προσομοιώθηκε η μισή μόνο σήραγγα) αποτελείται από 143 στοιχεία. Μια χαρακτηριστική εικόνα των στοιχείων του μετώπου εκσκαφής φαίνεται παρακάτω (Σχήμα 5.2).



Σχήμα 5.2: Προσομοίωση μετώπου εκσκαφής με οκτακομβικά πεπερασμένα στοιχεία.

Για την προσομοίωση της επένδυσης της σήραγγας από σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκαν τετρακομβικά στοιχεία κελύφους (με κώδικα στοιχείων S4R5) (Σχήμα 5.3). Το κέλυφος θεωρήθηκε ελαστικό με χαρακτηριστικά σκυροδέματος:

- Ειδικό βάρος σκυροδέματος $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας $E=15000000 \text{ kPa}$
- Λόγο Poisson $\nu=0,2$
- Πάχος επένδυσης $d=0,2\text{m}$



Σχήμα 5.3: Προσομοίωση επένδυσης σήραγγας με τετρακομβικά στοιχεία κελύφους.

Οι δοκοί προπορείας που χρησιμοποιήθηκαν στο μοντέλο προσομοιώθηκαν με στοιχεία δοκού (με κώδικα στοιχείων B31) που αναλαμβάνουν τόσο αξονικές δυνάμεις όσο και καμπτικές ροπές. Χρησιμοποιήθηκαν δύο τύποι δοκού (ελαφριές και βαριές) με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Διάμετροι $D=0,159\text{m}$ και $d=0,114\text{m}$ (αρχικά)
- Πάχος δοκών $t=0,007\text{m}$
- Μέτρο ελαστικότητας $E=200000000\text{ kPa}$
- Λόγος Poisson $\nu=0,3$
- Ειδικό βάρος $\gamma=75\text{kN/m}^3$
- Τάση διαρροής $f_y=400000\text{ kPa}$

Να σημειωθεί ότι ανάλογα με τις ανάγκες των αναλύσεων χρησιμοποιήθηκαν και άλλες ακαμψίες δοκών (άρα κατ'επέκταση και άλλες διαμέτροι).

Για την προσομοίωση των αγκυρίων μετώπου χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά στοιχεία (με κώδικα στοιχείων T3D2) που περιλαμβάνουν μόνο αξονική δύναμη και τα οποία θεωρήθηκαν ελαστικά-απολύτως πλαστικά. Τα αγκύρια είχαν τα εξής χαρακτηριστικά:

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 20000000\text{ kN/m}^2$
- Λόγος Poisson $\nu=0,2$
- Ειδικό βάρος 18 kN/m^3
- Διάμετρος 25mm

- Τάση διαρροής $f_y=400000$ kPa

5.3 ΟΜΑΔΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ-ΣΚΟΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

5.3.1 ΟΜΑΔΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

1. **Ανυποστήρικτο μέτωπο** : Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις σε ανυποστήρικτο μέτωπο και με μοναδικό μέτρο υποστήριξης την επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Οι αναλύσεις σε ανυποστήρικτο μέτωπο κρίθηκαν αναγκαίες τόσο για την μελέτη της συμπεριφοράς ανυποστήρικτης σήραγγας, όσο και για την χρήση των αποτελεσμάτων τους ως μέτρο σύγκρισης σε σχέση με τις αναλύσεις με ενισχυμένο μέτωπο.
2. **Μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια Fibreglass** : Στην περίπτωση της ενίσχυσης του μετώπου με αγκύρια, μελετήθηκαν δύο υποπεριπτώσεις.
 - Πεπερασμένο μήκος αγκυρίων Fibreglass: Σε αυτή την υποπερίπτωση το μήκος των αγκυρίων θεωρήθηκε πεπερασμένο (όχι μέχρι το πέρας του μοντέλου δηλαδή) και ότι αυτό τελείωνε στο 40° βήμα εκσκαφής, δηλαδή στη θέση $\gamma=40$ μέτρα. Έτσι στο τελευταίο βήμα εκσκαφής το μέτωπο μένει ανυποστήρικτο.
 - Πολύ μεγάλο μήκος αγκυρίων Fibreglass: Στην υποπερίπτωση αυτή το μήκος των αγκυρίων θεωρείται επαρκώς μεγάλο μπροστά από το μέτωπο σε οποιαδήποτε θέση γ και αν βρίσκεται κατά την διάρκεια της ανάλυσης.
3. **Μέτωπο ενισχυμένο μόνο με δοκούς προπορείας (forepoling)** : Και στην περίπτωση των δοκών προπορείας μελετήθηκαν δύο υποπεριπτώσεις.
 - Δοκοί προπορείας με πεπερασμένο μήκος: Μελετήθηκε η υποπερίπτωση της ενίσχυσης του μετώπου με δοκούς προπορείας πεπερασμένου μήκους. Συγκεκριμένα το μήκος τους τελείωνε στο 40° βήμα στη θέση $\gamma=40$ μέτρα οπότε η σήραγγα παρέμεινε από εκεί και μετά ανυποστήρικτη.
 - Δοκοί προπορείας με πολύ μεγάλο μήκος : Αντίστοιχα πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με χρήση δοκών απείρου μήκους που εκτείνονταν άπειρα μπροστά από το μέτωπο της σήραγγας σε οποιοδήποτε βήμα εκσκαφής.
4. **Μέτωπο ενισχυμένο με συνδυασμό δοκών προπορείας και αγκυρίων Fibreglass** : Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με συνδυασμό και των δύο μέτρων βελτίωσης της ευστάθειας του μετώπου, ενώ και σε αυτήν την περίπτωση, ανάλογα με το μήκος των δοκών προπορείας, διακρίνονται δύο υποπεριπτώσεις.
 - Δοκοί προπορείας με πεπερασμένο μήκος : Θεωρήθηκαν δοκοί προπορείας πεπερασμένου μήκους σε συνδυασμό με τη χρήση αγκυρίων απείρου μήκους. Και σε αυτήν την περίπτωση (όπως στην περίπτωση της ενίσχυσης μόνο με δοκούς προπορείας) οι δοκοί εκτείνονταν μέχρι την θέση $\gamma=40$ μέτρα.

- Δοκοί προπορείας με άπειρο μήκος : Εδώ τέλος χρησιμοποιήθηκαν δοκοί προπορείας απείρου μήκους σε συνδυασμό με αγκύρια μετώπου fibreglass. Κατά τα γνωστά οι δοκοί εκτείνονταν άπειρα μπροστά από το μέτωπο της σήραγγας.

5.3.2 ΣΚΟΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Όλες οι παραπάνω αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με σκοπό τον προσδιορισμό της παραμορφωσιακής συμπεριφοράς αβαθούς σήραγγας, η οποία διανοίγεται σε εδάφη διαφόρων ιδιοτήτων και αντοχών, τόσο για περιπτώσεις ανυποστήρικτης σήραγγας όσο και για όλες τις περιπτώσεις υποστηριζόμενης που αναφέρονται παραπάνω. Πιο συγκεκριμένα ο σκοπός των αναλύσεων μπορεί να συνοψιστεί στα παρακάτω:

- Σε πρώτη φάση, όσον αφορά στις δοκούς προπορείας και μόνο, διερευνάται η επίδραση τους στην ευστάθεια του μετώπου, στον περιορισμό των εξωθήσεων και στην μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων, ενώ επίσης μελετάται το πως μεταβάλλεται η κατανομή των τάσεων γύρω από την σήραγγα, υπό την παρουσία των δοκών, αλλά και το κατά πόσο προστατεύεται ο πυρήνας προώθησης από τις υψηλές κατακόρυφες τάσεις οι οποίες αυξάνονται λόγω της εκσκαφής. Επιπλέον επιχειρείται και ο προσδιορισμός της επίδρασης των δοκών προπορείας στην μείωση των συγκλίσεων στη στέψη, αλλά και της επιρροής τους στην ακαμψία του πυρήνα προώθησης. Τέλος επιδιώκεται η εύρεση του βέλτιστου συνδυασμού διάταξης-ακαμψίας δοκών προπορείας για τον οποία οι αναπτυσσόμενες σε αυτήν καμπτικές ροπές δεν ξεπερνούν την ελαστική ροπή αντοχής τους.
- Κατ' αντιστοιχία όσον αφορά τα αγκύρια μετώπου fibreglass, διερευνάται η επίδραση τους σε όλα τα παραπάνω (συγκλίσεις, εξωθήσεις, καθιζήσεις και ενίσχυση πυρήνα) και τελικά συγκρίνεται η αποτελεσματικότητα του κάθε μέτρου ενίσχυσης ξεχωριστά (αγκύρια και δοκοί προπορείας) για κάθε ένα από τα παραπάνω.

Σε δεύτερη φάση μελετάται η συνδυασμένη εφαρμογή δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου fibreglass, και διερευνάται η αλληλεπίδραση των δύο αυτών μέσων ενίσχυσης της ευστάθειας του μετώπου. Και τα δύο αυτά μέτρα υποστήριξης ξεχωριστά αποφέρουν αποτέλεσμα στον περιορισμό των παραμορφώσεων και στην αναδιανομή του εντατικού πεδίου. Παρόλα αυτά αναζητούνται οι βέλτιστοι συνδυασμοί και των δύο μαζί που θα επιφέρουν μέγιστο αποτέλεσμα στην μείωση των παραμορφώσεων, με μια πιο πρακτική εφαρμογή των μέτρων και με ταυτόχρονη ελαχιστοποίηση του κόστους.

5.4 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Όπως έχει προαναφερθεί, στην συγκεκριμένη διπλωματική εργασία μελετάται η διάνοιξη αβαθούς σήραγγας διαμέτρου $D=10m$, μέσα σε ομοιογενές ελαστοπλαστικό υλικό, με

βάση το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Παρακάτω παρουσιάζονται οι κυριότερες παράμετροι οι οποίες εξετάστηκαν στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν.

▪ **Ιδιότητες εδαφικού υλικού-Μηχανικά χαρακτηριστικά**

Αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για διάφορα εδάφη με διαφορετικές γωνίες εσωτερικής τριβής, ϕ , και διαστολικότητας, δ , και διαφορετική συνοχή, c , και μέτρο ελαστικότητας, E . Οι παραπάνω παράμετροι επιλέχτηκαν έτσι ώστε να καλύπτεται ένα ευρύ φάσμα εδαφών, έτσι ώστε να εκτιμηθεί η επιρροή κάθε μηχανικού χαρακτηριστικού στην ευστάθεια της σήραγγας και στην αποτελεσματικότητα των χρησιμοποιούμενων μέτρων βελτίωσης της ευστάθειας της.

Συνοπτικά οι γωνίες τριβής, οι συνοχές και τα λοιπά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν φαίνονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 5.1).

ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ			
Γωνία τριβής, ϕ	Συνοχή, c (kPa)	Μέτρο Ελαστικότητας, E (MPa)	Γωνία διαστολικότητας, δ (°)
25 - 35	10 - 20	73 - 106	4 - 6

Πίνακας 5.1: Γενικά χαρακτηριστικά εδαφών που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις.

Να σημειωθεί ότι σε όλες τις περιπτώσεις ο λόγος Poisson είχε τιμή $\nu=0,3$ ενώ το ειδικό βάρος του εδάφους ήταν ίσο με $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$.

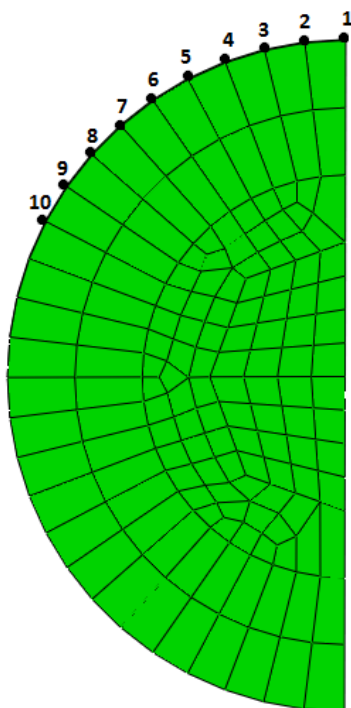
▪ **Ο λόγος K_0 (λόγος των οριζόντιων τάσεων πεδίου προς τις κατακόρυφες)**

Οι περισσότερες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K_0=0,5$. Παρόλα αυτά έγιναν και κάποιες αναλύσεις με συντελεστή $K_0=1,0$ (θεώρηση ισότροπου πεδίου τάσεων) με σκοπό να προσδιοριστεί η επιρροή του συντελεστή τόσο στις παραμορφώσεις όσο και στην ευστάθεια του μετώπου και στα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στα μέτρα υποστήριξης. Μάλιστα για να γίνει περισσότερο εμφανής η επιρροή του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων στην ευστάθεια του μετώπου και στις παραμορφώσεις αυτού, χρησιμοποιήθηκε το ίδιο μέτρο ελαστικότητας στις αναλύσεις με το διαφορετικό συντελεστή K_0 .

▪ **Διάμετρος και δυσκαμψία δοκών προπορείας**

Χρησιμοποιήθηκαν κυρίως δύο διάμετροι δοκών προπορείας (βαρέως τύπου και ελαφριού τύπου) ενώ πραγματοποιήθηκαν και αναλύσεις με μεταβαλλόμενη διάμετρο δοκού για τον προσδιορισμό αυτής της διαμέτρου για την οποία οι αναπτυσσόμενες στην δοκό καμπτικές ροπές δεν ξεπερνάνε την ελαστική ροπή αντοχή (περίπτωση χωρίς αγκύρια μετώπου). Οι δύο αυτές διαμέτροι που

χρησιμοποιήθηκαν ήταν $d=0,114\text{m}$ και $D=0,159\text{m}$, με αντίστοιχες ακαμψίες (για απόσταση μεταξύ των δοκών ίση με 60 εκατοστά) $EI_1=1127,3 \text{ kNm}^2/\text{m}$ και $EI_2=3224,6 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ενώ χρησιμοποιήθηκαν (όπως αναφέρθηκε παραπάνω) τόσο σε συνδυασμό με αγκύρια όσο και χωρίς. Ο λόγος που χρησιμοποιήθηκαν δύο τύποι δοκού ήταν για να μελετηθεί η επιρροή της διαμέτρου στην μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων και των συγκλίσεων και η πιθανότητα ύπαρξης κάποιας διαμέτρου που να έχει αξιοσημείωτα αποτελέσματα στην ευστάθεια του μετώπου και στην μείωση των συγκλίσεων χωρίς την χρήση αγκυρίων. Η τυπική διάταξη των δοκών προπορείας στο μοντέλο των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, φαίνεται στο σχήμα:



Σχήμα 5.4: Διάταξη δοκών προπορείας στα μοντέλα προσομοίωσης (σύνολο 10).

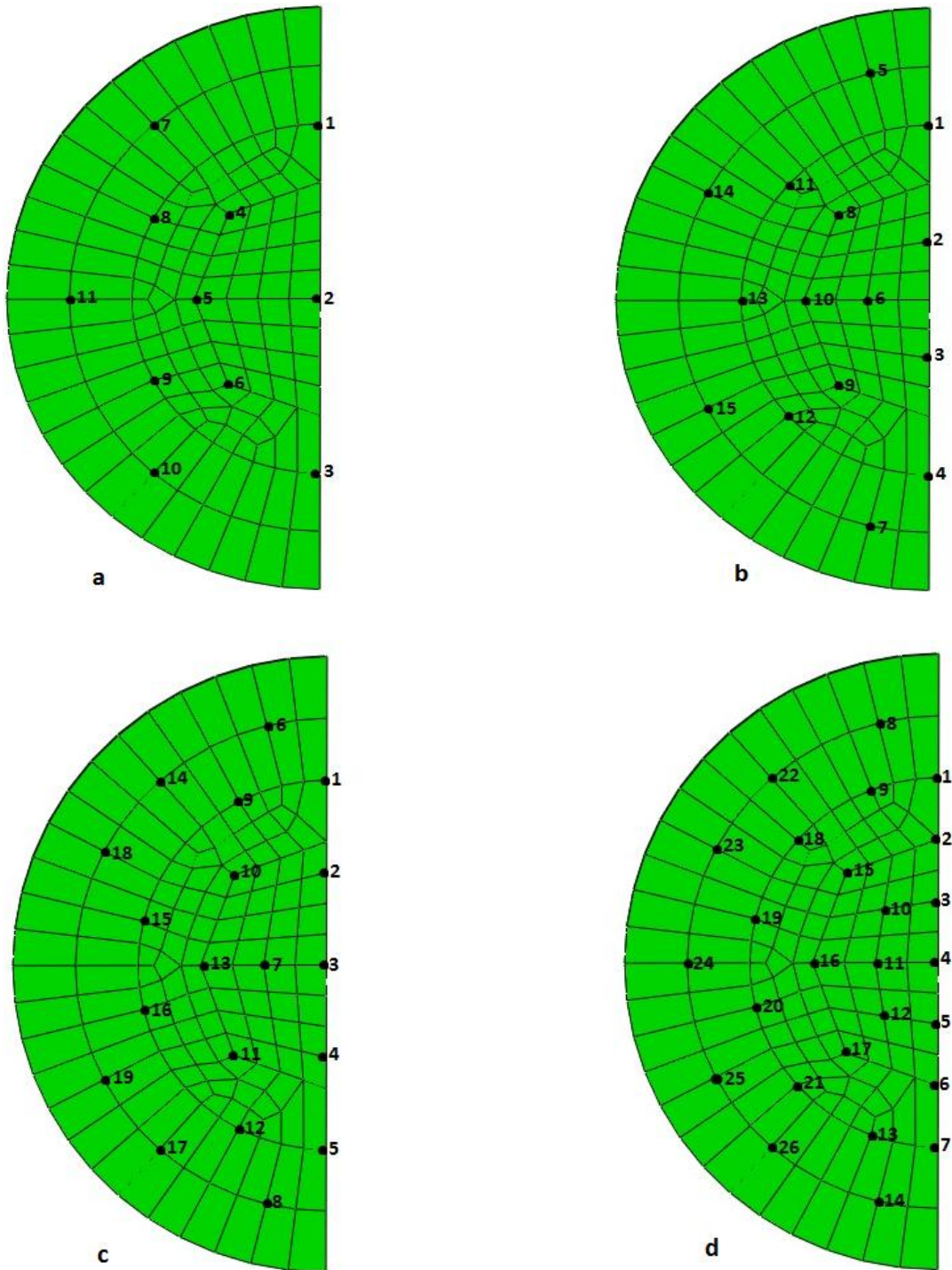
▪ **Διάταξη και πυκνότητα αγκυρίων**

Και στην περίπτωση των αγκυρίων, χρησιμοποιήθηκαν τέσσερις διατάξεις, από πυκνές μέχρι αραιότερες, σε όλους σχεδόν τους εδαφικούς τύπους που δοκιμάστηκαν στις αναλύσεις. Συγκεκριμένα δοκιμάστηκαν οι εξής διατάξεις (Σχήμα 5.5):

- 1) 19 αγκύρια ($0,242 \text{ αγκύρια}/\text{m}^2$)
- 2) 26 αγκύρια ($0,331 \text{ αγκύρια}/\text{m}^2$)
- 3) 33 αγκύρια ($0,420 \text{ αγκύρια}/\text{m}^2$)
- 4) 45 αγκύρια ($0,573 \text{ αγκύρια}/\text{m}^2$)

Σκοπός των δοκιμών με τις διαφορετικές διατάξεις ήταν να διαπιστωθεί το κατά πόσο η παραμόρφωση του μετώπου και ευστάθειά του αλλά και γενικώς η

παραμορφωσιακή συμπεριφορά της σήραγγας και του πυρήνα προώθησης, επηρεάζονται από την πυκνότητα των αγκυρίων. Ταυτόχρονα καθώς τα αγκύρια συνήθως χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με δοκούς προπορείας, επιζητείται για λόγους οικονομίας η βέλτιστη διάταξη που έχει το βέλτιστο αποτέλεσμα για κάθε τύπου εδάφους (δηλαδή για κάποιο έδαφος υψηλής αντοχής μπορεί μια πιο αραιή διάταξη να έχει εξίσου καλό αποτέλεσμα με μια πυκνότερη διάταξη).



Σχήμα 5.5: Διατάξεις αγκυρίων με a) 19 αγκύρια, b) 26 αγκύρια, c) 33 αγκύρια, d) 45 αγκύρια.

▪ **Βάθος σήραγγας (ύψος υπερκειμένων)**

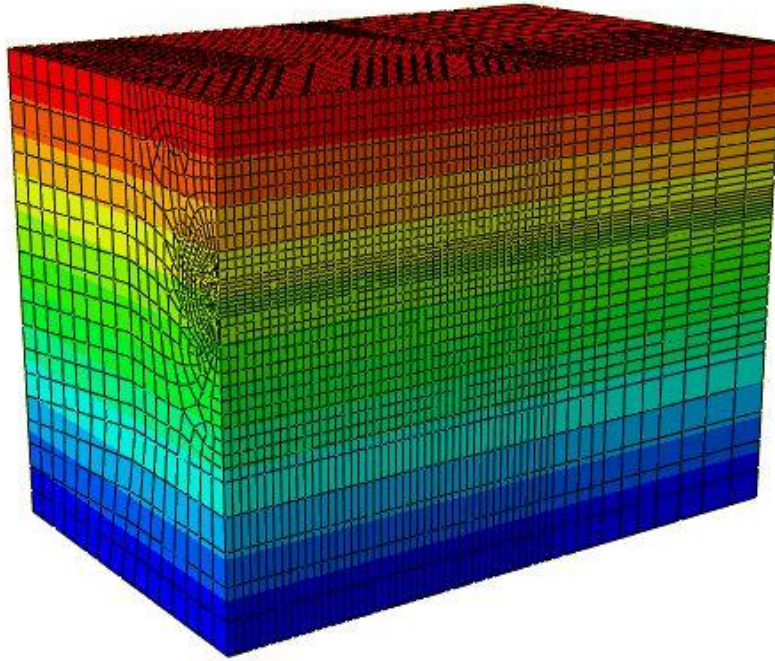
Όπως έχει προαναφερθεί, στην συγκεκριμένη διπλωματική εργασία μελετάται η συμπεριφορά αβαθών σηράγγων με μικρό ύψος υπερκειμένων. Για την ακρίβεια το βάθος της σήραγγας, που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις, έχει οριστεί στα 20 μέτρα (2D) από το κέντρο της (15 μέτρα από τη στέψη της). Μια σημαντική διαφορά των αβαθών σηράγγων από τις βαθιές, είναι ότι στις αβαθείς η ποιότητα των υπερκείμενων εδαφών είναι χαμηλή καθώς συνήθως αυτά έχουν υποστεί σημαντική αποσάθρωση, καθώς βρίσκονται πιο κοντά στην επιφάνεια, ενώ είναι και χαμηλότερης συνοχής. Ταυτόχρονα λόγω του μικρού ύψους των υπερκείμενων δεν είναι πολλές φορές δυνατή η ενεργοποίηση του φαινομένου του θόλου πάνω από τη σήραγγα, όπως συμβαίνει στις βαθιές σήραγγες, ενός φαινομένου μεγάλης σημασίας για την ευστάθεια της σήραγγας.

Αναλυτικά όλες οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, στην παρούσα διπλωματική εργασία, με τα χαρακτηριστικά τους (χαρακτηριστικά εδάφους και μέτρων υποστήριξης) φαίνονται στους αντίστοιχους πίνακες στο Παράρτημα.

5.5 ΒΗΜΑΤΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Συνολικά προσομοιώθηκαν 40 βήματα εκσκαφής σε ολομέτωπη εκσκαφή κυκλικής σήραγγας, με το κάθε βήμα να έχει πλάτος 1 μέτρο. Οπότε προέκυψε (στο τελευταίο βήμα) σήραγγα μήκους 40 μέτρων η οποία αναλύθηκε ουσιαστικά σε 40 φάσεις εκσκαφής. Η θεώρηση τόσων φάσεων εκσκαφής κρίθηκε αναγκαία για την σταθεροποίηση των τιμών των παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών όσο το μέτωπο απομακρυνόταν από τα άκρα του μοντέλου προσομοίωσης και από τις εκεί συνοριακές συνθήκες. Τα βήματα εκσκαφής συνοψίζονται ως εξής:

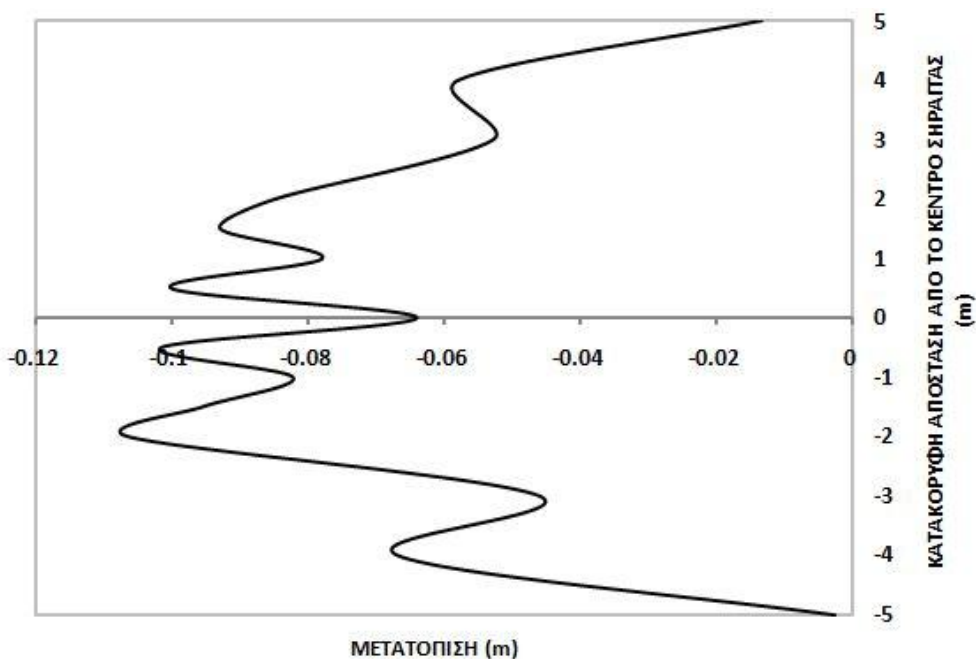
- **1^ο ΒΗΜΑ:** Στο πρώτο βήμα εκσκαφής προσομοιώνονται οι γεωστατικές τάσεις στο μοντέλο. Μια άποψη της κατανομής αυτών καθ' ύψος του μοντέλου φαίνεται στο Σχήμα 5.6.
- **2^ο ΒΗΜΑ:** Κατά το δεύτερο βήμα εκσκάπτονται τα δύο πρώτα μέτρα σήραγγας με ταυτόχρονη αφαίρεση των τυχών μέτρων ενίσχυσης στα δύο αυτά μέτρα (αγκύρια) και ενεργοποιείται το πρώτο μέτρο της επένδυσης της σήραγγας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
- **3^ο ΒΗΜΑ:** Κατά το τρίτο βήμα εκσκαφής εκσκάπτεται το επόμενο ένα μέτρο σήραγγας, με ταυτόχρονη αφαίρεση και πάλι των τυχών μέτρων υποστήριξης σε αυτό το ένα μέτρο, και ενεργοποίηση του κελύφους από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στο προηγούμενο μέτρο σήραγγας που έχει εκσκαφτεί.
- **4^ο ως 40^ο ΒΗΜΑ:** Επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία όπως και στο 3^ο βήμα.



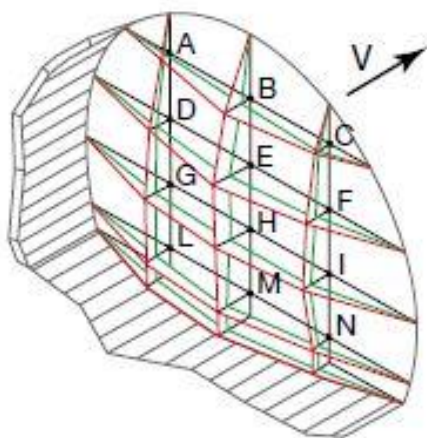
Σχήμα 5.6: Γεωστατικές τάσεις (σ_1) στο μοντέλο προσομοίωσης

5.6 ΟΡΙΣΜΟΣ ΜΕΓΕΘΩΝ ΤΗΣ ΕΞΩΘΗΣΗΣ

Το μέγεθος το οποίο αποτελεί το κυριότερο στοιχείο για τον χαρακτηρισμό ενός μετώπου ως σχετικά ευσταθούς ή όχι, είναι η εξώθηση αυτού, δηλαδή οι μετακινήσεις που εκδηλώνονται σε αυτό κατά τη διεύθυνση του άξονα της σήραγγας. Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκαν δύο “τρόποι έκφρασης” της εξώθησης. Ο ένας ήταν η απεικόνιση του προφίλ της εξώθησης για κάθε περίπτωση, ο οποίος όμως δεν είναι και ο πλέον αντιπροσωπευτικός ειδικά στην περίπτωση του ενισχυμένου με αγκύρια μετώπου (Σχήμα 5.7). Ο άλλος, και περισσότερο αντιπροσωπευτικός, είναι η κανονικοποιημένη τρισδιάστατη (3D) εξώθηση η οποία συνιστάται στον όγκο της εξώθησης ανηγμένο στο εμβαδό του μετώπου (Σχήμα 5.8). Αυτή ουσιαστικά αποτελεί την μέση οριζόντια μετακίνηση της διατομής του μετώπου. Ιδιαίτερα στην περίπτωση των αγκυρίων η εικόνα του προφίλ της εξώθησης (όπως στο Σχήμα 5.7) δεν ανταποκρίνεται τόσο στην πραγματικότητα καθώς στην πράξη η παραμόρφωση του μετώπου είναι πιο ομοιόμορφη καθ’όλη την επιφάνεια του μετώπου ακόμα και με την παρουσία αγκυρίων. Αυτό βέβαια έχει να κάνει και με την κλίμακα του διαγράμματος που δεν επιτρέπει να φανεί κάτι τέτοιο.



Σχήμα 5.7: Προφίλ εξώθησης κατά την κατακόρυφο που διέρχεται από το κέντρο της σήραγγας, για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια.



Σχήμα 5.8: Όγκος εξώθησης μετώπου [14].

Παρατηρείται λοιπόν στο Σχήμα 5.7 ότι η μετακίνηση στις θέσεις των αγκυρίων είναι δυσανάλογα μικρή σε σχέση με το υπόλοιπο μέτωπο οπότε ενώ δίνεται μια πρώτη εικόνα της εξώθησης, αυτή δεν ανταποκρίνεται πλήρως στην πραγματικότητα. Από την άλλη ανάγοντας τον όγκο της εξώθησης στο εμβαδό του μετώπου, προκύπτει μια κανονικοποιημένη εξώθηση (σε μέτρα) που είναι πλήρως αντιπροσωπευτική και επιτρέπει ασφαλείς συγκρίσεις για όλες τις περιπτώσεις υποστήριξης (είτε με αγκύρια είτε όχι).

6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων που έλαβαν χώρα, επικεντρώνονται κυρίως στις εξής τρεις συνιστώσες:

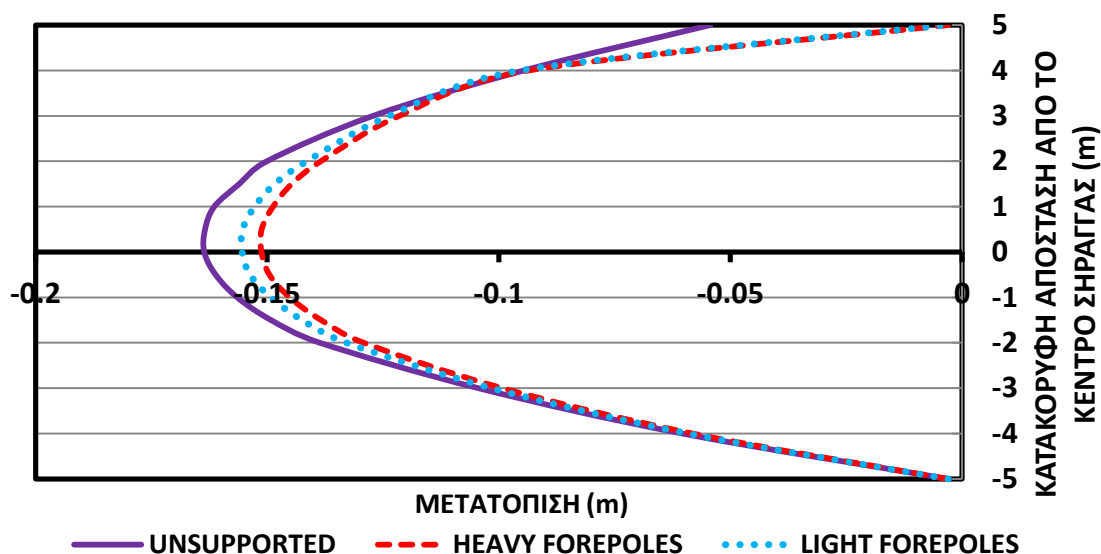
1. Επίδραση αγκυρίων μετώπου fibreglass στις παραμορφώσεις και στα εντατικά μεγέθη των μέτρων υποστήριξης.
2. Επίδραση δοκών προπορείας στα παραπάνω και στην ευστάθεια του μετώπου.
3. Αποτελεσματικότητα των δύο μέτρων ενίσχυσης όταν χρησιμοποιούνται συνδυαστικά και τρόπος αλληλεπίδρασης μεταξύ τους.

Για τον προσδιορισμό όλων των παραπάνω, για κάθε ανάλυση πάρθηκαν αποτελέσματα που αφορούν συγκλίσεις, επιφανειακές καθιζήσεις, τιμές εξωθήσεων και προφίλ αυτών, ενώ στις περιπτώσεις που χρησιμοποιήθηκαν μέτρα υποστήριξης, εξήχθησαν τα εντατικά μεγέθη αυτών.

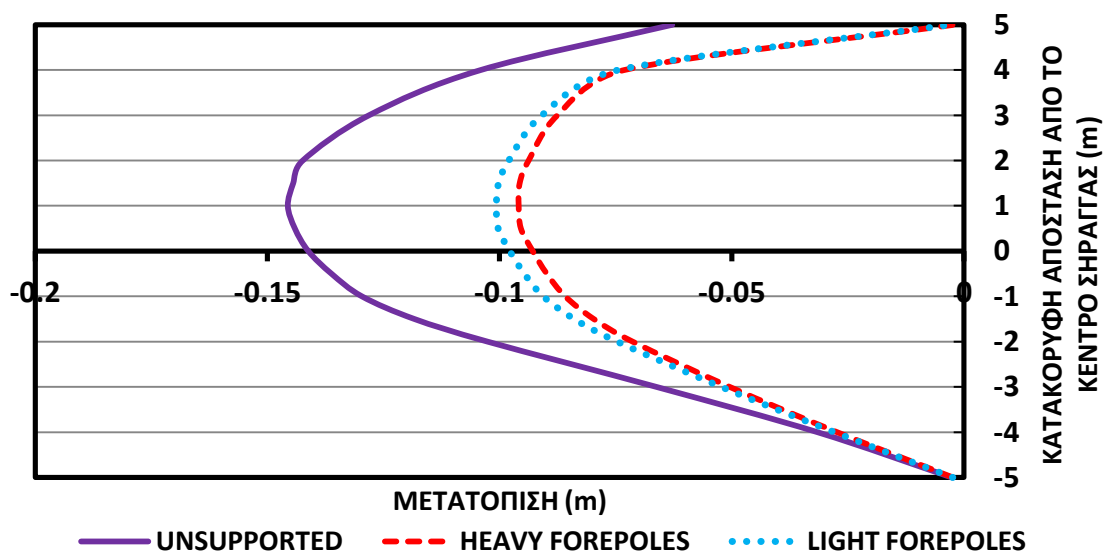
Στα παρακάτω παρουσιάζονται τόσο ποιοτικές όσο και ποσοτικές συγκρίσεις των προφίλ εξωθήσεων, καθιζήσεων και συγκλίσεων των διαφόρων αναλύσεων όπως και των εκάστοτε εντατικών μεγεθών στα μέτρα υποστήριξης, για τις διάφορες παραμέτρους που διερευνήθηκαν.

6.1 ΕΚΘΛΙΨΗ ΜΕΤΩΠΟΥ ΣΗΡΑΓΓΑΣ

Αρχικά μελετάται η επίδραση των δοκών προπορείας στην μείωση της εξώθησης του μετώπου εκσκαφής, έναντι του ανυποστήρικτου μετώπου. Στο Διάγραμμα 6.1, παρακάτω, παρουσιάζονται τα προφίλ το εξωθήσεων μετώπου για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με βαριές δοκούς προπορείας ($d=0,159m$) και με ελαφριές δοκούς ($d=0,114m$) για την περίπτωση εδάφους με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$, συνοχή $c=20$ kPa και συντελεστή οριζοντίων ωθήσεων ίσο με $K=0,5$. Αντίστοιχα στο Διάγραμμα 6.2 απεικονίζονται τα ίδια προφίλ για έδαφος με γωνία τριβής $\phi=35^\circ$, συνοχή $c=14$ kPa και $K=0,5$.

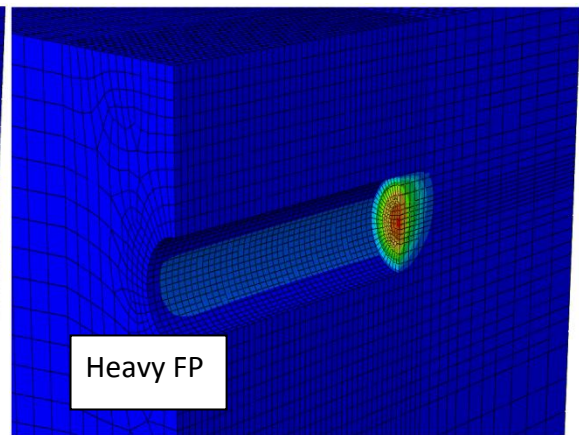
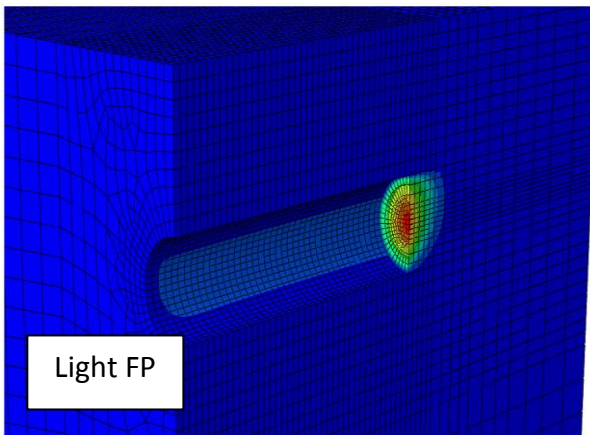
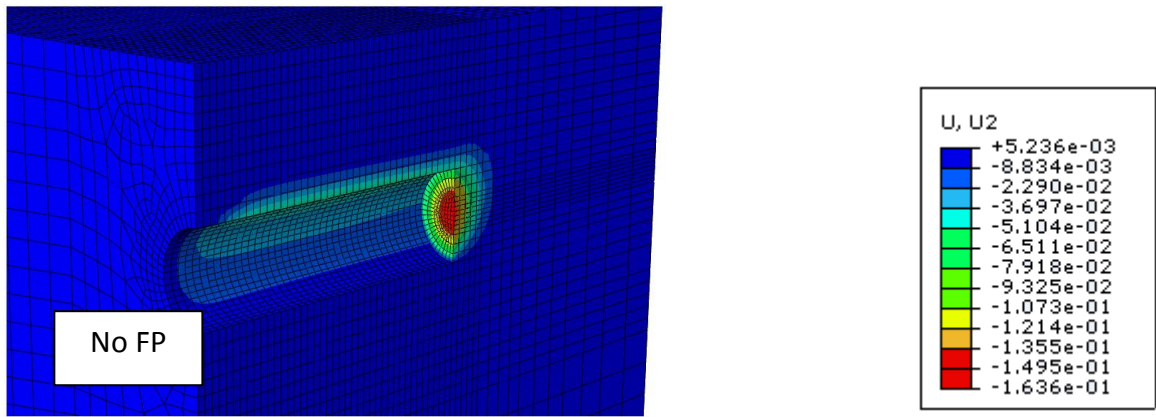


Διάγραμμα 6.1. Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$.

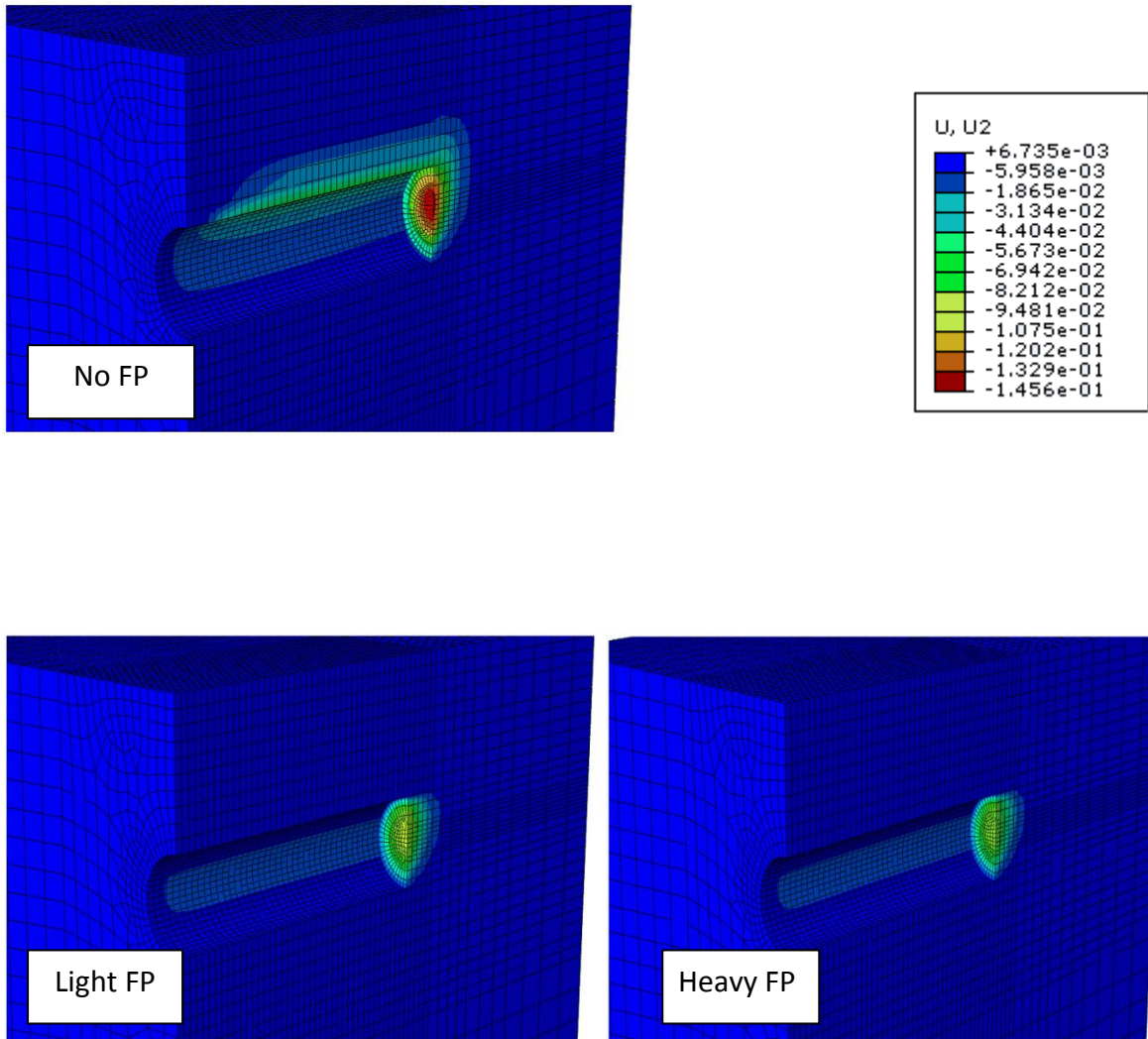


Διάγραμμα 6.2: Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.

Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζονται οι εξωθήσεις τόσο για ανυποστήρικτο μέτωπο όσο και για υποστηριζόμενο με ελαφριές και βαριές δοκούς προπορείας για γωνίες τριβής $\phi=25^\circ$ (συνοχή $c=20\text{kPa}$) και $\phi=35^\circ$ (συνοχή $c=14\text{kPa}$), όπως αυτές προέκυψαν στα μοντέλα προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκαν. Πιο συγκεκριμένα στο Σχήμα 6.1, απεικονίζονται οι εξωθήσεις για $\phi=25^\circ$ για δοκούς προπορείας και μη, και στο Σχήμα 6.2 οι αντίστοιχες για $\phi=35^\circ$.

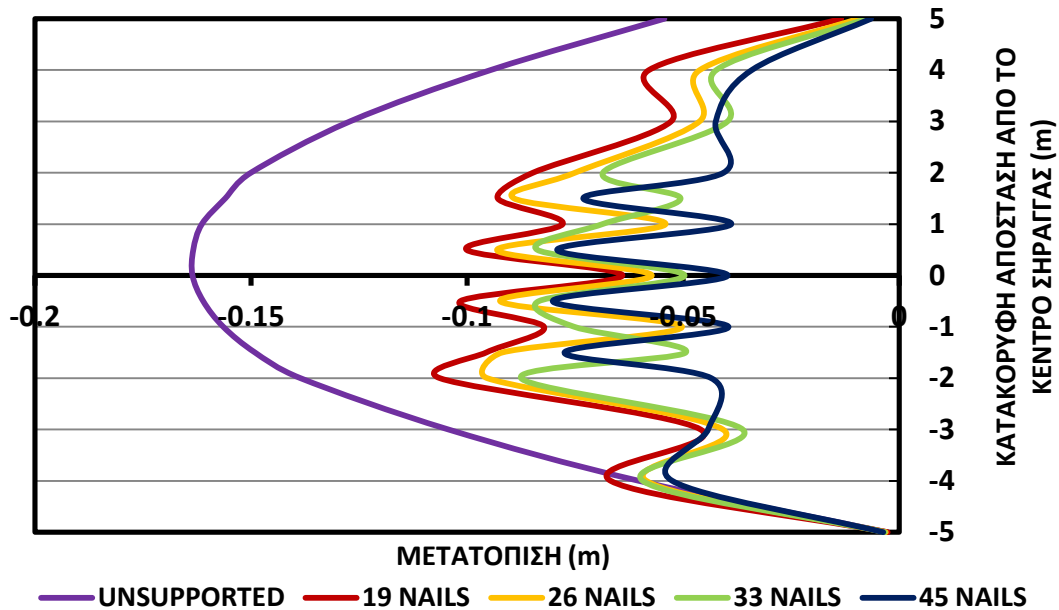


Σχήμα 6.1: Εξωθήσεις μετώπου με και χωρίς δοκούς προπορείας (ελαφριές και βαριές) για έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0.5$.

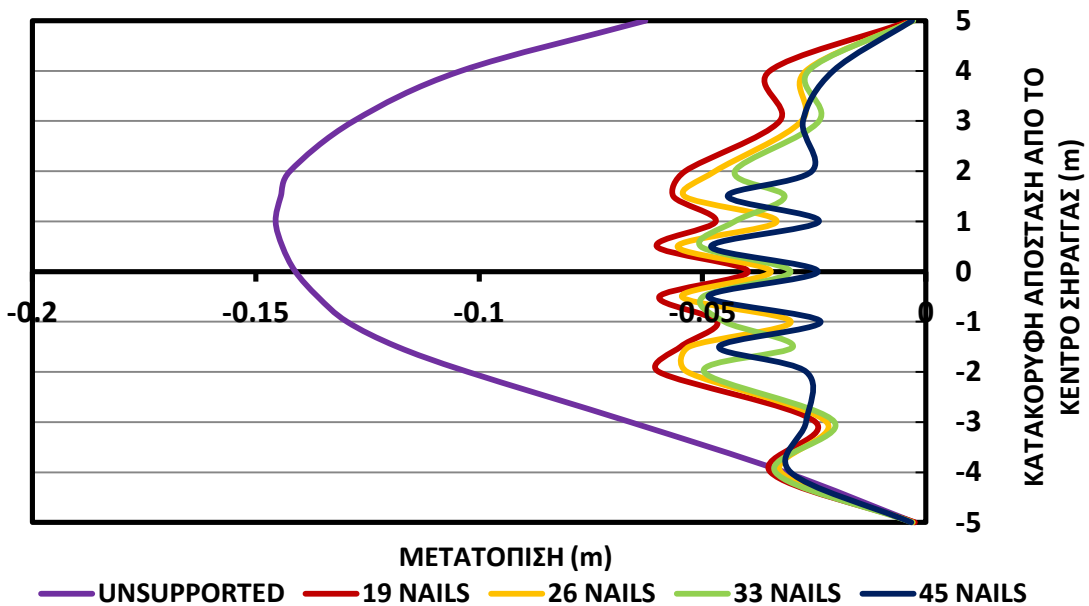


Σχήμα 6.2: Εξωθήσεις μετώπου με και χωρίς δοκούς προπορείας (ελαφριές και βαριές) για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0.5$.

Στην συνέχεια μελετάται η επίδραση των αγκυρίων, σε διάφορες διατάξεις, στην μείωση των εξωθήσεων σε σχέση με το ανυποστήρικτο μέτωπο. Εξετάστηκαν οι περιπτώσεις 19, 26, 33 και 45 αγκυρίων μετώπου με τα προφίλ εξωθήσεων να φαίνονται στα παρακάτω σχήματα. Στο Διάγραμμα 6.3 για γωνία $\phi=25^\circ$ ($c=20\text{kPa}$) και στο Διάγραμμα 6.4 για $\phi=35^\circ$ ($c=14\text{kPa}$).

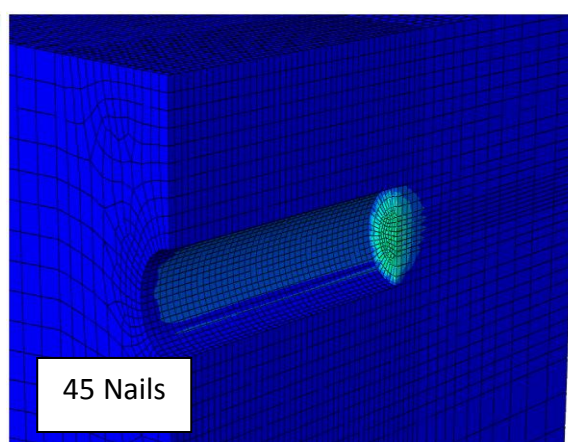
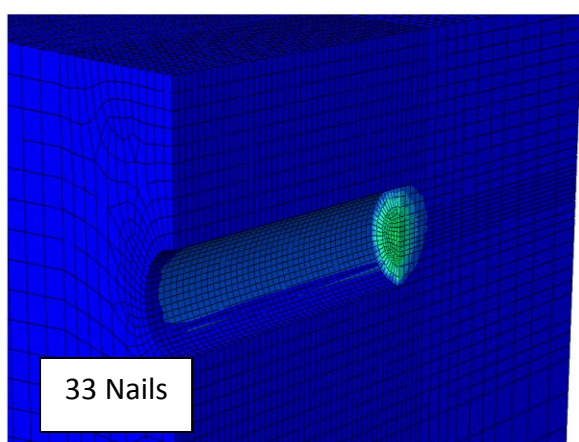
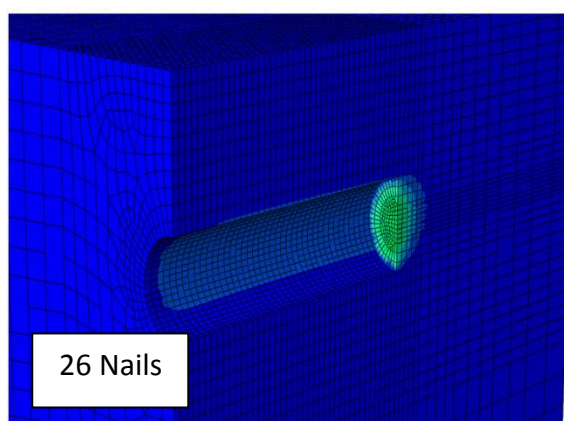
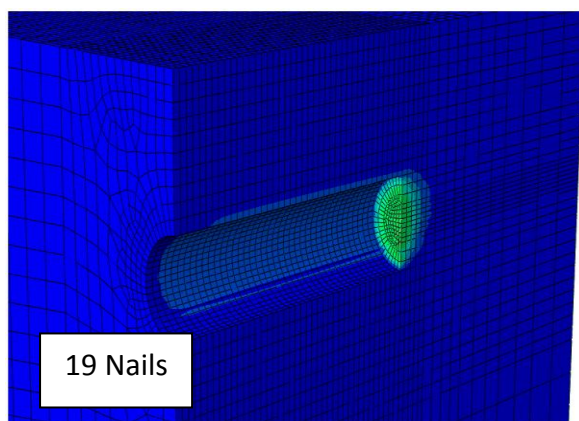
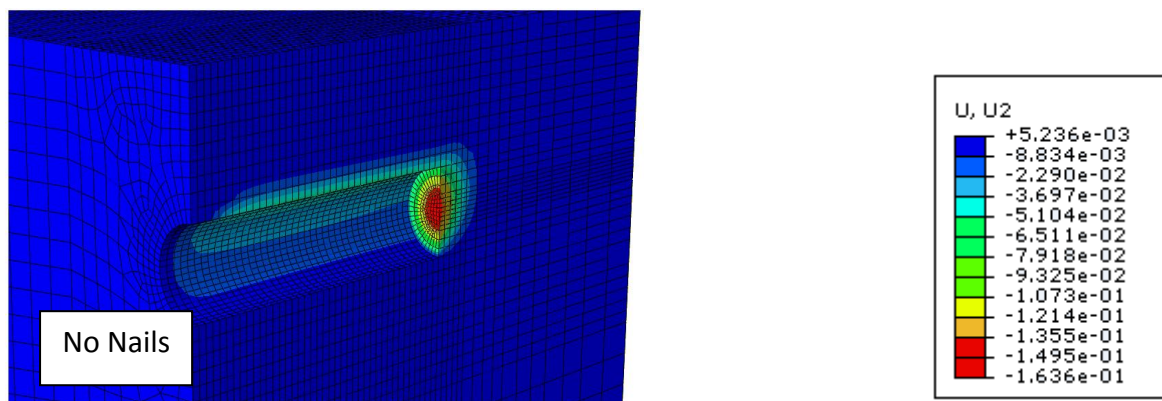


Διάγραμμα 6.3: Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$.

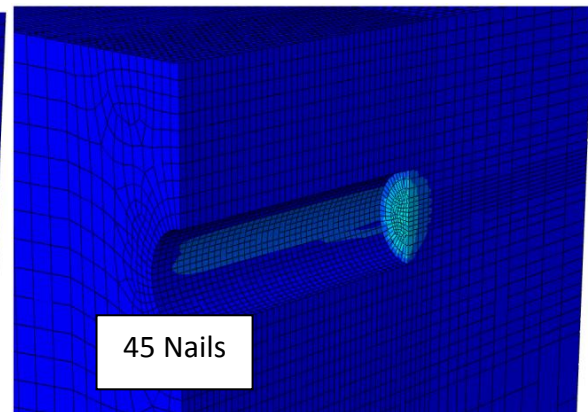
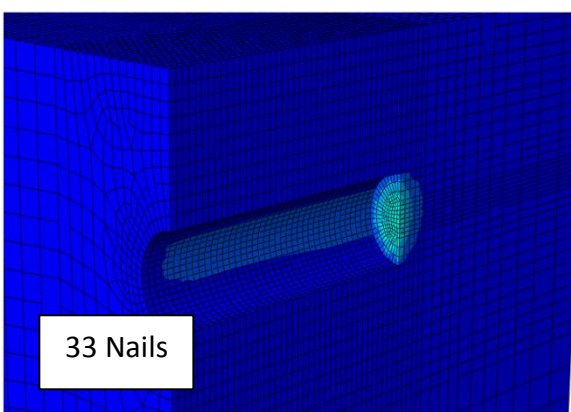
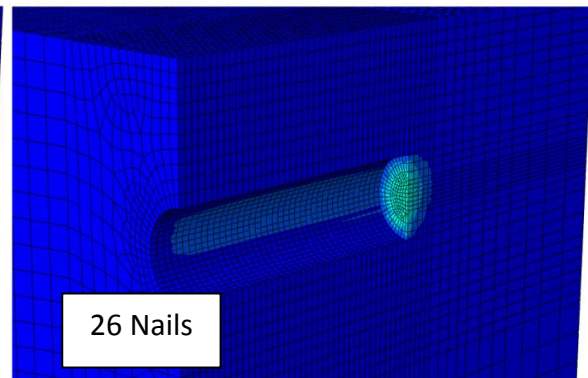
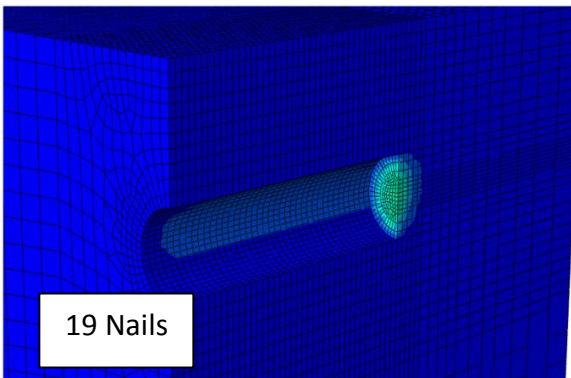
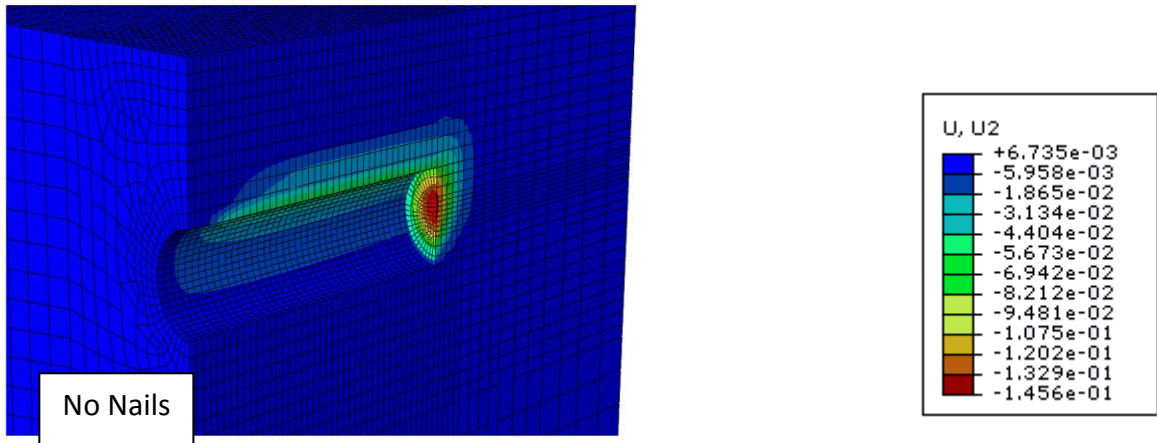


Διάγραμμα 6.4: Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.

Παρακάτω απεικονίζονται οι εξωθήσεις στα μοντέλα προσομοίωσης, όπως αυτές προέκυψαν μετά τις αναλύσεις σε έδαφος με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$ (συνοχή $c=20\text{kPa}$) και $\phi=35^\circ$ (συνοχή $c=14\text{kPa}$).



Σχήμα 6.3: Εξωθήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια για έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0.5$.



Σχήμα 6.4: Εξωθήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0.5$.

Στους πίνακες 6.1 και 6.2 φαίνονται οι εξωθήσεις μετώπου για τις διάφορες αναλύσεις όπως αυτές προέκυψαν από τον όγκο της έκθλιψης κάθε περίπτωσης ανηγμένο στο εμβαδό του μετώπου (3D), και οι ποσοστιαίες μειώσεις αυτών με την επίδραση των δοκών και των αγκυρίων.

Όσον αφορά λοιπόν τις δοκούς προπορείας μόνο, παρατηρούνται τα εξής με βάση όλα τα παραπάνω και τα αποτελέσματα του πίνακα 6.1:

- Για την περίπτωση των δοκών προπορείας σε έδαφος με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$ (συνοχή $c=20\text{kPa}$), παρατηρείται πολύ μικρή μείωση των εξωθήσεων με τις τιμές αυτής να έχουν πολύ μικρή διαφορά για την περίπτωση των ελαφριών και των βαριών δοκών προπορείας, όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 6.1. Πιο συγκεκριμένα για τις ελαφριές δοκούς παρατηρείται μείωση της τάξης του 6,4% έναντι του ανυποστήρικτου μετώπου και για τις βαριές δοκούς 8,6 %, όπως φαίνεται στον πίνακα 6.1.
- Για την περίπτωση του εδάφους με γωνία τριβής $\phi=35^\circ$ (συνοχή $c=14\text{kPa}$), η εξώθηση παρουσιάζει αισθητή μείωση, έναντι του ανυποστήρικτου μετώπου, τόσο με τις ελαφριές όσο και με τις βαριές δοκούς προπορείας, όπως φαίνεται και στο Διάγραμμα 6.2 με τα προφίλ των εξωθήσεων. Εδώ για τις ελαφριές δοκούς η μείωση φτάνει το 32 % ενώ για τις βαριές το 34,6% (Πίνακας 6.1).

Συμπερασματικά λοιπόν, για το λιγότερο κοκκώδες έδαφος, οι δοκοί προπορείας έχουν μικρή επίδραση στην μείωση των εξωθήσεων σε αντίθεση με το περισσότερο κοκκώδες όπου οι δοκοί φαίνεται να επιδρούν στον περιορισμό της έκθλιψης. Σε γενικές γραμμές όμως δεν αναμένεται ιδιαίτερη βελτίωση στην ευστάθεια του μετώπου με τη χρήση δοκών προπορείας μόνο, καθώς αυτές χρησιμοποιούνται περισσότερο για την προστασία του πυρήνα προώθησης από τις υψηλές κατακόρυφες τάσεις και για την πιο ευμενή ανακατανομή των τάσεων μπροστά από το μέτωπο της σήραγγας.

Όσον αφορά τα αγκύρια μετώπου fibreglass, παρατηρούνται τα εξής:

- Στην περίπτωση του εδάφους με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$ επιτυγχάνεται μείωση των εξωθήσεων με όλες τις διατάξεις αγκυρίων, χωρίς όμως αξιοσημείωτη διαφορά των τιμών αυτών ανάμεσα στις διάφορες διατάξεις (για τις πυκνότερες διατάξεις προφανώς παρατηρείται μεγαλύτερη μείωση στις εξωθήσεις σε σχέση με τις αραιότερες), όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 6.3. Οι ποσοστιαίες μειώσεις για κάθε διάταξη φαίνονται στον πίνακα 6.2.
- Για το έδαφος με $\phi=35^\circ$ παρατηρείται ακόμα μεγαλύτερη μείωση των εξωθήσεων (Διάγραμμα 6.4) ανάλογα και με την πυκνότητα των αγκυρίων, με τις ποσοστιαίες μειώσεις να φαίνονται στον πίνακα 6.2.

Με βάση λοιπόν όλα τα παραπάνω αποτελέσματα για τα αγκύρια fiberglass, συμπεραίνεται ότι αυτά επιδρούν θετικά στην ευστάθεια του μετώπου τόσο για το

λιγότερο κοκκώδες έδαφος ($\phi=25^\circ$) όσο και για το περισσότερο κοκκώδες ($\phi=35^\circ$), μειώνοντας την εξώθηση του μετώπου ως και κατά 72,5% έναντι του ανυποστήρικτου μετώπου. Η ευεργετική τους επίδραση συνιστάται στην αύξηση της ακαμψίας του πυρήνα και στην διατήρηση των οριζόντιων τάσεων (σ_3) σε υψηλά επίπεδα.

ΕΔΑΦΟΣ	ΕΞΩΘΗΣΕΙΣ ΜΕΤΩΠΟΥ (3D)				
	Ανυποστήρικτο Μέτωπο (m)	Ελαφριές Δοκοί (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	Βαριές Δοκοί (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)
$\phi=25$ $c=20kPa$	0,047	0,045	6,4	0,044	8,6
$\phi=35$ $c=14kPa$	0,04	0,028	32	0,027	34,6

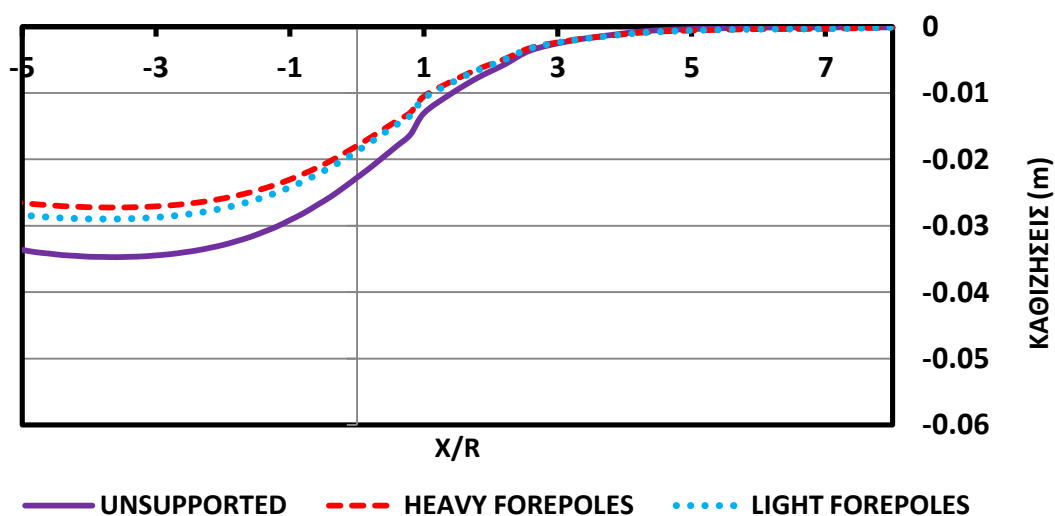
Πίνακας 6.1: Εξωθήσεις μετώπου για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας, και ποσοστιαίες μεταβολές.

ΕΔΑΦΟΣ	ΕΞΩΘΗΣΕΙΣ ΜΕΤΩΠΟΥ (3D)									
	Ανυποστήρικτο Μέτωπο (m)	19 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	26 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	33 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	45 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	
$\phi=25$ $c=20kPa$	0,047	0,026	44,6	0,023	51	0,021	55,3	0,018	61,7	
$\phi=35$ $c=14kPa$	0,04	0,015	62,5	0,014	65	0,012	70	0,011	72,5	

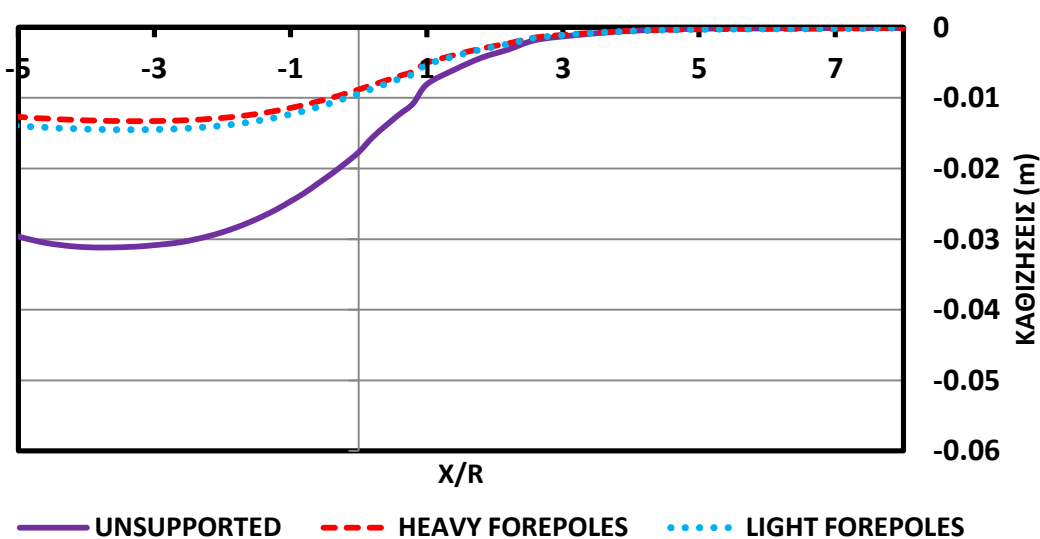
Πίνακας 6.2: Εξωθήσεις μετώπου για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια, και ποσοστιαίες μεταβολές.

6.2 ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΑΠΟ ΤΗ ΣΗΡΑΓΓΑ

Στα επόμενα μελετάται η επίδραση των δοκών προπορείας στον περιορισμό των επιφανειακών καθιζήσεων πάνω από τη σήραγγα, για τις περιπτώσεις του εδάφους με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$ (συνοχή $c=20\text{kPa}$) και του εδάφους με $\phi=35^\circ$ (συνοχή $c=14\text{kPa}$). Στο Διάγραμμα 6.5 απεικονίζονται τα προφίλ των επιφανειακών καθιζήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με ελαφριές και βαριές δοκούς προπορείας στην περίπτωση του πρώτου εδάφους και στο Διάγραμμα 6.6 αντίστοιχα στην περίπτωση του δεύτερου εδάφους.

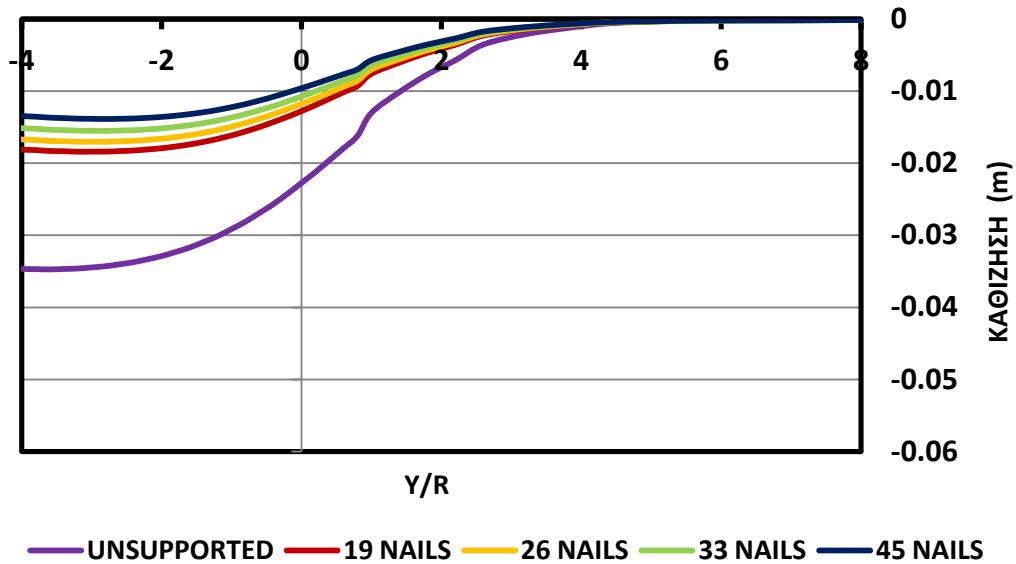


Διάγραμμα 6.5: Επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$.

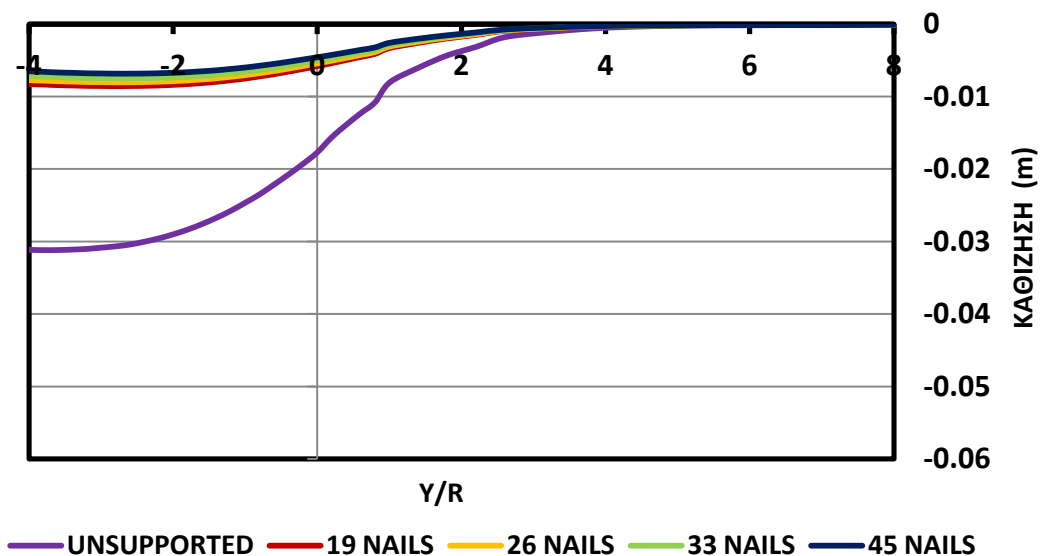


Διάγραμμα 6.6: : Επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.

Κατ' αντιστοιχία μελετάται και η επίδραση διαφόρων διατάξεων αγκυρίων στην μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων τόσο για το έδαφος με γωνία $\phi=25^\circ$ όσο και για το άλλο με $\phi=35^\circ$. Στο Διάγραμμα 6.7 απεικονίζονται τα προφίλ των καθιζήσεων για το πρώτο έδαφος και στο Διάγραμμα 6.8 για το δεύτερο για διατάξεις αγκυρίων με 19, 26, 33 και 45 αγκύρια fiberglass, κατά τα γνωστά.



Διάγραμμα 6.7: Επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$.



Διάγραμμα 6.8: Επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.

Από τα διαγράμματα 6.7 και 6.8 εξάγονται τα εξής συμπεράσματα για την επίδραση των δοκών προπορείας:

- Για το έδαφος με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$, η μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων είναι πολύ μικρή, όπως φαίνεται στον πίνακα 6.3, της τάξης του 17% σε σχέση με το ανυποστήρικτο μέτωπο, για τις ελαφριές και 21% για τις βαριές δοκούς προπορείας.
- Στην περίπτωση του εδάφους με $\phi=35^\circ$, η μείωση των καθιζήσεων γίνεται περισσότερο αισθητή (πίνακας 6.3) τόσο για τις ελαφριές όσο και για τις βαριές δοκούς (λίγο μεγαλύτερη μείωση για τις βαριές) και φτάνει έως και το 55% έναντι του ανυποστήρικτου μετώπου για τις ελαφριές και 57% για τις βαριές.

Παρατηρείται λοιπόν μια συμφωνία των αποτελεσμάτων που αφορούν τις επιφανειακές καθιζήσεις με αυτά των εξωθήσεων μετώπου. Δηλαδή και στις δύο περιπτώσεις για το έδαφος με $\phi=25^\circ$ παρατηρείται μικρή αποτελεσματικότητα και των δύο τύπων δοκού ενώ για το έδαφος με $\phi=35^\circ$, αρκετά μεγάλη. Και αυτό είναι λογικό έχοντας υπόψιν ότι αυτά τα δύο παραμορφωσιακά μεγέθη (εξώθηση και επιφανειακές καθιζήσεις) είναι αλληλοεξαρτώμενα, καθώς το μέγεθος των επιφανειακών καθιζήσεων και η έκταση τους συνδέεται, στις αβαθείς σήραγγες, με τον όγκο έκθλιψης του μετώπου.

Όσον αφορά τα αγκύρια μετώπου σημειώνεται ότι:

- Στην περίπτωση του λιγότερο κοκκώδους εδάφους ($\phi=25^\circ$) η μείωση των καθιζήσεων φτάνει το 47% για την αραιότερη διάταξη (19 αγκύρια) και το 60% για την πυκνότερη (45 αγκύρια), όπως φαίνεται στον πίνακα 6.4. Οπότε η αραιότερη διάταξη επαρκεί για να μειωθούν οι καθιζήσεις μέχρι και στο μισό.
- Για το έδαφος με γωνία τριβής $\phi=35^\circ$ επιτυγχάνεται μείωση μέχρι 72% για την αραιότερη διάταξη και 78% για την πυκνότερη χωρίς όμως ουσιαστική διαφορά στην αποτελεσματικότητα των τεσσάρων διατάξεων. Οπότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί και η αραιότερη διάταξη (19 αγκύρια) έχοντας το ίδιο περίπου αποτέλεσμα με την πυκνή (45 αγκύρια).

Συνοψίζοντας λοιπόν, τα αγκύρια μετώπου fiberglass αποδεικνύονται αρκετά αποτελεσματικά στην μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων ακριβώς πάνω από τη στέψη της σήραγγας, μειώνοντας την τιμή τους μέχρι και 50% περίπου με την αραιότερη διάταξη στο χειρότερο σχετικά έδαφος ($\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$).

Να σημειωθεί ότι στα διαγράμματα παρουσιάζονται οι επιφανειακές καθιζήσεις μέχρι απόσταση 5 ακτινών ή 4 ακτινών πίσω από το μέτωπο, καθώς από και μετά (έως 8 ακτίνες πίσω από το μέτωπο) τα αποτελέσματα είναι πλασματικά, επηρεασμένα από τις συνοριακές συνθήκες. Οπότε θεωρείται ότι από τις 5 ακτίνες απόστασης πίσω από το μέτωπο και μετά, οι καθιζήσεις ισορροπούν σε μια σταθερή τιμή που είναι και η μέγιστη κάθε περίπτωσης.

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ					
ΕΔΑΦΟΣ	Ανυποστήρικτο Μέτωπο (m)	Ελαφριές Δοκοί (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	Βαριές Δοκοί (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)
$\phi=25$ $c=20kPa$	0,035	0,029	17,1	0,027	21,5
$\phi=35$ $c=14kPa$	0,031	0,014	54,8	0,013	57,3

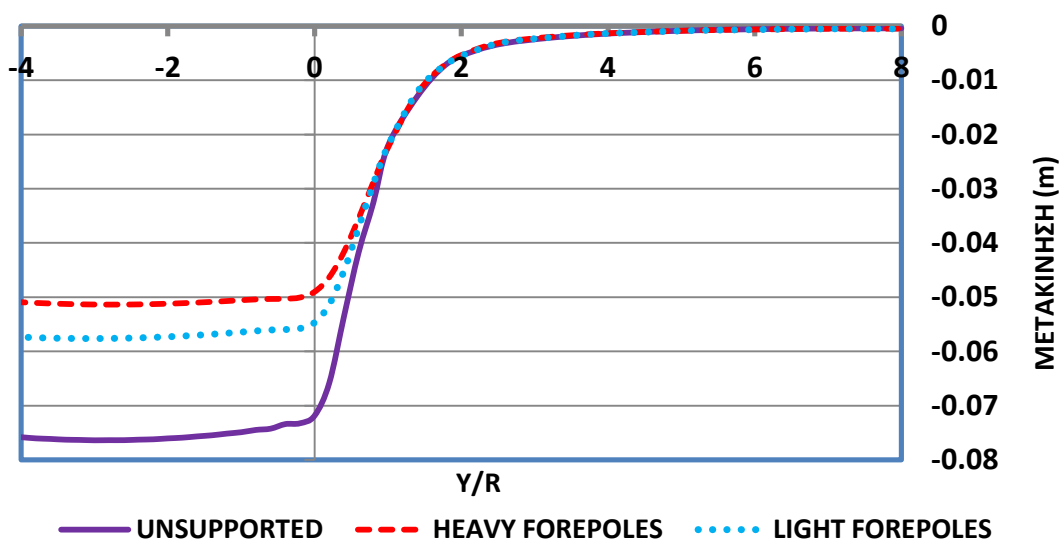
Πίνακας 6.3: Μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας, και ποσοστιαίες μεταβολές.

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ									
ΕΔΑΦΟΣ	Ανυποστήρικτο Μέτωπο (m)	19 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	26 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	33 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	45 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)
$\phi=25$ $c=20kPa$	0,035	0,018	47	0,017	51	0,015	55,3	0,013	60,1
$\phi=35$ $c=14kPa$	0,031	0,0085	72,2	0,008	74,2	0,0075	75,9	0,0068	78,1

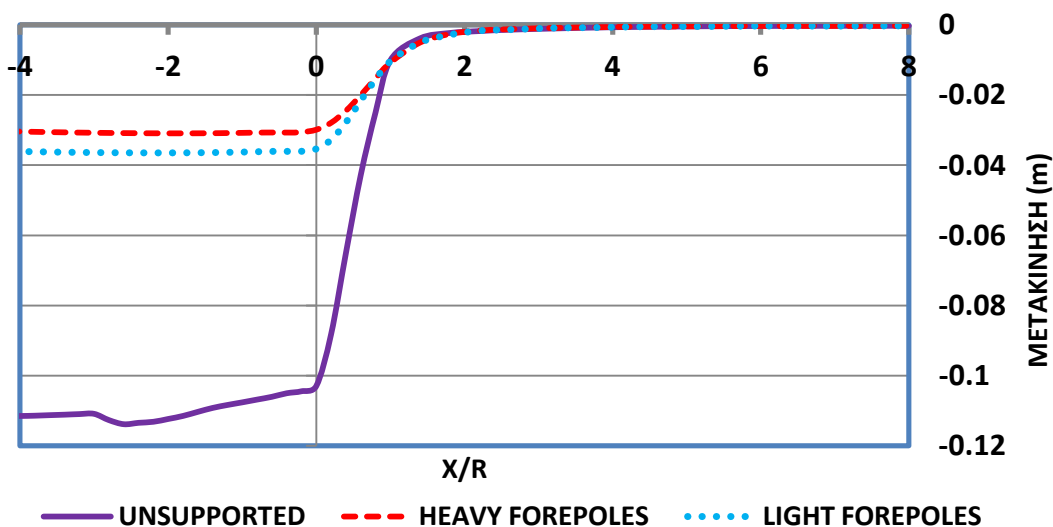
Πίνακας 6.4: Μέγιστες επιφανειακές καθιζήσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια, και ποσοστιαίες μεταβολές.

6.3 ΣΥΓΚΛΙΣΕΙΣ ΣΤΕΨΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ

Στα παρακάτω διαγράμματα προβάλλονται οι συγκλίσεις της στέψης της σήραγγας για τις περιπτώσεις εδάφους με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$ (συνοχή $c=20$ kPa) και εδάφους με $\phi=35^\circ$ (συνοχή $c=14$ kPa) για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με ελαφριές και βαριές δοκούς προπορείας αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα στο Διάγραμμα 6.9 απεικονίζονται οι συγκλίσεις για το πρώτο έδαφος και στο Διάγραμμα 6.10 για το δεύτερο.

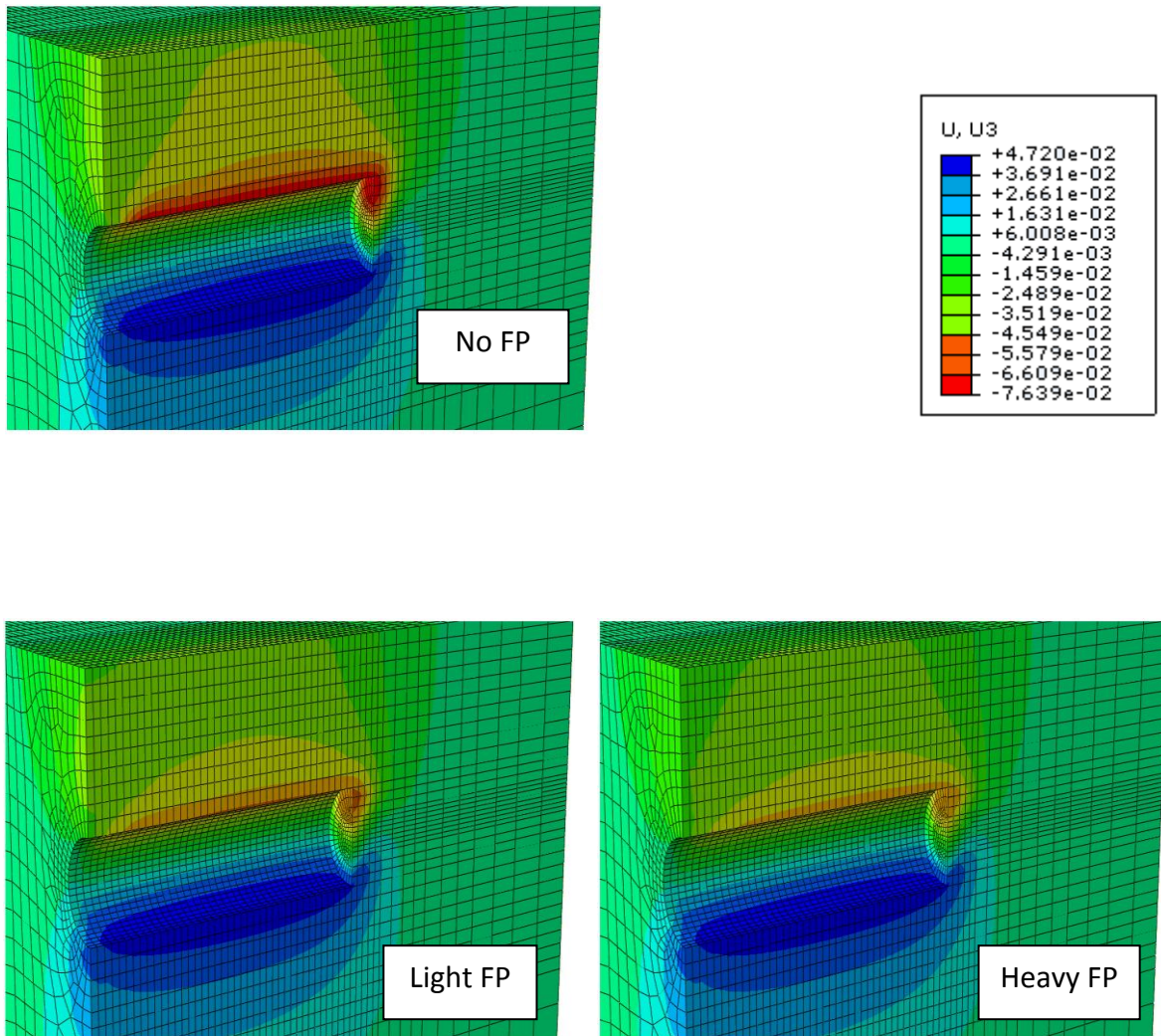


Διάγραμμα 6.9: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20$ kPa και $K=0,5$.

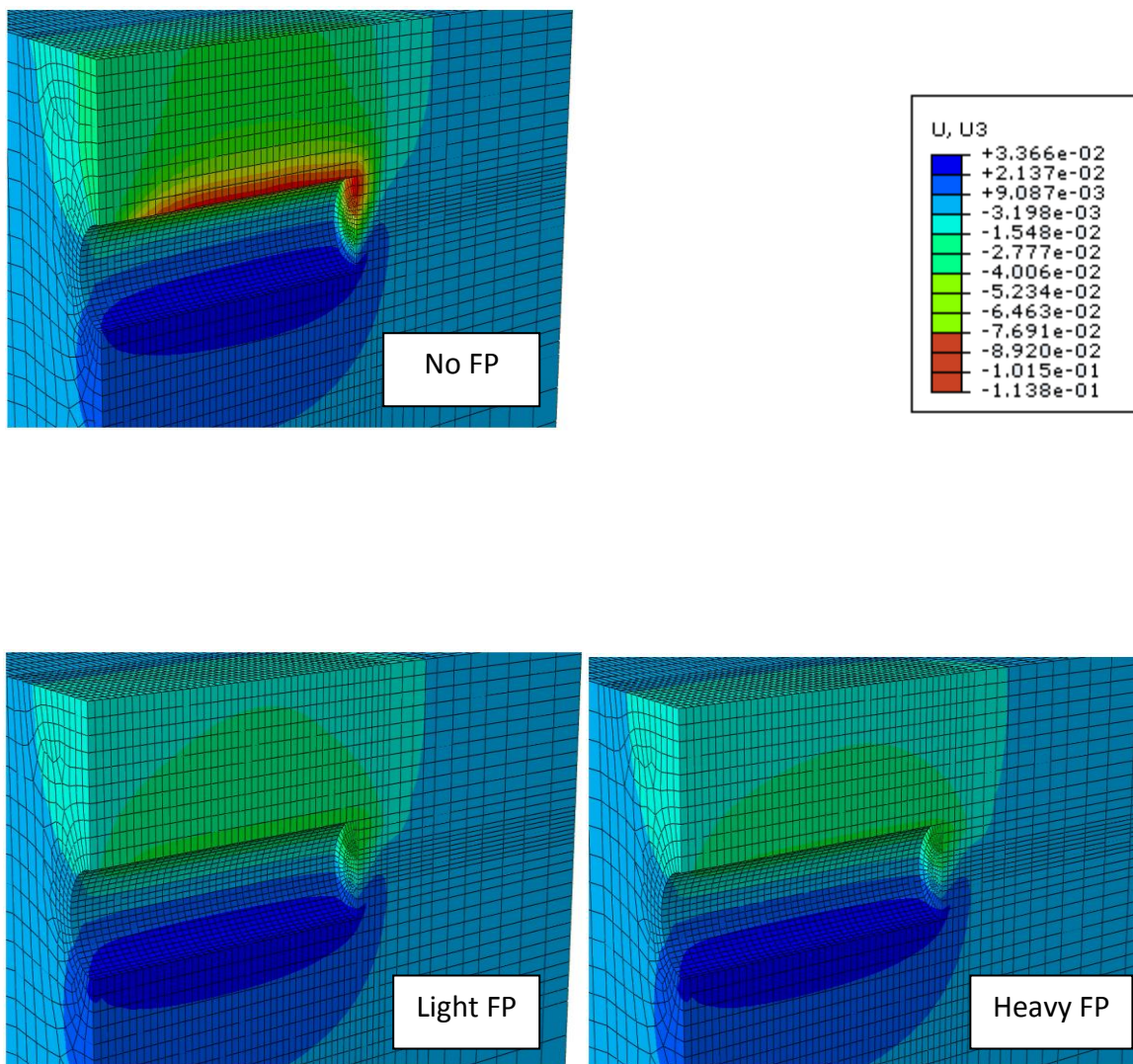


Διάγραμμα 6.10: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14$ kPa και $K=0,5$.

Στα παρακάτω σχήματα απεικονίζονται οι συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για τις περιπτώσεις μετώπου υποστηριζόμενου με ελαφριές και βαριές δοκούς προπορείας για γωνίες τριβής $\phi=25^\circ$ (συνοχή $c=20\text{kPa}$) και $\phi=35^\circ$ (συνοχή $c=14\text{kPa}$), όπως αυτές προέκυψαν στα μοντέλα προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκαν. Πιο συγκεκριμένα το Σχήμα 6.5 αναφέρεται στο έδαφος με $\phi=25^\circ$ και το Σχήμα 6.6 στο αντίστοιχο με $\phi=35^\circ$.

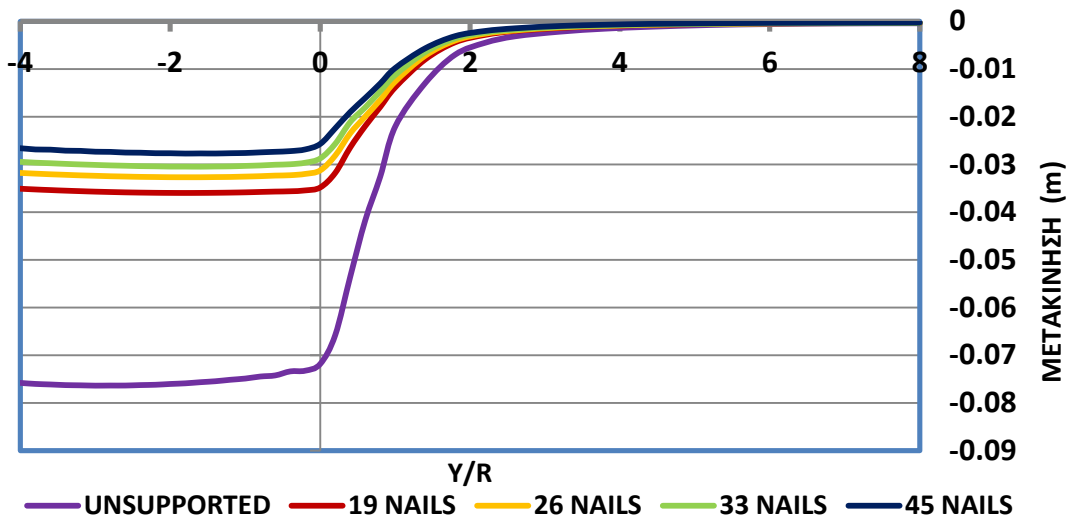


Σχήμα 6.5: Συγκλίσεις στέψης για μέτωπο με και χωρίς δοκούς προπορείας (ελαφριές και βαριές) για έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0.5$.

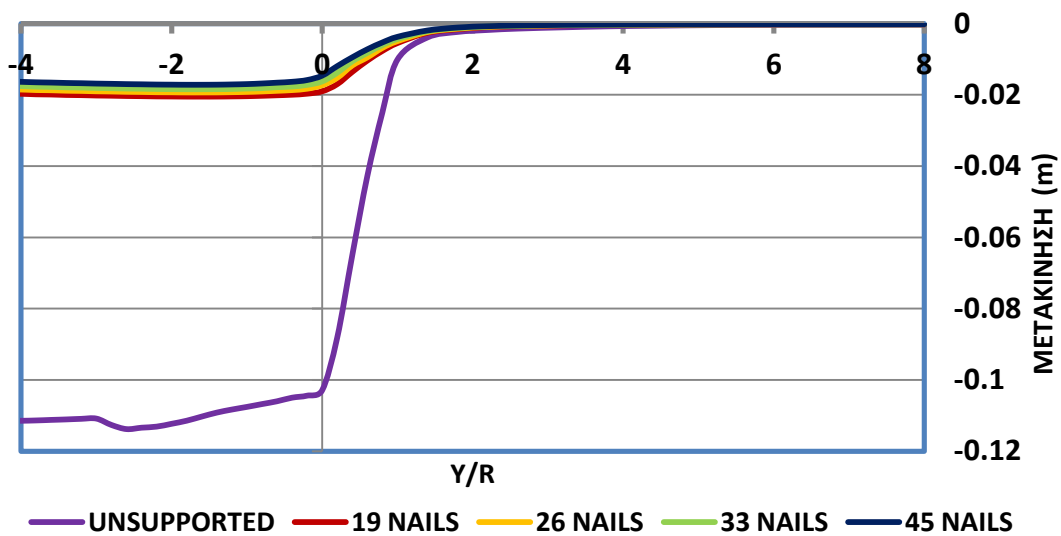


Σχήμα 6.6: Συγκλίσεις στέψης για μέτωπο με και χωρίς δοκούς προπορείας (ελαφριές και βαριές) για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0.5$.

Παρόμοια και στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζονται οι συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο υποστηριζόμενο με αγκύρια τεσσάρων διατάξεων (19, 26, 33 και 45 αγκύρια) για τα δύο προαναφερθέντα εδάφη ($\phi=25^\circ$ και $\phi=35^\circ$). Το Διάγραμμα 6.11 απεικονίζει τις συγκλίσεις για γωνία $\phi=25^\circ$ και το Διάγραμμα 6.12 για γωνία $\phi=35^\circ$.

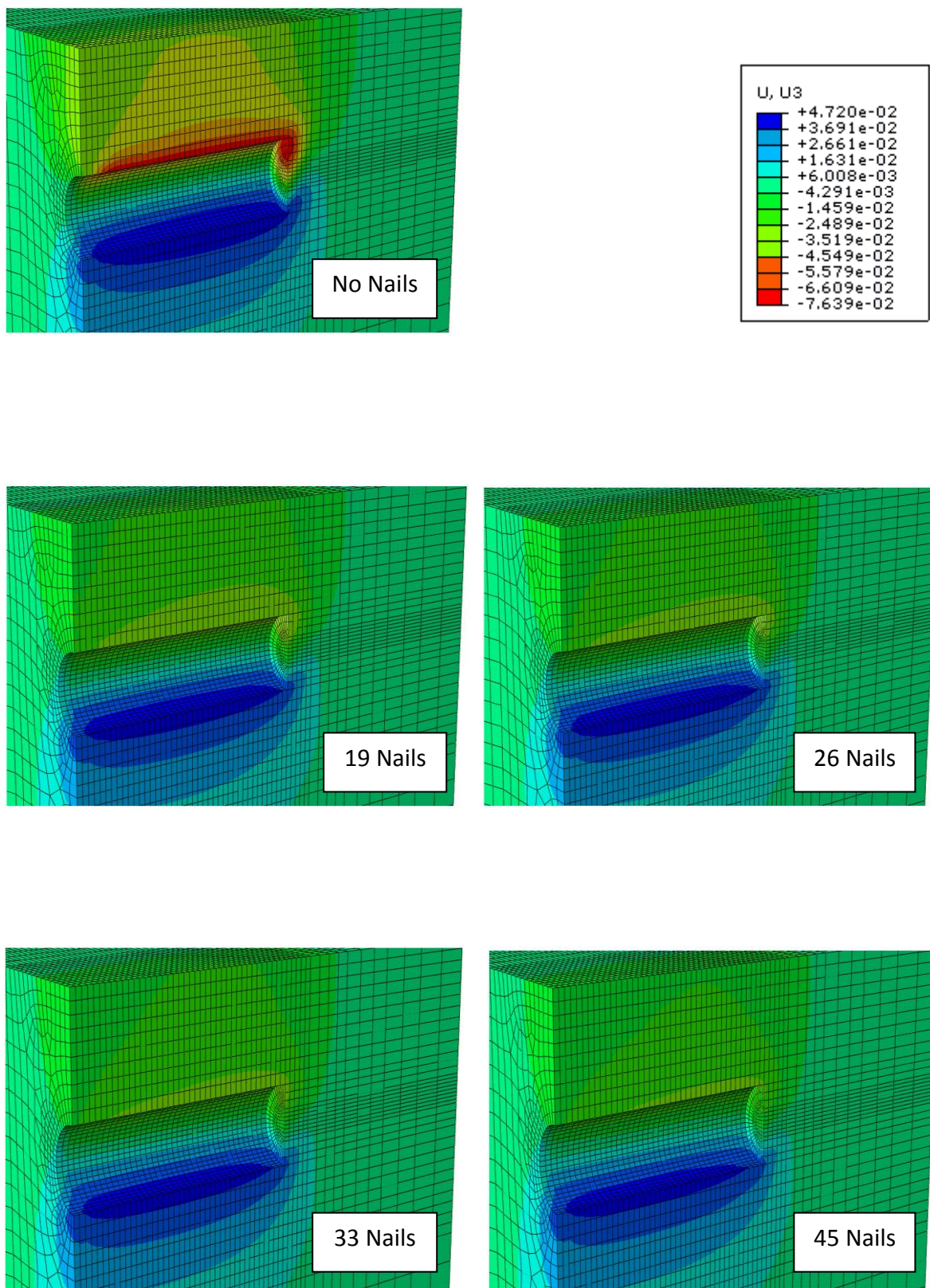


Διάγραμμα 6.11: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$.

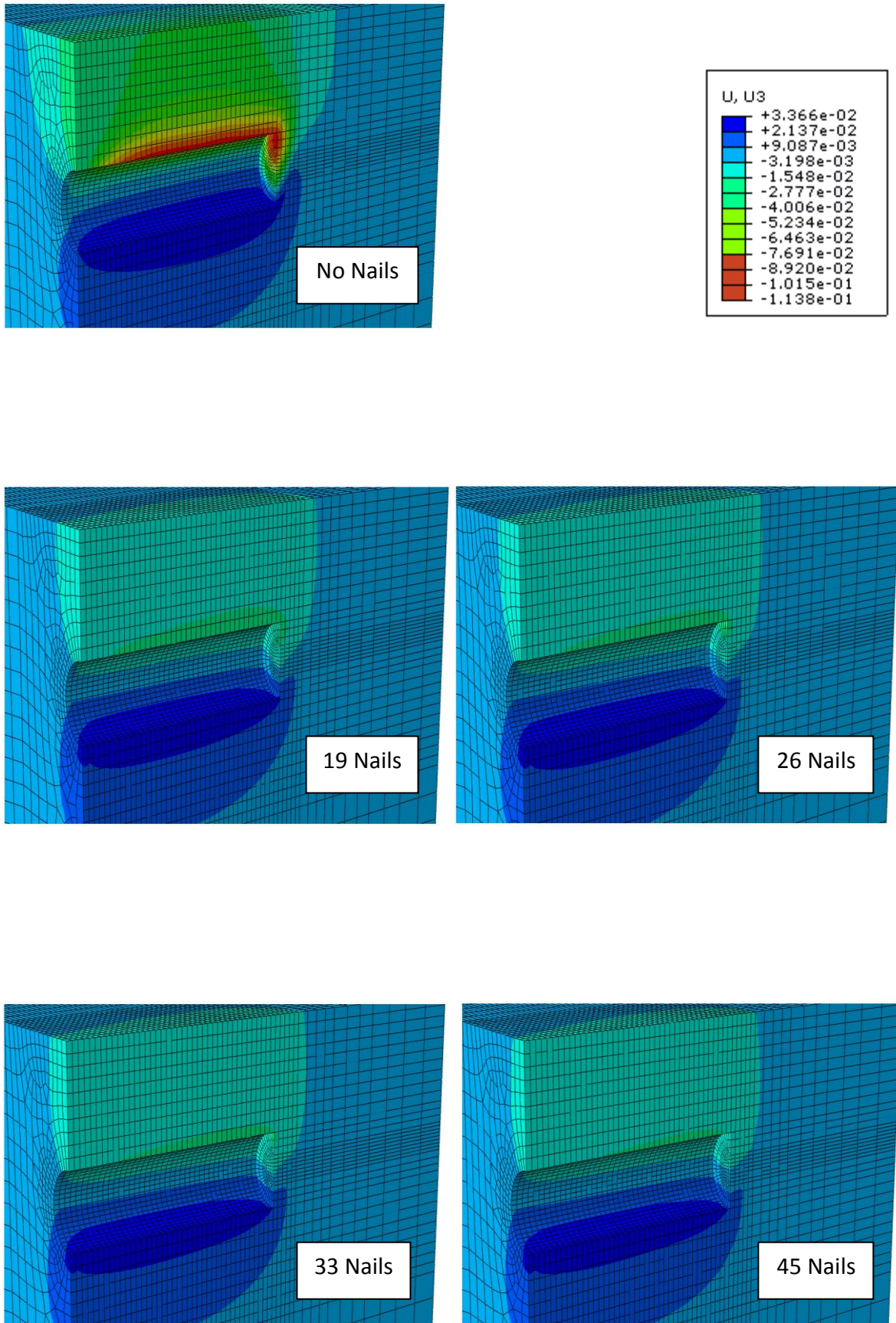


Διάγραμμα 6.12: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια σε έδαφος με $\phi=35$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.

Κατά αντιστοιχία στα παρακάτω σχήματα απεικονίζονται οι συγκλίσεις στέψης στα μοντέλα προσομοίωσης με αγκύρια μετώπου, όπως αυτές προέκυψαν μετά τις αναλύσεις για τα δύο παραπάνω εδάφη (με γωνίες τριβής $\phi=25^\circ$ και $\phi=35^\circ$).



Σχήμα 6.7: Συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια για έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0.5$.



Σχήμα 6.8: Συγκρίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0.5$.

Μελετώντας λοιπόν την επίδραση των δοκών προπορείας στον περιορισμό των συγκλίσεων στέψης, μπορούν να διατυπωθούν τα εξής:

- Για το έδαφος με $\phi=25^\circ$ παρατηρείται μια ικανοποιητική μείωση των συγκλίσεων, τόσο για τις ελαφριές δοκούς ($d=0,114m$) με τις οποίες οι συγκλίσεις μειώνονται κατά 24,5%, έναντι του ανυποστήρικτου μετώπου, όσο και για τις βαριές ($d=0,159m$) για τις οποίες παρατηρείται μείωση 33% περίπου, όπως φαίνεται στον πίνακα 6.5.
- Στο έδαφος με $\phi=35^\circ$ η μείωση των συγκλίσεων είναι ακόμα πιο εμφανής ενώ φτάνει το 67,9% για τις ελαφριές και το 72.8% για τις βαριές έναντι του ανυποστήρικτου μετώπου (Πίνακας 6.5). Αξίζει πάντως να σημειωθεί ότι για το έδαφος με $\phi=35^\circ$ οι συγκλίσεις στέψης που προκύπτουν από τις αναλύσεις για ανυποστήρικτο μέτωπο, ξεπερνάνε τις αντίστοιχες για την περίπτωση του εδάφους με $\phi=25^\circ$. Αυτό εξηγείται με βάση το μηχανισμό αστοχίας κατά Koniari-Apagnostou σύμφωνα με τον οποίο κατά την αστοχία (για τελείως ανυποστήρικτο μέτωπο, το έδαφος πλησιάζει στην αστοχία) το επίπεδο αστοχίας που ξεκινάει από τον πυθμένα της σήραγγας και μπροστά από αυτήν, σχηματίζει με το οριζόντιο επίπεδο γωνία ίση με $45+\phi/2$, όπου ϕ , η εκάστοτε γωνία τριβής. Οπότε προκύπτει ότι όσο μεγαλώνει η γωνία τριβής αυξάνει και η γωνία αυτή με αποτέλεσμα τα μέγιστα των εξωθήσεων μετώπου να μετατοπίζονται πιο πάνω και η εξώθηση κοντά στη στέψη να είναι πιο μεγάλη (όπως φαίνεται και στα αντίστοιχα προφίλ εξωθήσεων παραπάνω για ανυποστήρικτο μέτωπο). Έτσι προκαλείται μια αστάθεια κοντά στη στέψη και αποδιοργάνωση της εκεί βραχόμαζας, με συνέπεια εκτός των άλλων την αύξηση των συγκλίσεων.

Γίνεται λοιπόν φανερό ότι οι δοκοί προπορείας συνεισφέρουν ικανοποιητικά στην μείωση των συγκλίσεων της στέψης σήραγγας, ακόμα και στην περίπτωση του όχι και τόσο καλού εδάφους ($\phi=25^\circ$) και με τις ελαφριές δοκούς προπορείας. Στην περίπτωση δε του εδάφους με γωνία τριβής $\phi=35^\circ$, οι συγκλίσεις περιορίζονται κατά 73% περίπου, έναντι του ανυποστήρικτου εδάφους, με τη χρήση βαριών δοκών γεγονός που τις καθιστά κατάλληλες για τη μείωση των συγκλίσεων και χωρίς πρόσθετα μέτρα, όπως είναι τα αγκύρια μετώπου. Η αποτελεσματικότητα των δοκών έναντι των συγκλίσεων έγγυται στο γεγονός ότι αυτές αναλαμβάνουν κατα το διαμήκη άξονα τους και τον άξονα της σήραγγας, τις κατακόρυφες τάσεις πάνω και μπροστά από τη σήραγγα (μέσω της καμπτικής τους αντοχής), με αποτέλεσμα να μειώνονται οι προσυγκλίσεις μπροστά από το μέτωπο και κατα συνέπεια και οι συγκλίσεις πίσω από το μέτωπο.

Όσον αφορά τα αγκύρια μετώπου:

- Για το πρώτο έδαφος η μείωση των συγκλίσεων κυμαίνεται από το 60% ως το 67% περίπου, από την αραιότερη στην πυκνότερη διάταξη (Πίνακας 6.6), αποδεικνύοντας και πάλι ότι μια αραιή διάταξη αγκυρίων (π.χ. 19 ή 26 αγκύρια) μπορεί να έχει το ίδιο σχεδόν αποτέλεσμα με μια πυκνότερη.

- Με το δεύτερο έδαφος οι συγκλίσεις περιορίζονται πλέον στο ελάχιστο, με μικρή διαφορά ανάμεσα στις διάφορες διατάξεις, και με την τιμή της μείωσης να φτάνει ως και το 85% για την πυκνότερη διάταξη, όπως φαίνεται στον πίνακα 6.6.

Συμπερασματικά λοιπόν με χρήση μόνο αγκυρίων επιτυγχάνεται καλύτερο αποτέλεσμα σε σχέση με τη χρήση δοκών προπορείας μόνο, όσον αφορά τη μείωση των συγκλίσεων, ακόμα και με την αραιότερη διάταξη. Με τη χρήση αγκυρίων ενισχύεται η ακαμψία του πυρήνα προώθησης και ως συνέπεια μειώνονται οι ακτινικές παραμορφώσεις τόσο μπροστά από το μέτωπο (προσυγκλίσεις) όσο και πίσω από αυτό (συγκλίσεις). Έτσι ο πυρήνας «συγκρατεί» κατά κάποιον τρόπο τη στέψη της σήραγγας ώστε να μην παραμορφωθεί.

ΕΔΑΦΟΣ	ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΣΥΓΚΛΙΣΕΙΣ ΣΤΕΨΗΣ				
	Ανυποστήρικτο Μέτωπο (m)	Ελαφριές Δοκοί (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	Βαριές Δοκοί (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)
$\phi=25$ $c=20kPa$	0,076	0,057	24,5	0,051	32,7
$\phi=35$ $c=14kPa$	0,113	0,036	67,9	0,031	72,8

Πίνακας 6.5: Μέγιστες συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο με δοκούς προπορείας, και ποσοστιαίες μεταβολές.

ΕΔΑΦΟΣ	ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΣΥΓΚΛΙΣΕΙΣ ΣΤΕΨΗΣ									
	Ανυποστήρικτο Μέτωπο (m)	19 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	26 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	33 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	45 Αγκύρια Μετώπου (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	
$\phi=25$ $c=20kPa$	0,076	0,031	59,5	0,029	61,7	0,027	63,7	0,025	66,7	
$\phi=35$ $c=14kPa$	0,113	0,019	83,3	0,018	84	0,017	84,6	0,016	85,6	

Πίνακας 6.6 Μέγιστες συγκλίσεις στέψης για ανυποστήρικτο μέτωπο και για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια με, και ποσοστιαίες μεταβολές.

6.4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ

Σημαντικοί παράγοντες που επηρεάζουν τα εντατικά μεγέθη που δρουν πάνω στις δοκούς (καμπτικά κυρίως) και που επηρεάζουν την αποτελεσματικότητά τους, είναι η αντοχή του εδάφους (γωνία τριβής και συνοχή), η διάμετρος και η πυκνότητα τους, και το αν συνδυάζονται με κάποιο άλλο μέτρο ενίσχυσης και υποστήριξης.

Για το σχεδιασμό των δοκών προπορείας, αναζητούνται τα εξής βέλτιστα μεγέθη:

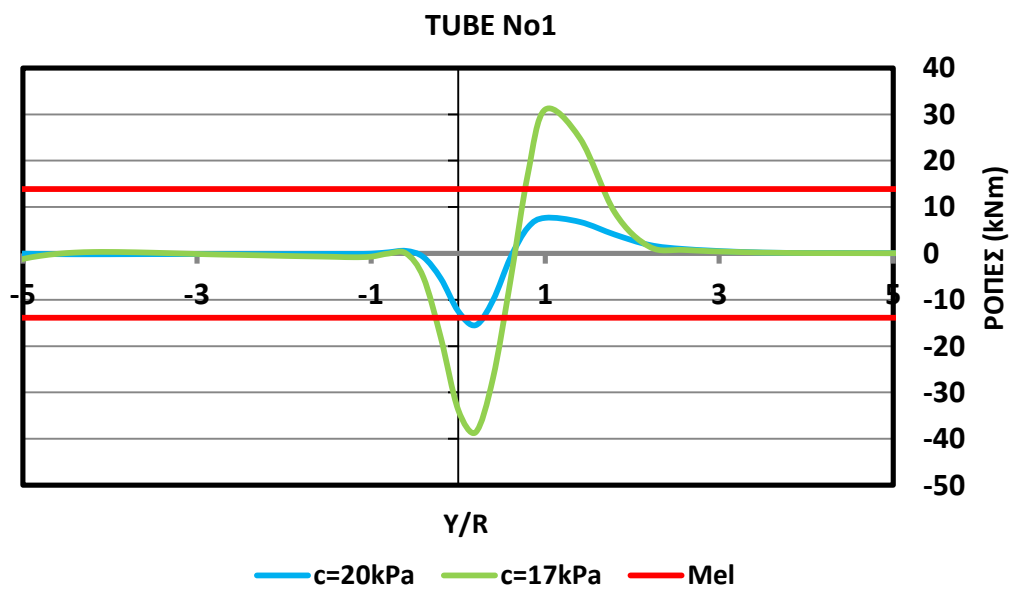
- Η διάμετρος τους και κατ'επέκταση η ακαμψία τους.
- Το μήκος τους μπροστά από το μέτωπο, μετά από το οποίο θα πρέπει να τοποθετηθεί νέο σετ δοκών.
- Η πυκνότητα τους γύρω και πάνω από τη σήραγγα.

Το πρώτο και το τρίτο κριτήριο πρακτικά ταυτίζονται καθώς η ακαμψία των δοκών εκφράζεται σε ακαμψία ανά μέτρο μήκους οπότε διάμετρος και απόσταση μεταξύ των δοκών είναι δύο αλληλεξαρτώμενα μεγέθη. Για τον προσδιορισμό λοιπόν των ζητούμενων βέλτιστων χαρακτηριστικών των δοκών προπορείας πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με διάφορα εδάφη, όπου η συνοχή διέφερε, και με δοκούς προπορείας είτε σε συνδυασμό με αγκύρια είτε μόνες τους.

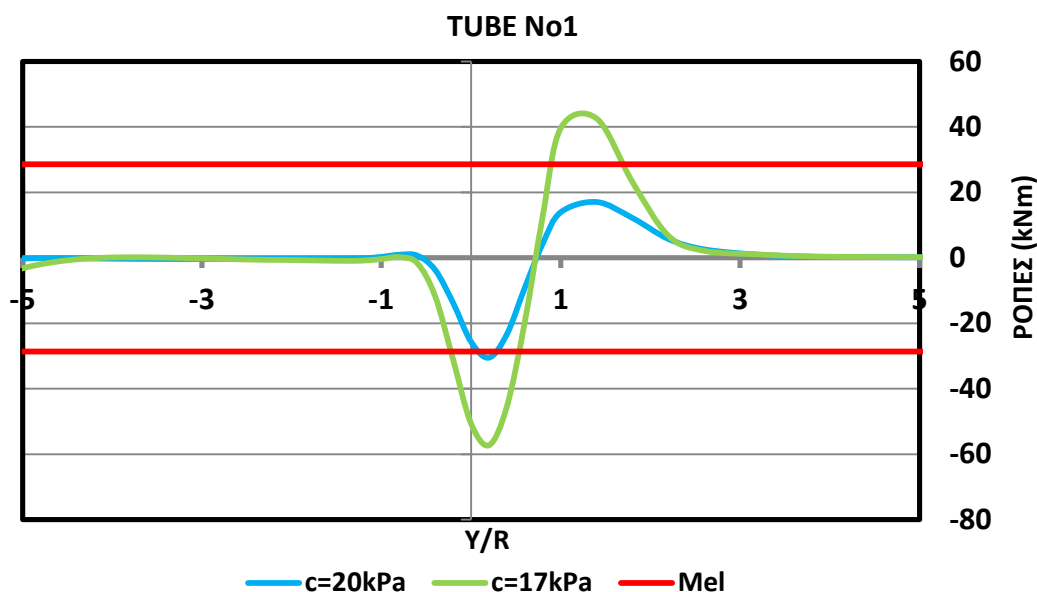
Παρακάτω συγκρίνονται, αρχικά, οι καμπτικές ροπές σε ελαφριές και βαριές δοκούς προπορείας με διαμέτρους $d=0,114\text{m}$ και $d=0,159\text{m}$ αντίστοιχα, σε δύο τύπους εδάφους. Αρχικά σε ένα έδαφος με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$ και συνοχή $c=20\text{kPa}$ και στη συνέχεια σε ένα άλλο με $\phi=25^\circ$ και $c=17\text{kPa}$. Και στα δύο εδάφη ο συντελεστής οριζοντίων ωθήσεων είναι ίσος με $K=0,5$. Οι δοκοί απέχουν μεταξύ τους απόσταση 60 cm (από άξονα σε άξονα) και έτσι μεταφράζοντας την ακαμψία τους σε ακαμψία ανά μέτρο μήκους, οι ελαφριές έχουν ακαμψία $1127,3 \text{ kNm}^2/\text{m}$ και οι βαριές $3224,7 \text{ kNm}^2/\text{m}$. Σε κάθε περίπτωση οι δρώσες ροπές συγκρίνονται και με την αντίστοιχη ελαστική ροπή αντοχής της κάθε δοκού. Να σημειωθεί ότι οι ροπές αναφέρονται στην δοκό προπορείας που βρίσκεται ακριβώς πάνω από τη στέψη (No1) και της οποίας οι ροπές είναι αποτέλεσμα των κατακόρυφων τάσεων μόνο (είναι οι δυσμενέστερες για τα συγκεκριμένα εδάφη και ακαμψίες δοκών). Οι ελαστικές και πλαστικές ροπές αντοχής κάθε τύπου δοκού φαίνονται στο παρακάτω πίνακα 6.7:

	ΔΟΚΟΣ ΜΕ ΑΚΑΜΨΙΑ 1127,3 kNm ² /m	ΔΟΚΟΣ ΜΕ ΑΚΑΜΨΙΑ 3224,7 kNm ² /m
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (kPa)	13,9	28,6
ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (kPa)	18,8	38,1

Πίνακας 6.7: Ελαστική και πλαστική ροπή αντοχής των δύο τυπικών δοκών που χρησιμοποιήθηκαν.

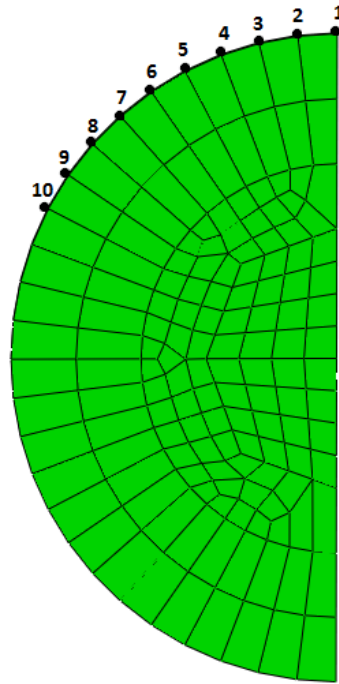


Διάγραμμα 6.13: Κατανομή ροπών στη δοκό Νο1 ελαφρού τύπου και σύγκριση με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=25^\circ$ - $c=20$ kPa και $\phi=25^\circ$ - $c=17$ kPa.



Διάγραμμα 6.14: Κατανομή ροπών στη δοκό Νο1 βαρέως τύπου και σύγκριση με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=25^\circ$ - $c=20\text{kPa}$ και $\phi=25^\circ$ - $c=17\text{kPa}$.

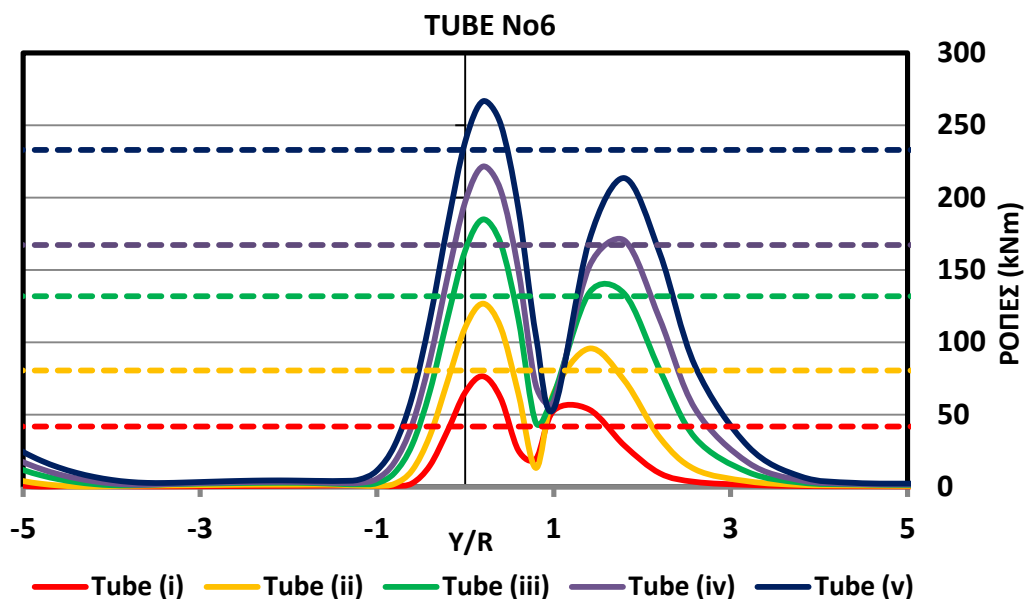
Παρατηρείται λοιπόν και από τα δύο παραπάνω διαγράμματα ότι στην περίπτωση του εδάφους με συνοχή $c=20\text{kPa}$, οι δρώσες ροπές στην δοκό δεν υπερβαίνουν (ή την υπερβαίνουν οριακά) την ελαστική ροπή αντοχής της με βάση την οποία γίνεται ο σχεδιασμός των δοκών. Αντιθέτως στο έδαφος με συνοχή $c=17\text{kPa}$ οι δρώσες ροπές στη δοκό ξεπερνούν κατά πολύ (διπλάσιες και παραπάνω) την ελαστική αντοχή των δοκών, MeI, τόσο για την περίπτωση των ελαφριών όσο και των βαριών δοκών. Αυξάνοντας την ακαμψία της δοκού ανά μέτρο μήκος (ουσιαστικά αυξάνοντας τη διάμετρο ή/και το πάχος της αφού είναι σταθερή η απόστασή τους) παρατηρείται ότι αυξάνονται και οι δρώσες καμπτικές ροπές που αναλαμβάνει κάθε δοκός με αποτέλεσμα αυτές να ξεπερνάνε και πάλι την ελαστική ροπή αντοχής τους με την οποία σχεδιάζονται. Οπότε δεν μπορεί να επιτευχθεί κάποια ακαμψία ώστε οι δοκοί να μην αστοχούν υπό τις δρώσες καμπτικές ροπές. Ενδεικτικά έγιναν δοκιμές για δοκούς σε δοκούς με ακαμψίες $5623\text{ kNm}^2/\text{m}$ ($d=0,19\text{m}$, $t=0,007\text{m}$), $14850\text{ kNm}^2/\text{m}$ ($d=0,26\text{m}$, $t=0,007\text{m}$), $30892\text{ kNm}^2/\text{m}$ ($d=0,33\text{m}$, $t=0,007\text{m}$), $43844\text{ kNm}^2/\text{m}$ ($d=0,37\text{m}$, $t=0,007\text{m}$), και $61119\text{ kNm}^2/\text{m}$ ($d=0,37\text{m}$, $t=0,01\text{m}$) και οι καμπτικές ροπές τους συγκρίθηκαν με τις ελαστικές ροπές αντοχής τους. Οι ακαμψίες με τις αντίστοιχες ελαστικές και πλαστικές ροπές αντοχής, φαίνονται στον παρακάτω πίνακα 6.8. Να σημειωθεί ότι όσο αυξάνεται πλέον η διάμετρος και ακαμψία των δοκών, δυσμενέστερη γίνεται η δοκός Νο6 (Σχήμα 6.9) στην παρειά της σήραγγας. Στο Διάγραμμα 6.15 απεικονίζονται οι ροπές για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις δοκών ενώ με τη διακεκομμένη γραμμή (και ίδιο χρώμα) συμβολίζεται η ελαστική ροπή αντοχής της καθεμιάς.



Σχήμα 6.9: Διάταξη των δοκών προπορείας γύρω από το μέτωπο.

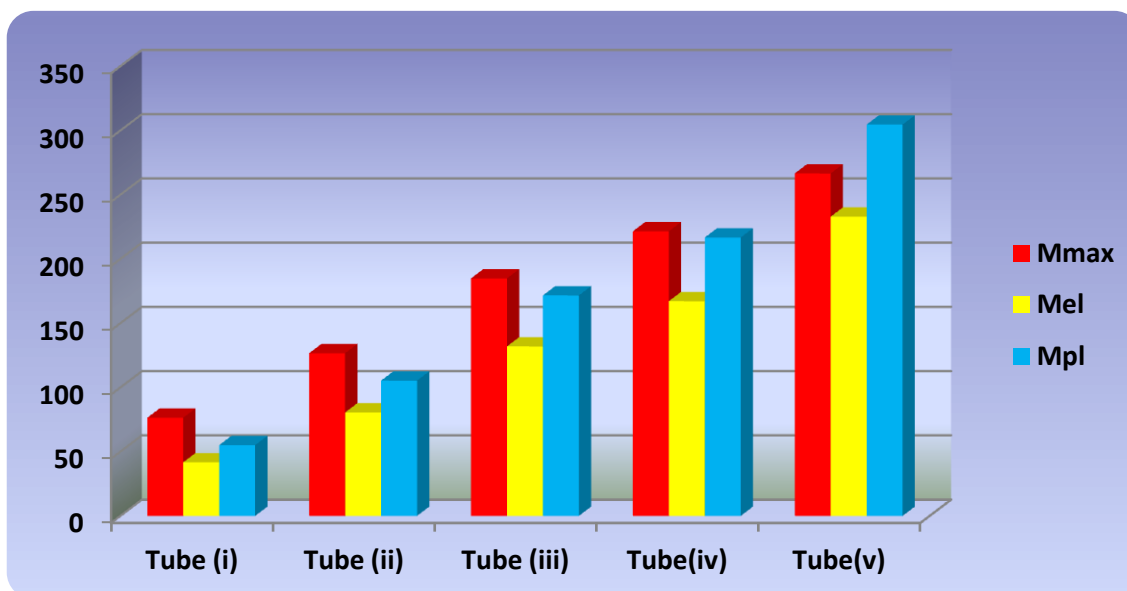
	ΔΟΚΟΣ (i) ΑΚΑΜΨΙΑΣ 5623 kNm ² /m	ΔΟΚΟΣ (ii) (ΑΚΑΜΨΙΑΣ 14850 kNm ² /m	ΔΟΚΟΣ (iii) ΑΚΑΜΨΙΑΣ 30892 kNm ² /m	ΔΟΚΟΣ (iv) ΑΚΑΜΨΙΑΣ 43844 kNm ² /m	ΔΟΚΟΣ (v) ΑΚΑΜΨΙΑΣ 61119 kNm ² /m
ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (kPa)	41,7	80,5	131,9	167,1	232,9
ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗΣ (kPa)	55,1	105,3	171,6	216,7	304,6

Πίνακας 6.8: Ελαστικές και πλαστικές ροπές αντοχής των δοκών με ακαμψίες από 5623 kNm²/m-61119kNm²/m.



Διάγραμμα 6.15: Σύγκριση συνισταμένης ροπής κάθε τύπου δοκού με την αντίστοιχη ελαστική ροπή αντοχής για έδαφος με $\phi=25$ και $c=17\text{kPa}$.

Στο παρακάτω Σχήμα 6.10, φαίνεται με σαφέστερο τρόπο η σχέση μέγιστης ροπής δοκών-ελαστική ροπή αντοχής δοκών. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω οι ροπές αυτές αναπτύσσονται στη δοκό Νο6 η οποία πλέον είναι η δυσμενέστερη για τις συγκεκριμένες ακαμψίες και διαμέτρους.

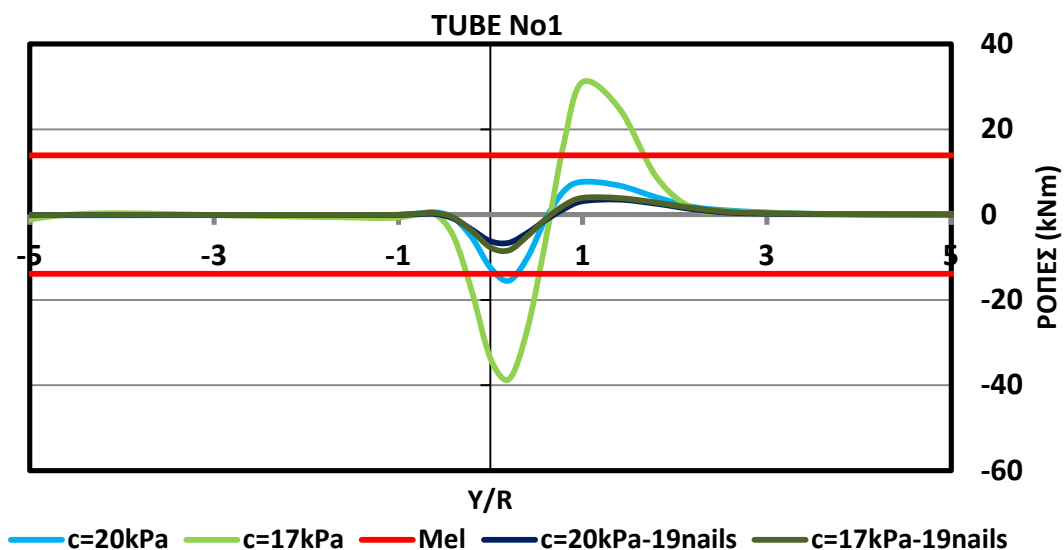


Σχήμα 6.10: Γράφημα με τη μέγιστη συνισταμένη ροπή κάθε τύπου δοκού συγκρινόμενη με την αντίστοιχη ελαστική και πλαστική ροπή αντοχής για έδαφος $\phi=25$ και $c=17\text{kPa}$.

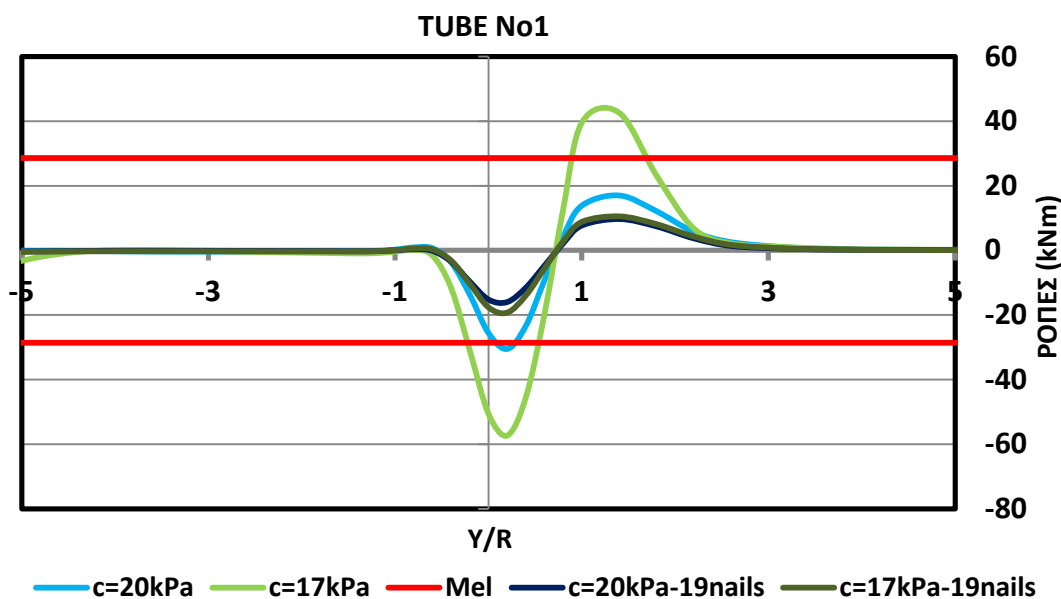
Συμπερασματικά λοιπόν μπορεί να ειπωθεί ότι δεν είναι δυνατόν να επιτευχθεί κάποια ακαμψία δοκού για την οποία οι αναπτυσσόμενες καμπτικές ροπές να μην ξεπερνάνε την

ελαστική ροπή αντοχής των δοκών, ακόμα και για δοκούς με πολύ μεγάλη ακαμψία όπως η δοκός (ν) με $61119 \text{ kNm}^2/\text{m}$ (που πρακτικά είναι μια μη ρεαλιστική ακαμψία). Οπότε γίνεται σαφές ότι όσο μεγαλώνει η ακαμψία των δοκών, το φορτίο που αναλαμβάνουν και κατ'επέκταση και οι ροπές που αναπτύσσονται, εξακολουθούν να υπερβαίνουν την ελαστική ροπή αντοχής τους σε όλες τις περιπτώσεις.

Οπότε γίνεται σαφές ότι σε αυτήν την περίπτωση, απαιτείται η χρήση αγκυρίων ώστε να μειωθούν αυτές οι καμπτικές ροπές που δρουν πάνω στις δοκούς, και να πέσουν κάτω από την τιμή της ελαστικής ροπής αντοχής τους, M_{el} . Στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζονται οι ροπές της δοκού στέψης σε έδαφος με συνοχή $c=17\text{kPa}$ για μέτωπο ενισχυμένο με 19 αγκύρια fiberglass, συγκρινόμενες με τις αντίστοιχες ροπές για ανυποστήρικτο έδαφος όπως αυτές προέκυψαν από τα διαγράμματα 6.16 και 6.17 για τις αρχικές τυπικές ακαμψίες που χρησιμοποιήθηκαν. Ενδεικτικά απεικονίζονται και οι ροπές για την περίπτωση του εδάφους με συνοχή $c=20\text{kPa}$ για μέτωπο ενισχυμένο με 19 αγκύρια. Το Διάγραμμα 6.16 αναφέρεται στις ελαφριές δοκούς ($d=0,114\text{m}$, $t=0,007\text{m}$) ενώ το Διάγραμμα 6.17 στις βαριές ($d=0,159\text{m}$, $t=0,007\text{m}$).



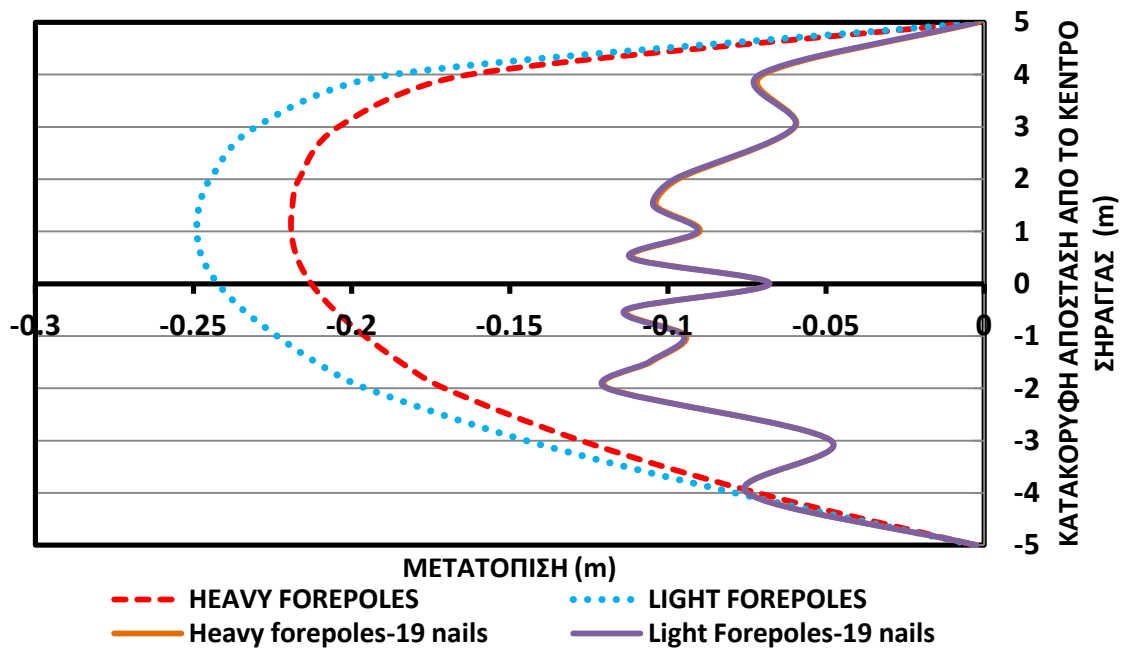
Διάγραμμα 6.16: Κατανομή ροπών σε ελαφριές δοκούς με 19 αγκύρια και χωρίς αγκύρια και σύγκριση αυτών με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=25^\circ$ - $c=20\text{kPa}$ και $\phi=25^\circ$ - $c=17\text{kPa}$.



Διάγραμμα 6.17: Κατανομή ροπών σε βαριές δοκούς με 19 αγκύρια και χωρίς αγκύρια και σύγκριση αυτών με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=25^\circ$ - $c=20\text{kPa}$ και $\phi=25^\circ$ - $c=17\text{kPa}$.

Είναι προφανές λοιπόν ότι με τη χρήση ενός αραιού κάνναβου αγκυρίων (19 αγκύρια) οι δρώσες ροπές, για την περίπτωση του εδάφους με $c=17\text{kPa}$, μειώνονται κατακόρυφα φτάνοντας μέχρι το 60% της ελαστικής ροπής των δοκών (στις ελαφριές δοκούς). Επίσης οι ροπές στις δοκούς (τόσο στις ελαφριές όσο και στις βαριές) με χρήση αγκυρίων δε φαίνεται να έχουν μεγάλη διαφορά για την περίπτωση του εδάφους με $c=17\text{kPa}$ σε σχέση με αυτές του εδάφους με $c=20\text{kPa}$, γεγονός που δηλώνει ότι για τέτοιες διαφορές συνοχής τα αγκύρια δρουν καταλυτικά στην ακαμψία του πυρήνα προώθησης, στην ανακατανομή των τάσεων γύρω από τη σήραγγα και κατ'επέκταση στην ανάπτυξη των καμπτικών ροπών στις δοκούς προπορείας.

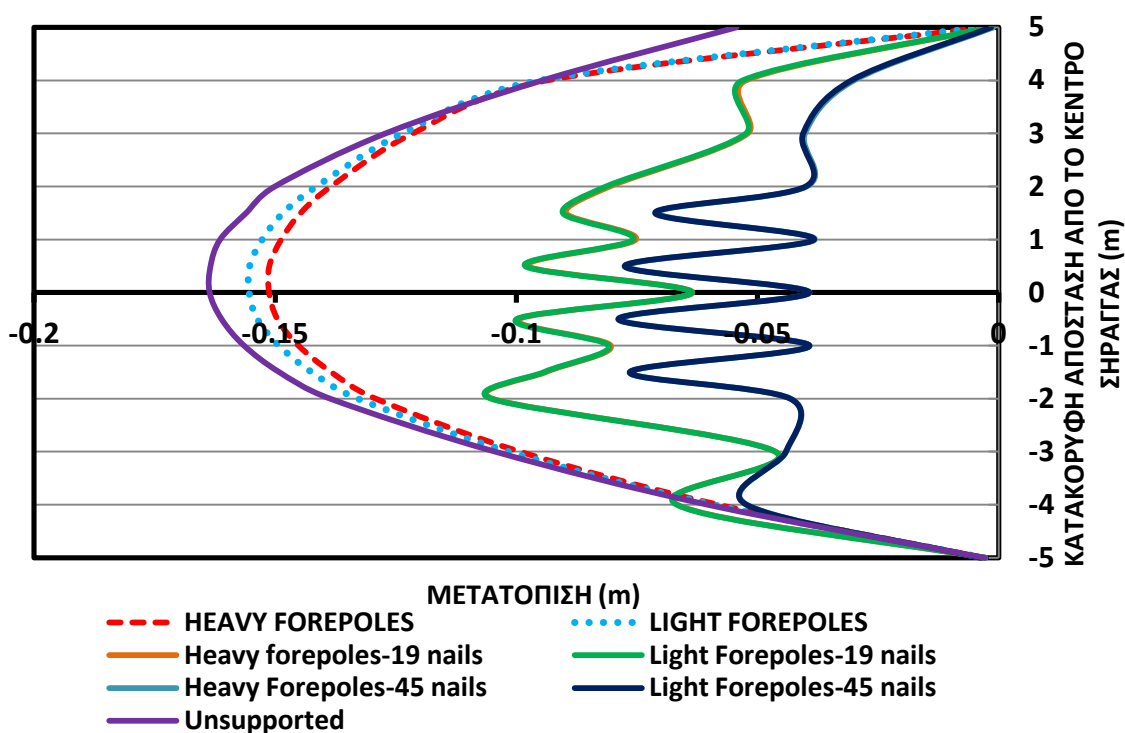
Πέραν όμως από την μείωση των δρώντων ροπών στις δοκούς τα αγκύρια συμβάλλουν κατά το πλείστον στην ενίσχυση της ευστάθειας του μετώπου και στην μείωση της εξώθησης αυτού, όπως άλλωστε είχε αποδειχτεί και παραπάνω. Στο παρακάτω Διάγραμμα 6.18 λοιπόν φαίνονται τα προφίλ των εξωθήσεων (κατά την κατακόρυφο που διέρχεται από το κέντρο της σήραγγας) για ελαφριές και βαριές δοκούς προπορείας μόνο, συγκρινόμενες με αντίστοιχες δοκούς σε μέτωπο ενισχυμένο με 19 αγκύρια fibreglass (αραιότερος κάνναβος), για την περίπτωση του εδάφους με συνοχή $c=17\text{kPa}$.



Διάγραμμα 6.18: Προφίλ εξωθήσεων για βαριές και ελαφριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια (19 αγκύρια) σε έδαφος με $\phi=25^\circ$ και $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$.

Παρατηρείται λοιπόν αισθητή μείωση των εξωθήσεων με τη χρήση των 19 αγκυριών, καθιστώντας το μέτωπο αρκετά πιο ευσταθές με εφαρμογή του αραιότερου κάρναβου. Ταυτόχρονα τα προφίλ για τους δύο τύπους δοκού σε συνδυασμό με αγκύρια ταυτίζονται, γεγονός που δηλώνει ότι οι δοκοί προπορείας δεν παίζουν σημαντικό ρόλο στην μείωση των εξωθήσεων για το συγκεκριμένο έδαφος. Οι μειώσεις της έκθλιψης για κάθε περίπτωση φαίνονται καλύτερα στον συγκεντρωτικό πίνακα 6.9, όπου παρουσιάζονται οι εξωθήσεις του μετώπου που έχουν προκύψει από τον όγκο έκθλιψης, ανηγμένο κάθε φορά στο εμβαδό του μετώπου (3D).

Για την περίπτωση του εδάφους με συνοχή $c=20\text{kPa}$, αποδείχτηκε ότι και οι δύο τύποι δοκού επαρκούν χωρίς αγκύρια και δεν αστοχούν, αλλά φτάνουν οριακά την τιμή της ελαστικής ροπής αντοχής τους. Παρόλα αυτά όπως φαίνεται και στο Διάγραμμα 6.18 παραπάνω, οι δοκοί προπορείας από μόνες τους δεν συμβάλλουν αισθητά στην ευστάθεια του μετώπου και δεν απομειώνουν ιδιαίτερα την εξώθηση του για τον συγκεκριμένο τύπο εδάφους (για το περισσότερο κοκκώδες έδαφος με, $\phi=35^\circ$, μειώνουν ικανοποιητικά τις εξωθήσεις). Οπότε και σε αυτήν την περίπτωση κρίνεται αναγκαία η τοποθέτηση αγκυριών τα οποία έχει αποδειχτεί και παραπάνω (διαγράμματα 6.3 και 6.4) ότι παίζουν σημαντικό ρόλο στην μείωση των εξωθήσεων. Στο Διάγραμμα 6.19 παρακάτω παρουσιάζονται τα προφίλ των εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο, για ελαφριές και βαριές δοκούς, με και χωρίς αγκύρια (19 & 45 αγκύρια), για το έδαφος με συνοχή $c=20\text{kPa}$.



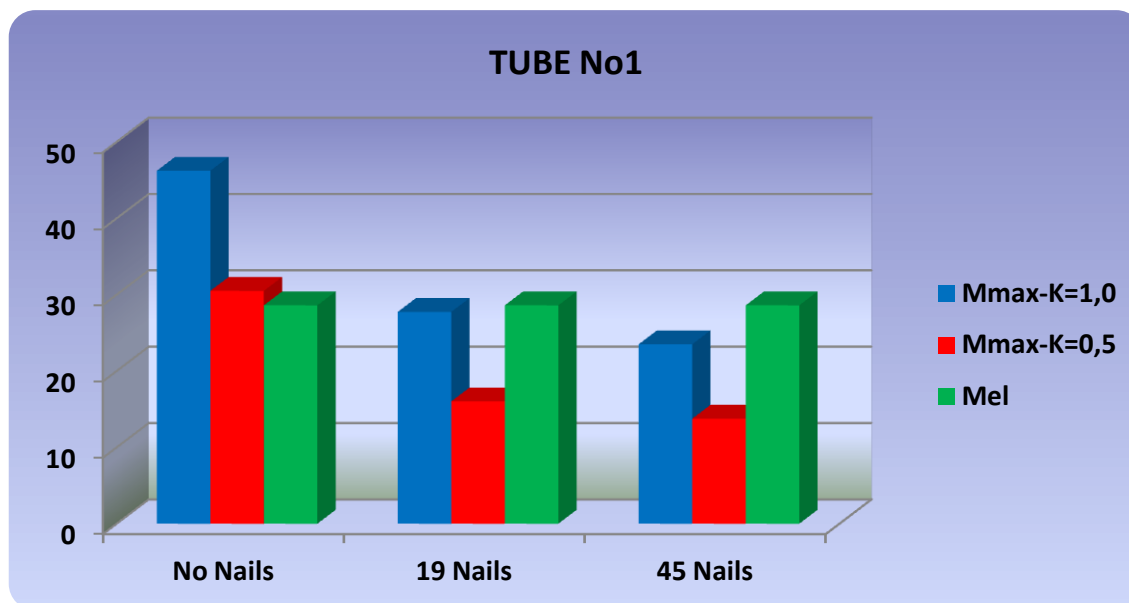
Διάγραμμα 6.19: Προφίλ εξωθήσεων για ανυποστήρικτο μέτωπο και μέτωπο με βαριές και ελαφριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια (19 & 45 αγκύρια) σε έδαφος με $\phi=25^\circ$ και $c=20\text{kPa}$.

Από το διάγραμμα φαίνεται λοιπόν ότι όντως τα αγκύρια μετώπου παίζουν τον πρωταρχικό ρόλο στην μείωση των εξωθήσεων, μια μείωση που είναι αισθητή ήδη με την αραιότερη διάταξη αγκυρίων (19 αγκύρια) καθώς παρατηρείται μείωση ως και 44% σε σχέση με τις δοκούς προπορείας μόνο. Για την πυκνότερη διάταξη με τα 45 αγκύρια, παρατηρείται περεταίρω μείωση των εξωθήσεων αλλά όχι σημαντικά μεγαλύτερη από αυτήν της αραιότερης διάταξης. Οπότε αποδεικνύεται ότι και η αραιή διάταξη αγκυρίων με τα 19 αγκύρια μόνο, μπορεί να καταστεί επαρκής για την μείωση των εξωθήσεων και την σταθεροποίηση του μετώπου. Επίσης πρακτικά δεν παρατηρείται καμία διαφορά ανάμεσα στους δύο τύπους δοκούς, όσον αφορά τη μείωση των εξωθήσεων, όταν γίνεται χρήση αγκυρίων, γεγονός που δηλώνει ότι για το συγκεκριμένο έδαφος οι δοκοί επηρεάζουν ελάχιστα την ευστάθεια του μετώπου και δεν συμβάλλουν ουσιαστικά στη μείωση των εξωθήσεων, γεγονός που γίνεται αντιληπτό και από τη σύγκριση των εξωθήσεων για τελείως ανυποστήρικτο μέτωπο και για υποστηριζόμενο μόνο με τις δοκούς προπορείας. Στον πίνακα 6.9 φαίνονται αναλυτικά τα ποσοστά μείωσης με τις διάφορες διατάξεις αγκυρίων και τύπου δοκού, για δύο περιπτώσεις εδάφους (μία με $\phi=25^\circ$ και $c=20\text{kPa}$ και μια με $\phi=25^\circ$ και $c=17\text{kPa}$).

ΕΞΩΘΗΣΕΙΣ ΜΕΤΩΠΟΥ (3D)										
ΕΔΑΦΟΣ	Ελαφριές Δοκοί (m)	Ελαφριές Δοκοί- 19 αγκύρια (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	Ελαφριές Δοκοί- 45 αγκύρια (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	Βαριές Δοκοί (m)	Βαριές Δοκοί- 19 αγκύρια (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)	Ελαφριές Δοκοί- 45 αγκύρια (m)	Ποσοστιαία Μείωση (%)
$\phi=25$ $c=20kPa$	0.045	0.025	44,5	0.018	60	0.044	0.025	43,2	0.018	59
$\phi=25$ $c=17kPa$	0.072	0.029	59.7	-	-	0.063	0.029	53.9	-	-

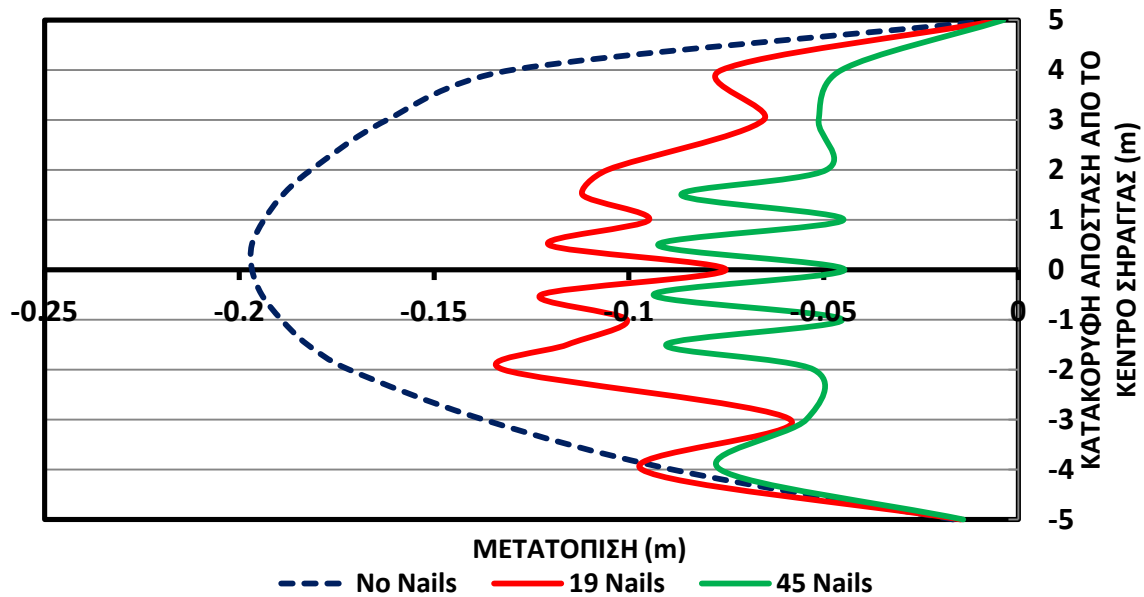
Πίνακας 6.9: Κανονικοποιημένες εξωθήσεις μετώπου για μέτωπο με βαριές και ελαφριές δοκούς και ποσοστιαίες μειώσεις με χρήση αγκυρίων σε εδάφη με $\phi=25-c=20kPa$ και $\phi=25-c=17kPa$.

Όλα τα παραπάνω ισχύουν για συντελεστή οριζόντιων ωθήσεων ίσο με $K=0,5$. Για να προσδιοριστεί η επίδραση του συντελεστή αυτού τόσο στην ανάπτυξη των ροπών στις δοκούς προπορείας όσο και στα παραμορφωσιακά μεγέθη της σήραγγας, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για έδαφος με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$, συνοχή $c=20kPa$ και $K=1,0$ για την περίπτωση σήραγγας ενισχυμένης με βαριές δοκούς ($d=0,159m$, $t=0.007m$) προπορείας μόνο αλλά και για τις περιπτώσεις μετώπου ενισχυμένου με βαριές δοκούς σε συνδυασμό με 19 αγκύρια και 45 αγκύρια fiberglass. Στο γράφημα του σχήματος 6.11 παρακάτω απεικονίζονται οι ροπές στην δοκό που βρίσκεται πάνω από τη στέψη (No1) για την περίπτωση εδάφους με $\phi=25^\circ$, $c=20kPa$ και $K=0,5$ και $\phi=25^\circ$, $c=20kPa$ και $K=1,0$ ενώ οι ροπές αυτές συγκρίνονται με την ελαστική ροπή αντοχής των δοκών. (Όπως ειπώθηκε προηγουμένως για αυτήν τη διάμετρο δοκού η δυσμενέστερη δοκός είναι αυτή πάνω από τη στέψη όταν $K=0,5$ ενώ όταν $K=1,0$ οι ροπές στη ίδια δοκό, No1, αποδεικνύεται είναι ίδιες με αυτές της δοκού No6).

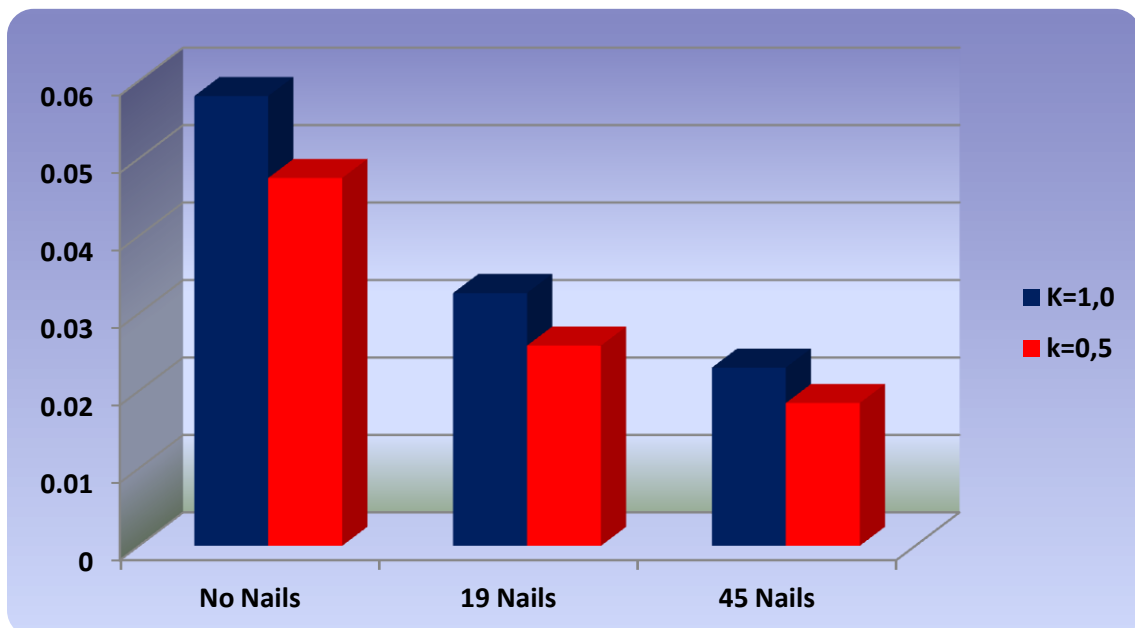


Σχήμα 6.11: Μέγιστες ροπές για βαριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια συγκρινόμενες με την αντίστοιχη ελαστική ροπή αντοχής για $K=0,5$ και $K=1,0$ για $\phi=25^\circ$ και $c=20\text{kPa}$.

Παρατηρείται λοιπόν ότι ενώ για συντελεστή οριζόντιων ωθήσεων $K=0,5$ οι δοκοί δεν διαρρέουν σε καμία περίπτωση (μόνο οριακά στο μέτωπο χωρίς αγκύρια), στην περίπτωση του συντελεστή ίσου με $K=1,0$ οι ροπές στις δοκούς ξεπερνούν κατά πολύ την ελαστική ροπή αντοχής για μέτωπο χωρίς αγκύρια, ενώ για ενισχυμένο μέτωπο με 19 αγκύρια οι δοκοί δεν διαρρέουν οριακά. Παρακάτω στο Διάγραμμα 6.20 εικονίζονται τα προφίλ των εξωθήσεων για τις παραπάνω περιπτώσεις όπου $K=1,0$ ενώ στο Σχήμα 6.12 συγκρίνονται οι μέσες εξωθήσεις (3D-όπου η εξώθηση προκύπτει από τον όγκο έκθλιψης ανηγμένο στο εμβαδό της σήραγγας) για την περίπτωση που διαφέρει ο συντελεστής οριζόντιων ωθήσεων ($K=1,0$ & $K=0,5$).



Διάγραμμα 6.20: Προφίλ εξωθήσεων μετώπου για βαριές δοκούς προπορείας με και χωρίς αγκύρια για έδαφος με $\phi=25$, $c=20\text{kPa}$ & $K=1,0$.

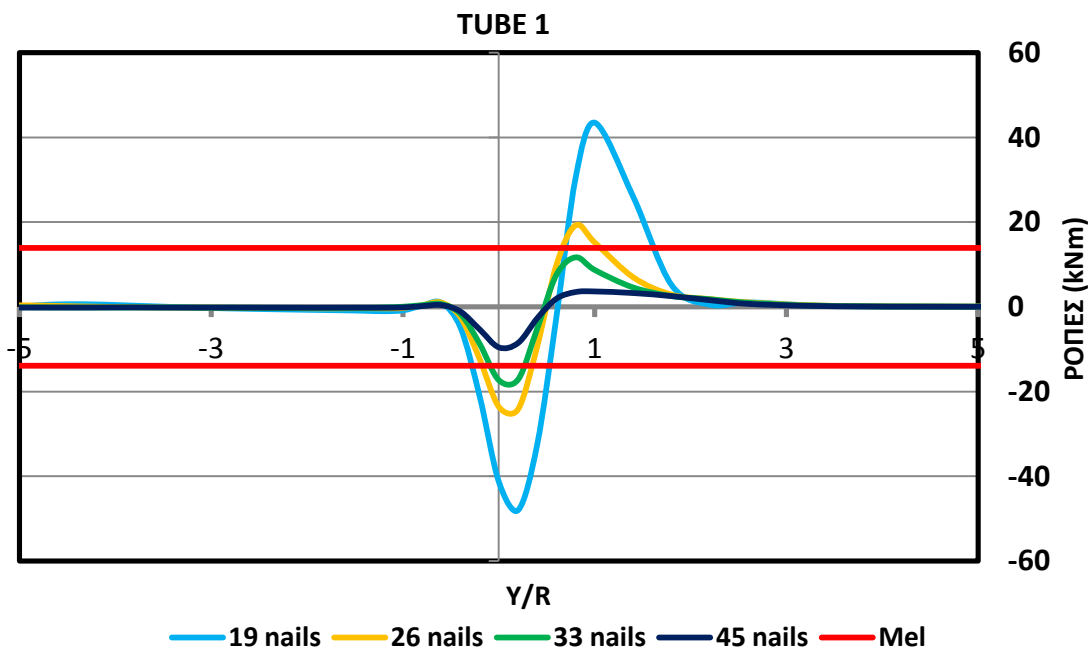


Σχήμα 6.12: Σύγκριση κανονικοποιημένων εξωθήσεων για μέτωπο με βαριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια, σε εδάφη με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$, $K=0,5$ και $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$, $K=1,0$.

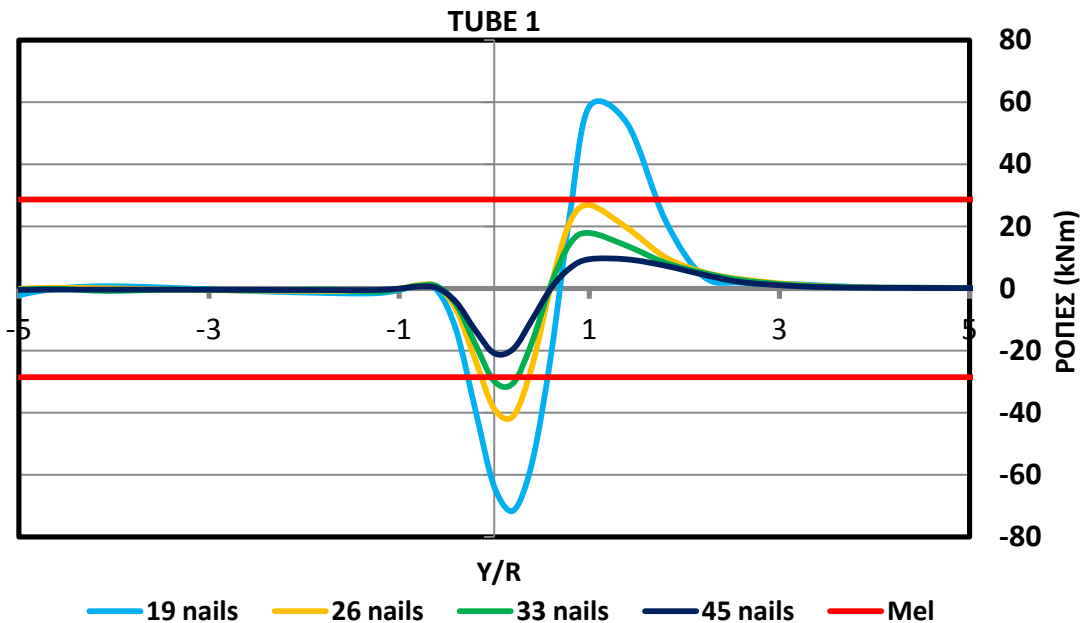
Με βάση λοιπόν τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι και στην περίπτωση όπου ο συντελεστής ωθήσεων είναι ίσος με $K=1,0$ απαιτείται η χρήση αγκυριών τόσο σε πρώτη φάση για να μην διαρρεύσουν οι δοκοί προπορείας όσο και για να ενισχυθεί η ευστάθεια του μετώπου και να περιοριστούν οι εξωθήσεις. Επίσης αποδεικνύεται ότι για συντελεστή οριζοντίων ωθήσεων ίσο με $K=1$ οι εξωθήσεις είναι μεγαλύτερες από τις

αντίστοιχες για $K=0,5$ είτε στην περίπτωση των δοκών προπορείας μόνο είτε και στην περίπτωση του συνδυασμού δοκών-αγκυρίων.

Για να προσδιοριστεί όμως καλύτερα η επίδραση των αγκυρίων και πολύ περισσότερο της διάταξης τους, στην ευστάθεια του μετώπου και στην ταυτόχρονη μείωση των καμπτικών ροπών πάνω στις δοκούς προπορείας, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις σε ένα φτωχότερο ακόμα έδαφος με γωνία τριβής ίση με $\phi=25^\circ$, συνοχή $c=10\text{kPa}$ και συντελεστή οριζόντιων ωθήσεων ίσο με $K=0,5$. Σε ένα τέτοιο έδαφος προφανώς δεν έχει νόημα να πραγματοποιηθούν αναλύσεις με δοκούς προπορείας μόνο (εκτός του ότι το πρόγραμμα ABAQUS αδυνατεί να πραγματοποιήσει τις αναλύσεις καθώς οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι πολύ μεγάλες και το έδαφος πρακτικά αστοχεί-ο κώδικας δεν συγκλίνει), καθώς ήδη από το έδαφος με συνοχή, $c=17\text{kPa}$, οι δοκοί προπορείας αστοχούσαν για κάθε ακαμψία όταν αυτές χρησιμοποιούνταν χωρίς αγκύρια. Επιδιώκεται λοιπόν εδώ να προσδιοριστεί για ποιιά διάταξη αγκυρίων οι δοκοί προπορείας δεν αστοχούν ενώ εξασφαλίζεται και η ευστάθεια του μετώπου. Στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζονται οι ροπές στην σε ελαφριές δοκούς με ακαμψία $1127,3\text{ kNm}^2/\text{m}$ (Διάγραμμα 6.21) και βαριές δοκούς με ακαμψία $3224,7\text{ kNm}^2/\text{m}$ (Διάγραμμα 6.22) για διάφορες διατάξεις αγκυρίων (19,26,33 και 45 αγκύρια). Οι ροπές αυτές αναφέρονται στην δοκό πάνω από τη στέψη (δοκός No1) καθώς είναι η δυσμενέστερη για τις συγκεκριμένες ακαμψίες και διαμέτρους.



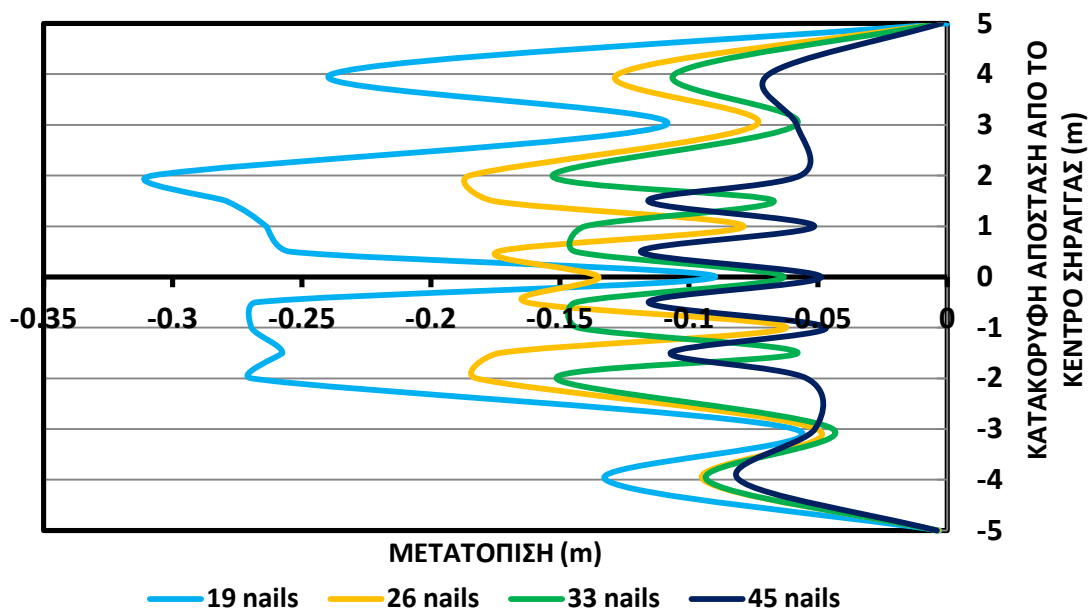
Διάγραμμα 6.21: Κατανομή ροπών σε δοκούς ελαφρού τύπου με αγκύρια, συγκρινόμενων με την αντίστοιχη ελαστική ροπή αντοχής σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.



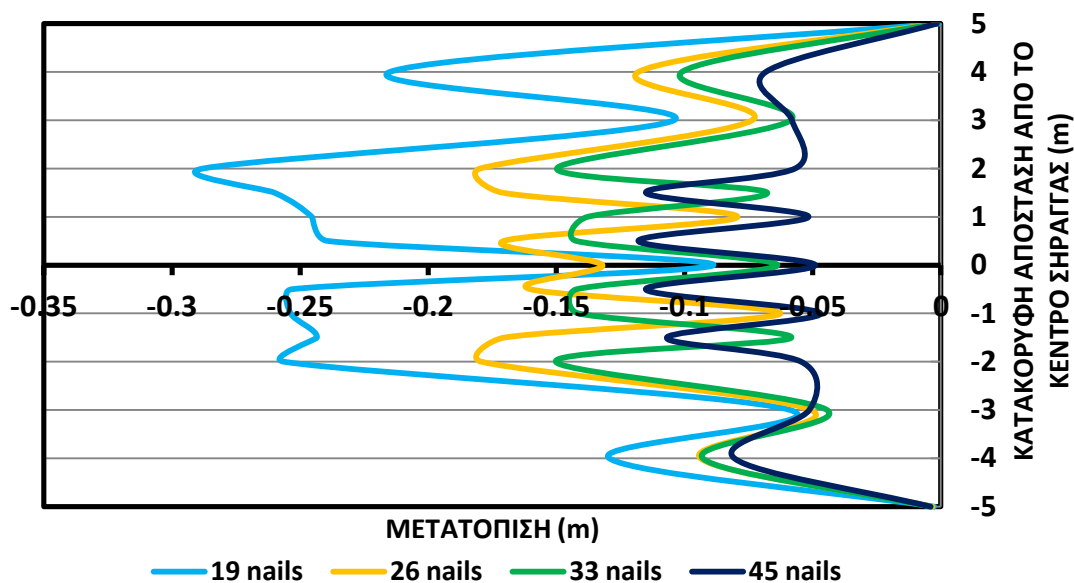
Διάγραμμα 6.22: Κατανομή ροπών σε δοκούς βαρέως τύπου με αγκύρια, συγκρινόμενων με την αντίστοιχη ελαστική ροπή αντοχής σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.

Παρατηρείται λοιπόν από τα παραπάνω διαγράμματα ότι οι δοκοί αστοχούν για τις δύο αραιότερες διατάξεις με τα 19 και τα 26 αγκύρια ενώ οι μέγιστες ροπές για τους δύο τύπους δοκού ξεπερνούν οριακά την ελαστική αντοχή τους για την διάταξη με τα 33 αγκύρια, πράγμα που μπορεί να θεωρηθεί αποδεκτό καθώς οι ροπές αναφέρονται στη δυσμενέστερη δοκό η οποία και να αστοχήσει οριακά δεν θα έχει μεγάλο αντίκτυπο, αφού οι δοκοί προπορείας θεωρούνται προσωρινό μέτρο.

Πέραν όμως από τις ροπές των δοκών, είναι αναγκαίο να προσδιοριστεί και η επίδραση κάθε διάταξης αγκυρίων στην ευστάθεια του μετώπου και στον περιορισμό του όγκου εξώθησης. Στα παρακάτω διαγράμματα 6.23 και 6.24, απεικονίζονται τα προφίλ των εξωθήσεων μετώπου κατά την ευθεία που διέρχεται από το κέντρο της σήραγγας, για τις διάφορες διατάξεις αγκυρίων, με ελαφριές (Διάγραμμα 6.23) και βαριές (Διάγραμμα 6.24) δοκούς προπορείας.



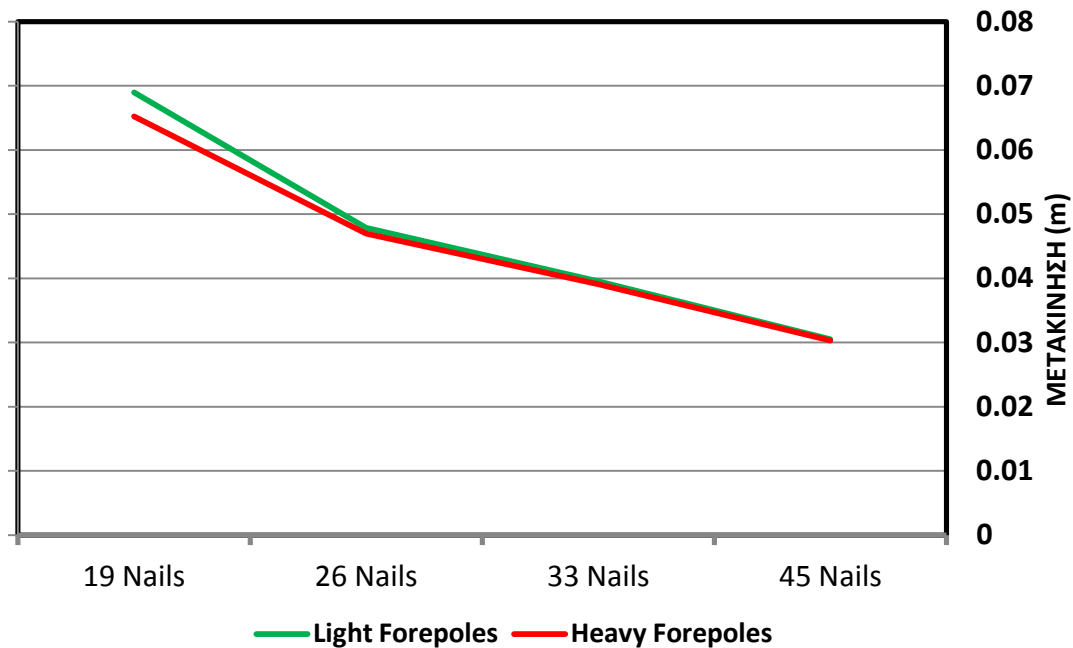
Διάγραμμα 6.23: Προφίλ εξωθήσεων για μέτωπο με δοκούς ελαφρού τύπου σε συνδυασμό με 19, 26, 33 και 45 αγκύρια, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.



Διάγραμμα 6.24: Προφίλ εξωθήσεων για μέτωπο με δοκούς βαρέως τύπου σε συνδυασμό με 19, 26, 33 και 45 αγκύρια, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.

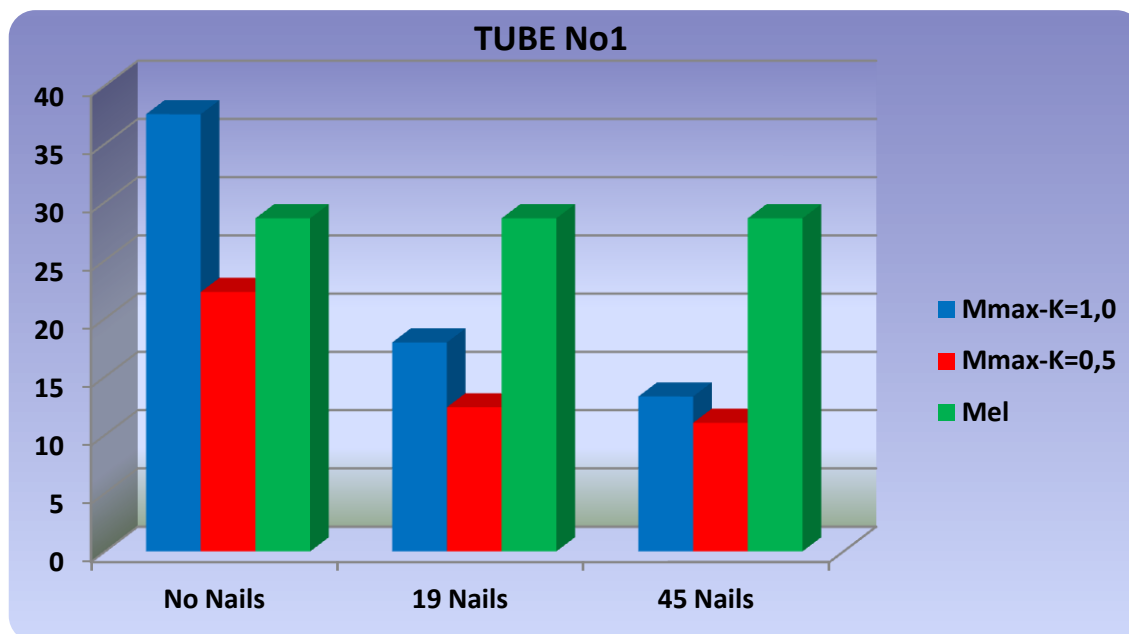
Από τα παραπάνω φαίνεται ότι οι εξωθήσεις αρχίζουν να περιορίζονται αισθητά για πυκνότητα αγκυρίων μεγαλύτερη από $0,331$ αγκύρια/ m^2 (26 αγκύρια), τόσο για την περίπτωση των ελαφριών όσο και των βαριών δοκών. Σε συνδυασμό όμως και με τις παρατηρήσεις των διαγραμμάτων 6.21 και 6.22 με τις ροπές των δοκών, προκύπτει ότι βέλτιστη πυκνότητα αγκυρίων θα ήταν $0,420$ αγκύρια/ m^2 (33 αγκύρια) για την οποία οι

δρώσες ροπές έχουν τιμή παραπλήσια της ελαστικής ροπής αντοχής των δοκών ενώ επιτυγχάνεται και ικανοποιητική μείωση της εξώθησης. Πιο εποπτικά οι μειώσεις στις εξωθήσεις ανάλογα με την πυκνότητα των αγκυρίων, φαίνονται στο παρακάτω Διάγραμμα 6.25 και για τους δύο τύπους δοκού. Οι εν λόγω εξωθήσεις (3D) προκύπτουν κατά τα γνωστά από τον όγκο της έκθλιψης ανηγμένο στο εμβαδό της σήραγγας.

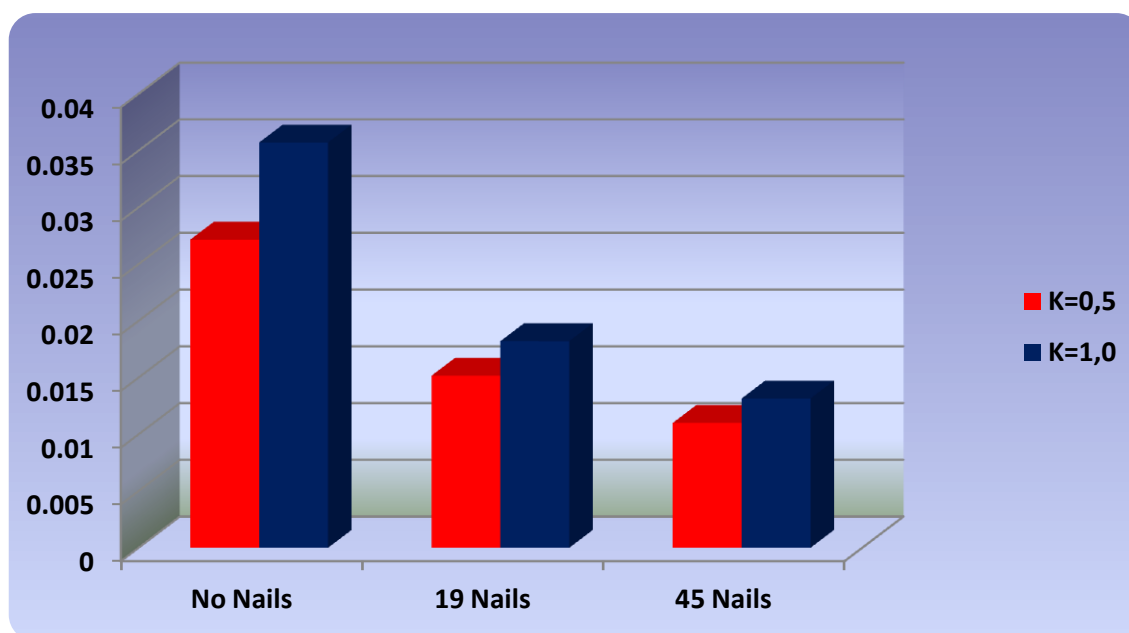


Διάγραμμα 6.25: Σύγκριση κανονικοποιημένων εξωθήσεων για μέτωπο με βαριές και ελαφριές δοκούς με αγκύρια, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=10\text{kPa}$ & $K=0,5$.

Ρίχνοντας τέλος μια ματιά στην επίδραση του συντελεστή οριζοντίων ωθήσεων στην περίπτωση του εδάφους με γωνία τριβής $\phi=35^\circ$, συγκρίνονται μέγιστες ροπές για κάθε περίπτωση του K , (Σχήμα 6.13) με την ελαστική ροπή αντοχών, καθώς και οι εξωθήσεις του όγκου έκθλιψης ανηγμένου στο εμβαδό του μετώπου (3D) (Σχήμα 6.14).



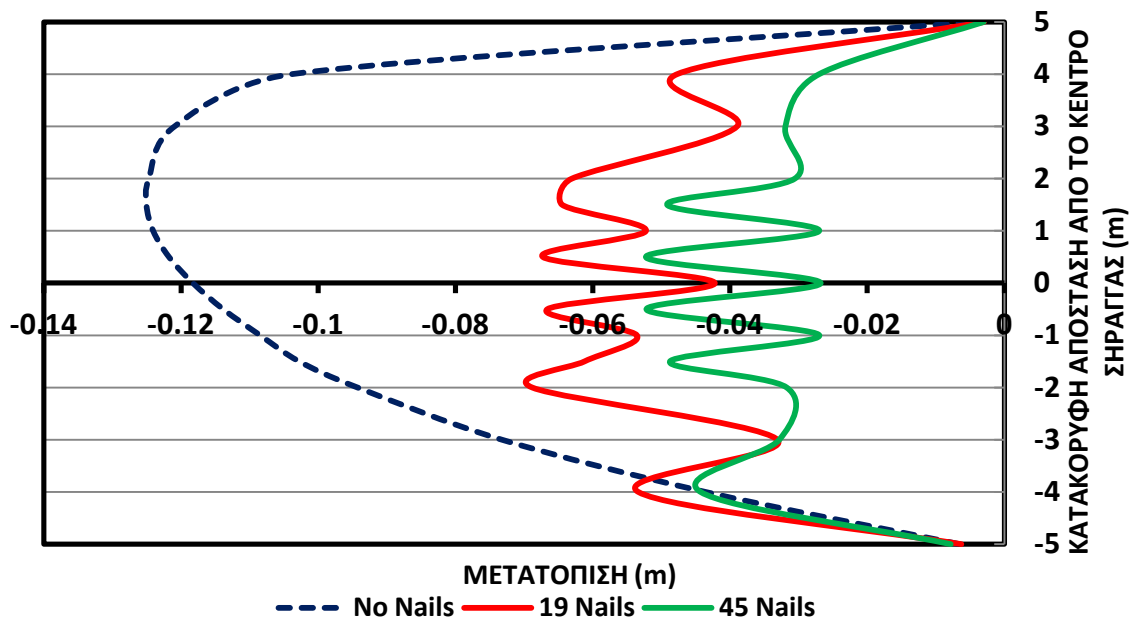
Σχήμα 6.13: Μέγιστες ροπές σε βαριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια, συγκρινόμενες με την ελαστική ροπή αντοχής για εδάφη με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$, $K=0,5$ και $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$, $K=1,0$.



Σχήμα 6.14: Κανονικοποιημένες εξωθήσεις για μέτωπο με βαριές δοκούς με και χωρίς αγκύρια, σε εδάφη με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$, $K=0,5$ και $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$, $K=1,0$.

Παρατηρείται λοιπόν ότι ενώ για $K=0,5$ οι μέγιστες ροπές στις δοκούς απέχουν κατά πολύ από την ελαστική ροπή αντοχής τους στην περίπτωση χωρίς αγκύρια, για $K=1,0$ οι ροπές αυτές εκτινάσσονται πάνω από την ελαστική ροπή αντοχής επιτάσσοντας την χρήση αγκυρίων ώστε αυτές να περιοριστούν. Παρατηρείται επίσης ότι η αραιότερη διάταξη αγκυρίων (19 αγκύρια) επαρκεί για την μείωση της τιμής των ροπών κάτω από την ελαστική ροπή αντοχής, ενώ με την πυκνότερη διάταξη οι τιμές των ροπών στις δύο περιπτώσεις του συντελεστή οριζοντίων ωθήσεων, τείνουν να ταυτιστούν. Στο παρακάτω

Διάγραμμα 6.26, απεικονίζονται τα προφίλ των εξωθήσεων για $K=1,0$ σε μέτωπο με βαριές δοκούς, με και χωρίς αγκύρια (19 & 45 αγκύρια).



Διάγραμμα 6.26: Προφίλ εξωθήσεων μετώπου για βαριές δοκούς προπορείας με και χωρίς αγκύρια, για έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ & $K=1,0$.

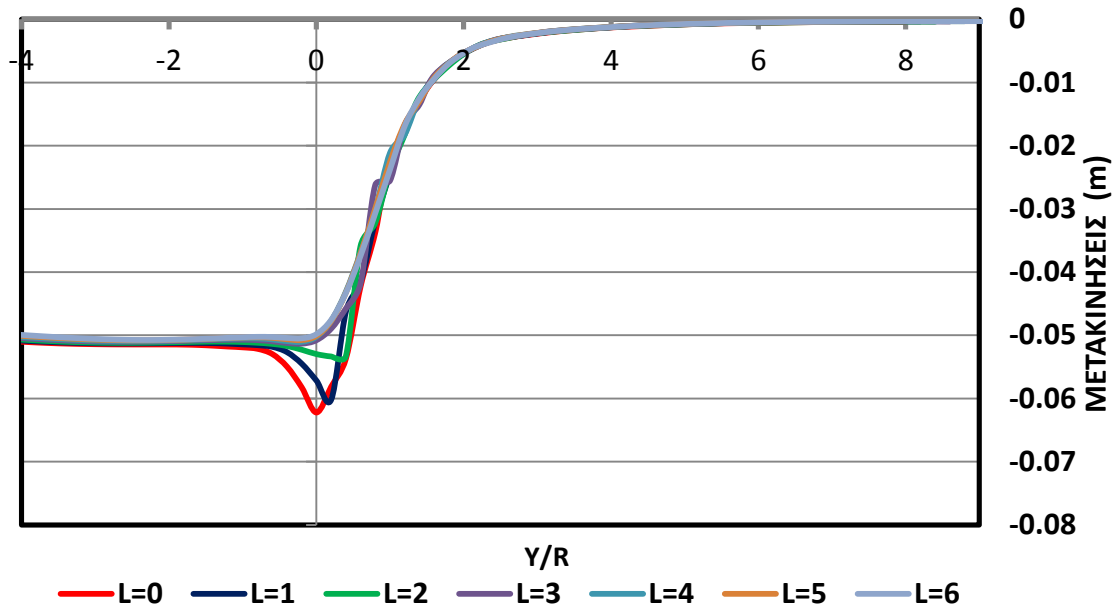
Από το Διάγραμμα 6.26 φαίνεται ότι με χρήση του αραιότερου κάνναβου οι εξωθήσεις περιορίζονται σημαντικά χωρίς αυτή η μείωση τους να έχει σημαντική διαφορά από την περίπτωση των 45 αγκυρίων. Οπότε τα 19 αγκύρια μόνο επαρκούν τόσο για την μείωση των ροπών στις δοκούς κάτω από την τιμή της ελαστικής ροπής αντοχής τους, όσο και για τον περιορισμό των εξωθήσεων στο μέτωπο. Τέλος στο Σχήμα 6.14 παρατηρείται ότι τόσο για μέτωπο με συνδυασμό δοκών και αγκυρίων αλλά όσο και με βαριές δοκούς μόνο, οι εξωθήσεις είναι μεγαλύτερες για το έδαφος με $K=1$, πράγμα το οποίο είναι λογικό καθώς για μεγαλύτερο συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων οι οριζόντιες τάσεις είναι μεγαλύτερες.

Από όλα τα παραπάνω λοιπόν εξάγεται το συμπέρασμα ότι στις περισσότερες περιπτώσεις, αν όχι σε όλες, είναι απαραίτητη η χρήση έστω του αραιότερου καννάβου αγκυρίων fiberglass τόσο για την μείωση των δρώντων ροπών στις δοκούς κάτω από το επιτρεπτό όριο (ελαστική ροπή αντοχής), όσο και για την βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου, της μείωσης των παραμορφώσεων και την ασφαλέστερη διάνοιξη της σήραγγας. Αν μάλιστα θεωρηθούν ως δεδομένες οι αβεβαιότητες κατά τη διάνοιξη και οι διακυμάνσεις τόσο στη γωνία τριβής και τη συνοχή όσο και στον συντελεστή οριζοντίων ωθήσεων, κρίνεται επιτακτική η ανάγκη ενίσχυσης του μετώπου τουλάχιστον με τον αραιότερο κάνναβο αγκυρίων έτσι ώστε να αποφευχθούν τα δυσάρεστα αποτελέσματα κατά τη διάνοιξη, όπως είναι η αστοχία των δοκών ή οι υπερβολικά μεγάλες παραμορφώσεις που μπορεί να οδηγήσουν μέχρι την αστοχία.

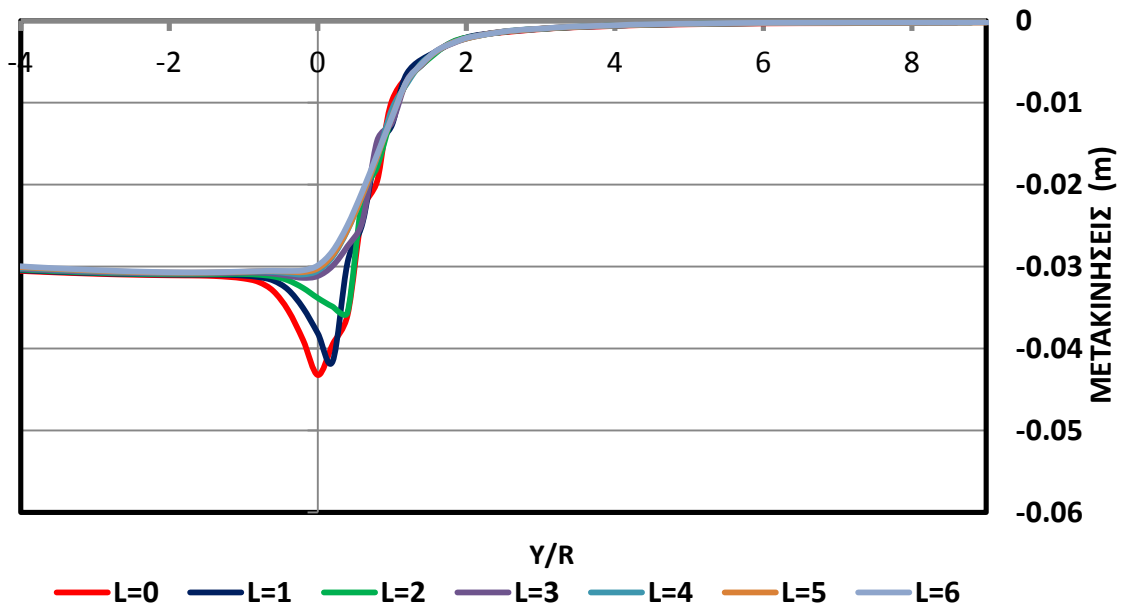
6.5 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΗΚΟΥΣ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΠΡΟΣΤΑ ΑΠΟ ΤΟ ΜΕΤΩΠΟ

Μέχρι στιγμής σε όλες τις αναλύσεις στις οποίες χρησιμοποιήθηκαν δοκοί προπορείας, αυτές θεωρήθηκε ότι είχαν πολύ μεγάλο μήκος μπροστά από το μέτωπο (μέχρι το τέλος του μοντέλου ουσιαστικά όπου $\gamma=80\text{m}$) και έτσι ουσιαστικά αυτό το μήκος δεν επηρέαζε τα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη και δεν αποτελούσε παράμετρο του προβλήματος. Στην πράξη όμως το μήκος των δοκών προπορείας είναι πεπερασμένο και έτσι γεννάται η ανάγκη να προσδιοριστεί επακριβώς ώστε το τμήμα της δοκού μπροστά από το μέτωπο να είναι επαρκές, όσο προχωράει η εκσκαφή, και να κρατάει τις παραμορφώσεις (συγκλίσεις, καθιζήσεις) στα αποδεκτά επίπεδα. Δηλαδή ουσιαστικά πρέπει να προσδιοριστεί για ποιό εναπομείναν μήκος δοκού προπορείας μπροστά από το μέτωπο (το οποίο προφανώς μειώνεται όσο το μέτωπο προχωράει) πρέπει να τοποθετηθεί μια νέα διάταξη δοκών προπορείας ώστε το όλο σύστημα των δοκών να συμπεριφέρεται ως μια δοκό με πολύ μεγάλο μήκος όπως στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Μέχρι όμως να τοποθετηθεί το νέο σετ, οι υπάρχουσες δοκοί θα πρέπει να είναι επαρκώς στηριγμένες μέσα στο έδαφος πάνω από τον πυρήνα προώθησης (πίσω από το μέτωπο οι δοκοί στηρίζονται πάνω στα μεταλλικά πλαίσια της προσωρινής υποστήριξης). Το μήκος μπροστά από το μέτωπο για το οποίο μπαίνει η νέα διάταξη δοκών, ουσιαστικά αποτελεί το μήκος υπερκάλυψης των δοκών.

Με σκοπό λοιπόν να γίνει μια διερεύνηση της επίδρασης του μήκους των δοκών στην εξέλιξη των συγκλίσεων και γενικώς στο παραμορφωσιακό καθεστώς της σήραγγας, αλλά και του βέλτιστου μήκους αυτού μετά το οποίο πρέπει να τοποθετηθεί νέο σετ δοκών, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με πεπερασμένο μήκος δοκών (τελείωναν ουσιαστικά στη θέση $\gamma=40\text{m}$). Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η εξέλιξη των συγκλίσεων στέψης ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για βαριές δοκούς ($d=0,159\text{m}$, $t=0,007\text{m}$) σε έδαφος με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$, συνοχή $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$ (Διάγραμμα 6.27) και σε έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$ (Διάγραμμα 6.28).



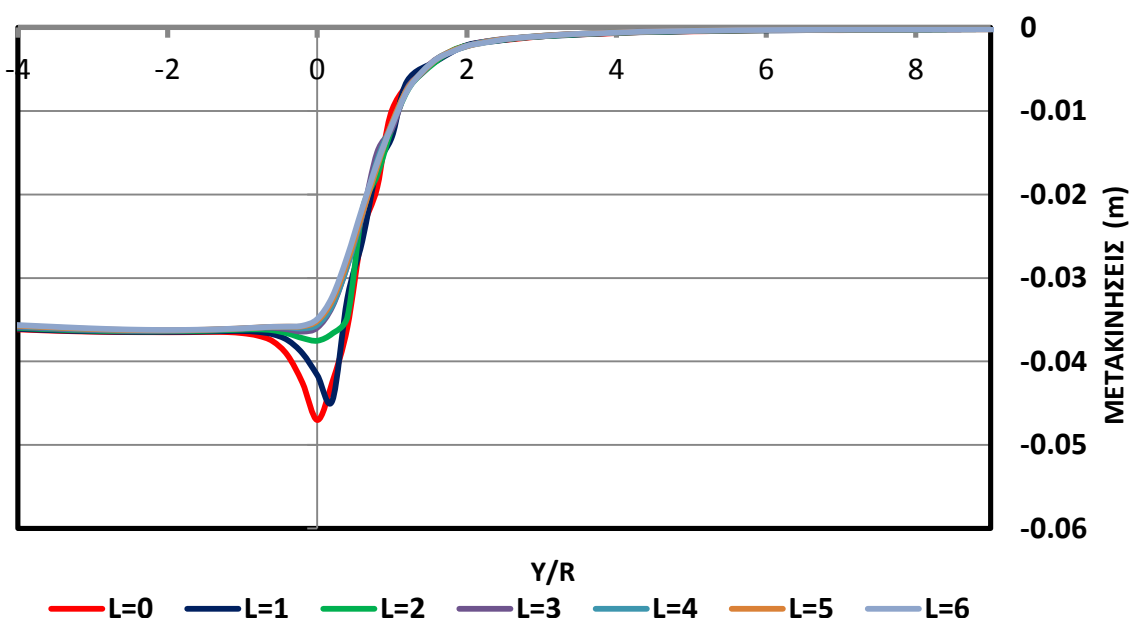
Διάγραμμα 6.27: Εξέλιξη των συγκλίσεων στέψης ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για βαριές δοκούς σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$.



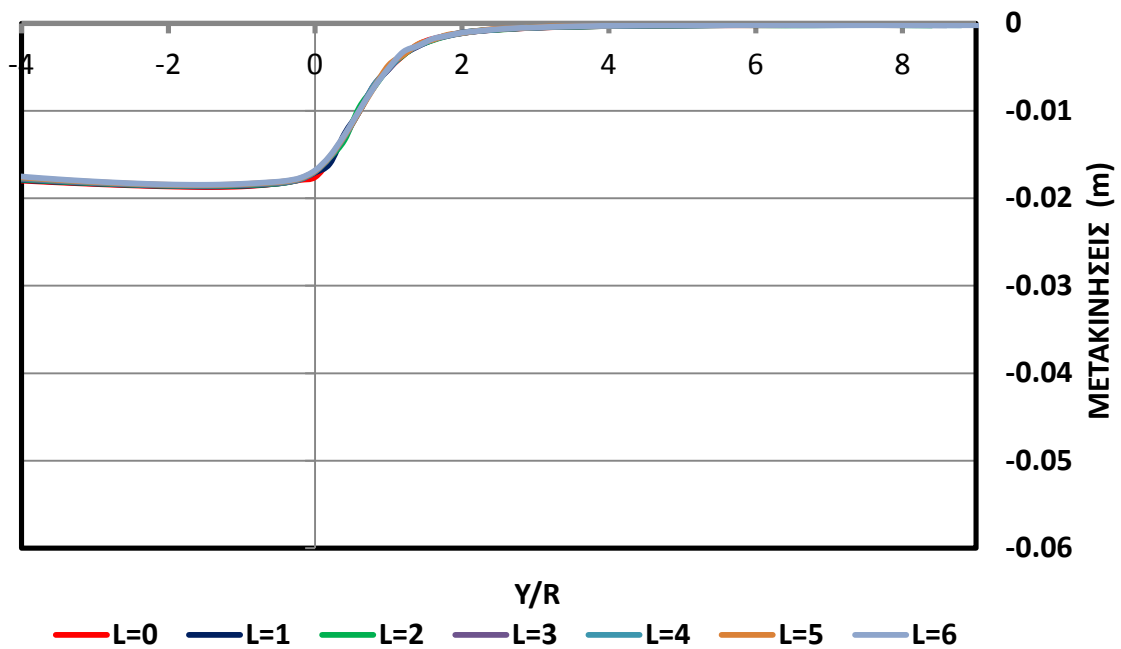
Διάγραμμα 6.28: Εξέλιξη των συγκλίσεων στέψης ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για βαριές δοκούς σε έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.

Και από τα δύο παραπάνω διαγράμματα φαίνεται ότι οι συγκλίσεις αρχίζουν να ισορροπούν όταν το υπολειπόμενο μήκος των δοκών μπροστά από το μέτωπο είναι $L=3\text{m}$ και οπότε για μεγαλύτερο μήκος από αυτό οι συγκλίσεις σταθεροποιούνται και αρχίζουν να ταυτίζονται με αυτές για την περίπτωση των δοκών πολύ μεγάλου μήκους. Για μήκος

δοκών μπροστά από το μέτωπο μικρότερο από το κρίσιμο ($L=3\text{m}$) οι συγκλίσεις παρουσιάζουν μια αισθητή αύξηση μπροστά από το μέτωπο, η οποία είναι πιο εμφανής στην περίπτωση του εδάφους με γωνία τριβής $\phi=35^\circ$. Ο λόγος που έγιναν τα παραπάνω διαγράμματα για βαριές δοκούς προπορείας είναι ότι για το συγκεκριμένο τύπο δοκού είναι εμφανέστερη η διαφορά των συγκλίσεων όταν το μήκος των δοκών μπροστά από το μέτωπο είναι μηδενικό (ουσιαστικά ανυποστήρικτο μέτωπο) και όταν είναι ίσο με το κρίσιμο, σε σχέση με τις αντίστοιχες συγκλίσεις για τις ελαφριές δοκούς. Και αυτό είναι λογικό καθώς για τις βαριές δοκούς παρατηρείται μεγαλύτερη μείωση συγκλίσεων. Ενδεικτικά όμως στο Διάγραμμα 6.29 παρακάτω, απεικονίζεται η εξέλιξη των καθιζήσεων για το έδαφος με γωνία $\phi=35^\circ$ για ελαφριές δοκούς ενώ στο Διάγραμμα 6.30 και πάλι η εξέλιξη των καθιζήσεων για το ίδιο έδαφος με βαριές δοκούς όμως, αλλά και με μέτωπο ενισχυμένο με 19 αγκύρια fiberglass.



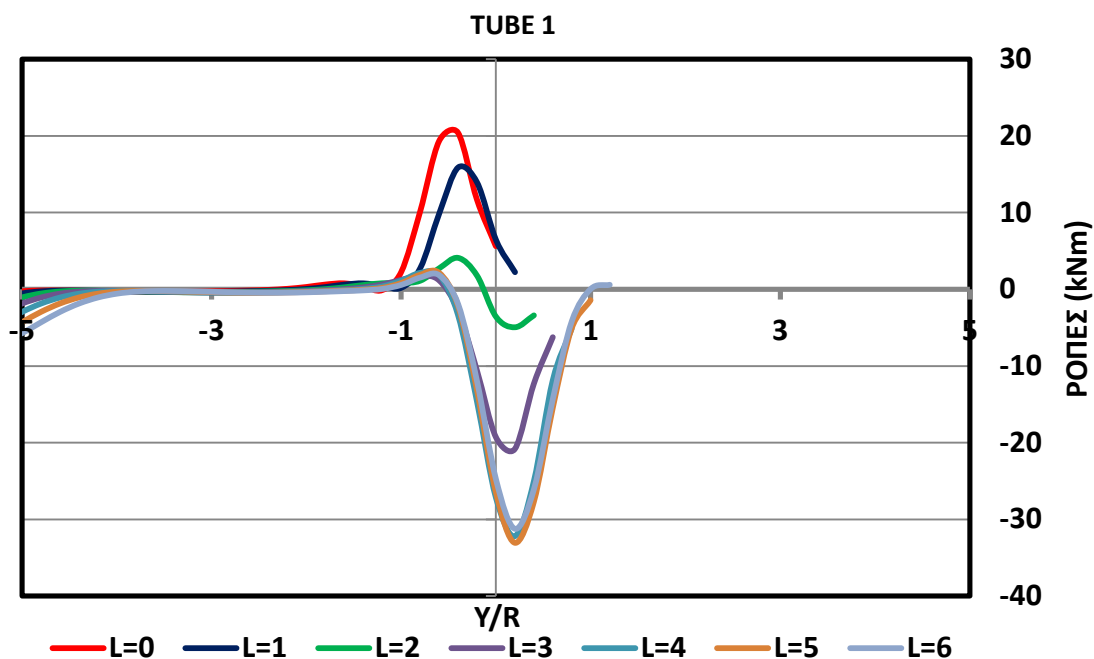
Διάγραμμα 6.29: Εξέλιξη των συγκλίσεων στέψης ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για ελαφριές δοκούς σε έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.



Διάγραμμα 6.30: Εξέλιξη των συγκλίσεων στέψης ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για βαριές δοκούς με 19 αγκύρια σε έδαφος με $\phi=35^\circ$, $c=14\text{kPa}$ και $K=0,5$.

Και για την περίπτωση λοιπόν των ελαφριών δοκών το κρίσιμο μήκος μπροστά από το μέτωπο είναι $L=3\text{m}$, όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 6.29. Στην περίπτωση τώρα που χρησιμοποιηθούν αγκύρια μετώπου, το μήκος των δοκών δεν φαίνεται να επηρεάζει καθόλου την εξέλιξη των καθιζήσεων, γεγονός που δηλώνει ότι τα αγκύρια συνεισφέρουν σε συντριπτικό ποσοστό στη μείωση των συγκλίσεων στέψης σε σχέση με τις δοκούς προπορείας.

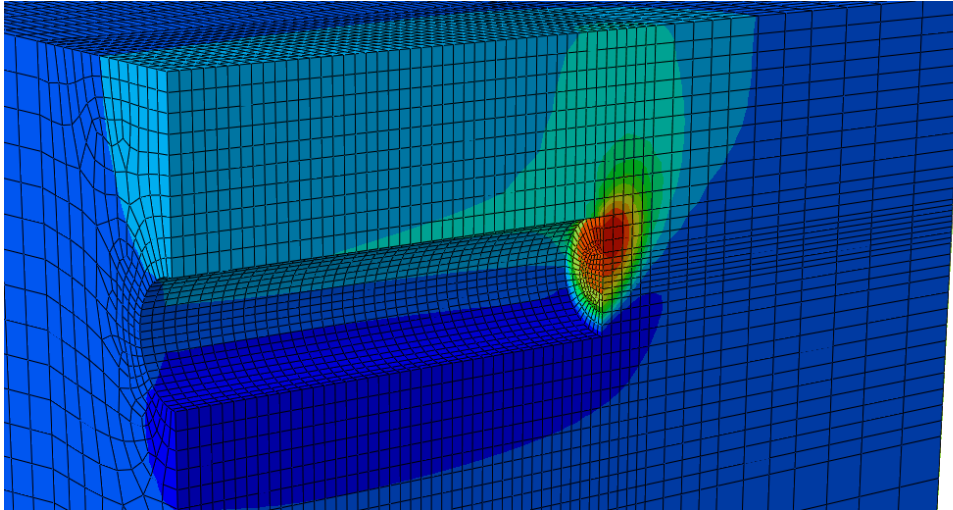
Τέλος στο Διάγραμμα 6.31 παρακάτω απεικονίζονται οι ροπές που δρουν πάνω στις δοκούς ανάλογα με το μήκος τους μπροστά από το μέτωπο. Παρατηρείται ότι αυτές οι ροπές ισορροπούν για μήκος δοκού ίσο με $L=4\text{m}$ (περίπου ίδιο με την περίπτωση των συγκλίσεων) και μετά από αυτό το μήκος αποκτούν την κατανομή των ροπών που αντιστοιχεί στις δοκούς μεγάλου μήκους. Να σημειωθεί ότι για κανένα μήκος δοκού μικρότερο από το κρίσιμο των τεσσάρων μέτρων, οι δρώσες ροπές δεν υπερβαίνουν την ελαστική αντοχή των δοκών και μάλιστα και τη μέγιστη ροπή που παρατηρείται για δοκούς μεγάλου μήκους. Οπότε αυτό σημαίνει ότι ως μοναδικό κριτήριο για την επιλογή του κρίσιμου μήκους των δοκών λαμβάνονται υπόψιν οι συγκλίσεις στέψης. Αυτό για λόγους ασφαλείας ορίζεται στα 4 μέτρα, δηλαδή ένα μέτρο παραπάνω από το $L_{cr}=3\text{m}$ μετά από το οποίο αρχίζουν να ισορροπούν οι συγκλίσεις.



Διάγραμμα 6.31: Εξέλιξη και κατανομή των ροπών ανάλογα με το διαθέσιμο μήκος δοκού μπροστά από το μέτωπο, για βαριές δοκούς σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=20\text{kPa}$ και $K=0,5$.

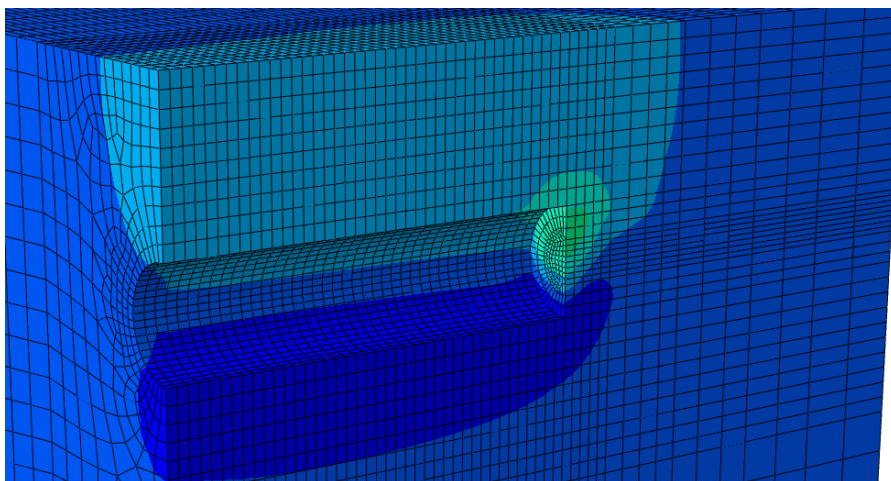
6.6 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΔΟΚΩΝ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΣΕ ΜΕΤΩΠΟ ΜΕ ΚΟΝΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ

Για να προσδιοριστεί επ' ακριβώς ο μηχανισμός και ο τρόπος αστοχίας της αβαθούς σήραγγας που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία, πραγματοποιήθηκε μια ανάλυση σε έδαφος με γωνία τριβής $\phi=25^\circ$, συνοχή $c=17\text{kPa}$, $K=0,5$, χωρίς δοκούς προπορείας και με αγκύρια μετώπου πεπερασμένου μήκους (συγκεκριμένα το μήκος τους τελειώνει στη θέση $y=40\text{m}$). Στην Εικόνα 6.1 απεικονίζονται οι κατακόρυφες μετακινήσεις στο μοντέλο προσομοίωσης με τον μηχανισμό αστοχίας να είναι εμφανής, όταν το μέτωπο έχει φτάσει στη θέση $y=40\text{m}$ που είναι και το σημείο μέχρι το οποίο εκτίνονται τα αγκύρια. Πρόκειται για αστοχία τύπου “καμινάδας” ή και οι οποία εκδηλώνεται με μεγάλες κατακόρυφες μετακινήσεις που ξεκινούν από τον πυθμένα της σήραγγας πίσω από το μέτωπο, φτάνοντας μέχρι την επιφάνεια του εδάφους προκαλώντας σημαντικές καθιζήσεις. Θα μπορούσε να ειπωθεί ότι η αστοχία όπως αυτή απεικονίζεται στην εικόνα 6.1 θυμίζει τον μηχανισμό αστοχίας κατά Kovaří-Anagnostou που έχει αναφερθεί παραπάνω και που είναι και αυτή τύπου σιλό.



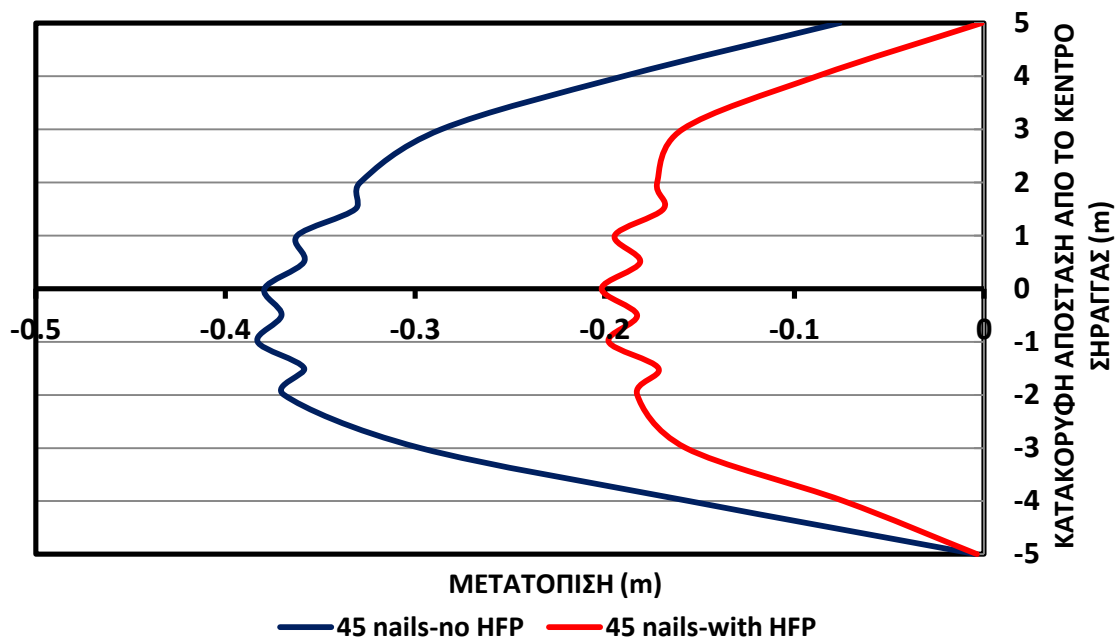
Εικόνα 6.1: Κατακόρυφες μετακινήσεις σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$ για σήραγγα ενισχυμένη με 45 αγκύρια πεπερασμένου μήκους (μέχρι $\gamma=40\text{m}$).

Για να προσδιοριστεί η επίδραση των δοκών προπορείας στην μείωση των κατακόρυφων μετακινήσεων αλλά και το κατά πόσο μπορούν να αποτρέψουν μια αστοχία τέτοιας μορφής (όταν το μήκος των αγκυρίων δεν είναι επαρκές), πραγματοποιήθηκε μια συμπληρωματική ανάλυση για το ίδιο έδαφος και με τα ίδια αγκύρια πεπερασμένου μήκους αλλά και με χρήση δοκών προπορείας βαρέως τύπου. Στην Εικόνα 6.2 παρακάτω, είναι εμφανής η δραστική μείωση των κατακόρυφων μετακινήσεων ενώ και η αστοχία φαίνεται να έχει αποφευχθεί. Σε κάθε περίπτωση πάντως και αν συμβαίνει αστοχία κοντά στο μέτωπο της σήραγγας, αυτή δεν επεκτείνεται ως την επιφάνεια του εδάφους όπως έγινε στην περίπτωση χωρίς τις δοκούς προπορείας.

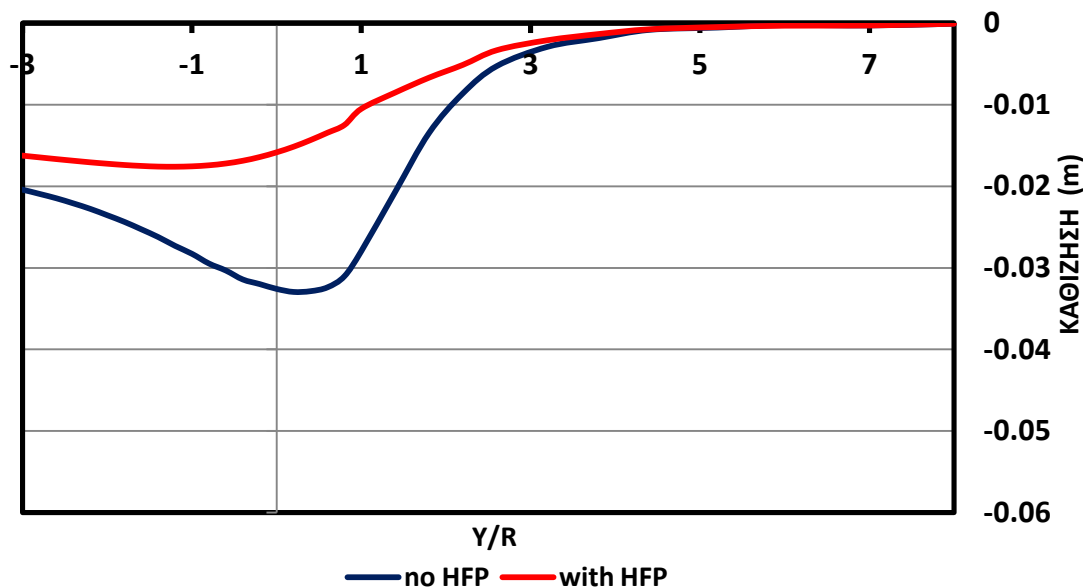


Εικόνα 6.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$ για σήραγγα ενισχυμένη με 45 αγκύρια πεπερασμένου μήκους (μέχρι $\gamma=40\text{m}$) και βαριές δοκούς προπορείας.

Τέλος στα διαγράμματα 6.32 και 6.33 συγκρίνονται οι επιφανειακές καθιζήσεις και τα προφίλ των εξωθήσεων αντίστοιχα για τις περιπτώσεις με και χωρίς δοκούς προπορείας.



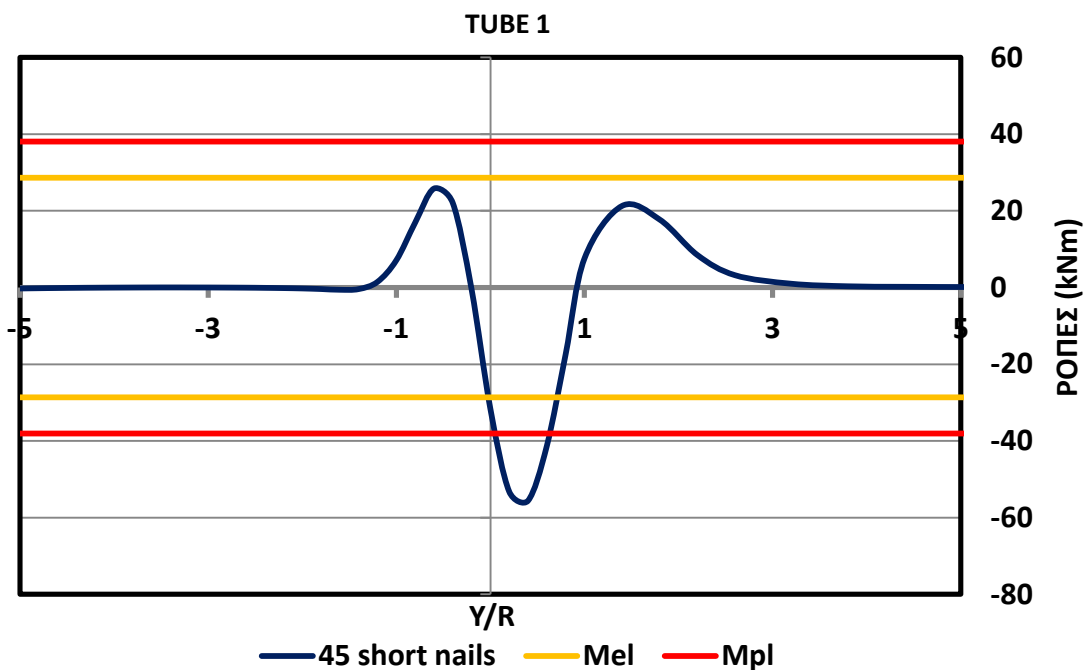
Διάγραμμα 6.32: Προφίλ εξωθήσεων (στη θέση $\gamma=40\text{m}$) για μέτωπο με 45 αγκύρια πεπερασμένου μήκους (μέχρι $\gamma=40\text{m}$) με και χωρίς δοκούς προπορείας, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$.



Διάγραμμα 6.33: Επιφανειακές καθιζήσεις για μέτωπο με 45 αγκύρια πεπερασμένου μήκους (μέχρι $\gamma=40\text{m}$) με και χωρίς δοκούς προπορείας, σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$.

Παρατηρείται λοιπόν από τα παραπάνω διαγράμματα ότι οι δοκοί προπορείας μπορούν να λειτουργήσουν ευεργετικά στην περίπτωση που η εκσκαφή φτάσει στο πέρας του μήκους των αγκυρίων, και να κρατήσει τις μετακινήσεις του μετώπου και τις

επιφανειακές καθιζήσεις σε ανεκτά επίπεδα, αποτρέποντας έτσι σε μεγάλο βαθμό την αστοχία του μετώπου και τις ζημιές σε παρακείμενες επιφανειακές κατασκευές. Πρακτικά βέβαια κατά την κατασκευή μιας σήραγγας έχει εκτιμηθεί για ποιο μήκος αγκυρίων μπροστά από το μέτωπο είναι αναγκαίο να τοποθετηθεί μια νέα διάταξη αυτών, οπότε καταστάσεις σαν αυτήν που περιγράφεται παραπάνω δεν επιτυγχάνονται ποτέ εσκεμμένα. Ούτως ή αλλιώς όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 6.34 οι ροπές που θα αναπτύσσονταν σε μια τέτοια περίπτωση (όπου η εκσκαφή θα έφτανε ως το πέρας των αγκυρίων) θα ξεπερνούσαν κατά πολύ την αντοχή των δοκών (ελαστική και πλαστική). Παρόλα αυτά όμως σε περίπτωση που στα τελευταία μέτρα των αγκυρίων το έδαφος είναι χειρότερο από αυτό που είχε προβλεφθεί αρχικά, ή για κάποιο λόγο τα αγκύρια δεν λειτουργήσουν αναμενόμενα, η παρουσία των δοκών ίσως λειτουργήσει αποτρεπτικά όσον αφορά την αστοχία και σίγουρα θα κρατήσει τις μετακινήσεις σε χαμηλότερα επίπεδα.



Διάγραμμα 6.34: Κατανομή ροπών σε δοκό βαρέως τύπου για μέτωπο ενισχυμένο με αγκύρια πεπερασμένου μήκους (έως $\gamma=40\text{m}$) σε έδαφος με $\phi=25^\circ$, $c=17\text{kPa}$ και $K=0,5$.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται διερεύνηση της επίδρασης των δοκών προπορείας στην ευστάθεια του μετώπου αβαθούς σήραγγας που διανοίγεται με ολομέτωπη κοπή, και του τρόπου με τον οποίο αυτές αλληλεπιδρούν με τα αγκύρια μετώπου fiberglass. Πιο συγκεκριμένα μελετάται το κατά πόσο περιορίζονται οι μετακινήσεις της στέψης της σήραγγας, της επιφάνειας του εδάφους αλλά και του μετώπου εκσκαφής, καθιστώντας το πιο ευσταθές, συγκρίνοντας τις περιπτώσεις τριών κυρίως ειδών εδάφους. Ένα έδαφος όπου το μέτωπο μπορεί να χαρακτηριστεί σαφώς ευσταθές ακόμα και για ανυποστήρικτη σήραγγα, ένα έδαφος με οριακά ευσταθές μέτωπο και τέλος ένα έδαφος για το οποίο το μέτωπο είναι εντελώς ασταθές (ουσιαστικά η σήραγγα καταρρέει χωρίς ενίσχυση του μετώπου). Επίσης διερευνάται το κατά πόσο ο συνδυασμός των δύο αυτών μέτρων υποστήριξης μπορεί να μειώσει τα εντατικά μεγέθη σε αυτά, κάτω από το όριο διαρροής τους.

Πιο συγκεκριμένα, τα συμπεράσματα που εξάγονται από την ανάλυση των αποτελεσμάτων της παρούσας εργασίας είναι τα εξής:

- Οι δοκοί προπορείας όταν χρησιμοποιούνται μεμονωμένα, έχουν καλύτερο αποτέλεσμα για μεγάλες γωνίες τριβής (καλύτερης ποιότητας εδάφη-μέτωπο ευσταθές και χωρίς μέτρα υποστήριξης) όπου μειώνουν τις συγκλίσεις στέψης και τις επιφανειακές καθιζήσεις σε αρκετά μεγάλο ποσοστό (μεγαλύτερο από 50%) ενώ μειώνουν και τις συγκλίσεις σε ικανοποιητικό βαθμό. Για μικρότερες γωνίες τριβής (όπως στην περίπτωση του οριακά ευσταθούς μετώπου) όμως η επίδραση τους μειώνεται μη προσφέροντας κάτι αξιόλογο στην ευστάθεια του μετώπου ενώ για ακόμα χειρότερα εδάφη με μικρότερη συνοχή (και πλήρως ασταθές μέτωπο) οι δοκοί δεν προσφέρουν απολύτως τίποτα με κίνδυνο ακόμα και την κατάρρευση της σήραγγας
- Για τα συγκεκριμένα εδάφη τα οποία μελετήθηκαν δεν παρατηρήθηκαν αξιόλογες διαφορές όσον αφορά στον περιορισμό των μετακινήσεων, για τις δύο τυπικές ακαμψίες δοκού που χρησιμοποιήθηκαν ($1127,3 \text{ kNm}^2/\text{m}$ και $3224,7 \text{ kNm}^2/\text{m}$).
- Τα αγκύρια μετώπου fiberglass έχουν άκρως θετική επίδραση στην ευστάθεια του μετώπου για εδάφη με σχετικά καλά χαρακτηριστικά (για ευσταθές μέτωπο και για μετρίως ευσταθές μέτωπο χωρίς υποστήριξη) με την συνεισφορά τους να αυξάνεται όσο αυξάνεται η γωνία τριβής. Την ίδια θετική επίδραση έχουν και στον περιορισμό των συγκλίσεων στέψης και των επιφανειακών καθιζήσεων με την επιρροή τους να αυξάνεται όσο αυξάνεται και η γωνία τριβής.
- Όσο αυξάνεται η γωνία τριβής του εκάστοτε εδάφους (από τα εδάφη που χρησιμοποιήθηκαν), δεν διαφοροποιούνται σημαντικά οι μετακινήσεις για τις διάφορες διατάξεις αγκυρίων. Αυτό σημαίνει ότι μια αραιή διάταξη έχει το ίδιο αποτέλεσμα με μια πυκνή. Αυτό αλλάζει όσο μειώνεται η γωνία τριβής και γενικώς τα χαρακτηριστικά του εδάφους με το μέτωπο να γίνεται πιο ασταθές,

χωρίς υποστήριξη, φτάνοντας ως το έδαφος με το πλήρως ασταθές μέτωπο όπου απαιτείται πυκνότερη διάταξη για τη βελτιστοποίηση του σχεδιασμού, καθώς οι αραιότερες αδυνατούν να αποτρέψουν την αστοχία ή τις υπερβολικές μετακινήσεις.

- Οι δοκοί προπορείας παρουσιάζουν ιδιαίτερη ευαισθησία στις μεταβολές της αντοχής του εδάφους όσον αφορά στις αναπτυσσόμενες σε αυτές ροπές με αποτέλεσμα με μια μικρή μείωση της συνοχής οι δρώσες ροπές να αυξάνονται απότομα ξεπερνώντας ενδεχομένως την ελαστική ροπή αντοχής τους. Στην περίπτωση του οριακά ευσταθούς μετώπου αυτό το φαινόμενο μπορεί να αντιμετωπιστεί εγκαθιστώντας μια αραιή διάταξη αγκυρίων στο μέτωπο. Αυτό θα έχει ως αποτέλεσμα οι δρώσες ροπές να ισορροπούν και να μην μεταβάλλονται απότομα με μικρές μεταβολές της συνοχής.
- Μάλιστα για την περίπτωση του οριακά ευσταθούς μετώπου, μειώνοντας περαιτέρω την συνοχή οι ροπές στις δοκούς όταν χρησιμοποιούνται μεμονωμένα, αυξάνονται σε τέτοιο βαθμό που ξεπερνούν κατά πολύ τις ελαστικές ροπές αντοχής των τυπικών δοκών που χρησιμοποιούνται ενώ αυξάνοντας την ακαμψία τους δεν μπορεί να επιτευχθεί κάποια για την οποία οι δρώσες ροπές να μην ξεπερνάνε την ελαστική ροπή αντοχής τους (τουλάχιστον για τις ακαμψίες που είναι κατασκευαστικά εφικτές). Οπότε κρίνεται αναγκαία σε αυτές τις περιπτώσεις η εγκατάσταση αγκυρίων μετώπου και για την εξισορρόπηση των ροπών και των μετακινήσεων, όχι μόνο για την ενίσχυση της ευστάθειας.
- Μεγάλη ευαισθησία επίσης παρουσιάζουν οι δοκοί και στην μεταβολή του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων, K , με τις δρώσες ροπές να αυξάνονται με αύξηση του συντελεστή. Ακόμα και για το καλής ποιότητας έδαφος με το ευσταθές μέτωπο, μια αύξηση του συντελεστή K (από $K=0,5$ σε $K=1,0$) αυξάνει τις ροπές στις δοκούς προπορείας (όταν αυτές χρησιμοποιούνται μεμονωμένα) πάνω από την ελαστική ροπή αντοχής τους, με αποτέλεσμα να απαιτείται η χρήση και σε αυτήν την περίπτωση μιας αραιής διάταξης αγκυρίων ώστε οι ροπές να πέσουν κάτω από την τιμή αντοχής.
- Με αύξηση του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων, K , αυξάνονται και οι εξωθήσεις μετώπου για όλες τις περιπτώσεις εδάφους που έγιναν δοκιμές με μεταβαλλόμενο συντελεστή K , με την διαφορά στις εξωθήσεις να μειώνεται με χρήση αγκυρίων.
- Όσο μειώνεται η η ποιότητα του εδάφους και η ευστάθεια του μετώπου καθίσταται πιο επισφαλής, οι δοκοί προπορείας συνεισφέρουν όλο και λιγότερο στη μείωση των παραμορφώσεων όταν χρησιμοποιούνται σε συνδυασμό με αγκύρια. Οπότε ο ρόλος τους περιορίζεται στην προστασία από βαρυτικές αστοχίες, την μείωση των κατακόρυφων τάσεων στον πυρήνα προώθησης και στην αποτροπή της εξέλιξης της αστοχίας μέχρι την επιφάνεια σε περίπτωση που αυτή συμβεί λόγω κακής εκτίμησης των γεωτεχνικών συνθηκών.

- Οι αβεβαιότητες, που ενέχει η διάνοιξη μιας σήραγγας, ως προς τις γεωλογικές συνθήκες που θα επικρατούν και τα χαρακτηριστικά του εκάστοτε εδάφους, θα πρέπει να λαμβάνονται σοβαρά υπόψη και να έχουν προβλεφθεί ως ένα βαθμό στο σχεδιασμό ώστε φαινόμενα όπως αυτά που περιγράφονται παραπάνω (όπως είναι οι μεταβολές στη συνοχή, τη γωνία τριβής και το συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων) να μην προκαλούν υπέρμετρες παραμορφώσεις και αστοχίες στα μέτρα υποστήριξης.
- Το βέλτιστο μήκος δοκών μπροστά από το μέτωπο προσδιορίστηκε στα 4 μέτρα, για όλους τους τύπους εδάφους και δοκών με πεπερασμένο μήκος για τις οποίες έγιναν αναλύσεις. Το βέλτιστο μήκος δοκών καταδεικνύει τη θέση στην οποία θα πρέπει να τοποθετηθεί η επόμενη ομπρέλα προπορείας. Αυτό το μήκος προσδιορίστηκε με βάση το μήκος για το οποίο οι συγκλίσεις στέψης ισορροπούν σε μια σταθερή τιμή. Οι ροπές αρχίζουν να ισορροπούν και αυτές για κρίσιμο μήκος ίσο με 4 μέτρα στην περίπτωση του μετρίου εδάφους χωρίς αγκύρια. Λόγω όμως του ότι οι ροπές για μικρότερο μήκος έχουν τιμή μικρότερη από την τιμή στην ισορροπία, προκύπτει ότι το κρίσιμο μέγεθος για την διαστασιολόγηση του μήκους τους είναι οι συγκλίσεις στέψης.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία λοιπόν γίνεται μια πρώτη διερεύνηση της επίδρασης των δοκών προπορείας στην ευστάθεια του μετώπου και στον τρόπο με τον οποίο αυτές αλληλεπιδρούν με τα αγκύρια μετώπου fiberglass, για διάφορες γεωτεχνικές συνθήκες, σε σήραγγα με ύψος υπερκειμένων ίσο με 20 m. Παρόλα αυτά για να δοθεί μια πιο καθαρή εικόνα για την επιρροή των δοκών προπορείας στην ευστάθεια του μετώπου, απαιτείται η πραγματοποίηση μεγαλύτερου αριθμού αναλύσεων για περισσότερες γεωτεχνικές συνθήκες και βάθη σήραγγας, καθώς και διαφορετικούς τρόπους διάνοιξης (σε περισσότερες από μία φάσεις). Διάνοιξη σήραγγας σε μεγαλύτερα βάθη θα ευνοούσε περισσότερο την ανάπτυξη του φαινομένου του θόλου με φυσικό τρόπο αλλά το εντατικό πεδίο θα μεταβαλλόταν με τις τάσεις να αυξάνονται λόγω του βάθους. Αυτό ενδεχομένως να απαιτούσε ένα διαφορετικό συνδυασμό διαφορετικό από αυτόν που πραγματοποιείται για αβαθείς σήραγγες. Οπότε γίνεται κατανοητό ότι απαιτείται μια πολυπαραμετρική διερεύνηση για να προσδιοριστεί επακριβώς η επίδραση των δοκών προπορείας στην ευστάθεια του μετώπου μιας σήραγγας, είτε χρησιμοποιούνται μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό με αγκύρια μετώπου.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Anagnostou G. and Kovari K. (1994) "The Face Stability of Slurry-shield-driven Tunnels", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9, pp. 165-174.
2. Barton N.R., Lien R. and Lunde J. (1974) "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support", *Rock Mechanics*, Vol 6, No 4, pp 189-239.
3. Bieniawski Z.T. (1979) "The geomechanics classification in rock engineering applications", *Proc. 4th Congress Int. Soc. of Rock Mechanics*, Montreux, Vol 2, pp 41-48.
4. Chambon Pierre & Jean-François Cortè (1994) "Shallow Tunnels in Cohesionless Soil: Stability of Tunnel Face" *Journal of Geotechnical Engineering*, 120, pp. 1148-1165.
5. Chungsik Yoo & Hyun-Kang Shin (2002) "Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes—laboratory and numerical investigation", *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 (2003) pp 303–319.
6. Davis, E.H., Gunn, M.J., Mair, R.J. and Seneviratne, H.N., (1980), 'The Stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material', *Geotechnique*, No 4, pp. 397-416.'
7. Hoek Evert and Marinos Paul (2000) "Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses", *Tunnels and Tunnelling International*, Part 1 – November 2000, Part 2 – December 2000.
8. Jong-Ho Shin, Yong-Ki Choi, Oh-Yeob Kwon & Sang-Duk Lee (2006) "Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil", *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (2008) pp 241-250.
9. Juneja A. , Hegde A., Lee F.H., Yeo C.H. (2009) "Centrifuge modelling of tunnel face reinforcement using forepoling", *Tunnelling and Underground Space Technology* 25 (2010) pp 377–381.
10. Kamata Hirohisa and Mashimo Hideto (2003) "Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting", *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 (2003) pp 205–212.
11. Marinos P. and Hoek E. (2000). GSI: a geologically friendly tool for mass strength estimation. *Proceedings of the GeoEng2000 at the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne, Australia, pp. 1422-1446. Lancaster: Technomic publishers.
12. Marinos V., P. Fortsakis, G. Prountzopoulos, P. Marinos, K. Korkaris, K. Mirmiris & D. Papouli, TIAS database: A tunnel information and analysis system, *Proceedings of 11th IAEG Congress*, Auckland, New Zealand, 5-10 September (2010).

13. Ocak Ibrahim (2008). "Control of surface settlements with umbrella arch method in second stage excavations of Istanbul Metro", *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (2008) pp 674-681.
14. Pietro Lunardi (2000) "The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils", *T & T International, ADECO-RS Approach Special supplement*, May 2000.
15. Pietro Lunardi and Renzo Bindi (2004) "The Evolution of Reinforcement of the Advance Core Using Fibre-Glass Elements" *Felsbau*, 22(4), pp. 8-19.
16. Εξαδάχτυλος Γ. & Σταυροπούλου Μ. (2006) "Κατασκευή και Μηχανική των Σηράγγων και των Υπογείων Έργων".
17. Καββαδάς Μ. (2003). "Στοιχεία Εδαφομηχανικής", Ε.Μ.Π., Αθήνα.
18. Καββαδάς Μ. (2004). "Ανάλυση της διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων με καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης". Σημειώσεις σχεδιασμού υπογείων έργων. Ε.Μ.Π., Αθήνα.
19. Καββαδάς Μ. (2006-2007). "Υπολογιστικές Μέθοδοι Ανάλυσης Υπογείων Έργων", Ε.Μ.Π., Αθήνα.
20. Κουρετζής Βασίλειος (2008), Επιβλέπων Καθηγητής: Μιχαήλ Καββαδάς, Διπλωματική Εργασία: "Διερεύνηση της επίδρασης αγκυρίων fiberglass στην ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής αβαθών σηράγγων".
21. Λαζαρίδη Ε. (2005), " Μέθοδοι Ενίσχυσης Μετώπου Διάνοιξης Σηράγγων ", ΕΜΠ.
22. Μαρίνος Παύλος (2008) "Ειδικά Γεωτεχνικά Έργα-Κεφάλαιο:Σήραγγες", ΕΜΠ.
23. Παπαδόπουλος Β. (2004) "Στοιχεία Μαθήματος Βραχομηχανική-Σήραγγες", ΕΜΠ.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Στα παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες με όλες τις αναλύσεις που διενεργήθηκαν και τα χαρακτηριστικά αυτών. Πιο συγκεκριμένα στον πίνακα (I) φαίνονται οι αναλύσεις για γωνία τριβής ίση με $\phi=35^\circ$ και στους πίνακες (II) και (III) οι αναλύσεις για $\phi=25^\circ$.

ΥΨΟΣ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΩΝ ΣΗΡΑΓΓΑΣ: H=20 m (2D)								
ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ, ϕ (°)	A/A		ΜΕΤΡΑ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΑΚΑΜΨΙΑ ΔΟΚΩΝ	ΣΥΝΟΧΗ, c (kPa)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΩΘΗΣΕΩΝ, K_o	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, E (MPa) (με $\nu=0,3$)	ΓΩΝΙΑ ΔΙΑΣΤΟΛΙΚΟΤΗΤΑΣ δ (°) ($\delta \approx \phi/6$)
35	1		ΑΝΥΠΟΣΤΗΡΙΚΤΟ ΜΕΤΩΠΟ		14	0,5	106	6
	2			0,242 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	3		ΑΓΚΥΡΙΑ FIBREGLASS ΜΟΝΟ	0,331 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	4			0,420 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	5			0,573 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	6		ΜΑΚΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΟΝΟ	1127,3 kNm ² /m	14	0,5	106	6
	7			3224,6 kNm ² /m	14	0,5	106	6
	8			3224,6 kNm ² /m	14	1,0	106	6
	9		ΚΟΝΤΕΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΟΝΟ	1127,3 kNm ² /m	14	0,5	106	6
	10			3224,6 kNm ² /m	14	0,5	106	6
	11		ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,114m, $t=0,007m$	0,242 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	12			0,331 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	13			0,420 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	14			0,573 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	15		ΜΑΚΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ FIBREGLASS	0,242 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	16			0,331 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	17			0,420 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	18			0,573 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6
	19			0,242 αγκύρια/m ²	14	1,0	106	6
	20			0,573 αγκύρια/m ²	14	1,0	106	6
21		ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,114m, $t=0,007$	0,242 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6	
22		ΚΟΝΤΕΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ FIBREGLASS	0,573 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6	
23		ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,159m, $t=0,007m$	0,242 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6	
24			0,573 αγκύρια/m ²	14	0,5	106	6	

Πίνακας I: Χαρακτηριστικά αναλύσεων με γωνία τριβής ίση με $\phi=35^\circ$.

ΥΨΟΣ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΩΝ ΣΗΡΑΓΓΑΣ: H=20 m (2D)								
ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ, ϕ (°)	A/A	ΜΕΤΡΑ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΑΚΑΜΨΙΑ ΔΟΚΩΝ	ΣΥΝΟΧΗ, c (kPa)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΩΘΗΣΕΩΝ, K_o	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, E (MPa) (με $\nu=0,3$)	ΓΩΝΙΑ ΔΙΑΣΤΟΛΙΚΟΤΗΤΑΣ δ (°) ($\delta \approx \phi/6$)	
25	25	ΑΝΥΠΟΣΤΗΡΙΚΤΟ ΜΕΤΩΠΟ		20	0,5	79	4	
	26	ΑΓΚΥΡΙΑ FIBREGLASS ΜΟΝΟ	0,242 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4	
	27		0,331 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4	
	28		0,420 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4	
	29		0,573 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4	
	30		ΜΑΚΡΙΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΟΝΟ	1127,3 kNm ² /m	20	0,5	79	4
	31	3224,6 kNm ² /m		20	0,5	79	4	
	32	3224,6 kNm ² /m		20	1,0	79	4	
	33	ΚΟΝΤΕΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΟΝΟ	1127,3 kNm ² /m	20	0,5	79	4	
	34		3224,6 kNm ² /m	20	0,5	79	4	
	35	ΜΑΚΡΙΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,114m, t=0,007	ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ	0,242 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4
	36		0,331 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4	
	37		0,420 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4	
	38		0,573 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4	
	39		ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,159m, t=0,007m	0,242 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4
	40			0,331 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4
	41			0,420 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4
	42			0,573 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4
	43	0,242 αγκύρια/m ²		20	1,0	79	4	
	44	0,573 αγκύρια/m ²	20	1,0	79	4		
45	ΚΟΝΤΕΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,114m,	ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ	0,242 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4	
46		0,573 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4		
47	ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ FIBREGLASS ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,159m,	0,242 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4		
48		0,573 αγκύρια/m ²	20	0,5	79	4		

Πίνακας II: Χαρακτηριστικά αναλύσεων με γωνία τριβής ίση με $\phi=25^\circ$.

ΥΨΟΣ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΩΝ ΣΗΡΑΓΓΑΣ: H=20 m (2D)								
ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ, ϕ (°)	A/A		ΜΕΤΡΑ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΚΑΙ ΑΚΑΜΨΙΑ ΔΟΚΩΝ	ΣΥΝΟΧΗ, c (kPa)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΩΘΗΣΕΩΝ, K_o	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, E (MPa) (με $\nu=0,3$)	ΓΩΝΙΑ ΔΙΑΣΤΟΛΙΚΟΤΗΤΑΣ δ (°) ($\delta \approx \phi/6$)
25	49	ΜΑΚΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ FIBREGLASS	ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,114m, $t=0,007$	0,242 αγκύρια/m ²	10	0,5	73	4
	50			0,331 αγκύρια/m ²	10	0,5	73	4
	51			0,420 αγκύρια/m ²	10	0,5	73	4
	52			0,573 αγκύρια/m ²	10	0,5	73	4
	53		ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,159m, $t=0,007m$	0,242 αγκύρια/m ²	10	0,5	73	4
	54			0,331 αγκύρια/m ²	10	0,5	73	4
	55			0,420 αγκύρια/m ²	10	0,5	73	4
	56			0,573 αγκύρια/m ²	10	0,5	73	4
	57	ΜΑΚΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΟΝΟ	26306,8 kNm ² /m	17	0,5	77	4	
	58		8380,2 kNm ² /m	17	0,5	77	4	
	59		8380,2 kNm ² /m	18	0,5	77	4	
	60	ΜΑΚΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΑΓΚΥΡΙΑ FIBREGLASS	ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,370m, $t=0,007m$	0,242 αγκύρια/m ²	17	0,5	77	4
	61			0,573 αγκύρια/m ²	17	0,5	77	4
	62		ΔΟΚΟΙ ΠΡΟΠΟΡΕΙΑΣ ΜΕ ΔΙΑΜΕΤΡΟ D=0,230m, $t=0,01m$	0,242 αγκύρια/m ²	17	0,5	77	4
63	ΚΟΝΤΑ ΑΓΚΥΡΙΑ FIBREGLASS	ΔΟΚΟΙ ΜΕ D=0,159, $t=0,007m$	0,573 αγκύρια/m ²	17	0,5	79	4	
64		-	-	17	0,5	79	4	

Πίνακας III: Χαρακτηριστικά αναλύσεων με γωνία τριβής ίση με $\phi=25^\circ$.