

# **Αριθμητική ανάλυση της αντιστήριξης της βαθιάς εκσκαφής του Σταθμού του Μετρό της Αθήνας «Αγία Μαρίνα»**

---

Διπλωματική εργασία

Αντώνης Μαυριτσάκης

Επιβλέπων καθηγητής:

Μ. Καββαδάς, Αναπλ.

Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Ευχαριστώ τον καθηγητή Μ. Καββαδά και την ομάδα  
του για την βοήθεια και την καθοδήγηση, την  
οικογένεια και τους φίλους για την υποστήριξη  
καθ' όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Κατάλογος Περιεχομένων

1	Εισαγωγή .....	1
1.1	Γενικά.....	1
1.2	Έργα προς περαίωση.....	2
1.3	Ο Αθηναϊκός Σχιστόλιθος στην μελετώμενη περιοχή.....	2
1.4	Διαδικασία εκπόνησης μελέτηςσταθμού.....	6
2	Θεωρητικά στοιχεία .....	7
2.1	Δοκιμές.....	7
2.1.1	Βραχώδεις εργαστηριακές δοκιμές.....	7
2.1.2	Εδαφικές εργαστηριακές δοκιμές.....	9
2.1.3	Επί τόπου δοκιμές .....	14
2.2	Εκτίμηση GSI.....	18
2.3	Το Γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown.....	19
2.3.1	Γενικά.....	19
2.3.2	Μετατροπή Hoek-Brown σε Mohr-Coulomb .....	20
2.3.3	Εισροές αλγορίθμου.....	20
2.3.4	Διαδικασία μετατροπής .....	20
2.3.5	Εκροές αλγορίθμου .....	23
2.3.6	Εφαρμογή του Γενικευμένου Κριτηρίου Hoek-Brown στον Αθηναϊκό Σχιστόλιθο.....	24
3	Γεωτεχνική μελέτη σχεδιασμού .....	25
3.1	Γεωτεχνικές τομές σχεδιασμού .....	25
3.1.1	Γενικά.....	25
3.1.2	Σύσταση Γ.Τ.Σ.....	25
3.2	Μέθοδος προσδιορισμού γεωτεχνικών παραμέτρων .....	29
3.2.1	Γενικά.....	29
3.2.2	Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας βραχομάζας .....	31
3.2.3	Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας εδάφους.....	39
3.2.4	Διαπερατότητα .....	39
3.2.5	Υδαταγωγμότητα και συντελεστής εναποθήκευσης .....	39
3.2.6	Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα.....	41
3.2.7	Ειδικό βάρος.....	42
3.2.8	Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων .....	42
3.2.9	Παράμετροι για προσωρινές αγκυρώσεις .....	42
3.2.10	Γωνία τριβής διεπιφάνειας εδάφους-κατασκευής.....	43

## Περιεχόμενα

3.2.11	Γεωτεχνικές Παράμετροι Σχεδιασμού Ανά Στρώμα .....	43
3.3	Εκτίμηση συνεπειών του καταβιβασμού του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα .....	48
3.3.1	Γενικά.....	48
3.3.2	Εκτίμηση ακτίνας επιρροής λόγω ταπείνωσης του υδροφόρου ορίζοντα .....	48
3.3.3	Εκτίμηση καθιζήσεων λόγω ταπείνωσης του υπογείου ορίζοντα .....	48
3.3.4	Εκτίμηση παροχής αντλήσεων και ταπείνωσης υπογείου ορίζοντα .....	49
3.3.5	Υπολογισμός παραμέτρων .....	49
3.3.6	Εφαρμογή .....	50
4	Αριθμητικές αναλύσεις .....	53
4.1	Εισαγωγή .....	53
4.2	Προσομοίωση αντιστήριξης στο Phase2 8.0.....	54
4.2.1	Γεωμετρικά στοιχεία του μοντέλου .....	54
4.2.2	Ιδιότητες υλικών.....	55
4.2.3	Τοίχος αντιστήριξης.....	55
4.2.4	Αγκύρια.....	56
4.2.5	Φορτίσεις.....	57
4.2.6	Συνοριακές συνθήκες .....	57
4.2.7	Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής .....	59
4.3	Αποτελέσματα βασικής ανάλυσης αναφοράς.....	60
4.3.1	Ξηρές συνθήκες .....	60
4.3.2	Στραγγιζόμενες συνθήκες.....	68
4.4	Πρώτη παραμετρική διερεύνηση: Αύξηση SRF.....	78
4.4.1	Ξηρές συνθήκες-Αύξηση SRF.....	78
4.4.2	Στραγγιζόμενες συνθήκες-Αύξηση SRF .....	88
4.5	Δεύτερη παραμετρική διερεύνηση: Μείωση παραμέτρων αντοχής σχηματισμού "Βράχος Γ" .....	95
4.5.1	Παρουσίαση αποτελεσμάτων για γωνία τριβής στο 30% της αρχικής τιμής .....	101
4.5.2	Περιγραφή των αποτελεσμάτων για μείωση της συνοχής στο 20% της αρχικής τιμής .....	102
4.6	Τρίτη παραμετρική διερεύνηση: Ασθενής Σχιστόλιθος .....	104
4.6.1	Λύση Α .....	105
4.6.2	Λύση Β .....	107
5	Συμπεράσματα .....	110
5.1	Συμπεράσματα βασικής ανάλυσης αναφοράς .....	110
5.2	Συμπεράσματα πρώτης παραμετρικής διερεύνησης .....	113
5.3	Συμπεράσματα δεύτερης παραμετρικής διερεύνησης .....	115

## Περιεχόμενα

---

5.4	Συμπεράσματα τρίτης παραμετρικής διερεύνησης.....	116
5.5	Τελικά συμπεράσματα .....	117
6	Παράρτημα.....	I
6.1	Παράρτημα Α: Επεξεργασία αποτελεσμάτων δοκιμών .....	I
6.1.1	Δοκιμές αντοχής .....	I
6.1.2	Δοκιμές διαπερατότητας πίπτοντος φορτίου (Maag).....	IX
6.1.3	Κοκκομετρικές καμπύλες .....	XXIV
6.2	Παράρτημα Β: Εξέλιξη εκσκαφής ανά στάδιο στην βασική ανάλυση αναφοράς .....	XXXII
6.2.1	Ξηρές συνθήκες .....	XXXII
6.2.2	Στραγγιζόμενες συνθήκες.....	XXXVII

Κατάλογος Εικόνων

Εικόνα 1.1 Τυπική μετάβαση από την ανώτερη (τεφροπράσινο χρώμα) στην κατώτερη (κυανότεφρο χρώμα) ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστόλιθου (Α) .....	3
Εικόνα 1.2 Τυπική μετάβαση από την ανώτερη (τεφροπράσινο χρώμα) στην κατώτερη (κυανότεφρο χρώμα) ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστόλιθου (Β) .....	4
Εικόνα 1.3 Τυπική μετάβαση από την ανώτερη (τεφροπράσινο χρώμα) στην κατώτερη (κυανότεφρο χρώμα) ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστόλιθου (Γ).....	5
Εικόνα 2.1: Συντελεστής k κατά Tsiambaos-Sambatakakis.....	8
Εικόνα 2.2: Συσκευή Δοκιμής Θλίψης κατά Γενέτειρα .....	9
Εικόνα 2.3: Αραιόμετρο.....	12
Εικόνα 2.4: Συσκευή Casagrande .....	13
Εικόνα 2.5: Εκτέλεση Πρότυπης Δοκιμής Διείσδυσης .....	14
Εικόνα 2.6: Παρουσίαση στοιχείων δοκιμής Μεταβλητού Φορτίου.....	15
Εικόνα 2.7: Ερμηνεία αποτελεσμάτων Δοκιμής Lugeon.....	16
Εικόνα 2.8: Διάταξη εκτέλεσης Δοκιμής Lugeon.....	17
Εικόνα 2.9: Εκτίμηση κλίμακας έργου στον προσδιορισμό GSI.....	18
Εικόνα 2.10: Παράδειγμα ολικής αντοχής βραχομάζας .....	23
Εικόνα 4.1: Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων στο τελικό στάδιο εκσκαφής .....	55
Εικόνα 4.2: Στατικές συνοριακές συνθήκες προσομοιώματος.....	58
Εικόνα 4.3: Υδραυλικές συνοριακές συνθήκες προσομοιώματος.....	58
Εικόνα 4.4: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων .....	60
Εικόνα 4.5: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων .....	61
Εικόνα 4.6: Κατανομή των καθιζήσεων.....	61
Εικόνα 4.7: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων για $SRF=3,12$ .....	62
Εικόνα 4.8: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων για $SRF=3,13$ .....	63
Εικόνα 4.9: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για $SRF=3,12$ .....	64
Εικόνα 4.10: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για $SRF=3,13$ .....	64
Εικόνα 4.11: Διάγραμμα καμπτικών ροπών πασσαλότοιχου στο τελικό στάδιο εκσκαφής .....	66
Εικόνα 4.12: Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τελικό στάδιο εκσκαφής.....	67
Εικόνα 4.13: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων .....	68
Εικόνα 4.14: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων .....	69
Εικόνα 4.15: Κατανομή των καθιζήσεων .....	69
Εικόνα 4.16: Κατανομή των διανυσμάτων της ροής στο τελικό στάδιο εκσκαφής.....	70
Εικόνα 4.17: Κατανομή της μεταβολής του συνολικού ύψους της ενέργειας ύδατος (από 56,50m σε 34,81m) στο τελικό στάδιο εκσκαφής.....	70
Εικόνα 4.18: Κατανομή της μεταβολής της πίεσης των πόρων (από 0kPa σε 565kPa) στο τελικό στάδιο εκσκαφής.....	71
Εικόνα 4.19: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων για $SRF=2,71$ .....	72
Εικόνα 4.20: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων για $SRF=2,72$ .....	72
Εικόνα 4.21: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για $SRF=2,71$ .....	73
Εικόνα 4.22: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για $SRF=2,72$ .....	73
Εικόνα 4.23: Διάγραμμα καμπτικών ροπών πασσαλότοιχου στο τελικό στάδιο .....	76
Εικόνα 4.24: Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τελικό στάδιο εκσκαφής.....	76

Εικόνα 4.25: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων .....	80
Εικόνα 4.26: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων .....	80
Εικόνα 4.27: Κατανομή των καθιζήσεων .....	81
Εικόνα 4.28: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων .....	81
Εικόνα 4.29: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων .....	82
Εικόνα 4.30: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων .....	82
Εικόνα 4.31: Κατανομή των καθιζήσεων .....	83
Εικόνα 4.32: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων .....	83
Εικόνα 4.33: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων .....	84
Εικόνα 4.34: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων .....	85
Εικόνα 4.35: Κατανομή των καθιζήσεων .....	85
Εικόνα 4.36: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων .....	86
Εικόνα 4.37: Δύναμη αγκυρίων και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων.....	87
Εικόνα 4.38: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων .....	89
Εικόνα 4.39: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων .....	89
Εικόνα 4.40: Κατανομή των καθιζήσεων .....	90
Εικόνα 4.41: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων .....	90
Εικόνα 4.42: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων .....	91
Εικόνα 4.43: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων .....	92
Εικόνα 4.44: Κατανομή των καθιζήσεων .....	92
Εικόνα 4.45: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων .....	93
Εικόνα 4.46: Δύναμη αγκυρίων και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων.....	94
Εικόνα 4.47: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων, για $\phi$ στο 30% (με $\Sigma.Y.O.$ ).....	101
Εικόνα 4.48: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων και δύναμη αγκυρίων για $\phi$ στο 30% (με $\Sigma.Y.O.$ ) .....	101
Εικόνα 4.49: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων, για $c$ στο 20% (με $\Sigma.Y.O.$ ).....	102
Εικόνα 4.50: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων και δύναμη αγκυρίων για $c$ στο 20% (με $\Sigma.Y.O.$ ) .....	103
Εικόνα 4.51: Παραμορφωμένος κάρναβος, δύναμη αγκυρίων και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων (χωρίς $Y.O.$ ).....	105
Εικόνα 4.52: Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τελικό στάδιο εκσκαφής.....	106
Εικόνα 4.53: Παραμορφωμένος κάρναβος, δύναμη αγκυρίων και συνολικές μετακινήσεις (χωρίς $Y.O.$ ) ..	107
Εικόνα 4.54: Παραμορφωμένος κάρναβος, δύναμη αγκυρίων και συνολικές μετακινήσεις (με $Y.O.$ ).....	107
Εικόνα 4.55: Δύναμη αγκυρίων και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για $SRF=1,30$ .....	108
Εικόνα 4.56: Δύναμη αγκυρίων και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για $SRF=1,31$ .....	108
Εικόνα 5.1: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας βάσει συνθηκών προσομοίωσης .....	112
Εικόνα 5.2: Εξέλιξη μετατοπίσεων κατά την αύξηση του $SRF$ για ξηρές συνθήκες.....	113
Εικόνα 5.3: Εξέλιξη μετατοπίσεων κατά την αύξηση του $SRF$ για στραγγιζόμενες συνθήκες .....	114
Εικόνα 5.4: Παράδειγμα αστοχίας κατά Mohr- Coulomb.....	115
Εικόνα 5.5: Σύγκριση συνολικών μετατοπίσεων σε ξηρές συνθήκες ανά λύση.....	116
Εικόνα 5.6: Σύγκριση συνολικών μετατοπίσεων στην λύση B, με $\Sigma.Y.O.$ , για $SRF=1,30$ και $SRF=1,31$ .....	117

**Κατάλογος Πινάκων**

Πίνακας 3.1 Σύστημα Κατάταξης "Κατηγορία Βράχου" .....	30
Πίνακας 3.2: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων βραχωδών δοκιμών αντοχής.....	32
Πίνακας 3.3: Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων βραχωδών δοκιμών αντοχής.....	33
Πίνακας 3.4: Τελικές τιμές αντοχής σχηματισμών.....	35
Πίνακας 3.5: Εκτελούμενα έργα.....	36
Πίνακας 3.6: Απόδοση παραμέτρων αντοχής στους απαντώμενους σχηματισμούς.....	37
Πίνακας 3.7: Απόδοση παραμέτρων παραμορφωσιμότητας στους απαντώμενους σχηματισμούς.....	38
Πίνακας 3.8: Συγκεντρωτικός πίνακας δοκιμών διαπερατότητας.....	40
Πίνακας 3.9: Συγκεντρωτικός πίνακας στοιχείων Σ.Υ.Ο.....	41
Πίνακας 4.1: Στάθμες εκσκαφής στο αριθμητικό προσομοίωμα .....	54
Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικά μεγέθη αγκυριών .....	57
Πίνακας 4.3: Περιγραφή των σταδίων προσομοίωσης της εκσκαφής .....	59
Πίνακας 4.4: Τιμές παραμέτρων αντοχής ανά σχηματισμό και ανά SRF.....	78
Πίνακας 4.5: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων πρώτης παραμετρικής διερεύνησης για ξηρές συνθήκες .....	78
Πίνακας 4.6: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων πρώτης παραμετρικής διερεύνησης για στραγγιζόμενες συνθήκες .....	88
Πίνακας 4.7: Αποτελέσματα των εξεταζόμενων μεγεθών λόγω μείωσης της γωνίας τριβής.....	96
Πίνακας 4.8: Αποτελέσματα εξεταζόμενων μεγεθών λόγω μείωσης της συνοχής .....	97
Πίνακας 4.9: Αποτελέσματα λύσεων Α και Β.....	104
Πίνακας 4.10: Στάθμες αγκυριών για τις λύσεις Α και Β, μήκη αγκυριών και βολβών λύσης Β .....	104
Πίνακας 5.1: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων βασικής ανάλυσης αναφοράς.....	110
Πίνακας 5.2 Συγκεντρωτικός πίνακας μορφής αστοχίας ανά ανάλυση και ανά καθεστώς υδάτων .....	118



# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται την αριθμητική ανάλυση μίας αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής, μεθόδου Cut&Cover, και πιο συγκεκριμένα του σταθμού Μετρό "Χαϊδάρη- Αγία Μαρίνα". Οφείλει να τονισθεί, πως η εργασία περαιώθηκε εν μέρει στα πλαίσια εκπόνησης προγράμματος Πρακτικής Άσκησης μέσω της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π στην εταιρία "ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε.". Η εταιρία παρείχε πρόσβαση σε δεδομένα μετρήσεων, δοκιμών και γεωτρήσεων που αφορούσαν τον σχεδιασμό του έργου, καθώς και σε τεύχη της μελέτης του. Συνεπώς, η εργασία αφενός αντικατοπτρίζει τις πραγματικές συνθήκες κατασκευής του έργου, αφετέρου, ακολουθεί ως προς τον αρχικό σχεδιασμό την μελέτη, επαληθεύοντας τα αποτελέσματά της, και έπειτα, επιχειρεί να ερμηνεύσει του παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια της αντιστήριξης, καθώς και να ιεραρχήσει την συμβολή τους.

Η εργασία χωρίζεται σε δύο μέρη: το προκαταρκτικό (κεφάλαια 2, 3), που στοχεύει στην συλλογή και ερμηνεία στοιχείων ώστε να αποδώσει αντιπροσωπευτικές τιμές στους απαντώμενους σχηματισμούς, και το αριθμητικό (κεφάλαια 4 και 5), που περιλαμβάνει την προσομοίωση της εκσκαφής με μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων και τις παραμετρικές διερευνήσεις που έπονται.

Κατ' αρχάς, συγκεντρώνονται τα πρωτογενή αποτελέσματα εργαστηριακών και επί τόπου δοκιμών που διεξήχθησαν στα πλαίσια της μελέτης του σταθμού. Επεξεργάζονται επιστημονικά σύμφωνα με συμβατικές μεθόδους, εμπειρικά, βάσει επί τόπου παρατηρήσεων και αυτοψιών, και τέλος, στατιστικά, όπου αυτό κρίνεται απαραίτητο. Απόρροια των παραπάνω, και ταυτόχρονα επικεφαλίδα του πρώτου μέρους, είναι η ομαδοποίηση των σχηματισμών της περιοχής και η κατάρτιση τομών σχεδιασμού, αναγνώριση των μηχανικών και υδρογεωλογικών παραμέτρων τους, καθώς και μία πρώιμη ανίχνευση της συμπεριφοράς της αντιστήριξης.

Το δεύτερο μέρος επικεντρώνεται στην επίλυση μίας επιλεγμένης γεωτεχνική τομής, σύμφωνα με την μελέτη της "ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε." και την διασταύρωση των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Ακολουθούν τρεις παραμετρικές διερευνήσεις, με την πρώτη να επιχειρεί να αναλύσει την επίδραση των παραμέτρων αντοχής όλων των σχηματισμών στα παραγόμενα αποτελέσματα, μέσω της ισοδύναμης μείωσής τους. Η δεύτερη εξετάζει αποκλειστικά την συμβολή των παραμέτρων αντοχής του κυριάρχου στην διατομή σχηματισμού "Βράχος Γ", υποτιμώντας μεμονωμένα και με σταθερό βήμα ανά προσομοίωση την γωνία τριβής και την συνοχή του. Τέλος, στην τρίτη ανάλυση διερευνάται η ευστάθεια της αντιστήριξης υπό συνθήκες αντικατάστασης της ισχυρής βραχομάζας από έναν τυπικό σχηματισμό πτωχής αντοχής, τον "Ασθενή Σχιστόλιθο", και αναζητούνται τα μέτρα αποκατάστασής της.

Η διπλωματική εργασία βασίζεται σε μεγάλο βαθμό στην μελέτη που παραχωρήθηκε. Ακολουθεί την γενικότερη πορεία της μελέτης χωρίς να προσκολλάται σε αυτή, ενώ την υιοθετεί αποκλειστικά όπου κρίνεται απαραίτητο, δηλαδή στα στοιχεία και τις επιλογές που βασίστηκαν είτε σε αυτοψία, είτε σε προηγούμενη εμπειρία επί παρομοίων έργων, και αυτό χάριν συμβατότητας των αποτελεσμάτων των προσομοιώσεων με αυτά της μελέτης, και επομένως, της δυνατότητας αντιπροσωπευτικής διερεύνησης και ερμηνείας.

## 1.2 Έργα προς περαίωση

Η μελέτη των έργων στην περιοχή του σταθμού "Χαϊδάρη-Αγία Μαρίνα" περιλαμβάνει:

- i. Την ανάλυση ευστάθειας της προσωρινής αντιστήριξης της εκσκαφής του σταθμού (η εκσκαφή γίνεται με μέθοδο Cut'n'Cover- C&C, και το βάθος της είναι 28,75 m).
- ii. Την ανάλυση της μόνιμης επένδυσης και τελικής κατασκευής του σταθμού.
- iii. Την ανάλυση ευστάθειας της προσωρινής αντιστήριξης του σταθμού μετεπιβίβασης (η εκσκαφή γίνεται με μέθοδο Cut'n'Cover- C&C, και το βάθος είναι 5,00m)
- iv. Την διάνοιξη της σήραγγας της βόρειας εισόδου, η οποία διέρχεται κάτω από την Ιερά οδό (η διάνοιξη γίνεται με μέθοδο N.A.T.M. σε βάθος 11,00m)
- v. Την ανάλυση ευστάθειας της προσωρινής αντιστήριξης της εκσκαφής της βόρειας εισόδου (η εκσκαφή γίνεται με μέθοδο Cut'n'Cover- C&C, και το βάθος είναι 15,00m)
- vi. Την ανάλυση ευστάθειας και, εάν χρειαστεί, σταθεροποίηση πρανών στο δυτικό τμήμα της εκσκαφής του σταθμού.

Η εργασία επικεντρώνεται στην ανάλυση ευστάθειας της προσωρινής αντιστήριξης της εκσκαφής του σταθμού (i), καθώς αποτελεί το κυριότερο γεωτεχνικό έργο της λίστας, αλλά και το πιο εκτεταμένο, συνεπώς κρίνεται και το αξιότερο ανάλυσης.

## 1.3 Ο Αθηναϊκός Σχιστόλιθος στην μελετώμενη περιοχή

Ο Αθηναϊκός Σχιστόλιθος φημίζεται ως ιδιαίτερος σχηματισμός και από τεκτονικής αλλά και, όπως ενδιαφέρει αυτήν την εργασία, από τεχνικογεωλογικής άποψης. Έχει μελετηθεί, μεταξύ άλλων, από τους:Lepsius (1893), Ktenas (1907), Negris (1919), Γ. Μαρίνος (1937). Τα παρακάτω βασίζονται στην έρευνα της ομάδας του Δ. Παπανικολάου (2004).

Το γεωλογικό υπόβαθρο του Αττικού Λεκανοπεδίου χωρίζεται στην Ενότητα Αλεποβουνίου και στην Ενότητα Αθηνών, η οποία δομεί το μεγαλύτερο τμήμα του, αλλά εμφανίζεται κοντά στην επιφάνεια μόνο στις δυτικές παρυφές του. Καθώς είναι η κατηγορία που απαντάται στο έργο, εμβαθύνεται η μελέτη της. Η Ενότητα Αθηνών υποδιαιρείται σε δύο υποενότητες. Από αυτές, η πρώτη είναι μικρής σημασίας για το έργο, καθώς εντοπίζεται κυρίως στο κεντρικό τμήμα του Λεκανοπεδίου. Η δεύτερη ενότητα είναι ο σχηματισμός πλέον γνωστός ως "Σχιστόλιθοι Αθηνών".

Στην περιοχή Χαϊδαρίου, ο σχηματισμός αυτός συνίσταται από: μεταμορφωμένους ψαμμίτες και ιλυόλιθους (μεταψαμμίτες- μεταϊλυόλιθους), ψαμμούχες μάργες, σχίστες, ηφαιστειακούς τόφφους και καστανόχρωμους πλακώδεις μαργαϊκούς ασβεστόλιθους. Η παραμόρφωση της υποενότητας κρίνεται πολύπλοκη. Χαρακτηρίζεται από έντονη πτύχωση με ισοκλινείς πτυχές. Κύριο χαρακτηριστικό της είναι ο έντονος κερματισμός της βραχομάζας της και η πληθώρα διακλάσεων της, οι οποίες την διατέμνουν χωρίς να κυριαρχεί μία συγκεκριμένη οικογένεια ασυνεχειών, παρά μόνο σε πολύ τοπικό επίπεδο. Ο συνδυασμός των παραπάνω δημιουργεί την χαώδη εικόνα της δομής, και εξηγεί την εντονότατη ετερογένεια του σχηματισμού.

Εικόνα 1.1 Τυπική μετάβαση από την ανώτερη (τεφροπράσινο χρώμα) στην κατώτερη (κυανότεφρο χρώμα) ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστόλιθου (Α)





Εικόνα 1.2 Τυπική μετάβαση από την ανώτερη (τεφροπράσινο χρώμα) στην κατώτερη (κυανότεφρο χρώμα) ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστόλιθου (B)





Εικόνα 1.3 Τυπική μετάβαση από την ανώτερη (τεφροπράσινο χρώμα) στην κατώτερη (κυανότεφρο χρώμα) ενότητα του Αθηναϊκού Σχιστόλιθου (Γ)



## 1.4 Διαδικασία εκπόνησης μελέτης σταθμού

Αντικείμενο της εργασίας είναι, όπως προαναφέρθηκε, η μελέτη της προσωρινής αντιστήριξης του σταθμού, ξεκινώντας από τα πρωτογενή αποτελέσματα των δοκιμών και μετρήσεων και καταλήγοντας στην μοντελοποίηση της αντιστήριξης με πεπερασμένα στοιχεία.

Η διαδικασία που ακολουθεί η εργασία είναι η εξής:

1. Συλλογή των αποτελεσμάτων που απορρέουν από την εκτέλεση των γεωτρήσεων. Αυτό συμπεριλαμβάνει την εκτίμηση GSI σε κάθε σχηματισμό (ή στις διακυμάνσεις του), εκτίμηση της Σ.Υ.Ο., πετρογραφική περιγραφή των δειγμάτων, καθώς και τις δοκιμές. Οι δοκιμές είναι επί τόπου (Maag- πίπτοντος φορτίου, αυξανόμενου φορτίου, σταθερού φορτίου, μέτρηση RQD), και εργαστηριακές, οι οποίες μετέπειτα ταξινομούνται σε βραχώδεις (UCT, PLT, Brazilian), και εδαφικές (UCT, κοκκομετρία).
2. Στατιστική επεξεργασία των άνω αποτελεσμάτων και επιλογή του εύρους που κυμαίνεται κάθε μέγεθος.
3. Κατάρτιση συστήματος "Κατηγορία Βράχου".
4. Σύνθεση Γ.Τ.Σ.
5. Προσδιορισμός Γ.Π.Σ.
6. Επιπλέον υπολογισμοί: συνέπειες καταβιβασμού Σ.Υ.Ο.
7. Προσομοίωση εκσκαφής με μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων.
8. Παραμετρική διερεύνηση της συμπεριφοράς των σχηματισμών.
9. Εξαγωγή συμπερασμάτων για την επιρροή κάθε παραμέτρου στην συμπεριφορά και ευστάθεια της αντιστήριξης.

## 2 Θεωρητικά στοιχεία

### 2.1 Δοκιμές

Η έναρξη της μελέτης γίνεται με την διεξαγωγή των απαραίτητων δοκιμών και την λήψη των πρωτογενών αποτελεσμάτων, που αποτελούν κομβικό σημείο για την αντιπροσωπευτική απόδοση των παραμέτρων κάθε σχηματισμού. Παρουσιάζεται ο σκοπός εκτέλεσης της κάθε δοκιμής, εργαστηριακή ή επί τόπου, σε βραχώδεις ή σε εδαφικό δείγμα, αναλύεται η ακολουθούμενη διαδικασία, καθώς και ο τρόπος επεξεργασίας των αποτελεσμάτων της. Η Πειραματική Εδαφομηχανική και Βραχομηχανική προσφέρουν συνήθως πληθώρα εναλλακτικών για κάθε ζητούμενο μέγεθος, όμως εδώ εξετάζονται μόνο τα χρησιμοποιηθέντα. Η διαδικασία επεξεργασίας των αποτελεσμάτων παρουσιάζεται στο Παράρτημα 6.1.

#### 2.1.1 Βραχώδεις εργαστηριακές δοκιμές

##### 2.1.1.1 Δοκιμή Μονοαξονικής Θλίψεως (Uniaxial Compression Test- UCT)

Η Δοκιμή Μονοαξονικής Θλίψεως αποσκοπεί στον άμεσο προσδιορισμό της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη (Uniaxial Compression Strength- UCS) του άρρηκτου βράχου ( $\sigma_{ci}$ ). Τα δοκίμια αποκτούν κυλινδρικό σχήμα, με λείες βάσεις και παράπλευρη επιφάνεια, έπειτα από επεξεργασία στο εργαστήριο με λόγο ύψους προς διάμετρο από 2 έως και 3. Η διάμετρος οφείλει να είναι μεγαλύτερη των 54mm.

Αφού μετρηθεί η διάμετρος του και το βάρος του (σε ξηρές ή υγρές συνθήκες), το δοκίμιο τοποθετείται στην συσκευή φόρτισης (πρέσα), η οποία διαθέτει δύο χαλύβδινες πλάκες κυκλικού σχήματος. Στην συνέχεια, εφαρμόζεται το φορτίο με σταθερή ταχύτητα φόρτισης (0,5-1,0MPa/sec). Καταγράφεται το μέγιστο φορτίο της δοκιμής (έστω P) και σχεδιάζεται το σχέδιο θραύσης του δοκιμίου. Ισχύει:

$$\sigma_{ci} = P/A,$$

όπου A το εμβαδόν της βάσης του δοκιμίου.

Καθώς όσο μεγαλώνει η διάμετρος του δοκιμίου, τόσο μειώνεται η αντοχή του, χάριν συμβατότητας των αποτελεσμάτων, έχει επικρατήσει η μονοαξονική αντοχή θλίψης του βράχου να αναφέρεται σε δοκίμιο διαμέτρου 50mm. Έτσι, γίνεται η αναγωγή στο αναφερθέν δοκίμιο:

$$\sigma_{c50} = \sigma_{ci} / (50/D)^{0.18}, \text{ με } D \text{ την διάμετρο του δοκιμίου.}$$

Κατά την δοκιμή μετριέται και το βάρος του δοκιμίου για τον υπολογισμό της πυκνότητάς του (φαινόμενο βάρος).

##### 2.1.1.2 Δοκιμή Σημειακής Φόρτισης (Point Load Test- PLT)

Η Δοκιμή Σημειακής Φόρτισης αναπτύχθηκε αρχικά ως μία μέθοδος κατάταξης του πετρώματος, αλλά αναδείχθηκε ως μία απλούστερη, φθηνότερη και ταχύτερη εναλλακτική της Δοκιμής Μονοαξονικής Θλίψης για τον προσδιορισμό της μονοαξονικής αντοχής του άρρηκτου βράχου  $\sigma_{ci}$ . Η δοκιμή γίνεται είτε εργαστηριακά είτε επί τόπου, λόγω ευκολίας μεταφοράς της συσκευής της.

Το δοκίμιο μπορεί να είναι επεξεργασμένου ή όχι σχήματος. Τοποθετείται στην, ειδική για την δοκιμή, συσκευή φόρτισης, και φορτίζεται μέσω δύο μεταλλικών πλακών με κωνικά άκρα γωνίας 60°. Η φόρτιση γίνεται με μετακίνηση της μίας πλάκας μέσω εμβόλου, του οποίου η πίεση μετρείται με μανόμετρα. Έστω Ρ το φορτίο αστοχίας, τότε ορίζεται ο δείκτης σημειακής φόρτισης (Point Load Index):

$$I_s = P/D_e^2,$$

όπου  $D_e$  η ισοδύναμη διάμετρος του δοκίμιου (ίση με την πραγματική διάμετρο για κυλινδρικό δοκίμιο σε διαμετρική φόρτιση).

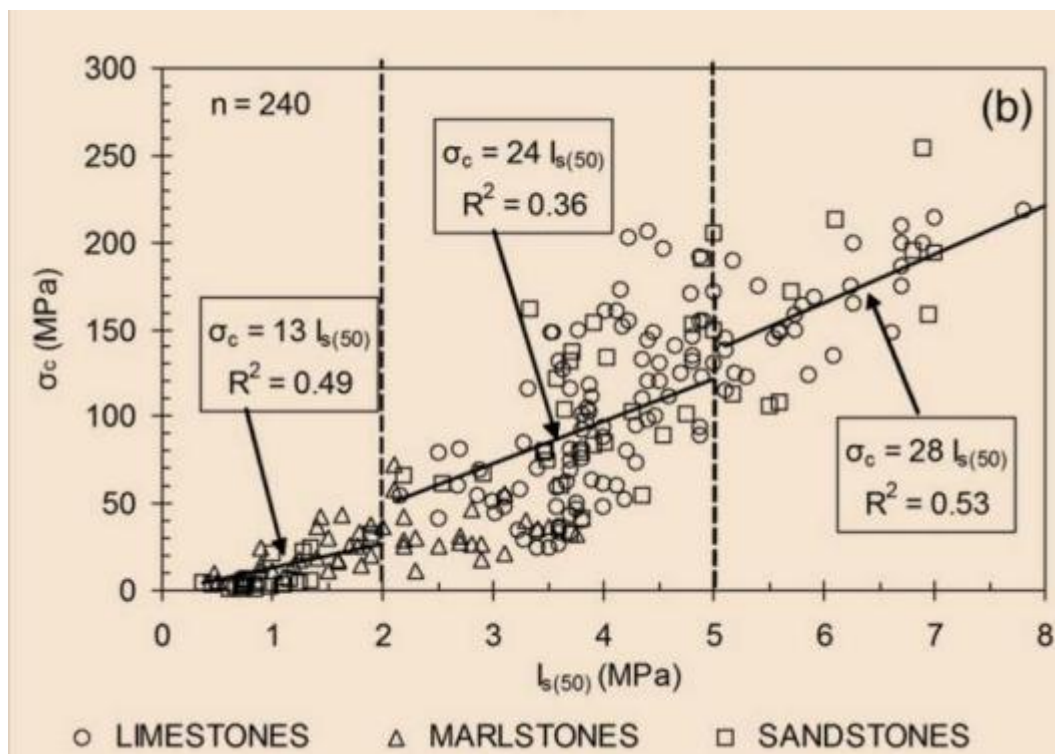
Επισημαίνεται, πως για να θεωρηθεί η δοκιμή έγκυρη, η ρωγμή της αστοχίας πρέπει να είναι διαμπερής και να μην έχει την μορφή διάτρησης.

Ακολουθεί, η διόρθωση του συντελεστή σημειακής φόρτισης για διάμετρο 50mm, με τον διορθωτικό συντελεστή:  $F = (D_e/50)^{0.45}$

Τελικά:  $I_{s(50)} = F * I_s$  (ανηγμένος δείκτης σημειακής φόρτισης) και  $\sigma_{ci} = k * I_{s(50)}$

Οι τιμές του συντελεστή  $k$  προτάθηκαν από την έρευνα των Tsiambaos & Sambatakakis (2004), κατά την οποία ο συντελεστής επιλέγεται από σχετικό διάγραμμα ανάλογα με την τιμή του  $I_{s(50)}$ . Το αναφερόμενο διάγραμμα προέκυψε από στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων των πειραματικών δοκιμών. Επειδή σχεδόν όλες οι δοκιμές στο παρόν έργο έδωσαν  $I_{s(50)} < 2 \text{MPa}$ , επιλέγεται  $k=13$ .

Εικόνα 2.1: Συντελεστής  $k$  κατά Tsiambaos-Sambatakakis





### 2.1.1.3 Δοκιμή Θλίψης κατά Γενέτειρα (Brazilian Test)

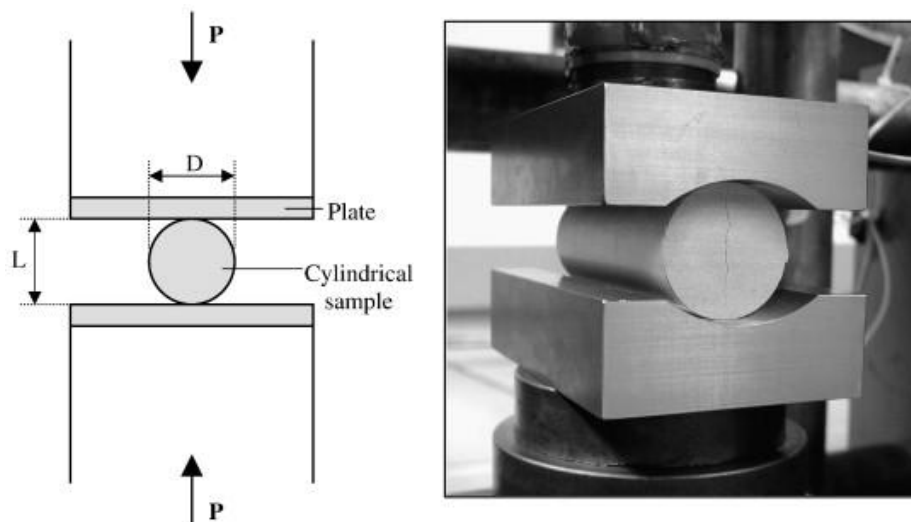
Η Δοκιμή Θλίψης κατά Γενέτειρα χρησιμοποιείται για τον έμμεσο προσδιορισμό της εφελκυστικής αντοχής του άρρηκτου βράχου ( $\sigma_t$ ).

Το δοκίμιο έχει σχήμα δίσκου, με λόγο ύψους ( $L$ ) προς διάμετρο ( $D$ ) περίπου 1/2. Τα άκρα του δίσκου είναι λεία, επίπεδα και παράλληλα μεταξύ τους και η παράπλευρη επιφάνεια λεία. Μετρώνται οι διάμετρος, το ύψος και το βάρος του δοκιμίου (για τον υπολογισμό του φαινόμενου βάρους).

Το δοκίμιο τυλίγεται περιμετρικά με χάρτινη κολλητική ταινία και τοποθετείται στην μηχανή φόρτισης. Η φόρτιση γίνεται μέσω δύο χαλύβδινων, συνήθως κοίλων, πλακών, με σταθερή ταχύτητα 150-200 N/sec. Καταγράφεται το μέγιστο φορτίο που ασκήθηκε (έστω  $P$ ) και το σχέδιο θραύσης. Η εφελκυστική αντοχή είναι:

$$\sigma_t = 2 * P / (\pi * D * L)$$

Εικόνα 2.2: Συσκευή Δοκιμής Θλίψης κατά Γενέτειρα



## 2.1.2 Εδαφικές εργαστηριακές δοκιμές

### 2.1.2.1 Ανεμπόδιση Δοκιμή Θλίψης (Unconfined Compression Test- UCT)

Σκοπός της Δοκιμής Ανεμπόδισης Θλίψης είναι ο υπολογισμός της αντοχής σε ανεμπόδιση θλίψης ( $q_u$ ) και στοιχείων παραμορφωσιμότητας του εδαφικού σχηματισμού.

Το δοκίμιο είναι κυλινδρικού σχήματος με λόγο ύψους προς διάμετρο 2 ή 3, ενώ η διάμετρος του δεν πρέπει να είναι μικρότερη των 33mm. Αφού το δοκίμιο τοποθετηθεί στην συσκευή φόρτισης, εφαρμόζεται φορτίο ώστε να επιτυγχάνεται παραμόρφωση της τάξης 0,5-2% ανά λεπτό και καταγράφονται τα αξονικά φορτία ανά 30 δευτερόλεπτα. Η επιβολή του φορτίου συνεχίζεται ώσπου να παρατηρηθεί μείωση του φορτίου ή η παραμόρφωση να φτάσει την τιμή 20%.

Η παρουσίαση των αποτελεσμάτων γίνεται με την καμπύλη τάσεων- ανηγμένων παραμορφώσεων ( $\Delta L/L$ ), όπου  $\Delta L$  η μεταβολή του μήκους του δοκιμίου μετρούμενη με το μηκυσιόμετρο και  $L$  το αρχικό μήκος του δοκιμίου. Η αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη  $q_u$  είναι η μέγιστη τιμή της τάσης ή η τάση που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση 20%.

Σημειώνεται πως με την Δοκιμή Ανεμπόδισης Θλίψης είναι δυνατόν να υπολογιστούν η φυσική υγρασία και το ξηρό και υγρό φαινόμενο βάρος, βάσει τις διαστάσεις του δοκιμίου και την μέτρηση της μάζας του σε ξηρή και υγρή κατάσταση.

### 2.1.2.2 Περιεχόμενη Υγρασία

Το δείγμα μπορεί να είναι και διαταραγμένο. Τοποθετείται σε αριθμημένη κάψα, η οποία έχει ζυγιστεί εκ των προτέρων. Ζυγίζεται και τοποθετείται σε φούρνο από 12 έως 24 ώρες, μέχρι να επιτευχθεί σταθερό βάρος. Έπειτα το δοκίμιο ζυγίζεται ξανά, αφού πρώτα φτάσει θερμοκρασία περιβάλλοντος. Η περιεχόμενη υγρασία υπολογίζεται ως εξής:

$$w(\%) = w_w / w_s * 100,$$

όπου:

$w_w$ : το βάρος του νερού, δηλαδή η διαφορά μεταξύ των δύο ζυγίσεων του δοκιμίου

$w_s$ : το βάρος των κηρών στερεών συστατικών του δείγματος, δηλαδή η ένδειξη της δεύτερης ζύγισης

### 2.1.2.3 Φαινόμενο Βάρος Συνεκτικών Υλικών

Λαμβάνεται αδιατάρακτο δείγμα με βάρος περίπου 100gr. Το δείγμα επικαλύπτεται με λεπτή μεμβράνη παραφίνης, ζυγίζεται ξανά και βυθίζεται σε ογκομετρικό σωλήνα πληρωμένο με νερό. Ο όγκος του δείγματος υπολογίζεται ως η διαφορά των δύο μετρήσεων της στάθμης του νερού στον σωλήνα, μείον τον όγκο της παραφίνης (δηλαδή την μάζα της παραφίνης διαιρεμένη με το ειδικό της βάρος). Στην συνέχεια, προσδιορίζεται εύκολα το φαινόμενο βάρος του εδαφικού υλικού.

### 2.1.2.4 Κοκκομετρική Ανάλυση με Κόσκινα

Λαμβάνεται διαταραγμένο δείγμα με την μέθοδο του τετραμερισμού, ώστε να είναι αντιπροσωπευτικό του εξεταζόμενου σχηματισμού, και ζυγίζεται. Το δείγμα οφείλει να είναι ικανής ποσότητας, ώστε ο παράγοντας της τυχαίας επιλογής των χονδρότερων κόκκων να έχει μικρή επιρροή στο αποτέλεσμα.

Το κοσκίνισμα γίνεται με μία σειρά κοσκίνων που τοποθετούνται στον δονητή, κατά φθίνουσα σειρά μεγέθους οπής από πάνω προς τα κάτω. Ανά κατηγορία μεγέθους οπής, ζυγίζεται το συγκρατούμενο υλικό και εκφράζεται το ποσοστό του βάσει της αρχικής ποσότητας. Αφαιρώντας το ποσοστό αυτό ανά κόσκινο, υπολογίζεται το ποσοστό που διέρχεται από κάθε διάμετρο οπής. Καταρτίζεται έτσι το διάγραμμα (σε ημιλογαριθμικό κানাβο) που στον οριζόντιο άξονα έχει τον λογάριθμο της διαμέτρου κόσκινου, και στον κατακόρυφο το διερχόμενο ποσοστό. Το παραπάνω διάγραμμα είναι γνωστό ως κοκκομετρική καμπύλη.

Η κοκκομετρική καμπύλη δίνει πληροφορίες για την διανομή των κόκκων μέσα στο έδαφος. Όσο πιο απότομη είναι, τόσο πιο ομοιόμορφο (ισοκοκκώδες) είναι το έδαφος, και αντιστρόφως. Τα επιθυμητά, καλά διαβαθμισμένα εδάφη δίνουν (ιδεατά) ευθεία κοκκομετρική καμπύλη.

Βάσει της κοκκομετρίας (αλλά και άλλους παράγοντες) το εδαφικό υλικό ταξινομείται, ενώ γίνονται χονδρικές εκτιμήσεις για παραμέτρους όπως η γωνία τριβής, η συνοχή, η υδατοπερατότητα.

Τονίζεται πως το κόσκινο με την ελάχιστη οπή είναι το Νο.200 (0,074mm άνοιγμα), και αποτελεί το όριο μεταξύ λεπτόκοκκων και χονδρόκοκκων. Η κοκκομετρία των λεπτόκοκκων πραγματοποιείται με την δοκιμή του αραιομέτρου.

### 2.1.2.5 Κοκκομετρική Ανάλυση με Αραιόμετρο (Υδρόμετρο)

Εφαρμόζεται, όπως προαναφέρθηκε, για τον προσδιορισμό της κοκκομετρικής διαβάθμισης των λεπτόκοκκων υλικών, δηλαδή όσων διέρχονται από το κόσκινο Νο.200.

Σύμφωνα με τον νόμο του Stokes, αν υδατικό διάλυμα αφέθη σε ηρεμία, τότε οι κόκκοι του εδάφους καθιζάνουν στον πυθμένα κατά φθίνουσα τάξη μεγέθους. Η σχέση που περιγράφει τον νόμο είναι η εξής:

$$d_o = \text{SQRT} \left[ \frac{(30 \cdot n \cdot L)}{(980 \cdot (G_s - 4) \cdot t)} \right]$$

όπου:

$d_o$ : η μέγιστη διάμετρος σε mm

L: η διαδρομή των κόκκων που καθιζάνουν σε cm

t: ο χρόνος της περιόδου καθίζησης σε min

$G_s$ : η πυκνότητα των στερεών του εδάφους σε  $\text{gr/cm}^3$  (λαμβάνεται ίση με  $2,65 \text{gr/cm}^3$ )

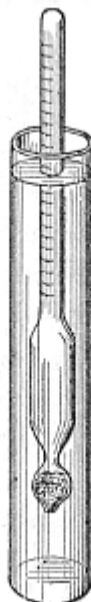
n: το ιξώδες του νερού σε poise

Ως δείγμα λαμβάνονται 50-150gr από το υλικό που διέρχεται από το κόσκινο Νο.10, διαβρέχεται με αντιθρομβωτικό υγρό (125ml) και μένει σε διαβροχή για 18 ώρες. Έπειτα περνιέται από το κόσκινο Νο.200. Το διερχόμενο είναι το νέο δείγμα, το οποίο και ξεπλένεται με αποσταγμένο νερό και ξηραίνεται σε φούρνο.

Το δείγμα τοποθετείται σε ογκομετρικό σωλήνα, ο οποίος συμπληρώνεται με νερό μέχρι τα 1000ml. Το προκύπτον αιώρημα αναταράσσεται για 1 λεπτό (με περίπου 60 αναταράξεις). Στην συνέχεια βυθίζεται το βαθμονομημένο αραιόμετρο στον σωλήνα και καταγράφονται οι ενδείξεις ανά ορισμένα χρονικά διαστήματα. Η λειτουργία του αραιομέτρου βασίζεται στην αρχή του Αρχιμήδη: το αραιόμετρο ισορροπεί σε βάθος (άρα ύψος του "λαιμού" εκτός του αιωρήματος) ώστε το βάρος του εκτοπιζόμενου υγρού να ισούται με το βάρος του αραιομέτρου. Εφόσον οι κόκκοι καθιζάνουν, η πυκνότητα του αιωρήματος στα ανώτερα στρώματα μειώνεται, και άρα το αραιόμετρο αναδύεται. Η ανάδυσή του ανά τα ορισμένα χρονικά διαστήματα δίνει το μήκος που καθιζάνουν οι κόκκοι κάθε κατηγορίας διαμέτρου για τους υπολογισμούς.

Με βάση τις μετρήσεις, κατασκευάζεται η κοκκομετρική καμπύλη για το διερχόμενο ποσοστό του Νο.200, και συμπληρώνεται με την καμπύλη των χονδρόκοκκων.

**Εικόνα 2.3: Αραιόμετρο**



### 2.1.2.6 Όρια Atterberg

Τα όρια Atterberg είναι το όριο πλαστιμότητας (PL ή  $w_p$ ) και το όριο υδαρότητας (LL ή  $w_L$ ). Αφορούν τα λεπτόκοκκα-συνεκτικά μέρη που περιέχονται στο εδαφικό υλικό.

Το όριο πλαστιμότητας είναι η τιμή της περιεχόμενης υγρασίας που διαχωρίζει τις φάσεις ημιστερεού και πλάστιμου στερεού. Για τον προσδιορισμό του, λαμβάνεται δείγμα 20gr, το οποίο αφού ωριμάσει σε υγραντήρα, πλάθεται σε λεπτούς ραβδίσκους, μέχρι η διάμετρος τους να φτάσει τα 3mm. Έπειτα θραύεται σε περισσότερους ραβδίσκους, οι οποίοι με την σειρά τους πλάθονται ώσπου η διάμετρος τους να φτάσει τα 3mm και να εμφανίζονται πάνω τους ρωγμές. Κατά την διαδικασία, το δοκίμιο αφήνει την υγρασία του στις επιφάνειες πάνω στις οποίες πλάθεται, οπότε όταν εμφανιστούν οι ρωγμές, έχει επιτευχθεί η υγρασία που αντιστοιχεί στο όριο πλαστιμότητας, γι' αυτό εκείνη την στιγμή μετριέται η υγρασία του δοκιμίου.

Αντίστοιχα, το όριο υδαρότητας διαχωρίζει τις φάσεις πλάστιμου και υδαρού στερεού, και υπολογίζεται χρησιμοποιώντας την συσκευή Casagrande. Ως δείγμα λαμβάνονται περίπου 100gr από το υλικό που διέρχεται από το κόσκινο Νο.40. Αφού το δείγμα ωριμάσει στον υγραντήρα, χρησιμοποιείται για την συμπλήρωση του κυπέλλου της συσκευής Casagrande. Η επιφάνειά του ισοπεδώνεται, ενώ το πάχος του οφείλει να είναι περί το 1cm. Το δοκίμιο χαράσσεται με το ειδικό όργανο χάραξης και έπειτα ο μηχανισμός της συσκευής υψώνει το κύπελλο και το αφήνει να πέσει με κτύπο από ύψος 1cm. Σαν όριο υδαρότητας ορίζεται το ποσοστό της περιεχόμενης υγρασίας που απαιτείται για να κλείσει η χαραγή στο μέσο του πυθμένα κατά 12,7mm μετά από 25 κτύπους. Δεδομένης της δυσκολίας να κλείσει η χαραγή κατά 12,7mm σε ακριβώς 25 κτύπους, η δοκιμή επαναλαμβάνεται για διάφορες περιεχόμενες υγρασίες, με αποδεκτό εύρος κτύπων συνήθως 20-30. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε ημιλογαριθμικό διάγραμμα, με τετμημένη τον λογάριθμο των κτύπων και τεταγμένη την περιεχόμενη υγρασία. Σε περίπτωση μοναδικής δοκιμής, ισχύει:

$$LL=w_N*(w_NN/25)^{0.121},$$

όπου  $w_N$  η περιεχόμενη υγρασία του δοκιμίου και  $N$  ο αριθμός των κύπων.

Ακόμη, ορίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας ( $PI=I_p=w_L-w_p$ ), που εκφράζει το εύρος της πλαστιμης περιοχής, δηλαδή του εύρους υγρασίας που το έδαφος συμπεριφέρεται σαν πλάστιμο στερεό, και ο δείκτης υδαρότητας ( $LI=I_L=(w-w_p)/(w_L-w_p)$ ), που εκφράζει την σχέση του πραγματικού ποσοστού υγρασίας ως προς το όριο υδαρότητας.

Έχοντας προσδιορίσει τα όρια Atterberg και του επακόλουθους δείκτες (φυσικές ιδιότητες), το υλικό ταξινομείται και τοποθετείται στην "Γραμμή Α", ώστε να του αποδοθούν (έστω και χονδρικά) κάποιες μηχανικές ιδιότητες.

Εικόνα 2.4: Συσκευή Casagrande



2.1.3 Επί τόπου δοκιμές

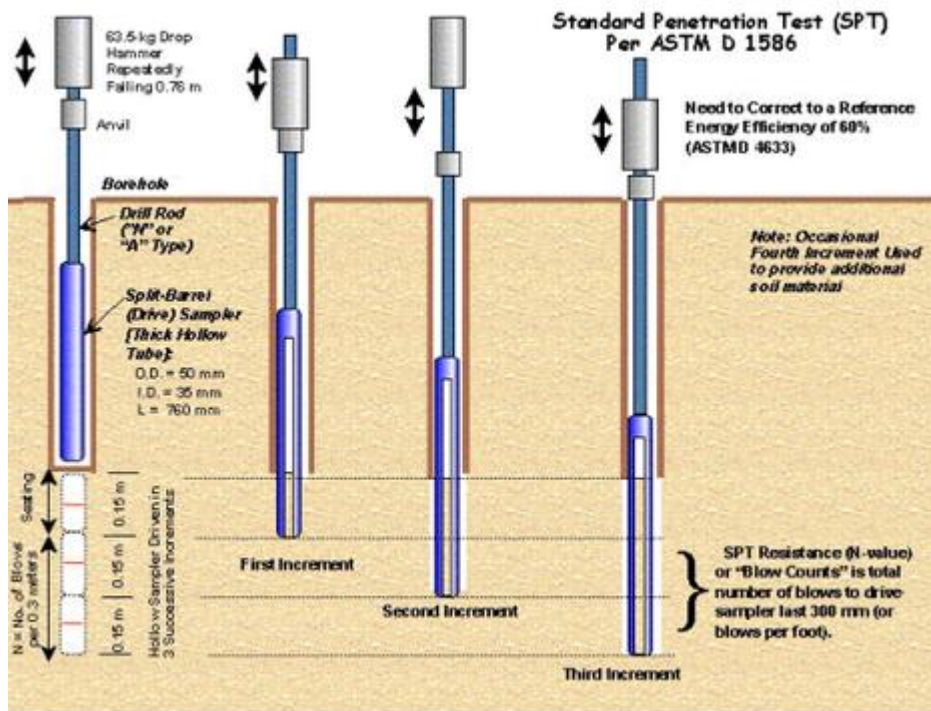
2.1.3.1 Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης (Standard Penetration Test- SPT)

Η Πρότυπη (ή Τυποποιημένη) Δοκιμή Διείσδυσης (SPT) αποσκοπεί στο να προσδιορίσει την αντίσταση του εδάφους από την δυναμική διείσδυση με κρούσεις ενός πρότυπου κυλινδρικού δειγματολήπτη στο βάθος μίας γεώτρησης. Χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της πυκνότητας, της αντοχής και των παραμέτρων παραμορφωσιμότητας κυρίως των κοκκωδών εδαφών.

Ο πρότυπος δειγματολήπτης βάρους 63,5kg (±0,5kg) πέφτει στο έδαφος από ύψος 76cm. Μετριοούνται οι αριθμοί των κτύπων που χρειάζονται ώστε ο δειγματολήπτης να διεισδύσει κατά 15cm. Ο αριθμός N είναι το άθροισμα των δύο τελευταίων μετρήσεων, με τον αριθμό για την διείσδυση των πρώτων 15cm να αμελείται, αφού η ζώνη αυτή θεωρείται διαταραγμένη. Εάν προκύψει  $N > 50$ , θεωρείται ότι η δοκιμή έδωσε άρνηση (π.χ. σε βράχο).

Ο αριθμός N επιδέχεται διορθώσεις που συμπεριλαμβάνουν: την σχετική πυκνότητα  $I_D$ , την διάμετρο της γεώτρησης, το βάθος δοκιμής (επιρροή εγκιβωτισμού). Έτσι προκύπτει ο αριθμός  $(N_1)_{60}$ , ο οποίος μέσω εμπειρικών τύπων, διαγραμμάτων και συσχετίσεων αποδίδει στα κοκκώδη εδάφη τις παραμέτρους ( $I_D$ ,  $c$ ,  $\gamma$ ) και στα αργιλικά την αστράγγιστη διατμητική αντοχή ( $c_u$ ). Ακόμη, είναι δυνατό να προσδιοριστεί το μέτρο ελαστικότητας (E).

Εικόνα 2.5: Εκτέλεση Πρότυπης Δοκιμής Διείσδυσης



### 2.1.3.2 Δοκιμή Μεταβλητού Φορτίου (Maag)

Η δοκιμή μεταβλητού φορτίου (Maag) χρησιμοποιείται ευρύτατα για τον προσδιορισμό του συντελεστή διαπερατότητας ενός σχηματισμού.

Πρώτα γίνεται μία γεώτρηση, και όταν φτάσει στο επιθυμητό βάθος, γίνεται εξαγωγή της διατρητικής στήλης και ανύψωση της εξωτερικής σωλήνωσης επένδυσης ώστε να δημιουργηθεί "θύλακας" (εισπιεζόμενο τμήμα). Έπειτα η σωλήνωση επένδυσης πληρώνεται με νερό και στην συνέχεια μετريέται ο ρυθμός πτώσης της στάθμης. Η διαπερατότητα υπολογίζεται από την σχέση:

$$k=[A/(C*(t_2-t_1))] * \ln(h_1/h_2)$$

Όπου:

$$A=\pi * D_{\text{εσωτ.}}^2 / 4, \text{ το εμβαδόν της σωλήνωσης}$$

$$C=2 * \pi * D_{\text{εσωτ.}}, \text{ συντελεστής θύλακα για μηδενικό μήκος ασωλήνωτου τμήματος, ή}$$

$$C=2 * \pi * D_{\text{εσωτ.}} / [\text{asinh}(D_{\text{εσωτ.}}/D)], \text{ συντελεστής θύλακα για μη μηδενικό μήκος ασωλήνωτου τμήματος, (Dη διάμετρος οπής)}$$

$$h_1, h_2: \text{ τα ύψη της στάθμης τις στιγμές } t_1, t_2, \text{ μετρούμενα από την στάθμη αναφοράς H.}$$

Για την πρώτη μέτρηση (για  $t_0$ .) απαιτείται το αρχικό ύψος ύδατος H. Ισχύει:

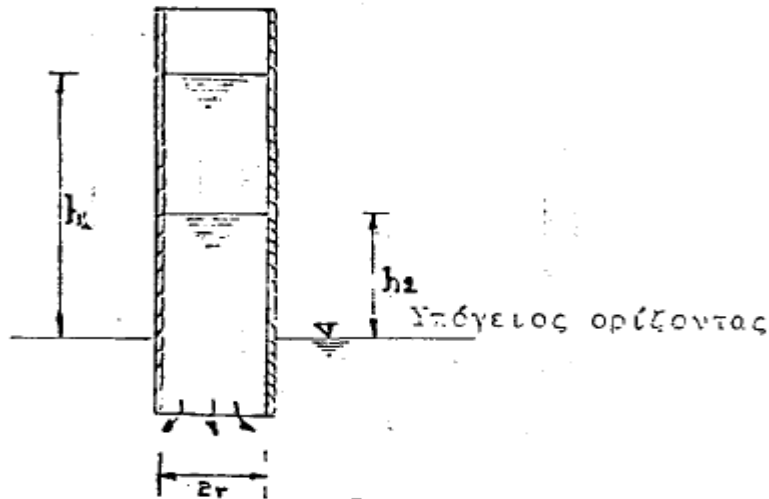
$$H=\min[z_w; z_{\text{γεωτ.}}],$$

όπου  $z_w$  το βάθος της Σ.Υ.Ο. και  $z_{\text{γεωτ.}}$  το μέσο βάθος του θύλακα.

Κατά την επεξεργασία των πρωτογενών αποτελεσμάτων, υπολογίζεται ο τρέχων συντελεστής διαπερατότητας (εφαπτομενικός) και ο τρέχων μέσος συντελεστής διαπερατότητας (τέμνων). Η τελική τιμή επιλέγεται βάσει εμπειρίας, αλλά συνήθως είναι η τελική τιμή του μέσου συντελεστή διαπερατότητας.

Προσοχή απαιτείται στην επιρροή των επικρεμούμενων υδάτων, που έχουν παγιδευτεί στο αδιαπέρατο στρώμα της επιφάνειας.

**Εικόνα 2.6: Παρουσίαση στοιχείων δοκιμής Μεταβλητού Φορτίου**



### 2.1.3.3 Δοκιμή Lugeon

Η δοκιμή Lugeon (δοκιμή αποστολής νερού με πίεση) είναι ιδανική για πετρώματα και κυρίως για έντονα διακλασμένες βραχομάζες. Το εισπιεζόμενο τμήμα έχει μήκος 3-5m από τον πυθμένα της γεώτρησης, και απομονώνεται με ειδικό παρέμβυσμα (racker), το οποίο διογκούμενο με μηχανικά ή υδραυλικά μέσα, εφάπτεται στα τοιχώματα της γεώτρησης και δεν επιτρέπει διαφυγές νερού κατά πάνω. Εναλλακτικά, το εισπιεζόμενο μήκος μπορεί να περικλείεται από δύο παρεμβύσματα, σε περίπτωση που οι δοκιμή εκτελείται σε επιλεγμένο βάθος μετά την ολοκλήρωση της γεώτρησης. Εισπιέζεται νερό με τη χρήση αντλίας με μανόμετρο από την επιφάνεια και με υδρομετρητή μετριέται η παροχή του.

Η δοκιμή εκτελείται με εισπίεση νερού κατά βαθμίδες. Για κάθε σταθερή βαθμίδα πίεσης μετριέται η ποσότητα νερού που απορροφάται σε χρονική διάρκεια 10min. Στην συνέχεια αυξάνεται η πίεση και μετριέται η απορρόφηση για τα επόμενα 10min. Η δοκιμή συνεχίζεται με αυξανόμενη πίεση μέχρι μία μέγιστη τιμή, και έπειτα επαναλαμβάνεται με φθίνουσες τιμές πιέσεων. Για κάθε βαθμίδα μετριέται η απορρόφηση σε διάρκεια δέκα λεπτών, σε εισπιεζόμενο τμήμα μήκος L, σε λίτρα ανά εισπιεζόμενο μέτρο ανά λεπτό. Υπολογίζεται έτσι η τιμή της μονάδας lugeon (U.L) η οποία αποτελεί έκφραση της υδατοπερατότητας του σχηματισμού. Το 1U.L αντιπροσωπεύει απορρόφηση 1lit/(m\*min) σε επιβαλλόμενη πίεση 10kg/cm<sup>2</sup>, όταν ασκείται για 10min. Ο συντελεστής υδατοπερατότητας υπολογίζεται:

$$k = [Q / (2 * \pi * L * P_{\text{πραγμ.}})] * \ln(2 * L / D_{\text{εξωτ}})$$

Η  $P_{\text{πραγμ}}$  είναι η πραγματική πίεση που εξασκείται στο βάθος εκτέλεσης της δοκιμής. Η πίεση εκφράζεται σε μέτρα στήλης νερού και γενικά ισχύει:  $h(m) = P_{\text{πραγμ}}(\text{kg/m}^2) * 10$

Κομβικής σημασίας είναι η "μετάφραση" των αποτελεσμάτων, βάσει φαινομένων μόνιμης-τυρβώδους ροής, διαστολής ρωγμών, πλήρωσης κενών και μεταφορά υλικού (wash-out). Η συμπεριφορά του σχηματισμού και η ύπαρξη των φαινομένων εντοπίζεται μέσω των διαγραμμάτων εξέλιξης πίεσης-U.L και καθορίζουν την μέθοδο προσδιορισμού της τελικής τιμής U.L.

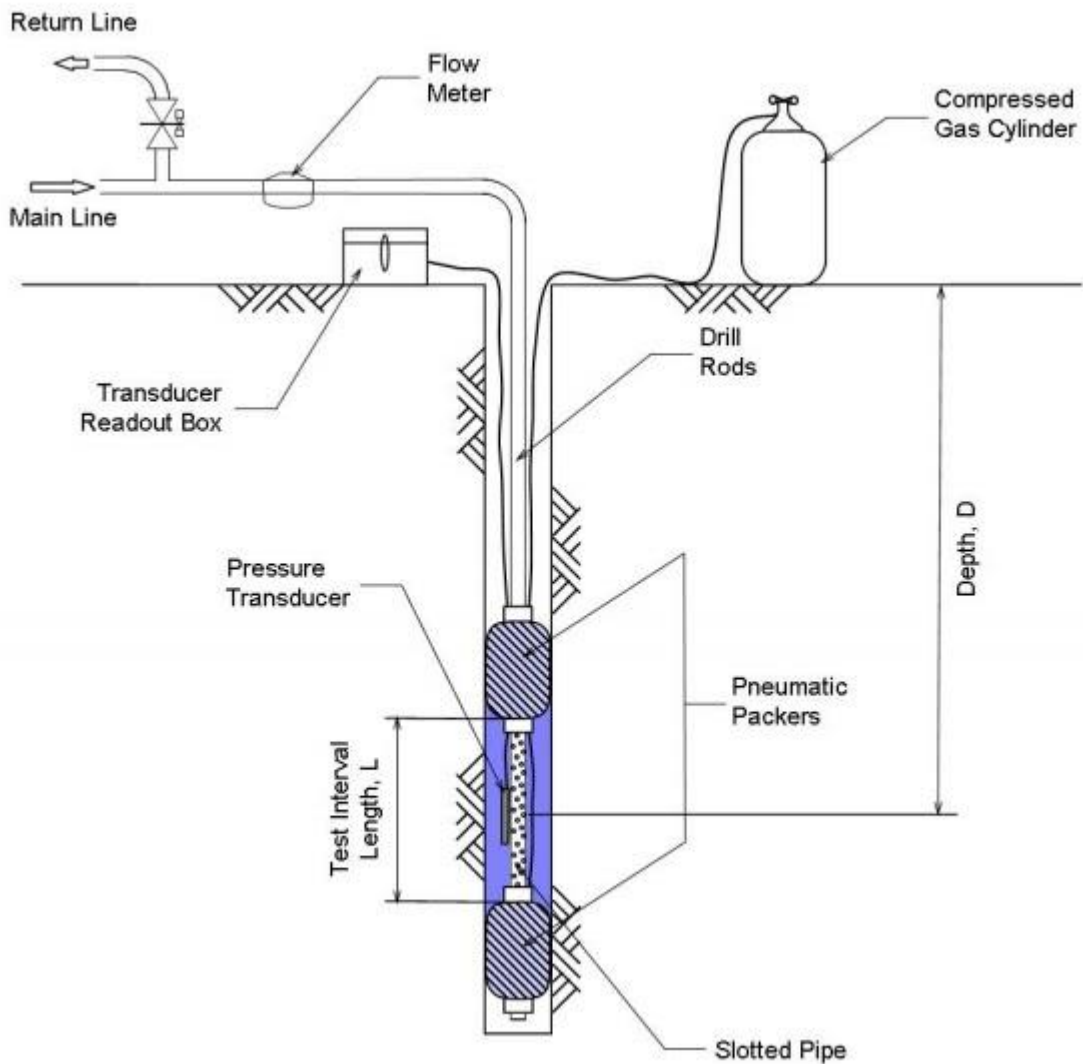
Εικόνα 2.7: Ερμηνεία αποτελεσμάτων Δοκιμής Lugeon



## Κεφάλαιο 2<sup>ο</sup> Θεωρητικά Στοιχεία

BEHAVIOR	PRESSURE STAGES	LUGEON PATTERN	DESCRIPTION	REPRESENTATIVE LUGEON VALUE
LAMINAR			All Lugeon values about equal regardless of the water pressure	Average of Lugeon values for all stages
TURBULENT			Lugeon values decrease as the water pressures increase. The minimum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Lugeon value corresponding to the highest water pressure (3 <sup>rd</sup> stage)
DILATION			Lugeon values vary proportionally to the water pressures. The maximum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Lowest Lugeon value recorded, corresponding either to low or medium water pressures (1 <sup>st</sup> , 2 <sup>nd</sup> , 4 <sup>th</sup> , 5 <sup>th</sup> stage)
WASHOUT			Lugeon values increase as the test proceeds. Discontinuities' infillings are progressively washed-out by the water	Highest Lugeon value recorded (5 <sup>th</sup> stage)
VOID FILLING			Lugeon values decrease as the test proceeds. Either non-persistent discontinuities are progressively being filled or swelling is taking place	Final Lugeon value (5 <sup>th</sup> stage)

Εικόνα 2.8: Διάταξη εκτέλεσης Δοκιμής Lugeon



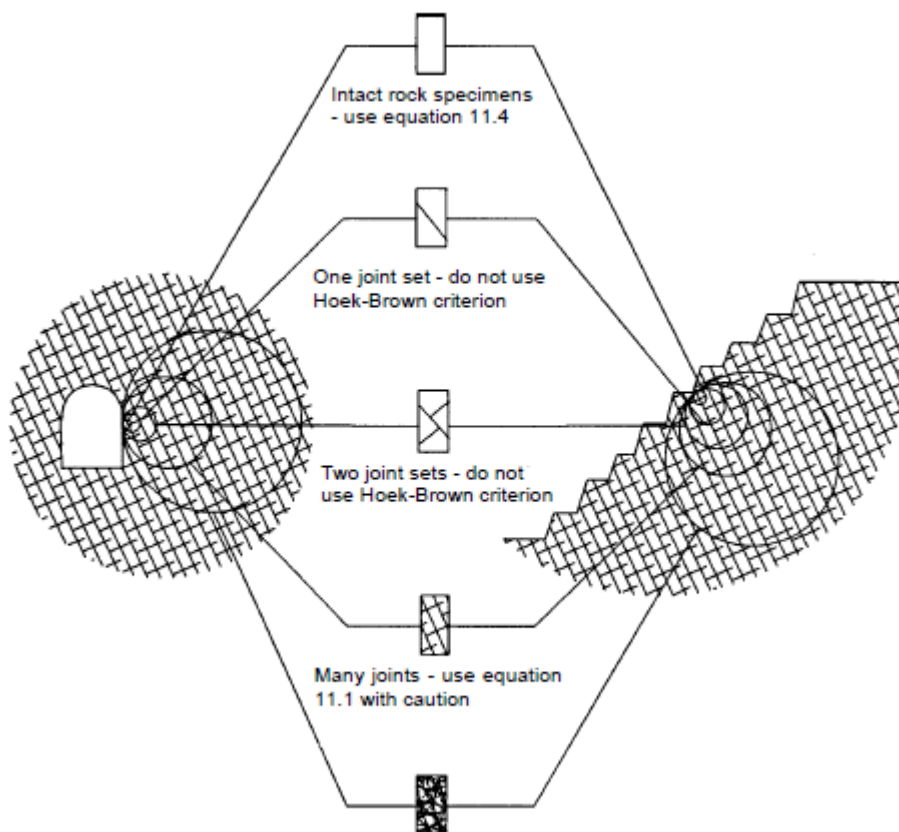
## 2.2 Εκτίμηση GSI

Ο Γεωλογικός Δείκτης Αντοχής (GSI) βασίζεται στην εκτίμηση της λιθολογίας, της δομής και της κατάστασης των ασυνεχειών της βραχομάζας. Αποδίδεται βάσει του νομογραφήματος "Δείκτης Γεωλογικής Αντοχής (GSI) για διακλασμένες βραχομάζες" των Hoek and Marinos (2000), αναλόγως δύο παραγόντων: της δομής της βραχομάζας και της ποιότητας των ασυνεχειών.

Κύριος παράγοντας για την αντιπροσωπευτική εκτίμηση GSI είναι η κλίμακα του έργου. Δηλαδή, κατά την τεχνικογεωλογική περιγραφή των πυρήνων των γεωτρήσεων, η σημειακή πληροφορία της γεώτρησης πρέπει να προεκβάλλεται στην κλίμακα του έργου, π.χ. είναι σχετική η πυκνότητα των ασυνεχειών ως προς το ύψος του σχεδιαζόμενου πρσανούς. Ακόμη, το μήκος του πυρήνα βάσει του οποίου αποδίδεται το GSI οφείλει να είναι αντίστοιχο της κλίμακας του έργου.

Οφείλει να τονισθεί, ότι η απονομή τιμής του GSI βασίζεται αποκλειστικά στην δομή της βραχομάζας και τα χαρακτηριστικά των ασυνεχειών, χωρίς να επηρεάζεται από άλλες παραμέτρους, π.χ. την αντοχή του άρρηκτου βράχου. Καθώς η λογική της χρήσης του GSI αποσκοπεί στην μείωση των ιδιοτήτων της βραχομάζας σε σχέση με του άρρηκτου βράχου εξ' αιτίας της δομής της, ένας υποβιβασμός του GSI βασιζόμενος στην αντοχή θα σήμαινε στην πραγματικότητα διπλή υποτίμηση των παραμέτρων της βραχομάζας. Γι' αυτό, όσον αφορά το GSI, λαμβάνεται υπ' όψιν μόνο τα γνωρίσματα της δομής και των ασυνεχειών.

Εικόνα 2.9: Εκτίμηση κλίμακας έργου στον προσδιορισμό GSI



## 2.3 Το Γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown

### 2.3.1 Γενικά

Η εισαγωγή και χρήση του κριτηρίου Hoek-Brown στην βραχομηχανική ξεκίνησε περί το τέλος της δεκαετίας του 1970 και εκμεταλλεύτηκε τον, καινούργιο τότε, δείκτη αντοχής βραχομάζας GSI (Geological Strength Index). Παρά την πληθώρα τροποποιήσεων που δέχθηκε (με την σημερινή μορφή του να έχει εκδοθεί το 2002), ο στόχος του παραμένει ο ίδιος: η σύνδεση νόμων και κριτηρίων της βραχομηχανικής με απλές, επί τόπου παρατηρήσεις πάνω στην μορφή, την αποσάθρωση και τον βαθμό κατακερματισμού της βραχομάζας.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} * [m_b * (\sigma'_3 / \sigma_{ci}) + s]^a$$

Όπου:

- $\sigma'_1, \sigma'_3$ : οι κύριες ενεργές τάσεις
- $\sigma_{ci}$ : η αντοχή του άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη, που προσδιορίζεται από επί τόπου και εργαστηριακές δοκιμές ή από εμπειρικούς κανόνες, βασιζόμενοι σε παρατηρήσεις. (π.χ. UCT, PLT, σφύρα Schmidt)
- $m_b = m_i * \exp[(GSI-100)/(28-14*D)]$
- $m_i$ : συντελεστής που εξαρτάται από την γεωλογική περιγραφή και την κατάταξη του κυρίαρχου πετρώματος της βραχομάζας
- $s = \exp[(GSI-100)/(9-3*D)]$
- $a = 1/2 + 1/6 * [\exp(-GSI/15) - \exp(-20/3)]$
- $D$ : ο συντελεστής διαταραχής της βραχομάζας κατά την εκσκαφή, ( $0 \leq D \leq 1$ ),  $D=0$  για αδιατάρακτη βραχομάζα, ενώ  $D=1$  για πλήρως διαταραγμένη.

Οι παράμετροι  $\sigma_{ci}$ ,  $m_i$  και GSI αποτελούν την ταυτότητα της βραχομάζας.

Η κατάλληλη επιλογή και απόδοση του δείκτη GSI είναι κομβικής σημασίας για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της βραχομάζας. Ο όρος βραχομάζα περιλαμβάνει τον άρρηκτο βράχο (συμπαγή ή σε τεμάχια), τις πιθανές ασυνέχειές του και το υλικό πληρώσεως τους. Έτσι λοιπόν, η βραχομάζα αποτελείται από έναν σκελετό τεμαχών άρρηκτου βράχου που βρίσκονται ανά σημεία σε επαφή, οικογένειες ασυνεχειών που τα χωρίζουν και υλικό πληρώσεως που είναι προϊόν της δημιουργίας και της αποσάθρωσης των ασυνεχειών. Ενώ το πέτρωμα που απαντάται στην βραχομάζα συμμετέχει στον προσδιορισμό των ιδιοτήτων μέσω της μονοαξονικής αντοχής του άρρηκτου βράχου και του συντελεστή  $m_i$ , η συμμετοχή και επιρροή της δομής της βραχομάζας εκφράζεται μέσω του GSI.

### 2.3.2 Μετατροπή Hoek-Brown σε Mohr-Coulomb

Η ευρύτατη χρήση του κριτηρίου Hoek-Brown στην βραχομηχανική δικαιολογείται, καθώς υπολογίζει την διατμητική αντοχή της βραχομάζας μέσω του δείκτη GSI, δηλαδή μέσω ταχέων και εύκολων επί τόπου παρατηρήσεων. Παρ' όλα αυτά, κρίνεται σκόπιμη και χρηστική η «μετάφραση» και μεταφορά των παραμέτρων του στο κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, λαμβάνοντας υπ' όψιν πως αυτό το κριτήριο χρησιμοποιείται από το μεγαλύτερο μέρος των διαθέσιμων λογισμικών προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία. Επιπλέον, το κριτήριο Mohr-Coulomb διαφαίνεται ευκολότερο στον χειρισμό, καθώς εκφράζεται με γραμμικές περιβάλλουσες σε άξονες ορθών και διατμητικών τάσεων.

Όπως κάθε αλγόριθμος, έτσι και αυτός της εν λόγω μετατροπής χαρακτηρίζεται από: εισροές, επεξεργασία, εκροές.

### 2.3.3 Εισροές αλγορίθμου

Η διαδικασία ξεκινάει από τα στοιχεία που χαρακτηρίζουν την βραχομάζα, δηλαδή το άρρηκτο πέτρωμα και την δομή του σχηματισμού. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, αυτά είναι: η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη  $\sigma_{ci}$ , το συντελεστής  $m$  και φυσικά ο δείκτης GSI. Καθώς η συμβολή αυτής της τάσης ποικίλει ανάλογα με το εκπονούμενο έργο, η διαδικασία μετατροπής έχει αναπτυχθεί ούτως ώστε να την συνυπολογίζει με σχετικό συντελεστή όπως περιγράφεται παρακάτω.

Τονίζεται πως στην διαδικασία συμμετέχει επιπλέον και ο συντελεστής διατάραξης της βραχομάζας (D). Επειδή όμως η εκσκαφή γίνεται με τυπικά μηχανήματα και πλήρως ελεγχόμενα, στον συντελεστή αποδίδεται σχεδόν πάντα τιμή μηδενική.

### 2.3.4 Διαδικασία μετατροπής

Το γενικευμένο κριτήριο Hoek-Brown εκφράζεται ως:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} * [m_b * (\sigma'_3 / \sigma_{ci}) + s]^a$$

Με μηδενισμό των  $\sigma_1$  και  $\sigma_3$  αντίστοιχα, λαμβάνεται:

- i. Μονοαξονική θλιπτική αντοχή βραχομάζας:  $\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a$   
Το μέγεθος αυτό είναι καθαρά θεωρητικό και δεν έχει άμεση σχέση με την πλαστικοποίηση της βραχομάζας, όπως η ολική αντοχή βραχομάζας  $\sigma_{cm}$  (βλ παράγραφο 2.3.5).  
Ακόμη, δεν αναφέρεται σε αστοχία που συμβαίνει σε προϋπάρχουσα ασυνέχεια.
- ii. Εφελκυστική αντοχή βραχομάζας:  $\sigma_t = -s * \sigma_{ci} / m_b$

Βάσει των σχέσεων του Balmer (G. Balmer: A general analytical solution for Mohr's envelope), εκφράζεται η σχέση ορθής- διατμητικής τάσης στα πλαίσια του Hoek- Brown:

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) * \text{SQRT}[(d\sigma'_1 / d\sigma'_3) / (d\sigma'_1 / d\sigma'_3 + 1)], \text{ με: } d\sigma'_1 / d\sigma'_3 = 1 + a * m_b * (m_b * \sigma'_3 + s)^{a-1}$$

Η άνω σχέση δίνει καμπύλο διάγραμμα περιβάλλουσας σε άξονες  $\tau$ - $\sigma$ . (Γράφημα 2.1)

Η επιλογή μεθόδου υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας της βραχομάζας παρουσιάζεται στην παράγραφο 3.2.2

Η αντίστοιχη (γραμμική) σχέση μεταξύ των κυρίων τάσεων στο κριτήριο Mohr-Coulomb είναι:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 * N_\phi + 2 * c' * \text{SQRT} [N_\phi]$$

Η μέθοδος μετατροπής των παραμέτρων αντοχής από Hoek-Brown σε Mohr-Coulomb δεν είναι αυστηρώς μαθηματική, καθώς δεν υπάρχει τέτοιου είδους σύνδεση μεταξύ των δύο κριτηρίων. Απεναντίας, συνίσταται στην σχεδίαση της εξίσωσης Hoek-Brown και μίας ευθείας, και την μετακίνηση της ευθείας μέχρι να επιτευχθεί η εξισορρόπηση των εμβαδών, άνω και κάτω από σημεία τομής τους. Η ευθεία αυτή είναι πλέον η ισοδύναμη έκφραση των παραμέτρων αντοχής σε Mohr-Coulomb. Σημειώνεται πως στην πραγματικότητα χρησιμοποιούνται δύο ευθείες: μία κύρια που ταιριάζεται στο μεγαλύτερο τμήμα της καμπύλης, και μία δευτερεύουσα που συναρμόζεται στην αρχή της καμπύλης, όπου και παρατηρούνται οι μεγαλύτερες κλίσεις. Έτσι λοιπόν, επιτυγχάνεται ένα αντιπροσωπευτικό τείχος των διαγραμμάτων  $\sigma'_1 - \sigma'_3$  των δύο κριτηρίων και συνεπώς προσδιορίζονται οι παράμετροι  $c'$  και  $N_\phi$  (και άρα και  $\phi'$ ). (Γράφημα 2.2)

Σε αυτό το σημείο, πρέπει να οριστεί ως μέγεθος η μέγιστη δυνατή τάση περίσφιξης  $\sigma_{3\max}$ . Η  $\sigma_{3\max}$  αποτελεί το άνω όριο των δυνατών  $\sigma'_3$ , μέσα στο οποίο λειτουργεί η μέθοδος. Επίσης, είναι αυτό το σημείο που λαμβάνεται υπ' όψιν το είδος του έργου που σχεδιάζεται, καθώς ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας, αλλά κυρίως το σχήμα, η θέση και το μέγεθος του μηχανισμού αστοχίας, διαφοροποιείται. Έτσι, η  $\sigma_{3\max}$  υπολογίζεται διαφορετικά για Πρανή (Slopes) και για Σήραγγες (Tunnels). Συγκεκριμένα:

$$\sigma'_{\text{emax}} / \sigma'_{\text{cm}} = 0,47 * (\sigma'_{\text{cm}} / \gamma * H)^{-0,94}, \text{για σήραγγες.}$$

$$\sigma'_{\text{emax}} / \sigma'_{\text{cm}} = 0,72 * (\sigma'_{\text{cm}} / \gamma * H)^{-0,91}, \text{για πρανή.}$$

Έπειτα, προσδιορίζεται, ο απαιτούμενος για τους υπολογισμούς, λόγος της μέγιστης προσφερόμενης τάσης περίσφιξης  $\sigma_{3\max}$  προς την μονοαξονική θλιπτική αντοχή του άρρηκτου πετρώματος  $\sigma_{ci}$ :

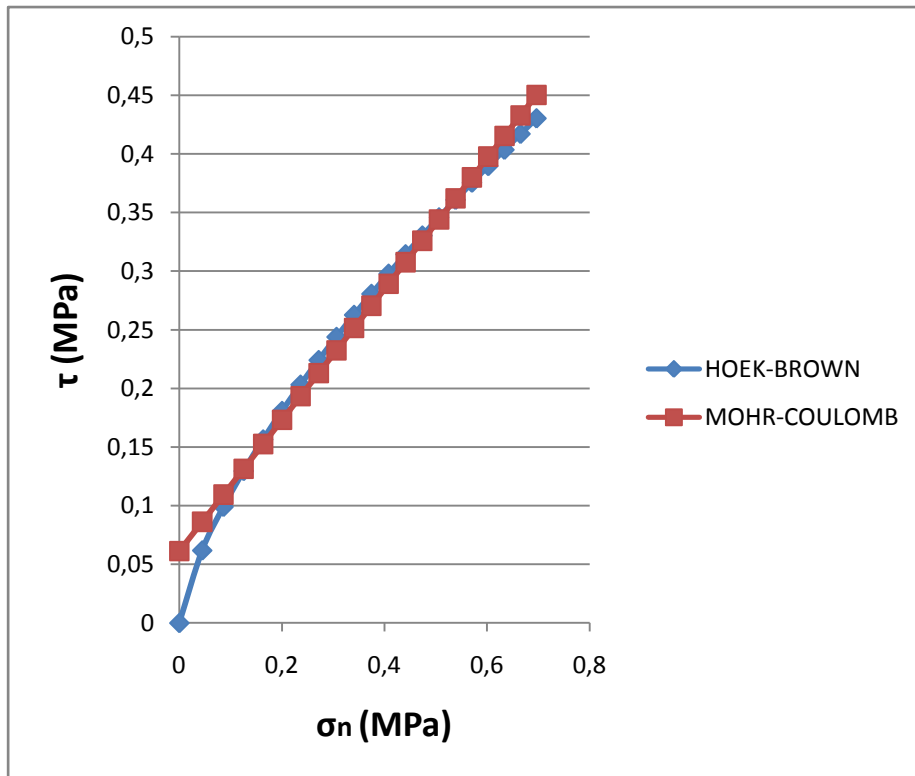
$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$$

Αποτέλεσμα της μεθόδου «ταιριάσματος» των διαγραμμάτων σε διάφορες τιμές στο εύρος των  $\sigma_t$  και  $\sigma_{3\max}$  είναι η διατύπωση των κάτωθι εξισώσεων:

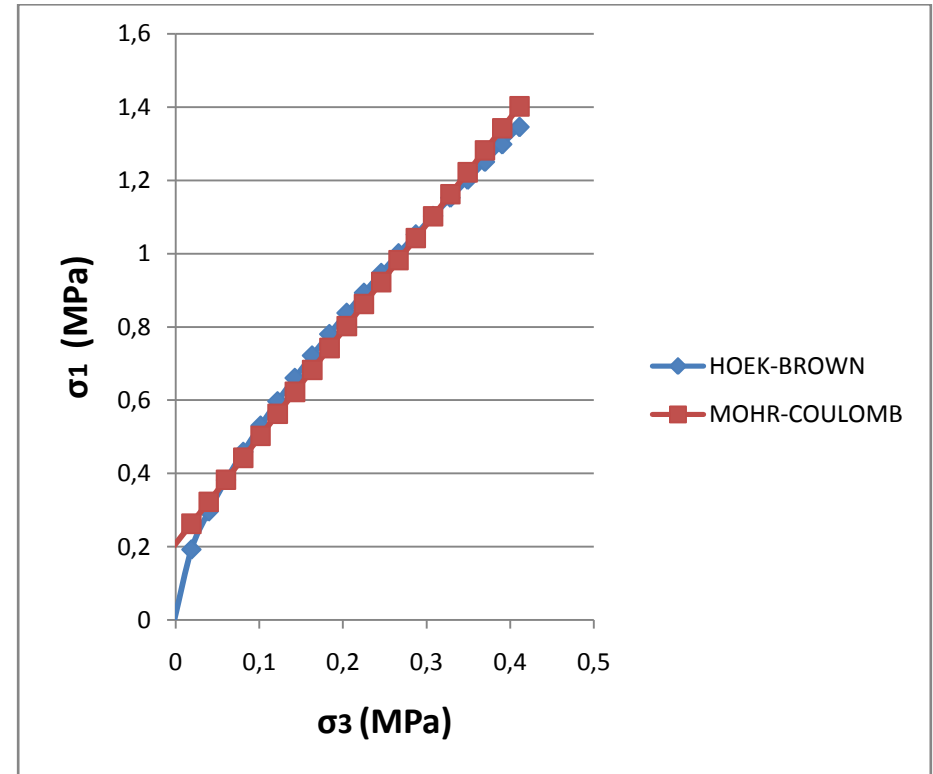
$$\phi' = \arcsin \left[ \frac{(6am_b(s + mb\sigma'_{3n})^{a-1})}{[2(a+1)(a+2)\text{SQRT}[1 + (6am_b(s + mb\sigma'_{3n})^{a-1}) / ((a+1)(a+2))]]} \right]$$

$$c' = [\sigma_{ci} \left[ \frac{((2a+1)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}) (s + mb\sigma'_{3n})^{a-1}}{[(a+1)(a+2)\text{SQRT}[1 + (6am_b(s + mb\sigma'_{3n})^{a-1}) / ((a+1)(a+2))]]} \right] ]$$

1



Γράφημα 2.1: Σχέση διατμητικής αντοχής και ορθής τάσης για Mohr-Coulomb και Hoek-Brown



Γράφημα 2.2: Σχέση μέγιστης ορθής τάσης και τάσης περιφέρειας για Mohr-Coulomb και Hoek-Brown

<sup>1</sup> Για το παράδειγμα χρησιμοποιήθηκαν τα δεδομένα του σχηματισμού "Βράχος E-1"

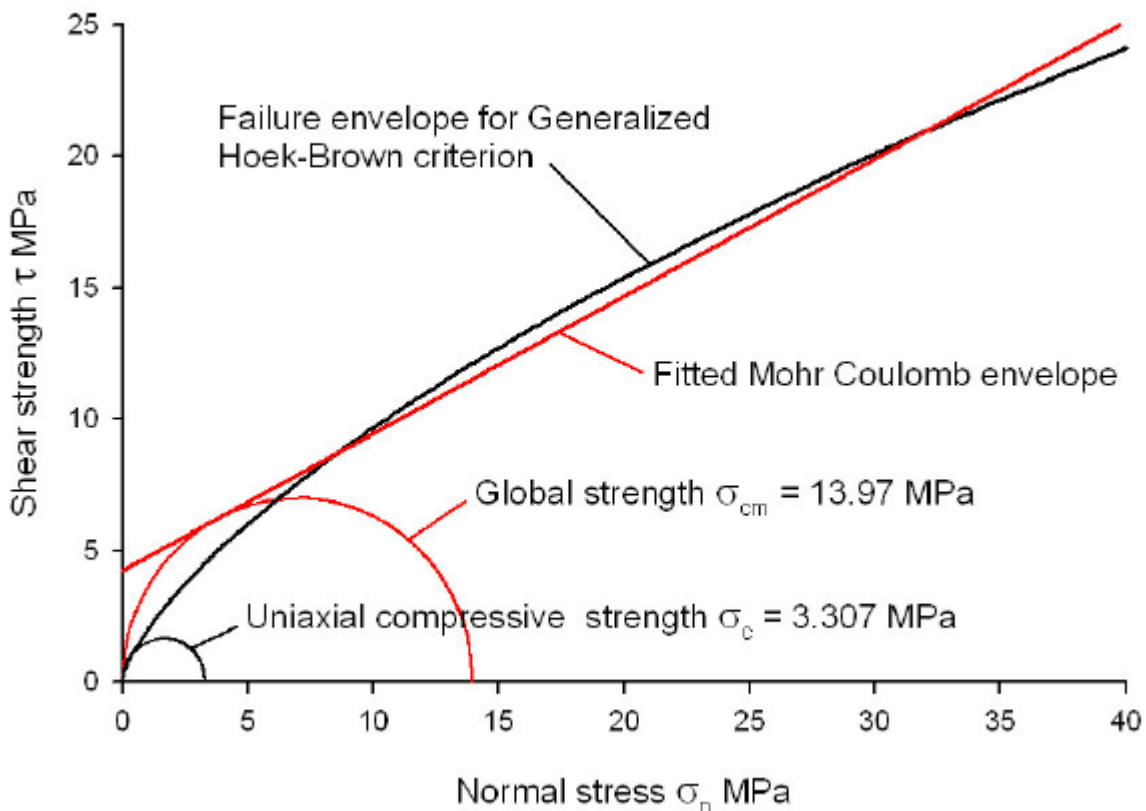
**2.3.5 Εκροές αλγορίθμου**

Όπως προαναφέρθηκε, προϊόν της μετατροπής είναι οι ζητούμενες παράμετροι  $c'$  και  $\phi'$ .

Επιπλέον όμως, ορίζεται η ολική αντοχή βραχομάζας  $\sigma_{cm}$ . Η μονοαξονική αντοχή της βραχομάζας σε θλίψη  $\sigma_c$  αποτελεί μεν ένα όριο αντοχής της βραχομάζας, δεν εκφράζει δε την συμπεριφορά της κατά την πλαστικοποίηση της. Ενώ η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη εφάπτεται στην αρχή της καμπύλης Hoek-Brown, η ολική αντοχή της βραχομάζας εκφράζει την απερίσφιγκτη αστοχία μέσω της περιβάλλουσας Mohr-Coulomb. Στα πλαίσια μίας αναλογίας, η  $\sigma_c$  θα ήταν η αντοχή διαρροής ενός μεμονωμένου στοιχείου του έργου, το οποίο σε περίπτωση μη στήριξής του θα σήμαινε ελαφρές καταπτώσεις και προσπάθεια ανακατανομή της έντασης στα ενδότερα. Ακριβώς αυτήν την λειτουργία, την κινητοποίηση δηλαδή μεγαλύτερου όγκου υλικού για την ανακατανομή της έντασης, εκφράζει η ολική αντοχή βραχομάζας  $\sigma_{cm}$ . Ακόμα και με υποτυπώδη αντιστήριξη για την συγκράτηση πιθανών καταπτώσεων, ενεργοποιείται η εξαιρετικά μεγαλύτερη  $\sigma_{cm}$ , της οποίας η εξάντληση οφείλεται σε έναν αρκετά ευρύτερο μηχανισμό αστοχίας.

Σε όρους Mohr-Coulomb, ισχύει:  $\sigma_{cm} = 2 * c' * \text{SQRT}[N_\phi]$

**Εικόνα 2.10: Παράδειγμα ολικής αντοχής βραχομάζας**



### 2.3.6 Εφαρμογή του Γενικευμένου Κριτηρίου Hoek-Brown στον Αθηναϊκό Σχιστόλιθο

Η εφαρμογή σε πτωχές βραχομάζες, όπως αυτή του Αθηναϊκού Σχιστόλιθου, είναι οι περιπτώσεις όπου ενδείκνυται η εφαρμογή του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown και η λογική απόδοσης του δείκτη GSI.

Σε υψηλούς δείκτες GSI, η συμπεριφορά της βραχομάζας προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου βράχου (GSI=100), και η αστοχία αναμένεται να εμφανιστεί με μηχανισμούς επίπεδης ολίσθησης-ολίσθησης σφήνας-ανατροπής τεμάχους. Συνήθως, οι αστοχίες συμβαίνουν επί επιπέδου έμμονων ασυνεχειών που πλέον μελετούνται με άλλα κριτήρια (π.χ. Barton et al). Επίσης, εξαιρετικά σημαντικός είναι ο προσδιορισμός των χαρακτηριστικών των ασυνεχειών.

Απεναντίας, με χαμηλό GSI, όπως στην συγκεκριμένη περίπτωση, δεν κυριαρχεί έμμονη οικογένεια ασυνεχειών, και η χαώδης δομή επιβάλλει την μελέτη περιστροφικών αστοχιών. Ο σκελετός άρρηκτων, βραχωδών τεμάχων που έρχονται ανά σημεία σε επαφή, και η πλήρωση των κενών που δημιουργούν οι διακλάσεις με εδαφικό υλικό, καθιστούν κρισιμότερους τους περιστροφικούς μηχανισμούς. Κυρίαρχο ρόλο στην αντιπροσωπευτική απόδοση της διατμητικής αντοχής μέσω του κριτηρίου Hoek-Brown, και μετέπειτα μέσω του Mohr-Coulomb, είναι η κατάλληλη επιλογή του GSI.



### 3 Γεωτεχνική μελέτη σχεδιασμού

#### 3.1 Γεωτεχνικές τομές σχεδιασμού

##### 3.1.1 Γενικά

Για την προσομοίωση του σταθμού στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων είναι απαραίτητη η διαμόρφωση τομών υπολογισμού και γι' αυτό μορφώνονται τέσσερις Γεωτεχνικές Τομές Σχεδιασμού (Γ.Τ.Σ.), οι οποίες είναι χαρακτηριστικές της περιοχής που αναφέρονται.

Στις Γ.Τ.Σ. σημειώνεται η στρωματογραφία του εδάφους (ταυτότητα, πάχος, κλίση, αλληλουχία στρωμάτων), το καθεστώς των υπογείων υδάτων, καθώς και η παρουσία και οι διαστάσεις των κατασκευών. Δεδομένης της πληθώρας κατασκευών πέραν της κύριας εκσκαφής του σταθμού, οι οποίες εντοπίζονται μάλιστα σε διάφορα βάθη, αλλά και της μεταβλητότητας ορισμένων στρωμάτων (κυρίως λόγω της μεταβολής του γεωλογικού δείκτη αντοχής GSI), κρίνεται απαραίτητη η διερεύνηση των συνθηκών πριν την επιλογή Γ.Τ.Σ., πρέπει δηλαδή να προσδιοριστούν:

- i. Σε τι βάθη συναντώνται τα στρώματα του συστήματος «Κατηγορία Βράχου».
- ii. Τι είδους και ποιές κατασκευές βρίσκονται σε κάθε στρώμα.

##### 3.1.2 Σύσταση Γ.Τ.Σ.

Ακολουθούν η παρουσίαση και η σύνθεση των τεσσάρων Γ.Τ.Σ, βασιζόμενες στα αποτελέσματα των γεωτρήσεων, σε επί τόπου παρατηρήσεις και οπωσδήποτε στην εμπειρία από παρόμοιους σχηματισμούς.

Ως «Στρώμα Ι» αναγράφεται ο εκάστοτε εδαφικός σχηματισμός, ενώ ως «Στρώμα ΙΙ» ο κάθε υποκείμενος βραχώδης.

##### 3.1.2.1 Γ.Τ.Σ.-1

Μέσο απόλυτο υψόμετρο επιφάνειας: +60,00m

Πεδίο εφαρμογής: Πρανή εκσκαφής του σταθμού στο ανατολικό τμήμα και μέτωπο σήραγγας βόρειας εισόδου.

Στρωματογραφία:

- i. Στρώμα Ι: Από ±0,00m έως -3,50m  
Περιγραφή: Τεφροπράσινη στιφρή αργιλώδης άμμος με χαλίκια και θραύσματα (τεχνητές επιχώσεις και μανδύας αποσάθρωσης υποκείμενων σχιστολίθων).  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Στιφρό Έδαφος»
- ii. Στρώμα ΙΙ-1α: Από -3,50m έως -15,00m  
Περιγραφή: Καστανοπράσινος, πρασινωπός έως γκρίζος ασβεστιτικός μεταψαμμίτης, έντονα αποσαθρωμένος, κερματισμένος και κατά θέσεις διατμημένος, μέτρια ασθενούς έως ασθενούς

αντοχής, με λεπτές ενστρώσεις τερφοπράσινων έως μελανότεφρων μεταίλυόλιθων και τοπικά αργιλικών σχιστόλιθων.

Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος E-1»

- iii. Στρώμα II-1β: Από -15,00m και κάτω  
Περιγραφή: Ίδια με ανώτερο στρώμα  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος E-2»

Το «Στρώμα II» χωρίζεται συντηρητικά σε δύο επιμέρους κατηγορίες. Κατά την μετατροπή από το κριτήριο Hoek-Brown σε Mohr-Coulomb, αυξανόμενου του βάθους εκσκαφής (δηλαδή του ύψους του πρανούς), η γωνία τριβής μειώνεται, ενώ η συνοχή αυξάνεται (παράγραφος 2.3.4). Επειδή η κατηγορία «Βράχος E» συναντάται σε μεγάλο εύρος βαθών, υποδιαιρείται, ώστε στην παραπάνω μετατροπή να χρησιμοποιηθούν δύο στάθμες: της σήραγγας της βόρειας εισόδου και του πυθμένα της εκσκαφής. Έτσι η γωνία τριβής στην δεύτερη στάθμη θα είναι μικρότερη, υπέρ ασφαλείας. Η συνοχή στον πυθμένα υποβαθμίζεται και λαμβάνεται η ίδια και για τα δύο στρώματα, λόγω ενδεχόμενης παρεμβολής υλικών κατώτερης ποιότητας. Ο διαχωρισμός αυτός γίνεται μόνο στην κατηγορία «Βράχος E», η οποία ως ασθενέστερη, κρίνεται πιο επιρρεπής σε αστοχία σε μεγαλύτερα βάθη.

#### 3.1.2.2 Γ.Τ.Σ.-2

Μέσο απόλυτο υψόμετρο επιφάνειας: +60,00m

Πεδίο εφαρμογής: Πρανή εκσκαφής του σταθμού στο κεντρικό τμήμα (η εκσκαφή, η αντιστήριξη και η θεμελίωση του σταθμού μετεπιβίβασης στο νοτιανατολικό τμήμα του συναντά μόνο το «Στρώμα II-1α», και όχι το υποκείμενο «Στρώμα II-2».

Στρωματογραφία:

- i. Στρώμα I: Από ±0,00m έως -3,50m  
Περιγραφή: Τερφοπράσινη στιφρή αργιλώδης άμμος με χαλίκια και θραύσματα (τεχνητές επιχώσεις και μανδύας αποσάθρωσης υποκείμενων σχιστόλιθων).  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Στιφρό Έδαφος»
- ii. Στρώμα II-1α: Από -3,50m έως -8,00m  
Περιγραφή: Καστανοπράσινος, πρασινωπός έως γκριζός ασβεστιτικός μεταψαμμίτης, έντονα αποσαθρωμένος, κερματισμένος και κατά θέσεις διατμημένος, μέτρια ασθενούς έως ασθενούς αντοχής, με λεπτές ενστρώσεις τερφοπράσινων έως μελανότεφρων πεταίλυόλιθων και τοπικά αργιλικών σχιστόλιθων.  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος E-1»
- iii. Στρώμα II-2: Από -8,00m και κάτω  
Περιγραφή: Γκριζοπράσινος έως γκριζοκύανος, πολύ έως μέτρια αποσαθρωμένος, μεσοχονδρόκοκκος, ταινιωτής υφής, ασβεστιτικός μεταψαμμίτης, με παρεμβολές εδαφοποιημένου λεπτοστρωματώδους μεταίλυόλιθου, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένων και κατά θέσεις κερματισμένων, ασθενούς έως μέτριας αντοχής.  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Γ»

### 3.1.2.3 Γ.Τ.Σ.-3

Μέσο απόλυτο υψόμετρο επιφάνειας: +65,00m

Πεδίο εφαρμογής: Πρανή εκσκαφής του σταθμού στο δυτικό τμήμα και αντιστήριξη και θεμελίωση σταθμού μετεπιβίβασης στο βορειοδυτικό τμήμα του.

Στρωματογραφία:

- i. Στρώμα I: Από  $\pm 0,00\text{m}$  έως  $-3,50\text{m}$   
Περιγραφή: Τεφροπράσινη στιφρή αργιλώδης άμμος με χαλίκια και θραύσματα (τεχνητές επιχώσεις και μανδύας αποσάθρωσης υποκείμενων σχιστολίθων).  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Στιφρό Έδαφος»
- ii. Στρώμα II-1α: Από  $-3,50\text{m}$  έως  $-10,00\text{m}$   
Περιγραφή: Καστανοπράσινος, πρασινωπός έως γκριζοπράσινος ασβεστιτικός μεταψαμμίτης, πολύ έως μέτρια αποσαθρωμένος, μεσο-χονδρόκοκκος, ταινωτής υφής, τοπικά κερματισμένος, ασθενούς έως μέτρια ισχυρής αντοχής, με παρεμβολές εδαφοποιημένου λεπτοστρωματώδους μεταϊλύλιθου.  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Γ»
- iii. Στρώμα II-3: από  $-10,00\text{m}$  και κάτω  
Περιγραφή: Ασβεστιτικός μεταψαμμίτης, κυρίως λεπτόκοκκος, χρώματος κατά θέσεις λευκόφαιου και κυρίως καστανού έως πρασινοκάστανου, πτυχωμένος και μέτρια κερματισμένος, τοπικά μικροκαρστικοποιημένος, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος, ασθενούς έως μέτρια ισχυρής αντοχής, με αραιές τοπικές λεπτές ενστρώσεις τερφοπράσινων μεταϊλύλιθων.  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Α»

### 3.1.2.4 Γ.Τ.Σ.-4

Μέσο απόλυτο υψόμετρο επιφάνειας: +65,00m

Πεδίο εφαρμογής: Πρανή εκσκαφής του σταθμού στο δυτικό τμήμα του.

Στρωματογραφία:

- i. Στρώμα I: Από  $\pm 0,00\text{m}$  έως  $-3,50\text{m}$   
Περιγραφή: Τεφροπράσινη στιφρή αργιλώδης άμμος με χαλίκια και θραύσματα (τεχνητές επιχώσεις και μανδύας αποσάθρωσης υποκείμενων σχιστολίθων).  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Στιφρό Έδαφος»
- ii. Στρώμα II-2: από  $-3,50\text{m}$  έως  $-10,00\text{m}$   
Περιγραφή: Καστανοπράσινος, πρασινωπός έως γκριζοπράσινος ασβεστιτικός μεταψαμμίτης, πολύ έως μέτρια αποσαθρωμένος, μεσο-χονδρόκοκκος, ταινωτής υφής, τοπικά κερματισμένος, ασθενούς έως μέτρια ισχυρής αντοχής, με παρεμβολές εδαφοποιημένου λεπτοστρωματώδους μεταϊλύλιθου.  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Γ»

- iii. Στρώμα II-4: από -10,00m έως -17,00m  
Περιγραφή: Ασβεστιτικός μεταψαμμίτης, κυρίως λεπτόκοκκος, χρώματος κατά θέσεις λευκόφαιου και κυρίως καστανού έως πρασινοκάστανου, πτυχωμένος και μέτρια κερματισμένος, τοπικά μικροκαρστικοποιημένος, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος, ασθενούς έως μέτρια ισχυρής αντοχής, με αραιές τοπικές λεπτές ενστρώσεις τεφροπράσινου μεταίλυόλιθου.  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Β»
  
- iv. Στρώμα II-1α: από -17,00m έως -27,00m  
Περιγραφή: Καστανοπράσινος, πρασινωπός έως γκρίζος ασβεστιτικός μεταψαμμίτης, έντονα αποσαθρωμένος, κερματισμένος και κατά θέσεις διατμημένος, μέτρια ασθενούς έως ασθενούς αντοχής, με λεπτές ενστρώσεις τερφοπράσινων έως μελανότεφρων πεταίλυόλιθων και τοπικά αργιλικών σχιστόλιθων.  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Ε-1»
  
- v. Στρώμα II-2: από -27,00m και κάτω  
Περιγραφή: Καστανοπράσινοι και καστανότεφροι μεταψαμμίτες και μεταίλυόλιθοι ή γκριζοκύανοι έως σκούροι κυανοί μεταίλυόλιθοι/αργιλικό σχιστόλιθοι- γραουβάκες  
Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Γ»

## 3.2 Μέθοδος προσδιορισμού γεωτεχνικών παραμέτρων

### 3.2.1 Γενικά

Η μεθοδολογία απόδοσης τιμών στις Γεωτεχνικές Παραμέτρους Σχεδιασμού (ΓΠΣ) αποτελεί έναν συνδυασμό μαθηματικά διατυπωμένης θεωρίας και εμπειρικής γνώσης, βασισμένη σε εργαστηριακά αποτελέσματα αλλά και επί τόπου παρατηρήσεις. Λόγω της ανομοιογένειας των υλικών και της αμφιβολίας όσον αφορά την ακριβή συμπεριφορά τους, ο ζυγός τείνει προς τον παράγοντα «εμπειρία».

Η φύση του κυρίως απαντώμενου σχηματισμού (Αθηναϊκός Σχιστόλιθος) δεν επιτρέπει την αδιατάρακτη δειγματοληψία και την εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών αντίστοιχης αντιπροσωπευτικότητας για τον άμεσο προσδιορισμό των γεωτεχνικών παραμέτρων.

Η έντονη ετερογένεια, ο μη σταθερός στον χώρο βαθμός κατακερματισμού, αλλά και η μη πάγια αποσάθρωση των τοιχωμάτων των ασυνεχειών, καθιστούν τον Αθηναϊκό Σχιστόλιθο έναν έντονα ανομοιογενή βραχώδη σχηματισμό. Συνεπώς, ακόμα και ένα σημαντικό πλήθος στατιστικά επεξεργασμένων εργαστηριακών αποτελεσμάτων δεν θα μπορούσε να αποδώσει σωστά την φύση του. Παραδείγματος χάριν, δεν υπάρχει νόημα στον ακριβή υπολογισμό της γωνίας τριβής της ασυνέχειας, επειδή μεν οι οικογένειες ασυνεχειών είναι απροσδιόριστου πλήθους, και δε, επειδή σε έναν τέτοιο σχηματισμό η αστοχία δεν αναμένεται να προέλθει από «επίπεδη ολίσθηση στερεού σώματος» (απλή επίπεδη ολίσθηση ή ολίσθηση σφήνας) επί ασυνέχειας, αλλά από έναν περιστροφικό μηχανισμό, κινητοποιούμενο λόγω της έντονης διάκλασης του σχηματισμού (βλ. παράγραφο 2.3.6). Για το λόγο αυτό, η εκτίμηση των αντιπροσωπευτικών γεωτεχνικών παραμέτρων ( $\phi'$ ,  $c'$ ,  $E$ ,  $k$ , κλπ.) έχει βασιστεί σε συνεκτίμηση των μετρηθεισών τιμών από τις εργαστηριακές και επιτόπου δοκιμές, στην γεωτεχνική ταξινόμηση της βραχομάζας και σε εμπειρικές συσχετίσεις και εκτιμήσεις.

Συνδυάζονται:

A) Οι σχηματισμοί που αναμένονται να συναντηθούν στο έργο ταξινομούνται στις εξής κατηγορίες σχηματισμών:

**Πίνακας 3.1 Σύστημα Κατάταξης "Κατηγορία Βράχου"**

ΕΔΑΦΟΣ	Επιφανειακό Έδαφος (Engineering Soil)	i) Τεχνητές επιχώσεις
		ii) Εδαφικοί σχηματισμοί με $N_{SPT}$ :
		Συνεκτικοί: $N_{SPT} < 15$
		Μη συνεκτικοί: $N_{SPT} < 30$
	Στιφρό Έδαφος (Stiff Soil)	Εδαφικοί σχηματισμοί με $N_{SPT}$ :
		Συνεκτικοί: $15 < N_{SPT} < 30$
Μη συνεκτικοί: $30 < N_{SPT}$		
Σκλήρο Έδαφος (Hard Soil)	Συνεκτικοί εδαφικοί σχηματισμοί και πλήρως εξαλλοιωμένοι βραχώδεις σχηματισμοί με τιμές: $30 < N_{SPT} < 50$	
ΒΡΑΧΟΣ	Μαλακός Βράχος (Semi-rock)	i) Πολύ σκληροί συνεκτικοί εδαφικοί σχηματισμοί και πλήρως εξαλλοιωμένοι βραχώδεις σχηματισμοί με τιμές: $N_{SPT} > 50$
		ii) Βραχώδεις σχηματισμοί πολύ ασθενούς αντοχής με $GSI < 15$
	Βράχος Ε	Βραχώδεις σχηματισμοί πολύ ασθενούς αντοχής με $15 < GSI < 20$
	Βράχος Δ	Βραχώδεις σχηματισμοί ασθενούς αντοχής με $20 < GSI < 25$
	Βράχος Γ	Βραχώδεις σχηματισμοί με $25 < GSI < 35$
	Βράχος Β	Βραχώδεις σχηματισμοί με $35 < GSI < 45$
	Βράχος Α	Βραχώδεις σχηματισμοί με $GSI > 45$

Σε αυτήν την κατάταξη, οι σχηματισμοί Νεογενών και Αθηναϊκού Σχιστόλιθου κατηγοριοποιούνται ενιαία βάσει μόνο του δείκτη GSI. (παραπ. ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε.)

Β) i) Χρησιμοποιούνται εμπειρικές εκτιμήσεις (SPT, πρεσσιομετρήσεις, κ.α.), ή ελλείψει στοιχείων αποδίδονται χαρακτηριστικά παρόμοιων σχηματισμών. ii) Λαμβάνονται αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών, και όπου υπάρχει ικανό πλήθος, επιδέχονται στατιστική επεξεργασία.

Γ) Η βραχομάζα βαθμονομείται βάσει του Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής GSI. Με εργαστηριακό προσδιορισμό της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη του άρρηκτου βράχου, και την απόδοση του συντελεστή  $m_i$  στην βραχομάζα, υπολογίζονται οι παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας.

Δ) Ανά τμήματα, οι τοπικές γεωτεχνικές συνθήκες αξιολογούνται βάσει των διαθέσιμων γεωτρήσεων και έτσι η στρωματογραφία της θέσης προσαρμόζεται στο σύστημα «Κατηγοριών Σχηματισμών» (Α). Προκύπτει, λοιπόν, μία σειρά Γεωτεχνικών Τομών Σχεδιασμού (ΓΤΣ), καθεμίας χαρακτηριστική για ένα τμήμα του έργου.

Ε) Λόγω της αβεβαιότητας των παραπάνω, έγινε η πρόβλεψη για παρακολούθηση των αποκλίσεων και έλεγχο επισφαλούς γεωτεχνικής συμπεριφοράς κατά την κατασκευή (π.χ. μέτρηση οριζοντίων μετακινήσεων πασσαλότοιχου, καθιζήσεις επιφάνειας εδάφους, κ.α.).

#### **3.2.2 Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας βραχομάζας**

Οι εργαστηριακές δοκιμές αντοχής παρουσιάζονται στην παράγραφο 2.1. Δοκιμές έγιναν είτε σε καλής ποιότητας υγιείς πυρήνες βράχου, είτε στο τελείως αργιλοποιημένο υλικό, προσδιορίζοντας έτσι τις ανώτερες και κατώτερες τιμές των ιδιοτήτων του σχηματισμού. Από αυτές, όσες έγιναν σε βραχώδη δείγματα, και συγκεκριμένα οι δοκιμές μονοαξονικής αντοχής άρρηκτου βράχου (UCT) και σημειακής φόρτισης (PLT), δίνουν έναν στατιστικό «πληθυσμό» μονοαξονικής αντοχής άρρηκτου βράχου  $\sigma_{ci}$ . Η στατιστική επεξεργασία του  $\sigma_{ci}$  και η εύστοχη απόδοση των τιμών που κυμαίνεται είναι καθοριστικής σημασίας για την επάρκεια και την αποδοτικότητα του σχεδιασμού, καθώς το μέγεθος αυτό μαζί με τον συντελεστή  $m_i$  αποτελούν την «ταυτότητα» του πετρώματος για το κριτήριο Hoek-Brown (βλ. 2.3.1), και όπως προαναφέρθηκε, χρησιμοποιείται το ίδιο εύρος των τιμών τους σε κάθε κατηγορία βράχου.

Πίνακας 3.2: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων βραχωδών δοκιμών αντοχής

UCT		PLT			ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ			
A/A	$\sigma_{ci}$ (MPa)	A/A	$I_{s50}$ (MPa)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	A/A	$\sigma_{ci}$ (MPa)	A/A	$\sigma_{ci}$ (MPa)
1	5,41	1	0,57	7,41	1	5,41	25	23,14
2	8,34	2	1,22	15,86	2	8,34	26	6,76
3	15,94	3	1,78	23,14	3	15,94	27	10,53
4	2,90	4	0,52	6,76	4	2,90	28	5,85
5	20,09	5	0,81	10,53	5	20,09	29	2,47
6	9,49	6	0,45	5,85	6	9,49	30	2,6
7	12,50	7	0,19	2,47	7	12,50	31	15,99
8	12,87	8	0,20	2,6	8	12,87	32	7,41
9	16,46	9	1,23	15,99	9	16,46	33	7,54
10	19,58	10	0,57	7,41	10	19,58	34	24,96
11	23,47	11	0,58	7,54	11	23,47	35	38,09
12	23,12	12	1,92	24,96	12	23,12	36	6,89
13	12,23	13	2,93	38,09	13	12,23	37	14,17
14	8,18	14	0,53	6,89	14	8,18	38	7,8
15	16,05	15	1,09	14,17	15	16,05	39	7,41
16	7,80	16	0,60	7,8	16	7,80	40	14,69
17	3,23	17	0,57	7,41	17	3,23	41	9,36
18	12,60	18	1,13	14,69	18	12,60	42	14,04
19	16,06	19	0,72	9,36	19	16,06	43	56,94
20	16,02	20	1,08	14,04	20	16,02	44	10,53
21	6,47	21	4,38	56,94	21	6,47	45	15,47
22	11,15	22	0,81	10,53	22	11,15	46	18,85
<b>Μ.Ο.</b>	<b>12,73</b>	23	1,19	15,47	23	7,41	47	16,38
<b>ΤΥΠ. ΑΠΟΚΛ.</b>	<b>5,93</b>	24	1,45	18,85	24	15,86		
<b>ΕΥΡΟΣ</b>	<b>9,76</b>	25	1,26	16,38	<b>Μ.Ο.</b>		<b>13,64</b>	
	<b>15,69</b>	<b>Μ.Ο.</b>	<b>1,11</b>	<b>14,45</b>	<b>ΤΥΠ. ΑΠΟΚΛ.</b>		<b>9,47</b>	
		<b>ΤΥΠ. ΑΠΟΚΛ.</b>	<b>0,91</b>	<b>11,82</b>	<b>ΕΥΡΟΣ</b>		<b>8,91</b>	
		<b>ΕΥΡΟΣ</b>	<b>0,66</b>	<b>8,54</b>			<b>18,37</b>	
			<b>1,57</b>	<b>20,35</b>				



Πίνακας 3.3: Στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων βραχωδών δοκιμών αντοχής

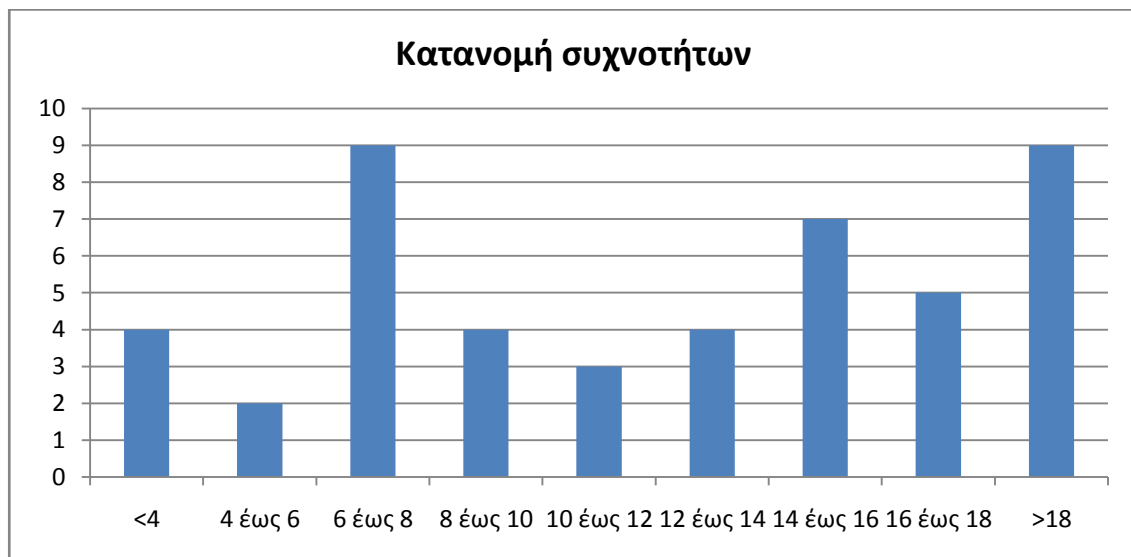
ΕΥΡΟΣ	xi	fi
<4	4	9%
4 έως 6	2	4%
6 έως 8	9	19%
8 έως 10	4	9%
10 έως 12	3	6%
12 έως 14	4	9%
14 έως 16	7	15%
16 έως 18	5	11%
>18	9	19%
ΣΥΝΟΛΟ	47	100%

ΟΡΙΟ ΑΘΡΟΙΣΗΣ	Xi	Fi
<4	4	9%
<6	6	13%
<8	15	32%
<10	19	40%
<12	22	47%
<14	26	55%
<16	33	70%
<18	38	81%
<<	47	100%

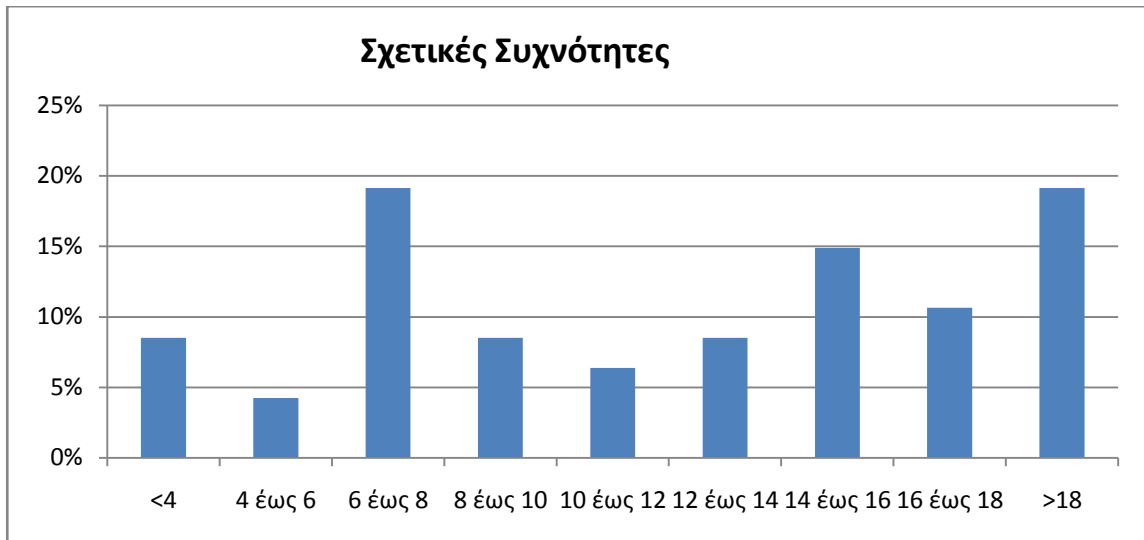
<b>F<sub>50%</sub> (MPa)</b>	<b>12,50</b>
<b>ΤΥΠ. ΑΠΟΚΛ. UCT</b>	<b>5,93</b>
<b>ΕΥΡΟΣ</b>	<b>9,53</b>
	<b>14,28</b>

ΤΕΛΙΚΟ ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΟ ΕΥΡΟΣ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΡΡΗΚΤΟΥ ΒΡΑΧΟΥ $\sigma_{ci}$ (MPa)	9
	14

Γράφημα 3.1 Κατανομή αποτελεσμάτων δοκιμών αντοχής σε εύρη τιμών



Γράφημα 3.2 Σχετικές συχνότητες κατανομής αποτελεσμάτων δοκιμών αντοχής σε εύρη τιμών



Γράφημα 3.3 Αθροιστικές σχετικές συχνότητες ανά ανώτερο όριο τιμής αντοχής



Με δείγματα τα στοιχεία των δοκιμών UCT και PLT, και τον διαχωρισμό τους σε κατηγορίες ανά 2 MPa, προκύπτει ότι το 50% των δειγμάτων έχει τιμή μικρότερη των  $F_{50\%}=12,5$  MPa.

Επειδή η προσωρινή αντιστήριξη ενεργοποιεί και καταπονείται από μεγάλο όγκο εδάφους, ως κατώτατο όριο μπορεί να θεωρηθεί την τιμή  $X_{under}=F_{50\%}-0,5*s$ , ενώ ως ανώτατο η τιμή  $X_{over}=F_{50\%}+0,3*s$ , όπου  $s$  (MPa) η τυπική απόκλιση του πληθυσμού. Η αντιμετώπιση αυτή δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα, αφού όσο μεγαλύτερος είναι ο εδαφικός όγκος που ενεργοποιείται, τόσο μικρότερη είναι η επιρροή και η κρισιμότητα τμημάτων πτωχής αντοχής της βραχομάζας, εξ' αιτίας κυρίως φαινομένων ανακατανομής. Αν παραδείγματος χάριν, θέμα ήταν η μελέτη της αντοχής αιχμής ενός πασσάλου, όπου μικρός εδαφικός όγκος παραλαμβάνει το σημαντικότερο μερίδιο της φόρτισης, η κατώτατη τιμή θα ήταν μικρότερη ( $X_u=F_{50\%}-1,64*s$ ), σκεπτόμενοι την σπουδαιότητα των τοπικών γεωτεχνικών συνθηκών για το έργο. Ακόμη, σχεδιάζοντας υπέρ ασφαλείας, δίνεται στο εύρος η ασυμμετρία περί την  $F_{50\%}$ . Τελικά προκύπτουν:

$$X_{under}= 9,53 \text{ MPa}, X_{over}=14,28 \text{ MPa}.$$

Έτσι λοιπόν επιλέγεται το εύρος της  $\sigma_{ci}$  για τον σχεδιασμό:  $9 \text{ MPa} \leq \sigma_{ci} \leq 14 \text{ MPa}$

Το δεύτερο και τελευταίο δεδομένο για την απόδοση ιδιοτήτων στις βραχομάζες του συστήματος «Κατηγορία Βράχου» είναι ο συντελεστής  $m_i$ . Ο  $m_i$  αναφέρεται σε τεμάχια άρρηκτου βράχου και κατηγοριοποιείται βάσει του λιθολογικού τύπου του πετρώματος. Η διακύμανση των τιμών του έχει να κάνει με τον κοκκώδη ή όχι ιστό, το αλληλοκλείδωμα των κόκκων και τα χαρακτηριστικά τριβής μεταξύ τους. Από τον σχετικό πίνακα (Hoek-Marinos 2000), στον Σχιστόλιθο αποδίδεται  $m_i=12\pm 3$ . Και πάλι υπέρ ασφαλείας, επιλέγεται εύρος  $m_i=8-15$ .

**Πίνακας 3.4: Τελικές τιμές αντοχής σχηματισμών**

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ HOEK-BROWN		
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
$\sigma_{ci}$ (MPa)	9	14
$m_i$	8	13

Με εφαρμογή του συστήματος «Κατηγορία Βράχου» και των παραπάνω τιμών  $m_i$ ,  $\sigma_{ci}$  αποδίδονται οι παράμετροι διατμητικής αντοχής και παραμορφωσιμότητας ανά βραχομάζα.

Προσοχή πρέπει να δοθεί στο γεγονός ότι η μετατροπή από το κριτήριο Hoek-Brown στο Mohr-Coulomb δίνει διαφορετικά αποτελέσματα αναλόγως του έργου που πρόκειται να πραγματοποιηθεί (βλ. παράγραφο 2.3.4). Στον Πίνακα 3.5 σημειώνεται το είδος του κάθε έργου για την κατάλληλη απόδοση παραμέτρων αντοχής.

Υπενθυμίζεται ο υπέρ ασφαλείας διαχωρισμός της κατηγορίας «Βράχος Ε» σε δύο υποκατηγορίες με διαφορετικές παραμέτρους αντοχής.

Όσον αφορά το μέτρο ελαστικότητας της βραχομάζας σε φόρτιση, χρησιμοποιείται ο τύπος:  $E(\text{MPa})=\text{SQRT}[\sigma_{ci}(\text{MPa})/100]*10^{\wedge}((\text{GSI}-10)/40)$ . Σε αποφόρτιση υπολογίζεται  $E_{u-r}=2*E$ , το οποίο αντιστοιχεί

στο  $E_{0,1\%}$ , δηλαδή στο τέμνον μέτρο ελαστικότητας για παραμόρφωση 0,1%. Οι αντίστοιχες τιμές τους μακροχρόνια λαμβάνονται ως το 85% ή 90%, ανάλογα με την ποιότητα της βραχομάζας.

Οι Hoek και Diederich έχουν προτείνει άλλους δύο τύπους για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχομάζας:

$$E=100.000*[(1-D/2)/(1+\exp[(75+25D-GSI)/11])] \text{ (MPa)}$$

$$E=E_i*[0.02+(1-D/2)/(1+\exp[(60+15*D-GSI)/11])] \text{ (MPa)}$$

Όμως, η εφαρμογή και των δύο τύπων κρίνεται ακατάλληλη για τον Αθηναϊκό Σχιστόλιθο. Αφ' ενός, ο (i) δίνει πολύ υψηλές τιμές, ενώ ο (ii) πολύ χαμηλές. Αφ' ετέρου, ο (ii) απαιτεί το μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου  $E_i$ , το οποίο δεν μπορεί να προσδιοριστεί αξιόπιστα λόγω του εξαιρετικά έντονου κατακερματισμού του σχηματισμού, της σχιστότητας, της γενικότερης ετερογένειας, της εξαλλοίωσης, αλλά κυρίως εξ' αιτίας της διατάραξης του πετρώματος και της αποτόνωσης των τάσεων κατά την ανόρυξη (stress relief). Ο τελευταίος παράγοντας προβληματίζει συχνά κατά την δειγματοληψία σε σχηματισμούς με στρωσιγένεια ή σχιστότητα. Ακόμη, ο έμμεσος προσδιορισμός του  $E_i$  κρίνεται επισφαλής, καθώς πέραν της αβεβαιότητας για την μονοαξονική αντοχή  $\sigma_{ci}$  υπεισέρχεται και αμφιβολία κατά την επιλογή του συντελεστή μετατροπής ER. Τέλος, και οι δύο τύποι έχουν δοκιμαστεί, αλλά από την βάση δεδομένων-αποτελεσμάτων που προέκυψε, μόνο το 5% των σχηματισμών είχαν  $GSI < 30$  (Βράχος E, Δ, Γ), ενώ το 12% είχε  $GSI < 40$  (Βράχος E, Δ, Γ, Β). Συνεπώς, τα συμπεράσματα των Hoek και Diederich δεν αντιπροσωπεύουν τις συνθήκες του έργου (παραπ. ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε.).

**Πίνακας 3.5: Εκτελούμενα έργα**

ΕΡΓΟ	ΕΙΔΟΣ
C&C Εισόδου (ελάχιστο βάθος)	Σήραγγα
Σήραγγα εισόδου	Σήραγγα
Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού Μετεπιβίβασης	Πρανές
Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού	Πρανές

Πίνακας 3.6: Απόδοση παραμέτρων αντοχής στους απαντώμενους σχηματισμούς

	GSI		ΕΡΓΟ	ΒΑΘΟΣ ΕΡΓΩΝ (m)	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ				E (MPa)		ΥΠΟ- ΚΑΤΗΓΟ- ΡΙΑ	ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕ- ΤΡΟΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ			ΕΥΡΟΣ φ (°)		ΕΥΡΟΣ c (kPa)		ΑΠΟ	ΕΩΣ		φ (°)	c (kPa)
					ΑΠΟ	ΕΩΣ	ΑΠΟ	ΕΩΣ					
ΒΡΑΧΟΣ Ε	15	20	C&C Εισόδου (ελάχιστο βάθος)	1,00	50	61	10	17	400	665	E1 (<15m)	37	40
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού Μετεπιβίβασης	5,00	40	51	23	40					
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- άνω στρώση	8,00	37	48	30	53					
			Σήραγγα εισόδου	11,00	38	49	28	48					
			C&C Εισόδου (μέγιστο βάθος)	15,00	33	44	45	79					
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- κάτω στρώση	25,00	29	40	61	109					
ΒΡΑΧΟΣ Δ	20	25	Σήραγγα εισόδου	11,00	41	51	34	57	533	887	-	35	80
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού	25,00	32	42	74	126					
ΒΡΑΧΟΣ Γ	25	35	Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- άνω στρώση	10,00	40	52	50	94	711	1578	-	40	95
			Σήραγγα εισόδου	11,00	43	55	41	77					
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- κάτω στρώση	25,00	34	46	87	160					
ΒΡΑΧΟΣ Β	35	45	Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- άνω στρώση	25,00	37	49	112	198	1265	2806	-	42	110
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- κάτω στρώση	30,00	36	48	124	220					
ΒΡΑΧΟΣ Α	45	55	Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού	30,00	39	50	156	276	2250	4990	-	42	150

Πίνακας 3.7: Απόδοση παραμέτρων παραμορφωσιμότητας στους απαντώμενους σχηματισμούς

	GSI		ΕΡΓΟ	ΒΑΘΟΣ ΕΡΓΩΝ (m)	ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ			
					Σε φόρτιση		Σε αποφόρτιση	
					Βραχυχρόνιο	Μακροχρονιο	Βραχυχρόνιο	Μακροχρονιο
					Ε <sub>φορτ,β</sub> (Μρα)	Ε <sub>φορτ,μ</sub> (Μρα)	Ε <sub>αποφ,β</sub> (Μρα)	Ε <sub>αποφ,μ</sub> (Μρα)
ΒΡΑΧΟΣ Ε	15	20	C&C Εισόδου (ελάχιστο βάθος)	1,00	400	340	800	680
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού Μετεπιβίβασης	5,00				
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- άνω στρώση	8,00				
			Σήραγγα εισόδου	11,00				
			C&C Εισόδου (μέγιστο βάθος)	15,00				
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- κάτω στρώση	25,00				
ΒΡΑΧΟΣ Δ	20	25	Σήραγγα εισόδου	11,00	600	510	1200	1020
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού	25,00				
ΒΡΑΧΟΣ Γ	25	35	Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- άνω στρώση	10,00	850	720	1700	1445
			Σήραγγα εισόδου	11,00				
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- κάτω στρώση	25,00				
ΒΡΑΧΟΣ Β	35	45	Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- άνω στρώση	25,00	1200	1080	2400	2160
			Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού- κάτω στρώση	30,00				
ΒΡΑΧΟΣ Α	45	55	Αντιστήριξη εκσκαφής σταθμού	30,00	1500	1350	3000	2700

Αριθμητική ανάλυση της αντιστήριξης της βαθιάς εκσκαφής του Σταθμού του Μετρό της Αθήνας «Αγία Μαρίνα»

### 3.2.3 Παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας εδάφους

Το εδαφικό στρώμα που υπέρκειται του βραχώδη σχηματισμού ως ανάμιξη του μανδύα αποσάθρωσης αλλά και τεχνητών επιχώσεων αναγνωρίζεται ως αργιλώδης άμμος (ClSa) με χαλίκια. Με βάση την Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης (SPT), κατατάσσεται βάσει του σχετικού συστήματος ως «Στιφρό Έδαφος», και του αποδίδονται:  $\phi' = 35^\circ$ ,  $c' = 10$  kPa,  $E_{\phi\text{όρτισης}} = 40$  MPa,  $E_{\text{αποφόρτισης}} = 80$  MPa.

### 3.2.4 Διαπερατότητα

Κυμαίνεται από πρακτικά αδιαπέρατο ( $< 10^{-9}$ ) έως  $2,1 \cdot 10^{-5}$  (Πίνακας 3.8). Τυπικές τιμές βρίσκονται στο εύρος:  $(4 \cdot 10^{-5} - 3 \cdot 10^{-6})$  (m/s), και μία τιμή κοντά στην μέση θεωρείται αντιπροσωπευτική. Η διαπερατότητα εμφανίζεται να είναι ανεξάρτητη του βάθους, συνδέεται όμως έντονα με τις διαρρήξεις και τον κατακερματισμό του πετρώματος (δευτερογενές πορώδες). Εξαιτίας του δευτερογενούς πορώδους, η διαπερατότητα αποκτά ανομοιομορφία, ανάλογα θέσης και εξεταζόμενης διεύθυνσης, και κάποιες εξαιρετικά μεγάλες τιμές. Παρά την ετερογένειά του, ο σχηματισμός μπορεί να χαρακτηριστεί ως χαμηλής διαπερατότητας.

Λόγω του δυσχερέστερου δευτερογενούς πορώδους, αναμένεται κατά ζώνες να παρατηρηθεί σημαντικά αυξημένη διαπερατότητα, με έντονες εισροές. Σε τέτοια περίπτωση όμως, η αποφόρτιση του υδροφόρου ορίζοντα αναμένεται να είναι σύντομη.

Τελικά υιοθετείται μία αντιπροσωπευτική τιμή για ολόκληρο τον σχηματισμό:  $k = 9 \cdot 10^{-7}$  (m/s).

Σημειώνεται πως η τιμή αυτή συνάδει με τα αποτελέσματα της εργασίας: «Διασχίζοντας την παλαιά κοίτη του Κηφισού ποταμού, προβλέψεις και εμπειρίες από την διάνοιξη της σήραγγας επέκτασης του Μετρό Αθηνών προς Αιγάλεω» του καθ. Π. Μαρίνου.

Στον υπερκείμενο εδαφικό σχηματισμό δεν χρειάζεται να αποδοθεί συντελεστής διαπερατότητας, αφού βρίσκεται άνω της Σ.Υ.Ο.

### 3.2.5 Υδαταγωγιμότητα και συντελεστής εναποθήκευσης

Για τον υπολογισμό της μεταβιβαστικότητας ή υδαταγωγιμότητας (T) θεωρήθηκε υδροφόρο στρώμα πάχους  $H = 45$  m, δηλαδή 10 m κάτω από την ερυθρά της σήραγγας. Με την σχέση  $T = k \cdot H$ , προκύπτει  $T = 4,05 \cdot 10^{-5}$  m<sup>2</sup>/s. Σύμφωνα με τον καθ. Π. Μαρίνο, όπως αναφέρει στην εργασία του: «Σήραγγα επέκτασης γραμμής 3 προς Αιγάλεω», μία αντιπροσωπευτική τιμή του συντελεστή εναποθήκευσης S για τον Αθηναϊκό Σχιστόλιθο είναι  $S = 0,005$ , η οποία και υιοθετείται.

Πίνακας 3.8: Συγκεντρωτικός πίνακας δοκιμών διαπερατότητας

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΘΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ		ΕΙΔΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ (m/s)	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ
	ΑΠΟ	ΕΩΣ			
BASPG04	5,10	5,60	MAAG	6,85E-06	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BASPG04	18,00	20,00	MAAG	2,44E-06	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης με ενστρώσεις Μεταϊλύθου
BASPG05	9,30	10,10	MAAG	1,25E-05	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης με ενστρώσεις Μεταϊλύθου
BASPG05	17,00	18,00	MAAG	4,70E-06	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης με ενστρώσεις Μεταϊλύθου
BASPG05	25,30	25,50	MAAG	5,95E-07	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης με ενστρώσεις Μεταϊλύθου
BASRG06	10,00	10,50	MAAG	1,44E-05	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης με ενστρώσεις Μεταϊλύθου
BASRG06	16,90	17,40	MAAG	8,50E-06	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης με ενστρώσεις Μεταϊλύθου
BASPG07	5,00	5,80	MAAG	2,09E-05	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης με ενστρώσεις Μεταϊλύθου
BP3304	13,00	14,70	MAAG	1,73E-07	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BP3304	17,50	19,80	MAAG	8,81E-08	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BP3304	25,00	26,70	MAAG	6,84E-08	Μεταψαμμίτης (αποδιοργανωμένος)
BP3307	8,80	10,49	MAAG	5,17E-07	Μεταψαμμίτης
BP3307	12,00	15,30	MAAG	1,33E-07	Μεταψαμμίτης
BP3307	16,00	19,80	MAAG	8,75E-08	Μεταψαμμίτης (αποδιοργανωμένος)
BP3307	23,00	26,10	MAAG	5,80E-08	Μεταψαμμίτης (αποδιοργανωμένος)
BP3311	7,50	9,60	MAAG	1,24E-07	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BP3311	10,50	15,50	LUGEON	2,26E-08	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BP3311	14,60	19,60	LUGEON	5,63E-08	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης με Μεταϊλύθου
BP3311	20,40	25,40	LUGEON	3,81E-07	Μεταϊλύθου
BP3328	10,60	15,60	LUGEON	5,99E-07	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BP3328	15,00	20,00	LUGEON	4,19E-07	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BP3328	19,60	24,60	LUGEON	2,15E-07	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BP3329	7,70	9,50	MAAG	0,00E+00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
BP3329	14,20	15,90	MAAG	2,26E-07	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BP3329	15,30	20,30	LUGEON	5,03E-07	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
BP3329	20,10	25,10	LUGEON	5,89E-07	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
ΠΛΗΘΟΣ ΔΟΚΙΜΩΝ				26	
ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΤΙΜΗ (m/s)				5,95E-07	
ΜΕΓΙΣΤΗ ΤΙΜΗ (m/s)				2,09E-05	
Μ.Ο. (m/s)				8,86E-06	
ΤΥΠΙΚΗ ΑΠΟΚΛΙΣΗ (m/s)				6,76E-06	



### 3.2.6 Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα

Οι περισσότερες στάθμες βρέθηκαν σε βάθος μεταξύ -1,40m και -4,20 m, και αναμένονται να ακολουθούν σχεδόν παράλληλα την επιφάνεια του φυσικού εδάφους, ενώ βρίσκονται πολύ κοντά στην διεπιφάνεια του επιφανειακού αποσαθρωμένου μανδύα και του συμπαγούς, μειωμένης διαπερατότητας βραχώδους τμήματος των σχηματισμών. Σημειώνεται πως το βάθος της στάθμης στις γεωτρήσεις BP3328 και BP3329 μετρήθηκε στα -8,70 m και -6,90 m αντίστοιχα, χωρίς όμως αυτό να βλάπτει την θεώρηση της παραλληλίας μεταξύ Σ.Υ.Ο και επιφάνειας φυσικού εδάφους.

Στην περιοχή πιθανολογείται να υπάρχει κοίτη παλαιού ρέματος, επιχωμένη με διαπερατό υλικό, που συνεισφέρει στην αποφόρτιση του υδροφόρου ορίζοντα.

Βάσει των παραπάνω και του Πίνακα 3.9, επιλέγεται:

-Μέσο αναμενόμενο βάθος υπογείων υδάτων: -3,50 m, και μέση Σ.Υ.Ο.: +55,00 m

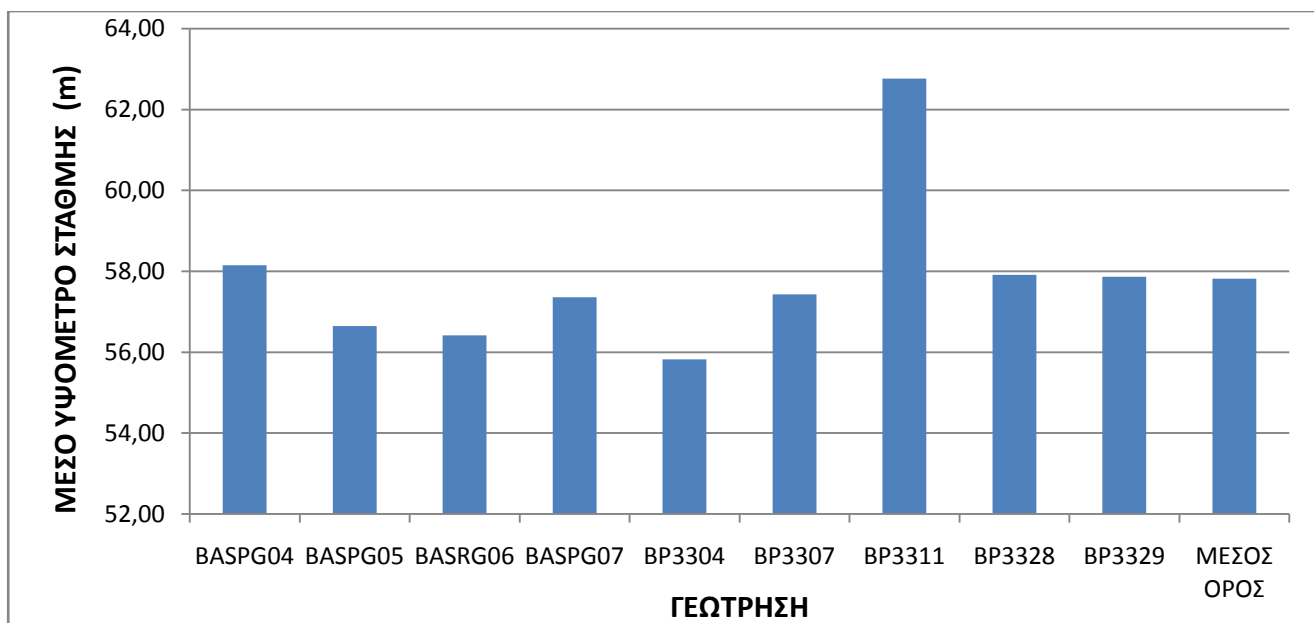
-Ελάχιστο αναμενόμενο βάθος υπογείων υδάτων: -1,00 m, και μέγιστη Σ.Υ.Ο.: +57,50 m

-Μέγιστο αναμενόμενο βάθος υπογείων υδάτων: -5,50 m, και ελάχιστη Σ.Υ.Ο.: +53,00 m

**Πίνακας 3.9: Συγκεντρωτικός πίνακας στοιχείων Σ.Υ.Ο.**

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΥΨΟΜΕΤΡΟ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ (m)	ΒΑΘΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ (m)	ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ (m)		ΥΨΟΜΕΤΡΟ ΣΤΑΘΜΗΣ (m)		ΜΕΣΟ ΥΨΟΜΕΤΡΟ ΣΤΑΘΜΗΣ (m)	ΔΙΑΚΥΜΑΝΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ (m)
			ΑΠΟ	ΕΩΣ	ΑΠΟ	ΕΩΣ		
BASPG04	60,64	26,50	2,15	2,82	57,82	58,49	58,15	0,67
BASPG05	60,34	35,00	3,40	3,98	56,36	56,94	56,65	0,58
BASRG06	59,92	35,00	3,40	3,60	56,32	56,52	56,42	0,20
BASPG07	61,21	15,40	3,80	3,90	57,31	57,41	57,36	0,10
BP3304	59,62	40,00	3,30	4,30	55,32	56,32	55,82	1,00
BP3307	59,78	40,10	1,40	3,30	56,48	58,38	57,43	1,90
BP3311	66,26	40,60	2,80	4,20	62,06	63,46	62,76	1,40
BP3328	67,18	40,00	8,74	9,80	57,38	58,44	57,91	1,06
BP3329	65,31	40,20	6,90	8,00	57,31	58,41	57,86	1,10
<b>ΜΕΣΟΣ ΟΡΟΣ</b>	<b>62,25</b>	<b>34,76</b>	<b>3,99</b>	<b>4,88</b>	<b>57,37</b>	<b>58,26</b>	<b>57,82</b>	<b>0,89</b>

Γράφημα 3.4: Μέση Σ.Υ.Ο. ανά γεώτρηση



### 3.2.7 Ειδικό βάρος

Για τα τεμάχια άρρηκτου βράχου μετριέται ειδικό βάρος (φαινόμενο) περί τα  $26 \text{ kN/m}^3$ , ενώ στα εδαφικά δείγματα  $21 \text{ kN/m}^3$ . Κρίνοντας από τα παραπάνω και συνυπολογίζοντας τις προσμίξεις εδαφικού υλικού και τα κενά, αποδίδεται στην βραχομάζα ειδικό βάρος  $23 \text{ kN/m}^3$ .

### 3.2.8 Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων

Για τους βραχώδεις σχηματισμούς, ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων  $K_0$ , λαμβάνεται:  $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ , για τιμές του  $\nu = 1/4$  έως  $1/3$ , και προκύπτει:  $K_0 = 0,40$  έως  $0,50$ . Επί τω δυσμενέστερω, λαμβάνεται  $K_0 = 0,50$ .

Εξ' άλλου, λόγω του τεκτονικού εφελκυσμού στον γενικότερο Αιγιακό χώρο, οι υψηλές τιμές των οριζοντίων τάσεων έχουν ακυρωθεί, και άρα η θεώρηση  $K_0 = 0,50$  είναι μεν υπέρ ασφαλείας για τον σχεδιασμό, συμβατή δε με τις γεωτεκτονικές συνθήκες.

### 3.2.9 Παράμετροι για προσωρινές αγκυρώσεις

Η οριακή διατμητική τάση (τριβής) μεταξύ ενέματος και βράχου ή εδάφους, καθώς και το ελάχιστο πακτωμένο μήκος, υπολογίστηκαν, ελλείψει βιβλιογραφίας (πλην της Xanthakos 1991- "Ground anchors and anchored structures"), εντελώς εμπειρικά, βάσει παρόμοιων σχηματισμών που συναντήθηκαν σε προηγούμενα τμήματα των έργων διάνοιξης του μετρό, και ειδικότερα στις περιοχές Αιγάλεω-Χαϊδάρι. Οι τιμές τους έχουν πιστοποιηθεί μέσω επιτόπιων ποιοτικών ελέγχων και παρατίθενται αναλυτικά ανά στρώμα παρακάτω.

### 3.2.10 Γωνία τριβής διεπιφάνειας εδάφους-κατασκευής

Η γωνία αυτή ( $\delta$ ) ορίζεται ως τα 2/3 της γωνίας τριβής κάθε στρώματος:  $\delta=2/3*\phi'$

### 3.2.11 Γεωτεχνικές Παράμετροι Σχεδιασμού Ανά Στρώμα

Αποδίδονται οι τιμές σχεδιασμού στα στρώματα που συνέστησαν τις Γεωτεχνικές Τομές Σχεδιασμού στην παράγραφο 3.1.2.

Υπενθυμίζεται πως η διαπερατότητα των σχηματισμών ορίστηκε κοινή στην παράγραφο 3.2.4, και γι' αυτό δεν γίνεται λόγος περί αυτής στα ακόλουθα εδάφια.

#### 3.2.11.1 Στρώμα I: Βάθος από 0,00 έως -3,50 m

Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Στιφρό έδαφος» (με μικρή συνοχή)

Φαινόμενο βάρος:  $\gamma=21 \text{ kN/m}^3$

Γωνία διατμητικής αντοχής:  $\phi'=35^\circ$

Συνοχή:  $c'=10 \text{ kPa}$

Γωνία τριβής διεπιφάνειας εδάφους-κατασκευής:  $\delta=23^\circ$

- i. Παραμορφωσιμότητα (βραχυχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_\phi=40 \text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}}=80 \text{ MPa}$
- ii. Παραμορφωσιμότητα (μακροχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_\phi=32 \text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}}=64 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson:  $\nu=0,30$

Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων:  $K_o=0,50$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων απουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_\alpha=0,275$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων παρουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_\alpha=0,300$

Προεντεταμένη αγκύρωση:

- i. Οριακή διατμητική αντοχή διεπιφάνειας εδάφους-ενέματος:  $f_{su}=150 \text{ kPa}$
- ii. Ελάχιστο μήκος πάκτωσης αγκυρίου:  $L_{\text{min}}=7,0\text{m}$

(Δεν συνιστάται πάκτωση αγκυρίων εντός αυτού του στρώματος)

### 3.2.11.2 Στρώμα II- 1α: Βάθος από -3,50m έως -15,00m (από -17,00m έως -27,00m στην ΓΤΣ 3)

Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος E-1»

Γεωλογικός δείκτης αντοχής βραχομάζας: GSI=15-20

Φαινόμενο βάρος:  $\gamma=23 \text{ kN/m}^3$

Γωνία διατμητικής αντοχής:  $\phi'=37^\circ$

Συνοχή:  $c'=40 \text{ kPa}$

- i. Παραμορφωσιμότητα (βραχυχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_\phi=400 \text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}}=800 \text{ MPa}$
- ii. Παραμορφωσιμότητα (μακροχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_\phi=340 \text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}}=680 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson:  $\nu=0,30$

Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων:  $K_o=0,50$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων απουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_\alpha=0,225$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων παρουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_\alpha=0,250$

Προεντεταμένη αγκύρωση:

- i. Οριακή διατμητική αντοχή διεπιφάνειας εδάφους-ενέματος:  $f_{su}=275 \text{ kPa}$
- ii. Ελάχιστο μήκος πάκτωσης αγκυρίου:  $L_{\text{min}}=6,0 \text{ m}$

### 3.2.11.3 Στρώμα II- 1β: Βάθος από -15,00m και χαμηλότερα

Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος E-2»

Γεωλογικός δείκτης αντοχής βραχομάζας: GSI=15-20

Φαινόμενο βάρος:  $\gamma=23 \text{ kN/m}^3$

Γωνία διατμητικής αντοχής:  $\phi'=32^\circ$

Συνοχή:  $c'=40 \text{ kPa}$

- i. Παραμορφωσιμότητα (βραχυχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_\phi=400 \text{ MPa}$

Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}}=800 \text{ MPa}$

- ii. Παραμορφωσιμότητα (μακροχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_{\phi}=340 \text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}}=680 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson:  $\nu=0,30$

Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων:  $K_0=0,50$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων απουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_{\alpha}=0,225$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων παρουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_{\alpha}=0,250$

Προεντεταμένη αγκύρωση:

- i. Οριακή διατμητική αντοχή διεπιφάνειας εδάφους-ενέματος:  $f_{su}=275 \text{ kPa}$
- ii. Ελάχιστο μήκος πάκτωσης αγκυρίου:  $L_{\text{min}}=6,0 \text{ m}$

#### 3.2.11.4 Στρώμα II- 2: Βάθος από -3,50m και χαμηλότερα (από -27,00m στην ΓΤΣ 3)

Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Γ»

Γεωλογικός δείκτης αντοχής βραχομάζας:  $GSI=25-35$

Φαινόμενο βάρος:  $\gamma=23 \text{ kN/m}^3$

Γωνία διατμητικής αντοχής:  $\phi'=40^\circ$

Συνοχή:  $c'=95 \text{ kPa}$

- i. Παραμορφωσιμότητα (βραχυχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_{\phi}=850 \text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}}=1700 \text{ MPa}$
- ii. Παραμορφωσιμότητα (μακροχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_{\phi}=720 \text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}}=1445 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson:  $\nu=0,30$

Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων:  $K_0=0,50$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων απουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_{\alpha}=0,175$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων παρουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_{\alpha}=0,200$

Προεντεταμένη αγκύρωση:

- i. Οριακή διατμητική αντοχή διεπιφάνειας εδάφους-ενέματος:  $f_{su}=350\text{kPa}$
- ii. Ελάχιστο μήκος πάκτωσης αγκυρίου:  $L_{min}=5,0\text{m}$

### 3.2.11.5 Στρώμα II- 3: Βάθος από -3,50m και χαμηλότερα

Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Α»

Γεωλογικός δείκτης αντοχής βραχομάζας:  $GSI=45-55$

Φαινόμενο βάρος:  $\gamma=23\text{ kN/m}^3$

Γωνία διατμητικής αντοχής:  $\phi'=42^\circ$

Συνοχή:  $c'=150\text{ kPa}$

- i. Παραμορφωσιμότητα (βραχυχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_\phi=1500\text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\alpha\tau}=3000\text{ MPa}$
- ii. Παραμορφωσιμότητα (μακροχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_\phi=1350\text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\alpha\tau}=2700\text{ MPa}$

Λόγος Poisson:  $\nu=0,30$

Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων:  $K_o=0,50$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων απουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_\alpha=0,175$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων παρουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_\alpha=0,200$

Προεντεταμένη αγκύρωση:

- i. Οριακή διατμητική αντοχή διεπιφάνειας εδάφους-ενέματος:  $f_{su}=350\text{ kPa}$
- ii. Ελάχιστο μήκος πάκτωσης αγκυρίου:  $L_{min}=5,0\text{m}$

### 3.2.11.6 Στρώμα II- 4: Βάθος από -10,00m έως -17,00m (ΓΤΣ 3)

Γεωμηχανική ταξινόμηση: «Βράχος Β»

Γεωλογικός δείκτης αντοχής βραχομάζας:  $GSI=35-45$

Φαινόμενο βάρος:  $\gamma=23\text{ kN/m}^3$

Γωνία διατμητικής αντοχής:  $\phi' = 42^\circ$

Συνοχή:  $c' = 110 \text{ kPa}$

- i. Παραμορφωσιμότητα (βραχυχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_\phi = 1200 \text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}} = 2400 \text{ MPa}$
- ii. Παραμορφωσιμότητα (μακροχρόνια)  
Μέτρο ελαστικότητας σε φόρτιση:  $E_\phi = 1080 \text{ MPa}$   
Μέτρο ελαστικότητας σε αποφόρτιση:  $E_{\text{απ}} = 2160 \text{ MPa}$

Λόγος Poisson:  $\nu = 0,30$

Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων:  $K_o = 0,50$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων απουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_\alpha = 0,175$

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων παρουσία κατασκευών εντός του πρίσματος αστοχίας:  $K_\alpha = 0,200$

Προεντεταμένη αγκύρωση:

- i. Οριακή διατμητική αντοχή διεπιφάνειας εδάφους-ενέματος:  $f_{su} = 350 \text{ kPa}$
- ii. Ελάχιστο μήκος πάκτωσης αγκυρίου:  $L_{\text{min}} = 5,0 \text{ m}$

### 3.3 Εκτίμηση συνεπειών του καταβιβασμού του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα

#### 3.3.1 Γενικά

Κατά την κατασκευή του σταθμού, εξ' αιτίας των εκσκαφών και των απαραίτητων αντλήσεων οι οποίες θα εξασφαλίσουν την εκτέλεση των εργασιών υπό ξηρές συνθήκες, αναμένεται ότι θα προκληθεί παροδικός καταβιβασμός της στάθμης του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα στην περιοχή γύρω από τον σταθμό. Η πτώση της στάθμης θα προκαλέσει αύξηση των ενεργών τάσεων και κατά συνέπεια καθιζήσεις.

Συνεπώς, είναι σημαντική η μελέτη και πρόβλεψη αυτού του καταβιβασμού, και συγκεκριμένα:

- i) Της ζώνης επιρροής περί του σταθμού
- ii) Το αναμενόμενο μέγεθος των καθιζήσεων
- iii) Την εισροή υδάτων στην εκσκαφή και την απαιτούμενη αποχετευτική ικανότητα των αντλιών του εργοταξίου.

#### 3.3.2 Εκτίμηση ακτίνας επιρροής λόγω ταπείνωσης του υδροφόρου ορίζοντα

Η ακτίνα επιρροής οριοθετεί την περιοχή μέσα στην οποία αναμένεται να συμβούν μετακινήσεις του εδάφους.

Θεωρώντας τον σταθμό σαν μία επιμήκη περιοχή αποφόρτισης του υπογείου ορίζοντα, η ακτίνα επιρροής από το κέντρο της εκσκαφής μπορεί να εκτιμηθεί από την εμπειρική σχέση του Sichardt:

$$R=(1500\%2000)* (H-h_w)*\text{SQRT}(k)$$

Όπου:

H= η απόσταση του υδροφόρου ορίζοντα από το αδιαπέρατο στρώμα

$h_w$ = η απόσταση της τελικής στάθμης των υπογείων υδάτων μέσα στην σήραγγα από το αδιαπέρατο στρώμα, μετά τον καταβιβασμό του υπογείου ορίζοντα

k= ο μέσος συντελεστής διαπερατότητας

Ο εμπειρικός συντελεστής κυμαίνεται μεταξύ 1500 και 2000 και εξαρτάται από το είδος των έργων που αποστραγγίζουν τα ύδατα πίσω από την αντιστήριξη.

Με την παραπάνω προσέγγιση, το πλάτος επιρροής πρέπει να μετρηθεί από τα τοιχώματα της εκσκαφής.

#### 3.3.3 Εκτίμηση καθιζήσεων λόγω ταπείνωσης του υπογείου ορίζοντα

Ο καταβιβασμός της στάθμης του υπογείου ορίζοντα (s) προκαλεί αύξηση των ενεργών τάσεων ( $\Delta\sigma'$ ), και κατά συνέπεια, καθιζήσεις. Το μέγεθος της καθιζήσης ( $\delta$ ) εξαρτάται από το μέτρο της αύξησης των ενεργών τάσεων, και εφ' όσον αναφερόμαστε σε μικρές παραμορφώσεις, από το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης σε φόρτιση ( $E_{SL}$ ). Συνεπώς, ισχύει:

$$\delta= \Sigma(h_i*\Delta\sigma'_i/E_{SL,i})$$



Όπου:

$h_i$ = το πάχος κάθε ζώνης  $i$ , κάτω από την οποία περνάει η στάθμη του υπογείου ορίζοντα

$\Delta s'_i$ = η μέση αύξηση της κατακόρυφης ενεργού τάσης ανά ζώνη  $i$

$E_{sL,i}$ = το μέτρο μονοδιάστατης συμπίεσης σε φόρτιση για το υλικό  $i$

### 3.3.4 Εκτίμηση παροχής αντλήσεων και ταπείνωσης υπογείου ορίζοντα

Για το χρησιμοποιούμενο προσομοίωμα, γίνεται θεώρηση εκσκαφής μεγάλου μήκους και πλάτους ( $B$ ) και ο καταβιβασμός της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα ( $s$ ) γίνεται μέχρι την βάση της. Η οριζόντια απόσταση ( $x$ ) μετριέται από τα πλευρικά τοιχώματά της. Σύμφωνα με την σχέση του Theis για μεταβατικές ροές:

$$S = H - \text{SQRT}[H^2 - [Q/(k \cdot B)] \cdot (R(t) - x)]$$

Όπου:

$Q$ = η μέση αντλούμενη παροχή μέσα από την εκσκαφή ανά τρέχον μέτρο (μπορεί αν είναι και μεταβλητή με τον χρόνο)

$R(t)$ = η χρονικά μεταβαλλόμενη υδραυλική ακτίνα επιρροής από το κέντρο της εκσκαφής (κατά πλάτος), η οποία δίνεται από την σχέση:  $R(t) = 1,50 \cdot \text{SQRT}(T \cdot t / S)$

$T = k \cdot H$ , η διαβιβαστικότητα του υδροφόρου στρώματος

$k$ = ο μέσος συντελεστής διαπερατότητας

$H$ = το πάχος του υδροφορέα

$S$ = ο συντελεστής εναποθήκευσης

Εάν ( $s_w$ ) είναι ο γνωστός ο καταβιβασμός του υδροφόρου ορίζοντα στο κέντρο της εκσκαφής ( $x=0$ ), από την παραπάνω σχέση δίνεται:

$$s_w = H - \text{SQRT}[H^2 - Q \cdot R(t) / (k \cdot B)], \text{ ή:}$$

$$Q = k \cdot B \cdot [s_w / R(t)] \cdot (2 \cdot H - s_w)$$

Επιπλέον, συνδυάζοντας τα παραπάνω, είναι δυνατόν να εκφρασθεί η ταπείνωση του υπογείου ορίζοντα συναρτήσει της απόστασης από το τοίχωμα της εκσκαφής και του χρόνου:

$$S = H - \text{SQRT}[H^2 - [1 - x/R(t)] \cdot (2 \cdot H - s_w) \cdot s_w]$$

### 3.3.5 Υπολογισμός παραμέτρων

Επειδή η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα δεν βρίσκεται ποτέ στο Στρώμα I (Στιφρό Έδαφος), κρίσιμες για τους παραπάνω υπολογισμούς είναι οι παράμετροι παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας. Γι' αυτό,

δυσμενέστερη θεωρείται η Γ.Τ.Σ.-1, στην οποία εμφανίζεται μόνο Βράχος Ε (ο χειρότερος δυνατός-επιπλέον, ο καταβιβασμός είναι κοινός σε κάθε διατομή).

Ως αρχική στάθμη λαμβάνεται η μέση Σ.Υ.Ο (Α.Σ.Υ.Ο.= -3,50m, ενώ ως τελική, η στάθμη του πυθμένα της εκσκαφής (Τ.Σ.Υ.Ο.= -25,00m).

Ο συντελεστής διαπερατότητας (ενιαίος για κάθε στρώμα) υπολογίστηκε:  $k=9*10^{-7}m/sec$

Βάθος αδιαπέρατου στρώματος: -45,00m

Πάχος υδροφορέα:  $H=45,00-3,50=41,50m$

Απόσταση τελικής στάθμης από το αδιαπέρατο στρώμα:  $h_w=45,00-25,00=20,00m$

Μέγιστος καταβιβασμός υπογείου ορίζοντα στην εκσκαφή:  $s_w=25,00-3,50=21,50m$

Πλάτος εκσκαφής:  $B=30,00m$

Διαβιβαστικότητα υδροφόρου στρώματος:  $T=41,50*9*10^{-7}=3,7350*10^{-5}m^2/sec$

Υδροχωρητικότητα:  $S=0,005$

Ειδικό βάρος νερού:  $\gamma_w=10kN/m^3$

Το προσομοίωμα αναφέρεται σε «μικρές παραμορφώσεις» ( $\approx 0,01\%$ ). Το μέτρο ελαστικότητας που έχει αποδοθεί σε κάθε βραχομάζα είναι το τέμνον μέτρο ελαστικότητας για παραμόρφωση 0,1% ( $E_{0,1\%}$ ). Το μέτρο ελαστικότητας, λόγω της καμπυλότητας του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων ( $\sigma-\epsilon$ ), θα όφειλε να εκφρασθεί σε συνάρτηση με την παραμόρφωση (και θα χρειαζόταν αριθμητική σύγκλιση για τον υπολογισμό ενός ζεύγους  $\sigma-\epsilon$ ), εάν δεν γινόταν αυτή η επιλογή. Επειδή η καμπύλη  $\sigma-\epsilon$  έχει έντονη κλίση στις μικρές παραμορφώσεις, θεωρείται:  $E_{0,01\%}=2*E_{50\%}$ .

Για Βράχο Ε, υπολογίζεται:  $E_{0,01\%}=2*400=800 MPa$

Ακόμη, μέσω της Θεωρίας της Ελαστικότητας, αποδεικνύεται:  $E_{SL}=E_{0,01\%}*(1-\nu)/[(1+\nu)*(1-2*\nu)]$ , (έχει ήδη θεωρηθεί  $\nu=0,30$ )  $\rightarrow E_{SL}= 1,346*800= 1077 MPa$

### 3.3.6 Εφαρμογή

#### 3.3.6.1 Ακτίνα επιρροής

Η ακτίνα επιρροής καθιζήσεων υπολογίζεται βάσει των παραπάνω:

$$R=(1500 \text{ έως } 2000)*(41,50-20,00)*\text{SQRT}(9*10^{-7})\rightarrow R=30,45 \text{ έως } 40,60 m$$

#### 3.3.6.2 Καθιζήσεις

Η πτώση της Σ.Υ.Ο. χωρίζει τον σχηματισμό σε δύο ζώνες:

α) σε αυτήν που βρίσκεται πάνω από την Τ.Σ.Υ.Ο. και η αύξηση των ενεργών τάσεων (δηλαδή η μείωση της υδροστατικής πίεσης) έχει τριγωνική κατανομή με το βάθος (βλ. Γράφημα 3.5). Εδώ ισχύει ότι:

$$\Delta\sigma'_o=0, \Delta\sigma'_u= \gamma_w * s_w= 10 * 21,50= 215 \text{ kPa} \rightarrow \Delta\sigma'_1=215/2=107,5 \text{ kPa}$$

Πάχος ζώνης  $s_w=21,50\text{m}$

β) Σε αυτήν που συνεχίζει να βρίσκεται υπό της στάθμης του υπογείου οριζοντα, και η αύξηση των ενεργών τάσεων είναι σταθερή κατά βάθος (βλ. Γράφημα 3.6):

$$\Delta\sigma'_2=215\text{kPa}$$

Πάχος ζώνης:  $h_w=20,00\text{m}$

Βάσει του προαναφερθέντος τύπου, και με τις αντίστοιχες παραμέτρους, υπολογίζεται:

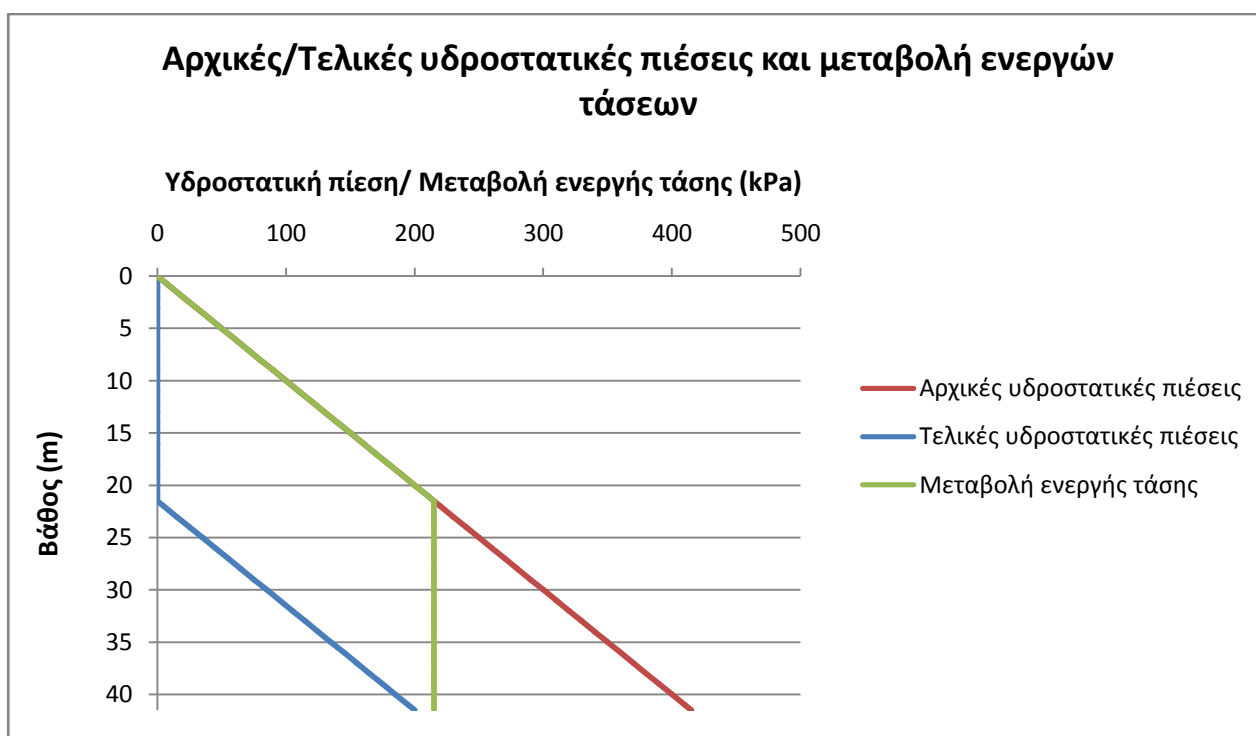
$$\delta=21,50 \text{ (m)} * 107,5 \text{ (kPa)} / 1077 \text{ (MPa)} + 20,00 \text{ (m)} * 215 \text{ (kPa)} / 1077 \text{ (MPa)} \rightarrow$$

$$\delta=0,00614\text{m} \approx 6\text{mm}$$

Αφού η καθίζηση αναμένεται να συμβεί μέσα στην ακτίνα επιρροής (R), η μέγιστη κλίση της επιφάνειας του εδάφους εκτιμάται (γωνιακή παραμόρφωση):

$$\alpha= \delta / R_{\min}=0,006 / 30,45 \approx 1 / 5000$$

Γράφημα 3.5 Διαγράμματα υδροστατικών τάσεων ανά ζώνη



### 3.3.6.3 Αντλήσεις

Για την εκτίμηση των αντλήσεων, από τους σχετικούς τύπους προκύπτει:

$R=1,50 \cdot \text{SQRT}(T \cdot t/S)$ , υπολογιζόμενο για  $t=10$  ημέρες/ 30 ημέρες/ 2 μήνες:

$R \approx 120/208/295$  μαντιστοίχως.

Επειδή:

$$Q = k \cdot B \cdot [s_w/R(t)] \cdot (2 \cdot H - s_w),$$

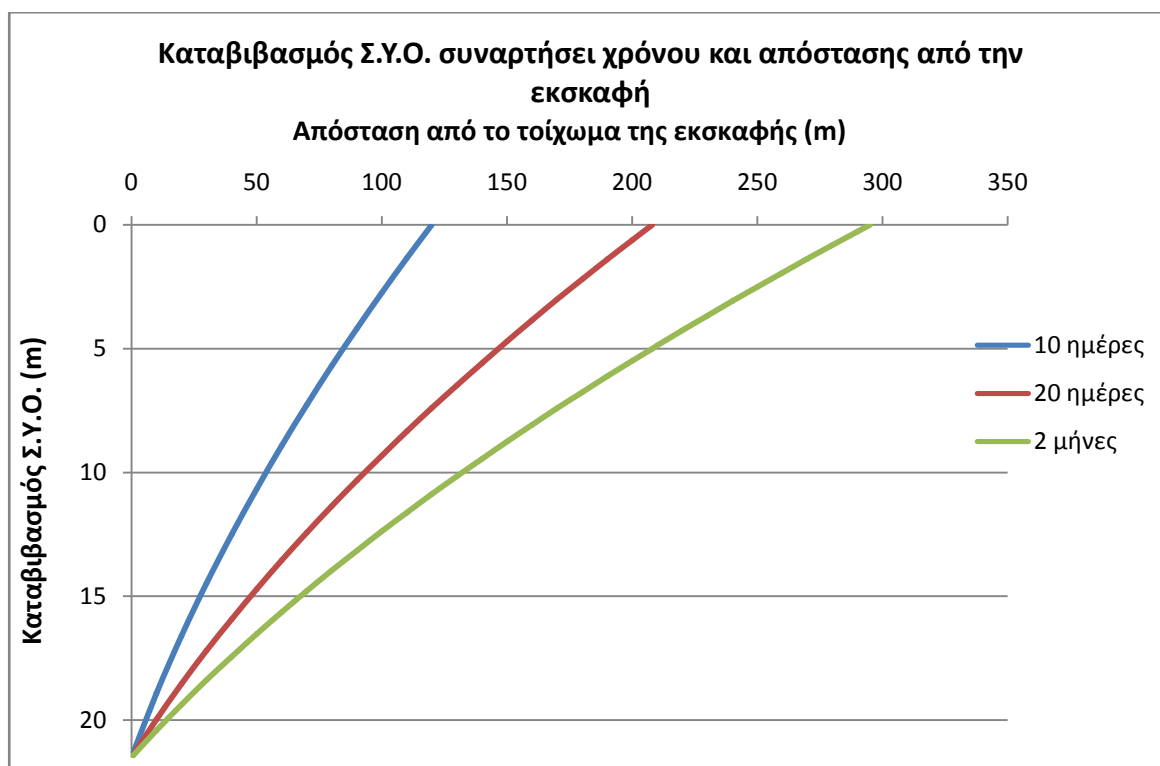
κατά τα γνωστά, εκτιμάται:

$Q = 1,07/0,62/0,44 \text{ m}^3/\text{sec}$ , ανά τρέχον μέτρο εκσκαφής.

Η υπολογισθείσα παροχή άντλησης είναι μικρή και δεν αναμένεται να δημιουργήσει προβλήματα.

Περαιτέρω, δίνονται οι καμπύλες του αναμενόμενου καταβιβασμού του υπογείου ορίζοντα σε διάφορες θέσεις (εκτός του τοιχώματος της εκσκαφής) μέχρι την κάθε ακτίνα επιρροής, σε διάφορες χρονικές στιγμές.

Γράφημα 3.6



## 4 Αριθμητικές αναλύσεις

### 4.1 Εισαγωγή

Στις αριθμητικές αναλύσεις επιλέγεται να προσομοιωθεί η Γεωτεχνική Τομή Σχεδιασμού 2 (Γ.Τ.Σ.-2), ως η δυσμενέστερη τομή που υπόκειται σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε ήταν το Phase2 8.0.

Το κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιείται είναι το Mohr-Coulomb, δηλαδή κάθε σχηματισμός συμπεριφέρεται σαν ελαστικός προ διαρροής και απόλυτα πλαστικός μετέπειτα. Σύμφωνα με το κριτήριο, τα χαρακτηριστικά μεγέθη που προσδιορίζουν την περιβάλλουσα αστοχίας είναι φυσικά η γωνία τριβής  $\phi$  και η συνοχή  $c$ , ενώ η παραμορφωσιμότητα κάθε σχηματισμού περιγράφεται από το μέτρο ελαστικότητας  $E$  και τον λόγο του Poisson.

Η υδραυλική προσομοίωση γίνεται με την μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων Σταθερής Κατάστασης, κατά την οποία, η υδατική ροή και η ταπείνωση του υδροφόρου ορίζοντα γίνονται απ' ευθείας για την τελική κατάσταση κάθε σταδίου, χωρίς τις παρεμβαλλόμενες φάσεις τους. Δηλαδή θεωρείται μηδενικός ο όρος της χρονικής μεταβολής της εξίσωσης της δισδιάστατης στερεοποίησης, εξ' ου και ο όρος "Σταθερή Κατάσταση".

Εξίσωση διδιάστατης στερεοποίησης- Σταθερής Κατάστασης:

$$d^2h/(dx)^2 + d^2h/(dy)^2 = c \cdot dh/dt, \text{ θέτοντας: } dh/dt = 0$$

Τέλος, ο συντελεστής ασφαλείας αποτιμάται βάσει της μεθόδου Συντελεστή Μείωσης Αντοχής (Strength Reduction Factor- SRF). Οι παράμετροι αντοχής κάθε σχηματισμού μειώνονται κατά τον συντελεστή SRF ως εξής:

$$c' = c / \text{SRF} \text{ και } \phi' = \arctan[\tan(\phi) / \text{SRF}]$$

Το μοντέλο επιλύεται και υπολογίζονται οι μετακινήσεις για διάφορες τιμές του SRF, ξεκινώντας από την μονάδα. Ως κρίσιμος SRF και άρα συντελεστής ασφαλείας, ορίζεται η οριακή τιμή του SRF μετά την οποία ακολουθεί ραγδαία αύξηση των παραγόμενων μετακινήσεων, την οποία το λογισμικό ερμηνεύει ως αστοχία.

Η μέθοδος εφαρμόζεται από το λογισμικό Phase2 8.0 αποκλειστικά στο τελευταίο στάδιο της προσομοίωσης, χωρίς βλάβη της αντιπροσωπευτικότητας της λύσης, καθώς με το δεδομένο βήμα εκσκαφής, την πυκνότητα των αγκυρίων και χωρίς την περάτωση σταδίων στερεοποίησης, αυτό το στάδιο κρίνεται κρίσιμο για τον συντελεστή ασφαλείας.

## 4.2 Προσομοίωση αντιστήριξης στο Phase2 8.0

### 4.2.1 Γεωμετρικά στοιχεία του μοντέλου

Ορίζονται τα αρχικά εξωτερικά όρια του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων, με διαστάσεις 80m x 60m.

Ο τοίχος τοποθετείται στο μέσο του καννάβου (από (0.0, 30.9) έως (0.0, 60.0)). Πίσω από τον τοίχο αφήνεται απόσταση 40m, ώστε να αμβλύνεται η επιρροή των δεσμεύσεων του εξωτερικού ορίου στην προσομοίωση. Μπροστά από τον τοίχο αφήνονται και πάλι 40m, απόσταση ικανή και αντιπροσωπευτική των συνθηκών συμμετρίας που επικρατούν κατά την διεύθυνση αυτή στην εκσκαφή.

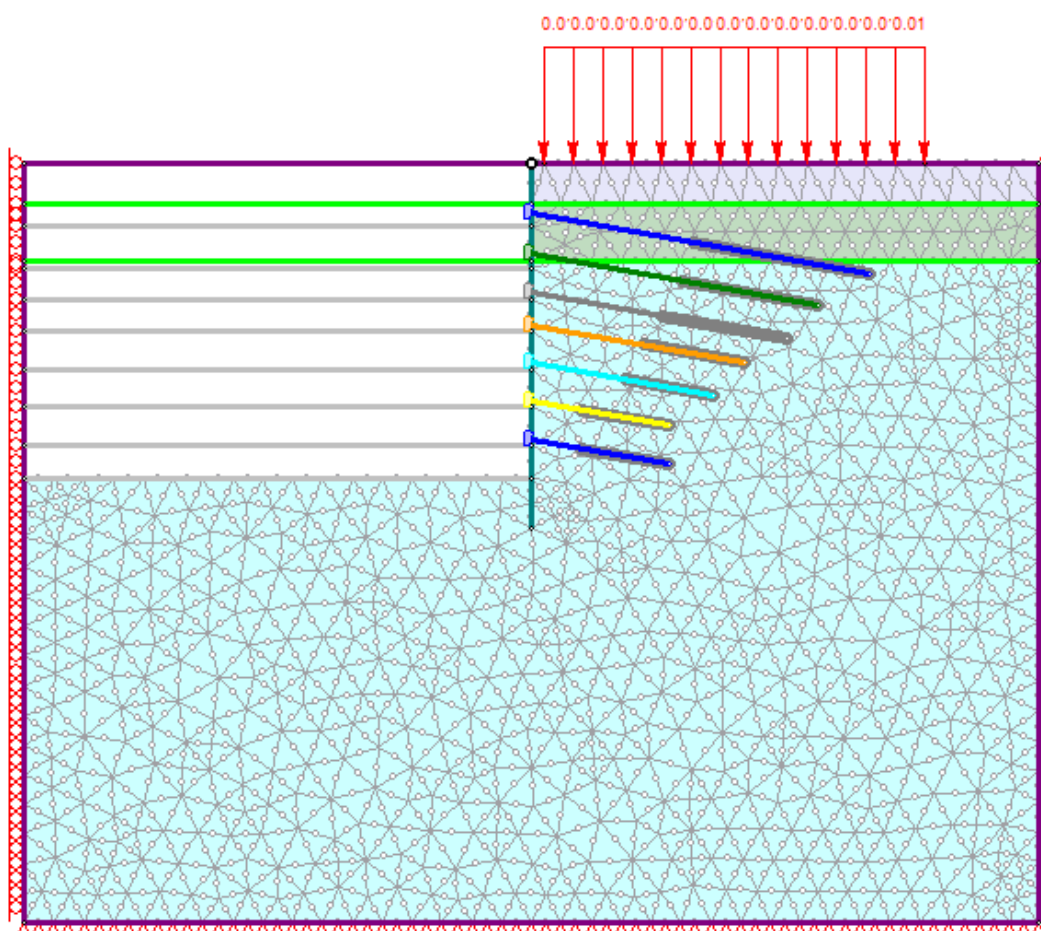
Το επόμενο βήμα είναι ο καθορισμός των ορίων μεταξύ των διαφόρων στρώσεων. Βάσει της Γ.Τ.Σ-2, συναντάται επιφανειακά μέχρι και σε βάθος -3,5m "Στιφρό Έδαφος" (δηλ. μέχρι τεταγμένη 56,5m), "Βράχος E-1" από -3,5m έως 8,0m βάθους (μέχρι τεταγμένη 52,0m), και υπό αυτών εντοπίζεται "Βράχος Γ".

Τέλος, προσδιορίζονται οι στάθμες εκσκαφής στο αριθμητικό προσομοίωμα ανά στάδιο.

**Πίνακας 4.1: Στάθμες εκσκαφής στο αριθμητικό προσομοίωμα**

Στάδιο εκσκαφής	Στάθμη εκσκαφής στο προσομοίωμα(m)
4	54,70
6	51,45
8	48,95
10	46,45
12	43,45
14	40,45
16	37,45
18	34,81

Εικόνα 4.1: Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων στο τελικό στάδιο εκσκαφής



#### 4.2.2 Ιδιότητες υλικών

Οι ιδιότητες των υλικών αποδίδονται όπως προσδιορίστηκαν στην παράγραφο 3.2. Αναλύονται ελαστικά-απόλυτα πλαστικά βάσει του καταστατικού προσομοιώματος Mohr-Coulomb.

Όσον αφορά τις υδραυλικές παραμέτρους, αποδίδεται (βάσει 3.2.4) διαπερατότητα  $k=9*10^{-7}m/s$  στα στρώματα "Βράχος E-1" και "Βράχος Γ", ενώ το στρώμα "Στιφρό Έδαφος" τίθεται αδιαπέρατο, χωρίς βλάβη στην επίλυση.

#### 4.2.3 Τοίχος αντιστήριξης

Η προσομοίωση του τοίχου αντιστήριξης επιτυγχάνεται με την χρήση γραμμών "Δομικής διεπιφάνειας" ("Structural interface"). Έτσι το πρόγραμμα αναγνωρίζει τον πάσσαλο ως ένα στοιχείο ξένο του εδάφους. Τονίζεται, πως η συμπεριφορά του τοίχου θεωρείται ελαστική χάριν συμβατότητας με την μελέτη της ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε.

Ο κάθε πάσσαλος έχει ύψος  $H=28,75m$ .

Οι διατμητικές τάσεις μεταξύ τοίχου-εδάφους που ασκούνται στην διεπιφάνεια, καθώς και η σχετική μετατόπισή τους ("slip"), περιγράφονται βάσει του καταστατικού προσομοιώματος Mohr-Coulomb. Η

διατμητική αντοχή αυξάνεται γραμμικά σε σχέση με την ορθή ασκούμενη στην διεπιφάνεια με γωνία τριβής  $\delta$  (βλ. 3.2.10), και από την στιγμή της πλαστικοποίησης και μετέπειτα, η διατμητική τάση της διεπιφάνειας μένει σταθερή και ίση με αυτήν της πλαστικοποίησης.

Οι ιδιότητες του πασσαλότοιχου αποδίδονται για πάσσαλο διαμέτρου  $D=1,00\text{m}$  και απόσταση εγκάρσιως στο μοντέλο  $S=2,00\text{m}$ . Συνεπώς, ισχύουν:

Επιφάνεια διατομής:  $A=\pi*D^2/(4*S)$  και δυσκαμψία:  $I=\pi*D^4/(64*S)$

Προκύπτουν:  $A=0,3925\text{m}^2$  και  $I=0,0245\text{m}^4$ .

Για σκυρόδεμα C20/25, από το οποίο κατασκευάζονται οι πάσσαλοι, λαμβάνονται:

Μέτρο ελαστικότητας:  $E_c=29\text{ GPa}$  και ειδικό βάρος σκυροδέματος:  $\gamma_c=25\text{ kN/m}^3$ .

Ο πασσαλότοιχος επιλέγεται να προσομοιωθεί ως ελαστικός. Όπως αποδεικνύεται, ο συνήθης πάσσαλος τέτοιας διαμέτρου έχει ροπή αντοχής μεγαλύτερη από την αναπτυσσόμενη, άρα το μοναδικό πρόβλημα θα εντοπιζόταν στον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος, πρώτον, ξεπερνά ούτως η άλλως κατά πολύ το κατώτατο όριο, και δεύτερον, σε καμία κατάσταση οριακής ισορροπίας της μεθόδου SRF δεν αναπτύσσονται ροπές μεγαλύτερες της τυπικής αντοχής. Σημειώνεται επιπλέον, πως δεν προσμετρείται η συμβολή της δυσκαμψίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή του κεφαλόδεσμου.

### 4.2.4 Αγκύρια

Στην αντιστήριξη χρησιμοποιούνται προεντεταμένα αγκύρια τεσσάρων ή πέντε τενόντων. Με επιφάνεια τένοντα  $A_s=140\text{ mm}^2$ , προκύπτουν:  $A_4=560*10^{-6}\text{m}^2$  και  $A_5=700*10^{-6}\text{m}^2$ . Τα πρώτα τανύζονται με δύναμη προεντάσεως 400kN, ενώ τα δεύτερα με 500kN. Τα αγκύρια τοποθετούνται πάνω σε πασσάλους, έχουν συνεπώς την ίδια εγκάρσια διάσταση  $S=2,00\text{ m}$ .

Επιλέγεται χάλυβας προέντασης Y 1860/1670 S7, με τάση διαρροής ίση με 1670 MPa και μέτρο ελαστικότητας  $E_s=200\text{ GPa}$ . Ως όριο λειτουργίας του αγκυρίου επιλέγεται το 65% της τάσης διαρροής, δηλαδή  $\sigma_g=0.65*1670=1086\text{ MPa}$ . Συνεπώς, η δύναμη διαρροής είναι:  $F_4=608\text{ kN}$  (4 τένοντες) και  $F_5=760\text{ kN}$  (5 τένοντες).

Όλη η δύναμη των αγκυρίων καλείται να παραληφθεί από την διατμητική τάση μεταξύ βολβού πάκτωσης και εδάφους. Η διατμητική αντοχή του βολβού (άρα και του αγκυρίου) προσδιορίζεται από την σχέση:

$$S_{\text{bond}}=\pi*(D+2*t)*\tau_{\text{max}}$$

Όπου:

-t: μέσο πάχος δακτυλίου ενέματος (0,040 m για 4 τένοντες και 0,035 m για 5 τένοντες)

-D: μέση διάμετρος τενόντων (0,04 m για 4 τένοντες και 0,05m για 5 τένοντες)

$\tau_{\text{max}}$ : η οριακή διατμητική αντοχή διεπιφάνειας εδάφους ενέματος (350 kPa για "Βράχο Γ") (βλ. 3.2.11.4)

Προκύπτει  $S_{\text{bond}}=132\text{ kN/m}$



Ακολουθούν οι λεπτομέρειες τοποθέτησης των αγκυριών.

**Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικά μεγέθη αγκυριών**

Αριθμός αγκυρίου	Στάθμη (m)	Ελεύθερο μήκος (m)	Πακτωμένο μήκος (m)	Αριθμός τενόντων	Δύναμη προέντασης (kN)
1	55,70	13,00	14,00	5	500
2	52,50	12,00	11,00	5	500
3	49,45	10,50	10,00	4	400
4	46,95	9,00	8,00	4	400
5	43,95	7,50	7,00	4	400
6	40,95	6,00	7,00	4	400
7	37,95	4,00	7,00	4	400

#### 4.2.5 Φορτίσεις

Αρχικά, υπάρχουν δύο φορτίσεις στον κάνναβο. Αφ' ενός η γεωστατική, αφ' ετέρου τα φορτία του εργοταξίου. Για την πρώτη επιλέγεται φόρτιση πεδίου, με ειδικά βάρη κατά τα προαναφερθέντα (βλ. 3.2.7). Για την φόρτιση λόγω της ύπαρξης του εργοταξίου, επιλέγεται επιφανειακό φορτίο  $p=15 \text{ kN/m}^2$ . Το φορτίο αυτό τοποθετείται σε απόσταση 1,00m πίσω από τον πασσαλότοιχο και συνεχίζεται για 30,00m ακόμη.

#### 4.2.6 Συνοριακές συνθήκες

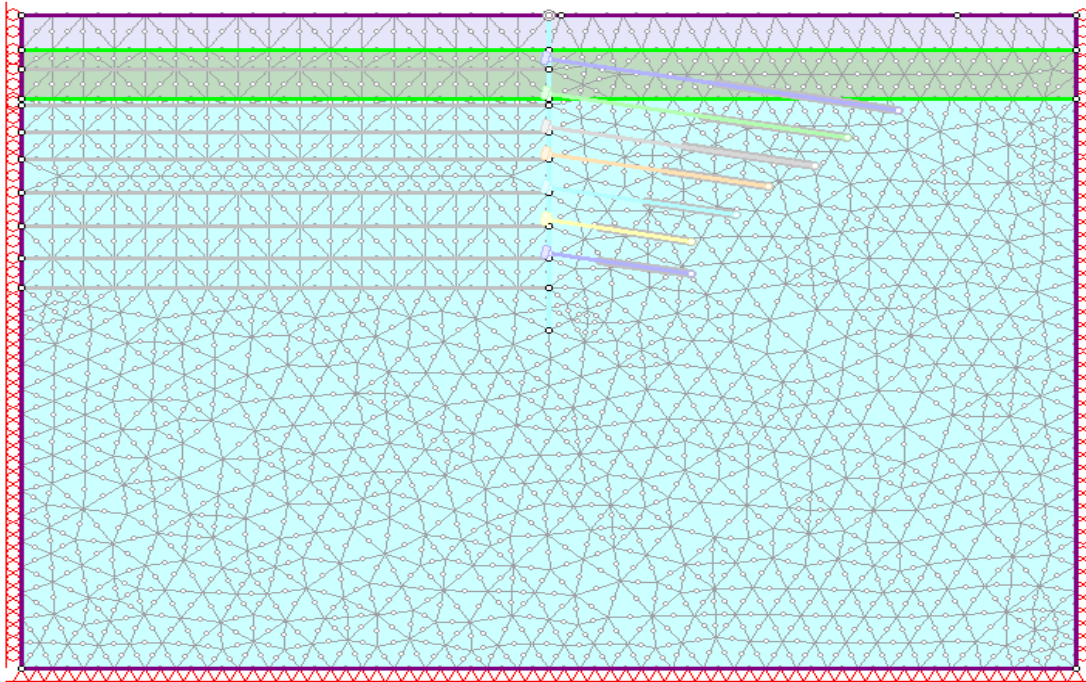
Απαιτείται ο προσδιορισμός των συνοριακών συνθηκών πριν την διακριτοποίηση του καννάβου.

Στα κατακόρυφα όρια του καννάβου (αριστερά και δεξιά) απαγορεύεται η οριζόντια μετακίνηση, ώστε να επαληθεύεται η συμμετρία ενός στρώματος "άπειρου" μήκους. Στο κάτω οριζόντιο απαγορεύεται φυσικά και η οριζόντια και η κατακόρυφη μετακίνηση (δεν θεωρώ σχετική μετακίνηση τελικού στρώματος και υποβάθρου του), ενώ στο άνω καθίσταται δυνατή οποιαδήποτε μετακίνηση (εικόνα Εικόνα 4.2).

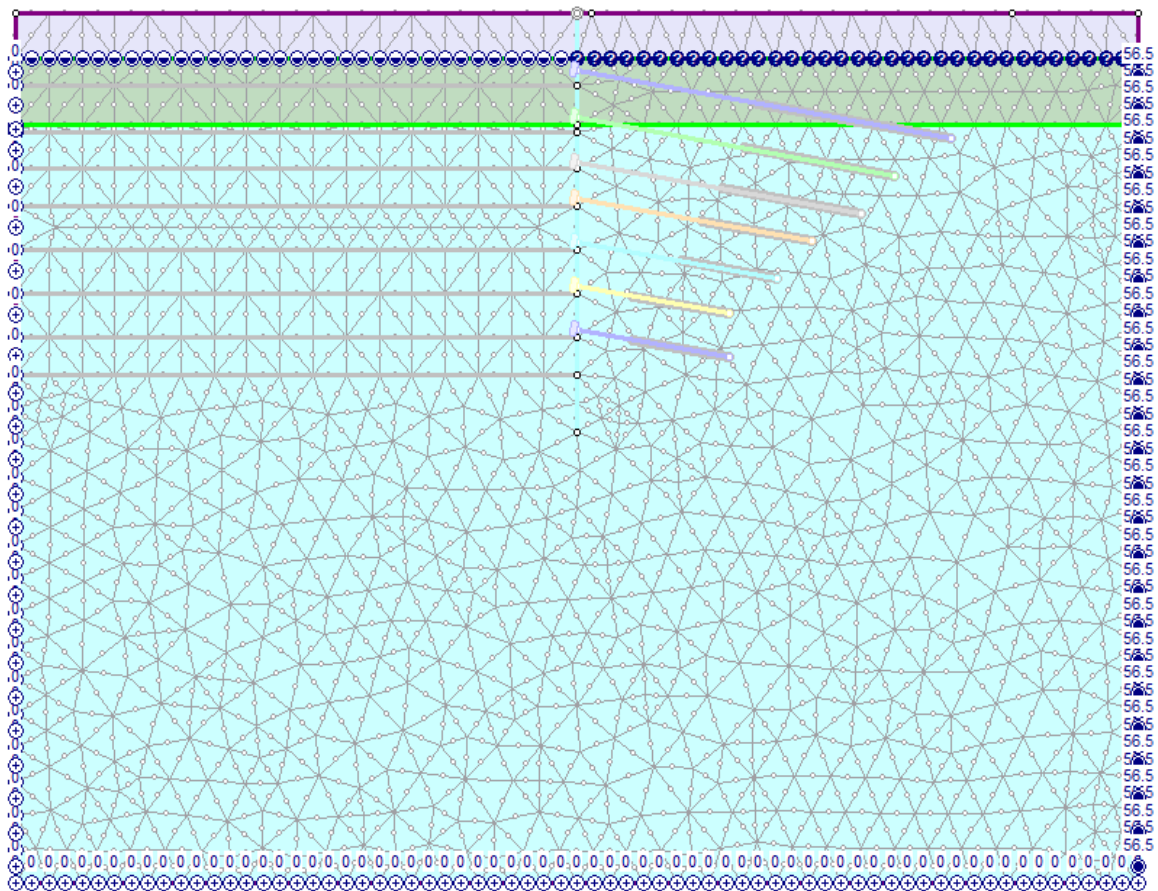
Οι συνοριακές συνθήκες για την υδραυλική προσομοίωση (εικόνα Εικόνα 4.3) τίθενται ως εξής:

- στο κάτω όριο και στο αριστερά ισχύει ο περιορισμός μηδενικής παροχής ( $Q=0$ ), επειδή αφ' ενός το υπόβαθρο είναι αδιαπέρατο, και αφ' ετέρου λόγω συμμετρίας της εκσκαφής.
- στο δεξιά όριο, το ύψος υδραυλικής ενέργειας μένει σε κάθε στάδιο σταθερό και ίσο με την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα ( $H=56,5 \text{ m}$ ).
- στο άνω όριο εντός εκσκαφής, ανά πάσα στιγμή, η πίεση πόρων είναι μηδενική ( $P=0$ ). Επειδή στην εκσκαφή τοποθετούνται αντλίες, δεν υπάρχει συσσώρευση ύδατος, και έτσι ο υδροφόρος μέσα στην εκσκαφή παραμένει στην επιφάνεια της.
- στο άνω όριο εκτός εκσκαφής τίθενται άγνωστες συνθήκες υδραυλικής ενέργειας, αφού και η πίεση πόρων, και η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι μεταβλητά λόγω ροής.

Εικόνα 4.2: Στατικές συνοριακές συνθήκες προσομοιώματος



Εικόνα 4.3: Υδραυλικές συνοριακές συνθήκες προσομοιώματος



4.2.7 Στάδια προσομοίωσης της εκσκαφής

Πίνακας 4.3: Περιγραφή των σταδίων προσομοίωσης της εκσκαφής

Στάδιο	Περιγραφή
1	Στάδιο ισορροπίας υπό αρχικές γεωστατικές συνθήκες
2	Επιβολή φορτίου εργοταξίου
3	Εισαγωγή πασσάλου
4	Εκσκαφή στα +54,70 m και καταβιβασμός Σ.Υ.Ο.
5	Τοποθέτηση πρώτης σειράς αγκυρίων στα +55,70 m
6	Εκσκαφή στα +51,45 m και καταβιβασμός Σ.Υ.Ο.
7	Τοποθέτηση δεύτερης σειράς αγκυρίων στα +52,50 m
8	Εκσκαφή στα +48,95 m και καταβιβασμός Σ.Υ.Ο.
9	Τοποθέτηση τρίτης σειράς αγκυρίων στα +49,45 m
10	Εκσκαφή στα +46,45 m και καταβιβασμός Σ.Υ.Ο.
11	Τοποθέτηση τέταρτης σειράς αγκυρίων στα +46,95 m
12	Εκσκαφή στα +43,45 m και καταβιβασμός Σ.Υ.Ο.
13	Τοποθέτηση πέμπτης σειράς αγκυρίων στα +43,95 m
14	Εκσκαφή στα +40,45 m και καταβιβασμός Σ.Υ.Ο.
15	Τοποθέτηση έκτης σειράς αγκυρίων στα +40,95 m
16	Εκσκαφή στα +37,45 m και καταβιβασμός Σ.Υ.Ο.
17	Τοποθέτηση έβδομης σειράς αγκυρίων στα +37,95 m
18	Εκσκαφή στα +34,80 m και καταβιβασμός Σ.Υ.Ο.

### 4.3 Αποτελέσματα βασικής ανάλυσης αναφοράς

Αρχικά, επιλύεται η προσομοίωση που επιλέχθηκε κατά την μελέτη από την ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε., όπως παρουσιάστηκε παραπάνω, για ξηρές αλλά και για στραγγιζόμενες συνθήκες. Σε κάθε περίπτωση, τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι σε συμφωνία με τα αντίστοιχα της μελέτης.

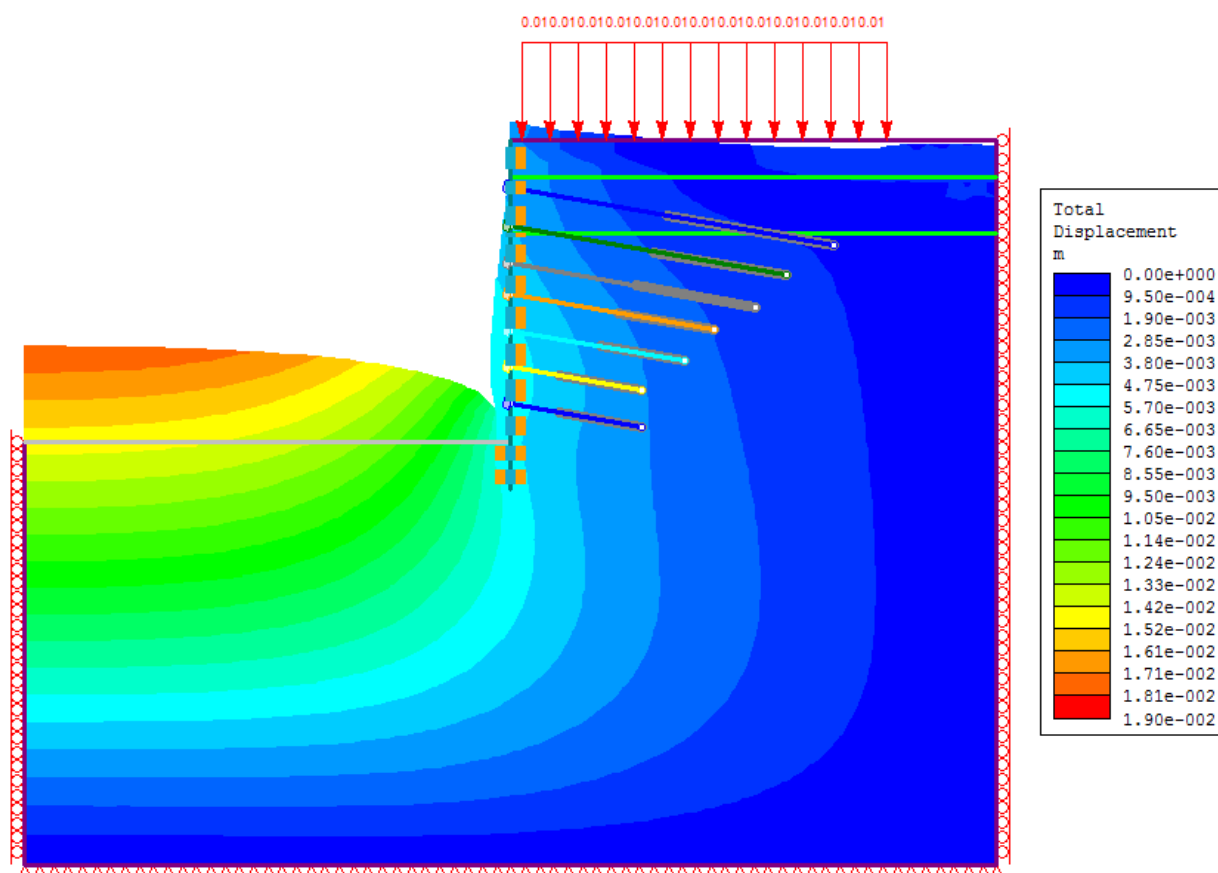
#### 4.3.1 Ξηρές συνθήκες

Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση τοίχου: 3,75mm (Εικόνα 4.5)

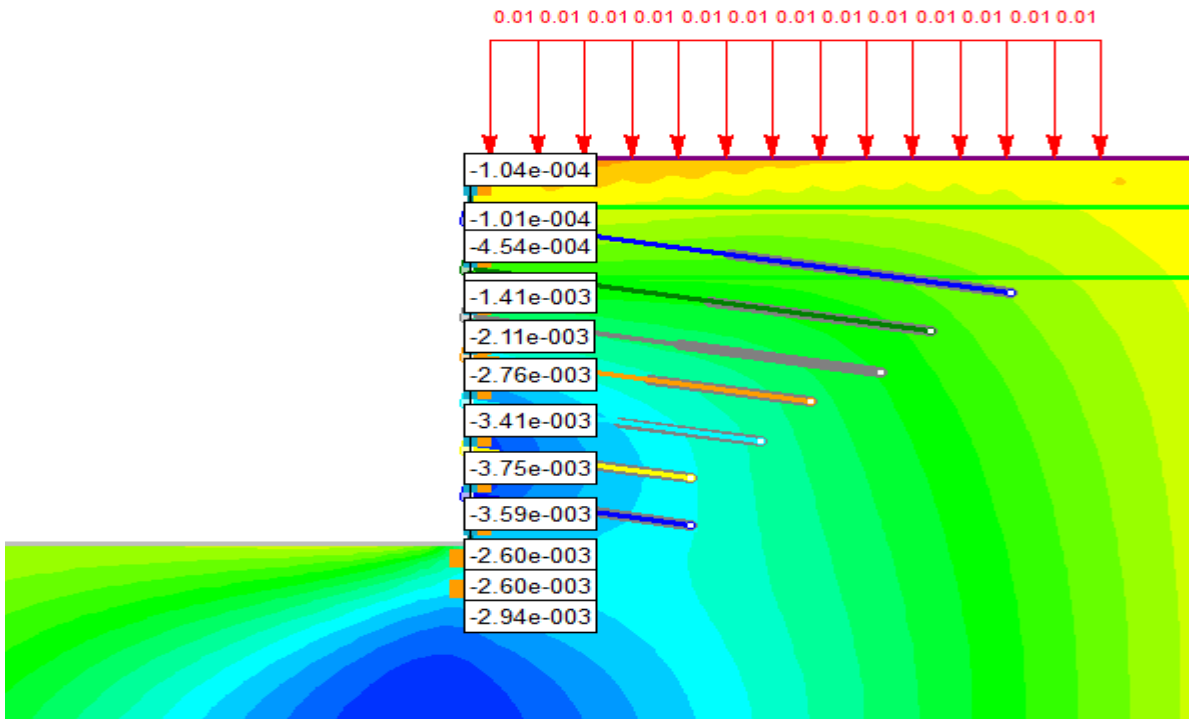
Μέγιστη καθίζηση: 1,74mm (Εικόνα 4.6)

Συντελεστής ασφαλείας: FS=3,12 (Εικόνα 4.7)

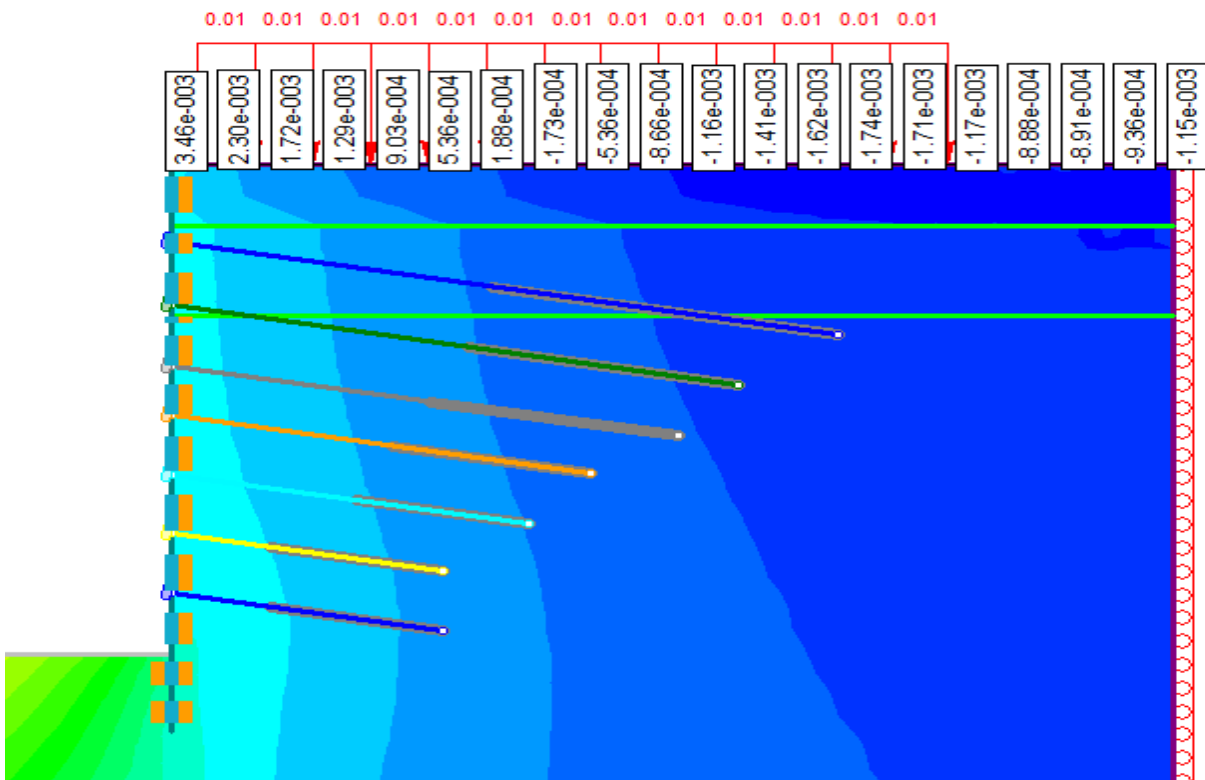
Εικόνα 4.4: Παραμορφωμένος κάναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων



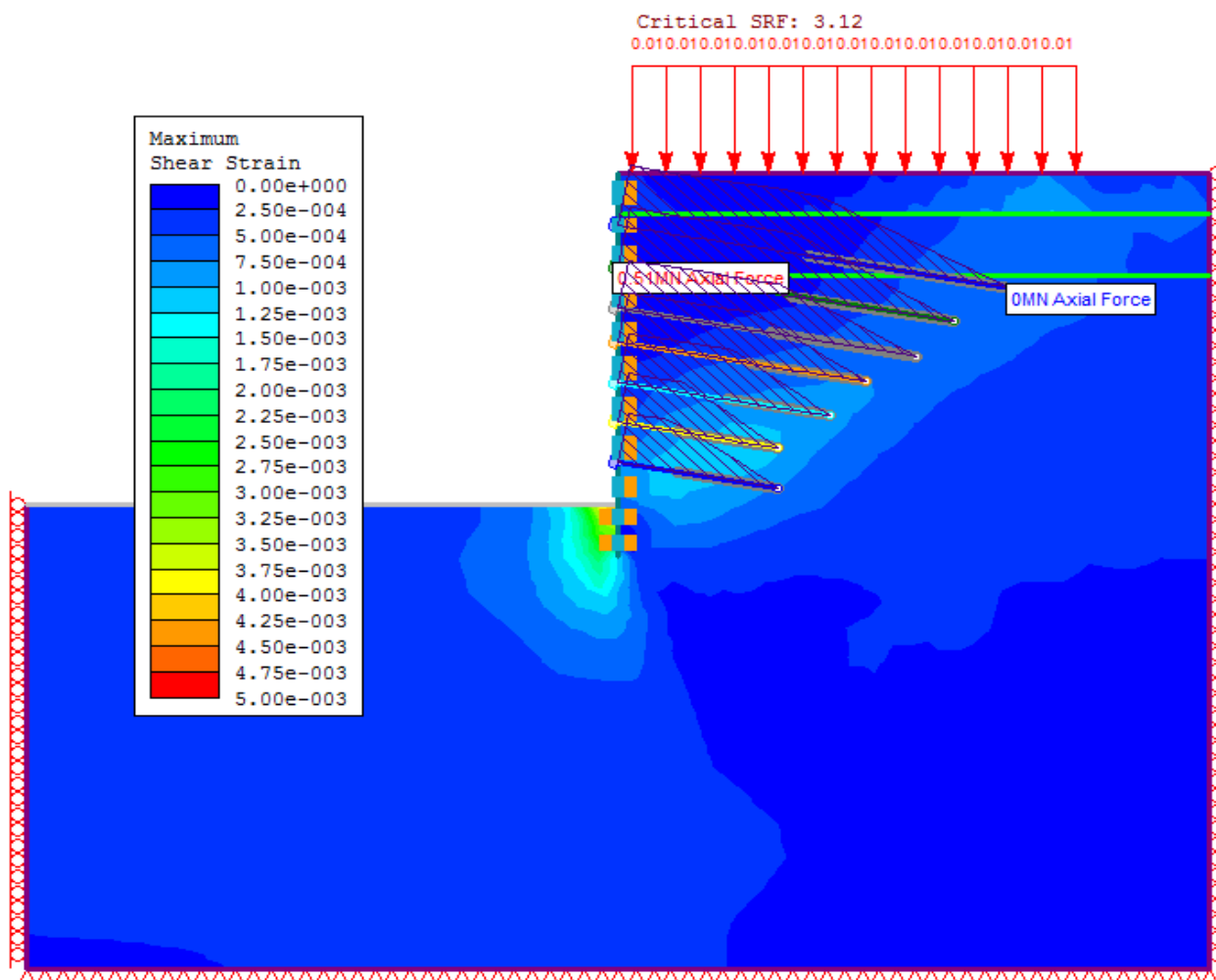
Εικόνα 4.5: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων



Εικόνα 4.6: Κατανομή των καθιζήσεων

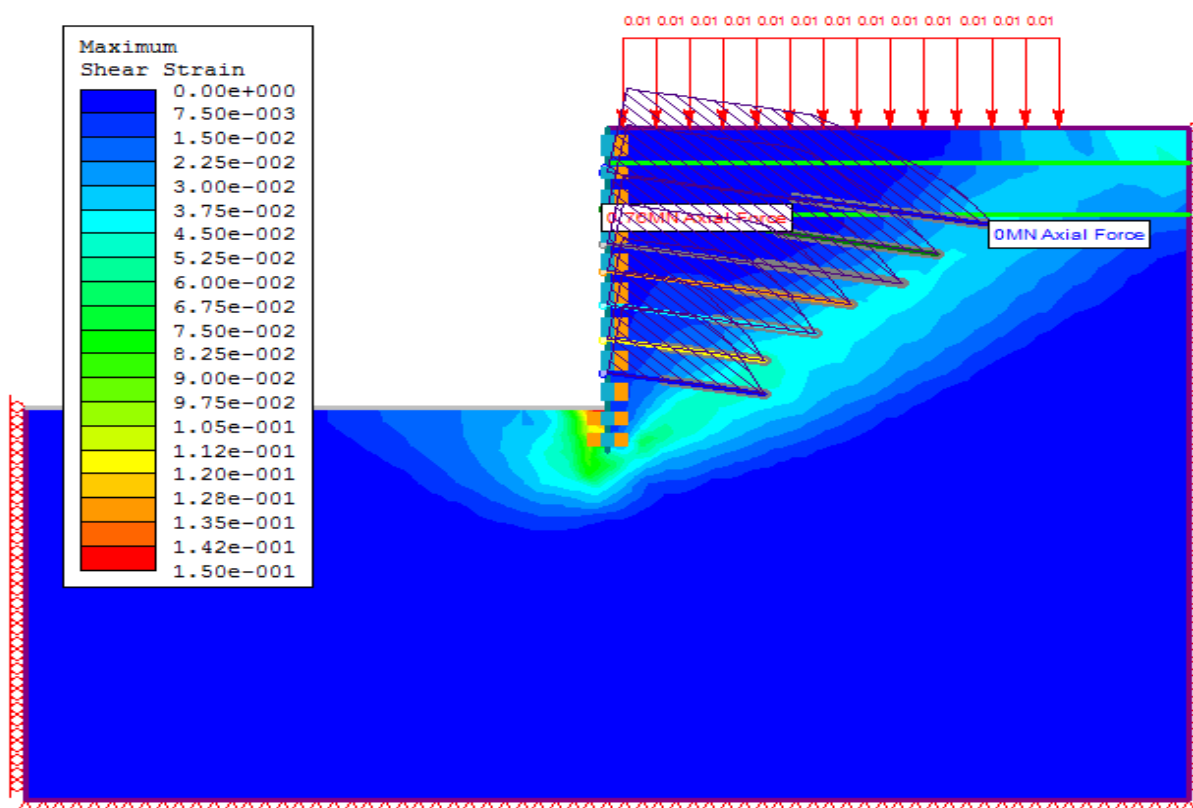


Εικόνα 4.7: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων για SRF=3,12



Στον κάρναβο (Εικόνα 4.7) φαίνεται η προκύπτουσα διατμητική παραμόρφωση. Καθώς οι τιμές του SRF προσεγγίζουν την κρίσιμη, αρχίζει να διαφαίνεται ο σχηματισμός ενός πρίσματος αστοχίας. Για SRF λίγο μεγαλύτερο (δηλαδή SRF=3,13) φαίνεται πλέον ξεκάθαρα το εν λόγω πρίσμα (Εικόνα 4.8). Αξίζει να σημειωθεί, πως για SRF=3,12, τα αγκύρια έχουν δύναμη ελαχίστως μεγαλύτερη της τάνυσης (όπως και στην ανάλυση υπολογισμού των μετακινήσεων), ενώ για SRF=3,13, δηλαδή πλέον στην "αστοχία", όλα τα αγκύρια έχουν διαρρεύσει.

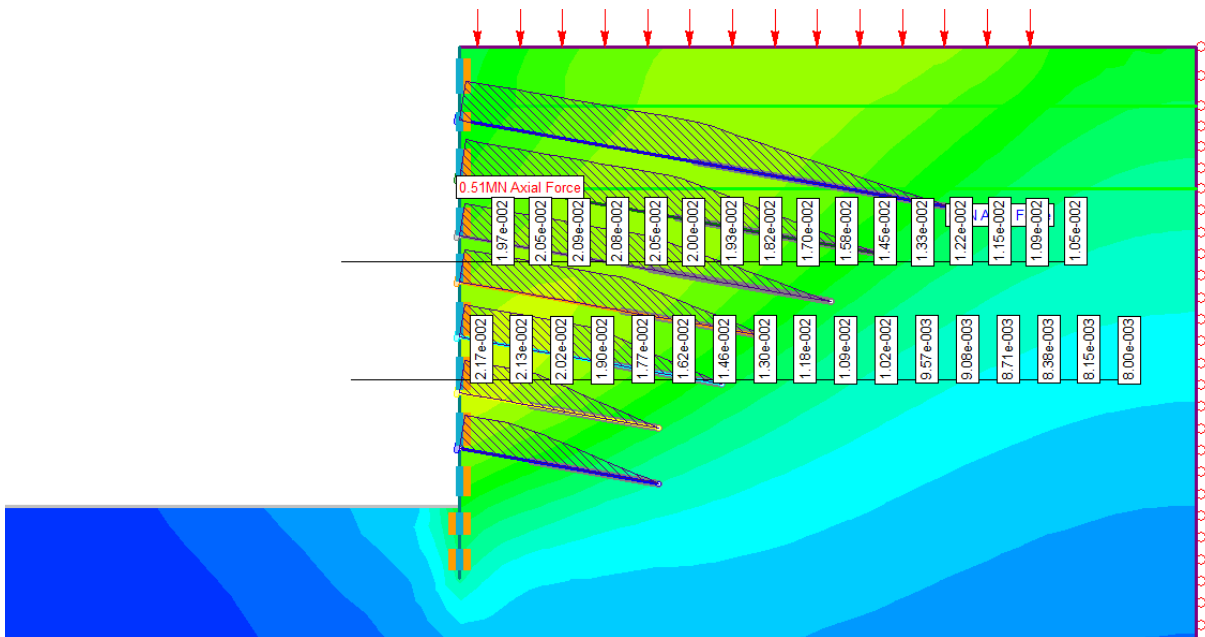
Εικόνα 4.8: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων για SRF=3,13



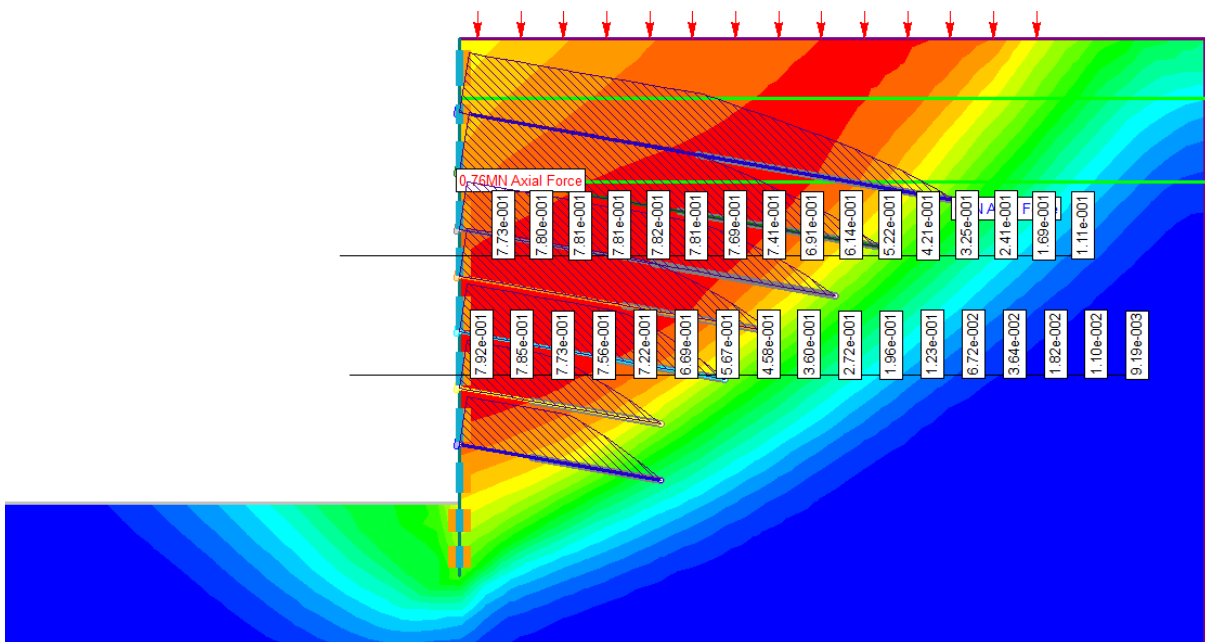
Συγκρίνοντας τις οριζόντιες μετακινήσεις κατά μήκος οριζόντιου άξονα, είναι δυνατόν να διακριθεί η αστοχία πρίσματος ή η αστοχία των αγκυρίων. Εάν παρατηρηθεί μεγάλη διαφορά στις μετατοπίσεις των δυο άκρων του άξονα ή ραγδαία τοπική αύξησή τους, τότε προοικονομείται αστοχία ολίσθησης πρίσματος. Σε αντίθετη περίπτωση, αναμένεται αστοχία λόγω διαρροής των αγκυρίων.

Μελετώντας τις σχετικές εικόνες (Εικόνα 4.9 και Εικόνα 4.10), και συνυπολογίζοντας την διαρροή των αγκυρίων για SRF=3,13, εξάγεται το συμπέρασμα πως αυτά είναι ο κρίσιμος παράγοντας για την αστοχία.

Εικόνα 4.9: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για SRF=3,12



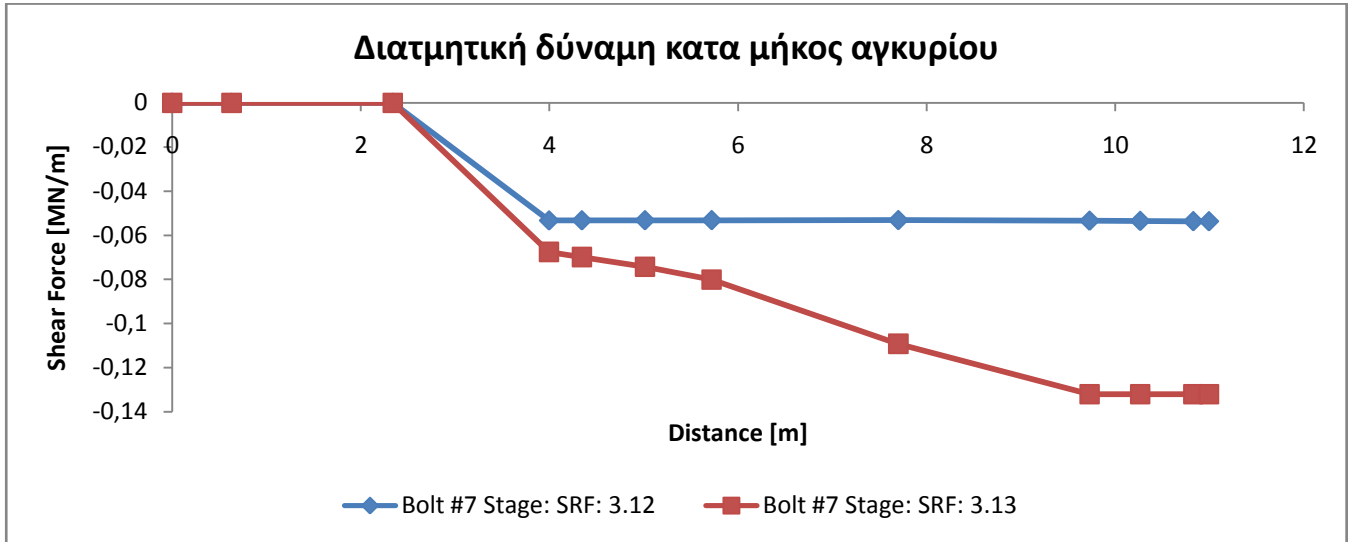
Εικόνα 4.10: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για SRF=3,13



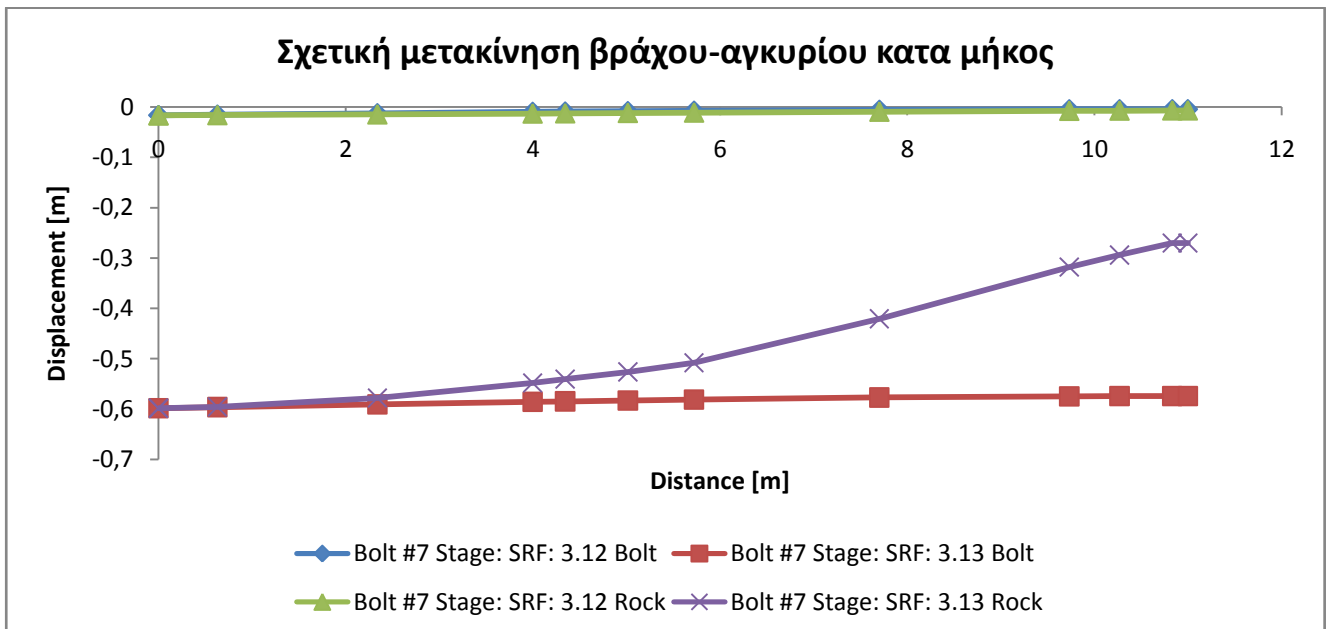


Άλλη μια διαπίστωση αφορά την ανά μέτρο μήκους βολβού ασκούμενη διατμητική δύναμη. Για  $SRF=3,12$  υπολογίζεται στα  $58\text{kN/m}$ , τιμή μικρότερο από το μισό της αντοχής, ενώ για  $SRF=3,13$ , η δύναμη αγγίζει σημειακά την αντοχή ( $132\text{ kN/m}$ ). Η διαπίστωση αυτή συνάδει με τα παραπάνω, καθώς για  $SRF=3,13$ , η μεγάλη σχετική μετακίνηση των δύο άκρων του αγκυρίου κινητοποιεί πλήρως τα αγκύρια, και συνεπώς απαιτείται μεγαλύτερη δύναμη για την πάκτωσή τους. (Γράφημα 4.1 και Γράφημα 4.2)

Γράφημα 4.1 Διατμητική δύναμη κατά μήκος αγκυρίου ανά SRF



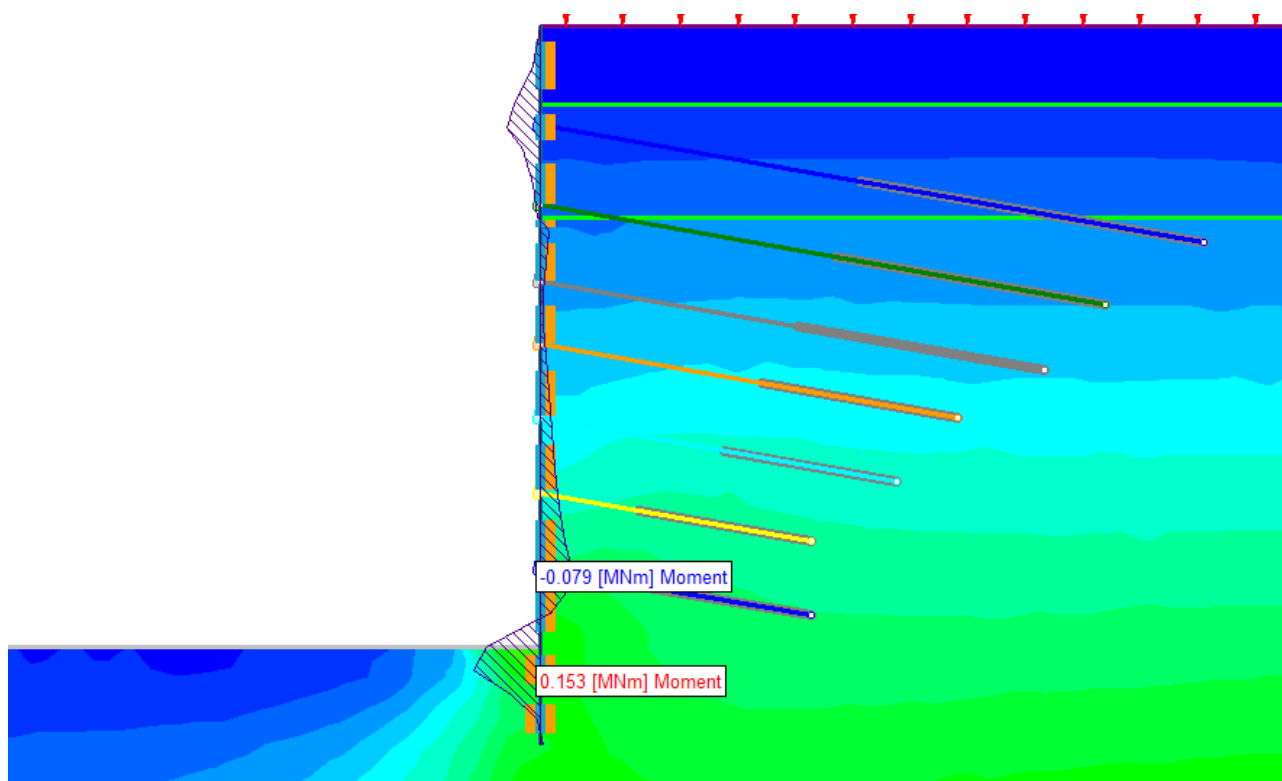
Γράφημα 4.2 Σχετική μετακίνηση βράχου-αγκυρίου ανά SRF



Παρακάτω παρουσιάζεται η μέγιστη καμπτική ροπή (Εικόνα 4.11) του πασσάλου. Το μέγεθος αυτό εκφράζεται φυσικά ανά μέτρο στην εγκάρσια διεύθυνση, και άρα ασκείται το διπλάσιο ανά πάσσαλο.

Η αναπτυσσόμενη ροπή είναι κατά πολύ μικρότερη από την οριακή για πάσσαλο διαμέτρου 1,00m, η οποία κυμαίνεται περί τα 1500 kNm. Η μεγαλύτερη τιμή της εμφανίζεται στο τελευταίο στάδιο. Εφ' όσον οι καμπτικές ροπές είναι μικρότερες της συνηθισμένης καμπτικής αντοχής, η ελαστική θεώρηση του πασσάλου δεν καθιστά την προσομοίωση μη αντιπροσωπευτική, ή τις προκύπτουσες μετακινήσεις ανακριβείς (βλ. παράγραφο 4.2.34.1).<sup>2</sup>

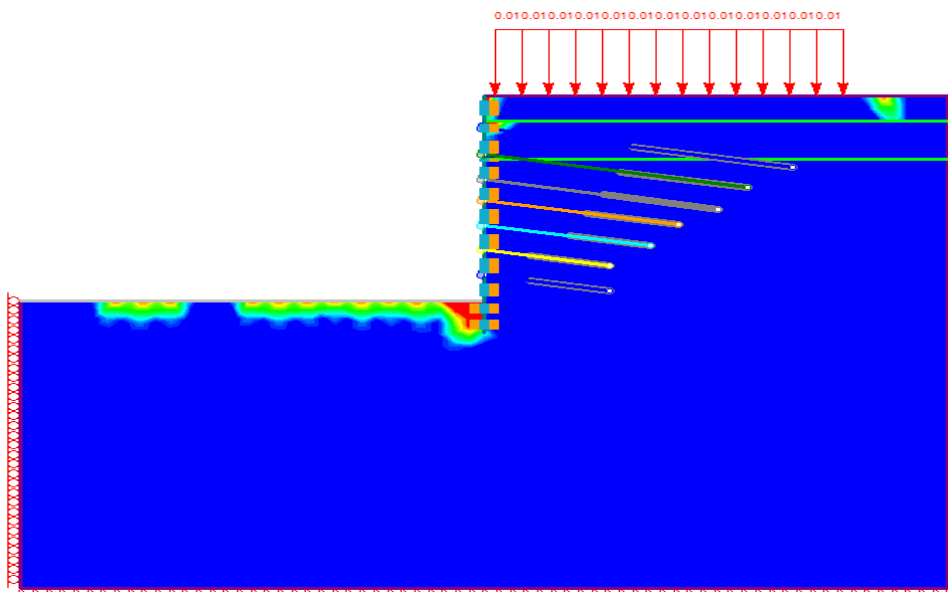
**Εικόνα 4.11: Διάγραμμα καμπτικών ρομών πασσαλότοιχου στο τελικό στάδιο εκσκαφής**



Η μέγιστη καμπτική ροπή που εμφανίζεται είναι  $M=153$  kNm/m. Με εγκάρσια απόσταση  $S=2,00$ m, προκύπτει ασκούμενη ροπή ανά πάσσαλο:  $M_{max}=306$  kNm.

<sup>2</sup> Το διάγραμμα ρομών έχει σχεδιαστεί από την πλευρά της θλιβόμενης ίνας.

Εικόνα 4.12: Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τελικό στάδιο εκσκαφής



Στην αρχική ανάλυση οι βολβοί των αγκυρίων δεν φτάνουν την αντοχή τους. Η διαρροή επικεντρώνεται στα στοιχεία στην επιφάνεια της εκσκαφής που έρχονται σε επαφή με τον πάσσαλο. Όντας επιφανειακά, τα στοιχεία χάνουν την περίσφιξη τους, η οποία τους προσέφερε μεγαλύτερη διατμητική αντοχή.

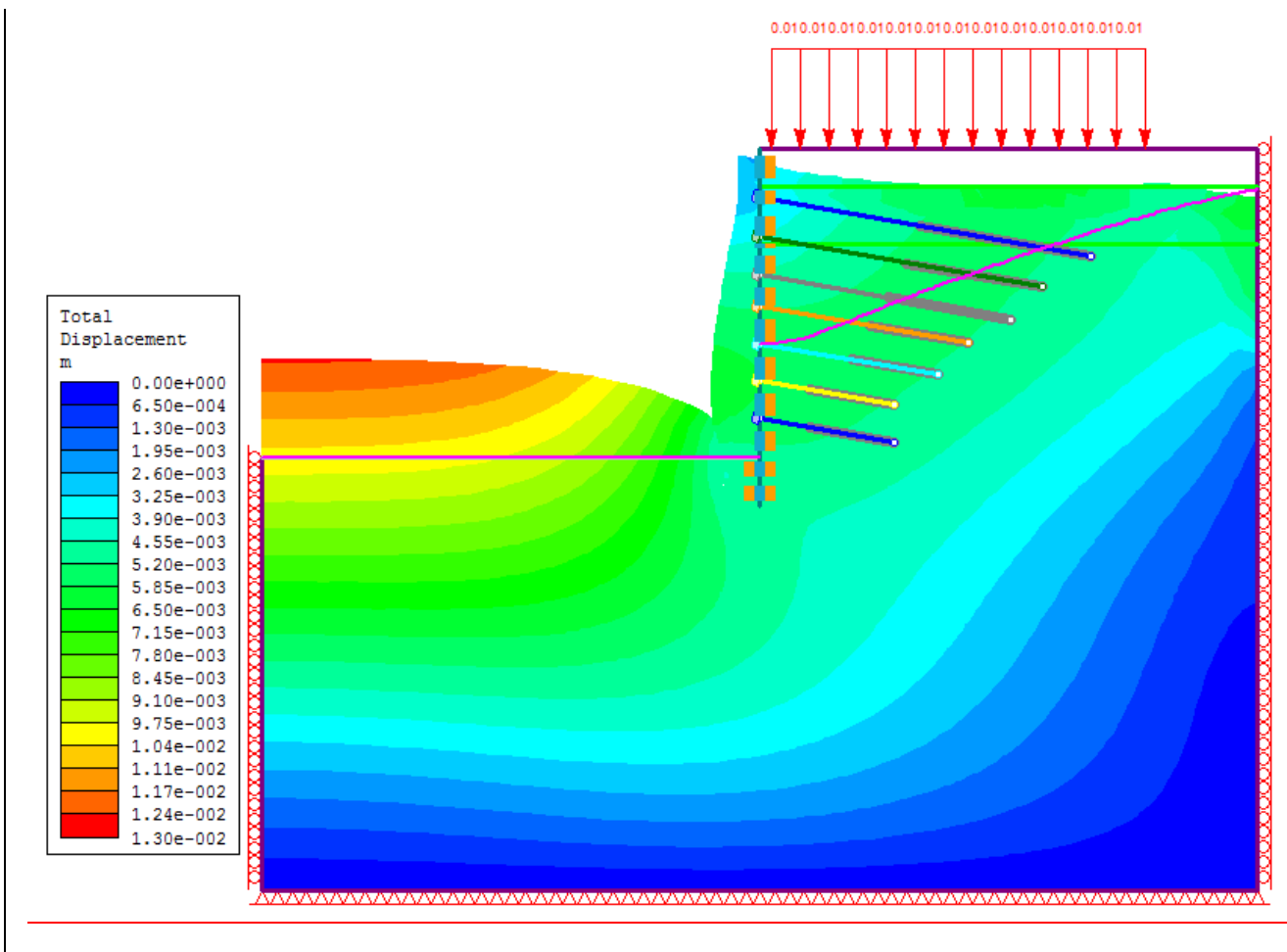
### 4.3.2 Στραγγιζόμενες συνθήκες

Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση τοίχου: 6,21 mm (Εικόνα 4.13)

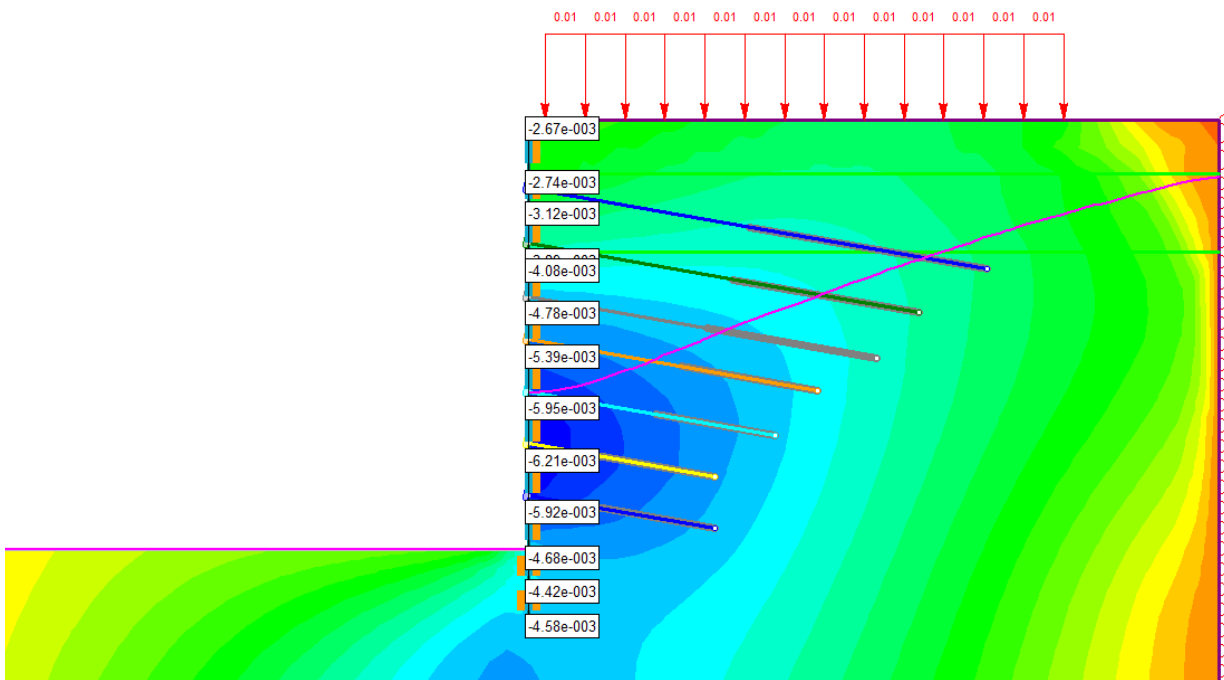
Μέγιστη καθίζηση: 5,18mm (Εικόνα 4.14)

Συντελεστής ασφαλείας: FS=2,71

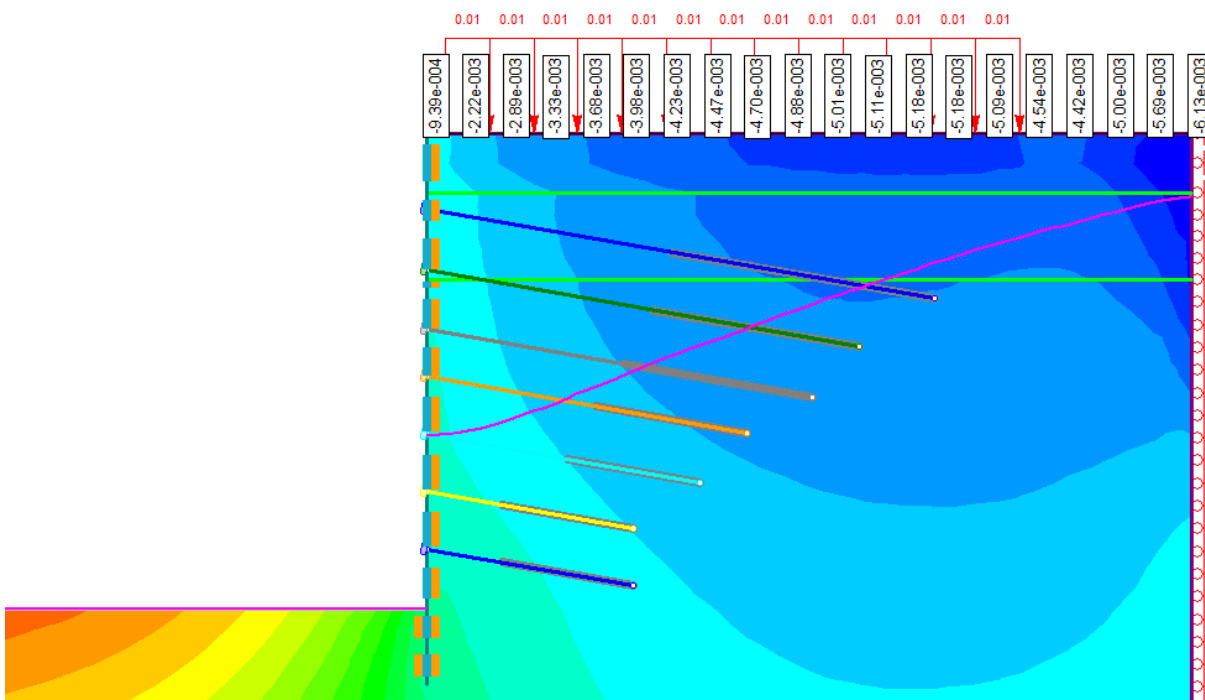
Εικόνα 4.13: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων



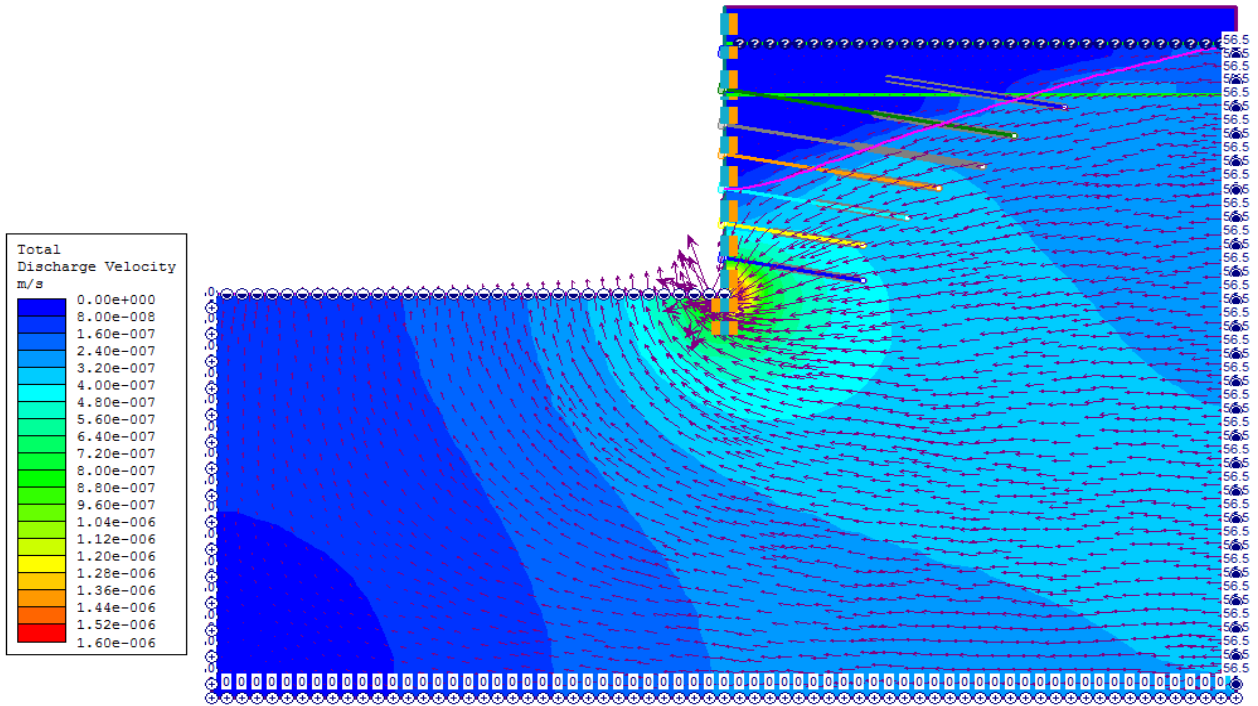
Εικόνα 4.14: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων



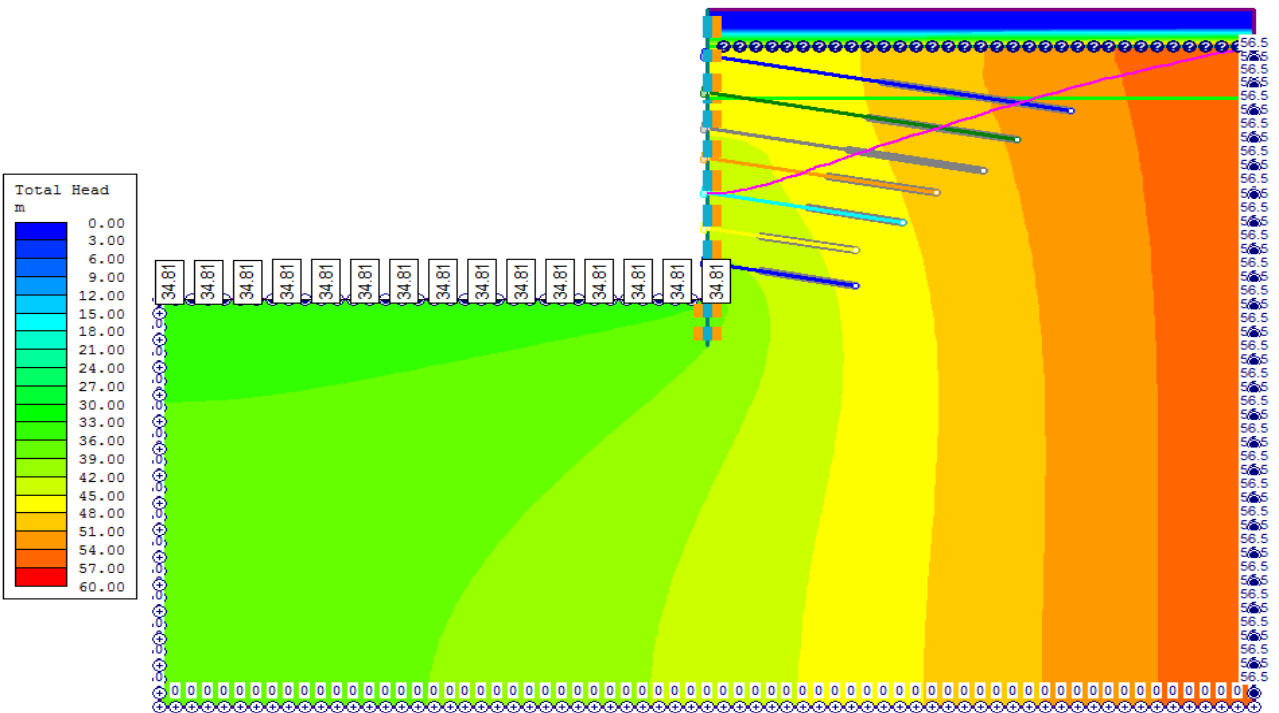
Εικόνα 4.15: Κατανομή των καθιζήσεων



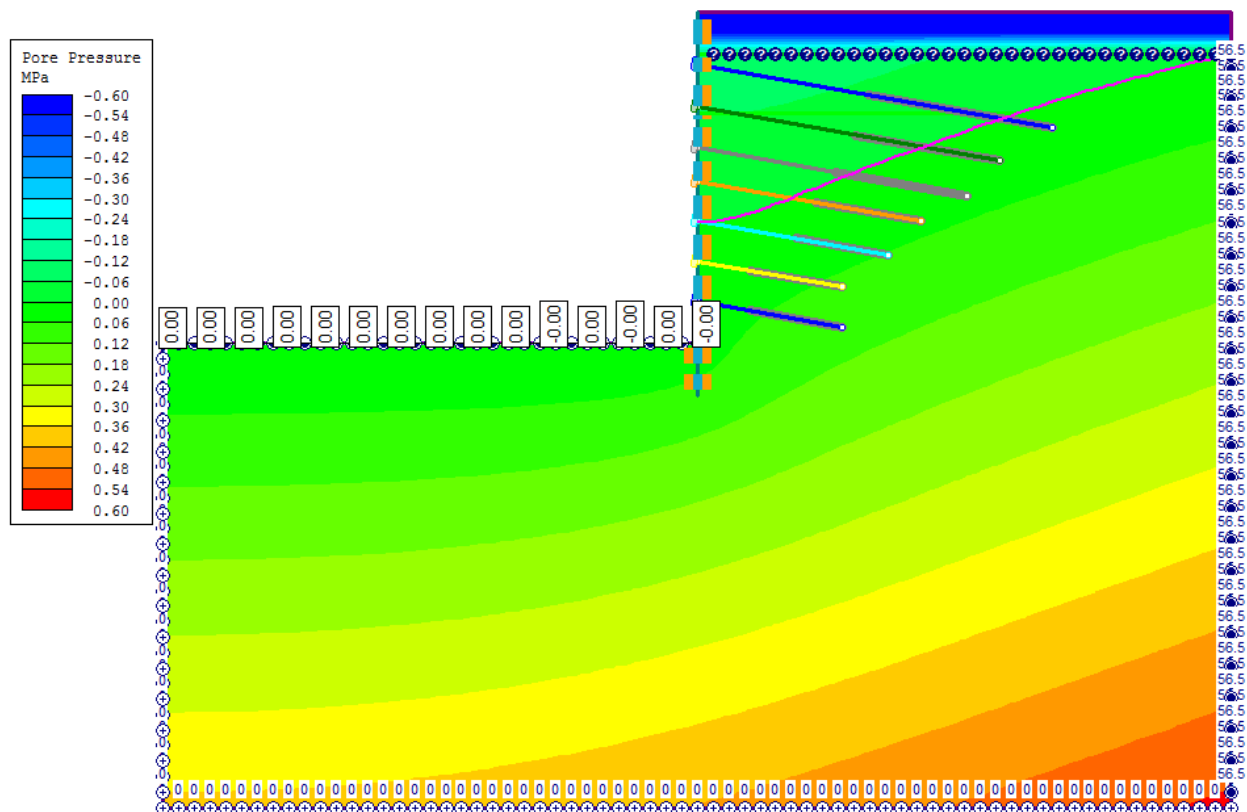
Εικόνα 4.16: Κατανομή των διανυσμάτων της ροής στο τελικό στάδιο εκσκαφής



Εικόνα 4.17: Κατανομή της μεταβολής του συνολικού ύψους της ενέργειας ύδατος (από 56,50m σε 34,81m) στο τελικό στάδιο εκσκαφής



Εικόνα 4.18: Κατανομή της μεταβολής της πίεσης των πόρων (από 0kPaσε 565kPa) στο τελικό στάδιο εκσκαφής



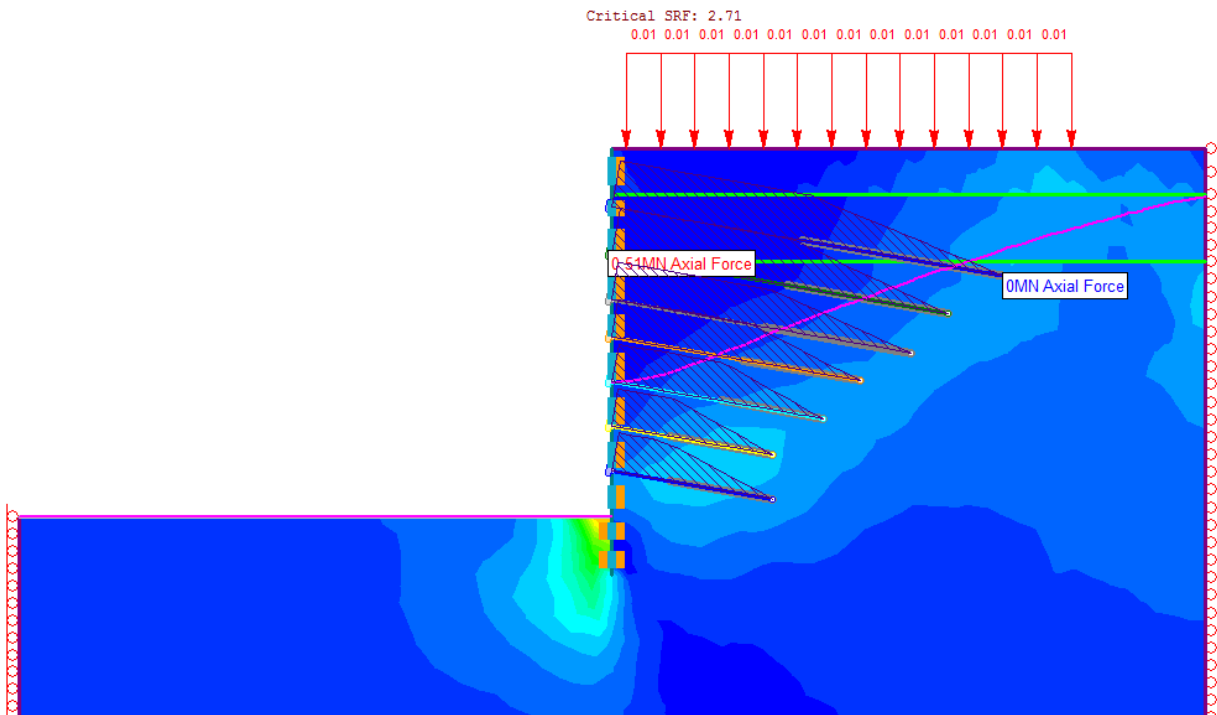
Σε κάθε στάδιο, η πτώση της Σ.Υ.Ο. συμβαίνει ως αναμένεται.

Το συνολικό ύψος ενέργειας οφείλει να επαληθεύει τις συνοριακές συνθήκες και γι' αυτό ξεκινά από την τιμή 56,5m (στάθμη Σ.Υ.Ο. "μακριά" από την εκσκαφή) και φτάνει τα 34,8m (στάθμη εκσκαφής με περιορισμό μηδενικής πίεσης). Οι ισοδυναμικές γραμμές σχηματίζονται κάθετα στο διάνυσμα της κλίσης της ροής.

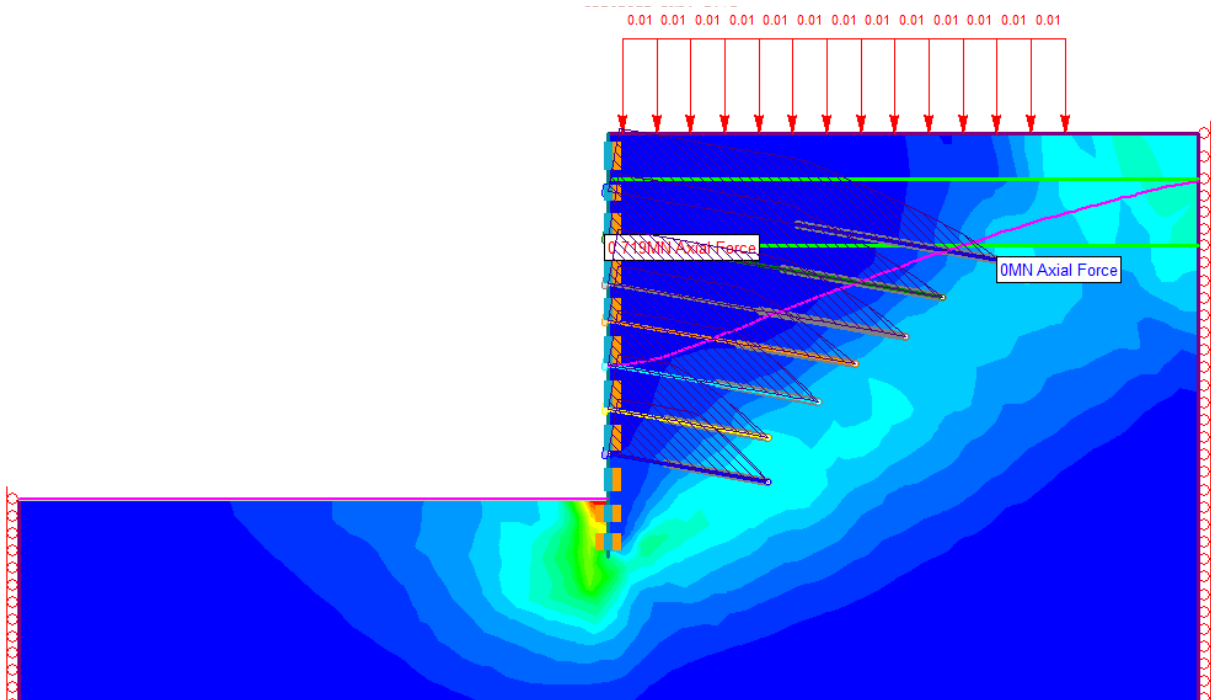
Οι πιέσεις πόρων, λόγω της διαφοράς δυναμικού, και κατά συνέπεια, της υδραυλικής κλίσης, δίνονται από τον τύπο:  $p = \gamma_w * (1+i)$ , δεχόμενοι ιθετικό στην κάθοδο και αρνητικό στην άνοδο.

Η πλήρης εξέλιξη της ταπεινώσης του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται στο Παράρτημα 6.2.2.

Εικόνα 4.19: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων για SRF=2,71

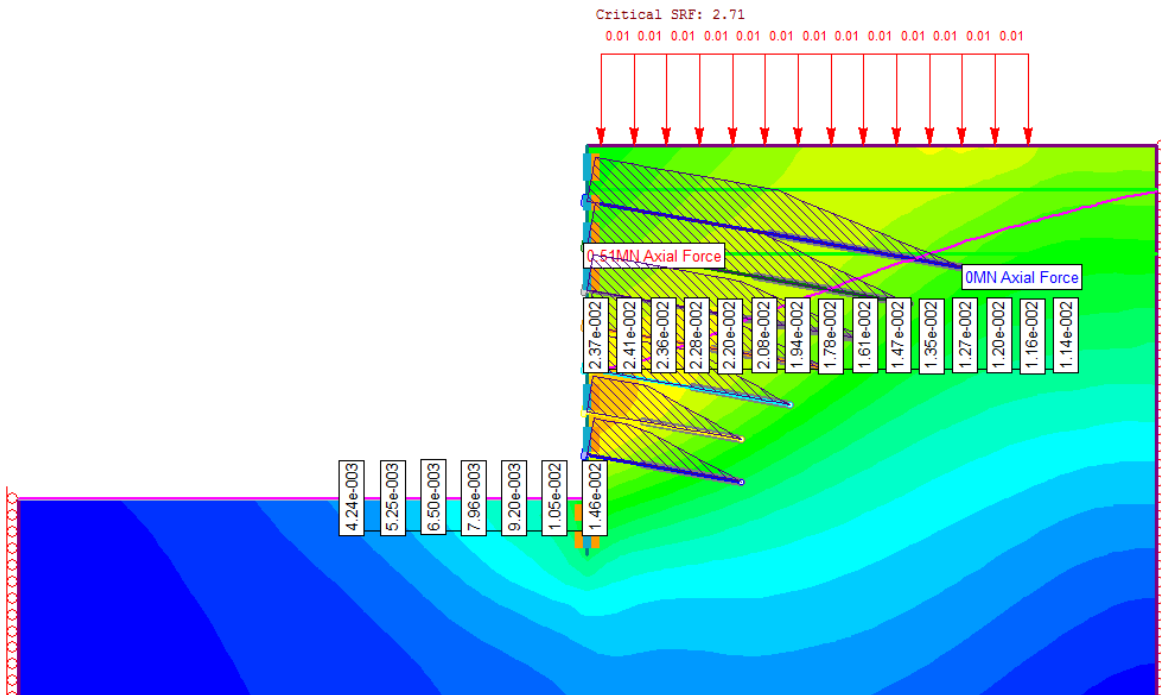


Εικόνα 4.20: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων για SRF=2,72

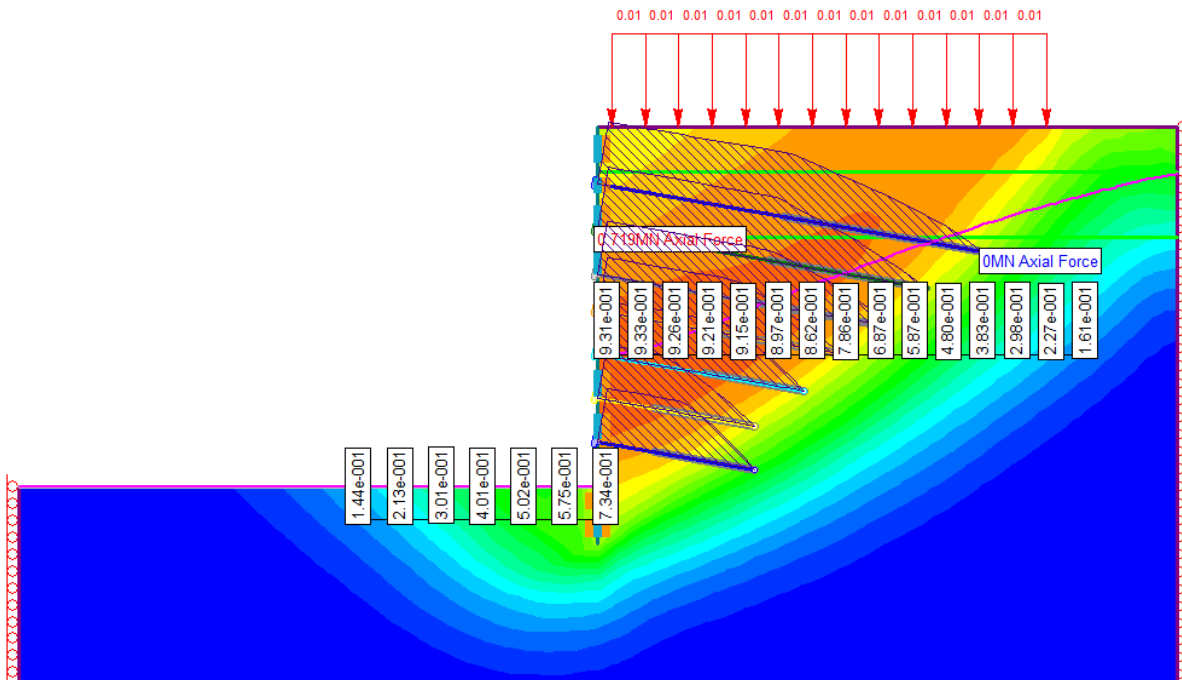




Εικόνα 4.21: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για SRF=2,71

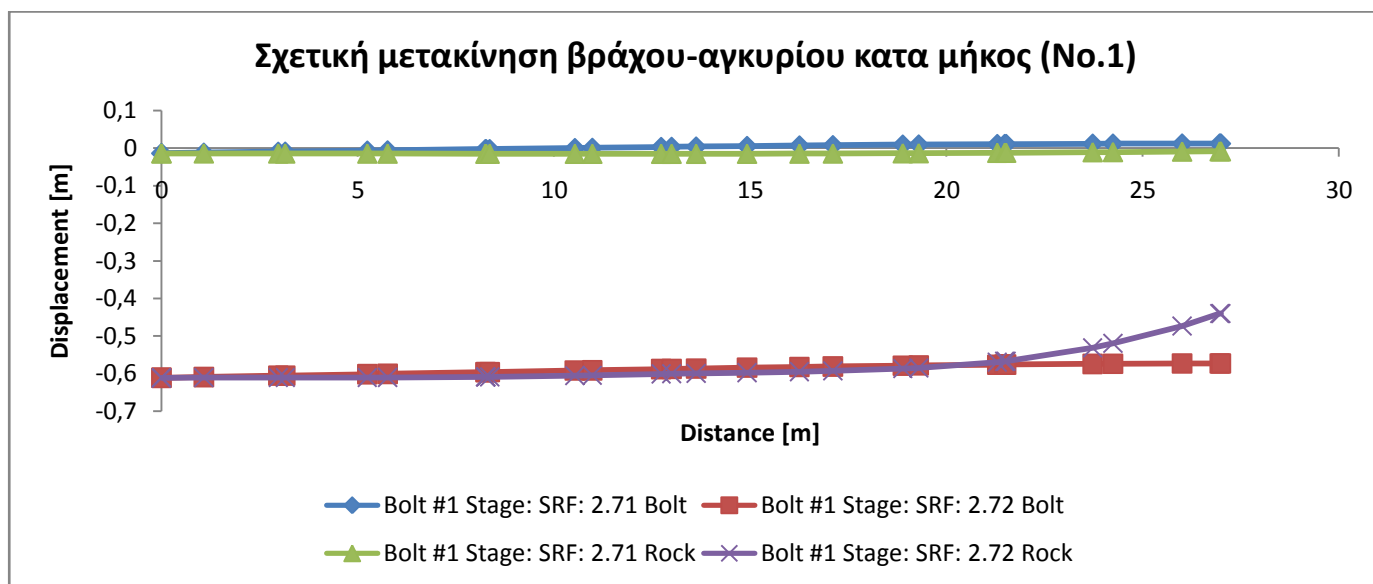


Εικόνα 4.22: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για SRF=2,72

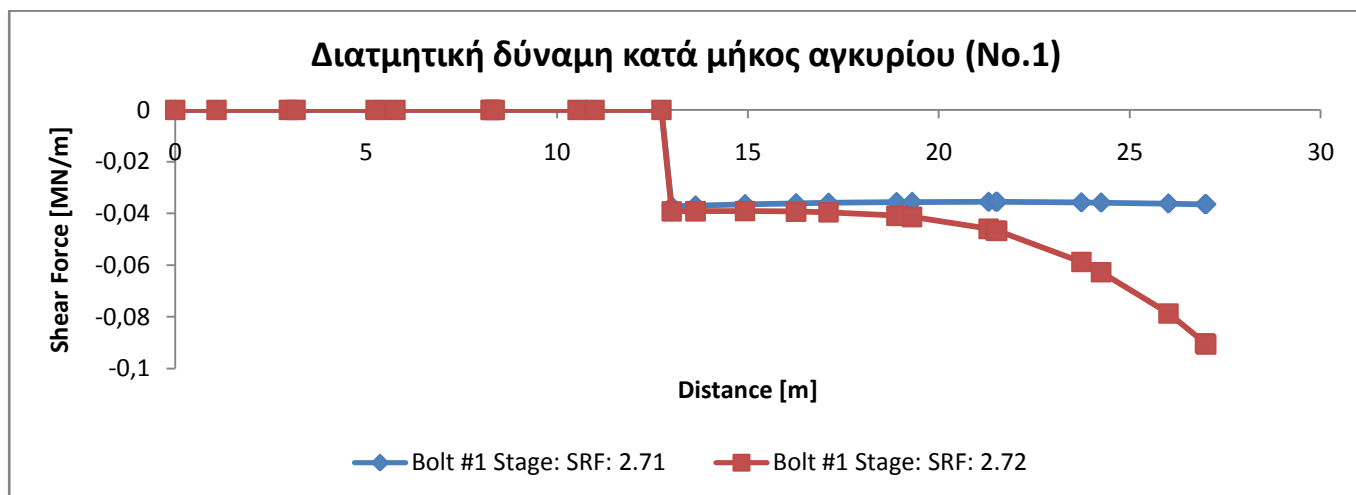


Και στα δύο πρίσματα που τείνουν να ολισθήσουν (ενεργητικό, παθητικό), οι μετατοπίσεις ακολουθούν μεν ομαλή ανάπτυξη, υπολογίζονται δε αρκετά μεγάλες. Σημειώνεται, ότι τα αγκύρια Νο. 3-7<sup>3</sup> διαρρέουν, ενώ τα 2 ανώτερα εντείνονται μεν, παραμένουν ελαστικά δε, λόγω της υψηλότερης δύναμης διαρροής τους. Κρίνοντας από τα ανωτέρω, εξάγεται το πόρισμα πως η αστοχία αυτήν την φορά οφείλεται σε περιστροφική αστοχία που περιλαμβάνει τον τοίχο και τα αγκύρια, και άρα κρίσιμη για την αστοχία θεωρείται η βραχομάζα. Δεν είναι όμως εύλογο να υποτιμηθεί η επιρροή των αγκυρίων, καθώς διαρρέουν τα πέντε από τα επτά, ενώ τα δύο εναπομείναντα προσεγγίζουν την δύναμη διαρροής. Η αστοχία οριακά εκλέγεται ως συνολική ολίσθηση και όχι ως αύξηση των παραμορφώσεων στο μέσο του τοίχου (τοπική ενεργητική αστοχία), λόγω αστοχίας της αγκύρωσης.

Γράφημα 4.3 Σχετική μετακίνηση βράχου-αγκυρίου ανά SRF

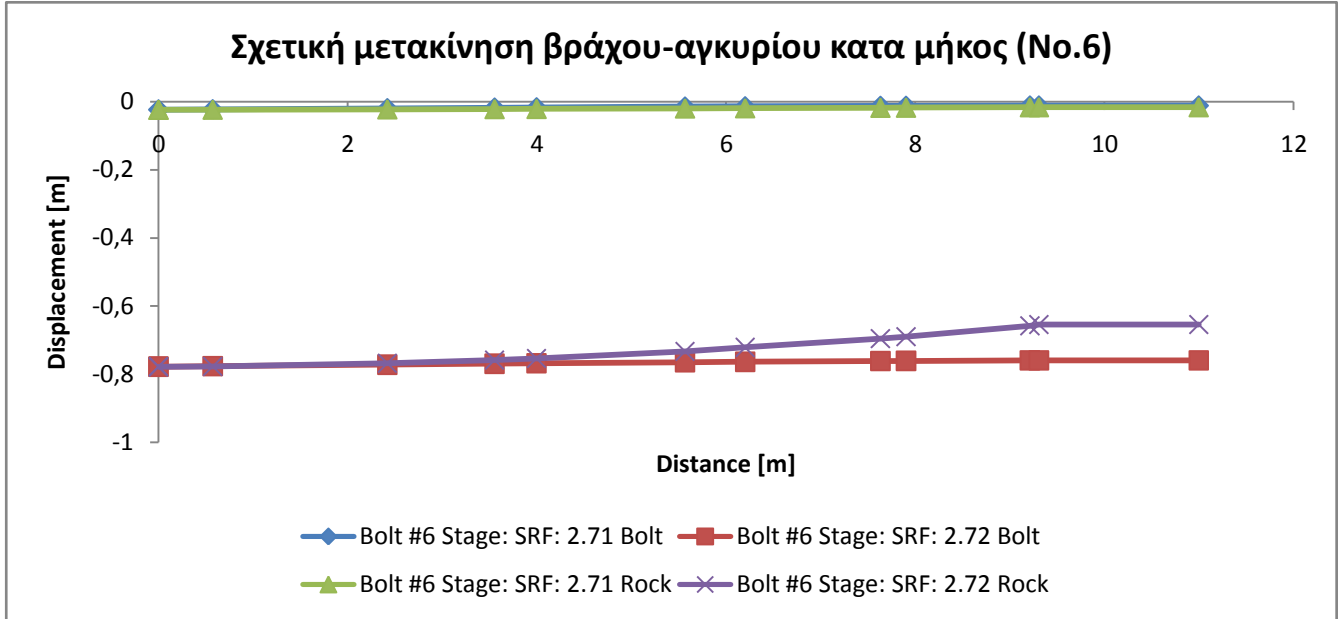


Γράφημα 4.4 Διατμητική δύναμη κατά μήκος αγκυρίου ανά SRF



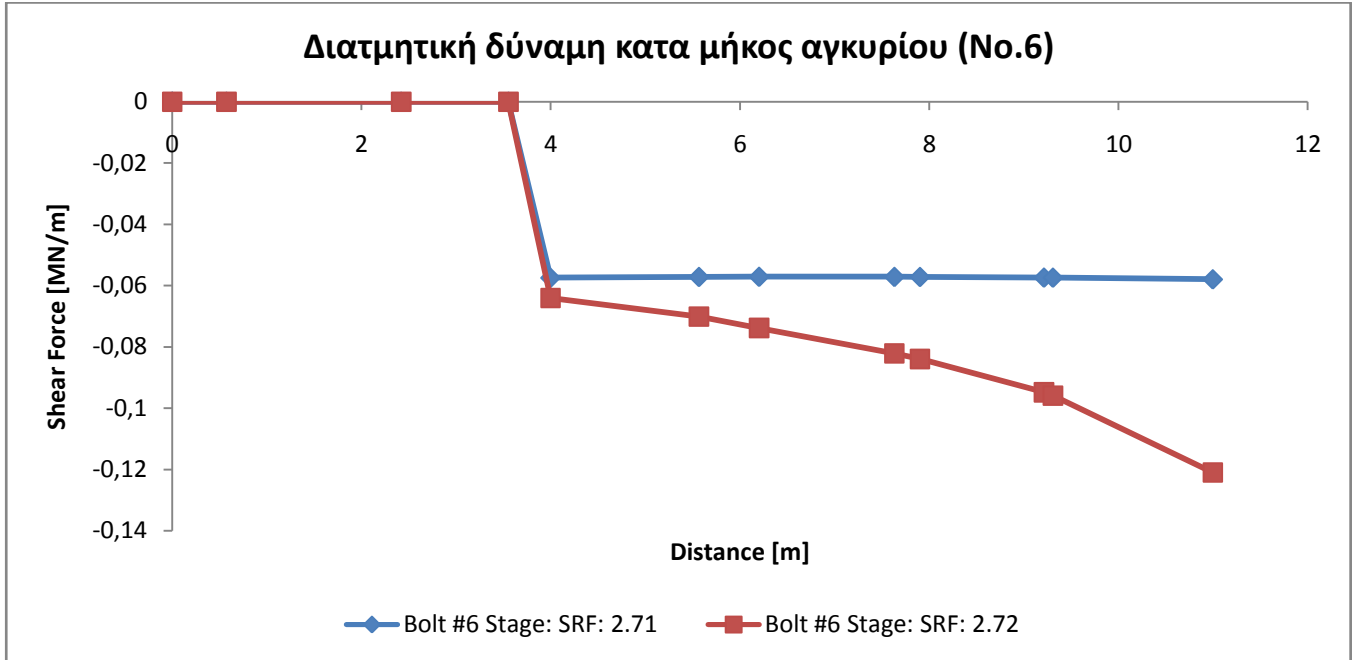
<sup>3</sup> Μετρούμενα από άνω.

Γράφημα 4.5 Σχετική μετακίνηση βράχου-αγκυρίου ανά SRF



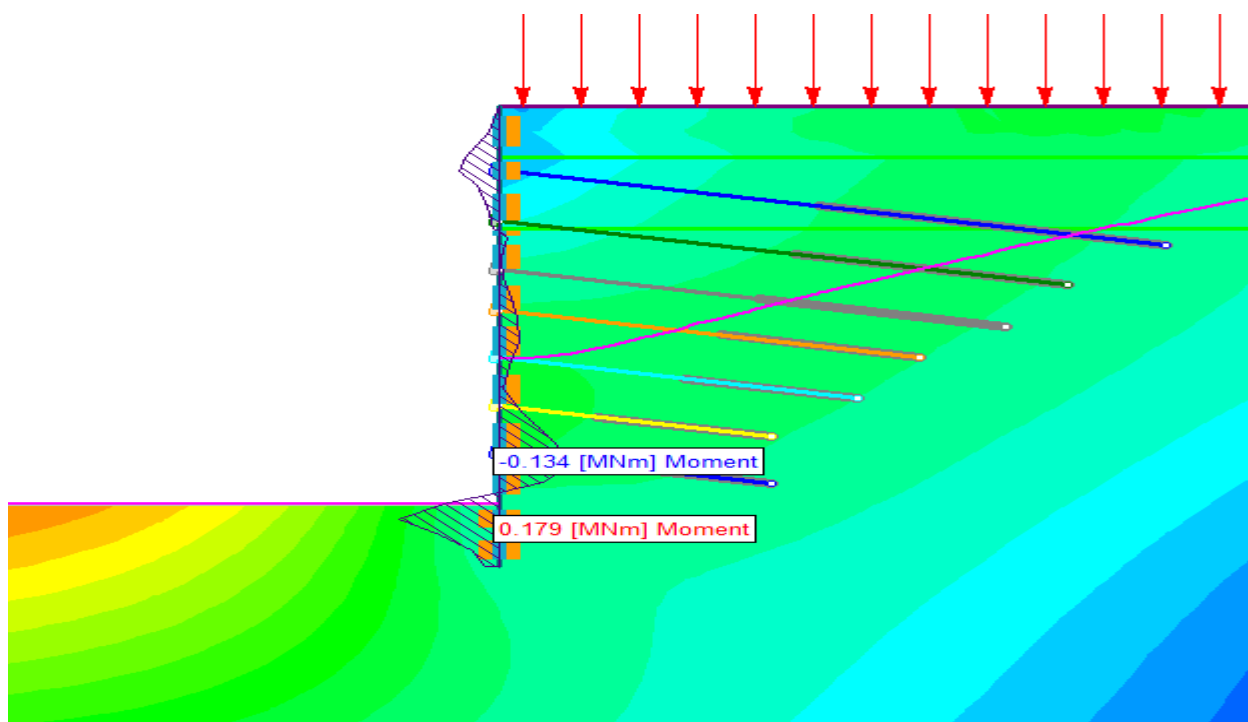
Στο Γράφημα 4.5, για SRF=2,72, παρατηρείται τοπική, μη εκτεταμένη σταθεροποίηση της σχετικής μετατόπισης-ολίσθησης μεταξύ βράχου και βολβού, που δεν σηματοδοτεί την εξόλκευση του αγκυρίου.

Γράφημα 4.6 Διατμητική δύναμη κατά μήκος αγκυρίου ανά SRF

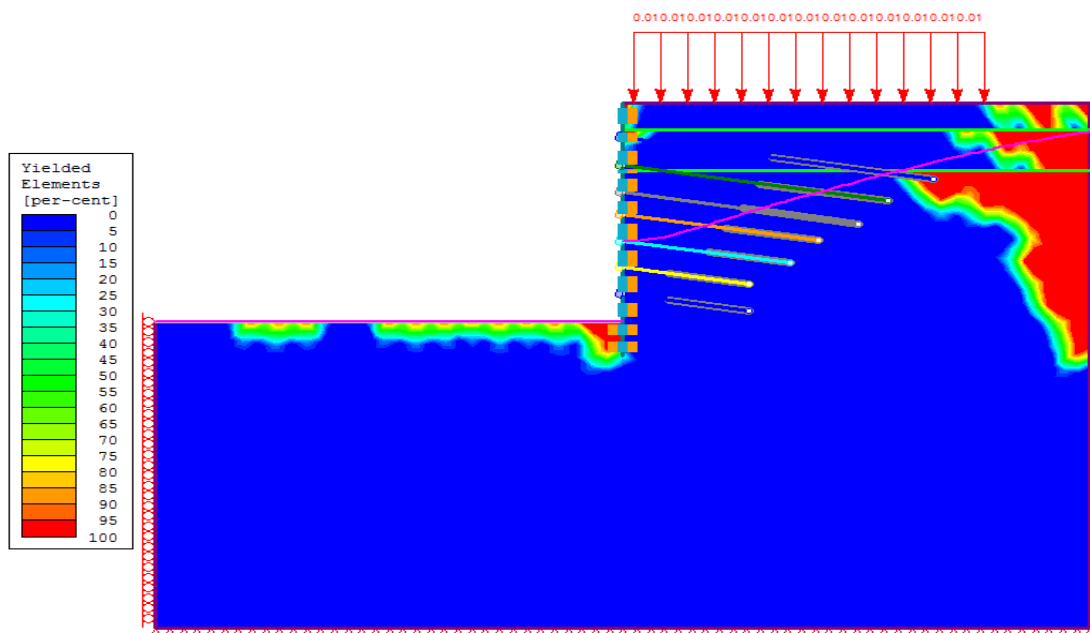


Τα διαγράμματα καμπτικών ροπών (Εικόνα 4.23) και τεμνουσών δυνάμεων (Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.) ταιριάζουν με τα αντίστοιχα για ξηρές συνθήκες. Όσον αφορά τις ροπές, παρατηρείται μεγαλύτερη ροπή να εφελκύει την εξωτερική ίνα και μικρότερη την εσωτερική σε σχέση με πριν. Αυτό οφείλεται προφανώς στην ύπαρξη πιέσεων πόρων (βλ. Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.)

Εικόνα 4.23: Διάγραμμα καμπτικών ροπών πασσαλότοιχου στο τελικό στάδιο



Εικόνα 4.24: Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τελικό στάδιο εκσκαφής



Η μέγιστη καμπτική ροπή που εμφανίζεται είναι  $M=179\text{kNm/m}$ . Με εγκάρσια απόσταση  $S=2,00\text{m}$ , προκύπτει ασκούμενη ροπή ανά πάσσαλο:  $M_{\max}=358\text{kNm}$ .

Η εικόνα των στοιχείων που διαρρέουν είναι όπως και πριν. Η διαρροή των στοιχείων στο δεξιό όριο του καννάβου οφείλεται στις οριακές συνθήκες και στην προσομοίωση του μοντέλου και δεν φέρουν κάποια φυσική σημασία.

#### 4.4 Πρώτη παραμετρική διερεύνηση: Αύξηση SRF

Η πρώτη παραμετρική διερεύνηση επικεντρώνεται στην μελέτη της συμπεριφοράς των σχηματισμών για καθολική υποτίμηση των παραμέτρων αντοχής τους με τη μέθοδο αύξησης του SRF. Ανά προσομοίωση, λαμβάνεται:

$$c'=c/SRF \text{ και } \phi'=\arctan[\tan(\phi)/SRF]$$

Προκύπτει λοιπόν ο εξής πίνακας τιμών συνοχής και γωνίας τριβής ανά σχηματισμό:

**Πίνακας 4.4: Τιμές παραμέτρων αντοχής ανά σχηματισμό και ανά SRF**

SRF	Στιφρό Έδαφος		Βράχος Ε		Βράχος Γ	
	$\phi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)
1,00	35	10	37	40	40	95
1,50	25	7	27	27	29	63
2,00	19	5	21	20	23	48
2,50	16	4	17	16	19	38

Προφανώς, η περίπτωση SRF=1,00 ισοδυναμεί με την βασική ανάλυση αναφοράς (παράγραφος 4.3)

Και πάλι οι αναλύσεις διαχωρίζονται σε ξηρές και στραγγιζόμενες συνθήκες. Η ανάλυση γίνεται μέχρι τιμή SRF=2,50, οπότε και παρατηρείται η τελευταία αστοχία, με βήμα 0,50.

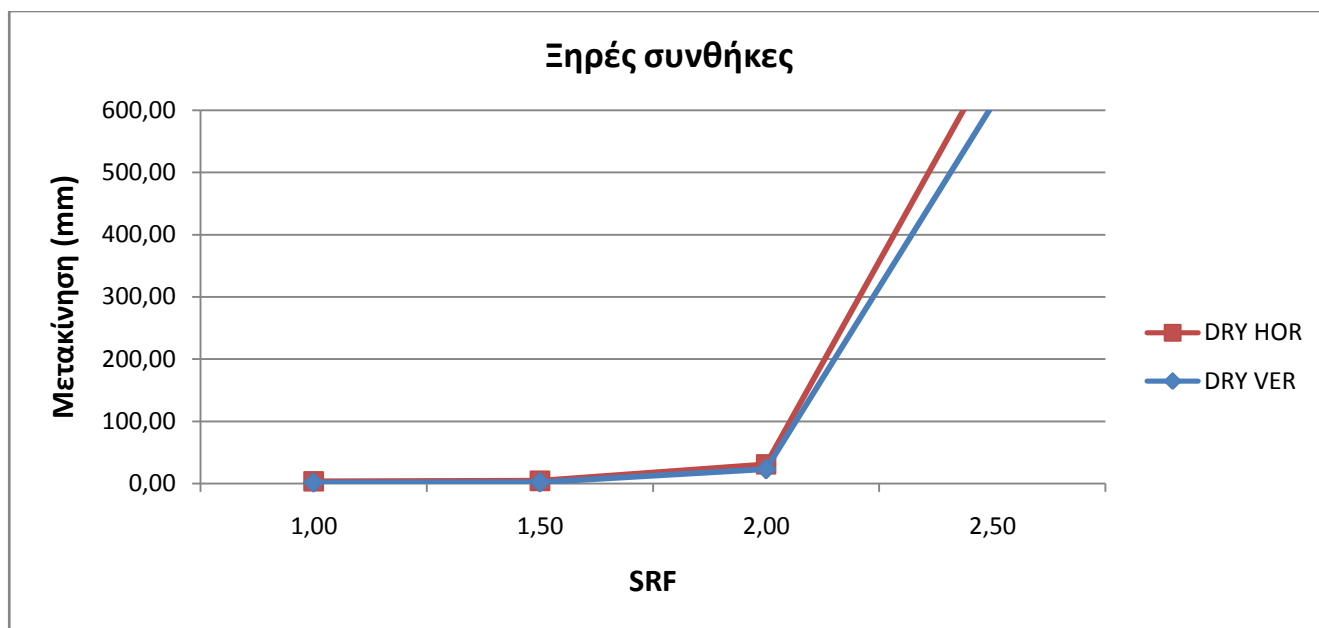
##### 4.4.1 Ξηρές συνθήκες-Αύξηση SRF

Ακολουθεί ο συγκεντρωτικός πίνακας οριζόντιων μετατοπίσεων του πασσάλου και καθιζήσεων της επιφάνειας συναρτήσει του συντελεστή SRF για ξηρές συνθήκες.

**Πίνακας 4.5: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων πρώτης παραμετρικής διερεύνησης για ξηρές συνθήκες**

SRF	Ξηρές συνθήκες		
	Αστοχία	Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (mm)	Μέγιστη καθίζηση (mm)
1,00	ΚΑΜΜΙΑ	3,75	1,74
1,50	ΚΑΜΜΙΑ	4,46	1,95
2,00	ΚΑΜΜΙΑ	31,10	22,90
2,50	ΣΤ. 18	684,00	608,00

Γράφημα 4.7 Εξέλιξη των μετακινήσεων κατά την αύξηση του SRF

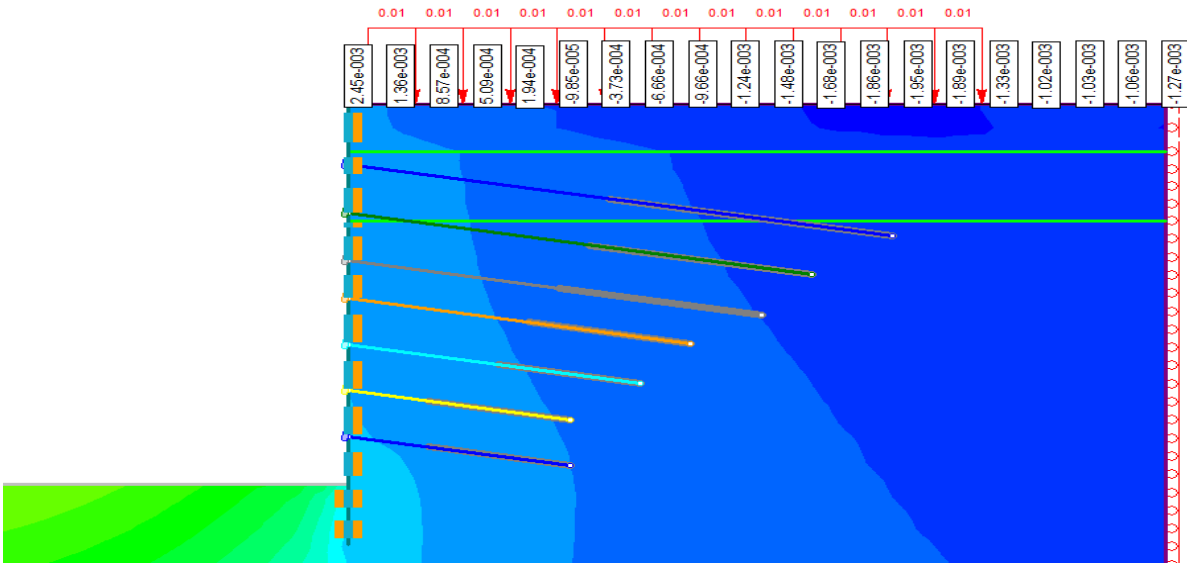


Όπως φαίνεται και στο Γράφημα 4.7, για  $SRF=1,50$  οι μετατοπίσεις αναπτύσσονται ομαλά και κυμαίνονται μέσα στα αποδεκτά όρια, ενώ για  $SRF=2,00$ , αυξάνονται εντονότερα και θεωρούνται οριακώς ανεκτές. Με  $SRF=2,50$  η προσομοίωση αστοχεί (αδυναμία σύγκλισης του μοντέλου) στην τελική φάση της, το στάδιο 18 (STAGE 18). Κατά συνέπεια, οι μετατοπίσεις "εκτοξεύονται" σε ακραίες τιμές και δεν θεωρούνται πλέον αποδεκτές ως αποτελέσματα της ανάλυσης.

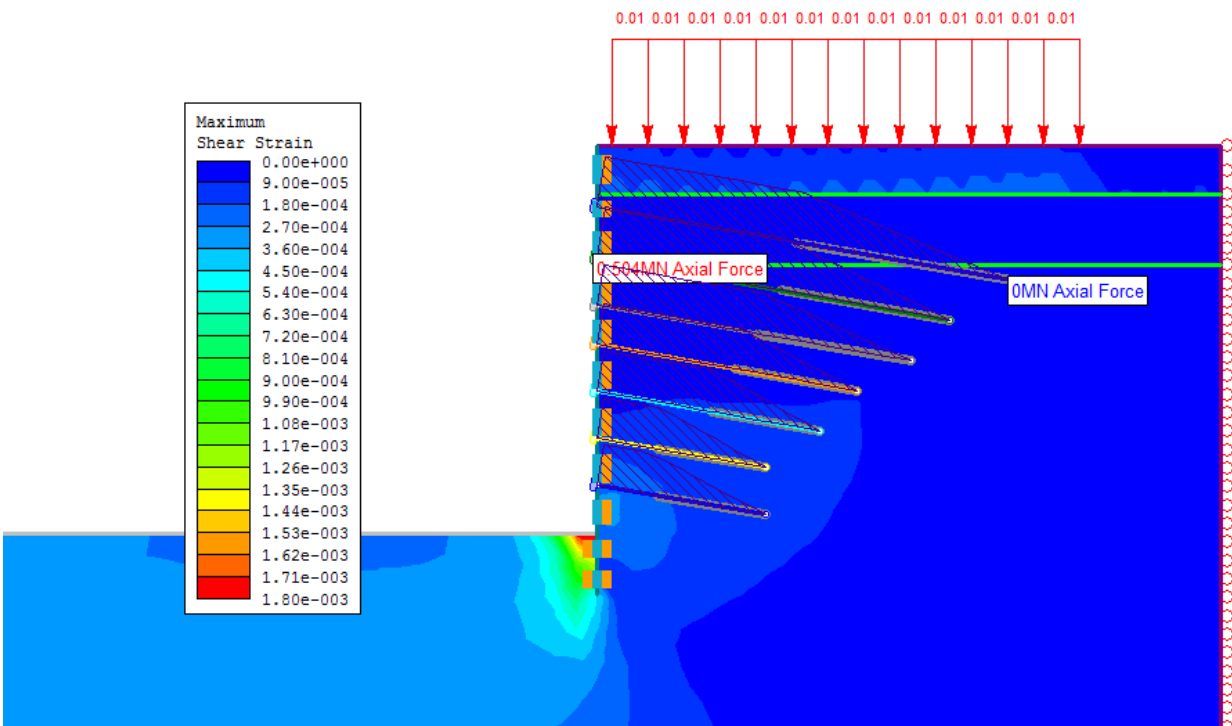




Εικόνα 4.27: Κατανομή των καθιζήσεων



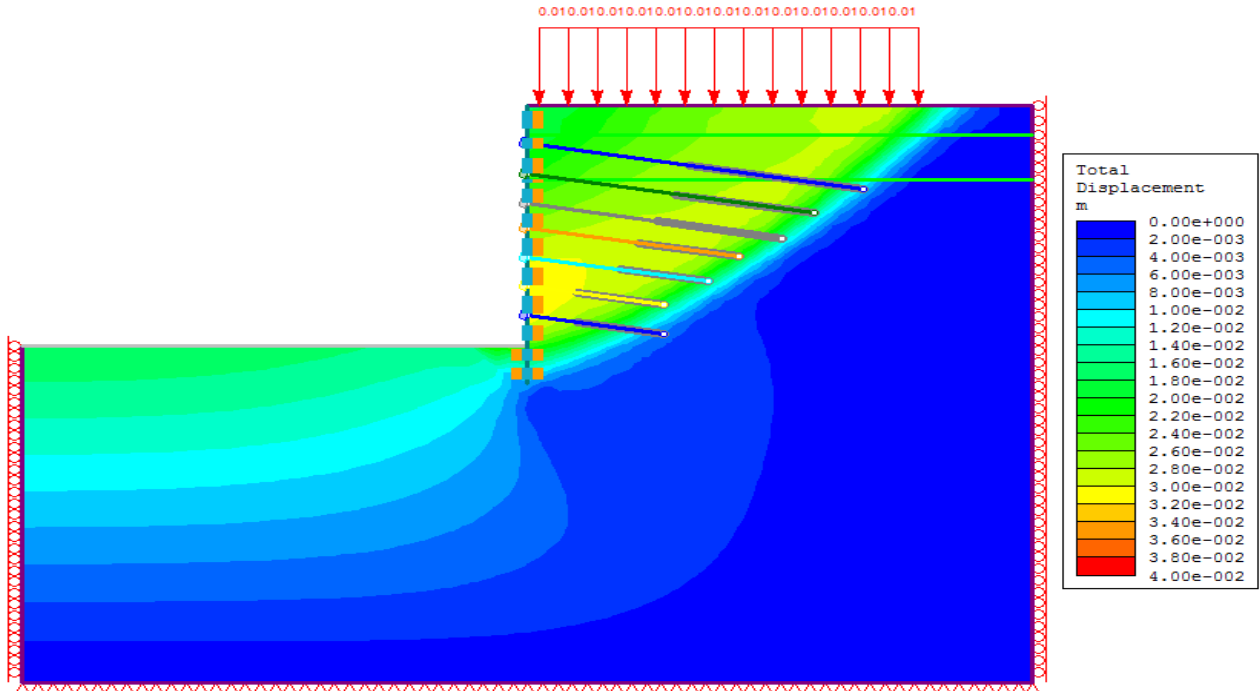
Εικόνα 4.28: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυριών



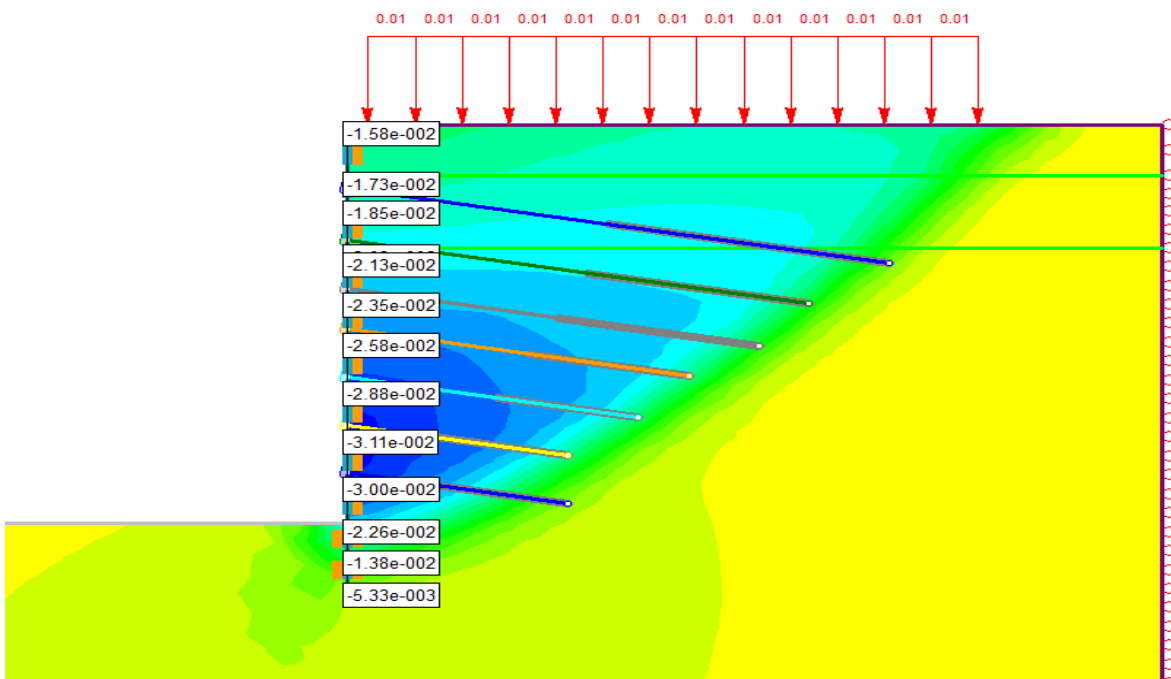
Οι δυνάμεις όλων των αγκυριών υπολογίζονται ελαφρώς αυξημένες σε σχέση με την δύναμη προέντασης έως και κατά 10kN. Δεν διαφάνεται ακόμα κάποιο πρίσμα αστοχίας και οι μετατοπίσεις μεγιστοποιούνται κυρίως στην επιφάνεια της εκσκαφής (Εικόνα 4.25).

Αποτελέσματα για SRF=2,00:

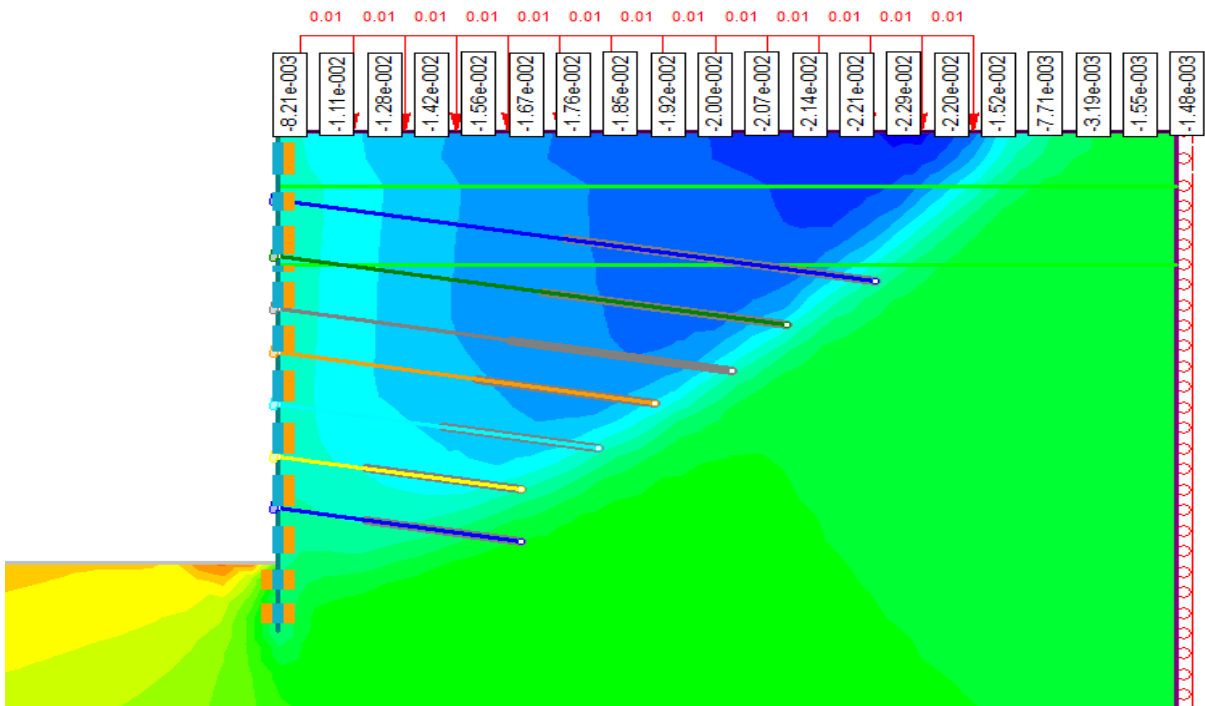
Εικόνα 4.29: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων



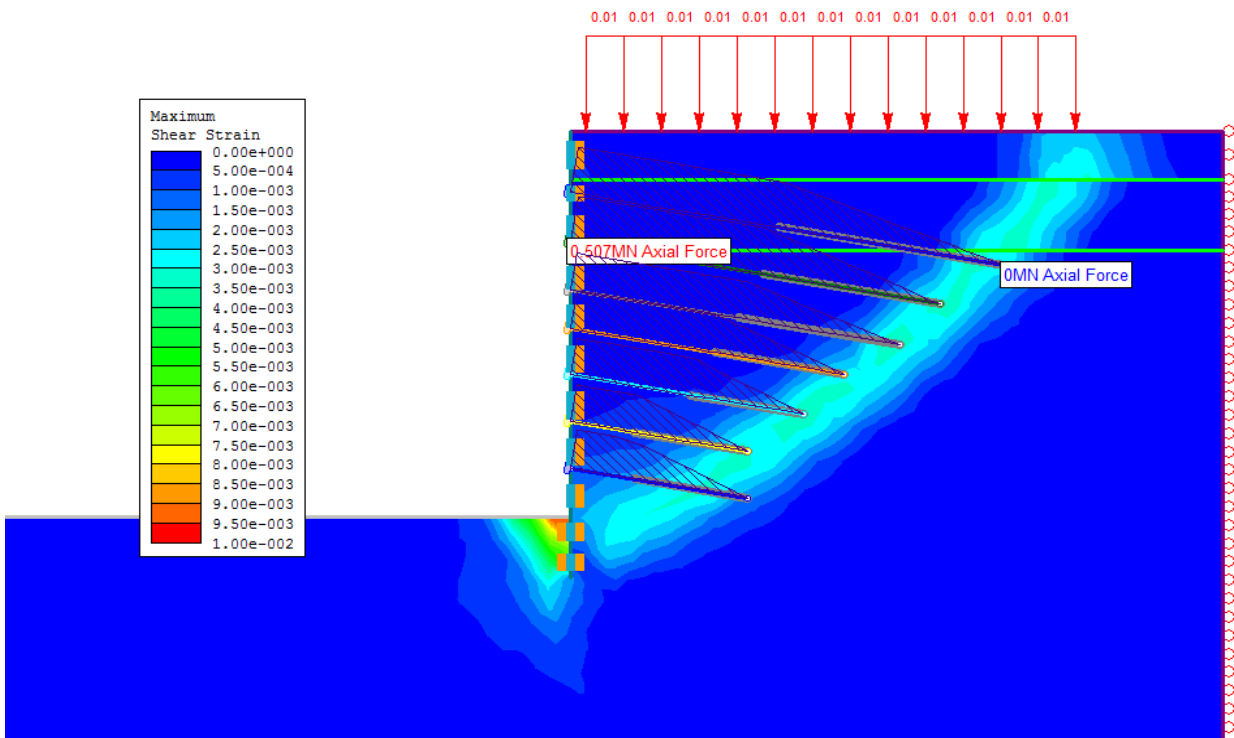
Εικόνα 4.30: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων



Εικόνα 4.31: Κατανομή των καθιζήσεων



Εικόνα 4.32: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων

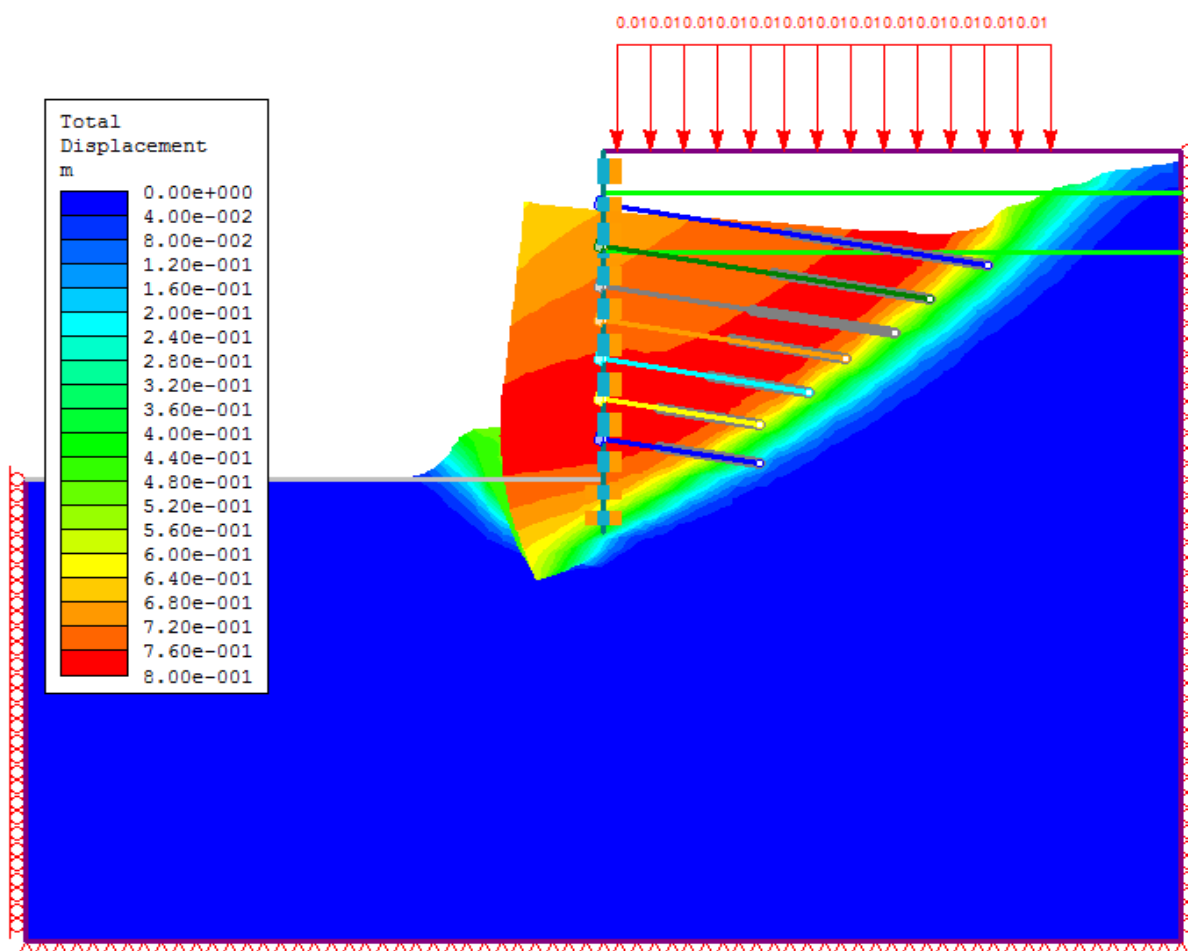


Πλέον έχει αρχίσει να σχηματίζονται ένα πρίσμα αστοχίας όπισθεν του τοίχου και ένα στην βάση του, γεγονός που καταδεικνύεται από τις ανωτέρω εικόνες, και ειδικότερα από αυτήν της αναπτυσσόμενης διατμητικής παραμόρφωσης. Όμως ακόμη δεν συντελείται αστοχία και οι μετακινήσεις εντοπίζονται σε αποδεκτό εύρος, καθώς το ενεργητικό πρίσμα ολίσθησης δεν συμπεριλαμβάνει ολόκληρα τα αγκύρια, τα οποία, άρα, είναι ακόμη σε θέση να αγκυρώσουν τον τοίχο και να αναπτύξουν μεγαλύτερη δύναμη.

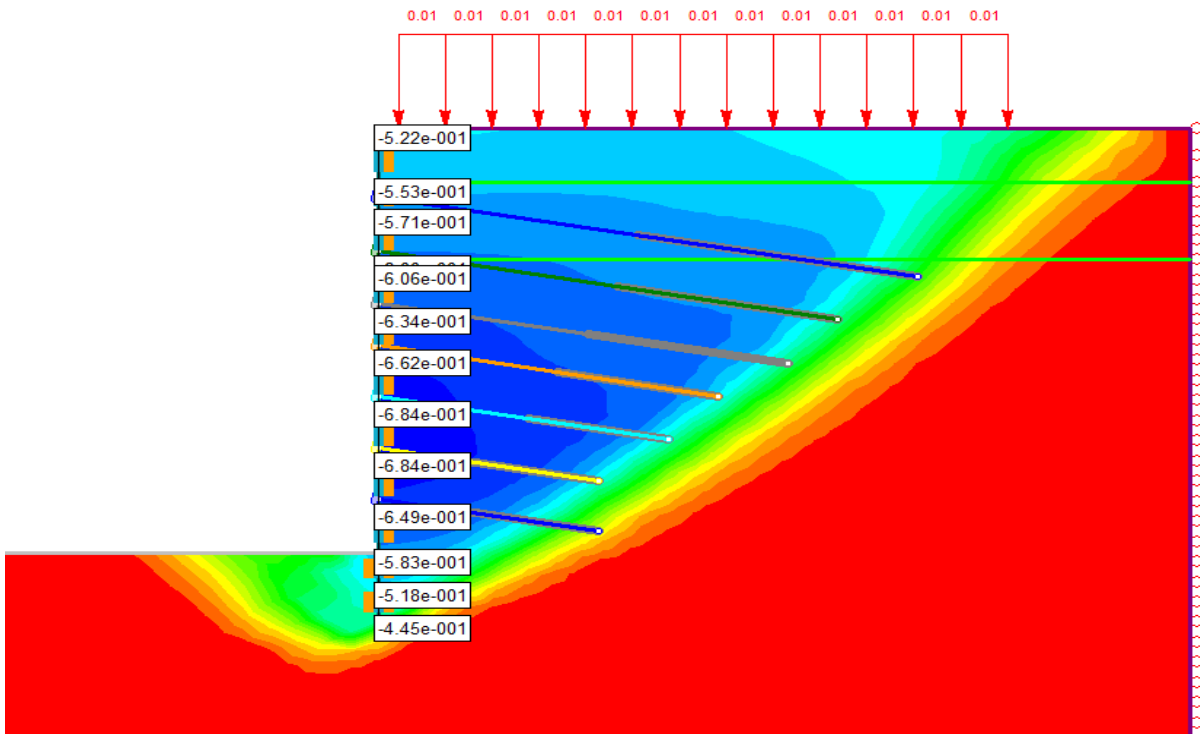
Σε αυτήν την περίπτωση, από τον παραμορφωμένο κάρναβο (Εικόνα 4.29) γίνεται αντιληπτό πως οι μεγαλύτερες μετακινήσεις συμβαίνουν στο ανάντη πρίσμα, και εν μέρει, στην επιφάνεια της εκσκαφής.

**Αποτελέσματα για SRF=2,50:**

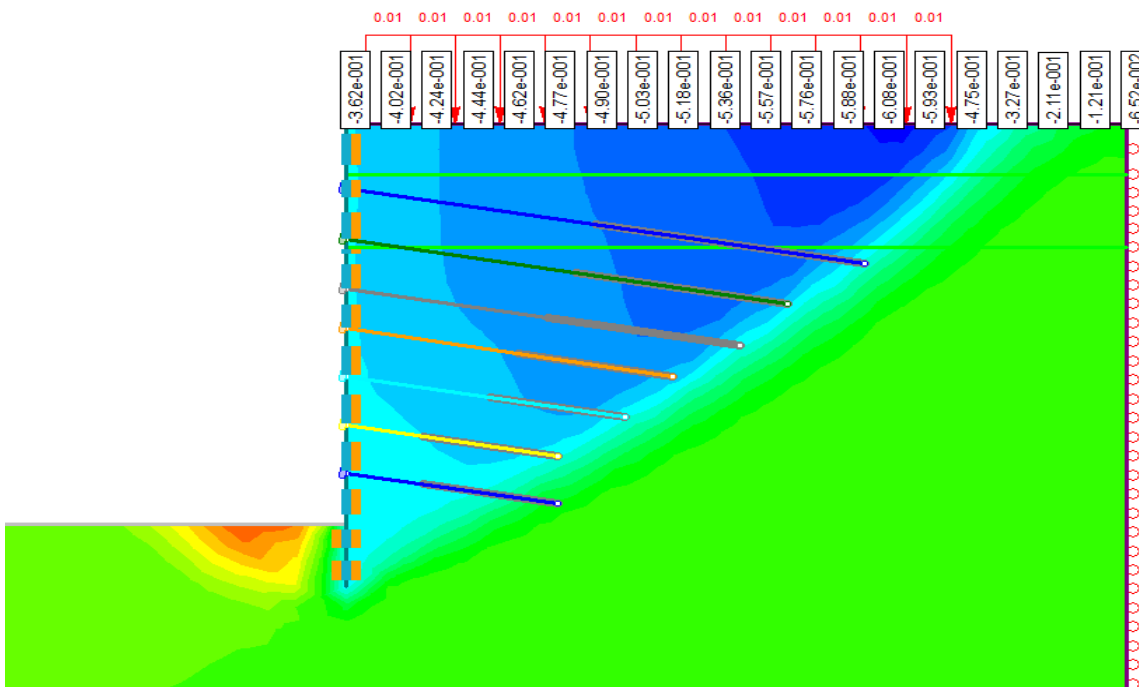
**Εικόνα 4.33: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων**



Εικόνα 4.34: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων

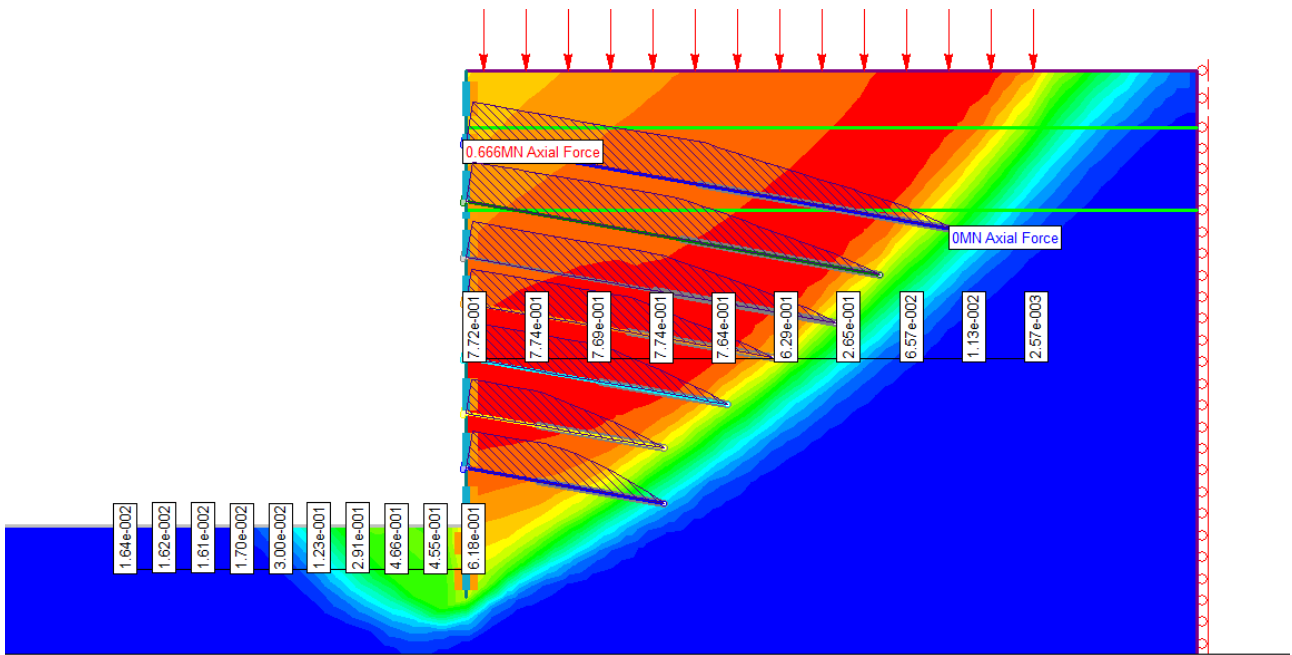


Εικόνα 4.35: Κατανομή των καθιζήσεων





Εικόνα 4.37: Δύναμη αγκυριών και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων



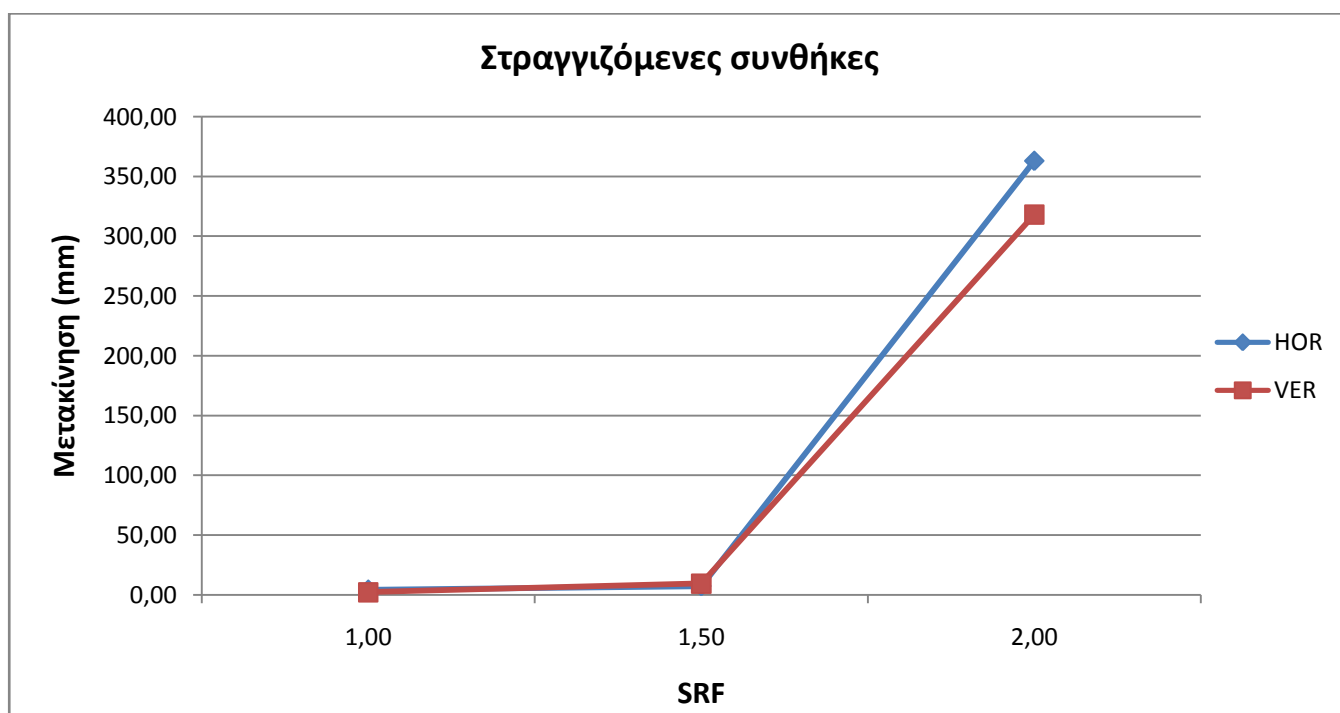
#### 4.4.2 Στραγγιζόμενες συνθήκες-Αύξηση SRF

Υπό στραγγιζόμενες συνθήκες η ανάλυση εκτελείται έως συντελεστή SRF=2,00, οπότε και το προσομοίωμα αστοχεί (στο τελικό στάδιο). Οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις είναι:

**Πίνακας 4.6:** Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων πρώτης παραμετρικής διερεύνησης για στραγγιζόμενες συνθήκες

SRF	Στραγγιζόμενες συνθήκες		
	Αστοχία	Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (mm)	Μέγιστη καθίζηση (mm)
1,00	ΟΧΙ	6,21	5,07
1,50	ΟΧΙ	8,52	7,21
2,00	ΣΤ. 18	348,00	296,00

**Γράφημα 4.8** Εξέλιξη μετακινήσεων κατά την αύξηση του SRF

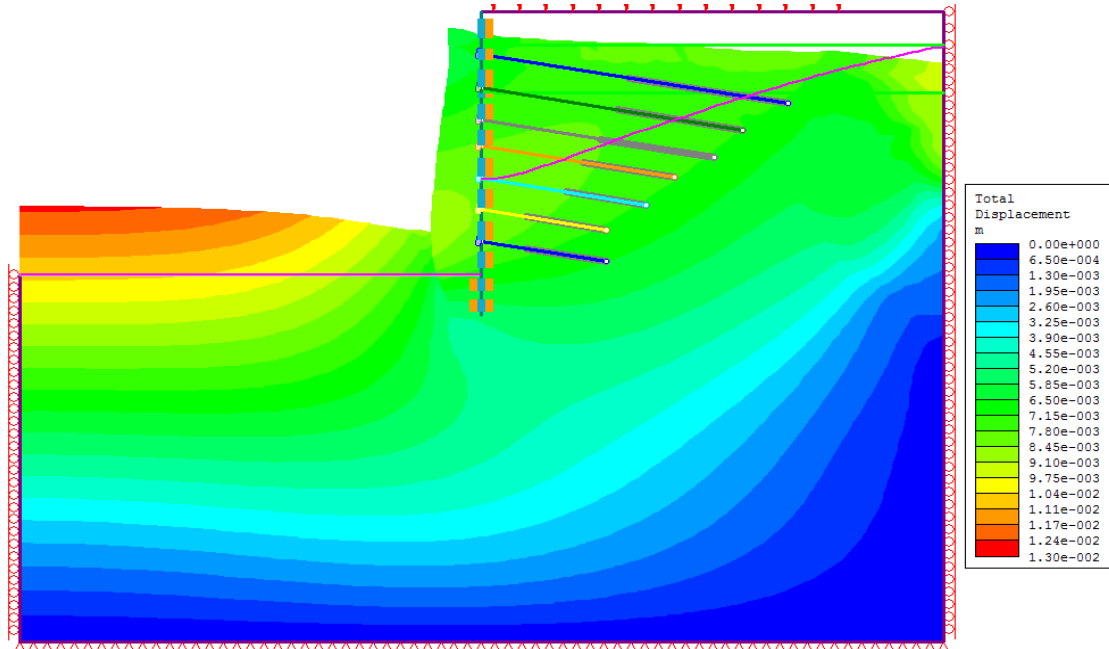


Αν και οι μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες, η εξέλιξή τους ακολουθεί πορεία παρόμοια της προηγούμενης. Η διαφορά που παρατηρείται είναι η αστοχία για SRF=2,00, αντί για SRF=2,50 όπως στις ξηρές συνθήκες, και είναι λογική, σκεπτόμενοι την δυσμενή επίδραση της ύπαρξης ύδατος στο προσομοίωμα (βλ. **Σφάλμα!** ο αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.).

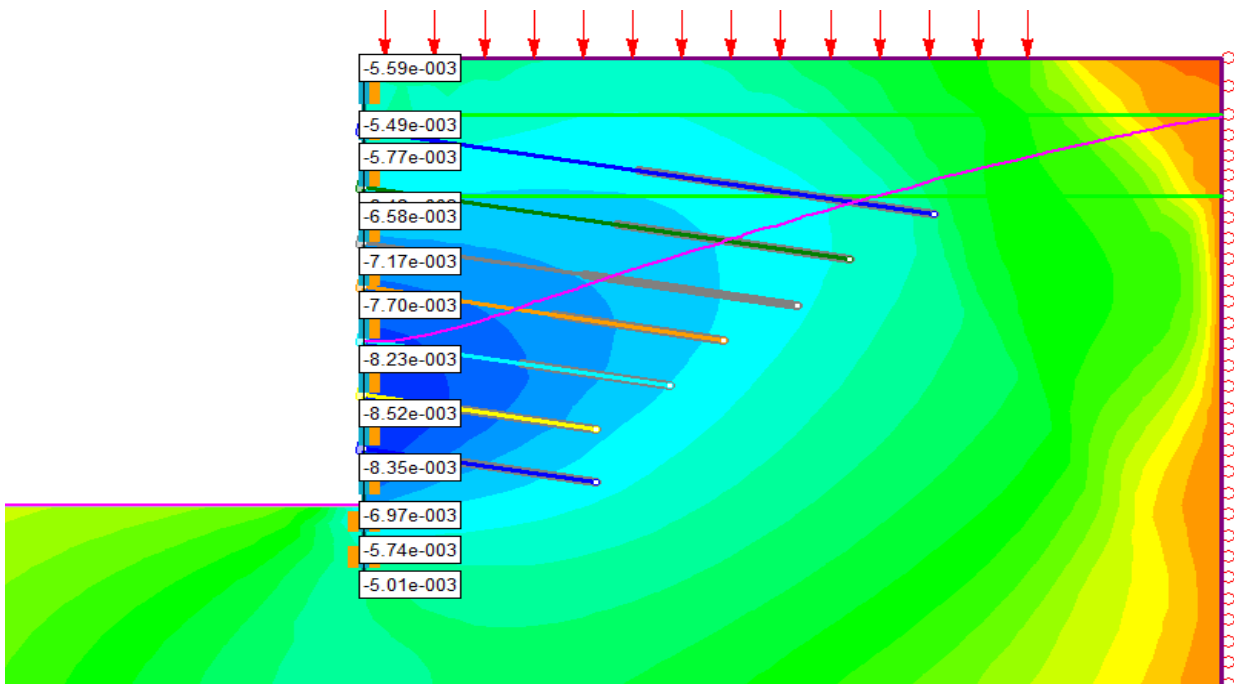


Αποτελέσματα για SRF=1,50:

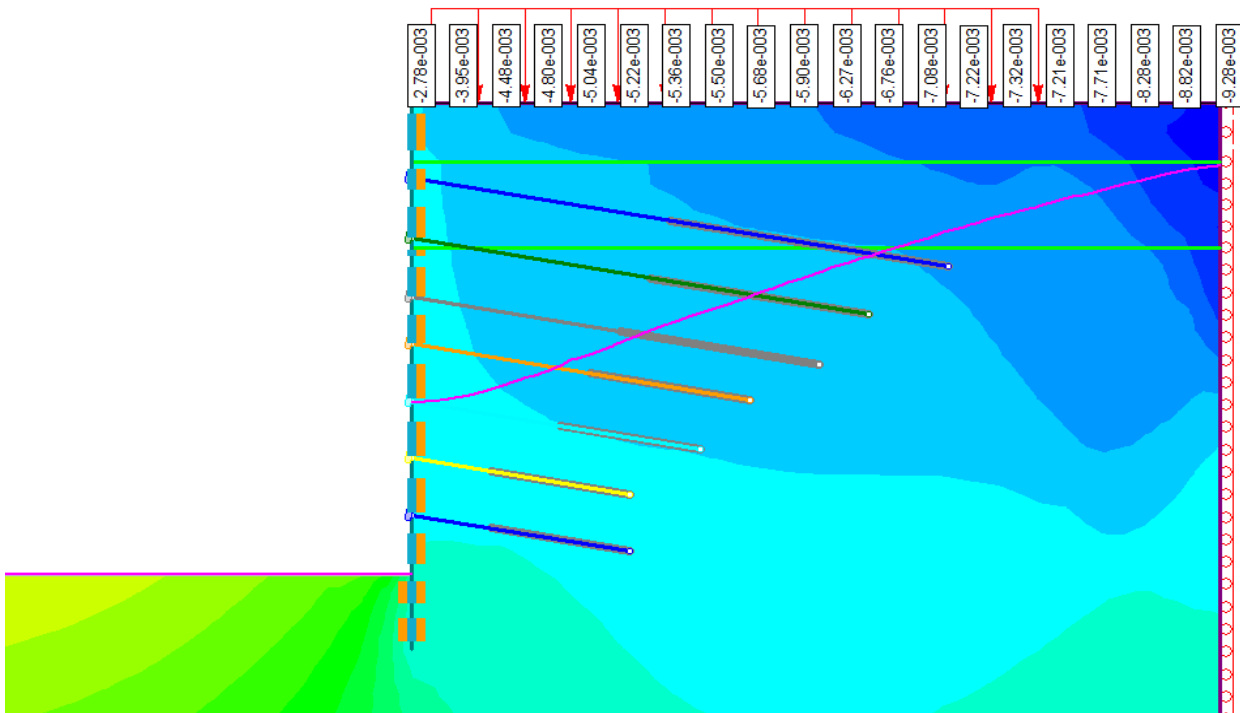
Εικόνα 4.38: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων



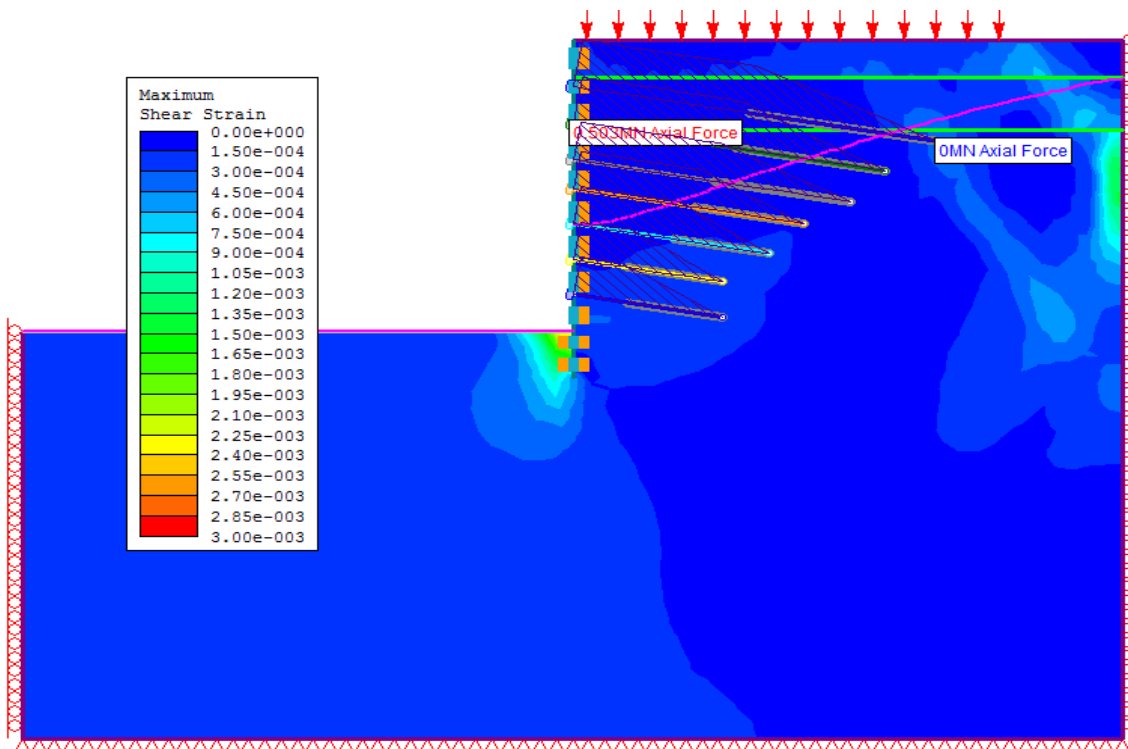
Εικόνα 4.39: Κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων



Εικόνα 4.40: Κατανομή των καθιζήσεων



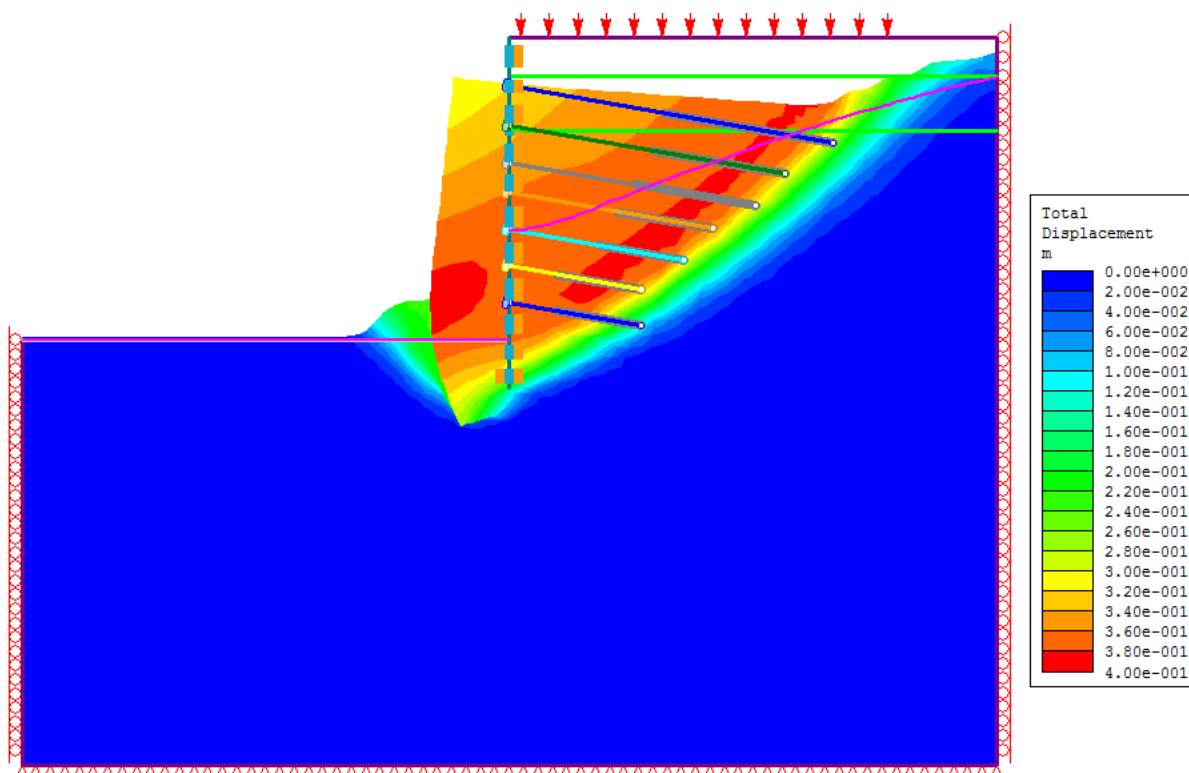
Εικόνα 4.41: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυριών



Με  $SRF=1,50$ , δεν εμφανίζεται ακόμα κάποιο δυνητικό πρίσμα αστοχίας, με εξαίρεση το παθητικό πρίσμα στην εκσκαφή, κοντά στον πάσσαλο. Οι δυνάμεις των αγκυριών έχουν αυξηθεί ελαφρώς σε σχέση με την προένταση, και μάλιστα λιγότερο από όσο είχαν αυξηθεί απουσία υδροφόρου ορίζοντα (με μηδαμινή απόκλιση παρ' όλα αυτά). Οι μετατοπίσεις εμφανίζουν μέγιστο εντός της εκσκαφής.

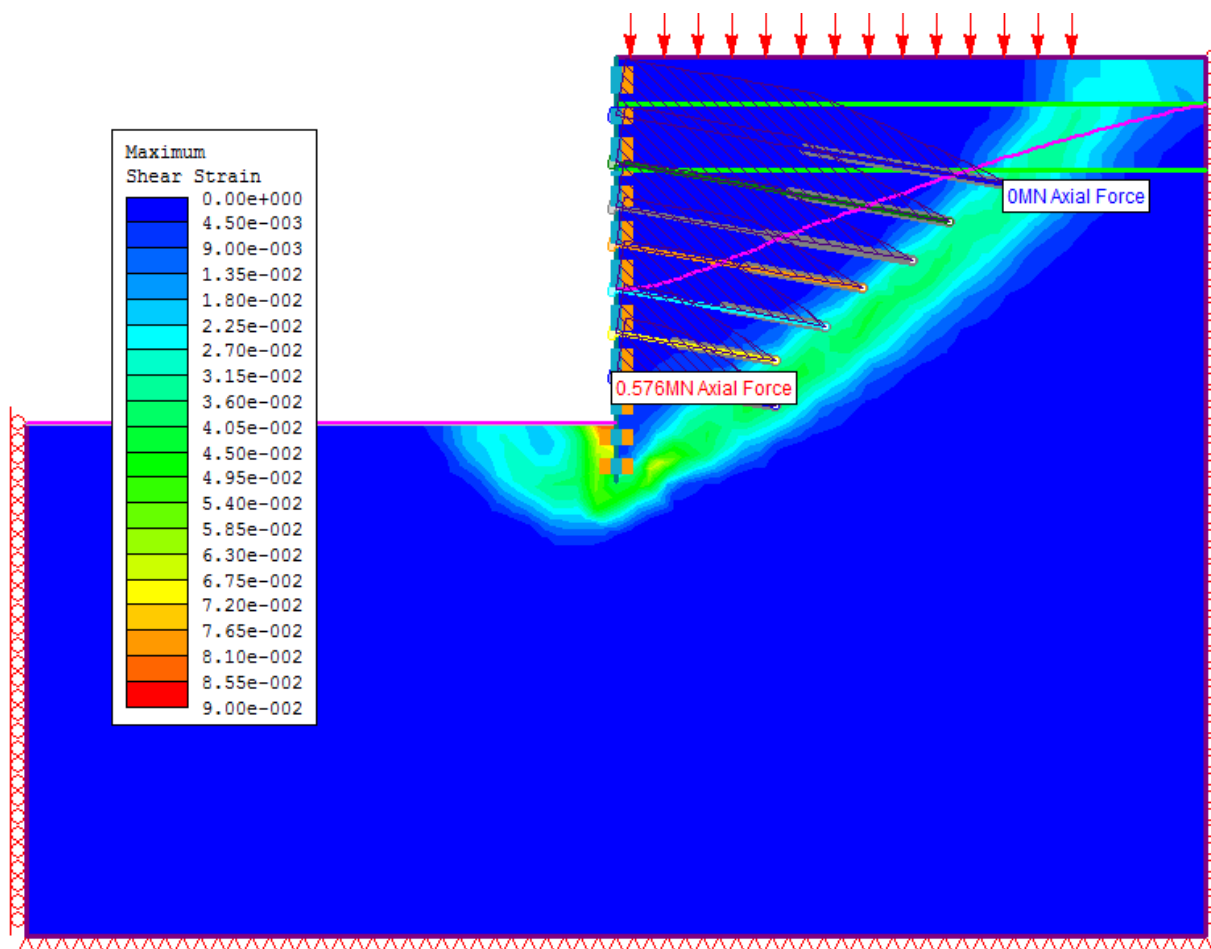
**Αποτελέσματα για  $SRF=2,00$ :**

**Εικόνα 4.42: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων**





Εικόνα 4.45: Κατανομή διατμητικών παραμορφώσεων και δυνάμεων αγκυρίων



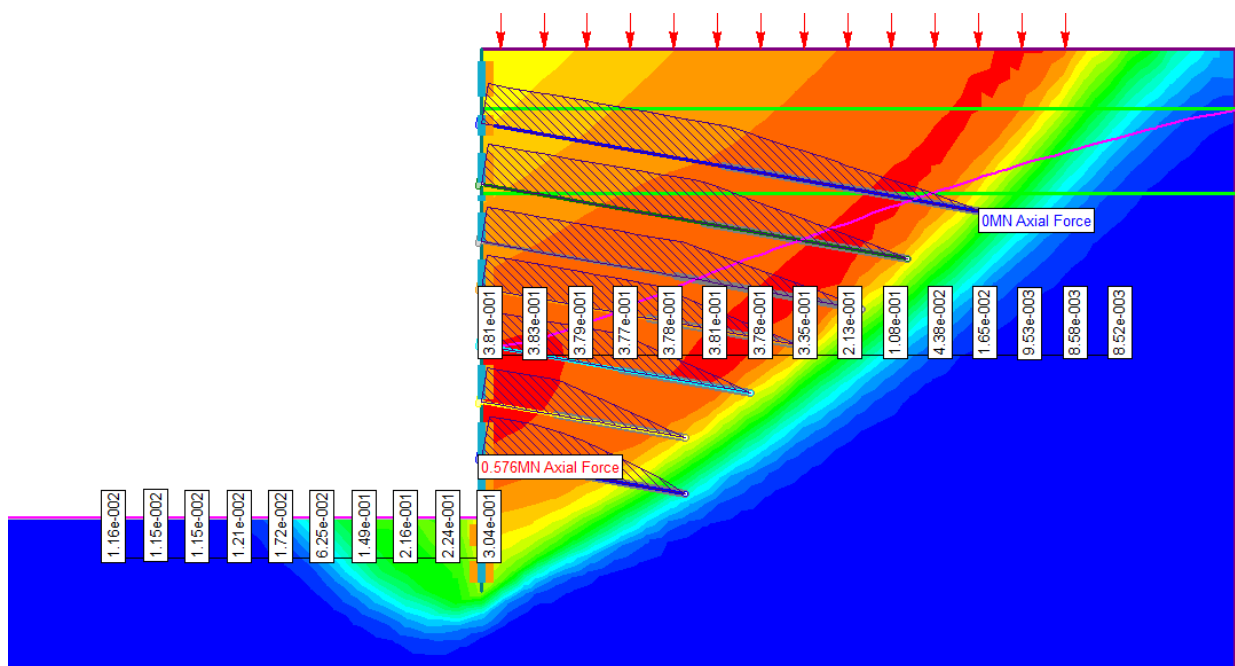
Τα αγκύρια δεν αναπτύσσουν τόσο μεγάλη δύναμη, όσο στην αντίστοιχη κατάσταση αστοχίας εν ξηρώ, και μάλιστα στις τρέχουσες συνθήκες κανένα δεν διαρρέει. Το γεγονός αυτό οφείλεται στα εξής:

-Η επιφάνεια αστοχίας δημιουργείται σε ελαφρώς μεγαλύτερη απόσταση από τον τοίχο σε σχέση με την ανάλυση εν ξηρώ (η οποία αστοχούσε και για μεγαλύτερο συντελεστή μείωσης).

-Οι μετατοπίσεις είναι γενικώς μεγαλύτερες, και η διαφορά μετατόπισης των δύο άκρων προκύπτει μικρότερη.

Συνεπώς το αγκύριο δεν πακτώνεται σε ένα συμπαγές τμήμα του σχηματισμού ώστε να συγκρατήσει τον τοίχο, και άρα δεν αυξάνεται η δύναμή του σημαντικά.

Εικόνα 4.46: Δύναμη αγκυρίων και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων



Αρχικά, κρίνοντας από την Εικόνα 4.46, φαίνεται πως η αστοχία συμβαίνει ως μία συνολική ολίσθηση, στην οποία συμμετέχουν και τα δύο πρίσματα, όπως στην προσομοίωση χωρίς υδροφόρο ορίζοντα. Ελέγχοντας όμως τις μετατοπίσεις επί των εφαρμοσμένων αξόνων, στο ενεργητικό πρίσμα ακόμα δεν παρατηρείται απότομη αύξηση της συνολικής μετακίνησης, όπως στο παθητικό. Συμπέρασμα είναι λοιπόν, πως η αστοχία του κατάντη πρίσματος συμβαίνει πρώτη, μάλλον με μικρή διαφορά. Ο πάσσαλος χάνει την προσφερόμενη πάκτωση, κι έτσι κλονίζεται η ευστάθειά του.

#### 4.5 Δεύτερη παραμετρική διερεύνηση: Μείωση παραμέτρων αντοχής σχηματισμού "Βράχος Γ"

Το επόμενο στάδιο της παραμετρικής διερεύνησης περιλαμβάνει την μείωση αποκλειστικά μίας εκ των παραμέτρων αντοχής του σχηματισμού "Βράχος Γ", ο οποίος κυριαρχεί στην Τομή Υπολογισμού. Γίνεται διαδοχική μείωση με βήμα 10%, και σημειώνονται από την επίλυση η οριζόντια μετατόπιση του τοίχου και η καθίζηση της επιφάνειας, ξανά για ξηρές και στραγγιζόμενες συνθήκες.

Κρίνοντας βάσει των στοιχείων που παρατίθενται, προκύπτουν τα εξής πορίσματα:

-Η βραχομάζα αρχικώς είναι αρκετά ισχυρή και επαληθεύει εύκολα τα όρια των εξεταζόμενων μεγεθών: οριζόντιων μετατοπίσεων- καθιζήσεων- συντελεστή ασφαλείας.

-Αποδεικνύεται πως η μείωση της γωνίας τριβής επιφέρει μεγαλύτερο αντίκτυπο από την μεταβολή της συνοχής, καθιστώντας την ως τον πλέον κρίσιμο παράγοντα αντοχής.

Με η χωρίς παρουσία νερού, μελετώντας τα διαγράμματα γίνεται η παρατήρηση πως η ανάπτυξη των εμφανιζόμενων μεγεθών μπορεί να θεωρηθεί ομαλή, και μάλιστα σχεδόν γραμμική. Αυτό οφείλεται στην υψηλή αντοχή της βραχομάζας και στην ισχυρή αντιστήριξη, που περιορίζουν εξαιρετικά την δυσμενή επιρροή που μπορεί να έχει η μεταβολή ενός μόνο μεγέθους.

Το μόνο σημείο ανωμαλίας που προκύπτει είναι η οριακή κατάσταση πριν την αστοχία, και άρα αυτή κρίνεται ως άξια αναφοράς, μαζί με την ανάλυση του σχηματιζόμενου μηχανισμού. Ακόμη, πρέπει να σημειωθεί πως για γωνία τριβής στο 20% και 30% της αρχικής, η προσομοίωση χωρίς υδροφόρο ορίζοντα αστοχεί ήδη από το βήμα επιβολής των γεωστατικών τάσεων, και γι' αυτό δεν παρουσιάζονται τα αποτελέσματά της.

Οι συγκεντρωτικοί πίνακες και τα παραγόμενα διαγράμματα που ακολουθούν, παρουσιάζουν την εξέλιξη των μετατοπίσεων, του συντελεστή ασφαλείας και της ευστάθειας της αντιστήριξης κατά την μείωση των παραμέτρων αντοχής.

Πίνακας 4.7: Αποτελέσματα των εξεταζόμενων μεγεθών λόγω μείωσης της γωνίας τριβής

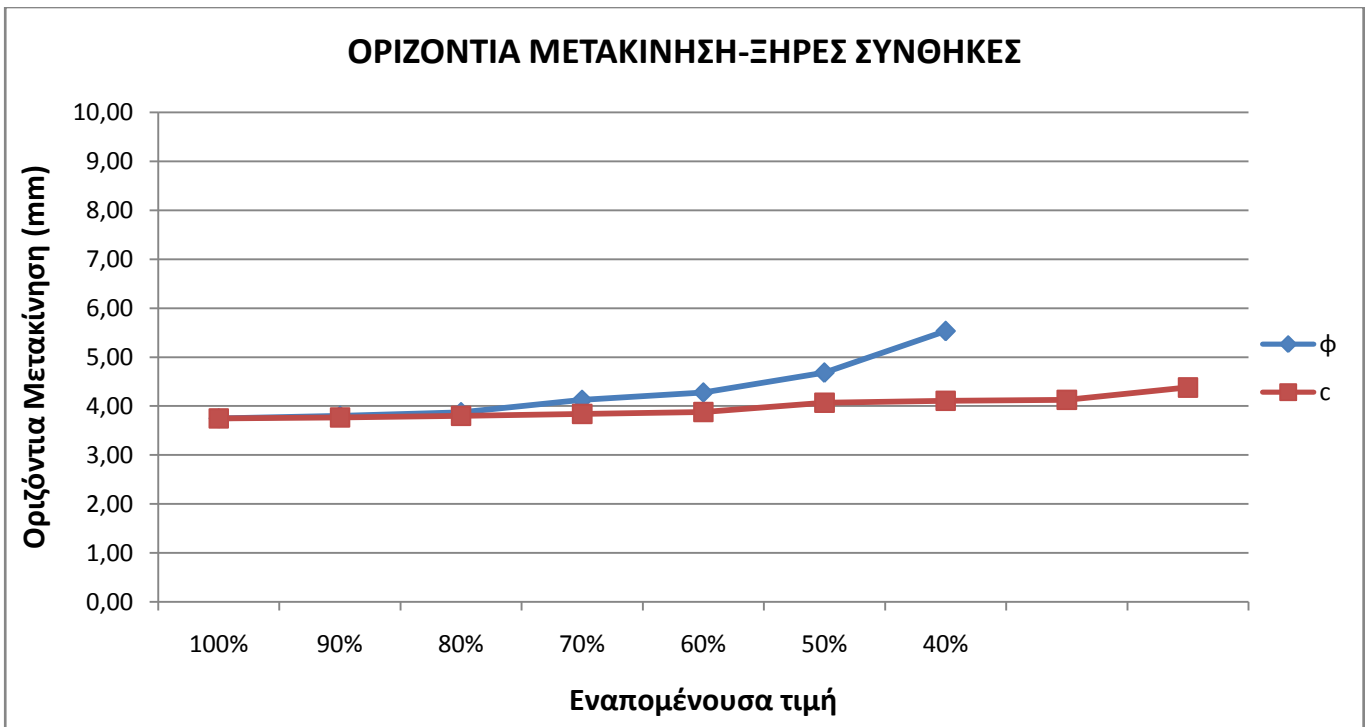
Εναπομένον ποσοστό	φ (°)	Ξηρές συνθήκες				Στραγγιζόμενες συνθήκες			
		Αστοχία	Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (mm)	Μέγιστη καθίζηση (mm)	Συντελεστής ασφαλείας	Αστοχία	Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (mm)	Μέγιστη καθίζηση (mm)	Συντελεστής ασφαλείας
100%	40	ΟΧΙ	3,75	1,74	3,12	ΟΧΙ	6,21	5,07	2,71
90%	36	ΟΧΙ	3,80	1,68	2,89	ΟΧΙ	6,37	5,08	2,53
80%	32	ΟΧΙ	3,87	1,71	2,65	ΟΧΙ	6,54	5,11	2,27
70%	28	ΟΧΙ	4,13	1,81	2,39	ΟΧΙ	7,18	5,23	2,09
60%	24	ΟΧΙ	4,28	1,85	2,16	ΟΧΙ	7,49	5,43	1,88
50%	20	ΟΧΙ	4,68	1,93	1,92	ΟΧΙ	8,37	5,97	1,70
40%	16	ΟΧΙ	5,53	2,19	1,72	ΟΧΙ	16,10	11,10	1,54
30%	12	ΣΤ. 1	-	-	-	ΣΤ.18	158,00	111,00	1,42
20%	8	ΣΤ. 1	-	-	-	ΣΤ. 1	-	-	-



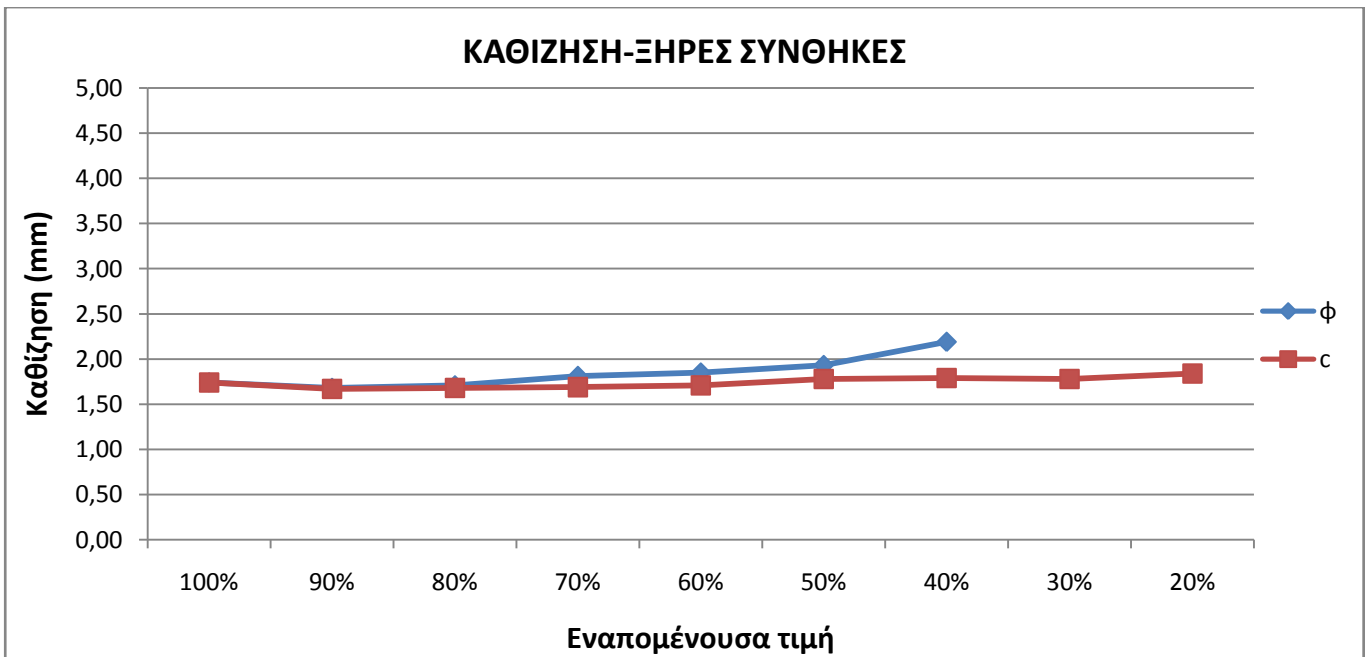
Πίνακας 4.8: Αποτελέσματα εξεταζόμενων μεγεθών λόγω μείωσης της συνοχής

Εναπομένον ποσοστό	c (kPa)	Ξηρές συνθήκες				Στραγγιζόμενες συνθήκες			
		Αστοχία	Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (mm)	Μέγιστη καθίζηση (mm)	Συντελεστής ασφαλείας	Αστοχία	Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (mm)	Μέγιστη καθίζηση (mm)	Συντελεστής ασφαλείας
100%	95	ΟΧΙ	3,75	1,74	3,12	ΟΧΙ	6,21	5,07	2,71
90%	86	ΟΧΙ	3,77	1,67	3,04	ΟΧΙ	6,30	5,07	2,64
80%	76	ΟΧΙ	3,80	1,68	2,94	ΟΧΙ	6,40	5,09	2,59
70%	67	ΟΧΙ	3,84	1,69	2,82	ΟΧΙ	6,52	5,15	2,47
60%	57	ΟΧΙ	3,88	1,71	2,72	ΟΧΙ	6,69	5,31	2,35
50%	48	ΟΧΙ	4,07	1,78	2,66	ΟΧΙ	7,13	5,68	2,24
40%	38	ΟΧΙ	4,11	1,79	2,63	ΟΧΙ	7,80	7,42	2,09
30%	29	ΟΧΙ	4,13	1,78	2,59	ΟΧΙ	8,63	9,26	2,11
20%	19	ΟΧΙ	4,38	1,84	2,50	ΟΧΙ	16,90	14,80	1,86

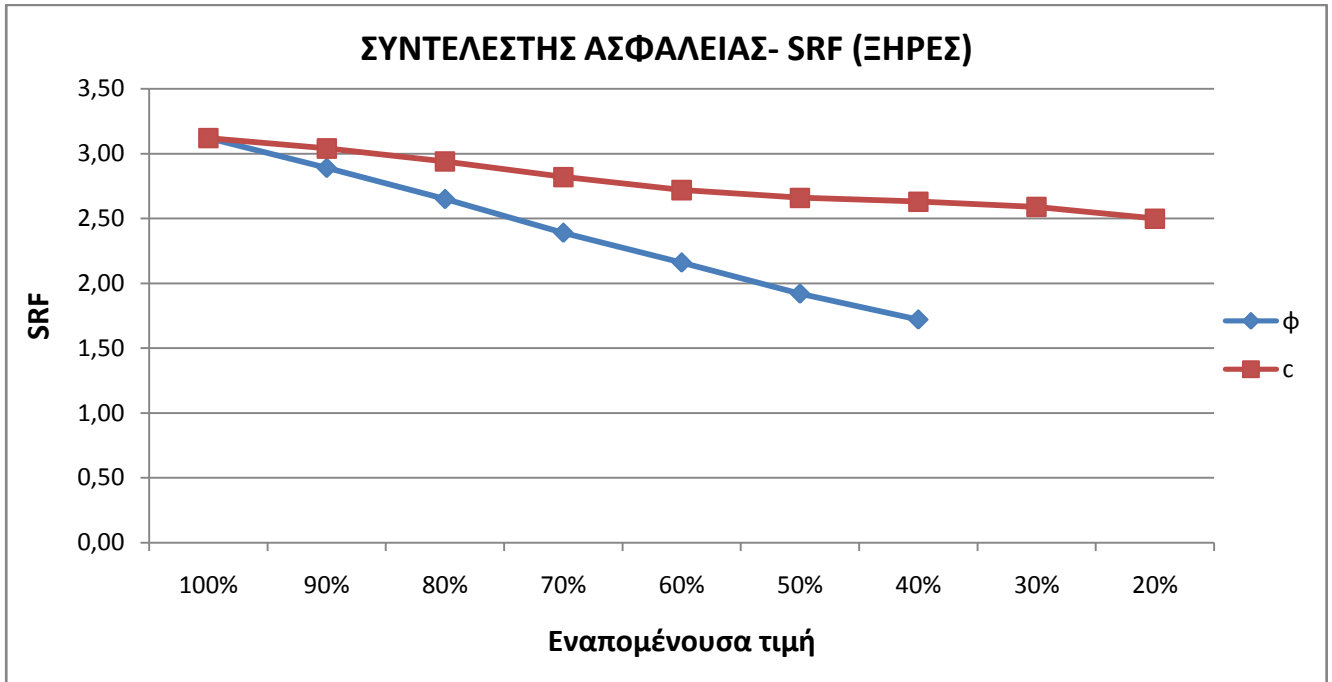
Γράφημα 4.9 Εξέλιξη οριζόντιας μετακίνησης κατά την μείωση των παραμέτρων αντοχής



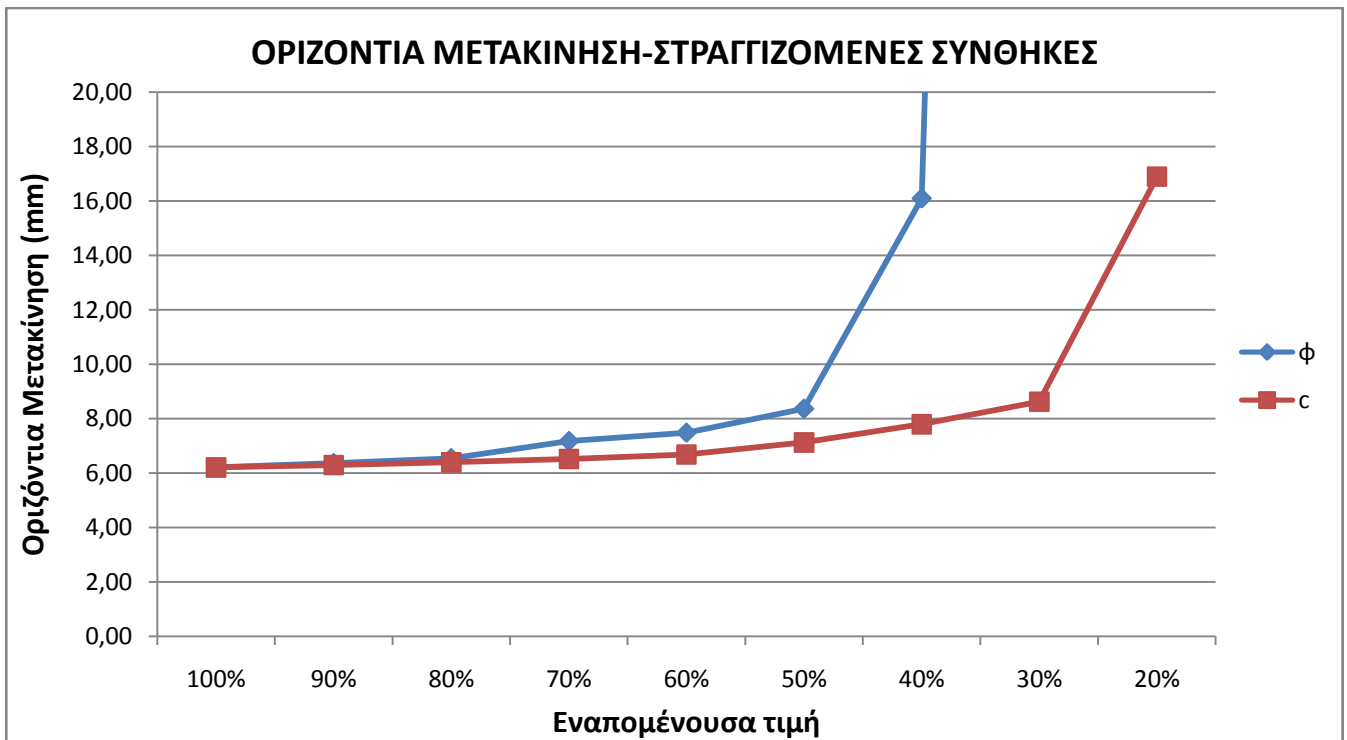
Γράφημα 4.10 Εξέλιξη καθίζησης κατά την μείωση των παραμέτρων αντοχής



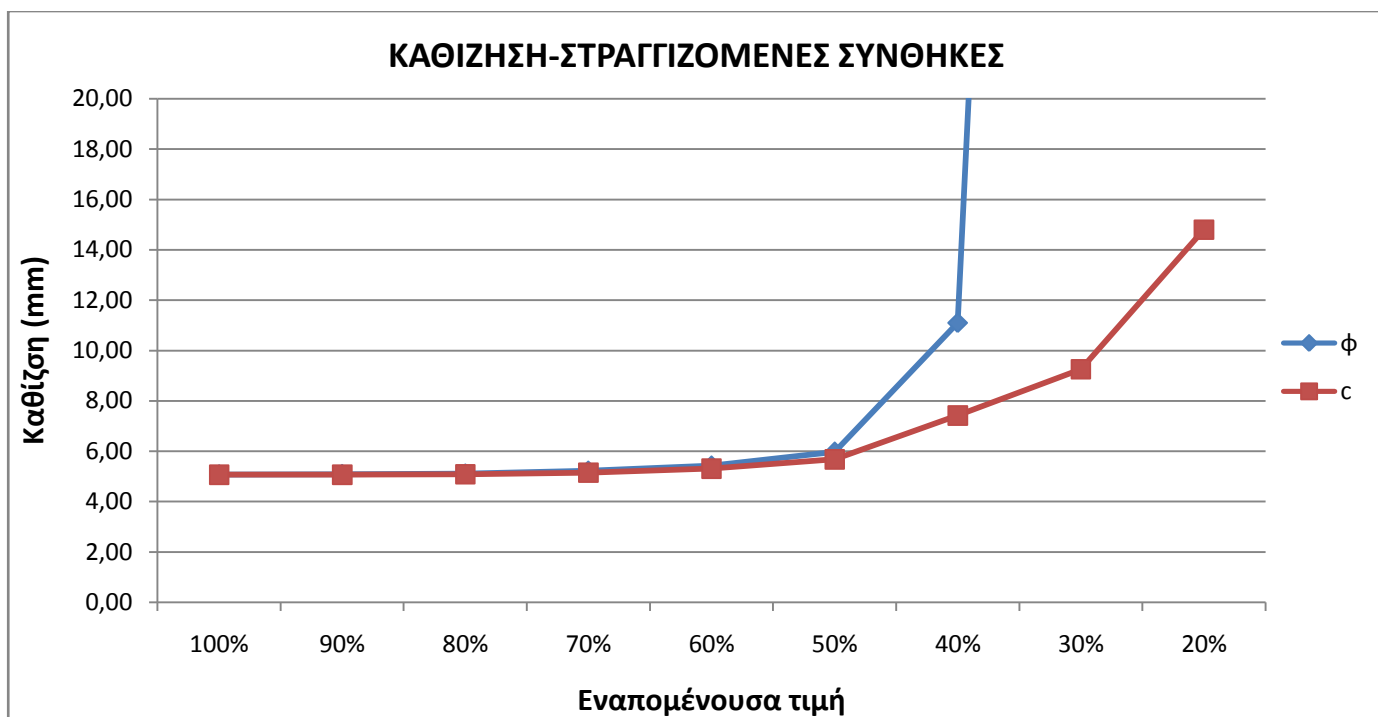
Γράφημα 4.11 Εξέλιξη συντελεστή ασφαλείας κατά την μείωση των παραμέτρων αντοχής



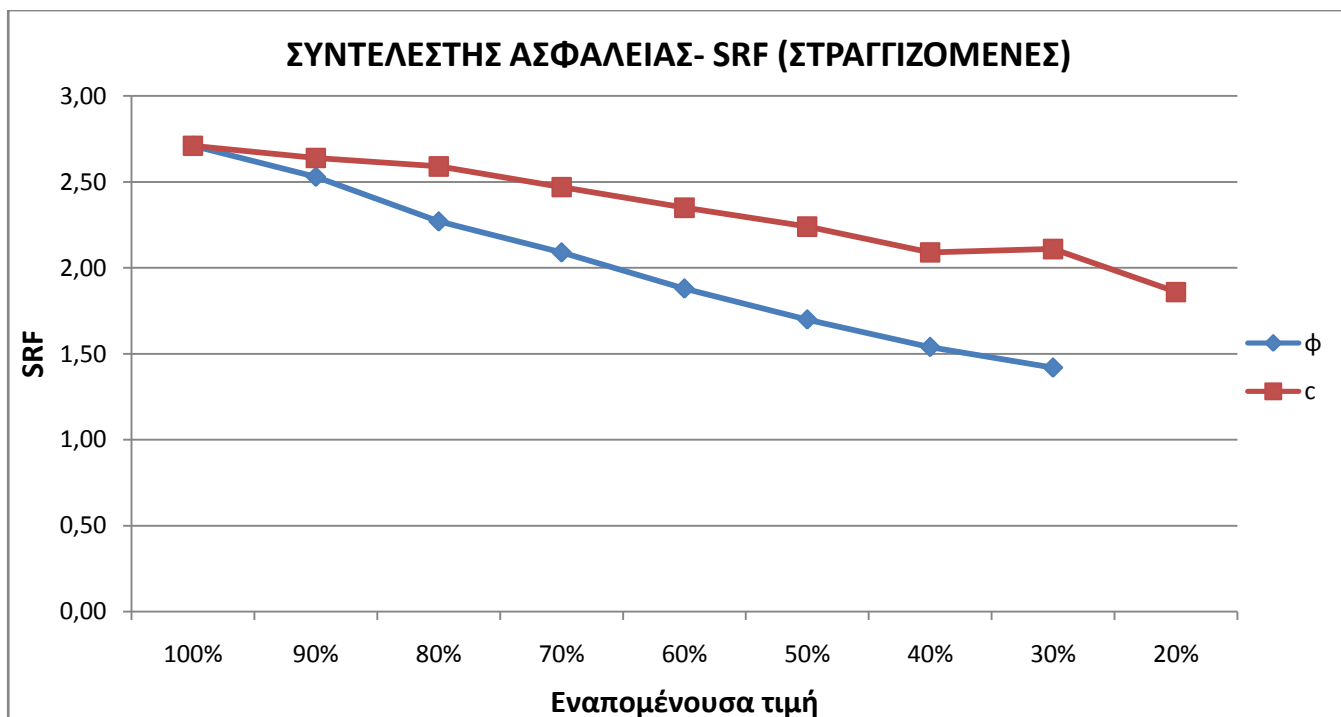
Γράφημα 4.12 Εξέλιξη οριζόντιας μετακίνησης κατά την μείωση των παραμέτρων αντοχής



Γράφημα 4.13 Εξέλιξη καθίζησης κατά την μείωση των παραμέτρων αντοχής

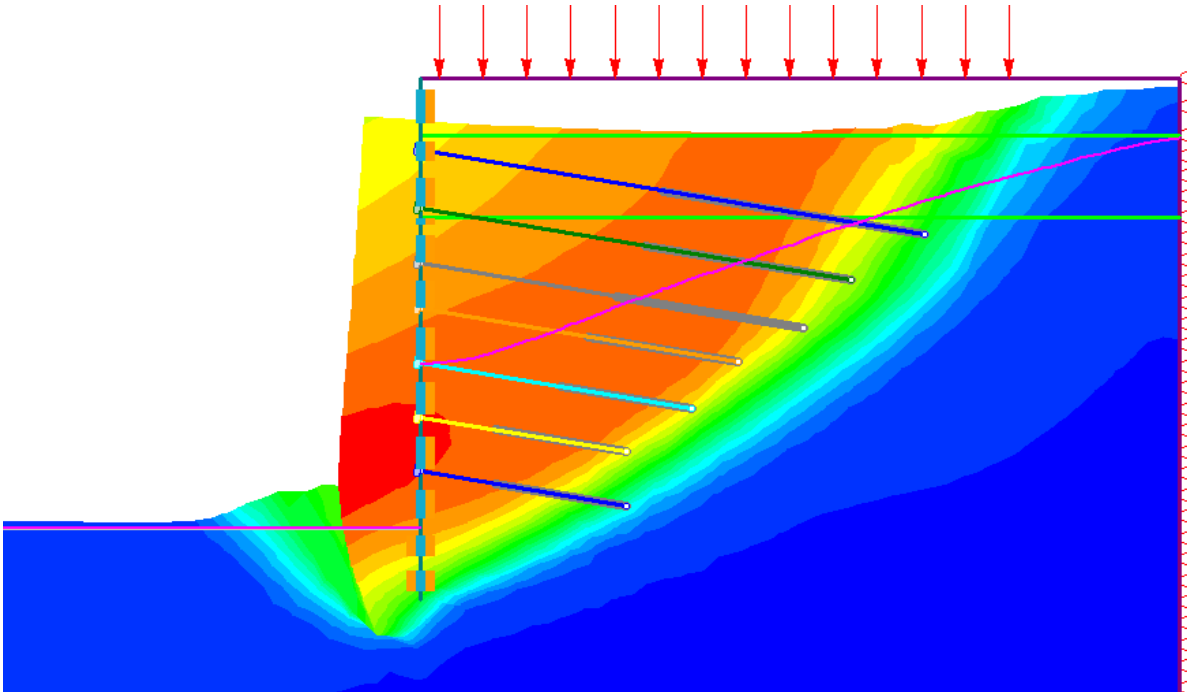


Γράφημα 4.14 Εξέλιξη συντελεστή ασφαλείας κατά την μείωση των παραμέτρων αντοχής

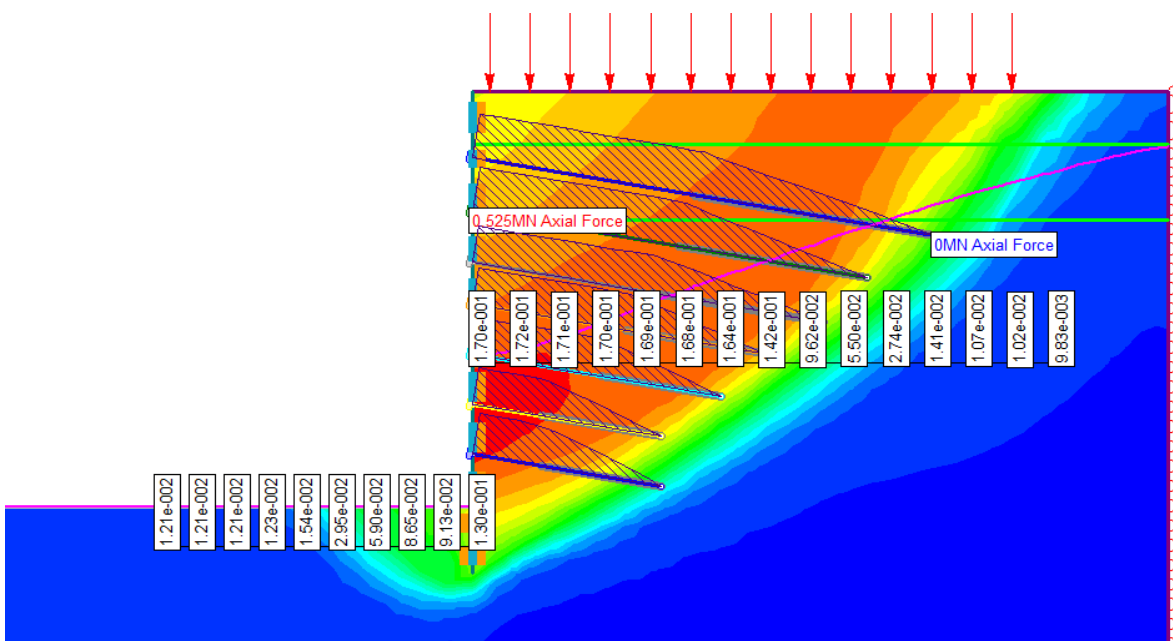


4.5.1 Παρουσίαση αποτελεσμάτων για γωνία τριβής στο 30% της αρχικής τιμής

Εικόνα 4.47: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων, για  $\phi$  στο 30% (με Σ.Υ.Ο)



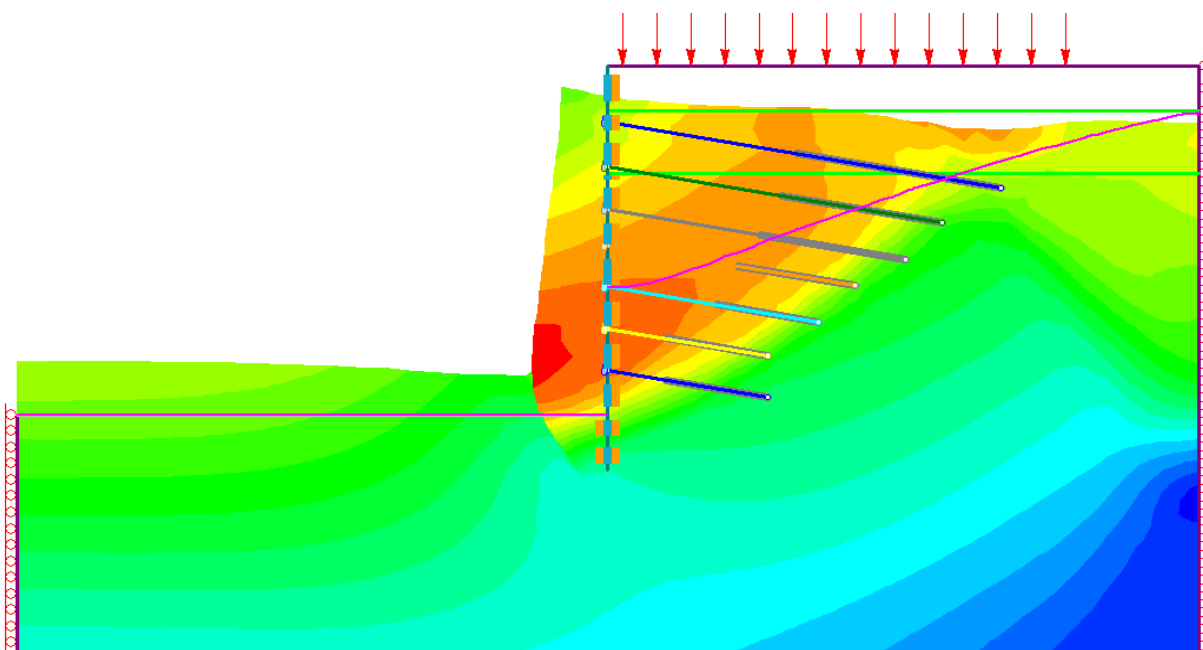
Εικόνα 4.48: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων και δύναμη αγκυρίων για  $\phi$  στο 30% (με Σ.Υ.Ο.)



Η αστοχία για  $\phi$  στο 30% σε στραγγιζόμενες συνθήκες επέρχεται στο τελικό στάδιο. Από τον κάρναβο και τις μετατοπίσεις συμπεραίνεται πως η αστοχία συμβαίνει ως συνολική ολίσθηση, ταυτόχρονα παθητικά και ενεργητικά, περνώντας κάτω από την αιχμή του πασσάλου, και τελικώς, ανατρέποντάς τον. Ο σχηματισμός ενός τέτοιου μηχανισμού καθίσταται εύκολος από τον σχεδόν εκμηδενισμό της γωνίας τριβής.

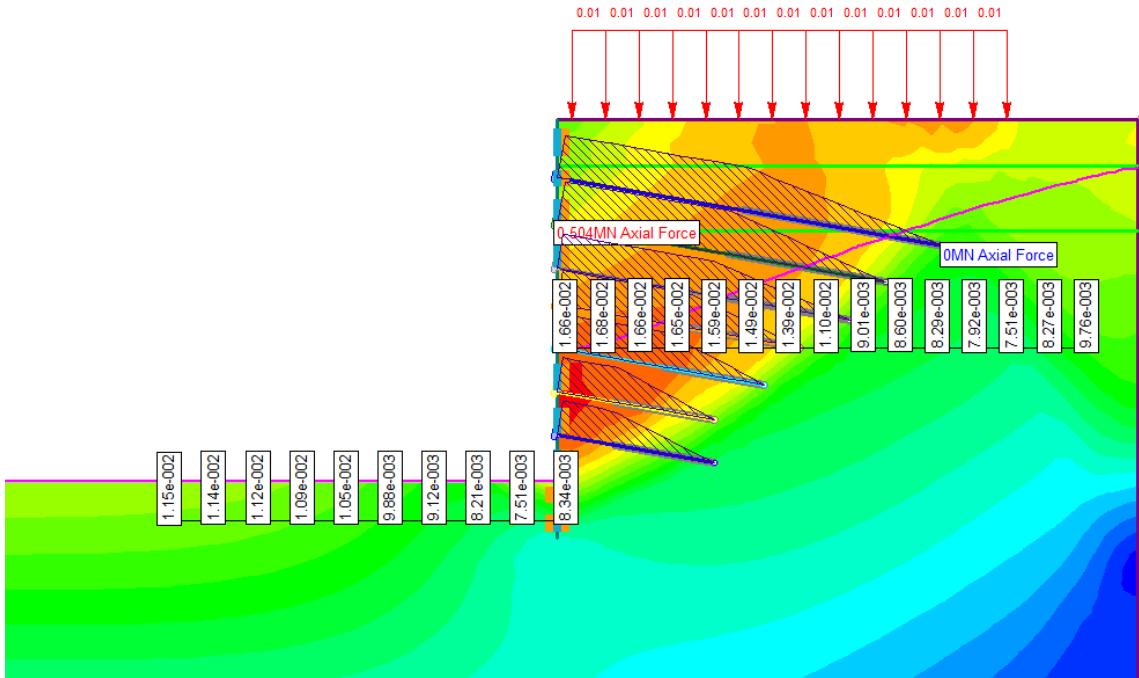
#### 4.5.2 Περιγραφή των αποτελεσμάτων για μείωση της συνοχής στο 20% της αρχικής τιμής

Εικόνα 4.49: Παραμορφωμένος κάρναβος προσομοιώματος και κατανομή των ολικών μετακινήσεων, για  $c$  στο 20% (με Σ.Υ.Ο)



Η κατανομή των μετατοπίσεων στον κάρναβο και η εξέλιξή τους είναι ομαλή. Το σύνολο των μετατοπίσεων φαίνεται να προέρχεται από τον σχηματισμό ενός ενεργητικού πρίσματος αστοχίας, το οποίο βρίσκεται ακόμα σε πρώιμα στάδια, παρατηρώντας πως τα ακύρια έχουν αναπτύξει ελάχιστα μεγαλύτερη δύναμη από αυτήν την προέντασης.

Εικόνα 4.50: Κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων και δύναμη αγκυρίων για c στο 20% (με Σ.Υ.Ο.)



#### 4.6 Τρίτη παραμετρική διερεύνηση: Ασθενής Σχιστόλιθος

Καθώς ο Αθηναϊκός Σχιστόλιθος της περιοχής του σταθμού έχει εξαιρετικά χαρακτηριστικά αντοχής, κρίνεται σκόπιμη η αντικατάστασή του από έναν "Ασθενή Σχιστόλιθο", πτωχότερης αντοχής. Ο σχηματισμός αυτός θα αντικαταστήσει στο προσομοίωμα τους: "Βράχος Γ" και "Βράχος Ε".

Επιλέγονται βάσει αναφορών από σχετικά έργα γωνία τριβής  $\phi=26^\circ$  και συνοχή  $c=20$  kPa. Το μέτρο ελαστικότητας είναι  $E=250$ MPa, ενώ ως οριακή διατμητική τάση στους βολβούς λαμβάνεται:  $\tau_{\max}=275$  kPa, όσο και στον "Βράχο Ε".

Η πρώτη επίλυση με τα προϋπάρχοντα μέτρα αντιστήριξης αστοχεί. Καταρτίζονται λύσεις οι οποίες εφαρμόζονται ώσπου η επίλυση να αποδώσει αποδεκτές οριζόντιες μετακινήσεις, καθιζήσεις και συντελεστή ασφαλείας. Οι λύσεις περιλαμβάνουν τα εξής:

-Λύση Α: Προσθήκη όγδοου αγκυρίου και αλλαγή της στάθμης τοποθέτησης των προηγούμενων.

-Λύση Β: Χρήση οκτώ αγκυρίων, επιμήκυνση τους (βλ. Πίνακας 4.10), αύξηση διαμέτρου πασσάλου στα 1,2m.

**Πίνακας 4.9: Αποτελέσματα λύσεων Α και Β**

		Οριζόντια μετατόπιση (mm)	Καθίζηση επιφάνειας (mm)	Συντελεστής ασφαλείας
Ξηρές συνθήκες	Λύση Α	146,00	98,70	1,24
	Λύση Β	19,70	7,63	1,76
Στραγγιζόμενες συνθήκες	Λύση Α	-	-	-
	Λύση Β	31,50	20,80	1,30

**Πίνακας 4.10: Στάθμες αγκυρίων για τις λύσεις Α και Β, μήκη αγκυρίων και βολβών λύσης Β**

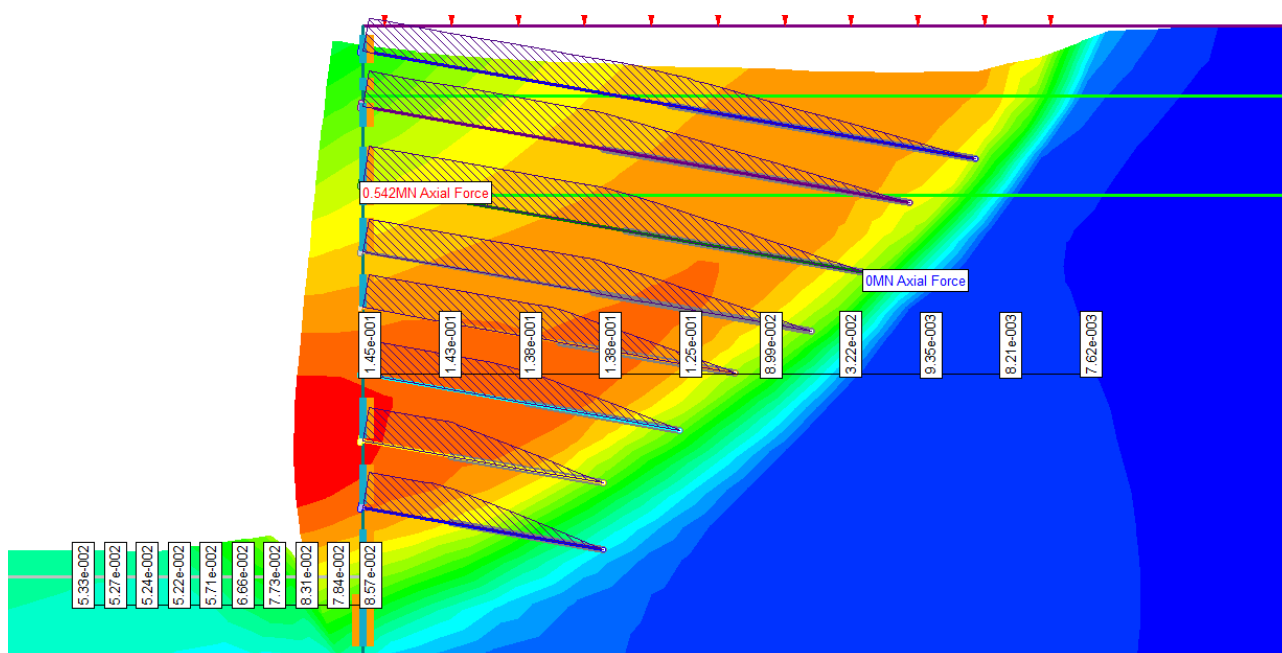
Αριθμός αγκυρίου	Στάθμη αγκυρίου (m)	Μήκος αγκυρίου (m)	Μήκος βολβού (m)
1	+58,50	36,00	14,00
2	+56,00	32,00	14,00
3	+52,50	29,00	11,00
4	+49,45	27,00	10,00
5	+46,95	22,00	8,00
6	+43,95	20,00	7,00
7	+40,95	17,00	7,00
8	+37,95	17,00	7,00



Η λύση A δίνει μη αποδεκτά αποτελέσματα για ξηρές συνθήκες, ενώ η προσομοίωση αποχεί για στραγγιζόμενες. Αντιθέτως, οι βελτιωτικές τροποποιήσεις που επιλέχθηκαν για την λύση B τοποθετούν τις μετατοπίσεις και τον συντελεστή ασφαλείας εν ξηρώ σε αποδεκτά πλαίσια. Επιλύοντας με υδροφόρο ορίζοντα, η καθίζηση και η οριζόντια μετατόπιση του τοίχου προκύπτουν οριακά αποδεκτές, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας εντοπίζεται υπό του κανονιστικού ελαχίστου. Εδώ όμως, οφείλεται να υπενθυμιστεί πως προσομοιώνοντας έναν τοίχο αντιστήριξης ύψους 28,75m δεχόμενοι τις παραμέτρους αντοχής και παραμορφωσιμότητας του σχηματισμού "Ασθενής Σχιστόλιθος", η ανάλυση κρίνεται δυσχερής, και συνεπώς δεν είναι δυνατόν να αναμένεται να ικανοποιηθούν τα προβλεπόμενα όρια. Επιλύοντας μία "δυσμενέστερη κατάσταση" ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας μπορεί να είναι η μονάδα, επιζητείται δηλαδή απλώς η ισορροπία.

#### 4.6.1 Λύση A

Εικόνα 4.51: Παραμορφωμένος κάρναβος, δύναμη αγκυριών και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων (χωρίς Υ.Ο.)

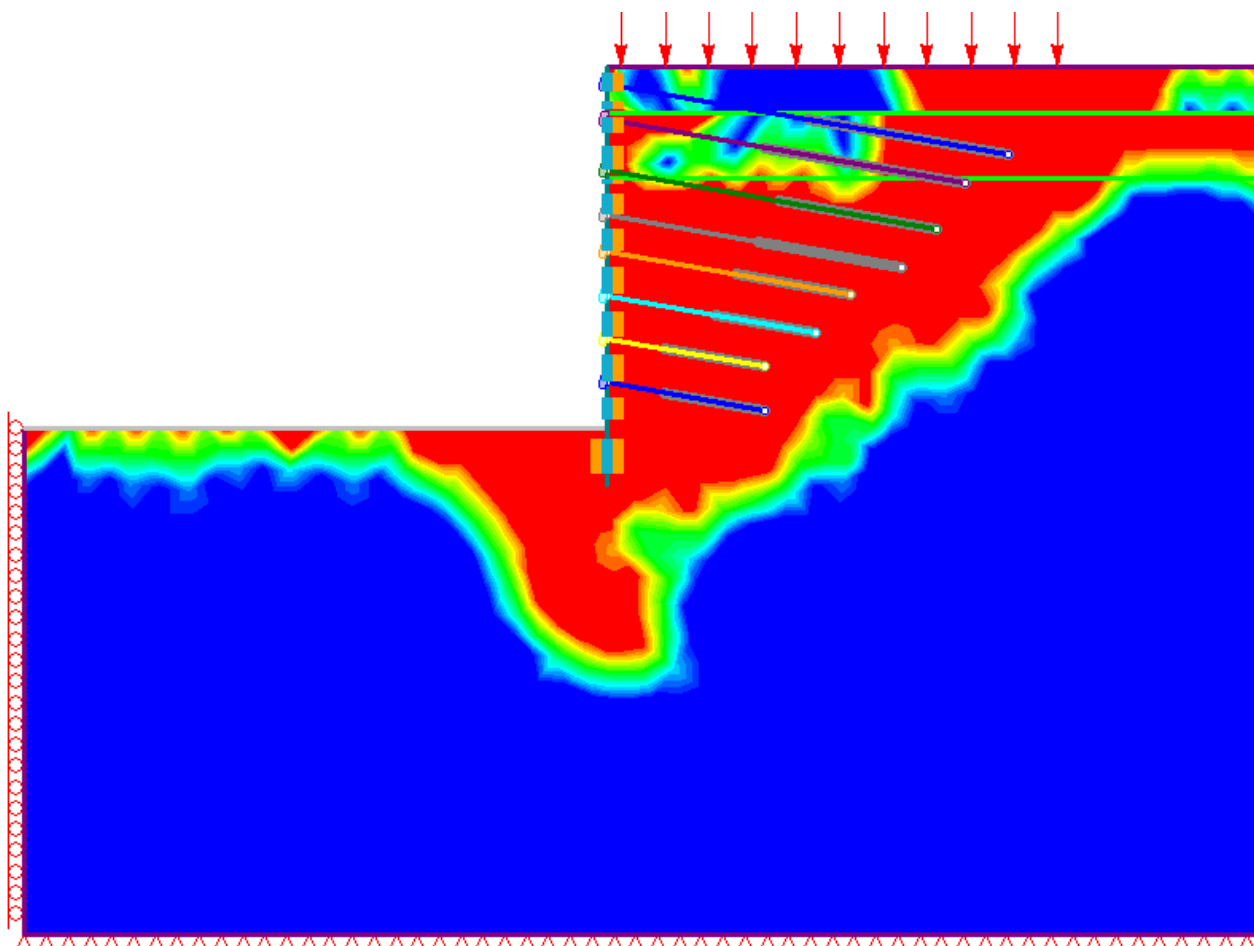


Οι δυνάμεις των αγκυριών παραμένουν σχεδόν ίσες με αυτές της προέντασης, καθώς περιέχονται στο σχηματιζόμενο πρίσμα, πλην αυτής του κατώτατου αγκυρίου, το οποίο αγκυρώνεται εκτός του πρίσματος, αλλά δεν διαρρέει. Ακόμη, το σύνολο των μετατοπίσεων επικεντρώνεται στο σχηματιζόμενο ενεργητικό πρίσμα ολίσθησης, ενώ κατά μήκος του οριζόντιου άξονα, οι μετατοπίσεις αυξάνουν απότομα συναντώντας το πρίσμα. Αντιθέτως, στον πόδα του πασσάλου παρουσιάζουν σταθερή αύξηση, και άρα το παθητικό πρίσμα θεωρείται πιο ευσταθές. Συνεπώς, ο παράγοντας υπαίτιος για την συμπεριφορά του συστήματος βραχομάζα-πασσαλότοιχος είναι η πρώιμη φάση δημιουργίας ενός ενεργητικού πρίσματος ολίσθησης, το οποίο επιτείνει τις μετακινήσεις. Η τάση για σχηματισμό του ενεργητικού πρίσματος οφείλεται στην μικρή διατμητική αντοχή της βραχομάζας. Εντός της επερχόμενης επιφάνειας ολίσθησης, η

πλαστικοποίηση των στοιχείων του καννάβου φαίνεται εκτεταμένη, και οδηγεί σε διόγκωση των παραμορφώσεων και (άρα) των μετακινήσεων.

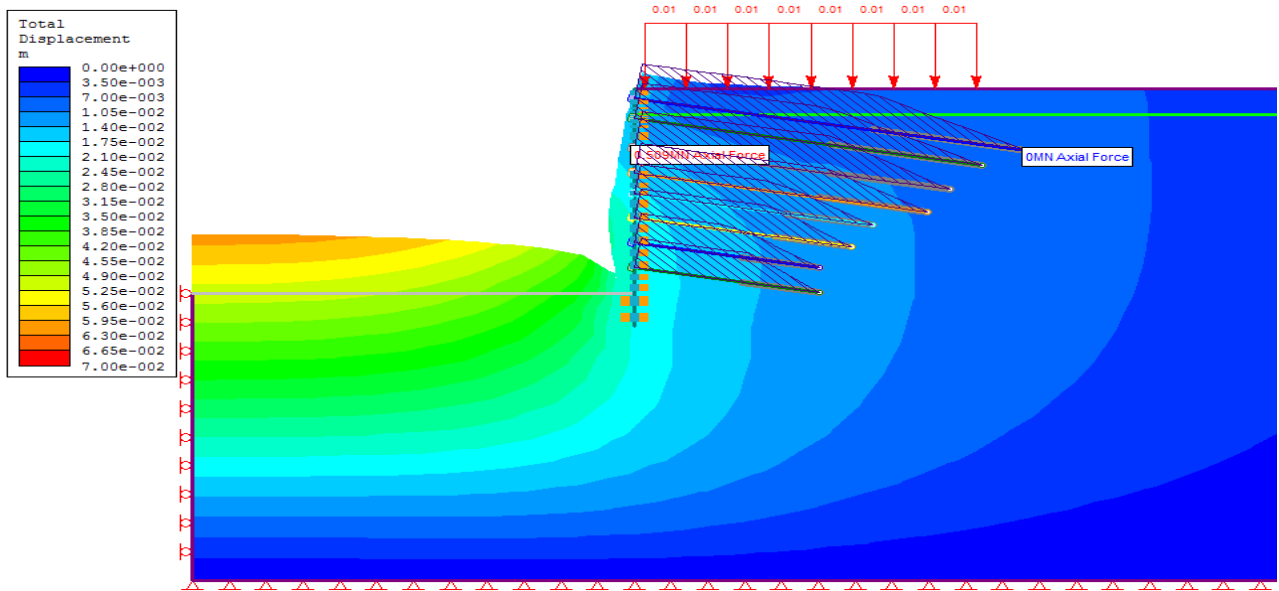
Για την λύση Β επιλέχθηκε επιμήκυνση των αγκυριών, ώστε να πακτωθούν εκτός του ολισθαίνοντος πρίσματος, και αύξηση της διαμέτρου του πασσάλου για μείωση των παραμορφώσεων.

Εικόνα 4.52: Κατανομή πλαστικών παραμορφώσεων στο τελικό στάδιο εκσκαφής



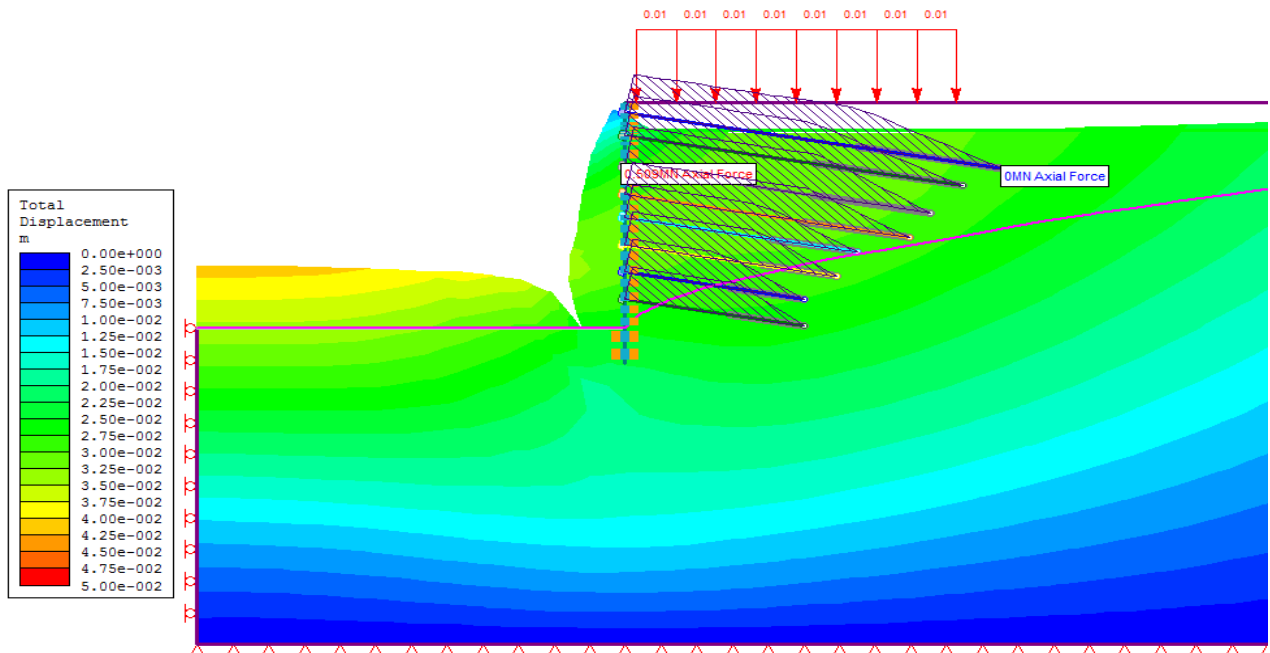
4.6.2 Λύση Β

Εικόνα 4.53: Παραμορφωμένος κάρναβος, δύναμη αγκυρίων και συνολικές μετακινήσεις (χωρίς Υ.Ο.)



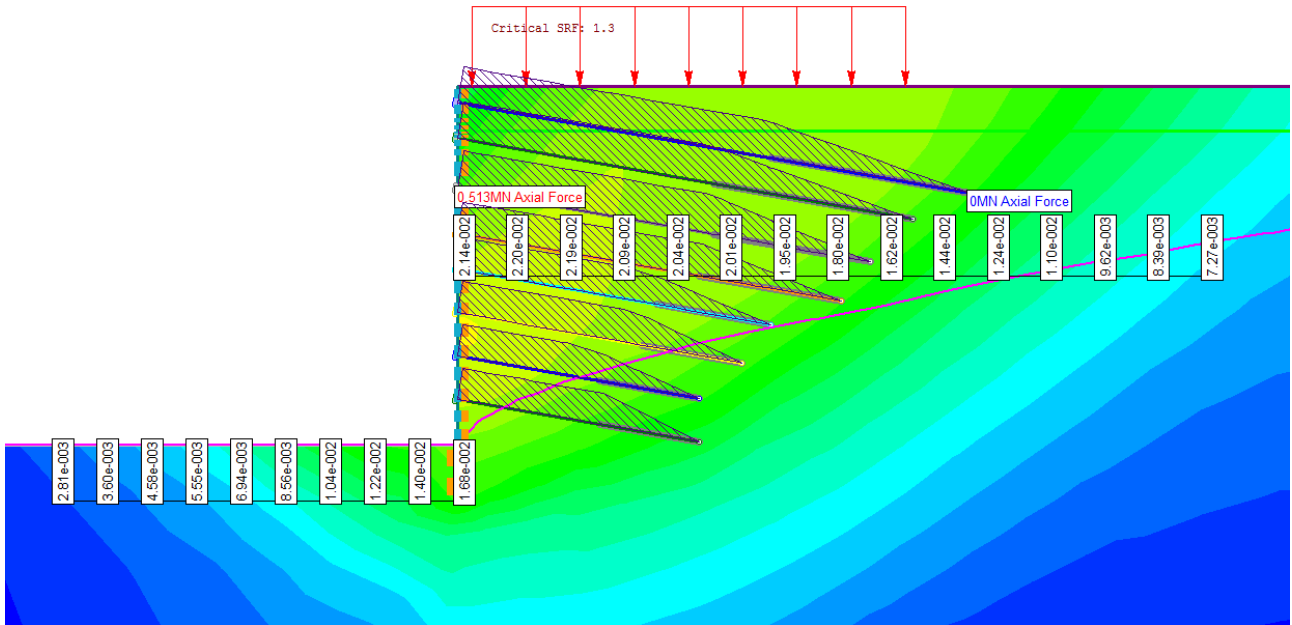
Η επιμήκυνση των αγκυρίων φαίνεται να ωφέλησε την ισορροπία του συστήματος. Πλέον δεν διαφαίνεται κάποιο πρίσμα ολίσθησης, ενώ τα παραγόμενα αποτελέσματα είναι αποδεκτά (βλ. Πίνακας 4.9).

Εικόνα 4.54: Παραμορφωμένος κάρναβος, δύναμη αγκυρίων και συνολικές μετακινήσεις (με Υ.Ο.)

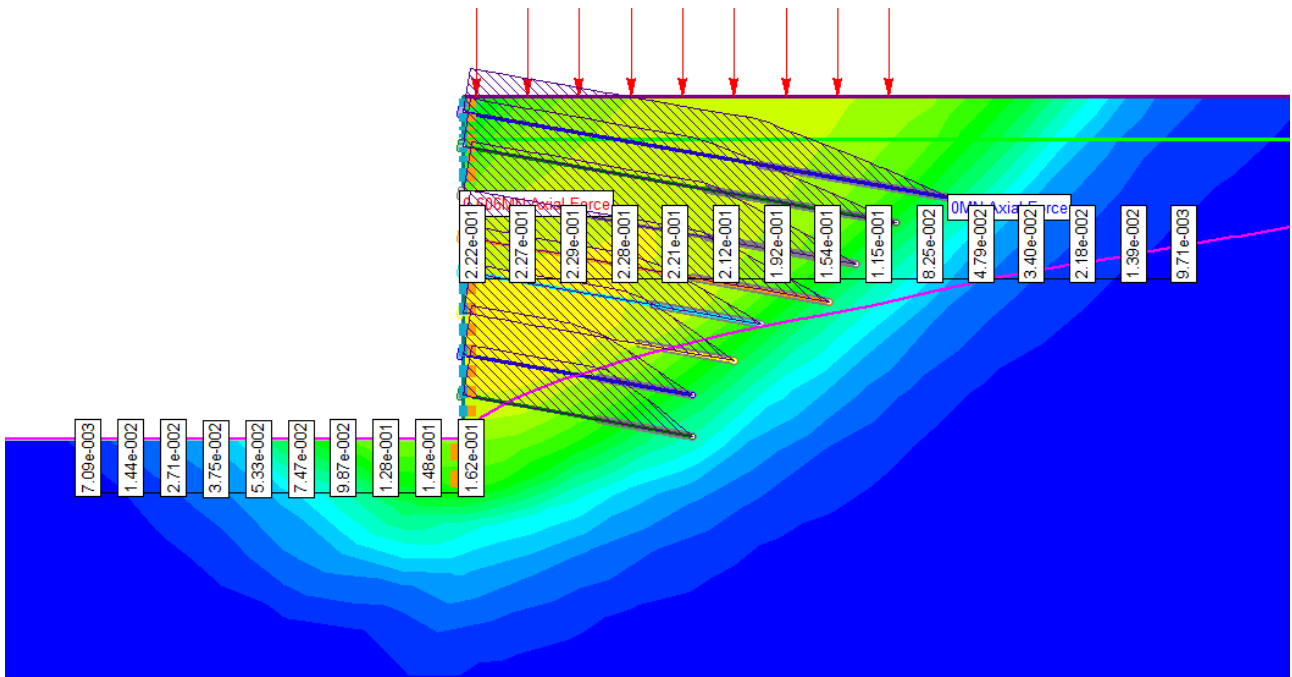


Οι μετατοπίσεις φαίνονται να παρουσιάζουν ομαλή εξέλιξη και συγκεντρώνονται εξίσου και όπισθεν του τοίχου, αλλά και στην επιφάνεια της εκσκαφής. Δεν διαφαίνεται κάποιο πρίσμα αστοχίας, ούτε ενεργητικό, ούτε και παθητικό. Από άποψη παραμορφώσεων, η λύση Β καλύπτει τον σχεδιασμό.

Εικόνα 4.55: Δύναμη αγκυρίων και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για SRF=1,30



Εικόνα 4.56: Δύναμη αγκυρίων και κατανομή των κατά μήκος ολικών μετακινήσεων για SRF=1,31



Στην κατάσταση οριακής ισορροπίας ( $SRF=1,30$ ), κανένα αγκύριο δεν έχει ενταθεί σημαντικά, ενώ οι μετατοπίσεις υπολογίζονται ακόμη σε θεμιτές, σχετικά, τιμές και με ομαλή ανάπτυξη. Αντιθέτως, για  $SRF=1,31$ , οι μετατοπίσεις έχουν διογκωθεί, ενώ οι γραμμές ίσης μετατόπισης ορίζουν πλέον ξεκάθαρα μία συνολική ολίσθηση και ανατροπή του τοίχου. Εξαιτίας του μηχανισμού αστοχίας, τα αγκύρια εντείνονται μεν, αλλά όχι μέχρι την διαρροή. Κρίσιμος, και αναμενόμενος, παράγοντας αστοχίας είναι η βραχομάζα. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, στο συγκεκριμένο έργο δεν ισχύει η απαίτηση για  $SRF>1,50$ . Αν όντως ζητούταν κάτι τέτοιο, το επόμενο βήμα θα ήταν η περαιτέρω επιμήκυνση των αγκυρίων και η αύξηση του μήκους του πασσάλου. Και τα δύο μέτρα έχουν ως στόχο την απομάκρυνση της επιφάνειας ολίσθησης από την αντιστήριξη, οδηγώντας σε αύξηση του συντελεστή ασφαλείας.

## 5 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο παρατίθενται, ερμηνεύονται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων που εκτελέστηκαν στα πλαίσια της εργασίας. Η πρώτη προσέγγιση γίνεται μεμονωμένα για κάθε προσομοίωση. Στη συνέχεια, όμως, έπεται η εξαγωγή συγκεντρωτικών πορισμάτων που να επιχειρούν αφενός να διασαφηνίσουν την αλληλεπίδραση μεταξύ πασσαλότοιχου και "εδάφους", και αφετέρου, να συνδέσουν τις παραγόμενες μετακινήσεις και τον συντελεστή ασφαλείας με τις εδαφικές παραμέτρους της προσομοίωσης και την μεταβολή τους.

### 5.1 Συμπεράσματα βασικής ανάλυσης αναφοράς

Μία συνεχής κατηγοριοποίηση των προσομοιώσεων αφορά την ύπαρξη ή όχι υδροφόρου ορίζοντα. Η ανάλυση και των δύο συνθηκών εκσκαφής αποσκοπεί στην προσέγγιση και ερμηνεία της επιρροής του υδροφόρου ορίζοντα στα παραγόμενα αποτελέσματα μετακινήσεων και στην συνολική ευστάθεια της αντιστήριξης.

Η παρουσία ύδατος φορτίζει επιπλέον τον τοίχο με τις υδατικές πιέσεις, ενώ η ροή του αυξάνει τις ενεργητικές και μειώνει τις παθητικές ωθήσεις. Δηλαδή η συνολική ώθηση ανάντη ενισχύεται, καθώς η συγκράτηση στον πόδα του πασσάλου περιορίζεται.

$$\sigma_{ha} = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \text{SQRT}(K_a) + (1 - K_a) \cdot \rho, K_a < 1$$

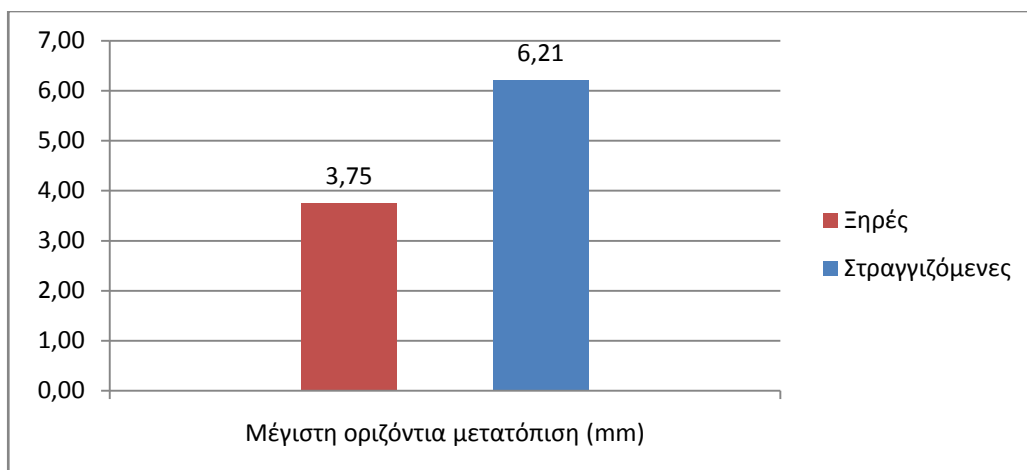
$$\sigma_{hp} = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \text{SQRT}(K_p) + (1 - K_p) \cdot \rho, K_p > 1$$

Αποτέλεσμα αυτής της συμπεριφοράς είναι η εμφάνιση μεγαλύτερων μετατοπίσεων στις στραγγιζόμενες συνθήκες, η οποία όμως συμβαίνει μέσα σε αποδεκτά πλαίσια, χωρίς ουσιώδη διαφορά για το έργο. Ακόμη, παρατηρείται μικρή αύξηση των καμπτικών ροπών του τοίχου.

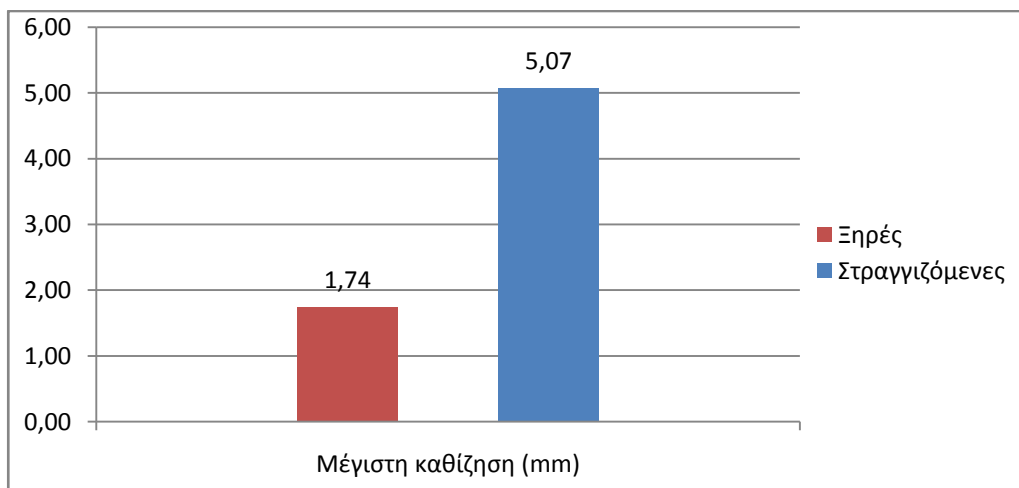
**Πίνακας 5.1: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων βασικής ανάλυσης αναφοράς**

Συνθήκες προσομοίωσης	Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (mm)	Μέγιστη καθίζηση (mm)	Συντελεστής ασφαλείας
Ξηρές	3,75	1,74	3,12
Στραγγιζόμενες	6,21	5,07	2,71

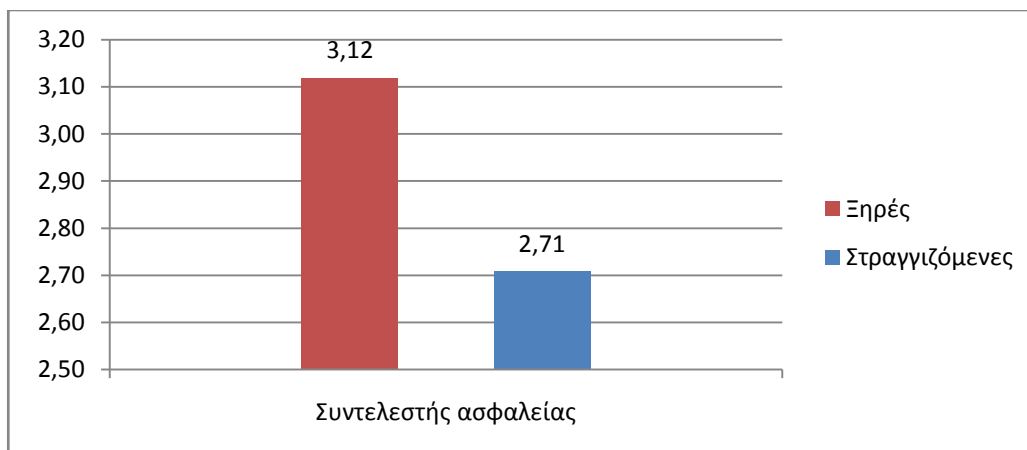
Γράφημα 5.1: Μέγιστη οριζόντια μετατόπιση βάσει συνθηκών προσομοίωσης



Γράφημα 5.2: Μέγιστη καθίζηση βάσει συνθηκών προσομοίωσης



Γράφημα 5.3: Συντελεστής ασφαλείας βάσει συνθηκών προσομοίωσης

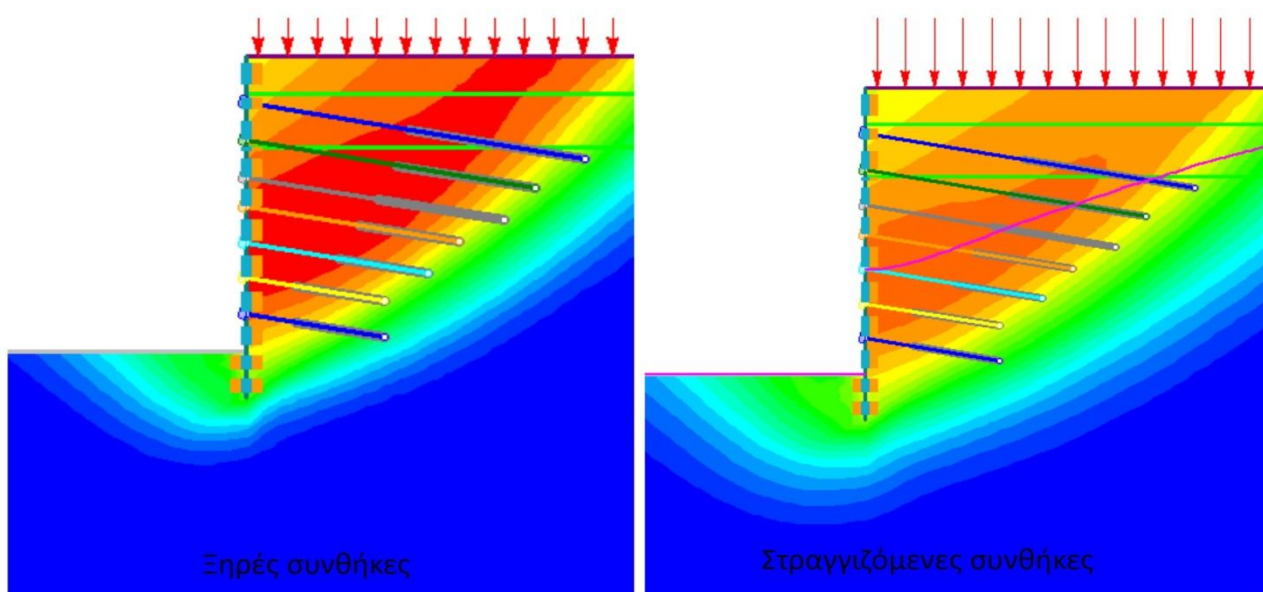


Μία σημαντική διαφορά μεταξύ των συνθηκών προσομοίωσης αφορά τον σχηματιζόμενο μηχανισμό αστοχίας. Κάτωθι παρουσιάζεται η εικόνα του καννάβου για συντελεστή SRFκατ' ελάχιστο μεγαλύτερο του κρίσιμου, όπως εξηγήθηκε και στο κεφάλαιο 4.3. Στην περίπτωση εκσκαφής εν ξηρώ, η αστοχία οφείλεται στην διαρροή των αγκυριών και οι μετατοπίσεις συγκεντρώνονται στο ενεργητικό πρίσμα, ενώ, για στραγγιζόμενες συνθήκες, αστοχούν μεν συνολικά και τα δύο πρίσματα με ανατροπή του πασσαλότοιχου, παρατηρείται δε διαρροή των κατώτερων αγκυριών. Η ερμηνεία αυτών των αποτελεσμάτων βασίζεται στην μείωση των ενεργών τάσεων λόγω της ύπαρξης του υδροφόρου ορίζοντα. Με μειωμένη την ενεργή τάση, καθίσταται ευκολότερη η δημιουργία μία επιφάνειας ολίσθησης πιο μακριά από τον τοίχο, η οποία θα περιλαμβάνει εξ' ολοκλήρου τα αγκύρια.. Παρ' όλα αυτά, δεδομένης της διαρροής των πέντε εκ των εφτά κατώτερων αγκυριών στην στραγγιζόμενη προσομοίωση, προκύπτει ότι η μεγαλύτερη επιφάνεια αστοχίας αφήνει εντός της ελαστικής περιοχής μόνο τα δύο ανώτερα αγκύρια, των οποίων η σχετική μετακίνηση των άκρων δεν προκαλεί της διαρροή τους.

Συμπεραίνεται λοιπόν, πως για ξηρές συνθήκες η ευστάθεια του συστήματος εξαρτάται από την δύναμη διαρροής των αγκυριών, ενώ για στραγγιζόμενες κρίσιμη είναι η αντοχή της βραχομάζας, με μικρή διαφορά από την αντοχή των αγκυριών. Επιπλέον, γίνεται η παρατήρηση πως στις ξηρές συνθήκες, υπάρχει η τάση να σχηματιστεί πρίσμα αστοχίας παρόμοιο με αυτό της στραγγιζόμενης προσομοίωσης. Μαζί με την συμπεριφορά των αγκυριών, το παραπάνω καθιστά εύλογη την θεωρία ότι η ύπαρξη ύδατος αποτελεί ενδεχομένως την λεπτή διαχωριστική γραμμή μεταξύ αστοχίας των αγκυριών και αστοχίας της βραχομάζας.

Τέλος, αξίζει να σχολιασθεί η πλαστικότητα του σχεδιασμού των αγκυριών. Η αστοχία των αγκυριών οφείλεται στην εξάντληση της αντοχής τους, συνεπώς με παγιωμένη την αναπτυσσόμενη δύναμη στην τιμή της διαρροής, θα αστοχήσουν λόγω υπέρβασης της παραμόρφωσης θραύσεως των τενόντων. Αυτό αντιτίθεται στην λογική του πλαστικού σχεδιασμού, η οποία τάσσεται υπέρ της αστοχίας αγκυριών λόγω εξόλκευσης.

Εικόνα 5.1: Σύγκριση μηχανισμών αστοχίας βάσει συνθηκών προσομοίωσης



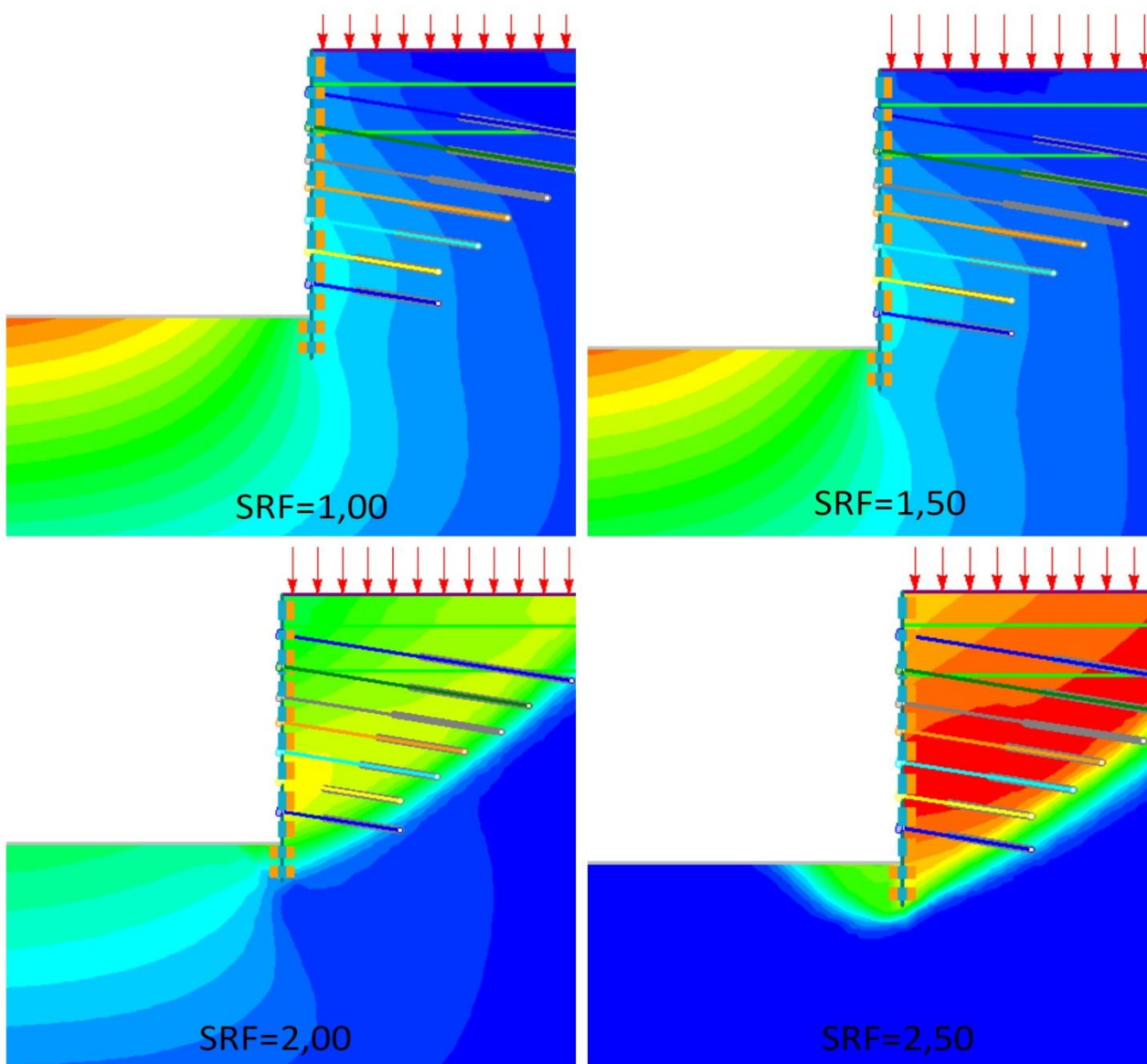


## 5.2 Συμπεράσματα πρώτης παραμετρικής διερεύνησης

Η πρώτη παραμετρική διερεύνηση αναλύει την συμπεριφορά της βραχομάζας συναρτήσει της αύξησης του συντελεστή SRF. Βάσει των εξαγόμενων γραφημάτων, η αύξηση και της οριζόντιας μετατόπισης αλλά και της καθίζησης της επιφάνειας ακολουθούν παρόμοια εξέλιξη, με τους λόγους των διαδοχικών τιμών τους ανά βήμα να υπολογίζονται περίπου ίσοι. (βλ. Συγκεντρωτικούς πίνακες Πίνακας 4.5, Πίνακας 4.6)

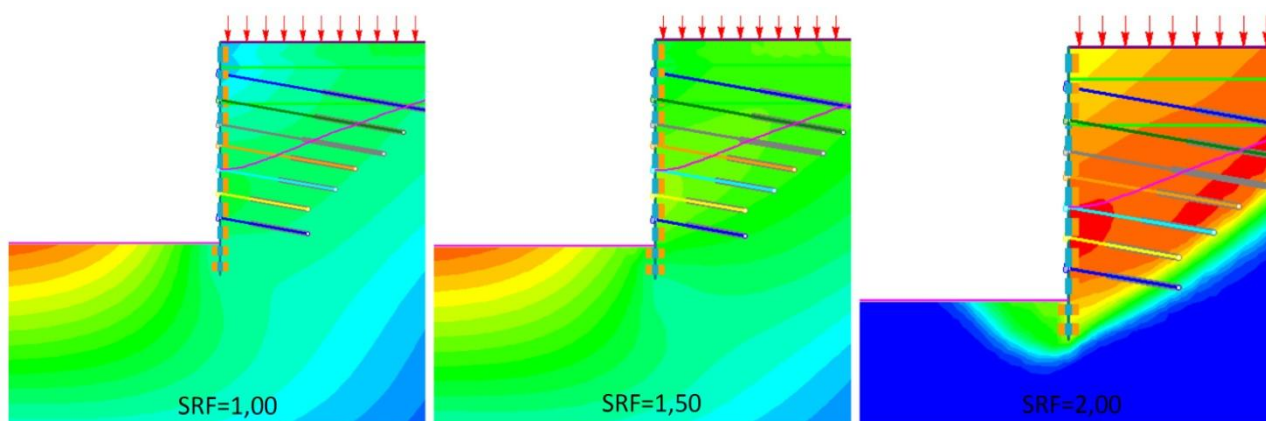
Η ταυτόχρονη μείωση των παραμέτρων αντοχής των σχηματισμών, καθιστά πλέον την βραχομάζα κρίσιμο παράγοντα της αστοχίας στην εκσκαφή υπό ξηρές συνθήκες. Κατά την αύξηση του SRF, οι μετατοπίσεις τείνουν να συγκεντρωθούν στα δύο δυνατά πρίσματα, και ιδιαίτερα στο ενεργητικό. Τα αγκύρια εντείνονται, αλλά διαρρέει μόνο το κατώτερο, όταν η αστοχία εμφανίζεται τελικά για συντελεστή SRF=2,50 ως συνολική ολίσθηση και των δύο σχηματιζόμενων πρισμάτων.

Εικόνα 5.2: Εξέλιξη μετατοπίσεων κατά την αύξηση του SRF για ξηρές συνθήκες



Παρόμοια είναι η συμπεριφορά του συστήματος βραχομάζα- πασσαλότοιχος και στην περίπτωση στραγγιζόμενων συνθηκών. Οι μετακινήσεις ακολουθούν την ίδια εξέλιξη, μόνο που τώρα η αστοχία επέρχεται για μικρότερο συντελεστή μείωσης,  $SRF=2,00$ , αναμενόμενο, καθώς η ύπαρξη νερού μειώνει τις ενεργές τάσεις και άρα την διατμητική αντοχή. Παρά τις ομοιότητες, αυτήν την φορά παρατηρείται αστοχία η οποία αν και οφείλεται και πάλι στην βραχομάζα, τώρα σχηματίζεται στον πόδα του πασσάλου, ως ολίσθηση του παθητικού πρίσματος.

**Εικόνα 5.3: Εξέλιξη μετατοπίσεων κατά την αύξηση του SRF για στραγγιζόμενες συνθήκες**



Μία παρατήρηση που σημειώνεται είναι: πώς παρατηρείται αστοχία σε τιμές του SRF μικρότερες από τον συντελεστή ασφαλείας που υπολογίζεται κατά την αρχική ανάλυση; Το παραπάνω οφείλεται στην εφαρμογή της μεθόδου μείωσης των παραμέτρων αντοχής από το λογισμικό Phase2 8.0, η οποία συντελείται αποκλειστικά στο τελευταίο στάδιο της προσομοίωσης. Απεναντίας, τώρα η μείωση των παραμέτρων αντοχής επιδρά σε κάθε στάδιο, και επομένως είναι εύλογη και εξηγήσιμη η κάθε απόκλιση των αποτελεσμάτων.

Η κυριότερη απόκλιση που ερμηνεύεται βάσει της παραπάνω ιδέας είναι μετάβαση από αστοχία των αγκυρίων σε αστοχία της βραχομάζας για ξηρές συνθήκες. Η μέθοδος SRF εφαρμόζεται στον τελευταίο στάδιο της αρχικής ανάλυσης και εξετάζει στην αστοχία βάσει μετατοπίσεων επιπλέον των υπάρχουσών για  $SRF=1,00$ , που υπολογίστηκαν για πλήρη αντοχή. Η μείωση της γωνίας τριβής και της συνοχής είναι λογικό να αποδώσει απότομες, επιπλέον παραμορφώσεις, και ιδιαίτερα κοντά στον τοίχο. Συνεπώς, αυξάνει η σχετική μετατόπιση των άκρων των αγκυρίων, τα οποία εντείνονται ως την διαρροή. Αντιθέτως, κατά την παραμετρική διερεύνηση, οι μετατοπίσεις εκτιμώνται καθ' όλη την διάρκεια της προσομοίωσης με μειωμένες παραμέτρους αντοχής, άρα υπολογίζονται μεγαλύτερες (παρ' όλο που ο συντελεστής SRF είναι μικρότερος), και η ανάπτυξη των παραμορφώσεων είναι ομαλότερη από πριν και καλύτερα κατανεμημένη. Συνεπώς η αύξηση της έντασης των αγκυρίων είναι πιο περιορισμένη, και η αστοχία καταλήγει να οφείλεται στην βραχομάζα.

### 5.3 Συμπεράσματα δεύτερης παραμετρικής διερεύνησης

Η δεύτερη παραμετρική διερεύνηση απομονώνει την επιρροή μίας μόνο παραμέτρου αντοχής του σχηματισμού "Βράχος Γ" στην συμπεριφορά του συστήματος της αντιστήριξης. Στους σχετικούς συγκεντρωτικούς πίνακες (Πίνακας 4.7 και Πίνακας 4.8) προβάλλεται η πορεία αύξησης των μετακινήσεων και της μείωσης του συντελεστή ασφαλείας, ξανά, και για ξηρές και για στραγγιζόμενες συνθήκες. Όπως είναι αναμενόμενο, τα αποτελέσματα είναι δυσμενέστερα για την περίπτωση ύπαρξης υδροφόρου ορίζοντα. Υπενθυμίζεται ότι τα χαρακτηριστικά της παραμορφωσιμότητας παραμένουν σταθερά καθ' όλη την ανάλυση.

Εξαιρώντας κάποιες αστοχίες, οι οποίες εξαρτώνται από την εξαιρετικά μικρή αντοχή, αλλά οφείλονται ξεκάθαρα στην αποτυχία αριθμητικής σύγκλισης του μοντέλου<sup>5</sup>, η μοναδική ουσιαστική αστοχία εντοπίζεται σε στραγγιζόμενη προσομοίωση για γωνία τριβής  $\phi$  στο 30% της αρχικής. Η αστοχία παίρνει την μορφή συνολικής ολίσθησης, και προφανώς είναι απόρροια της σχεδόν ολοκληρωτικής απομείωσης της γωνία τριβής.

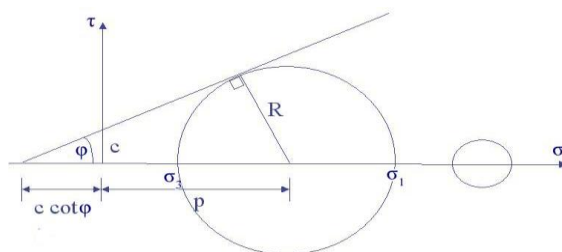
Κατά την διαδικασία υποτίμησης της συνοχής  $c$ , οι παραγόμενες μετακινήσεις προσεγγίζουν τις προηγούμενες (όντας ελαφρώς μικρότερες) και ως προς την τιμή αλλά και ως προς τον ρυθμό αύξησής τους κατά βήμα. Ακόμη, δεν παρατηρείται καμία μορφή αστοχίας.

Η βραχομάζα προβάλλεται ως αρκετά ισχυρή, και άρα η μεμονωμένη υποβάθμιση μίας μόνο παραμέτρου αντοχής δεν δύναται να επιφέρει σημαντικές μεταβολές στην συμπεριφορά της, ούτε και να βλάψει την άρτια συνεργασία της με την αντιστήριξη. Κρίνοντας από το μοτίβο των μετακινήσεων, αλλά και από την προκύπτουσα αστοχία, η γωνία τριβής φαίνεται να είναι ο κύριος παράγοντας αντοχής, χωρίς αυτό να υποτιμά την συνεισφορά της συνοχής. Εκτός των αστραγγιστων συνθηκών, όπου η συμβολή της  $\phi$  εκμηδενίζεται, η γωνία τριβής προσφέρει αναλογική αύξηση της αντοχής σε διάτμηση συναρτήσει της ορθής τάσης, ενώ η συνοχή συμμετέχει στην εξίσωση της ως σταθερός όρος. Εύκολα γίνεται η συσχέτιση:

$$\tau/\sigma' = \tan(\phi) + c/\sigma', \text{ όπου } \tau \text{ η αντοχή σε διάτμηση και } \sigma' \text{ η ασκούμενη ενεργή ορθή τάση.}$$

Άρα, μία μεγάλη τιμή της συνοχής έχει μεν σημαντική συνεισφορά σε μικρές ασκούμενες ορθές τάσεις, περιορίζεται δε αυξανόμενης της  $\sigma'$ . Καθώς η εκσκαφή γίνεται σε βάθος έως 28,75 m, στην προσομοίωση είναι βέβαιο πως θα εμφανιστούν ορθές τάσεις ικανές να υποβαθμίσουν σημαντικά τον όρο της συνοχής.

**Εικόνα 5.4: Παράδειγμα αστοχίας κατά Mohr- Coulomb**



<sup>5</sup> Συγκεκριμένα, μεγάλο μέρος των στοιχείων του καννάβου διαρρέουν ήδη από το πρώτο βήμα, επιβολής των γεωστατικών τάσεων. Εξαιτίας την μικρής γωνίας τριβής, η περιβάλλουσα αστοχία κατά Mohr- Coulomb γίνεται σχεδόν οριζόντια, και με  $K_0=0,50$  επέρχεται η αστοχία, ακόμη και από γεωστατική φόρτιση.

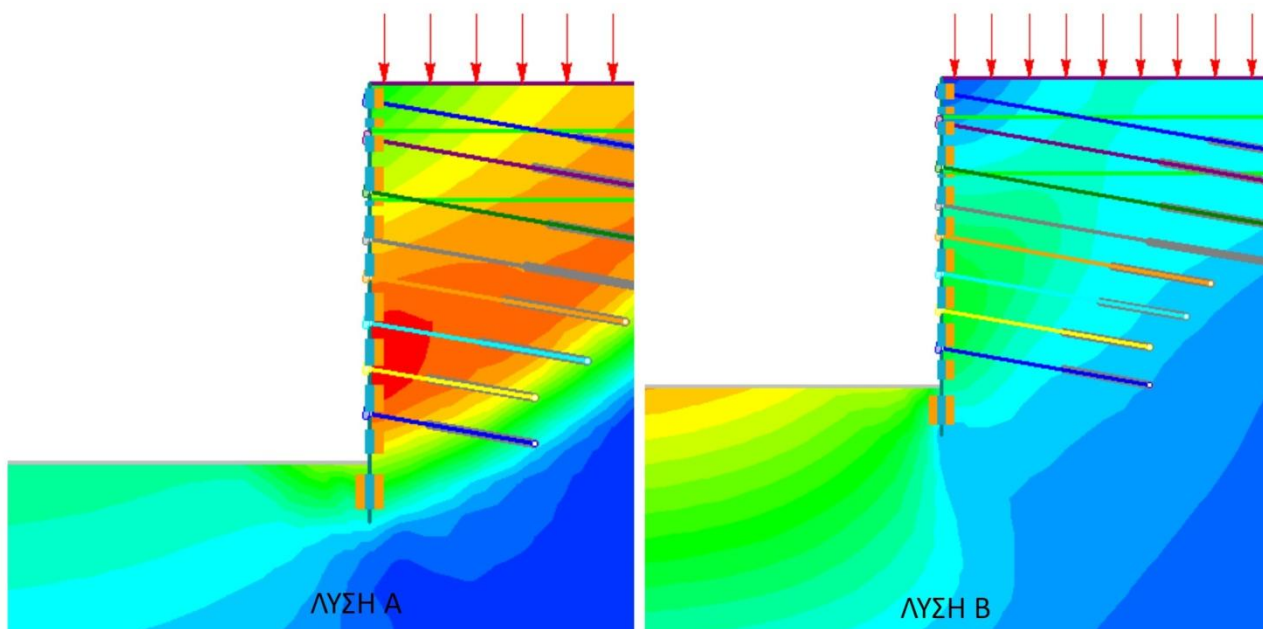
## 5.4 Συμπεράσματα τρίτης παραμετρικής διερεύνησης

Στην τρίτη και τελική παραμετρική διερεύνηση, ο σχηματισμός "Ασθενής Σχιστόλιθος" που υιοθετείται αποτελεί μία χαρακτηριστική περίπτωση Αθηναϊκού Σχιστόλιθου, με πτωχή αντοχή και πτωχά χαρακτηριστικά παραμορφωσιμότητας. Η βασική επίλυση αναφοράς δεν επαρκεί, και για αυτό καταρτίζονται οι λύσεις Α και Β, επιδιώκοντας την επίτευξη ευστάθειας. Οι λύσεις περιγράφονται στην παράγραφο 4.6 και τα αποτελέσματά τους εκτίθενται στον συγκεντρωτικό Πίνακα 4.9.

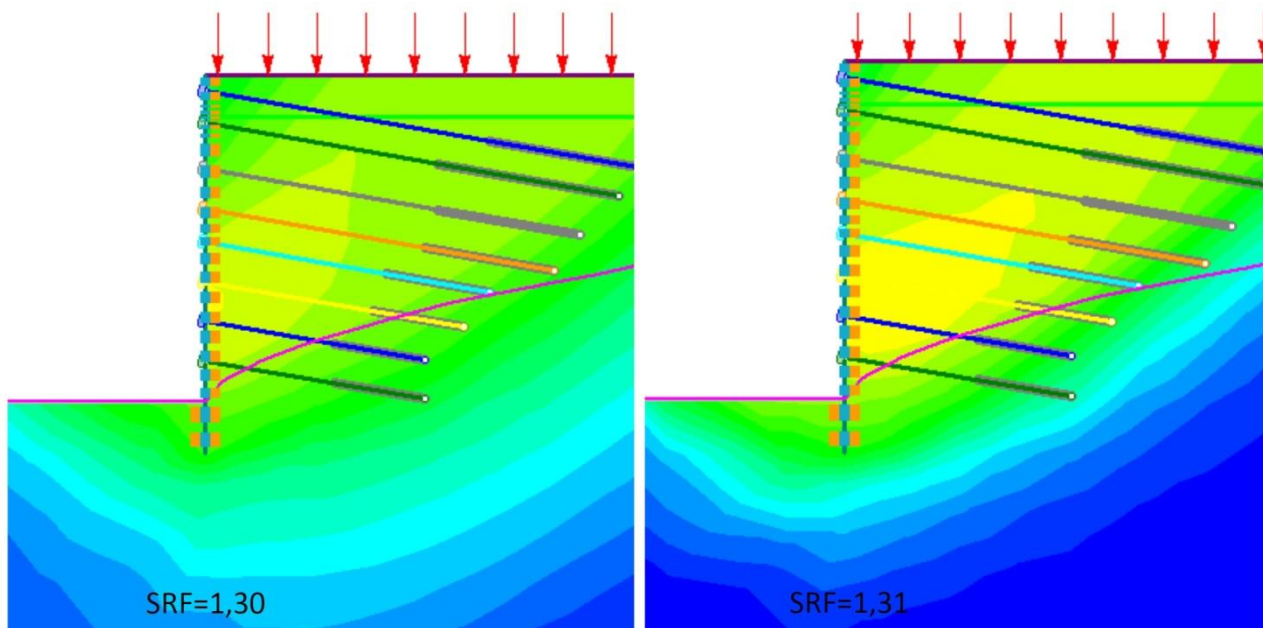
Στην λύση Α, χωρίς Σ.Υ.Ο., παρ' όλο που δεν συμβαίνει αστοχία, τα εξαγόμενα αποτελέσματα μαρτυρούν πως η προσομοίωση τείνει στην οριακή κατάσταση ευστάθειας- αστοχίας. Οι μετατοπίσεις είναι μη αποδεκτά υψηλές, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας βρίσκεται επισφαλώς κοντά στην μονάδα. Ως αναλύθηκε στην παράγραφο 4.6.1, τα παραπάνω οφείλονται στην υποτιμημένη αντοχή της βραχομάζας, που προξενεί την δημιουργία ενός ενεργητικού πρίσματος αστοχίας.

Η λύση Β εξασφαλίζει από κάθε άποψη την προσομοίωση εν ξηρώ, με τις αναφερόμενες απλές τροποποιήσεις (επιμήκυνση αγκυριών και αύξηση διαμέτρου πασσάλου) οι οποίες προφανώς στοχεύουν στην σταθεροποίηση του ενεργητικού πρίσματος της λύσης Α. Ακόμη, η λύση Β κρίνεται αποδεκτή και στην προσομοίωση παρουσία νερού (βλ. παράγραφο 4.6 για τον συντελεστή ασφαλείας). Αναλύοντας την οριακή κατάσταση αστοχίας κατά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας, και πάλι η αστοχία συμβαίνει ως ολίσθηση αμφότερων των πρισμάτων εξ' αιτίας της ασθενούς βραχομάζας.

Εικόνα 5.5: Σύγκριση συνολικών μετατοπίσεων σε ξηρές συνθήκες ανά λύση



Εικόνα 5.6: Σύγκριση συνολικών μετατοπίσεων στην λύση Β, με Σ.Υ.Ο., για SRF=1,30 και SRF=1,31



Οι κάνναβοι και των δύο περιπτώσεων εμφανίζονται παρόμοιοι. Παρ' όλα αυτά, στην αστοχία (για SRF=1,31) τα αγκύρια έχουν καταπονηθεί, η επιφάνεια αστοχίας έχει συγκεκριμενοποιηθεί, ενώ οι μετατοπίσεις βρίσκονται πλέον σε άλλη κλίμακα.

## 5.5 Τελικά συμπεράσματα

Κρίνοντας από τις ανωτέρω αναλύσεις, γίνεται αντιληπτό ότι η βραχομάζα διαθέτει εξαιρετικά χαρακτηριστικά αντοχής και παραμορφωσιμότητας. Σε συνδυασμό με την εκτεταμένη αντιστήριξη, στην βασική ανάλυση αναφοράς η καθίζηση και η οριζόντια μετακίνηση του τοίχου περιορίζονται, καθώς και εξασφαλίζεται η επάρκεια του συντελεστή ασφαλείας. Μέσω των τριών παραμετρικών διερευνήσεων, που συμπληρώνουν την βασική ανάλυση αναφοράς, κατορθώνεται μια προσέγγιση της συμπεριφοράς και της αλληλεπίδραση του τοίχου αντιστήριξης και της βραχομάζας.

Έχοντας ως βάση την διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή αστοχίας σε κάθε ανάλυση, εξετάστηκε η αστοχία και προσδιορίστηκε ο μηχανισμός της, με αποτέλεσμα να χαρακτηριστεί ως κρίσιμος παράγοντας ευστάθειας είτε η αντιστήριξη, είτε η βραχομάζα (βλ. Πίνακας 5.2 Συγκεντρωτικός πίνακας μορφής αστοχίας ανά ανάλυση και ανά καθεστώς υδάτων).

Τονίζεται πως οι κάτωθι αστοχίες δε συμβαίνουν στις κύριες προσομοιώσεις, αλλά στην ανάλυση υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας. Η διαδικασία αύξησης του SRF αφήνει ανεπηρέαστη την αντιστήριξη, και άρα κάθε συμπέρασμα εξάγεται αναφορικά με την αρχική σχέση αντιστήριξης-βραχομάζας. Ούτως ή άλλως, η μέθοδος SRF επιδρά έμμεσα στην αντιστήριξη, καθώς η υποτίμηση της βραχομάζας ενισχύει την καταπόνηση της αντιστήριξης.



Πίνακας 5.2 Συγκεντρωτικός πίνακας μορφής αστοχίας ανά ανάλυση και ανά καθεστώς υδάτων

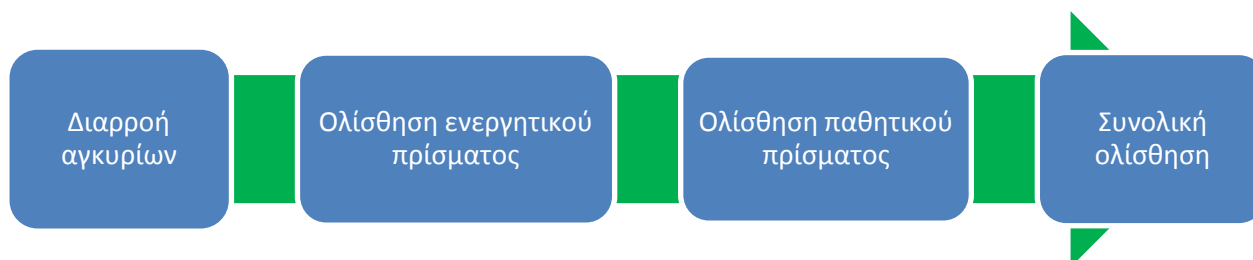
	Συνθήκες ανάλυσης	
	Ξηρές	Στραγγιζόμενες
Βασική ανάλυση αναφοράς	Διαρροή αγκυρίων	Συνολική ολίσθηση
1 <sup>η</sup> παραμετρική διερεύνηση	Συνολική ολίσθηση	Ολίσθηση παθητικού πρίσματος
2 <sup>η</sup> παραμετρική διερεύνηση	Διαρροή αγκυρίων	Συνολική ολίσθηση
3 <sup>η</sup> παραμετρική διερεύνηση	Ολίσθηση ενεργητικού πρίσματος	Συνολική ολίσθηση

Αστοχία αντιστήριξης
Αστοχία βραχομάζας

Οι δύο περιπτώσεις στις οποίες εμφανίζεται αστοχία της αντιστήριξης, προκύπτει στις αναλύσεις για την ισχυρότερη βραχομάζα που εξετάστηκε, δηλαδή εν ξηρώ συνθήκες, στην βασική ανάλυση αναφοράς και στην δεύτερη παραμετρική διερεύνηση. Συγκεκριμένα, σε αυτήν την παραμετρική ανάλυση ευστόχως υποτέθηκε πως η μείωση μίας μόνο παραμέτρου δεν είναι ικανή να κλονίσει την αντοχή της βραχομάζας, καθιστώντας την φέρουσα ικανότητα των αγκυρίων υπαίτια της αστοχίας. Σε κάθε άλλη περίπτωση η αστοχία επέρχεται λόγω της ανεπαρκούς αντοχής της βραχομάζας, η οποία οφείλεται είτε στην ύπαρξη υδροφόρου ορίζοντα που απομειώνει τις ενεργές τάσεις, είτε στην ικανή υποτίμηση των παραμέτρων αντοχής της βραχομάζας, είτε σε συνδυασμό τους. Τότε αποδεικνύεται ευκολότερη η δημιουργία επιφάνειας ολίσθησης που να μην εντείνει πλήρως τα αγκύρια προκαλώντας τη διαρροή τους. Όπως, όμως, αναλύθηκε στο παρόν κεφάλαιο, σε κάποιες περιπτώσεις, και χαρακτηριστικότερα στην βασική ανάλυση αναφοράς υπό στραγγιζόμενες συνθήκες, ο προσδιορισμός του μηχανισμού αστοχίας δεν μπορεί να είναι απόλυτος. Η παρουσία υδροφόρου ορίζοντα δύναται να καθορίσει όχι μόνο τον μηχανισμό αστοχίας αλλά και τον υπαίτιο παράγοντα.

Τέλος, ιεραρχείται εύλογα η σειρά εμφάνισης των μηχανισμών αστοχίας, μεταβαλλόμενης αποκλειστικά της φέρουσας ικανότητας της βραχομάζας, ξεκινώντας από την αστοχία που συμβαίνει με την ισχυρότερη βραχομάζα και καταλήγοντας σε αυτήν με την ασθενέστερη.



## 6 Παράρτημα

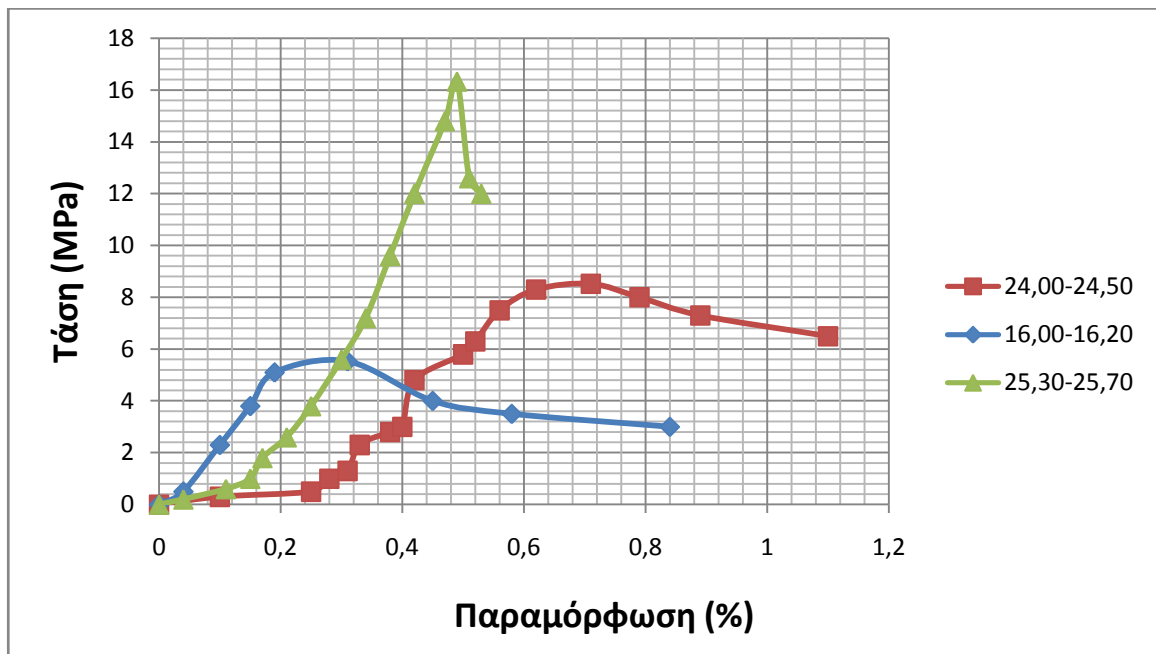
### 6.1 Παράρτημα Α: Επεξεργασία αποτελεσμάτων δοκιμών

#### 6.1.1 Δοκιμές αντοχής

##### 6.1.1.1 Δοκιμές μονοαξονικής συμπίεσης (UCT)

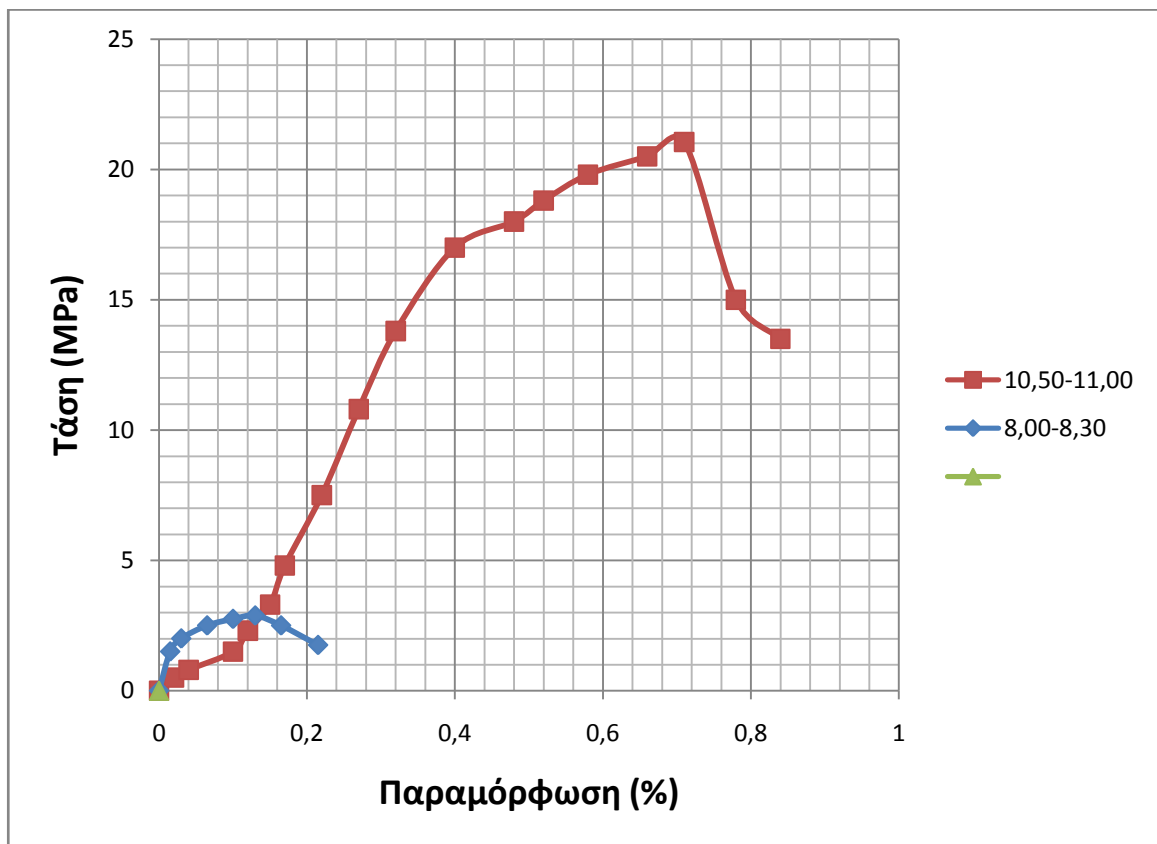
ΓΕΩΤΡΗΣΗ:	BASPG04
-----------	---------

Uniaxial Compression Test								
ΒΑΘΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	P (kg)	H (cm)	D (cm)	H/D	σ <sub>0</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)	ε (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )
16,00-16,20	2200,0	12,14	7,12	1,71	5,53	5,41	0,31	24,78
24,00-24,50	3400,0	12,21	7,13	1,71	8,52	8,34	0,71	25,41
25,30-25,70	6500,0	11,90	7,12	1,67	16,33	15,94	0,49	24,36



ΓΕΩΤΡΗΣΗ:	BASPG05
-----------	---------

Uniaxial Compression Test								
ΒΑΘΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	P (kg)	H (cm)	D (cm)	H/D	σ <sub>0</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)	ε (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )
8,00-8,30	1150,0	15,23	7,13	2,14	2,88	2,90	0,13	26,77
10,50-11,00	8400,0	10,33	7,13	1,45	21,05	20,09	0,71	26,18





6.1.1.2 Δοκιμές σημειακής φόρτισης (PLT)

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>14,90</b>	<b>15,10</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG04</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	71	1,42	2,0	0,40	0,46
2	64	1,11	1,3	0,32	0,35
3	65	1,09	3,4	0,80	0,91

Is50 (MPa)	0,57
σc (MPa)	7,47

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>19,50</b>	<b>21,40</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG04</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	71	1,49	3,1	0,61	0,72
2	62	1,47	7,5	1,95	2,15
3	71	1,55	1,8	0,36	0,42
4	63	1,38	6,8	1,71	1,90
5	71	0,89	1,3	0,26	0,30
6	61	0,97	6,3	1,69	1,85

Is50 (MPa)	1,22
σc (MPa)	15,91

Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>25,30</b>	<b>25,70</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG04</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	71	1,38	4,5	0,89	1,05
2	62	1,16	8,8	2,29	2,52

Is50 (MPa)	1,78
σc (MPa)	23,19

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>10,50</b>	<b>11,50</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG05</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	70	1,60	2,2	0,45	0,52

Is50 (MPa)	0,52
σc (MPa)	6,79

Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>6,00</b>	<b>6,50</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG07</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	54	1,31	5,3	1,82	1,88
2	54	1,31	5,5	1,89	1,95

Is50 (MPa)	1,92
σc (MPa)	24,92

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>6,00</b>	<b>6,50</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG07</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	71	1,31	2,3	0,46	0,53
2	71	1,45	2,7	0,54	0,63

Is50 (MPa)	0,58
σc (MPa)	7,55

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>12,50</b>	<b>12,60</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG07</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	44	1,61	6,0	3,10	2,93

Is50 (MPa)	2,93
σc (MPa)	38,04

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>12,50</b>	<b>12,60</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG07</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	71	1,31	2,3	0,46	0,53

Is50 (MPa)	0,53
σc (MPa)	6,95

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>14,00</b>	<b>14,15</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG07</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	52	1,37	2,9	1,07	1,09

Is50 (MPa)	1,09
σc (MPa)	14,19

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>14,00</b>	<b>14,15</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG07</b>	

Point Load Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L/d	P(kN)	Is (MPa)	Is50 (MPa) (ΔΙΟΡΘΩΣΗ)
1	71	1,52	2,6	0,52	0,60

Is50 (MPa)	0,60
σc (MPa)	7,85

6.1.1.3 Δοκιμές θλίψης κατά γενέτειρας (Brazilian Test)

	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	24,00	24,50
ΓΕΩΤΡΗΣΗ:	BASPG04	

Brazilian Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L (mm)	P(kg)	σ (MPa)	ΦΑΙΝΙΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ ΩΣ ΕΧΕΙ $\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	71,30	37,60	945,70	2,25	26,28

σ <sub>t</sub> (MPa)	2,25
----------------------	------

	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	8,00	8,30
ΓΕΩΤΡΗΣΗ:	BASPG05	

Brazilian Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L (mm)	P(kg)	σ (MPa)	ΦΑΙΝΙΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ ΩΣ ΕΧΕΙ $\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	71,3	40,0	1750,5	3,91	26,72

σ <sub>t</sub> (MPa)	3,91
----------------------	------

Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>10,50</b>	<b>11,50</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG05</b>	

Brazilian Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L (mm)	P(kg)	σ (MPa)	ΦΑΙΝΙΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ ΩΣ ΕΧΕΙ $\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	71,3	44,7	120,7	0,24	26,19

σ <sub>t</sub> (MPa)	0,24
----------------------	------

	<b>ΑΠΟ</b>	<b>ΕΩΣ</b>
<b>ΒΑΘΟΣ (m)</b>	<b>6,00</b>	<b>6,50</b>
<b>ΓΕΩΤΡΗΣΗ:</b>	<b>BASPG07</b>	

Brazilian Test					
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	d (mm)	L (mm)	P(kg)	σ (MPa)	ΦΑΙΝΙΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ ΩΣ ΕΧΕΙ $\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	71,3	38,4	350,0	0,81	26,68

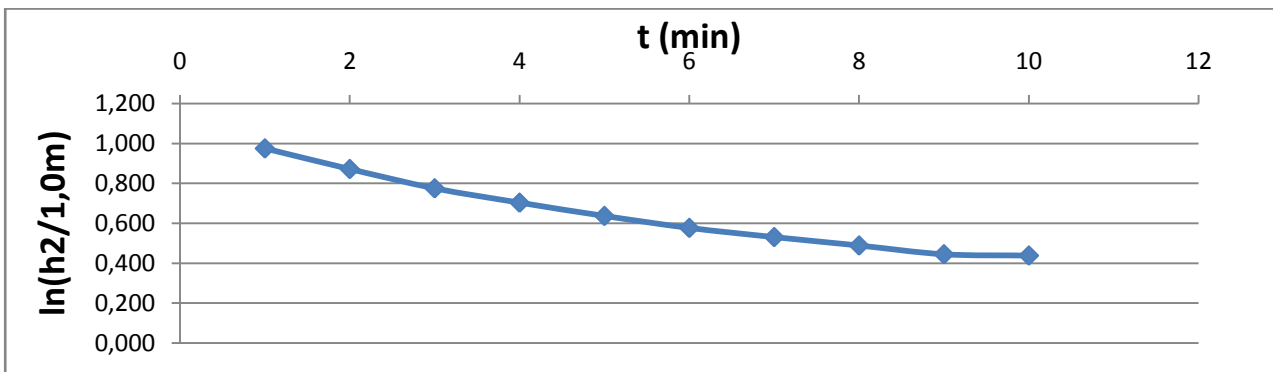
σ <sub>t</sub> (MPa)	0,81
----------------------	------

6.1.2 Δοκιμές διαπερατότητας πύπτοντος φορτίου (Maag)

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASPG04	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	5,10	5,60
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	1	

ΕΠΙΚΡΕΜΟΥΜΕΝΑ ΥΔΑΤΑ
------------------------

		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,50	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,350	2,650	0,975	1,29E-05	1,29E-05
		2	0,610	2,390	0,871	1,07E-05	1,18E-05
		3	0,830	2,170	0,775	1,00E-05	1,12E-05
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,980	2,020	0,703	7,43E-06	1,03E-05
		5	1,110	1,890	0,637	6,90E-06	9,59E-06
		6	1,220	1,780	0,577	6,22E-06	9,03E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,300	1,700	0,531	4,77E-06	8,42E-06
		8	1,370	1,630	0,489	4,36E-06	7,91E-06
		9	1,440	1,560	0,445	4,56E-06	7,54E-06
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,364	10	1,450	1,550	0,438	6,67E-07	6,85E-06
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>				<b>~k (m/sec)</b>	<b>6,85E-06</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	3,00						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	3,00						

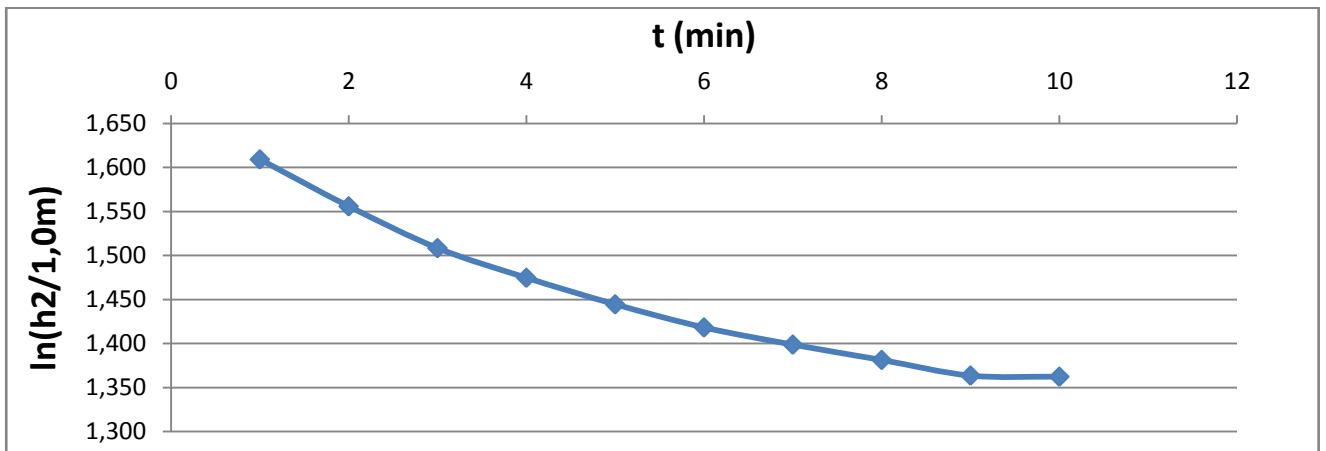


Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΣΡG04	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	5,10	5,60
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	1'	

ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ

ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,50	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,350	5,000	1,609	7,02E-06	7,02E-06
		2	0,610	4,740	1,556	5,54E-06	6,28E-06
		3	0,830	4,520	1,509	4,93E-06	5,83E-06
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,980	4,370	1,475	3,50E-06	5,25E-06
		5	1,110	4,240	1,445	3,13E-06	4,83E-06
		6	1,220	4,130	1,418	2,73E-06	4,48E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,300	4,050	1,399	2,03E-06	4,13E-06
		8	1,370	3,980	1,381	1,81E-06	3,84E-06
		9	1,440	3,910	1,364	1,84E-06	3,62E-06
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,364	10	1,445	3,905	1,362	1,33E-07	3,27E-06
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ zw (m)	30,00						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	5,35						



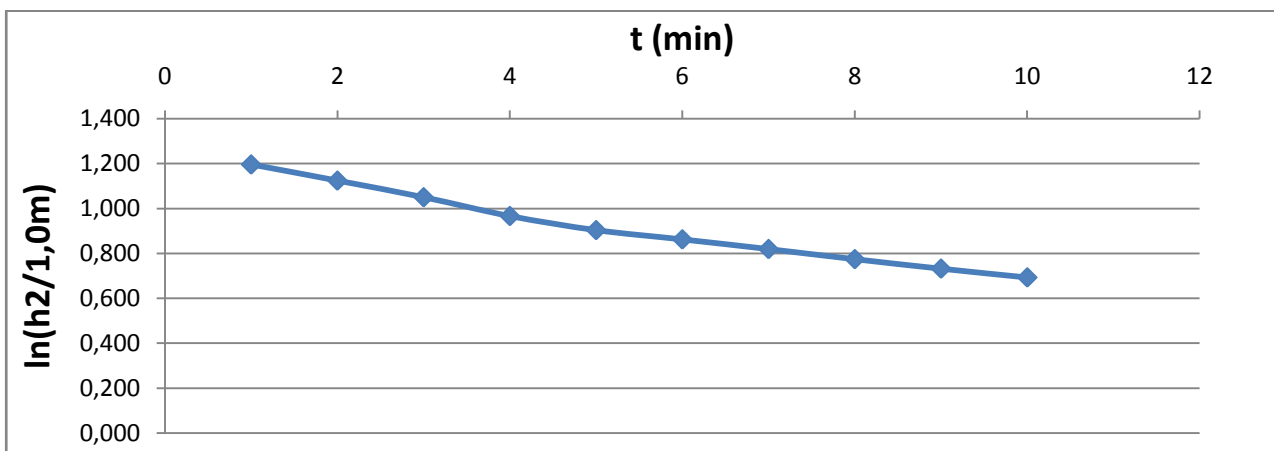


Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΣΡG04	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	18,00	20,00
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	2	

ΕΠΙΚΡΕΟΥΜΕΝΑ ΥΔΑΤΑ
-----------------------

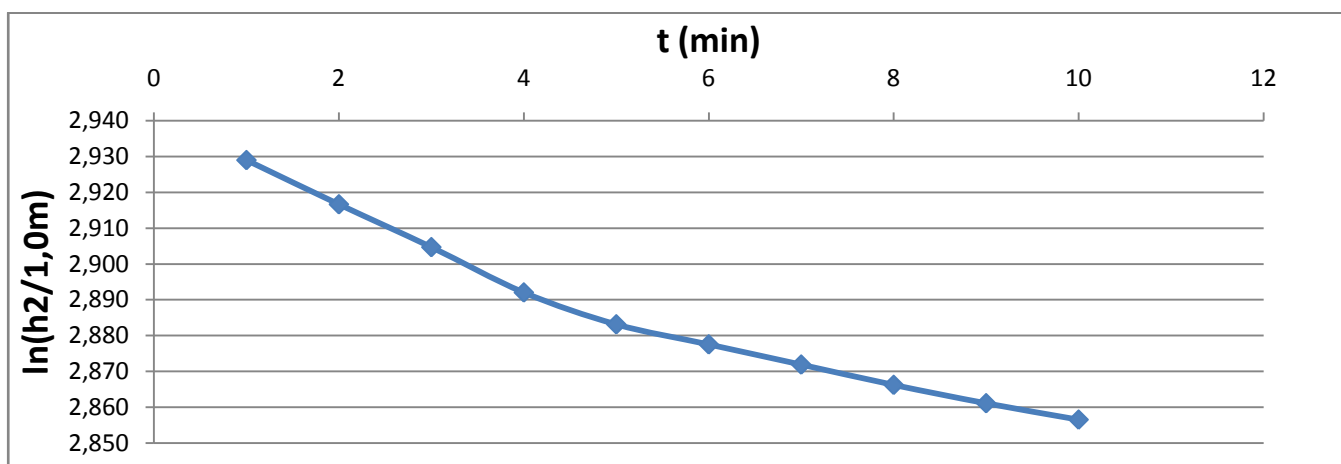
		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	2,00	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,290	3,310	1,197	3,48E-06	3,48E-06
		2	0,520	3,080	1,125	2,99E-06	3,23E-06
		3	0,740	2,860	1,051	3,07E-06	3,18E-06
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,970	2,630	0,967	3,48E-06	3,25E-06
		5	1,130	2,470	0,904	2,60E-06	3,12E-06
		6	1,230	2,370	0,863	1,71E-06	2,89E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,330	2,270	0,820	1,79E-06	2,73E-06
		8	1,430	2,170	0,775	1,87E-06	2,62E-06
		9	1,520	2,080	0,732	1,76E-06	2,53E-06
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	3,413	10	1,600	2,000	0,693	1,63E-06	2,44E-06
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	3,60						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	3,60						



Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΣΡG04	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	18,00	20,00
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	2	

		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	2,00	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,290	18,710	2,929	6,38E-07	6,38E-07
		2	0,520	18,480	2,917	5,13E-07	5,75E-07
		3	0,740	18,260	2,905	4,96E-07	5,49E-07
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,970	18,030	2,892	5,25E-07	5,43E-07
		5	1,130	17,870	2,883	3,70E-07	5,08E-07
		6	1,230	17,770	2,878	2,33E-07	4,62E-07
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,330	17,670	2,872	2,34E-07	4,30E-07
		8	1,430	17,570	2,866	2,35E-07	4,05E-07
		9	1,520	17,480	2,861	2,13E-07	3,84E-07
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	3,413	10	1,600	17,400	2,856	1,90E-07	3,65E-07
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	30,00						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	19,00						

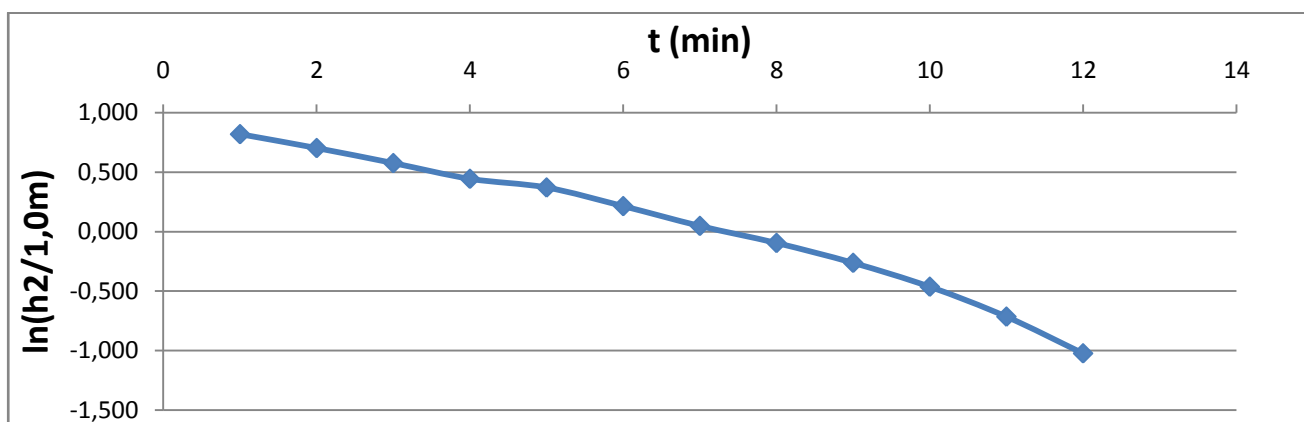


Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΣΡG05	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	9,30	10,10
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	1	

ΕΠΙΚΡΕΜΟΥΜΕΝΑ ΥΔΑΤΑ
------------------------

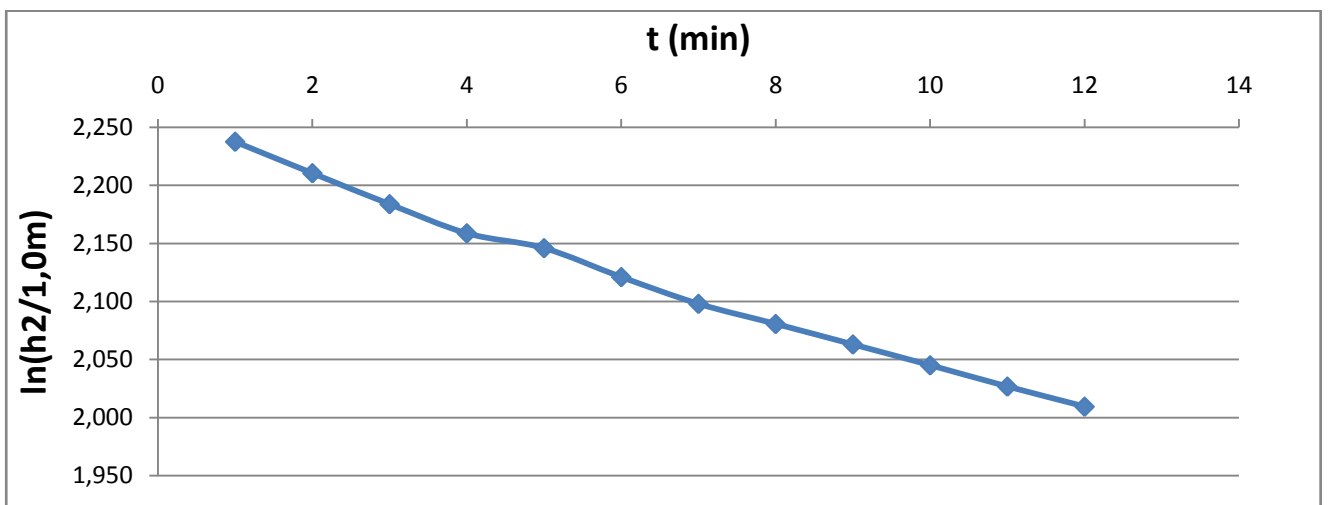
		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,80	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,330	2,270	0,820	1,06E-05	1,06E-05
		2	0,580	2,020	0,703	9,09E-06	9,83E-06
		3	0,820	1,780	0,577	9,86E-06	9,84E-06
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	1,040	1,560	0,445	1,03E-05	9,95E-06
		5	1,150	1,450	0,372	5,70E-06	9,10E-06
		6	1,360	1,240	0,215	1,22E-05	9,62E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,550	1,050	0,049	1,30E-05	1,01E-05
		8	1,690	0,910	-0,094	1,12E-05	1,02E-05
		9	1,830	0,770	-0,261	1,30E-05	1,05E-05
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,816	10	1,970	0,630	-0,462	1,56E-05	1,10E-05
		11	2,110	0,490	-0,713	1,96E-05	1,18E-05
		12	2,24	0,360	-1,022	2,40E-05	1,28E-05
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	2,60	<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>				<b>~k (m/sec)</b>	<b>1,28E-05</b>
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	2,60						



Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASPG04	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	9,30	10,10
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	1	

		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,80	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,330	9,370	2,238	2,70E-06	2,70E-06
		2	0,580	9,120	2,210	2,11E-06	2,40E-06
		3	0,820	8,880	2,184	2,08E-06	2,29E-06
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	1,040	8,660	2,159	1,95E-06	2,21E-06
		5	1,150	8,550	2,146	9,96E-07	1,97E-06
		6	1,360	8,340	2,121	1,94E-06	1,96E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,550	8,150	2,098	1,80E-06	1,94E-06
		8	1,690	8,010	2,081	1,35E-06	1,86E-06
		9	1,830	7,870	2,063	1,37E-06	1,81E-06
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,816	10	1,970	7,730	2,045	1,40E-06	1,77E-06
		11	2,11	7,590	2,027	1,42E-06	1,74E-06
		12	2,24	7,460	2,010	1,35E-06	1,71E-06
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	40,00	<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>				<b>~k (m/sec)</b>	<b>1,77E-06</b>
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	9,70						

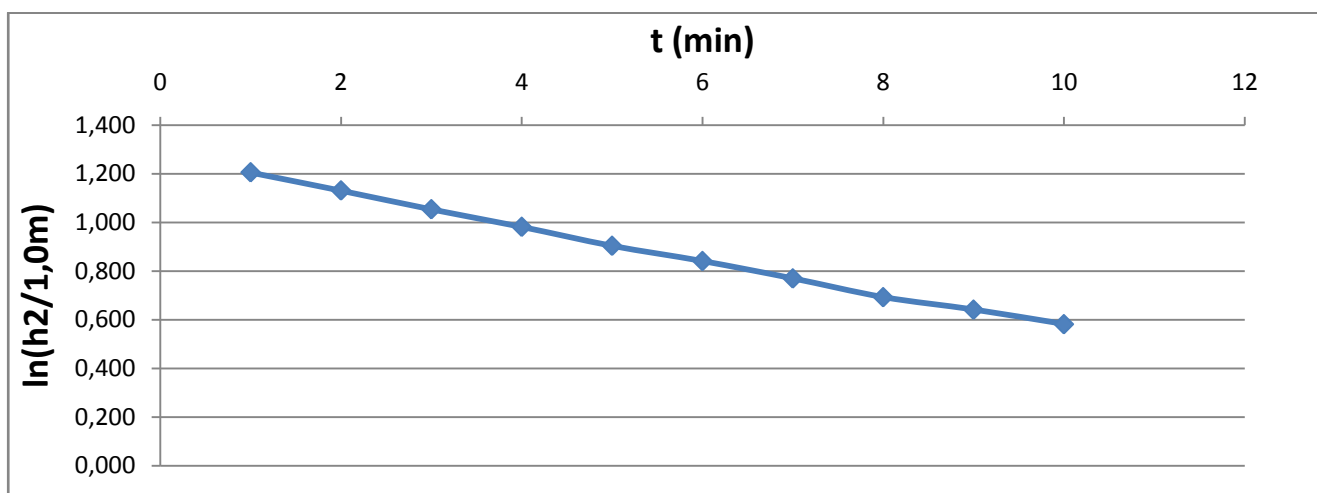


Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΣΡG05	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	17,00	18,00
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	2	

ΕΠΙΚΡΕΜΟΥΜΕΝΑ ΥΔΑΤΑ
------------------------

		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	1,00	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,260	3,340	1,206	5,05E-06	5,05E-06
		2	0,500	3,100	1,131	5,02E-06	5,03E-06
		3	0,730	2,870	1,054	5,19E-06	5,09E-06
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,930	2,670	0,982	4,86E-06	5,03E-06
		5	1,130	2,470	0,904	5,24E-06	5,07E-06
		6	1,280	2,320	0,842	4,22E-06	4,93E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,440	2,160	0,770	4,81E-06	4,91E-06
		8	1,600	2,000	0,693	5,18E-06	4,95E-06
		9	1,700	1,900	0,642	3,45E-06	4,78E-06
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	2,102	10	1,810	1,790	0,582	4,02E-06	4,70E-06
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	3,60						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	3,60						

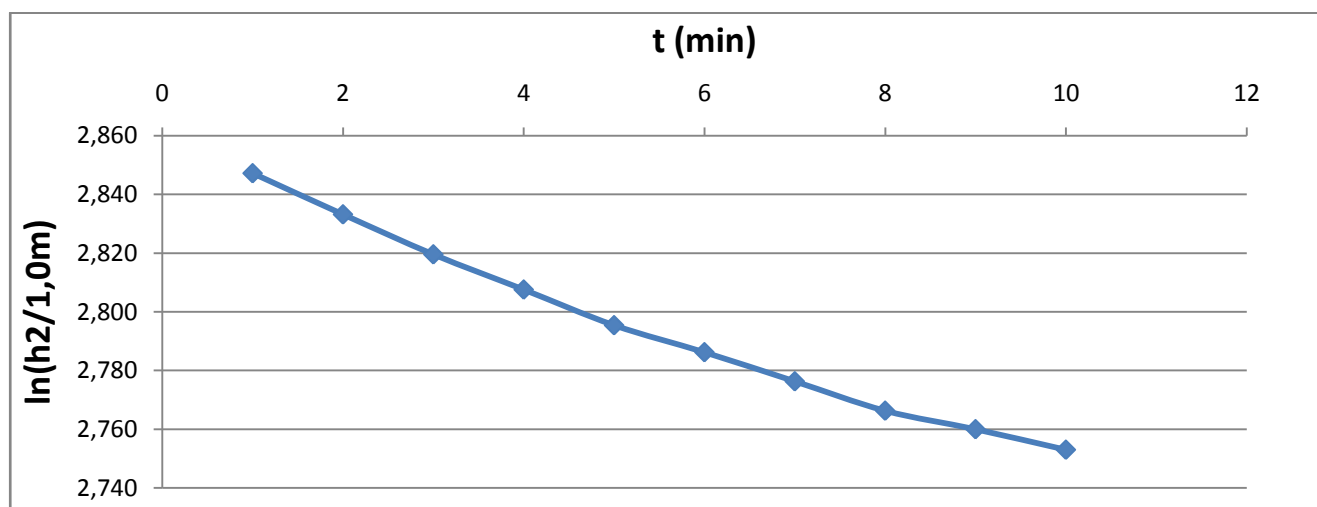


Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASPG05	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	17,00	18,00
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	2	

ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ

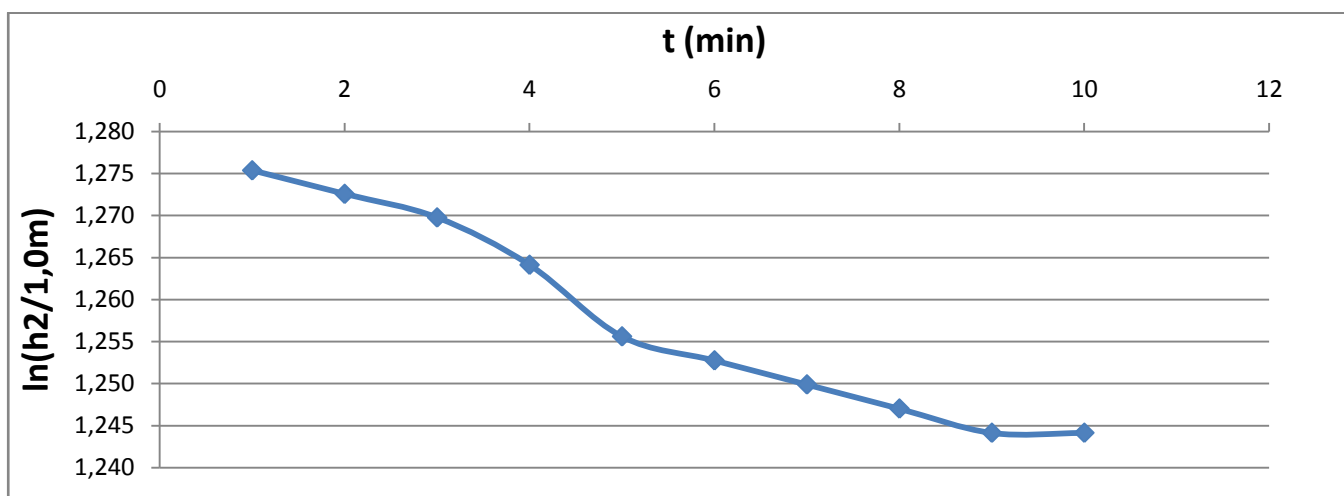
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	1,00	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,260	17,240	2,847	1,01E-06	1,01E-06
		2	0,500	17,000	2,833	9,44E-07	9,76E-07
		3	0,730	16,770	2,820	9,17E-07	9,56E-07
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,930	16,570	2,808	8,08E-07	9,19E-07
		5	1,130	16,370	2,795	8,18E-07	8,99E-07
		6	1,280	16,220	2,786	6,20E-07	8,52E-07
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,440	16,060	2,776	6,68E-07	8,26E-07
		8	1,600	15,900	2,766	6,74E-07	8,07E-07
		9	1,700	15,800	2,760	4,25E-07	7,65E-07
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	2,102	10	1,810	15,690	2,753	4,70E-07	7,35E-07
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	40,00						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	17,50						



Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΣΡG05	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	25,30	25,50
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	3	

		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,20	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,020	3,580	1,275	9,01E-07	9,01E-07
		2	0,030	3,570	1,273	4,52E-07	6,76E-07
		3	0,040	3,560	1,270	4,53E-07	6,02E-07
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,060	3,540	1,264	9,11E-07	6,79E-07
		5	0,090	3,510	1,256	1,38E-06	8,19E-07
		6	0,100	3,500	1,253	4,61E-07	7,59E-07
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	0,110	3,490	1,250	4,63E-07	7,17E-07
		8	0,120	3,480	1,247	4,64E-07	6,85E-07
		9	0,130	3,470	1,244	4,65E-07	6,61E-07
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	0,875	10	0,130	3,470	1,244	0,00E+00	5,95E-07
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	3,60						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	3,60						

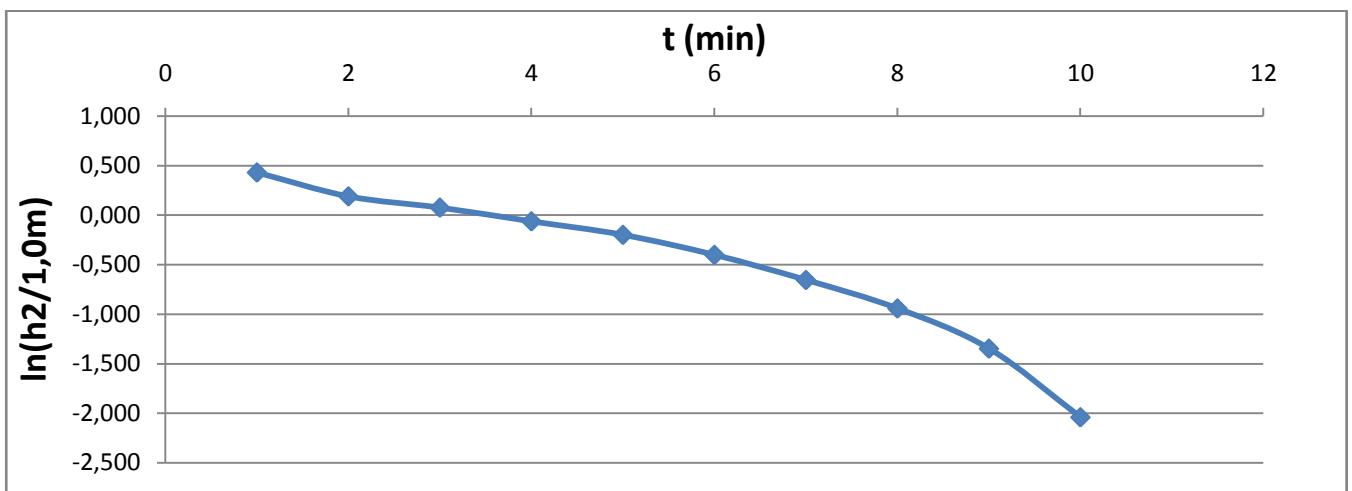


Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASPG07	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	5,00	5,80
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	1	

ΕΠΙΚΡΕΜΟΥΜΕΝΑ ΥΔΑΤΑ
------------------------

		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,80	ΧΡΟΝΟΣ t (min)	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ h1 (m)	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο. h2 (m)	- ln(h2/1,0m)	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ. ki (m/sec)	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ. ~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,360	1,540	0,432	1,64E-05	1,64E-05
		2	0,690	1,210	0,191	1,88E-05	1,76E-05
		3	0,820	1,080	0,077	8,86E-06	1,47E-05
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,960	0,940	-0,062	1,08E-05	1,37E-05
		5	1,080	0,820	-0,198	1,06E-05	1,31E-05
		6	1,230	0,670	-0,400	1,57E-05	1,35E-05
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,380	0,520	-0,654	1,98E-05	1,44E-05
		8	1,510	0,390	-0,942	2,24E-05	1,54E-05
		9	1,640	0,260	-1,347	3,16E-05	1,72E-05
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,816	10	1,770	0,130	-2,040	5,40E-05	2,09E-05
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>				<b>~k (m/sec)</b>	<b>2,09E-05</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	1,90						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	1,90						

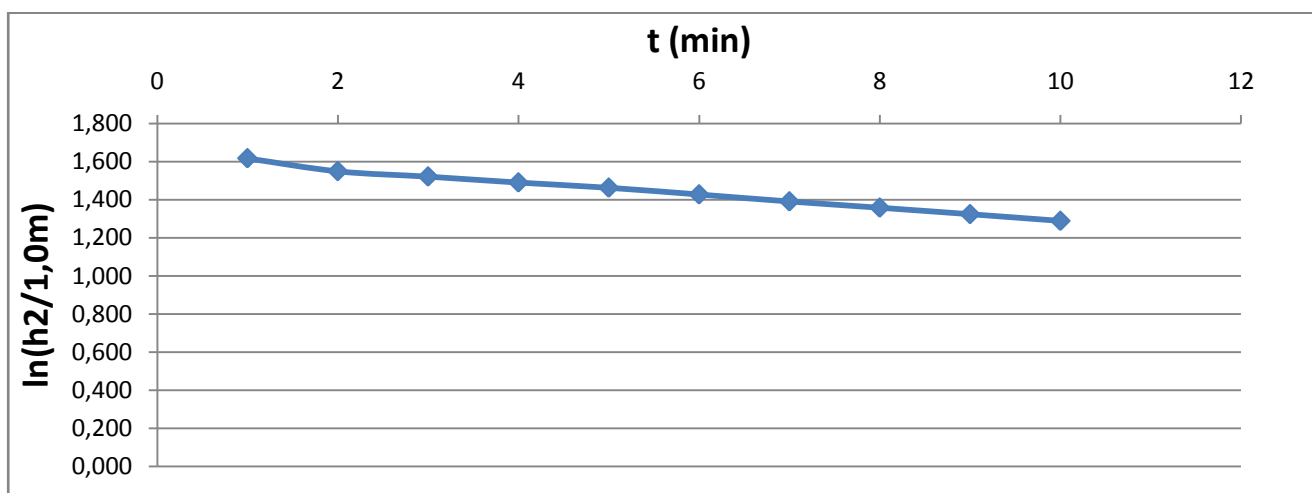




Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASPG07	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	5,00	5,80
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	1	

		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,80	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,360	5,040	1,617	5,38E-06	5,38E-06
		2	0,690	4,710	1,550	5,28E-06	5,33E-06
		3	0,820	4,580	1,522	2,18E-06	4,28E-06
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,960	4,440	1,491	2,42E-06	3,81E-06
		5	1,080	4,320	1,463	2,14E-06	3,48E-06
		6	1,230	4,170	1,428	2,75E-06	3,36E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,380	4,020	1,391	2,85E-06	3,29E-06
		8	1,510	3,890	1,358	2,56E-06	3,19E-06
		9	1,640	3,760	1,324	2,65E-06	3,13E-06
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,816	10	1,770	3,630	1,289	2,74E-06	3,09E-06
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	20,00						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	5,40						

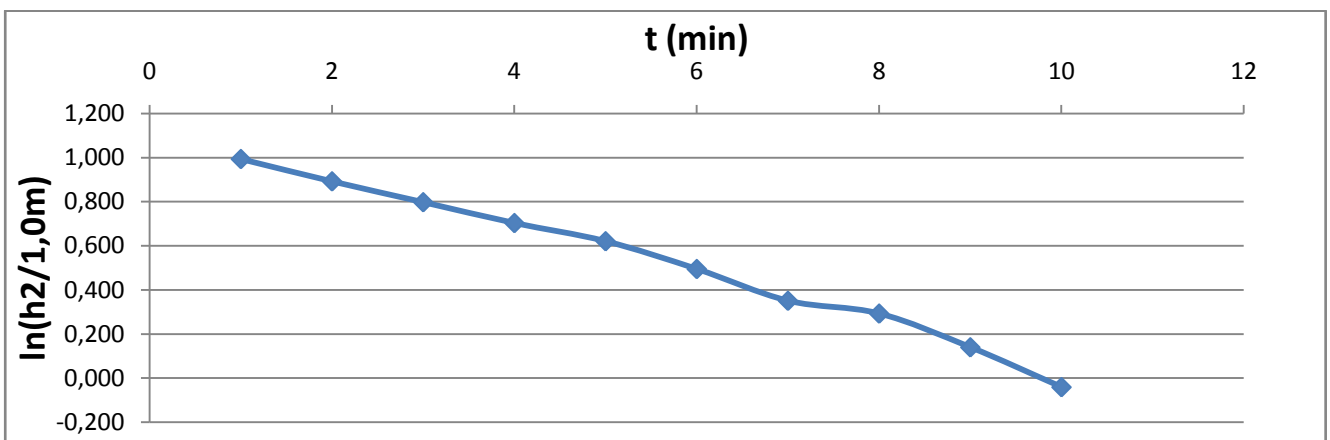


Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASRG06	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	10,00	10,50
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	1	

ΕΠΙΚΡΕΜΟΥΜΕΝΑ ΥΔΑΤΑ
------------------------

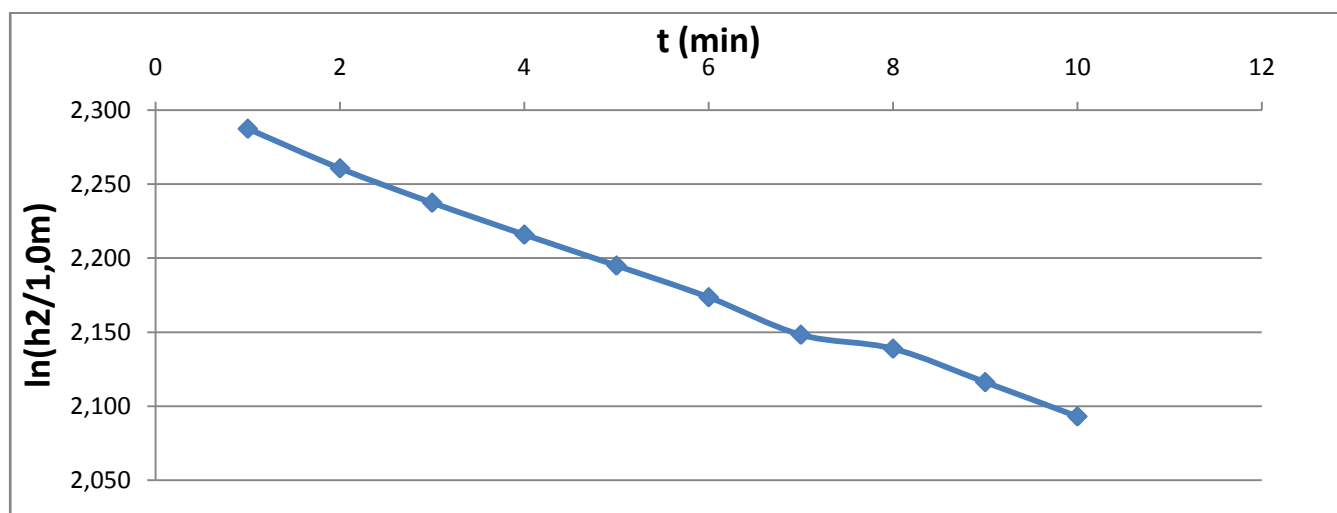
		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,50	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,400	2,700	0,993	1,69E-05	1,69E-05
		2	0,660	2,440	0,892	1,24E-05	1,47E-05
		3	0,880	2,220	0,798	1,16E-05	1,37E-05
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,066	4	1,080	2,020	0,703	1,16E-05	1,31E-05
		5	1,240	1,860	0,621	1,01E-05	1,25E-05
		6	1,460	1,640	0,495	1,54E-05	1,30E-05
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,680	1,420	0,351	1,77E-05	1,37E-05
		8	1,760	1,340	0,293	7,11E-06	1,29E-05
		9	1,950	1,150	0,140	1,88E-05	1,35E-05
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,153	10	2,140	0,960	-0,041	2,22E-05	1,44E-05
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	3,10						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	3,10						



Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASRG06	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	10,00	10,50
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	1	

		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,50	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,400	9,850	2,287	4,13E-06	4,13E-06
		2	0,660	9,590	2,261	2,78E-06	3,45E-06
		3	0,880	9,370	2,238	2,41E-06	3,11E-06
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	1,080	9,170	2,216	2,24E-06	2,89E-06
		5	1,270	8,980	2,195	2,17E-06	2,75E-06
		6	1,460	8,790	2,174	2,22E-06	2,66E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,680	8,570	2,148	2,63E-06	2,65E-06
		8	1,760	8,490	2,139	9,73E-07	2,44E-06
		9	1,950	8,300	2,116	2,35E-06	2,43E-06
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,364	10	2,140	8,110	2,093	2,40E-06	2,43E-06
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	40,00						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	10,25						

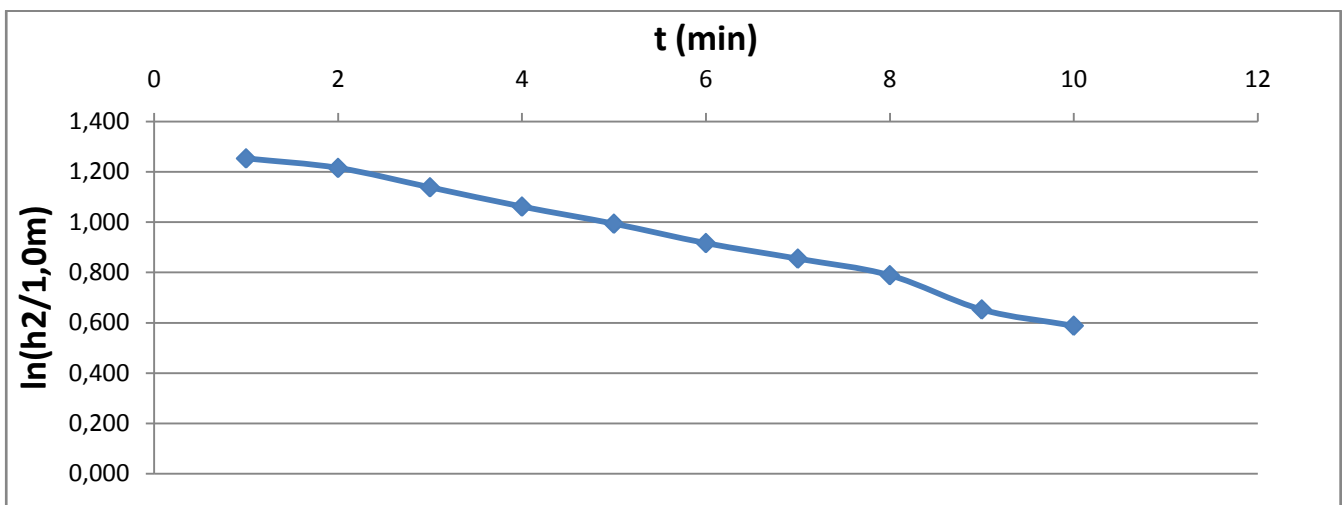


Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASRG06	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	16,90	17,40
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	2	

ΕΠΙΚΡΕΜΟΥΜΕΝΑ ΥΔΑΤΑ
------------------------

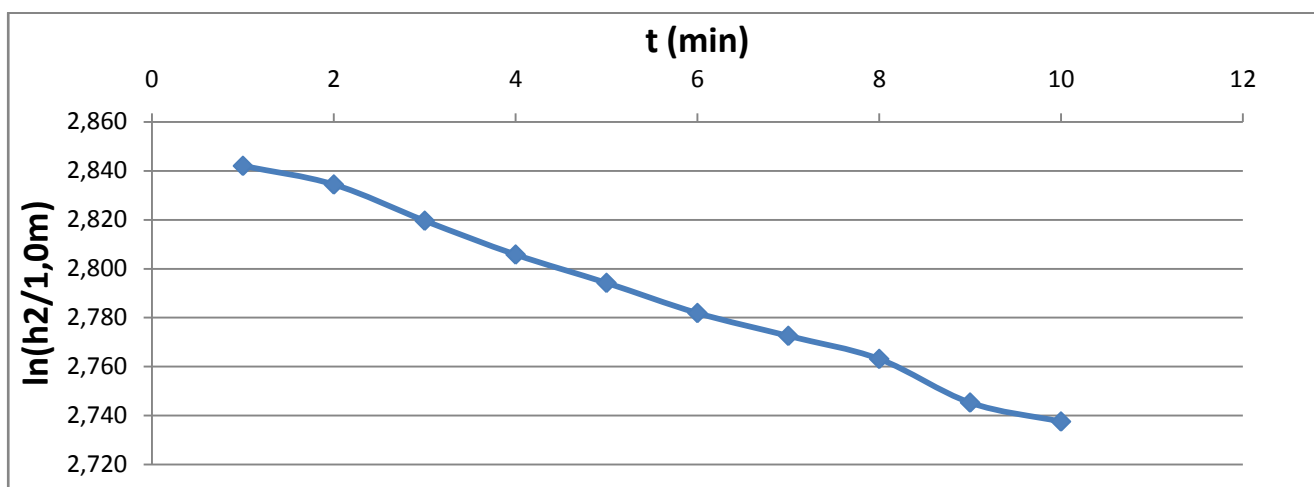
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,50	ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ				ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		ΧΡΟΝΟΣ t (min)	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ h1 (m)	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο. h2 (m)	ln(h2/1,0m)		
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,100	3,500	1,253	3,46E-06	3,46E-06
		2	0,230	3,370	1,215	4,64E-06	4,05E-06
		3	0,480	3,120	1,138	9,46E-06	5,85E-06
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,066	4	0,710	2,890	1,061	9,40E-06	6,74E-06
		5	0,900	2,700	0,993	8,34E-06	7,06E-06
		6	1,100	2,500	0,916	9,44E-06	7,46E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,250	2,350	0,854	7,59E-06	7,48E-06
		8	1,400	2,200	0,788	8,09E-06	7,55E-06
		9	1,680	1,920	0,652	1,67E-05	8,57E-06
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,153	10	1,800	1,800	0,588	7,92E-06	8,50E-06
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>				<b>~k (m/sec)</b>	<b>8,50E-06</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	3,60						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	3,60						



Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BADRG06	
	ΑΠΟ	ΕΩΣ
ΒΑΘΟΣ (m)	17,00	17,50
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	2	

		ΔΟΚΙΜΗ ΜΑΑΓ					
ΑΣΩΛΗΝΩΤΟ ΤΜΗΜΑ L (m)	0,50	ΧΡΟΝΟΣ	ΠΤΩΣΗ ΣΤΑΘΜΗΣ	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ Υ.Ο.	-	ΤΡΕΧΩΝ ΣΥΝΤ. ΔΙΑΠΕΡ.	ΤΡΕΧΟΥΣΑ ΜΕΣΗ ΔΙΑΠΕΡ.
		t (min)	h1 (m)	h2 (m)	ln(h2/1,0m)	ki (m/sec)	~ki (m/sec)
ΕΣ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ d (m)	0,104	1	0,100	17,150	2,842	6,03E-07	6,03E-07
		2	0,230	17,020	2,834	7,90E-07	6,96E-07
		3	0,480	16,770	2,820	1,54E-06	9,76E-07
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΟΠΗΣ D (m)	0,101	4	0,710	16,540	2,806	1,43E-06	1,09E-06
		5	0,900	16,350	2,794	1,20E-06	1,11E-06
		6	1,100	16,150	2,782	1,28E-06	1,14E-06
ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΩΛΗΝΩΣΗΣ A (m <sup>2</sup> )	0,0085	7	1,250	16,000	2,773	9,68E-07	1,12E-06
		8	1,400	15,850	2,763	9,77E-07	1,10E-06
		9	1,680	15,570	2,745	1,85E-06	1,18E-06
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΥΛΑΚΑ C (m)	1,364	10	1,800	15,450	2,738	8,03E-07	1,14E-06
		<b>ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΔΙΑΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ</b>					<b>~k (m/sec)</b>
ΒΑΘΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΥΔΑΤΟΣ z <sub>w</sub> (m)	40,00						
ΑΡΧΙΚΟ ΥΨΟΣ ΥΔΑΤΟΣ H (m)	17,25						



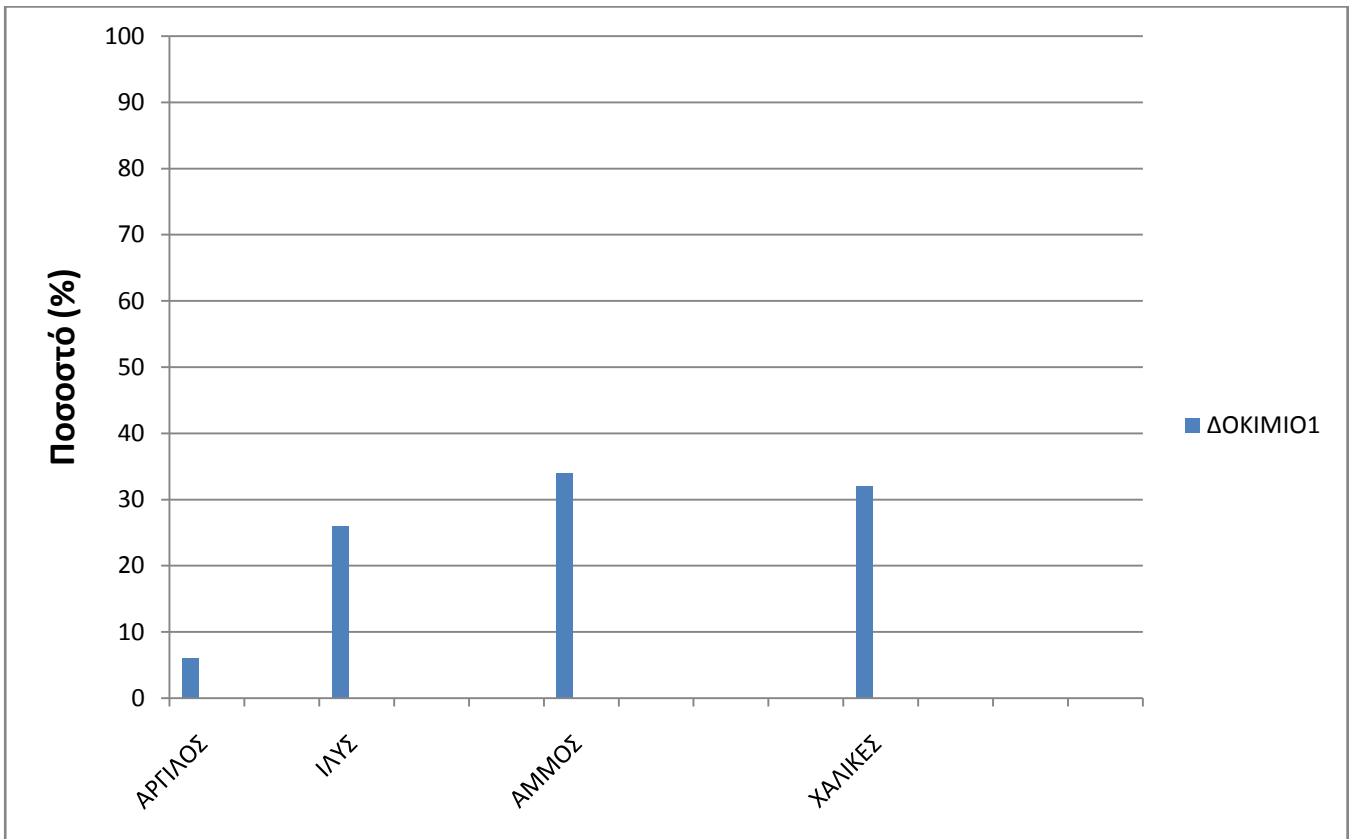
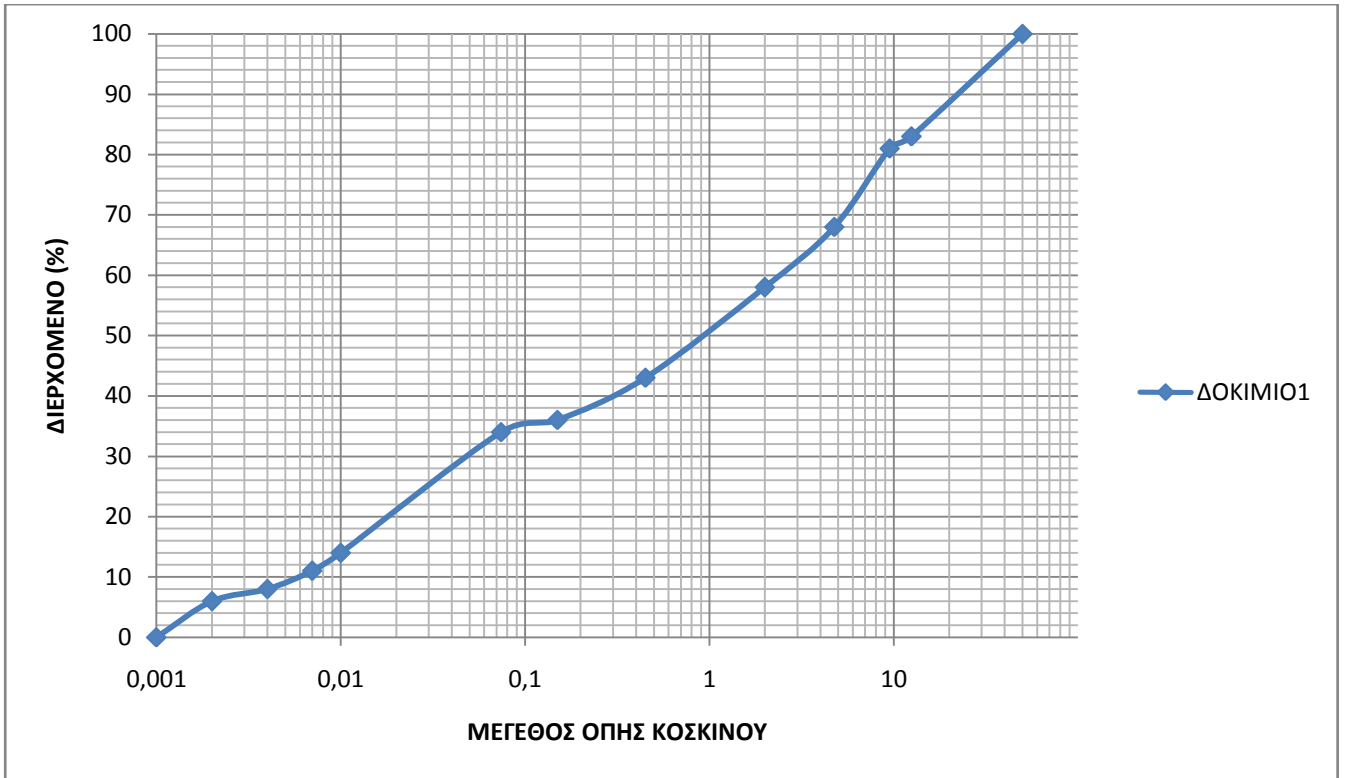
6.1.3 Κοκκομετρικές καμπύλες

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASPG04
----------	---------

ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	ΒΑΘΟΣ (m)	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΗ			ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ AUSCS
		LL (%)	PL (%)	PI (%)	
1	10,20-10,50	25,8	17,2	8,6	SC

		ΔΟΚΙΜΙΟ1		
		ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ (%)	ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ	ΑΡΓΙΛΟΣ	0,001	0	6
		0,002	6	
	ΙΛΥΣ	0,004	8	26
		0,007	11	
		0,01	14	
ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ	ΑΜΜΟΣ	0,074	34	34
		0,15	36	
		0,45	43	
		2	58	
	ΧΑΛΙΚΕΣ	4,76	68	32
		9,5	81	
		12,5	83	
		50	100	

## Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα



Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASPG05
----------	---------

ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	ΒΑΘΟΣ (m)	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΗ			ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ AUSCS
		LL (%)	PL (%)	PI (%)	
1	2,95-3,30	26,3	15,9	10,4	SC
2	4,70-5,20	25,3	17,7	7,6	SC
3	21,50-21,70	29,0	19,9	9,1	SC
4	30,50-30,70	32,5	18,8	13,7	SC
5	34,40-34,90	34,1	14,8	19,3	SC

		ΔΟΚΙΜΙΟ1		ΔΟΚΙΜΙΟ2		
		ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ (%)	ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ (%)	ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ	ΑΡΓΙΛΟΣ	0,001	0	10	0	10
		0,002	10		10	
	ΙΛΥΣ	0,004	11	17	12	18
		0,007	12		14	
		0,01	15		18	
ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ	ΑΜΜΟΣ	0,074	28	38	30	45
		0,15	31		33	
		0,45	39		41	
		2	52		60	
	ΧΑΛΙΚΕΣ	4,76	66	34	75	25
		9,5	81		90	
		12,5	85		94	
		50	100		100	

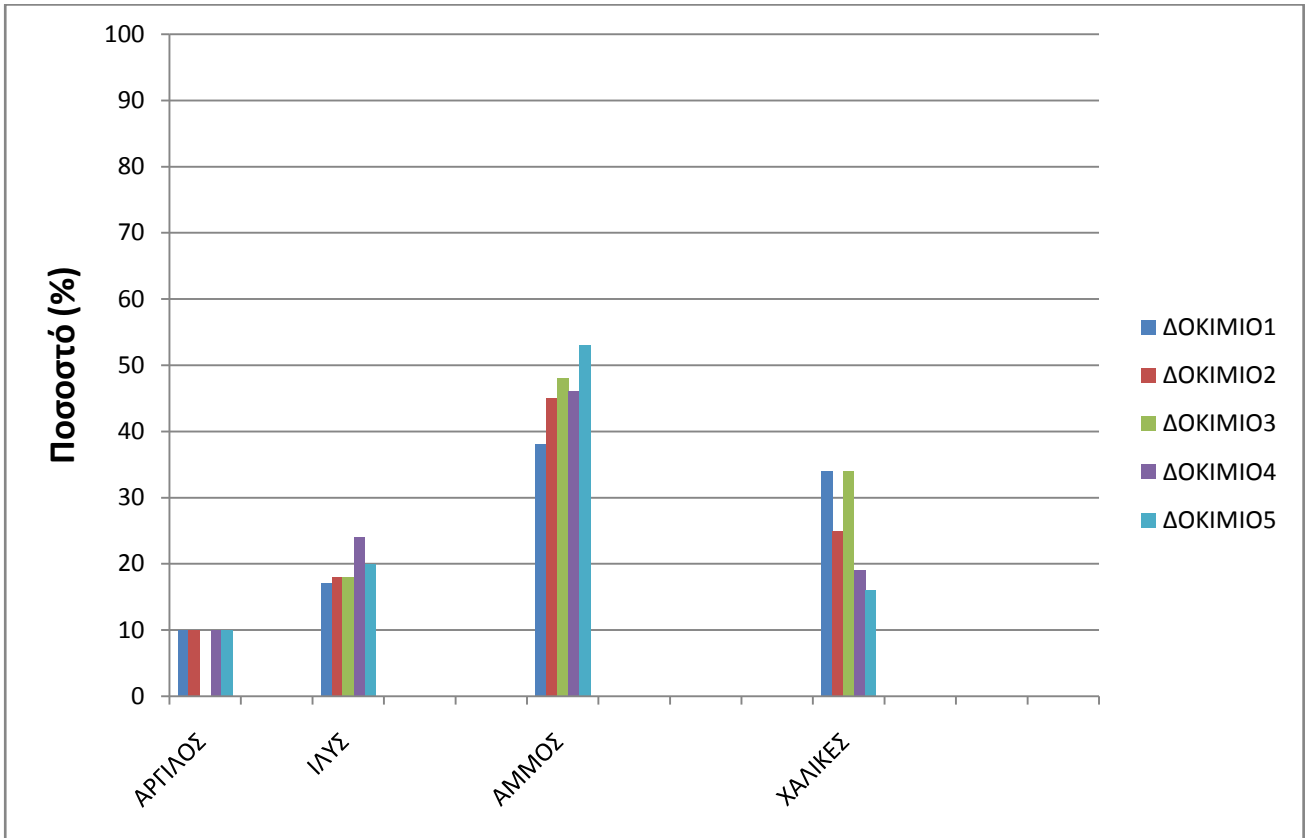
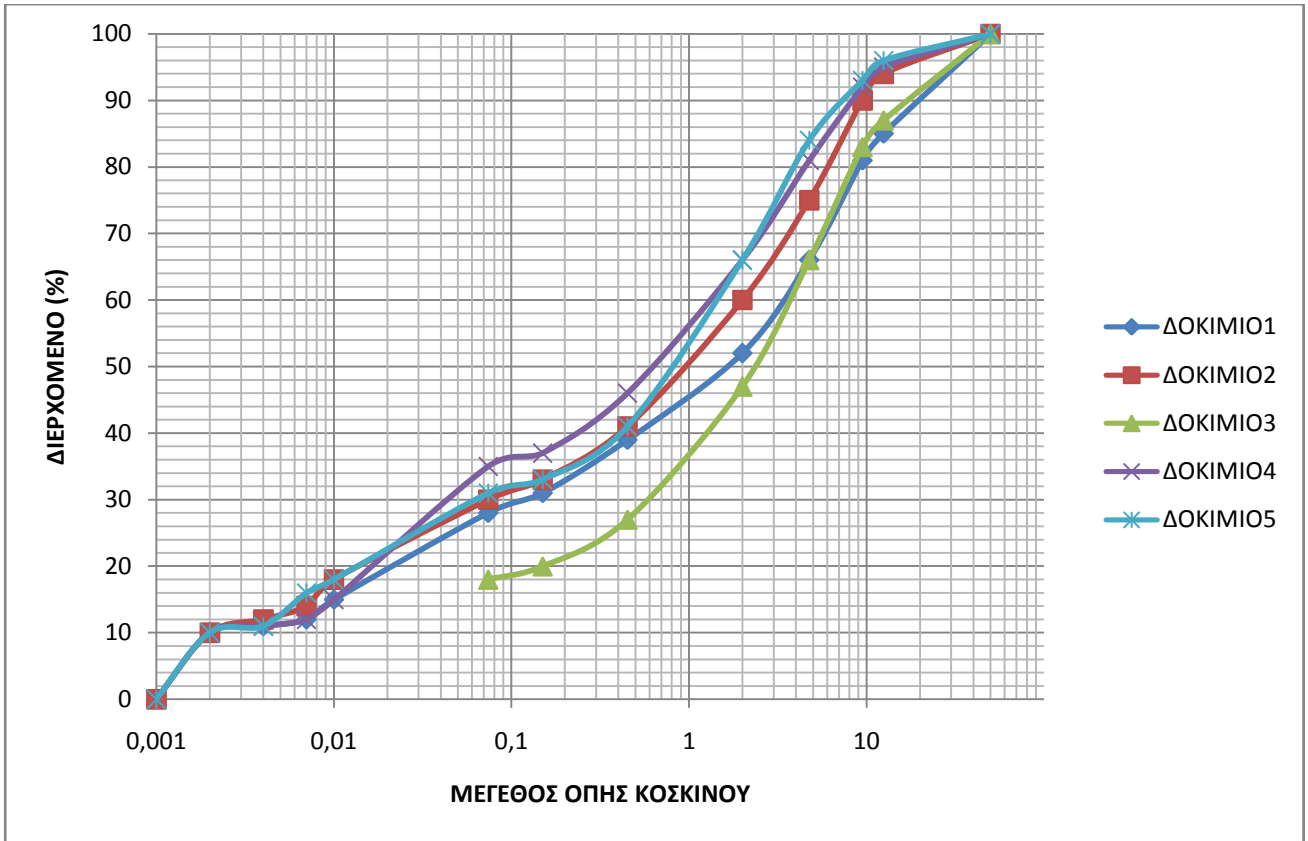


Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

			ΔΟΚΙΜΙΟ3		ΔΟΚΙΜΙΟ4	
			ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ (%)	ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ (%)	ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ	ΑΡΓΙΛΟΣ	0,001	0	-	0	10
		0,002	0		10	
	ΙΛΥΣ	0,004	0	18	11	24
		0,007	0		12	
		0,01	0		15	
ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ	ΑΜΜΟΣ	0,074	18	48	35	46
		0,15	20		37	
		0,45	27		46	
		2	47		66	
	ΧΑΛΙΚΕΣ	4,76	66	34	81	19
		9,5	83		92	
		12,5	87		95	
		50	100		100	

			ΔΟΚΙΜΙΟ5	
			ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ (%)	ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ	ΑΡΓΙΛΟΣ	0,001	0	10
		0,002	10	
	ΙΛΥΣ	0,004	11	20
		0,007	16	
		0,01	18	
ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ	ΑΜΜΟΣ	0,074	31	53
		0,15	33	
		0,45	41	
		2	66	
	ΧΑΛΙΚΕΣ	4,76	84	16
		9,5	93	
		12,5	96	
		50	100	

Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα



Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	BASPG07
----------	---------

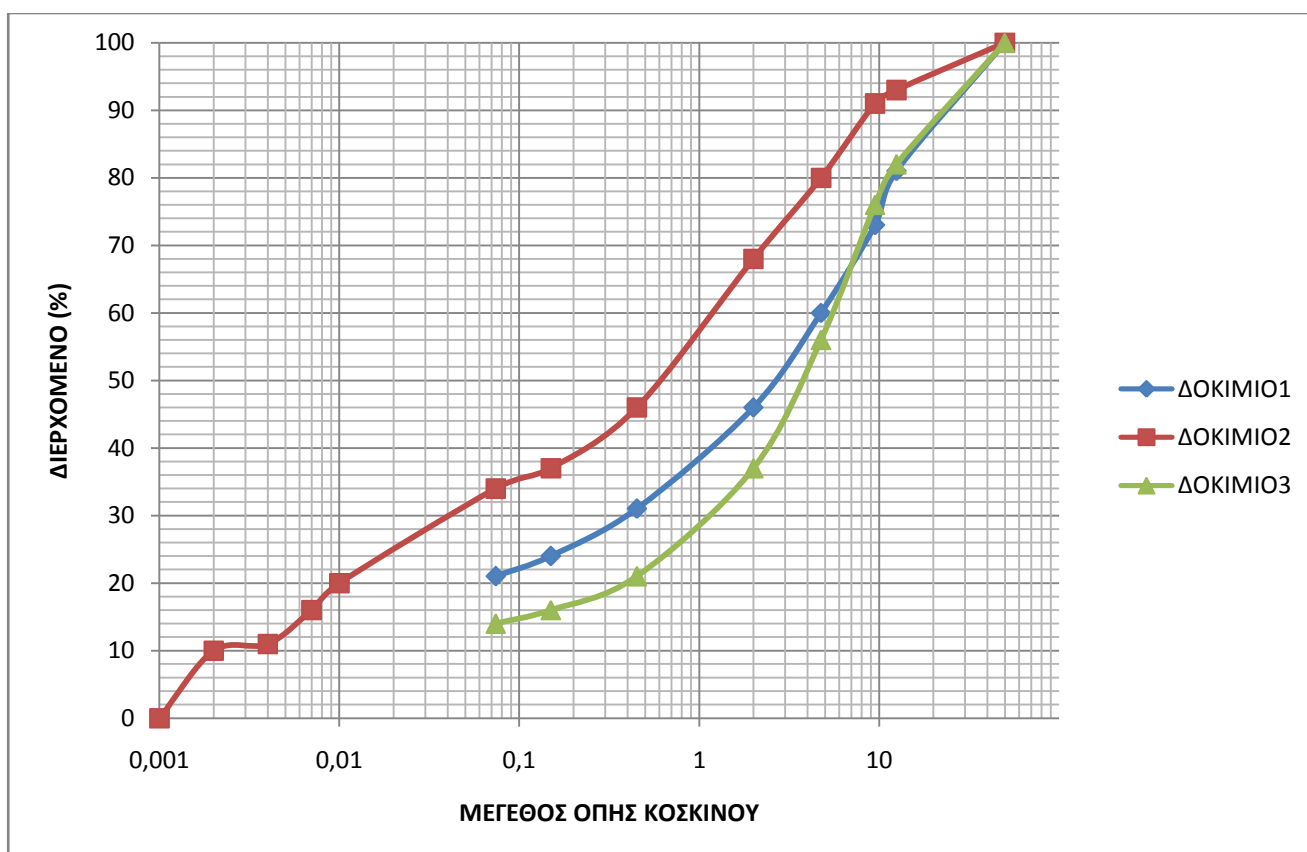
ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΗ	
ΟΡΙΑ ATTERBERG	

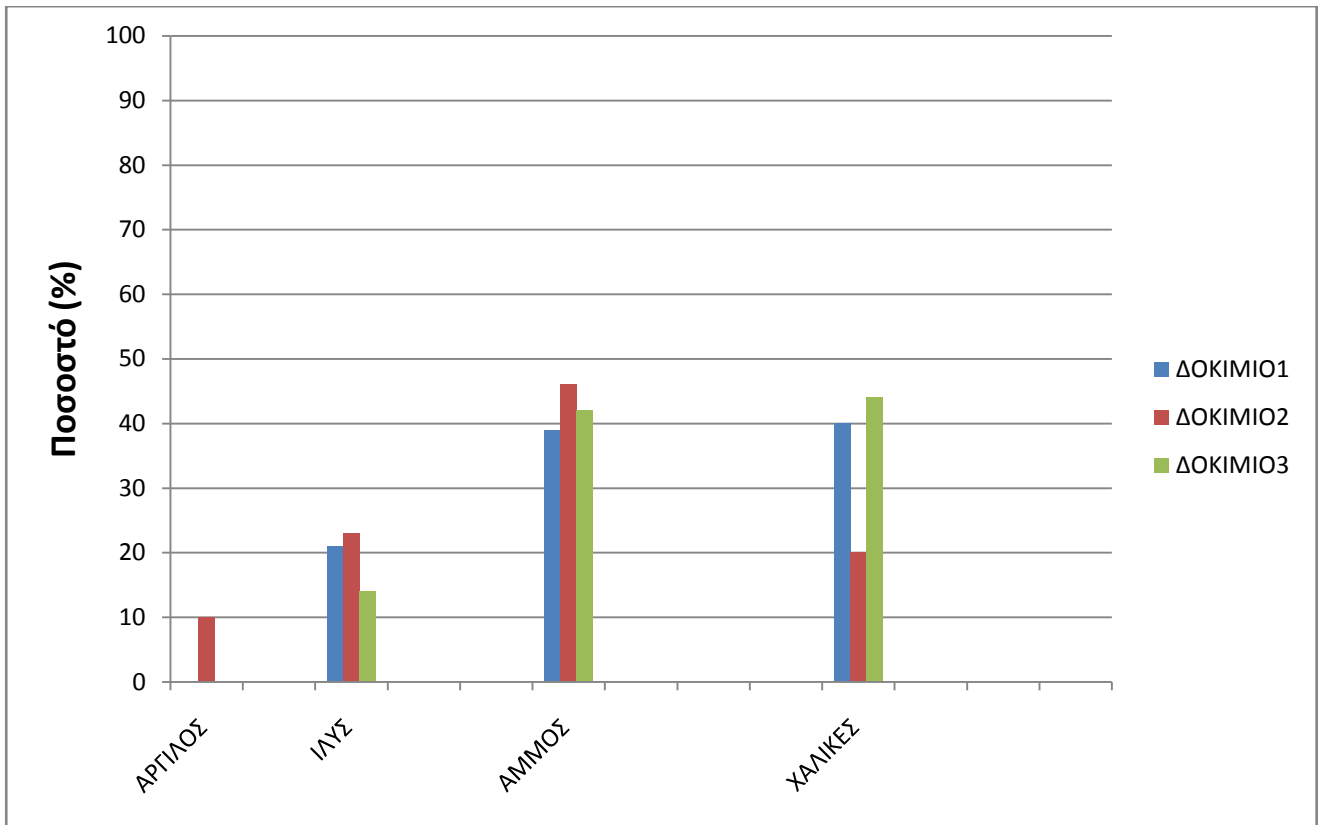
ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	ΒΑΘΟΣ (m)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ AUSCS
1	2,00-2,50	24	16,2	7,8	SC
2	10,40-11,00	31,5	21,9	9,6	SC
3	14,20-14,50	30,6	19,7	10,9	SC

		ΔΟΚΙΜΙΟ1		ΔΟΚΙΜΙΟ2		
		ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ (%)	ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ (%)	ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ	ΑΡΓΙΛΟΣ	0,001	0	-	0	10
		0,002	0		10	
	ΙΛΥΣ	0,004	0	21	11	23
		0,007	0		16	
		0,01	0		20	
ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ	ΑΜΜΟΣ	0,074	21	39	34	46
		0,15	24		37	
		0,45	31		46	
		2	46		68	
	ΧΑΛΙΚΕΣ	4,76	60	40	80	20
		9,5	73		91	
		12,5	81		93	
		50	100		100	

Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

		ΔΟΚΙΜΙΟ3		
		ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ (%)	ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ	ΑΡΓΙΛΟΣ	0,001	0	-
		0,002	0	
	ΙΛΥΣ	0,004	0	14
		0,007	0	
		0,01	0	
ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ	ΑΜΜΟΣ	0,074	14	42
		0,15	16	
		0,45	21	
		2	37	
	ΧΑΛΙΚΕΣ	4,76	56	44
		9,5	76	
		12,5	82	
		50	100	

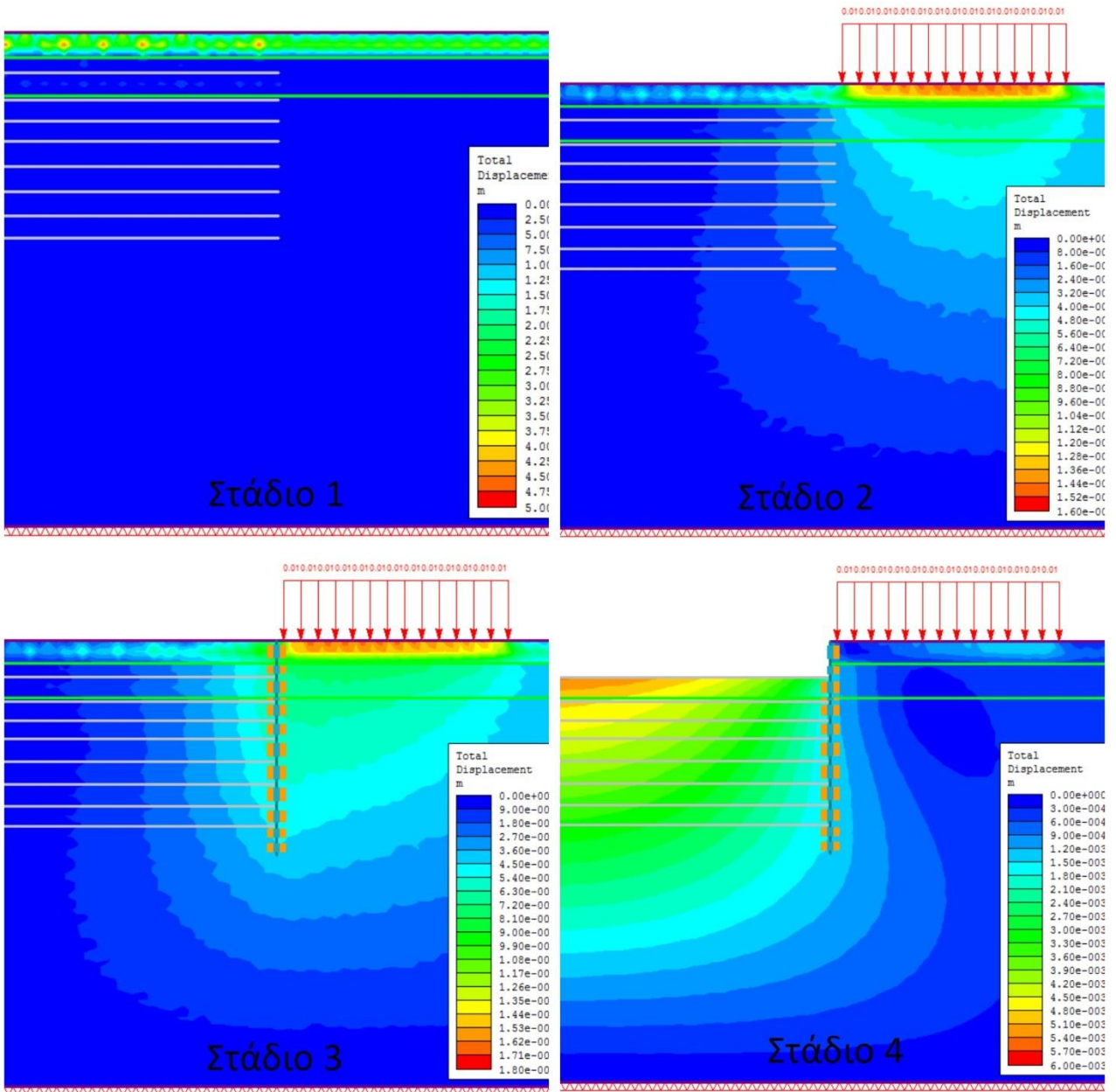


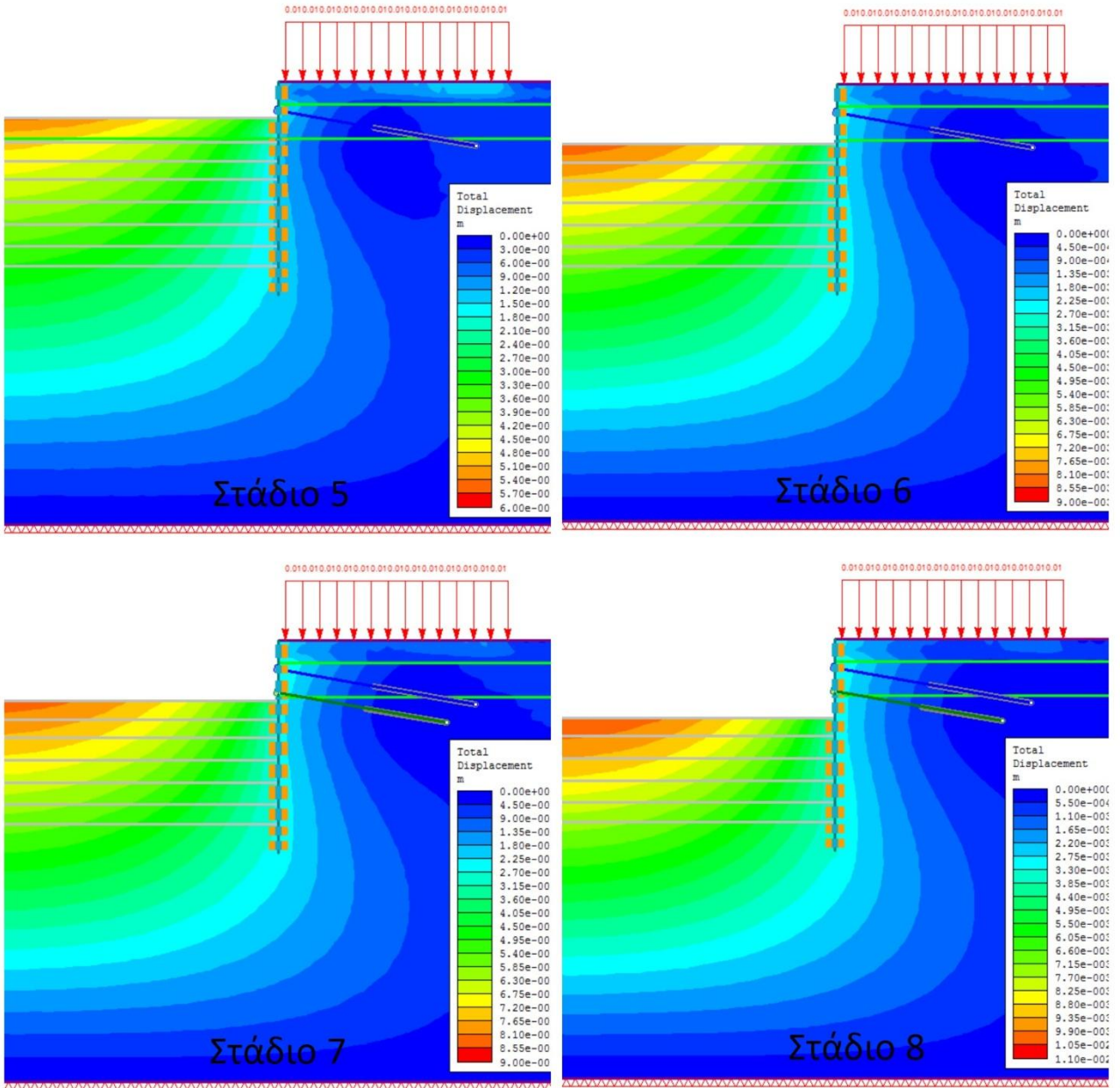


## 6.2 Παράρτημα Β: Εξέλιξη εκσκαφής ανά στάδιο στην βασική ανάλυση αναφοράς

Η πορεία της εκσκαφής παρουσιάζεται με τον απαράμορφωτο κάναβο των συνολικών μετατοπίσεων. Στις στραγγιζόμενες συνθήκες εμφανίζεται και η Σ.Υ.Ο.

### 6.2.1 Ξηρές συνθήκες







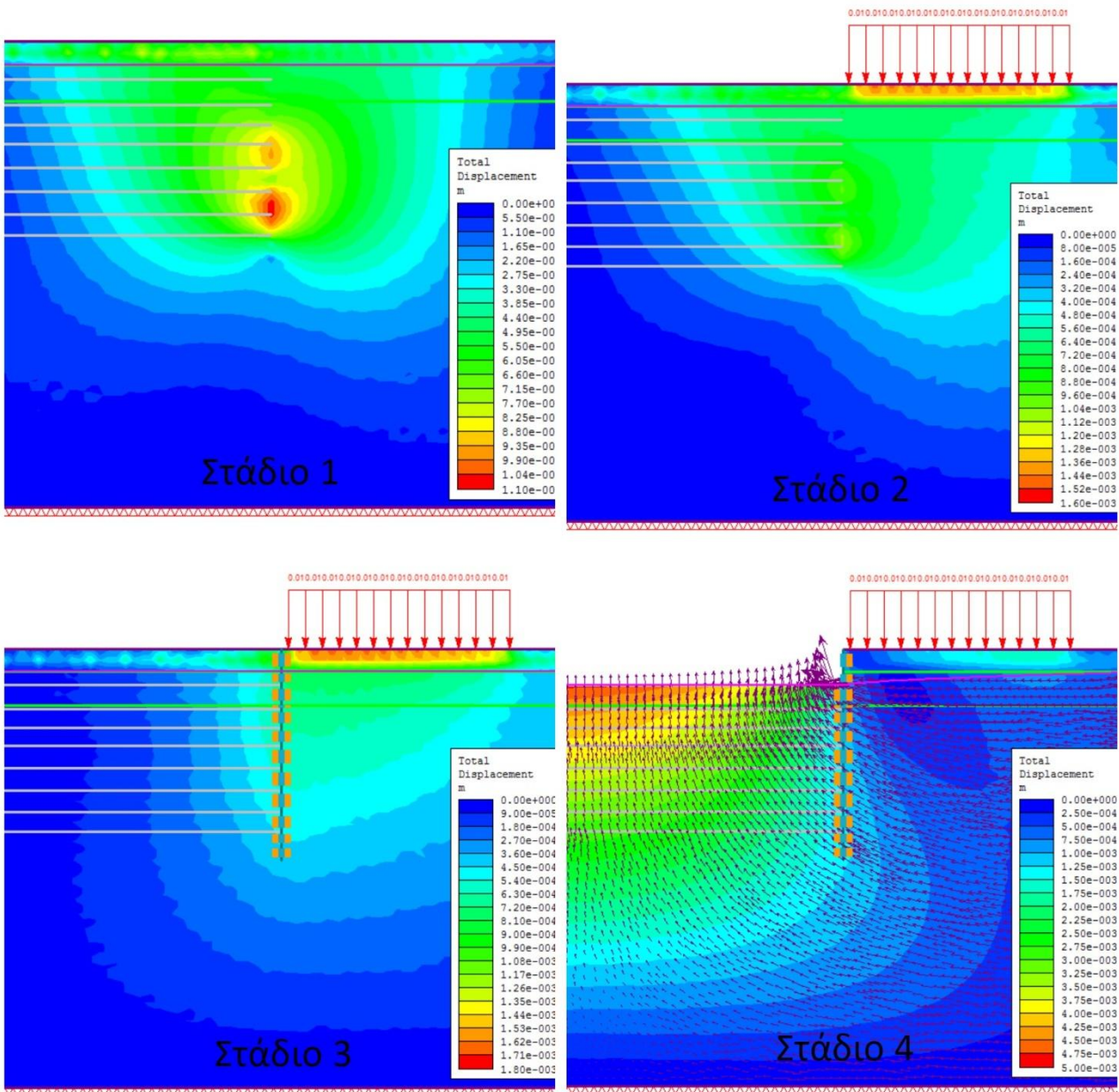






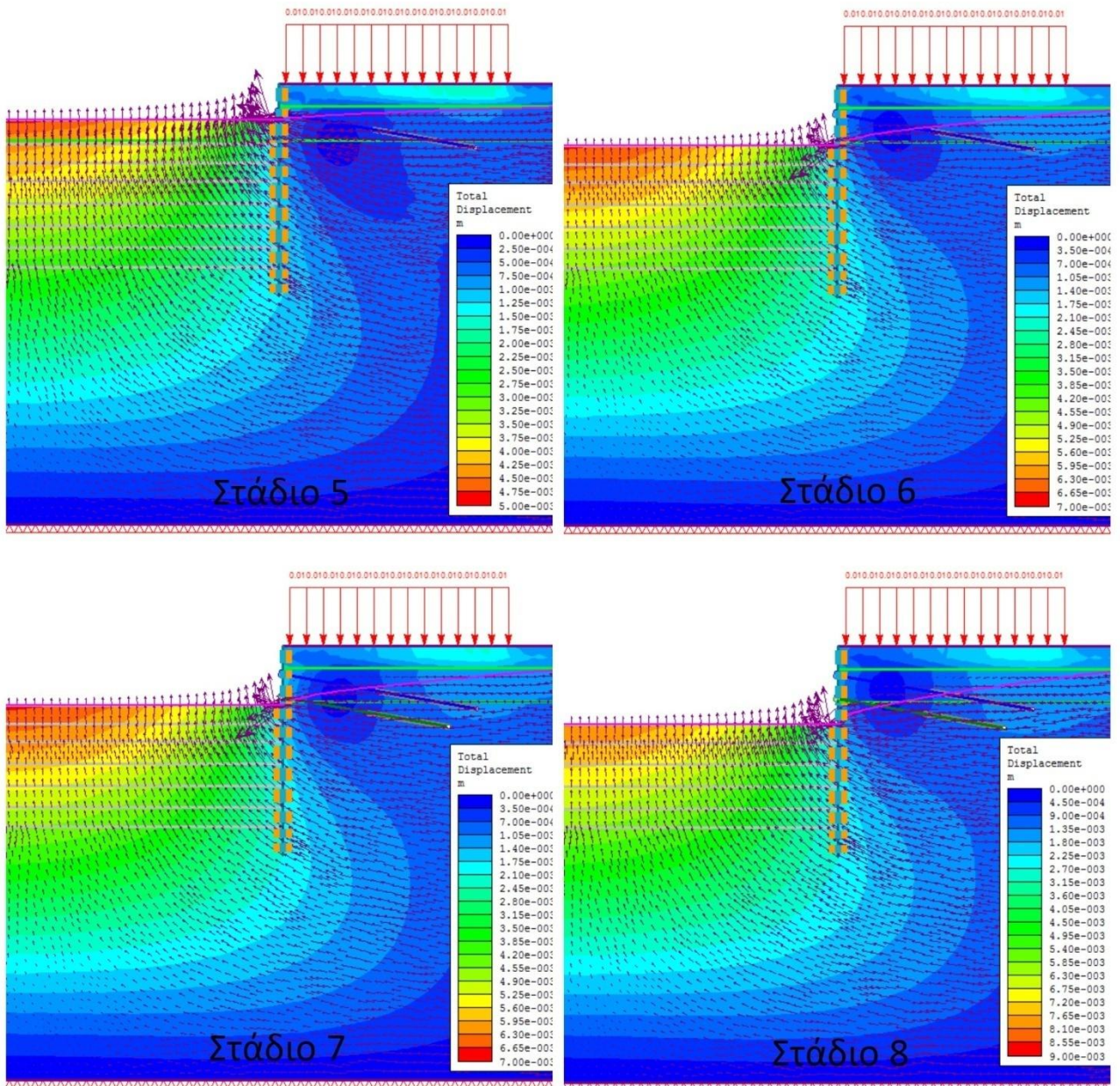


6.2.2 Στραγγιζόμενες συνθήκες



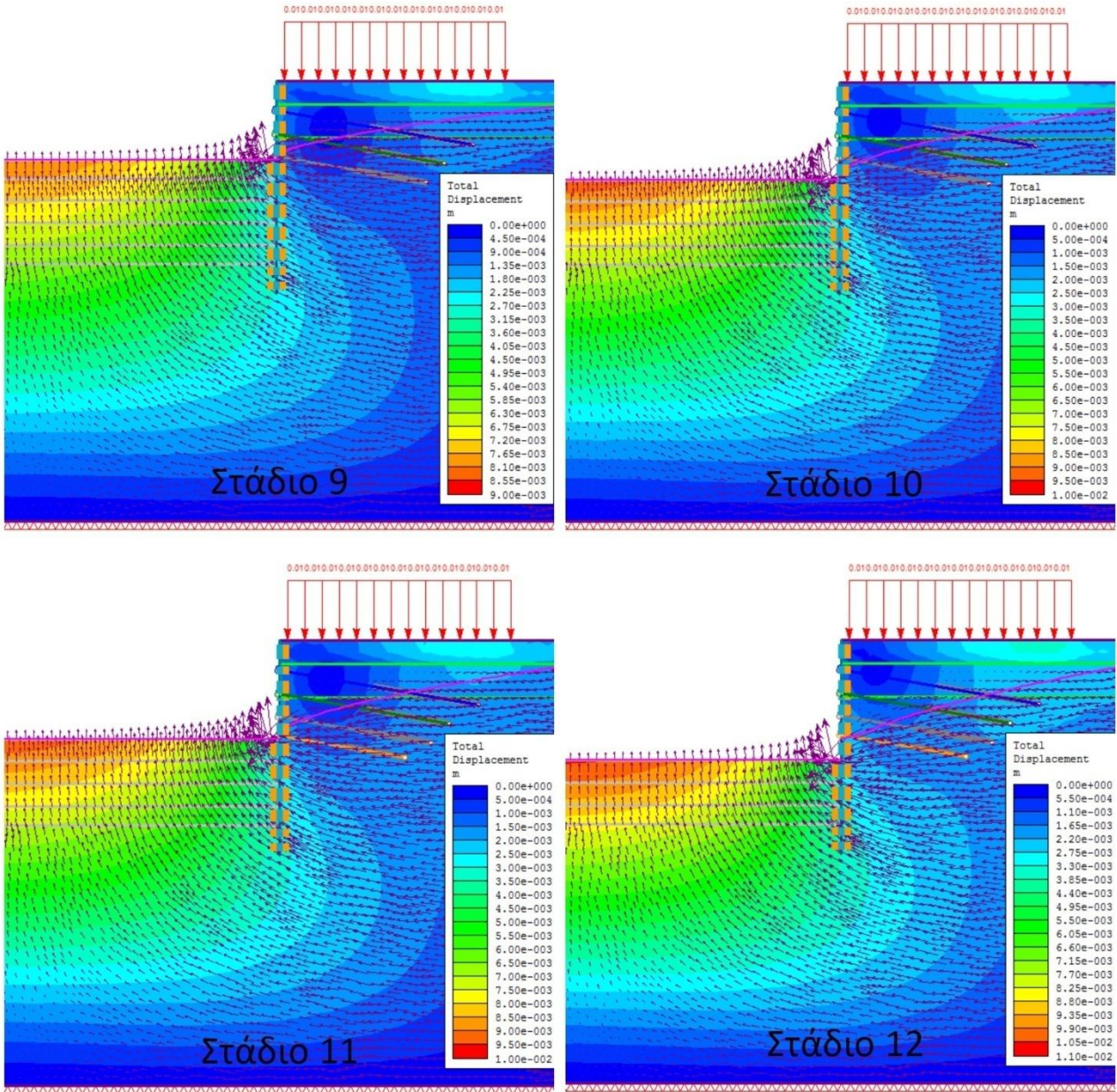


## Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα



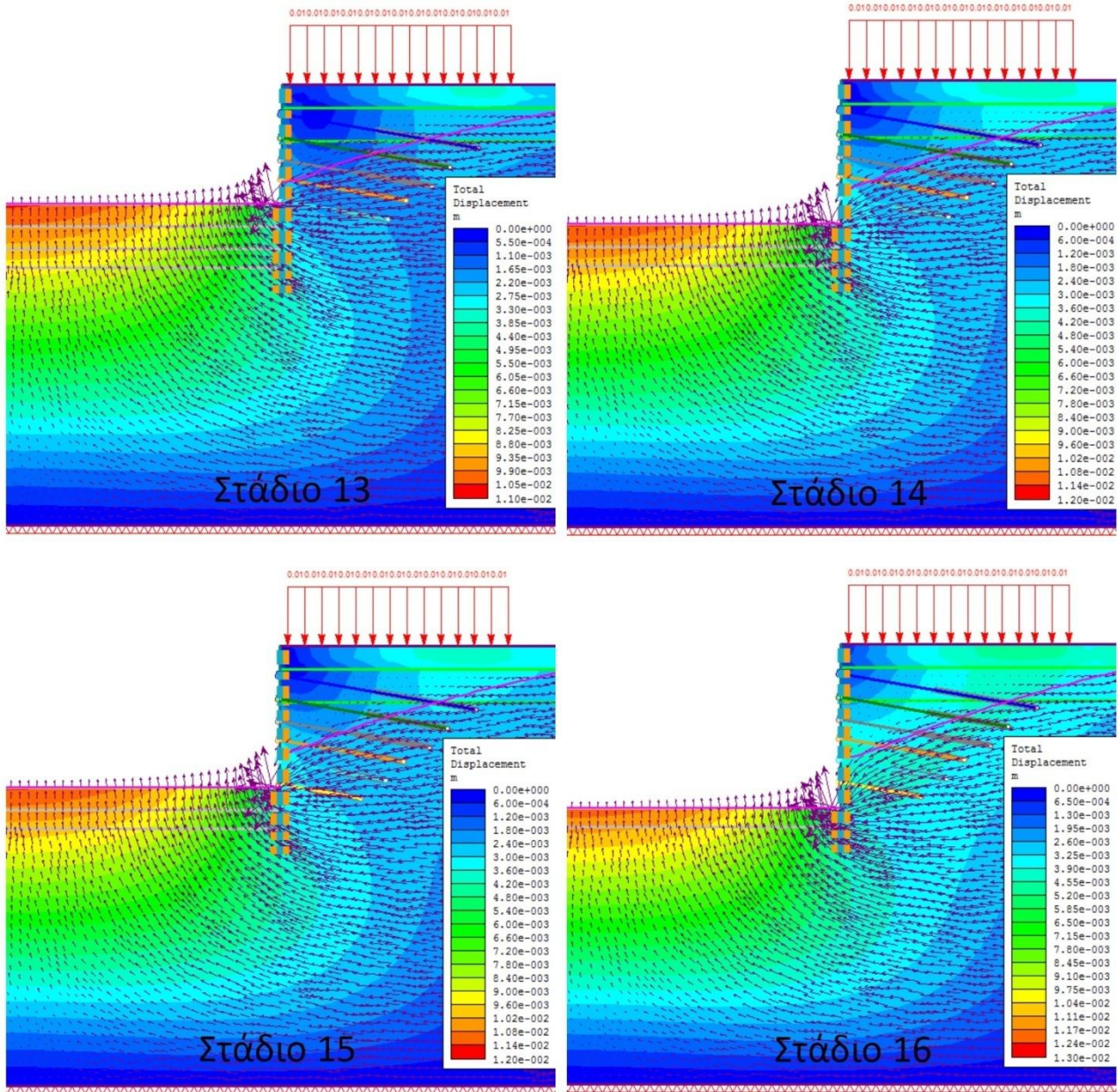


## Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα

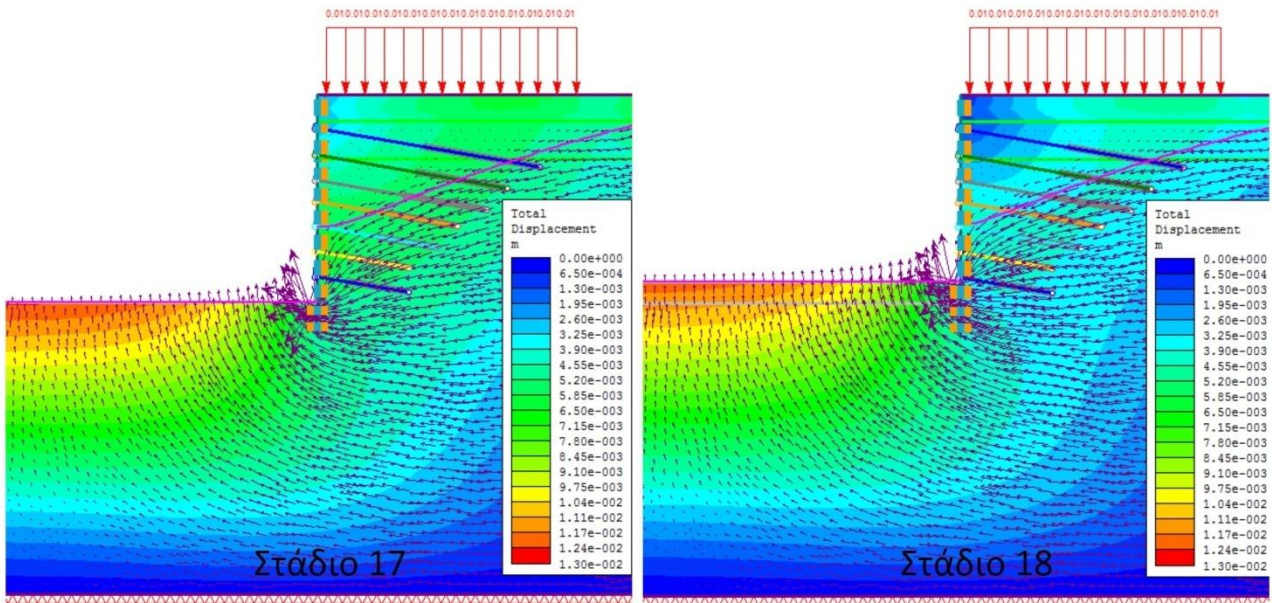




## Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα



## Κεφάλαιο 6<sup>ο</sup>: Παράρτημα



**Βιβλιογραφία**

Paul Marinos, Evert Hoek,(2007),*A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion*, Soils and Rocks No. 2

G. Balmer, *A general analytical solution for Mohr's envelope*

G. Tsiambaos, N. Sabatakakis, (2002), *Considerations on strength of intact sedimentary rocks*, Engineering Geology 72 (2004)

P. Xanthakos, (1991), *Ground anchors and anchored structures*

Evert Hoek, Carlos Carranza-Torres, Brent Corkum,(2002), *Hoek- Brown failure criterion*

Evert Hoek, *Rock engineering (Course notes by Evert Hoek)*

A.C. Houlby,(2003), *Rockgrout water testing*, Sydney-Australia

Naval facilities engineering command,(2003), *Soil mechanics design manual*, Alexandria-Virginia

Uniaxial compressive strength versus Global strength in the Hoek-Brown criterion (Evert Hoek)

Γ. Τσιαμπάος, Μ. Καββαδάς,(2014), *Βραχομηχανική - Σήραγγες*, Εκδόσεις Ε.Μ.Π.

ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε., Ο.Τ.Μ., *Γεωλογική και υδρογεωλογική μελέτη περιοχής σταθμού "Χαϊδάρη- Αγία Μαρίνα"*

ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε., Ο.Τ.Μ., *Μελέτη έργων προσωρινής αντιστήριξης σταθμού "Χαϊδάρη- Αγία Μαρίνα"*

Ν. Παπαχαρίσης, Ι. Γραμματικόπουλος, Ν. Μάνου- Ανδρεάδη, (1999), *Γεωτεχνική μηχανική*, Εκδ. "Αδερφοί Κυριακίδη"

ΥΠ.Ε.ΧΩ.Δ.Ε, (1986), *Δοκιμές επί τόπου δοκιμών εδαφομηχανικής*

Δ. Παπανικολάου, Σ. Λοίζος, Κ Σούκης, Ε. Σκούρτσος,(2004), *Η γεωλογική δομή του αλλόχθονου συστήματος των "Σχιστόλιθων Αθηνών"*, Δελτίο της Ελληνικής Γεωλογικής Εταιρίας τομ. XXXVI, 2004 Πρακτικά 10ου Διεθνούς Συνεδρίου, Θεσ/νίκη Απρίλιος 2004

Π. Μαρίνος, Γ. Τσιαμπάος,(2013), *Σημειώσεις τεχνικής γεωλογίας*, Εκδόσεις Ε.Μ.Π.

Μ. Καββαδάς,(2009), *Στοιχεία εδαφομηχανικής*, Εκδ. "Συμεών"

Π. Μαρίνος,(2005), *Σχολιασμός επί των γεωλογικών και υδρογεωλογικών συνθηκών περιοχής σταθμού "Χαϊδάρη- Αγία Μαρίνα"*

Π. Μαρίνος,(2005), *Σχολιασμός επί των υπεδαφικών συνθηκών και της τεχνικής τους σημασίας περιοχής σταθμού "Χαϊδάρη- Αγία Μαρίνα"*

Γ. Κούκης, Ν. Σαμπατακάκης, *Τεχνική γεωλογία*



## Βιβλιογραφία

---

Γ. Μαρίνος, Γ Κατσικάτσος, Ε, Γεωργιάδη, Ρ. Μίρκος,(1971), *Το σύστημα των σχιστόλιθων Αθηνών*

Κ. Γεωργιάδης, Μ. Γεωργιάδης, (2009), *Στοιχεία εδαφομηχανικής*, Εκδ. "Ζήτη"

Σ. Κωστόπουλος, (2008), *Γεωτεχνικές Κατασκευές II*, Εκδ. "Ιων"