



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ»

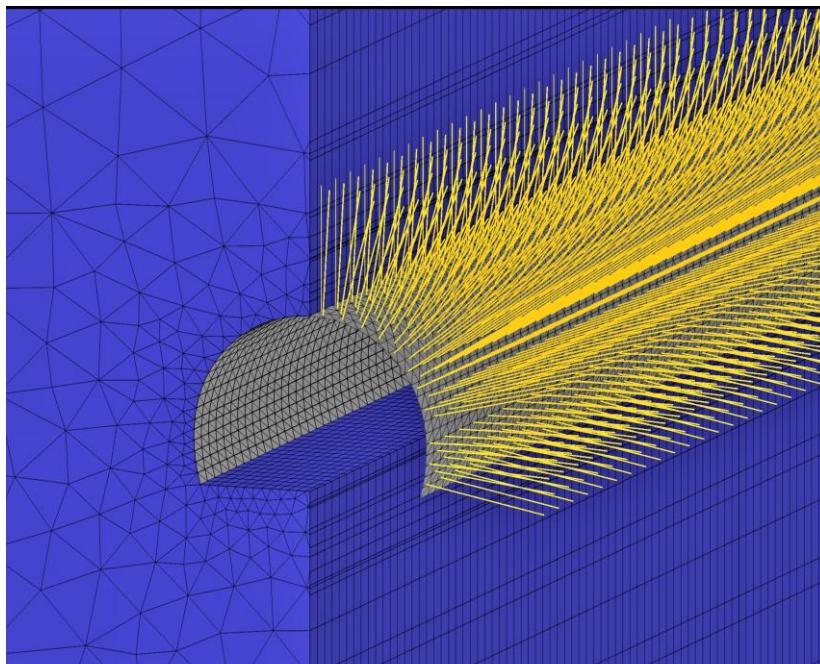
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Διάνοιξη και προσωρινή υποστήριξη ορεινής σήραγγας σε μέτριας
ποιότητας βραχομάζα

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ



Τσούτσας Δημήτριος

Επιβλέπων: Πάυλος Νομικός
Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2020



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ»

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Διάνοιξη και προσωρινή υποστήριξη ορεινής σήραγγας σε μέτριας
ποιότητας βραχομάζα

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Τσούτσας Δημήτριος

Επιβλέπων: Παύλος Νομικός

Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή στις __/__/____

Παύλος Νομικός, Αναπλ. Καθηγητής

Ανδρέας Μπενάρδος, Αναπλ. Καθηγητής

Βασίλειος Μαρίνος, Αναπλ. Καθηγητής

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Καταθέτοντας τη μεταπτυχιακή διπλωματική μου εργασία, η οποία εκπονήθηκε στο Εργαστήριο Τεχνολογίας Διάνοιξης Σηράγγων της Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων και Μεταλλουργών του Ε.Μ.Π., οφείλω πρωτίστως να ευχαριστήσω, από καρδιάς, τον επιβλέποντα την εργασία μου, Αναπληρωτή Καθηγητή κύριο Παύλο Νομικό, για την ανάθεση του θέματος και την επίβλεψη της εργασίας μου και ιδιαίτερα για την πολύτιμη βοήθεια και την καθοδήγηση που μου προσέφερε σε όλο το διάστημα που διήρκησε η εκπόνηση της εργασίας μου, για τον χρόνο που διέθεσε για τη μελέτη, τη διόρθωση και την αξιολόγησή της, για τις συναντήσεις μαζί μου, αλλά και για την υπομονή και την προθυμία που έδειξε απέναντι μου.

Οφείλω επίσης, να ευχαριστήσω ιδιαίτερα, τον Αναπληρωτή Καθηγητή της σχολής Μηχανικών Μεταλλείων και Μεταλλουργών και Διευθυντή του ΔΠΜΣ «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων» κ.κ. Ανδρέα Μπενάρδο και τον Αναπληρωτή Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών κ.κ. Βασίλη Μαρίνο που δέχθηκαν να συμμετάσχουν στην εξεταστική επιτροπή καθώς και για την προθυμία τους και την βοήθεια που μου προσέφεραν για τη διεκπεραίωση της εργασίας.

Θα αποτελούσε παράλειψη να μην ευχαριστήσω όλους τους συμφοιτητές και τους φίλους που με στήριξαν και ήταν μαζί μου σε όλο αυτό το ταξίδι των φοιτητικών ετών μου.

Τέλος, θα ήθελα αρχικά να ευχαριστήσω το συμφοιτητή και φίλο Κοσκινιώτη Δημοσθένη για τη συνεργασία στην εκπόνηση της συγκεκριμένης εργασίας και ύστερα όλη την οικογένειά μου για την αγάπη, την βοήθεια και την στήριξη που μου παρείχαν καθ' όλη την διάρκεια των προπτυχιακών και μεταπτυχιακών σπουδών μου.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ο Δήμος Κεντρικών Τζουμέρκων της Περιφέρειας Ηπείρου, συστάθηκε το 2011 από τη συνένωση των προϋπαρχόντων δήμων Αγνάντων και Αθαμανίας. Γύρω από την οροσειρά των Τζουμέρκων αναπτύσσονται διάφοροι οικισμοί η επικοινωνία των οποίων είναι δυσχερής λόγω της οροσειράς που παρεμβάλλεται ανάμεσα τους.

Πιο συγκεκριμένα γίνεται λόγος για δύο οικισμούς, τα Θεοδώριανα που είναι ο τελευταίος οικισμός εξ ανατολάς και τους Μελισσουργούς που είναι ο τελευταίος οικισμός στα βόρεια. Η μεταξύ τους απόσταση σε ευθεία είναι ασήμαντη σε σχέση με την υφιστάμενη παράκαμψη του ορεινού όγκου από επαρχιακό δρόμο.

Είναι προφανής λοιπόν η ανάγκη κατασκευής ενός οδικού έργου που θα διευκολύνει την μετακίνηση, η οποία με τις καιρικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή, είναι ιδιαίτερη δύσκολη τους χειμερινούς μήνες. Η παραπάνω ανάγκη έγινε γνωστή και από την εργασία του Μπόττη Μ. (2019).

Η προταθείσα λύση για την αναβάθμιση του οδικού δικτύου της περιοχής περιλαμβάνει την κατασκευή σήραγγας η οποία θα διατρήει τον ορεινό όγκο Αντί-Τούρλα, που στην ουσία βρίσκεται εκατέρωθεν των δύο οικισμών μειώνοντας δραματικά την απόσταση μετακίνησης. Σκοπός της ανά χειράς διπλωματικής εργασίας είναι πρόταση για τη διάνοιξη και η εκτίμηση των απαιτήσεων εκσκαφής και προσωρινής υποστήριξης της σήραγγας που πρόκειται να κατασκευαστεί. Όπως έδειξε και μια προκαταρκτική μελέτη των γεωλογικών φύλλων του ΙΓΜΕ, σε συνδυασμό με την αρχική γεωλογική αναγνώριση που πραγματοποιήθηκε τον Αύγουστο του 2020 από τους κ.κ. Μαρίνο Β., Μπενάρδο Α., και Νομικό Π., η σήραγγα εκτιμάται ότι διανοιχθεί σε ασβεστόλιθους μέτριας έως πτωχής ποιότητας.

Από την σύντομη έρευνα πεδίου και την εκτέλεση περιορισμένου αριθμού εργαστηριακών δοκιμών προέκυψαν δεδομένα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την αριθμητική ανάλυση της εκσκαφής και προσωρινής υποστήριξης της σήραγγας σε δύο διαφορετικά λογισμικά δισδιάστατης και τρισδιάστατης ανάλυσης, το RS2 του οίκου Rocscience και το FLAC3D και του οίκου Itasca, αντίστοιχα. Από τα αποτελέσματα που προκύπτουν διαφαίνεται μια πρώτη εικόνα για τις απαιτήσεις της κατασκευής ενός τέτοιου έργου.

ABSTRACT

The municipality of Central Tzoumerka is a municipality of Epirus, formed by merging the two old municipality of Agnanta and Athamania in 2011. A lot small towns and villages are located all around the mountain range of Tzoumerka the communication of which is very difficult because of the mountains.

Particularly two of those small towns, Theodoriana and Melissourgoi, are connected via a rural road about eighty kilometers in distance which is about a two-and-a-half-hour commute. However, the straight distance between them is only ten kilometers.

For the above reasons, the need for a construction that connects the two towns is very clear, especially during the winter time when the weather is rough. All this was also made known by an essay of Bottis M. (2019).

To tackle this problem, the construction of a tunnel was suggested, boring through the mountain Afti-Turla, between the two towns.

The purpose of this thesis is to suggest a possible plan for the excavation and temporary support of the tunnel. A preliminary examinations of the geology of the area revealed that the tunnel is to be excavated in medium to poor quality limestone.

After a short field survey data was collected in order to execute several simulations of the excavation and primary support of the tunnel, with the RS2 and FLAC3D software. From the results of the simulations an overall picture of the requirements can be obtained.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	iii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	iv
ABSTRACT	v
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ	vi
ΕΙΚΟΝΕΣ	x
ΠΙΝΑΚΕΣ	xiii
ΣΧΗΜΑΤΑ	xv
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ	xvi
ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1 ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΣΕ ΒΡΑΧΩΔΕΙΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥΣ	3
1.1 Βραχομάζα.....	4
1.2 Γεωτεχνική διερεύνηση	6
1.3 Συμβατική διάνοιξη με χρήση εκρηκτικών υλών.....	7
1.4 Συμβατική διάνοιξη με μηχανικά μέσα	10
1.5 Εκσκαψιμότητα	13
2 ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ	16
2.1 Εσωτερική ενίσχυση – ήλοι.....	17
2.1.1 Λειτουργία ηλώσεων.....	17
2.1.2 Διάκριση ήλων με βάση την αρχική τάνυση.....	19
2.1.3 Διάκριση ήλων με βάση την εσωτερική σύζευξη	19
2.1.4 Ρητινική πάκτωση	21
2.1.5 Πάκτωση με τσιμεντένεμα	22
2.1.6 Ήλοι με σύζευξη τριβής.....	24

2.2	Χαλύβδινα πλαίσια.....	25
2.2.1	Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των πλαισίων	28
2.2.2	Διαδικασία τοποθέτησης πλαισίων	28
2.2.3	Δικτυωτά πλαίσια.....	28
2.2.4	Ολισθαίνοντα πλαίσια.....	29
2.3	Επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	30
2.3.1	Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	31
2.4	Εσωτερική προενίσχυση.....	33
2.4.1	Δοκοί προπορείας.....	34
2.4.2	Δοκίδες προπορείας.....	35
3	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΕΛΛΗΝΙΚΩΝ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΣΕ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΙΚΟΥΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥΣ.....	36
3.1	Σήραγγα Κνημίδας	37
3.2	Σήραγγα Δωδώνης.....	39
3.3	Σήραγγες Παραμυθιάς.....	41
3.4	Σήραγγα Παναγοπούλας.....	42
4	ΓΕΩΛΟΓΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	44
4.1	Γεωμορφολογία	44
4.2	Ευρύτερη γεωλογία περιοχής μελέτης.....	44
4.3	Τεκτονική και σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής.....	44
4.4	Γεωλογία της στενής περιοχής μελέτης.....	46
4.4.1	Σχηματισμοί του Τεταρτογενούς	48
4.4.2	Σχηματισμοί της Ιονίου Ζώνης	48
4.4.3	Σχηματισμοί της ζώνης Πίνδου.....	48
4.5	Αναγνώριση πεδίου	51
5	ΧΑΡΑΞΗ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	53

5.1	Περιγραφή της χάραξης.....	53
5.2	Γεωμετρική θεώρηση	54
5.2.1	Κατά μήκος κλίση σήραγγας	54
5.2.2	Τυπική Διατομή.....	54
5.2.3	Λοιπά γεωμετρικά στοιχεία της σήραγγας.....	56
6	ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	57
6.1	Δοκιμές σημειακής φόρτισης	57
6.2	Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη άρρηκτου πετρώματος.....	59
6.3	Τεχνικογεωλογικός διαχωρισμός.....	61
6.4	Μέτρο ελαστικότητας άρρηκτου βράχου	64
6.5	Σταθερά m_i	65
6.6	Εντατικό πεδίο	65
6.7	Επιλογή παραμέτρων βραχομάζας	68
6.8	Υδρογεωλογικό καθεστώς.....	68
6.9	Συμπεριφορά Βραχομάζας	69
6.9.1	ΓΕ-I	69
6.9.2	ΓΕ-II	70
6.9.3	ΓΕ-III.....	71
6.9.4	ΓΕ-IV.....	72
6.10	Εκτίμηση συγκλίσεων κατά μήκος της σήραγγας	73
6.11	Εκσκαψιμότητα.....	75
7	ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΑ ΜΕΤΡΑ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	76
7.1.1	Κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης	77
7.1.2	Κατασκευαστική ακολουθία προσωρινής υποστήριξης	79
8	ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ - ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ	83

8.1	Αριθμητική προσομοίωση	83
8.2	Αγκυρώσεις	85
8.3	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	85
9	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ RS2	87
9.1	Γεωτεχνική ενότητα ΓΕ-I	87
9.1.1	Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-I	87
9.1.2	Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-II	94
9.2	Γεωτεχνική Ενότητα ΓΕ-II	100
9.2.1	Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-I	100
9.2.2	Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-II	106
9.2.3	Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-III	112
9.2.4	Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-IV	118
10	ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΟΥ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΑΝΥΠΟΣΤΗΡΙΚΤΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΜΕ ΤΟ FLAC3D ΚΑΙ ΤΗ ΔΙΕΘΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	124
10.1	Παρουσίαση μοντέλου προσομοίωσης	124
10.2	Αποτελέσματα αναλύσεων FLAC3D	125
10.2.1	Κατανομή μετακινήσεων	125
10.2.2	Πλαστική ζώνη	125
10.3	Σύγκριση διαγραμμάτων διαμήκους παραμόρφωσης	126
11	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	129
11.1	Συμπεράσματα	129
11.2	Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα	132
12	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	133
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ	134

EΙΚΟΝΕΣ

Εικόνα 1: Διάταξη παράλληλων διατρημάτων προεκσκαφής (Σοφιανός, 2018a).	9
Εικόνα 2: α) Διάταξη διατρημάτων προεκσκαφής τύπου σφήνας (V cut) β) Διατρήματα προεκσκαφής τύπου βεντάλιας (Sandvik Tamrock Corp., 1999).	9
Εικόνα 3: Διάνοιξη της σήραγγας Himmelberg σε φάσεις σε θρυμματιζόμενο πέτρωμα (Maidl et al., 2014).	12
Εικόνα 4: Ταξινόμηση της εξορυξιμότητας πετρώματος με βάση του δείκτες σημειακής φόρτισης (Isso) και ασυνέχειας (I _f) (Pettifer και Fookes, 1994).	14
Εικόνα 5: Ταξινόμηση εκσκαψιμότητας πετρωμάτων σε σήραγγες με βάση το GSI (Chaniotis et al., 2017).	15
Εικόνα 6: Ενίσχυση υπόγειου ανοίγματος με ηλώσεις (Douglas και Arthur, 1983).	18
Εικόνα 7: Ράβδος ολόσωμου σπειρώματος με διαστελλόμενη αγκυροκεφαλή (Σοφιανός, 2015 από ΕΛΕΒΟΡ ΑΕΒΕ).	20
Εικόνα 8: Ενεργητικοί ήλοι πακτωμένοι με (αριστερά) ρητίνη και (δεξιά) με τσιμεντένεμα. Ο αριστερά ήλος είναι ολόσωμης πάκτωσης και ο δεξιά σημειακής (Σοφιανός, 2015).	22
Εικόνα 9: Αυτοδιατρύμενος ήλος Elebar SD-R32 (Σοφιανός, 2015).	23
Εικόνα 10: Μηκοτομή και διατομή ήλου swellex κατά την εγκατάσταση (Villaescusa et al., 2006).	25
Εικόνα 11: Γεωμετρία μεταλλικού πλαισίου (Σοφιανός, 2015 από ΟΚ Μελετητική).	26
Εικόνα 12: Έδραση σε διευρυμένα πέλματα (Σοφιανός, 2015 από ΟΚ Μελετητική).	27
Εικόνα 13: Τοποθέτηση δικτυωτού πλαισίου (Σοφιανός, 2015 από ΟΚ Μελετητική).	29
Εικόνα 14: Ολομέτωπη εκσκαφή σε μαλακή γεωμάζα με προϋποστήριξη από ομπρέλα δοκών προπορείας στο θόλο και ήλους από υαλονήματα στο μέτωπο (Hoek, 2007).	35
Εικόνα 15: Επώθηση των σχηματισμών της ζώνης Πίνδου επί του φλύσχη της Ιονίου ζώνης (από το γεωλογικό χάρτη 1:50.000 του ΙΓΜΕ, Φύλλο «ΑΓΝΑΝΤΑ»). sc ₁ = Κορήματα σύγχρονα. MG = Λιθώνες παγετώνων. 3Fi ms = Φλύσχη Ιονίου ζώνης, Μάργες Ποταμιάς, Ηωκαινικής ηλικίας. ts = Ασβεστόλιθοι Ιόνιας ζώνης ηλικίας Ανώτερου Τριαδικού. J-Ki = Κερατόλιθοι Ιόνιας ζώνης ηλικίας Ιουρασικού - Κατώτερου Κρητιδικού. K ₃₋₄ = Ασβεστόλιθοι και φλύσχη Ιόνιας ζώνης ηλικίας Κατώτερου Κρητιδικού. K ₈ = Πελαγικοί ασβεστόλιθοι Ιονίου ζώνης Ανώτερου Κρητιδικού.	45
Εικόνα 16: Νέος Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας (Πηγή: www.oasp.gr).	45

Εικόνα 17: Προτεινόμενη χάραξη της σήραγγας Τούρλας (σημειώνεται με κόκκινη γραμμή). Εικόνα από Google Earth.....	46
Εικόνα 18: Άποψη ορεινού όγκου Τούρλας από την πλευρά του βόρειου στομίου της σήραγγας. Διακρίνεται σάρα στα δυτικά του στομίου. Εικόνα από Google Earth.....	47
Εικόνα 19: Άποψη ορεινού όγκου Τούρλας από την πλευρά του νότιου στομίου της σήραγγας. Εικόνα από Google Earth.....	47
Εικόνα 20: Γεωλογία της περιοχής της χάραξης (σημειώνεται με κόκκινη γραμμή) της σήραγγας Τούρλας. Παρουσιάζεται ο γεωλογικός χάρτης Φύλλο «Αγνάντα» του ΙΓΜΕ ως εικόνα επικάλυψης στο αναγλύφου στο λογισμικό Google Earth.	49
Εικόνα 21: Γεωλογία της περιοχής του βόρειου στομίου της σήραγγας. Παρατηρείται καλή ταύτιση με τη σάρα που σημειώθηκε. Παρουσιάζεται ο γεωλογικός χάρτης φύλλο «ΑΓΝΑΝΤΑ» ως εικόνα επικάλυψης του αναγλύφου στο λογισμικό Google Earth.	50
Εικόνα 22: Γεωλογία της περιοχής του βόρειου στομίου της σήραγγας. Παρουσιάζεται ο γεωλογικός χάρτης φύλλο «ΑΓΝΑΝΤΑ» ως εικόνα επικάλυψης του αναγλύφου στο λογισμικό Google Earth.....	51
Εικόνα 23: Άποψη της περιοχής του βόρειου στομίου κατά την αναγνώριση πεδίου τον Αύγουστο 2020 (Από το προσωρπικό αρχείο Π. Νομικού).....	52
Εικόνα 24: Άποψη της περιοχής του νότιου στομίου κατά την αναγνώριση πεδίου τον Αύγουστο 2020 (Φωτογραφία Π. Νομικός).....	53
Εικόνα 25: Άποψη δοκιμίων πριν τις δοκιμές.....	58
Εικόνα 26: Άποψη δοκιμίων μετά τις δοκιμές.....	58
Εικόνα 27: Δοκίμιο ασβεστολίθου κατά την διάρκεια της δοκιμής.....	58
Εικόνα 28: Πίνακας GSI για ασβεστολιθικές βραχομάζες (Μαρίνος, 2007).	62
Εικόνα 29: Πίνακας GSI για ασβεστολιθικές βραχομάζες (Marinos και Hoek, 2000).	63
Εικόνα 30: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.....	89
Εικόνα 31: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.....	90
Εικόνα 32: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-I	90
Εικόνα 33: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	91
Εικόνα 34: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	92
Εικόνα 35: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS- I.....	92

Εικόνα 36: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγας για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	93
Εικόνα 37: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	96
Εικόνα 38: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	97
Εικόνα 39: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	97
Εικόνα 40: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	98
Εικόνα 41: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	98
Εικόνα 42: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	99
Εικόνα 43: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγας για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	99
Εικόνα 44: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	102
Εικόνα 45: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	103
Εικόνα 46: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	103
Εικόνα 47: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	104
Εικόνα 48: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	104
Εικόνα 49: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	105
Εικόνα 50: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγας για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	105
Εικόνα 51: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	108
Εικόνα 52: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	108
Εικόνα 53: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	109
Εικόνα 54: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	109
Εικόνα 55: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	110
Εικόνα 56: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	110
Εικόνα 57: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγας για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	111

Εικόνα 58: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.	113
Εικόνα 59: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.....	114
Εικόνα 60: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.	114
Εικόνα 61: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.	115
Εικόνα 62: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.	116
Εικόνα 63: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.....	116
Εικόνα 64: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από την σήραγγα για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.	117
Εικόνα 65: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.....	119
Εικόνα 66: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.....	120
Εικόνα 67: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.....	120
Εικόνα 68: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.	121
Εικόνα 69: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.	122
Εικόνα 70: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.....	122
Εικόνα 71: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγα για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.	123
Εικόνα 72: Διαστάσεις εδαφικού προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε για την τρισδιάστατη ανάλυση.	124
Εικόνα 73: Κατανομή μετακινήσεων στη θέση όπου λαμβάνονται τιμές για το LDP.....	125
Εικόνα 74: Ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης στη θέση μέτρησης μετακινήσεων.....	126

ΠΙΝΑΚΕΣ

Πίνακας 1: Στοιχεία Διάνοιξης και Μέτρα Υποστήριξης μελέτης της Σήραγγας Κνημίδας (Μαρίνος, 2020 από ΟΤΜ). Συντομογραφίες: μ.ί. = με ίνες, LG = δικτυωτά πλαίσια.....	38
Πίνακας 2: Μέτρα Υποστήριξης της Σήραγγας Δωδώνης για περιοχές με εϋνοικές συνθήκες διάνοιξης (Κατσιβέλης και Μάλιος, 2001).....	39

Πίνακας 3: Μέτρα Υποστήριξης της Σήραγγας Λωδώνης για περιοχές με δυσμενείς συνθήκες διάνοιξης (Κατσιβέλης και Μάλιος, 2001). Συντομογραφίες: Ο.Α. = όπου απαιτείται, α = αξονική απόσταση (cm), EF = έδραση σε διευρυμένο πέλμα.....	40
Πίνακας 4: Μέτρα υποστήριξης που εφαρμόστηκαν στη σήραγγα Σ1 Παραμυθιάς (Μαρίνος, 2007).	41
Πίνακας 5: Μέτρα υποστήριξης που εφαρμόστηκαν στη σήραγγα Σ2 Παραμυθιάς. Κατά την κατασκευή εφαρμόστηκαν αρκετές διατομές που ήταν ενδιάμεσες, όπως η B/C-C/D, ή τροποποιημένες αυτών που παρουσιάζονται, όπως η D', όμως δεν διατίθενται στοιχεία επ'αυτών (Μαρίνος, 2007).....	42
Πίνακας 6: Στοιχεία Διάνοιξης και Μέτρα Υποστήριξης της σήραγγας Παναγοπούλας (Γεωργίου, 2018, 2015). Συντομογραφίες: LG = δικτυωτά πλαίσια.	43
Πίνακας 7: Μέγιστο μήκος σήραγγας ως προς την επιρροή της κατά μήκος κλίσης για σήραγγες διπλής κατεύθυνσης (ΣΔΚ) (ΟΜΟΕ, 2002).....	54
Πίνακας 8: Αποτελέσματα δοκιμών σημειακής φόρτισης.	59
Πίνακας 9: Μετατροπή τιμών αντοχή σε σημειακή φόρτιση σε τιμές αντοχής σε μονοαξονική θλίψη (Tsiambaos και Sabatakakis, 2004).	59
Πίνακας 10: Τιμές αντοχής σε μονοαξονική θλίψη έπειτα από στατιστική επεξεργασία. ...	60
Πίνακας 11: Μετατροπή τιμών αντοχή σε σημειακή φόρτιση σε τιμές αντοχής σε μονοαξονική θλίψη (ISRM, 1985).	60
Πίνακας 12: Τιμές αντοχής σε μονοαξονική θλίψη έπειτα από στατιστική επεξεργασία. ...	60
Πίνακας 13: Τεχνικογεωλογική περιγραφή ενοτήτων.....	64
Πίνακας 14: Παράμετροι βραχομάζας για κάθε γεωτεχνική ενότητα.....	68
Πίνακας 15: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ΓΕ-I.	69
Πίνακας 16: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ΓΕ-II.....	70
Πίνακας 17: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ΓΕ-III.	71
Πίνακας 18: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ΓΕ-IV.	72
Πίνακας 19: Εκτιμώμενες παραμορφώσεις στις ΓΕ-III και ΓΕ-IV.....	74
Πίνακας 20: Εκτίμηση εκσκαψιμότητας των γεωτεχνικών ενοτήτων.	76
Πίνακας 21: Προτεινόμενες Κατηγορίες Προσωρινής Υποστήριξης. Συντομογραφίες: LG = δικτυωτά πλαίσια, Ο.Α. = όπου απαιτείται	78
Πίνακας 22: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-I.....	79
Πίνακας 23: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-II.....	79

Πίνακας 24: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-III.....	80
Πίνακας 25: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-IV.....	81
Πίνακας 26: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-V.....	82
Πίνακας 27: Εφαρμοζόμενο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο αναλόγως των υπερκειμένων.	83
Πίνακας 28: Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμορφωσιμότητας σκυροδέματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (EN 1992-1-1, 2004).	86
Πίνακας 29: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.....	88
Πίνακας 30: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	95
Πίνακας 31: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.....	101
Πίνακας 32: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	107
Πίνακας 33: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.....	112
Πίνακας 34: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.....	118
Πίνακας 35: Εφαρμοσιμότητα των κατηγοριών υποστήριξης στις γεωτεχνικές ενότητες ΓΕ-I και ΓΕ-II ανάλογα με το ύψος των υπερκειμένων.....	131

ΣΧΗΜΑΤΑ

Σχήμα 1: Γραμμή Ελάχιστης απαιτούμενης εκσκαφής «Α» και γραμμή μέγιστης αποδεκτής εκσκαφής «Β» (ΠΕΤΕΠ, 2017).....	5
Σχήμα 2: Περιτύπωμα τυπικής διατομής της σήραγγας Τούρλας.....	55
Σχήμα 3: Γραμμή «Α» (ΠΕΤΕΠ, 2017) για τις μέγιστες συγκλίσεις, στη κατηγορία υποστήριξης με το μεγαλύτερο πάχος σκυροδέματος.....	56

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ

Διάγραμμα 1: Μεταβολή του λόγου K με το βάθος συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας.	67
Διάγραμμα 2: Ποσοστό παραμόρφωσης συναρτήσει του λόγου αντοχής βραχομάζας προς τις επί τόπου τάσεις σε ανυποστήρικτη σήραγγα (Hoek και Marinos, 2000).	73
Διάγραμμα 3: Παραμορφώσεις γεωτεχνικών ενοτήτων κατά μήκος της σήραγγας.	75
Διάγραμμα 4: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	94
Διάγραμμα 5: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	100
Διάγραμμα 6: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.	106
Διάγραμμα 7: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.	111
Διάγραμμα 8: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.	117
Διάγραμμα 9: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.	123
Διάγραμμα 10: Διαγράμματα διαμήκους παραμόρφωσης ανυποστήρικτης σήραγγας (LDP).	127



ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η λειτουργία της Εγνατίας Οδού έβγαλε από την απομόνωση την Ήπειρο και βοήθησε πολύ στην ανάπτυξη της Βόρειας Ελλάδας, παρόλα αυτά δεν είχε γίνει εφικτή η σύνδεσή της με την περιοχή των Τζουμέρκων. Η λειτουργία της Ιονίας Οδού έχει αυξήσει σημαντικά την τουριστική κίνηση προς τα Τζουμέρκα, όμως ο Δήμος Κεντρικών Τζουμέρκων δεν επωφελείται λόγω του υφιστάμενου οδικού δικτύου. Ένας ασφαλής δρόμος που θα συνέδεε τους Μελισσουργούς, που είναι ο τελευταίος οικισμός στα βόρεια, με τα Θεοδώριανα, που είναι ο τελευταίος στα ανατολικά θα δημιουργούσε μια διαδρομή πλούσιου φυσικού κάλους και θα μείωνε κατά πολύ τους χρόνους μετακίνησης. Η μεταξύ απόσταση των οικισμών που αναφέρθηκαν σε ευθεία γραμμή στο χάρτη είναι δέκα χιλιόμετρα, αλλά οδικά απέχουν περίπου ογδόντα χιλιόμετρα και δύομιση ώρες διαδρομής. Η σκοπιμότητα και η αναγκαιότητα της σύνδεσης Θεοδωριάνων – Μελισσουργών παρουσιάζεται με μεγαλύτερη λεπτομέρεια από το Μπόττη Μ. (2019), όπως κι επίσης η επιλογή της διέλευσης του ορεινού όγκου «Αυτί-Τούρλα» με σήραγγα.

Η παρούσα εργασία στοχεύει στη διερεύνηση της χάραξης και της εκτίμησης των αναγκών εκσκαφής και προσωρινής υποστήριξης της σήραγγας «Τούρλας», προκειμένου να συνδράμει στην περαιτέρω μελέτη του έργου σύνδεσης Θεοδωριάνων – Μελισσουργών.

Πιο συγκεκριμένα, η εργασία αποτελείται από τα εξής κεφάλαια:

- 1^ο κεφάλαιο: Γίνεται σύντομη βιβλιογραφική αναφορά στις μεθόδους διάνοιξης σηράγγων σε βραχώδεις σχηματισμούς με συμβατικά μέσα. Παρουσιάζονται κάποιες βασικές πληροφορίες για τη γεωτεχνική διερεύνηση, οι συμβατικές μέθοδοι διάνοιξης με χρήση εκρηκτικών υλών, οι συμβατικές μέθοδοι διάνοιξης ορεινών σηράγγων με μηχανικά μέσα, όπως και για την εκσκαψιμότητα της βραχομάζας.
- 2^ο κεφάλαιο: Γίνεται σύντομη βιβλιογραφική ανασκόπη στα μέτρα προσωρινής υποστήριξης των σηράγγων. Αυτά περιλαμβάνουν τους ήλους, τα χαλύβδινα πλαίσια, τη χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, όπως και τα στοιχεία εσωτερικής προενίσχυσης.
- 3^ο κεφάλαιο: Γίνεται μια σύντομη παρουσίαση παραδειγμάτων διάνοιξης ελληνικών σηράγγων σε ασβεστολιθικούς σχηματισμούς. Παρουσιάζονται οι σήραγγες Κνημίδας, Δωδώνης, Παραμυθιάς και Παναγοπούλας.



- 4^ο κεφάλαιο: Παρουσιάζεται η γεωλογία της περιοχής της σήραγγας «Τούρλας», όπως προέκυψε από το μελέτη γραφείου και την αναγνώριση πεδίου. Από τα ευρήματα των εργασιών προκύπτει ότι η σήραγγα «Τούρλας» αναμένεται να διανοιχθεί εντός λεπτοστρωματώδους ασβεστολίθου που παρουσιάζει έντονη πτύχωση.
- 5^ο κεφάλαιο: Παρουσιάζεται η διερεύνηση της χάραξης και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σήραγγας «Τούρλας».
- 6^ο κεφάλαιο: Παρουσιάζονται τα ευρήματα των δοκιμών και η αξιολόγηση των διαθέσιμων γεωτεχνικών δεδομένων για την περιοχή του έργου. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα δοκιμών σημειακής φόρτισης, ο τεχνικογεωλογικός διαχωρισμός και η απόδοση μηχανικών παραμέτρων στη βραχομάζα. Ακόμα, εκτιμάται το υδρογεωλογικό καθεστώς, η αναμενόμενη συμπεριφορά και οι παραμορφώσεις της βραχομάζας κατά τη διάνοιξη, όπως και η εκσκαψιμότητά της.
- 7^ο κεφάλαιο: Παρουσιάζεται η μεθοδολογία και οι παραδοχές που έγιναν για την πραγματοποίηση των αριθμητικών αναλύσεων.
- 8^ο κεφάλαιο: Παρουσιάζονται και σχολιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων με το λογισμικό RS2, για τις γεωτεχνικές ενότητες ΓΕ-I και ΓΕ-II.
- 9^ο κεφάλαιο: Παρουσιάζονται και σχολιάζονται τα αποτελέσματα της διερεύνησης του διαγράμματος διαμήκους παραμόρφωσης ανυποστήρικτης σήραγγας με το λογισμικό FLAC3D και κάποιες από τις σχέσεις που υπάρχουν διαθέσιμες στη βιβλιογραφία.
- 10^ο κεφάλαιο: Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της εργασίας.

Οι αριθμητικές αναλύσεις για τις υπόλοιπες γεωτεχνικές ενότητες ΓΕ-III και ΓΕ-IV παρατίθενται στη μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία του κ. Κοσκινιώτη Δημοσθένη.



1 ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΣΕ ΒΡΑΧΩΔΕΙΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥΣ

Η τεχνική εφικτότητα, η μέθοδος εξόρυξης, η διαστασιολόγηση της υποστήριξης και η κοστολόγηση της κατασκευής μίας σήραγγας βασίζονται στις επί τόπου γεωλογικές συνθήκες και στην παρουσία νερού. Για αυτό το λόγο είναι απαραίτητη η σταδιακή γεωτεχνική διερεύνηση και ο χαρακτηρισμός της γεωμάζας εντός της οποίας θα πραγματοποιηθεί η διάνοιξη. Έτσι η σήραγγα χωρίζεται σε τεχνικογεωλογικές ενότητες με παρόμοιες γεωτεχνικές συνθήκες και προσδιορίζονται οι απαιτούμενες παράμετροι για τη διαστασιολόγηση της υποστήριξης.

Τα εδαφικά υλικά και τα αποσαθρωμένα ή έντονα τεκτονισμένα πετρώματα ταξινομούνται ως εύκολα εσκάσιμα κι άρα δύνανται να εκσκαφτούν με μηχανικά μέσα. Αντίθετα, ως προς την εκσκαψιμότητα, τα πετρώματα ταξινομούνται με βάση τη μονοαξονική αντοχή του άρρηκτου υλικού και το βαθμό κερματισμού της βραχομάζας και συνηθέστερα εξορύσσονται με τη χρήση εκρηκτικών υλών. Ιδιάζουσα περίπτωση αποτελούν τα μικτά μέτωπα, τα οποία δημιουργούν προβλήματα κατά τη μηχανική εκσκαφή της σήραγγας, αλλά και στην υποστήριξη της.

Η εξόρυξη πετρωμάτων με ανατινάξεις είναι η μόνη πρακτικά δυνατή σε σκληρά πετρώματα. Πλεονεκτεί έναντι της χρήσης μηχανικών μέσων λόγω της οικονομικότητάς της και των γρήγορων ρυθμών προχώρησης με καλά θραυσμένο πέτρωμα. Η απαιτούμενη υποστήριξη είναι συνήθως ελαφριά, ενώ δίνεται ιδιαίτερη σημασία στην ορθότητα του σχεδίου ανατίναξης.

Η συμβατική διάνοιξη σήραγγων με μηχανικά μέσα λαμβάνει χώρα όταν είναι αναγκαία η ελαχιστοποίηση της διαταραχής στο περιβάλλον γεωυλικό, δηλαδή σε μαλακούς σχηματισμούς όπου η εξόρυξη με εκρηκτικές ύλες είναι μη αποδοτική, ή όταν απαγορεύεται η χρήση εκρηκτικών υλών. Για την περαιτέρω μείωση της διαταραχής δύναται η τμηματική εξόρυξη της διατομής. Η υποστήριξη έχει ως βάση τη χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος με απαραίτητο τον έλεγχο της ευστάθειας του μετώπου.



1.1 Βραχομάζα

Τα πετρώματα χαρακτηρίζονται με βάση τον τύπο τους, τη λιθολογία τους, την ορυκτολογική τους σύσταση, το βαθμό αποσάθρωσής τους, την αντοχή τους και τον τεκτονισμό τους. Αυτά τα χαρακτηριστικά σε συνδυασμό με το υδρογεωλογικό καθεστώς, το εντατικό πεδίο και το μέγεθος, τη σημασία και τη μορφή του έργου αξιοποιούνται επιλεκτικά και με διαφορετικό τρόπο από τα διάφορα συστήματα ταξινόμησης για το χαρακτηρισμό της ποιότητάς του. Τα συστήματα ταξινόμησης αποτελούν εργαλεία που έχουν προκύψει από στατιστική επεξεργασία πραγματοποιημένων έργων κι αποσκοπούν στην πρόβλεψη της απόκρισης των πετρωμάτων στη διάνοιξη. Η πρόβλεψη αυτή πραγματοποιείται μέσω της απόδοσης τιμών για τις παραμέτρους αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας (Νομικός, 2015)

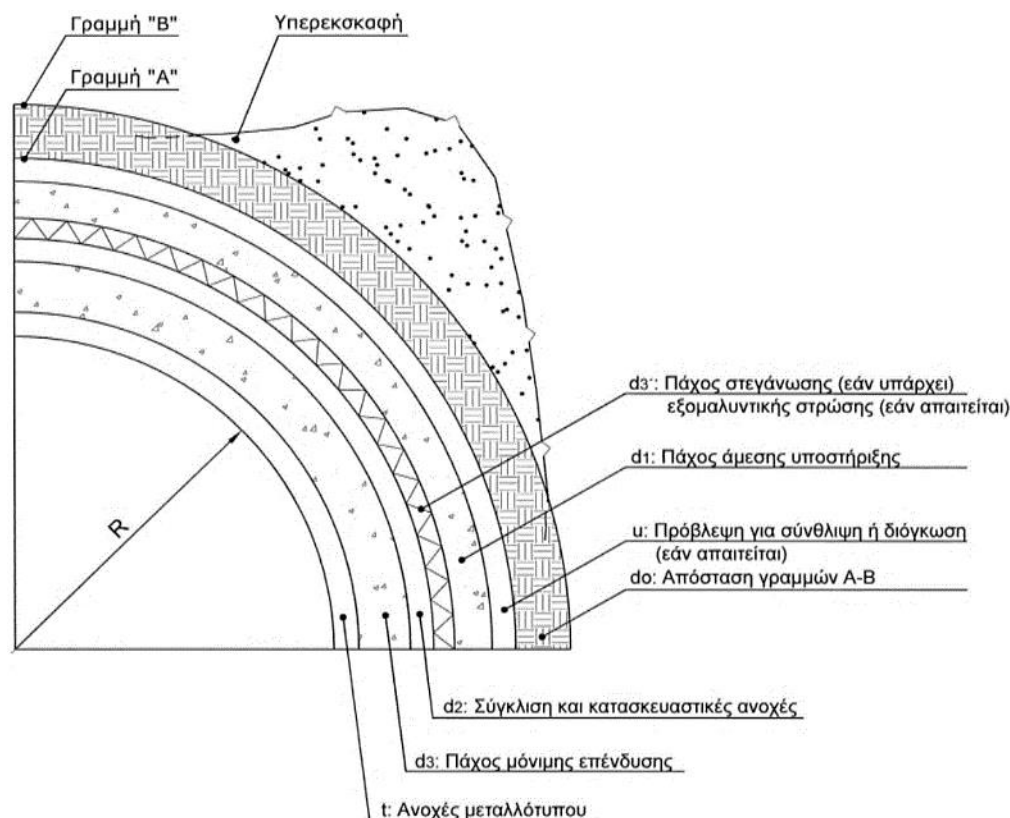
Οι κυριότερες γεωτεχνικές ταξινομήσεις βραχομάζας με τις οποίες δύνανται να εκτιμώνται ορισμένες μηχανικές παράμετροι συνεχούς μέσου είναι η ταξινόμηση RMR (Bieniawski, 2011, 1989), το σύστημα Q (Barton et al., 1974; Norwegian Geotechnical Institute, 2015) και ο Γεωλογικός Δείκτης Αντοχής GSI (Hoek και Brown, 2019; Marinos και Hoek, 2000; Marinos et al., 2005). Από τον τελευταίο δύνανται να εκτιμώνται οι παράμετροι αντοχής της βραχομάζας για τα κριτήρια αστοχίας Hoek-Brown και Mohr-Coulomb, καθώς και η παραμορφωσιμότητα της βραχομάζας. Στις περισσότερες περιπτώσεις η δομική επένδυση των σηράγγων σε βραχώδεις σχηματισμούς σχεδιάζεται λογίζοντας ότι θα φορτιστεί από τη μετακίνηση της συνεχούς βραχομάζας προς το εσωτερικό της εκσκαφής (Σοφιανός, 2018a).

Γενικά, στα συνήθη τεχνικά έργα εντός σκληρών πετρωμάτων, η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος είναι μεγαλύτερη από τις δράσεις που υφίστανται. Έτσι η σταθερότητα της εκσκαφής εξαρτάται από τις ασυνέχειες, που σημαίνει ότι χρειάζεται αύξηση της στιβαρότητας και της αντοχής τους μέσω ενός συστήματος ενίσχυσης. Αντιθέτως, όταν η αντοχή της βραχομάζας είναι τέτοια ώστε να συγκλίνουν τα τοιχώματα της ανυποστήρικτης εκσκαφής, είναι αρκετά πιθανό να χρειάζεται η εφαρμογή πίεσης αντιστήριξης η οποία παρέχεται από μία δομική επένδυση (Kolymbas, 2005).

Η εκσκαφή των περισσότερων πετρωμάτων πραγματοποιείται με τη χρήση εκρηκτικών υλών. Αυτό σημαίνει ότι η επιφάνεια της εκσκαφής δε μπορεί να ακολουθήσει με ακρίβεια αυτή που ορίζει η μελέτη του έργου με αποτέλεσμα να δημιουργούνται ανωμαλίες στην διατομή όπως για

παράδειγμα υπερεκσκαφές. Οι υπερεκσκαφές αυτές, εξαρτώνται κυρίως από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών της βραχομάζας, τη μέθοδο και τα μέσα εκσκαφής (Foderà et al., 2020; Μπακογιάννης και Μπακογιάννης, 2010; ΠΕΤΕΠ, 2017).

Καθώς σε ένα έργο απαιτείται η εξασφάλιση της προβλεπόμενης ωφέλιμης διατομής χωρίς εκτεταμένες υπερεκσκαφές, ορίζονται συμβατικά τα όρια που αποκαλούνται χαρακτηριστικές γραμμές εκσκαφής. Η γραμμή μέγιστης αποδεκτής εκσκαφής «B» οφείλεται στις υπερεκσκαφές. Η γραμμή ελάχιστης απαιτούμενης εκσκαφής «A» καθορίζει τη νοητή γραμμή εντός της οποίας δεν επιτρέπεται η παρουσία όγκου της βραχομάζας που δεν έχει εξορυχθεί. Εντός της γραμμής αυτής τοποθετούνται η διατομή χρήσης του έργου, οι κατασκευαστικές ανοχές του μεταλλότυπου, η μόνιμη επένδυση, οι στεγανωτικές μεμβράνες μαζί με την αναγκαία εξομαλυντική στρώση, η προβλεπόμενη σύγκλιση της στατικώς επαρκούς προσωρινής υποστήριξης με τις κατασκευαστικές ανοχές της και η προβλεπόμενη μετακίνηση της περιβάλλουσας βραχομάζας λόγω του δυναμικού σύνθλιψης ή διόγκωσης. Τα παραπάνω παρουσιάζονται συνοπτικά στο Σχήμα 1 της ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-02-01-01 (ΠΕΤΕΠ, 2017).



Σχήμα 1: Γραμμή Ελάχιστης απαιτούμενης εκσκαφής «A» και γραμμή μέγιστης αποδεκτής εκσκαφής «B» (ΠΕΤΕΠ, 2017).



1.2 Γεωτεχνική διερεύνηση

Η γεωτεχνική διερεύνηση αποτελείται από τα εξής στάδια ανάλογα με την προχώρηση του έργου (Σοφιανός, 2018a):

- Στάδιο αναγνωριστικής μελέτης: Περιλαμβάνει τον προσδιορισμό των διαδρομών, τη μελέτη γραφείου, την αναγνώριση πεδίου και μερικές φορές την προκαταρκτική έρευνα υπεδάφους.
- Στάδιο της προμελέτης: Περιλαμβάνει την πραγματοποίηση της κύριας επί τόπου έρευνα στην περιοχή του έργου και της κύριας έρευνα εργαστηρίου, καθώς και την αξιολόγηση των ευρημάτων τους.
- Στάδιο της οριστικής μελέτης: Περιλαμβάνει τη συμπληρωματική διερεύνηση του υπεδάφους, την αξιολόγησή της, την επιλογή των παραμέτρων σχεδιασμού και την προετοιμασία της σχετικής έκθεσης γεωτεχνικών συνθηκών αναφοράς.
- Στάδιο κατασκευή του έργου: Περιλαμβάνει την αναθεώρηση των γεωτεχνικών συνθηκών κατά την διάρκεια της κατασκευής του έργου.

Οι μέθοδοι διερεύνησης του υπεδάφους σε συνδυασμό με τις εργαστηριακές δοκιμές παρέχουν πληροφορίες για την ποιότητα και τις μηχανικές ιδιότητες της βραχομάζας, το εντατικό πεδίο, την ευστάθεια του ανοίγματος, την απαιτούμενη υποστήριξη, το υδρογεωλογικό καθεστώς, την παρουσία επικίνδυνων αερίων και τη θερμοκρασία του υπεδάφους. Οι μέθοδοι διερεύνησης του υπεδάφους είναι οι εξής (Maidl et al., 2014):

- Γεωλογική χαρτογράφηση από αεροφωτογραφίες, δορυφορικές εικόνες και επί τόπου αναγνώριση.
- Δοκιμαστικές εκσκαφές, δηλαδή ερευνητικά φρέατα, στοές κλπ.
- Γεωτρήσεις με ή χωρίς πυρηνοληψία.
- Πρότυπες δοκιμές διείσδυσης SPT και δοκιμές στατικής πενетроμέτρησης CPT.
- Γεωφυσικές μέθοδοι διασκόπησης, όπως οι ηλεκτρικής αντίστασης και οι σεισμικές.

Οι εργαστηριακές δοκιμές που αξιοποιούνται στη σηραγγοποιία είναι μεταξύ άλλων οι εξής (Νομικός, 2015):

- Πυκνότητας/Ειδικού βάρους για τον υπολογισμό του υπερκείμενου φορτίου.



- Μονοαξονικής αντοχής για την εκτίμηση της αντοχής και της παραμορφωσιμότητας (μέτρο ελαστικότητας, λόγος Poisson) των άρρηκτων πετρωμάτων.
- Σημειακής φόρτισης, όταν δεν είναι δυνατή η εκτέλεση δοκιμών μονοαξονική θλίψης.
- Άμεσης διάτμησης για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής των διακλάσεων.
- Αποξεστικότητα για την εκτίμηση της εκσκαψιμότητας των σχηματισμών.
- Ανθεκτικότητα σε χαλάρωση για την εκτίμηση της ευαισθησίας σε χαλάρωση.

Ακόμα, ένα πλήρες γεωτεχνικό πρότυπο πρέπει να αναφέρεται πολύ προσεχτικά στο υδρογεωλογικό καθεστώς. Στα τεμαχισμένα πετρώματα ισχύει η αρχή των ενεργών τάσεων. Τα υπόγεια ύδατα διεισδύουν στις ασυνέχειες, αναπτύσσουν υδροστατικές πιέσεις και εισρέουν μερικές φορές σε επικίνδυνες ποσότητες στην εκσκαφή. Επιπλέον, πρέπει να δίνεται προσοχή στην καρστικοποίηση των ασβεστολιθικών πετρωμάτων, η οποία οφείλεται στην παρουσία νερού. Υπάρχει επίσης η πιθανότητα να συναντηθούν επικρεμμάμενοι υδροφόροι ορίζοντες, όπως και αρτεσιανές συνθήκες ή γενικά υδροφόροι ορίζοντες υπό πίεση. Για την καταγραφή της στάθμης ισορροπίας των υπογείων υδάτων χρησιμοποιούνται γεωτρήσεις ή/και πιεζόμετρα και αν κατά τη διάνοιξη συναντηθούν συνθήκες που διαφέρουν σημαντικά από τις υποθέσεις της μελέτης, τότε η μελέτη της διάνοιξης πρέπει να αναθεωρείται (Σοφιανός, 2018a).

1.3 Συμβατική διάνοιξη με χρήση εκρηκτικών υλών

Η εξόρυξη με ανατινάξεις βασίζεται κυρίως στον ορθό σχεδιασμό και στην επιμελής εκτέλεση του σχεδίου ανατίναξης. Η διάνοιξη πραγματοποιείται είτε ολομέτωπα είτε σε δύο φάσεις, με την εξόρυξη της άνω ημιδιατομής να προπορεύεται της βαθμίδας. Η μέθοδος της διάνοιξης με ανατινάξεις αποτελείται από τα παρακάτω στάδια (Sandvik Tamrock Corp., 1999; Παναγιώτου, 2020; Σοφιανός, 2018a):

- Τοπογραφική σήμανση διατρημάτων για τον ορισμό της όδευσης της σήραγγας.
- Όρυξη διατρημάτων.
- Γόμωση διατρημάτων.
- Απομάκρυνση διατρητικού φορείου από το μέτωπο και προσωπικού από τη σήραγγα.
- Πυροδότηση – ανατίναξη.
- Αναμονή για τον αερισμό και την απομάκρυνση των αερίων της ανατίναξης.
- Αποκόλληση επισφαλών όγκων.

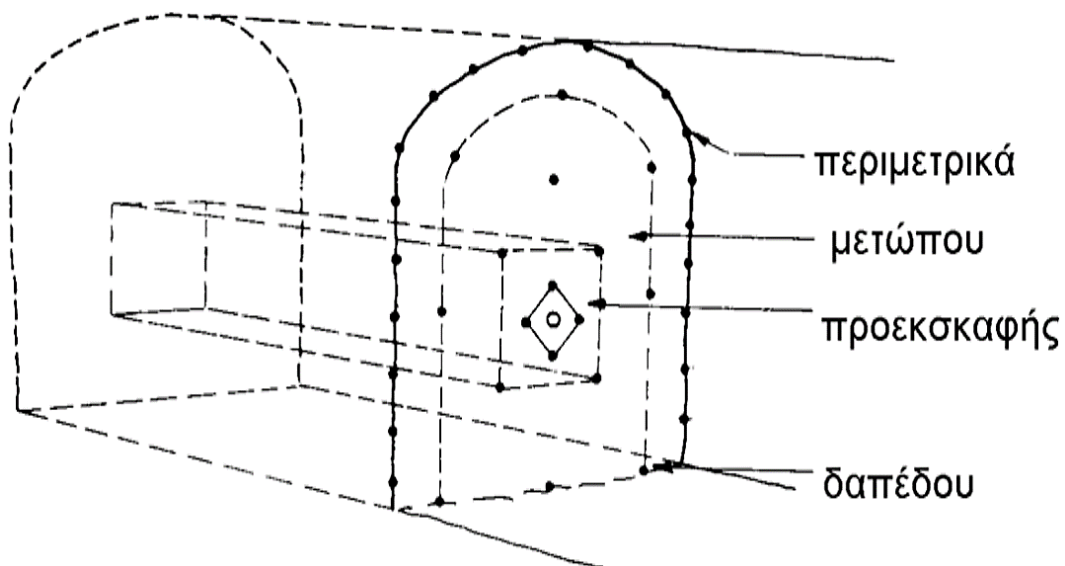


- Αποκομιδή θραυσμένου πετρώματος.
- Εφαρμογή μέτρων υποστήριξης.

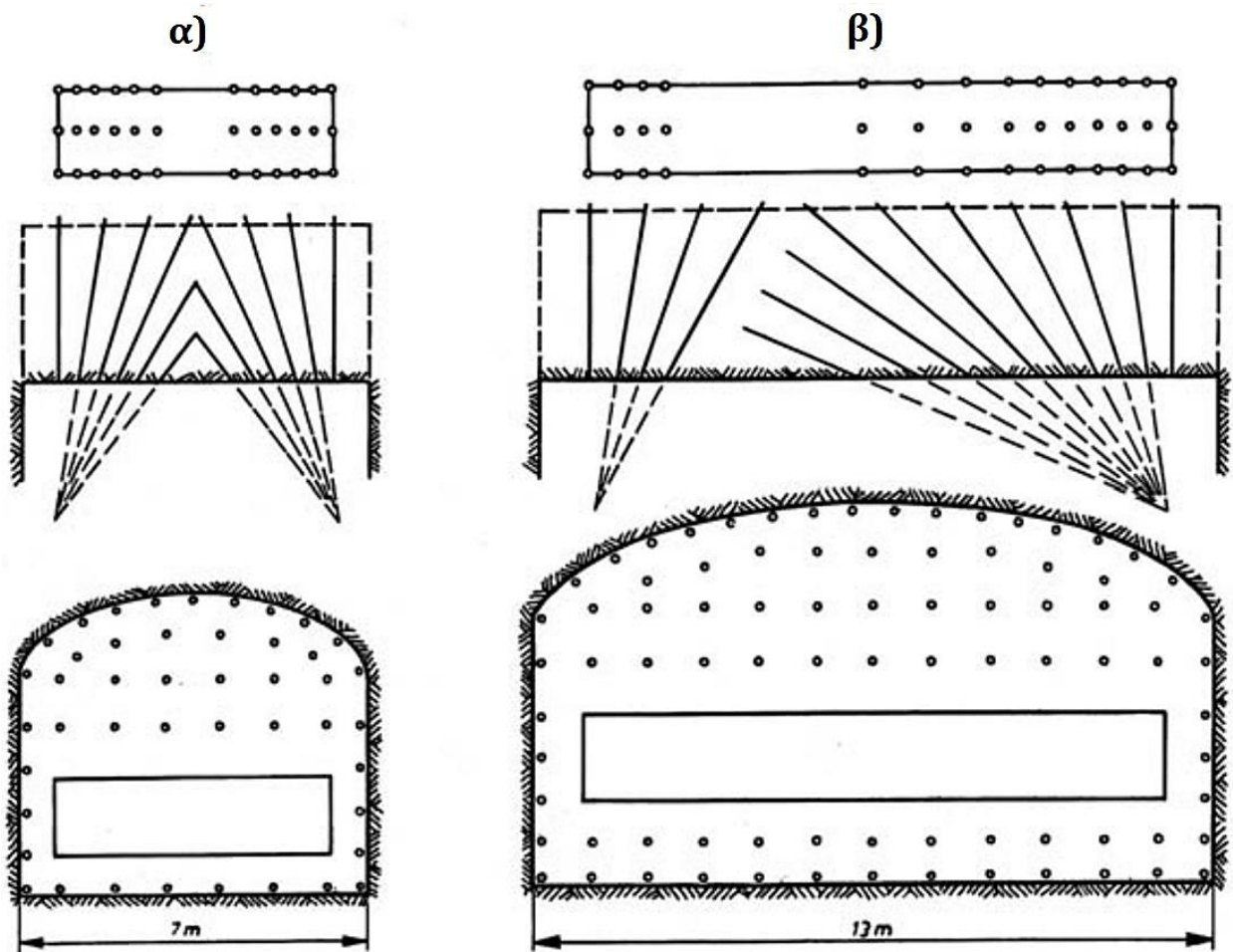
Η όρυξη της βαθμίδας πραγματοποιείται με οριζόντια διατρήματα όταν αυτή ακολουθεί κοντά στο μέτωπο της άνω ημιδιατομής είτε κατακόρυφα όταν λαμβάνει χώρα μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης της άνω ημιδιατομής (Σοφιανός, 2018a).

Η εξόρυξη σηράγγων με ανατινάξεις βασίζεται στη δημιουργία ελεύθερων επιφανειών με διάφορες διατάξεις των διατρημάτων, έτσι ώστε να ανακλάται το κρουστικό κύμα. Ο σχεδιασμός της ανατίναξης εξαρτάται από τις διαστάσεις της διατομής, τη γεωμετρία της, τη διάμετρο των διατρημάτων, τις γεωλογικές συνθήκες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πετρώματος, τη διατρησιμότητα και θραυσιμότητα της βραχομάζας, τις αναμενόμενες συνθήκες υγρασίας, τον τύπο των εκρηκτικών και μέσων έναυσης, τον εξοπλισμό διάτρησης, τις τελικές απαιτήσεις στην ακρίβεια και ομαλότητα των επιφανειών της διατομής, τον περιορισμό δονήσεων και την τεχνογνωσία του προσωπικού (Παναγιώτου, 2020; Σοφιανός, 2018a). Οι διατάξεις διατρημάτων προεκσκαφής είναι οι εξής (Sandvik Tamrock Corp., 1999; Αγιουτάντης, 2009):

- Διάταξη παράλληλων διατρημάτων (Εικόνα 1): Βασίζεται στη δημιουργία κενού ή κενών διατρημάτων ανακούφισης κοντά στο κέντρο της διατομής εκσκαφής, που δρουν ως ελεύθερες επιφάνειες ανάκλασης για τα γύρω γομωμένα διατρήματα. Επιτυγχάνεται γενικά καλύτερος θρυμματισμός και μικρότερη απόσταση εκτόξευσης του θραυσμένου πετρώματος σε σχέση με τις διατάξεις υπό γωνία. Ενδείκνυται για χρήση σε σήραγγες διαμέτρου έως 5,5 m, όπου παρουσιάζει και μεγαλύτερα βήματα προχώρησης από τις διατάξεις διατρημάτων υπό γωνία.
- Διάταξη διατρημάτων υπό γωνία (Εικόνα 2): Βασίζεται στην αξιοποίηση του μετώπου ως ελεύθερη επιφάνεια. Σε αυτήν την κατηγορία περιλαμβάνονται οι διατάξεις τύπου σφήνας ή V (V cut), πυραμίδας και βεντάλιας. Πλεονεκτούν σε σχέση με τις διατάξεις παράλληλων διατρημάτων στις μεγαλύτερες διατομές εκσκαφής και βασίζονται στις αρχές υπολογισμού φορτίου των υπαίθριων ανατινάξεων.



Εικόνα 1: Διάταξη παράλληλων διατρημάτων προεκσκαφής (Σοφιανός, 2018a).



Εικόνα 2: α) Διάταξη διατρημάτων προεκσκαφής τύπου σφήνας (V cut) β) Διατρήματα προεκσκαφής τύπου βεντάλιας (Sandvik Tamrock Corp., 1999).



Οι πιο διαδεδομένες από τις διαθέσιμες εμπορικές εκρηκτικές ύλες για την εξόρυξη πετρωμάτων είναι τα γαλακτώματα και το ANFO. Η επιλογή της εκρηκτικής ύλης εξαρτάται από την απόσταση των ασυνεχειών και τη αντοχή σε μονοαξονική θλίψη, καθώς από αυτά εξαρτάται η ευκολία κατάτμησης της βραχομάζας. Ακόμα, το ειδικό βάρος της βραχομάζας επηρεάζει την απαιτούμενη ενέργεια για τη μεταφορά του θραυσμένου πετρώματος και τη μετάδοση του κύματος στο άρρηκτο μέσο (Brady και Brown, 2006). Για τη μείωση των υπερεκσκαφών όσο και της ρωγμάτωσης του πετρώματος γύρω από την περίμετρο της εκσκαφής, δύνανται να χρησιμοποιηθούν τεχνικές ελεγχόμενης ανατίναξης (Αγιουτάντης, 2009; Τσουτρέλης, 2001).

1.4 Συμβατική διάνοιξη με μηχανικά μέσα

Η χρήση μηχανικών μέσων για την εξόρυξη γίνεται σε μαλακούς ή όταν απαγορεύεται η χρήση εκρηκτικών υλών ή όταν ο κερματισμός της βραχομάζας δεν επιτρέπει την επιτυχία ελεγχόμενης ανατίναξης. Οι μαλακές γεωμάζες, κάτω από την πίεση του δευτερογενούς εντατικού πεδίου που αναπτύσσεται κατά τη διάνοιξη, δύνανται να παραμορφώνονται και να εισβάλλουν στη σήραγγα καταστρέφοντάς την. Στις μαλακές γεωμάζες περιλαμβάνονται τα κερματισμένα και τα συνθλιβόμενα γεωυλικά κι όχι τα πετρώματα με ψαθυρή συμπεριφορά, ούτε οι τρέχουσες κοκκώδεις ή διογκούμενες γεωμάζες (Σοφιανός, 2018a). Οι απαιτήσεις σε εξειδικευμένο προσωπικό είναι μικρότερες από αυτές της εκσκαφής με εκρηκτικές ύλες. Η εκσκαφή με μηχανικά μέσα πραγματοποιείται από τις εξής μηχανές σημειακής κοπής και τις παραλλαγές τους (Sandvik Tamrock Corp., 1999):

- Υδραυλική σφύρα (Hydraulic hammer): Χρησιμοποιείται σε σκληρά πετρώματα, όταν υπάρχει υποεκσκαφή και για το θρυμματισμό βραχωδών όγκων που δύναται να συναντηθούν εντός μαλακών σχηματισμών. Ο τύπος άκρου σφήνας ή αλλιώς καλέμι (chisel) χρησιμοποιείται περισσότερο στα υπόγεια έργα για την πρωτογενή θραύση πετρωμάτων και την αποκόλληση επισφαλών όγκων.
- Εκσκαφέας υπογείων (Backhoe): Χρησιμοποιείται με κατάλληλης διαμόρφωσης κάδο με κοπτικά άκρα συρόμενου τύπου σε ασθενείς και εδαφοποιημένους σχηματισμούς. Ακόμα, είναι οι κύριες μηχανές εκσκαφής ανάστροφου τόξου.
- Φρέζα (Roadheader): Είναι η πιο διαδεδομένη σε χρήση μηχανή εκσκαφής στα υπόγεια έργα. Χρησιμοποιείται σε μαλακές έως μετρίως σκληρές βραχομάζες. Χρησιμοποιούνται είτε κοπτικά άκρα τύπου σφήνας ή κοπτικά σημειακής προσβολής. Κατηγοριοποιούνται



ανάλογα με τη διεύθυνση κοπής σε μηχανές κεφαλής εγκάρσιας ή διαμήκου κοπής. Ακόμα, διακρίνονται ανάλογα τη μάζα της μηχανής και τη δύναμη κοπής που δύναται να αναπτυχθεί.

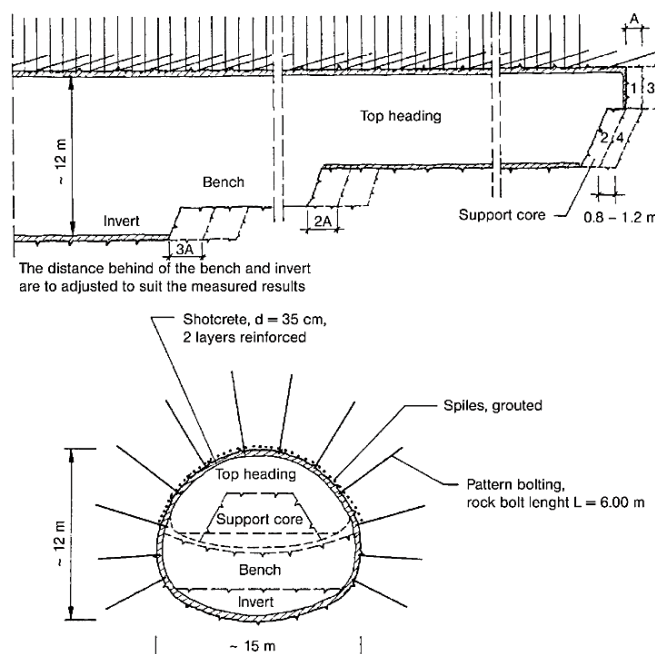
Στις ορεινές σήραγγες η συμβατική διάνοιξη σηράγγων αξιοποιεί τις μεθόδους εκτοξευόμενου σκυροδέματος, η χρήση των οποίων καθορίζεται από το χρόνο αυτο-υποστήριξης της γεωμάζας και την τεχνογνωσία του προσωπικού. Ο χρόνος ευστάθειας του γεωυλικού και η σύνθλιψη της σήραγγας εξαρτώνται από το υφιστάμενο εντατικό πεδίο, την ποιότητα του πετρώματος και τις διαστάσεις του ανοίγματος. Συνηθέστερη πρακτική βελτίωσης των συνθηκών ευστάθειας είναι η διάνοιξη της διατομής σε πολλαπλά μέτωπα, μειώνοντας το ενεργό μέγεθος του ανοίγματος (Σοφιανός, 2018a). Οι πιο διαδεδομένες μέθοδοι διάνοιξης ορεινών σηράγγων με χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι η Νέα Αυστριακή Μέθοδος (New Austrian Tunnelling Method) - NATM (Maidl et al., 2013) και η νέα ιταλική μέθοδος ADECO-RS (Lunardi, 2008).

Η NATM βασίζεται στη συνεχή παρακολούθηση της διάδρασης της εύκαμπτης προσωρινής υποστήριξης με το περιβάλλον πέτρωμα με απώτερο σκοπό την αναθεώρησή της για την επίτευξη της πλέον σταθερής και οικονομικής επένδυσης. Η προσωρινή υποστήριξη αποτελείται κυρίως από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ηλώσεις και πλαίσια, συνήθως δικτυωτά, προκειμένου να υπάρχει δυνατότητα μεταβολής της. Οι βασικότερες αρχές της NATM, η οποία χρησιμοποιείται περισσότερο στην Ελλάδα, είναι (Σοφιανός, 2018a):

- Η αντοχή της περιβάλλουσας γεωμάζας πρέπει να αξιοποιείται στο μέγιστο, επιτρέποντας την παραμόρφωσή της.
- Η προσωρινή υποστήριξη που τοποθετείται πρέπει να είναι εύκαμπτη και να αποτελείται από λεπτή στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος με ηλώσεις που καθορίζονται από την ταξινόμηση της βραχομάζας. Η πρώτη αυτή στρώση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος αποσκοπεί στην πλήρωση των ρωγμών και την προστασία τους από τη χαλάρωση. Ουσιαστικά, λόγω των ερπυστικών παραμορφώσεων του σκυροδέματος, αυτή η στρώση δεν αναλαμβάνει φορτία.
- Άμεσες μετρήσεις των μετακινήσεων και πιέσεων μετά την τοποθέτηση της πρώτης στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Τα αποτελέσματα των ελέγχων αποτελούν τη βάση της ακολουθίας των φάσεων υποστήριξης.

- Κλείσιμο του ανάστροφου τόξου (invert) ώστε η σήραγγα να λειτουργεί υπό θλίψη σε όσο μεγαλύτερο βαθμό γίνεται.
- Η τοποθέτηση μόνιμης επένδυσης γίνεται σε μεταγενέστερο στάδιο, μετά τη σταθεροποίηση των παραμορφώσεων.
- Η σύμβαση του έργου πρέπει να επιτρέπει προσαρμογές στον τρόπο διάνοιξης και υποστήριξης.

Η διάνοιξη μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε με ολομέτωπη εκσκαφή της διατομής με προπορευόμενη ερευνητική στοά, είτε με προπορευόμενη την εκσκαφή της άνω ημιδιατομής, είτε με διάνοιξη περισσότερων μετώπων. Γίνεται χρήση εκρηκτικών υλών και των μηχανικών μέσων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Σε σταθερά πετρώματα δύναται ολομέτωπη διάνοιξη διατομών διάμετρο έως και 12 m, ενώ με τη μείωση της ποιότητας της βραχομάζας η εφαρμογή της ολομέτωπης διάνοιξης μειώνεται (Εικόνα 3). Η κάτω ημιδιατομή κατασκευάζεται συχνά σε μεγάλη απόσταση ή και μετά το πέρας της άνω ημιδιατομής (Maidl et al., 2013).



Εικόνα 3: Διάνοιξη της σήραγγας Himmelberg σε φάσεις σε θρυμματιζόμενο πέτρωμα (Maidl et al., 2014).

Η μέθοδος προϋποθέτει την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης σε χρόνο και ποσότητα τέτοιο έτσι ώστε να φορτίζεται κατά το ελάχιστο δυνατό και να παραλαμβάνει η βραχομάζα τα φορτία χωρίς να χαλαρώνει. Εφόσον δεν ισορροπεί η διατομή, τότε λαμβάνονται μέτρα όπως μείωση του βήματος προχώρησης, σταθεροποίηση του μετώπου με πυρήνα πετρώματος,

σταθεροποίηση του μετώπου με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, εφαρμογή ομπρέλας προπορείας στο θόλο κλπ. Η τελική ασφάλεια του ανοίγματος ορίζεται από την τελική επένδυση, η επάρκεια της οποίας ελέγχεται με συνεχή παρακολούθηση (Σοφιανός, 2018a).

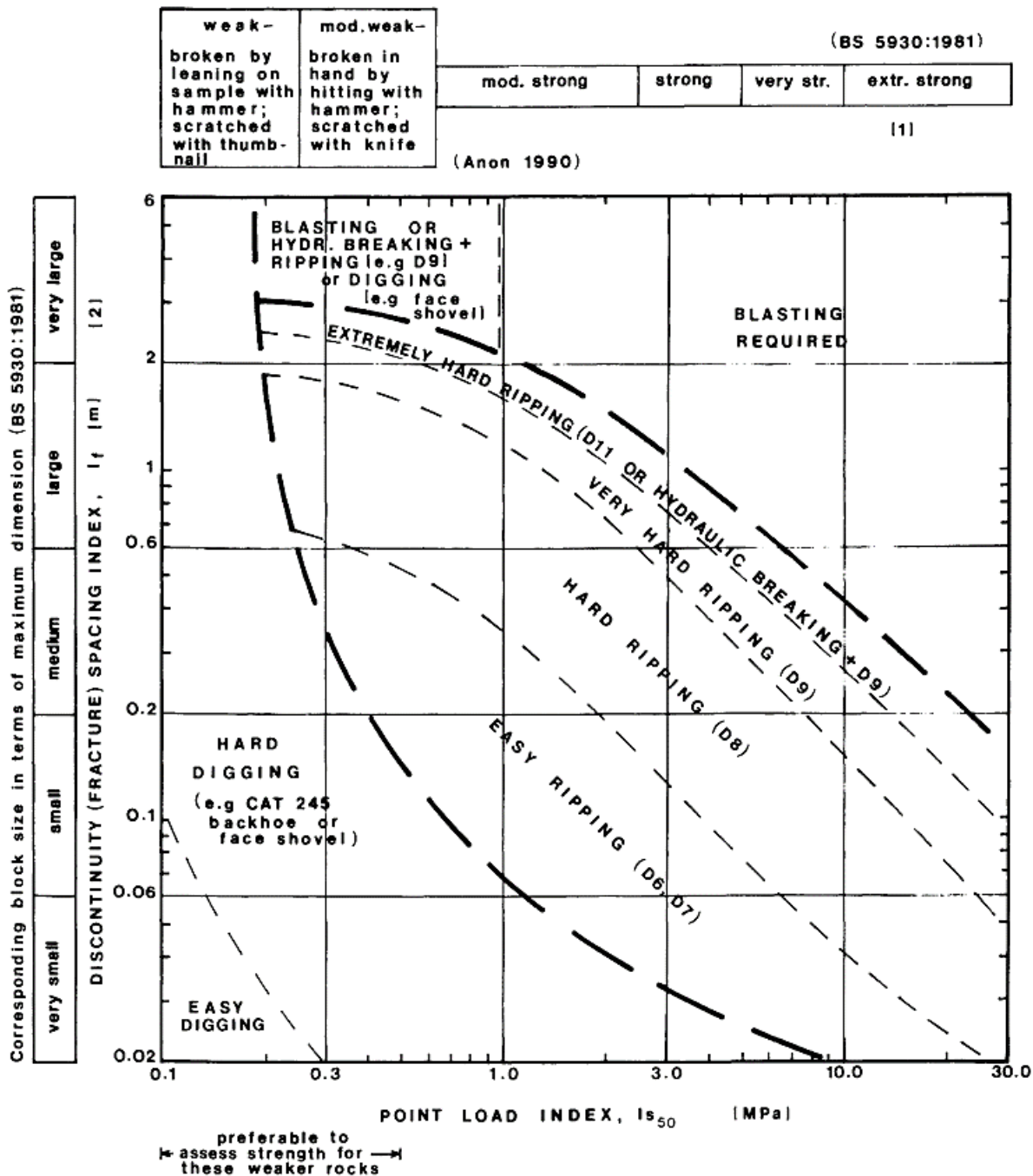
1.5 Εκσκαψιμότητα

Ως εκσκαψιμότητα ή εξορυξιμότητα ορίζεται η ευκολία με την οποία ένα πέτρωμα μπορεί να εκσκαφτεί με τη χρήση εκρηκτικών υλών ή μηχανικών μέσων. Συνδέεται ως έννοια με τη διατρησιμότητα και την αποξεστικότητα των πετρωμάτων, που σημαίνει ότι επηρεάζει άμεσα την οργάνωση, τη διαχείριση και τα οικονομικοτεχνικά στοιχεία του έργου. Σύμφωνα με τους Thuro και Plinninger (2003) η εκσκαψιμότητα εξαρτάται από τα τεχνικά χαρακτηριστικά του εξοπλισμού που χρησιμοποιείται (ισχύς, κοπτικά άκρα κλπ), τις γεωλογικές συνθήκες (βαθμός αποσάθρωσης, κατάσταση ασυνεχειών κλπ) και τη ροή των εργασιών (συντήρηση εξοπλισμού, ομαλή λειτουργία μηχανημάτων κλπ).

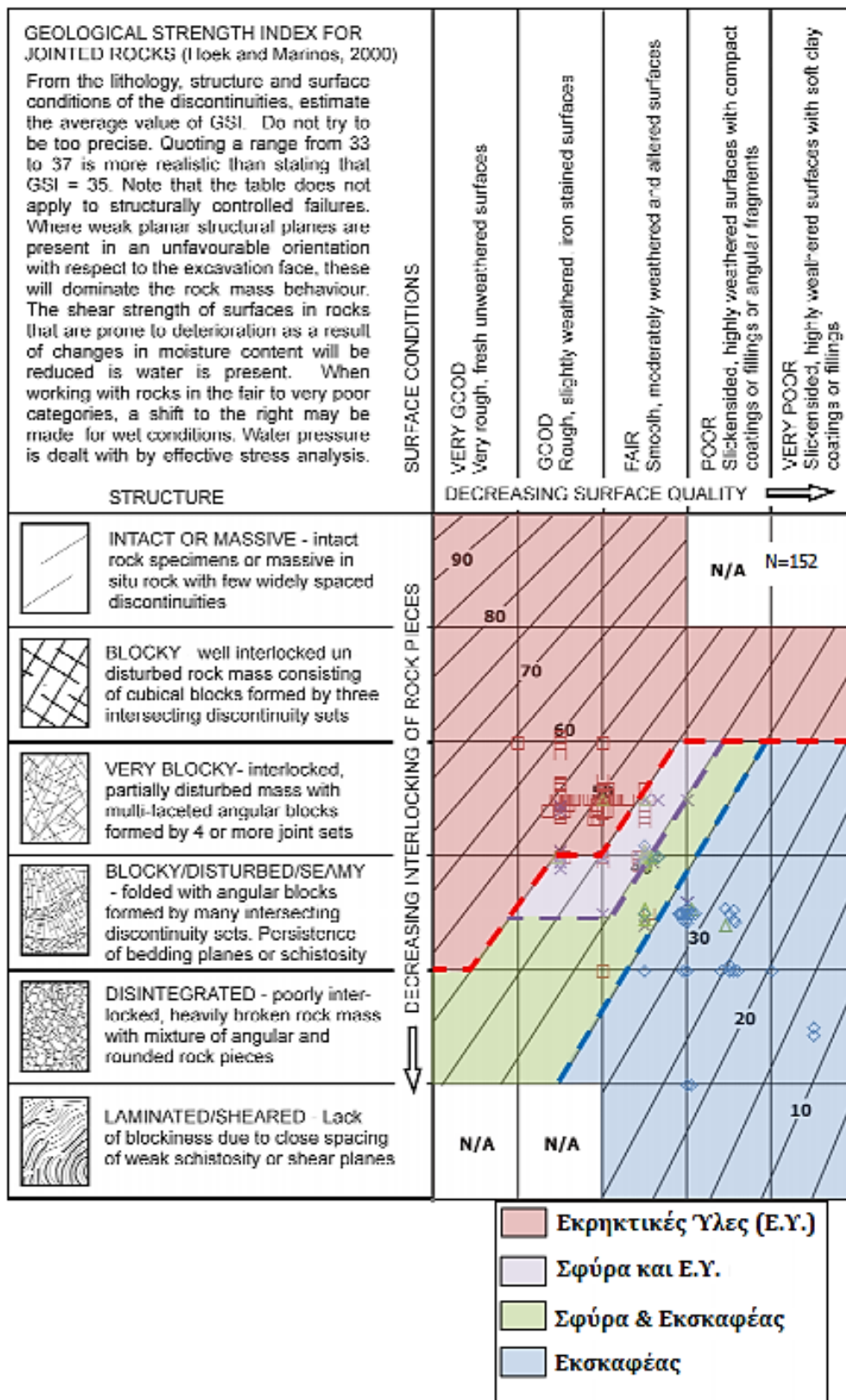
Μία από τις πιο διαδεδομένες εμπειρικές μεθόδους εκτίμησης της εκσκαψιμότητας των πετρωμάτων είναι η χρήση γραφημάτων, όπως αυτό των Pettifer και Fookes (1994), που έχει προκύψει από παρατηρήσεις σε υπαίθρια έργα, με κριτήρια την απόσταση των ασυνεχειών και το δείκτη αντοχής σημειακής φόρτισης, Is_{50} . Το γράφημα παρουσιάζεται στην Εικόνα 4. Μία άλλη γραφική μέθοδος εκτίμησης της εκσκαψιμότητας είναι η χρήση γεωτεχνικών ταξινομήσεων βραχομάζας, όπως αυτή των Tsiambaos και Saroglou (2010), όπου η εκτίμηση της εκσκαψιμότητας βασίζεται στο δείκτη γεωλογικής αντοχής GSI και στο δείκτη αντοχής σημειακής φόρτισης, Is_{50} . Αξίζει να σημειωθεί ότι οι περισσότερες έρευνες έχουν στηριχτεί σε δεδομένα από υπαίθριες εκσκαφές (Khamehchiyan et al., 2014).

Στην εργασία των Chaniotis et al. (2017) προτάθηκε μία ταξινόμηση της εκσκαψιμότητας της βραχομάζας στα υπόγεια έργα, με βάση το σύστημα GSI, η οποία βασίστηκε στη μελέτη και κατασκευή των οδικών σιράγγων που κατασκευάστηκαν στην περιοχή της Παναγοπούλας. Στην εργασία μελετήθηκαν ως μέσα εξόρυξης οι εκρηκτικές ύλες, ο συνδυασμός υδραυλικής σφύρας και εκρηκτικών υλών, ο συνδυασμός εκσκαφέα υπογείων και υδραυλικής σφύρας και η μεμονωμένη χρήση εκσκαφέα υπογείων. Αναδείχθηκε ότι η εξόρυξη με εκρηκτικές ύλες είναι αναγκαία όταν η τιμή GSI είναι πάνω από 45 για διαταραγμένη βραχομάζα, αλλά κι όταν η τιμή GSI είναι πάνω από 30 όταν η δομή της βραχομάζας είναι τεμαχώδης έως πολύ τεμαχώδης.

Ακόμα, παρατηρήθηκε ότι με την αύξηση της αντοχής σε σημειακή φόρτιση μειώνεται η εκσκαψιμότητα. Το γράφημα παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.



Εικόνα 4: Ταξινόμηση της εξορυξιμότητας πετρώματος με βάση του δείκτης σημειακής φόρτισης (I_{s50}) και ασυνέχειας (I_r) (Pettifer και Fookes, 1994).



Εικόνα 5: Ταξινόμηση εκσκαψιμότητας πετρωμάτων σε σήραγγες με βάση το GSI (Chaniotis et al., 2017).



2 ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Στα υπόγεια έργα η τοποθετούμενη στήριξη έχει το δευτερεύοντα σκοπό της διαφύλαξης της ακεραιότητας του πετρώματος με σκοπό να αναλάβει τα ίδια φορτία του. Έτσι βρίσκεται σε αντίθεση με οποιαδήποτε άλλη μορφή κατασκευής, καθώς η γεωμάζα γύρω από το άνοιγμα αποτελεί μέρος του φέροντα οργανισμού και έχει κεντρικό ρόλο στην ανάληψη των μεγαλύτερων φορτίσεων και άρα στην ευστάθειά τους. Η εκσκαφή της γεωμάζας για τη δημιουργία του υπογείου ανοίγματος, μηδενίζει τις τάσεις στις παρειές του, αλλάζει τη διεύθυνση του εντατικού πεδίου και το άνοιγμα λειτουργεί αποστραγγιστικά για τα υπόγεια νερά.

Οι μεταβολές αυτές υποβάλλουν το πέτρωμα σε δυσμενείς εντατικές συνθήκες, τις οποίες τα μέτρα στήριξης καλούνται να αντιμετωπίσουν. Ο ρόλος λοιπόν της υποστήριξης που προστίθεται στο φορέα της ίδιας της γεωμάζας έχει επικουρικό ρόλο στην εξασφάλιση της ευστάθειας του υπογείου έργου. Συνήθως δεν υπάρχει μονοσήμαντη απάντηση, στην προσπάθεια προσδιορισμού της προσωρινής υποστήριξης, αλλά αυτή εξαρτάται από τις συνθήκες και εμπειρίες στην κατασκευή παρόμοιων έργων. Για την ορθολογική και οικονομική επιλογή της λοιπόν είναι σημαντική η κατανόηση της δυνατότητας ανάληψης φορτίου από το ίδιο το πέτρωμα, ώστε να συμπληρωθεί η φέρουσα ικανότητά του από την απαραίτητη υποστήριξη.

Όσες γεωτρήσεις και αν εκτελεστούν όσες δοκιμές και αν γίνουν στο εργαστήριο, τα αποτελέσματα θα αφορούν μόνο ένα μικρό κλάσμα από τη συνολική γεωμάζα που θα συναντήσει η σήραγγα. Ως εκ τούτου, έγκειται στην κρίση των μηχανικών να εκτιμήσουν τις αναμενόμενες συνθήκες και με επιστημονικές μεθόδους να καθορίσουν τις ιδιότητες του γεωυλικού. Για την απλοποίηση του προβλήματος αυτού, θεωρείται ότι η γεωμάζα λειτουργεί ως συνεχές μέσο που επιτρέπει τριδιάστατη ανακατανομή των τάσεων γύρω από το υπόγειο άνοιγμα, αναλαμβάνοντας έτσι μέρος του φορτίου, ώστε το πλήρες υπερκείμενο να μην δρα ως φορτίο στον φορέα της σήραγγας.



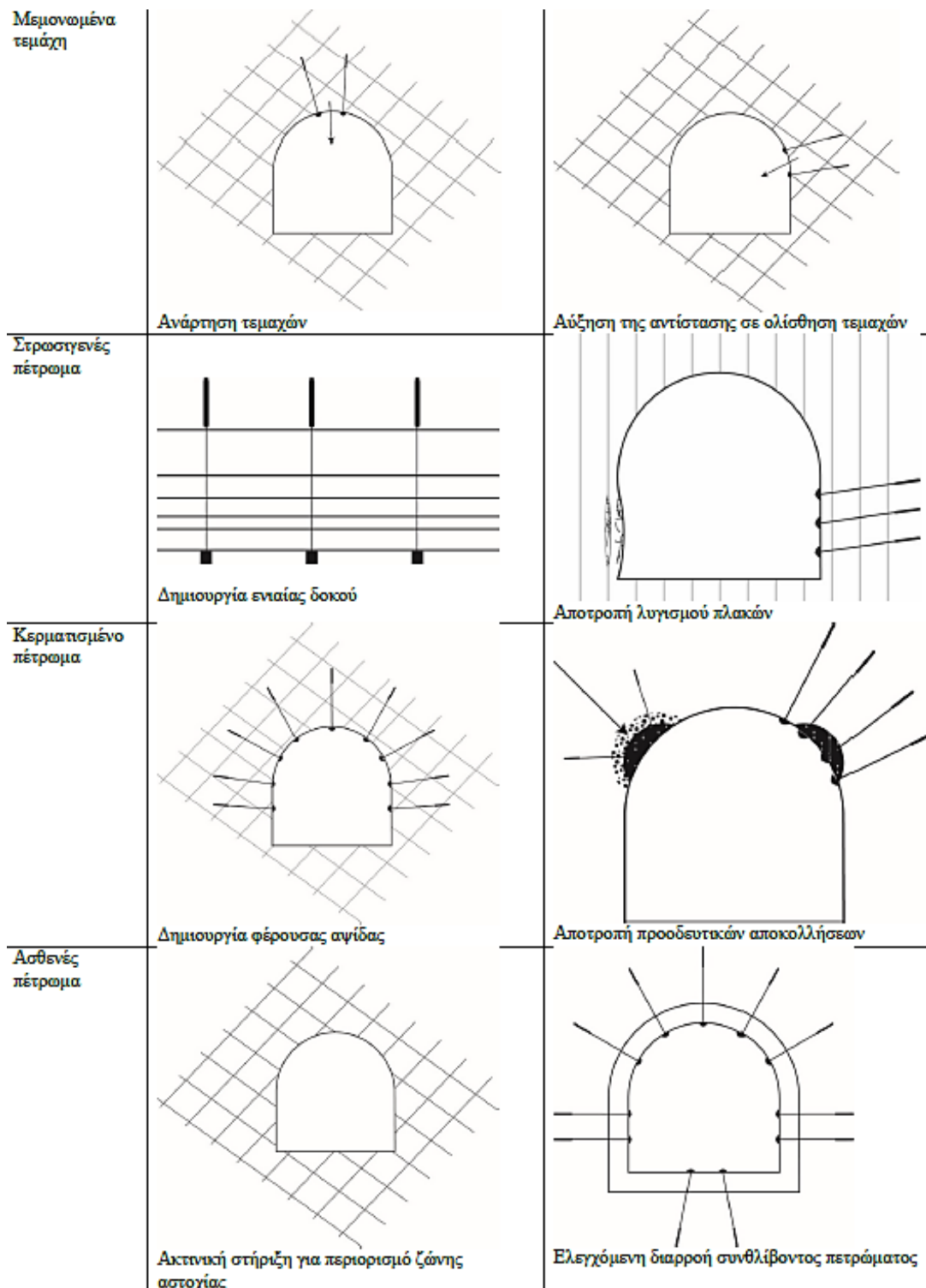
2.1 Εσωτερική ενίσχυση – ήλοι

Τα πετρώματα έχουν μεγάλη αντοχή σε θλίψη. Ως άρρηκτα υλικά έχουν και αντοχή σε εφελκυσμό και διάτμηση. Η βραχομάζα δεν έχει αντοχή σε εφελκυσμό, έχει όμως διατμητική αντοχή. Οι ασυνέχειες δεν έχουν αντοχή σε εφελκυσμό και έχουν μικρή διατμητική αντοχή. Η ενίσχυσή τους επιτυγχάνεται, κατ' αντιστοιχία με τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Κατά τον Dight (1982) οι ήλοι συμπλέκουν τη βραχομάζα, αυξάνουν τη διατμητική της αντοχή, και μειώνουν τις παραμορφώσεις της. Επίσης, σε πετρώματα με έντονη στρωσιγένεια η σε ογκοτεμαχισμένα πετρώματα, μέσω των ηλώσεων, αυτά αναρτούνται από βαθύτερα στρώματα αποτρέποντας την κάμψη με αποτέλεσμα την αύξηση της ευστάθειας του υπόγειου ανοίγματος. Οι γενικές απαιτήσεις για τις αγκυρώσεις σηράγγων περιγράφονται στην ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-03-00 (ΠΕΤΕΠ, 2009a).

2.1.1 Λειτουργία ηλώσεων

Όπως αναφέρθηκε και σε παραπάνω παράγραφο σκοπός των ηλώσεων είναι η ενίσχυση της ευστάθειας της διατομής υπογείων ανοιγμάτων. Οι ηλώσεις είναι στοιχεία ευέλικτα και προσαρμόζονται σε κάθε γεωμετρία, τοποθετούνται εύκολα, το κόστος τους είναι σχετικά μικρό, επιτρέπουν εύκολη, γρήγορη, τοποθέτηση και δίνουν την δυνατότητα αυξομείωσης της συχνότητας εγκατάστασής τους. Στην σύγχρονη εποχή χρησιμοποιούνται κατά κόρον κατά την κατασκευή των υπογείων έργων και έχει αναπτυχθεί μια μεγάλη ποικιλία προϊόντων που ανταποκρίνονται στις διαφορετικές απαιτήσεις έργων. Οι ήλοι κατασκευάζονται από χάλυβα S500 ή μεγαλύτερης αντοχής. Επίσης μπορεί να αποτελούνται από σύνθετα υλικά όπως υαλονήματα, ανθρακονήματα ή ακόμα και οργανικές ίνες κέβλαρ, υλικά τα οποία χαρακτηρίζονται από υψηλή αντοχή, καλές ηλεκτρικές ιδιότητες, και εξαιρετική ανθεκτικότητα στη διάβρωση σε διάφορες συνθήκες περιβάλλοντος (Σοφιανός, 2015). Η τοποθέτηση των ήλων γίνεται είτε σποραδικά όπου απαιτούνται είτε συστηματικά σε τετραγωνικό ή ρομβικό κάναβο σε περιπτώσεις όπου η απαιτήσεις και στήριξη της βραχομάζας είναι αυξημένες (Εικόνα 6). Η πρώτη περίπτωση αφορά ογκοτεμαχισμένα πετρώματα τα οποία απαιτούν τη στήριξη μεμονωμένων όγκων. Η δεύτερη αντιθέτως αφορά έντονα τεκτονισμένα πετρώματα. Σύμφωνα με την Γαλλική Ένωση Σηράγγων και Υπογείων Έργων (AFTES, 2014) το μήκος των ήλων είναι γενικά μεταξύ του 1/3 και 1/2 του μέγιστου πλάτους του υπόγειου ανοίγματος, που για τα συνήθη πλάτη το μέγιστο μήκος ήλου δεν

ξεπερνάει τα 6m. Οι ήλιοι διακρίνονται με βάση την αρχική τάνυση σε ενεργητικούς και παθητικούς ή με βάση την εσωτερική σύζευξη σε σημειακής και ολόσωμης πάκτωσης.



Εικόνα 6: Ενίσχυση υπόγειου ανοίγματος με ηλώσεις (Douglas και Arthur, 1983).



2.1.2 Διάκριση ήλων με βάση την αρχική τάνυση

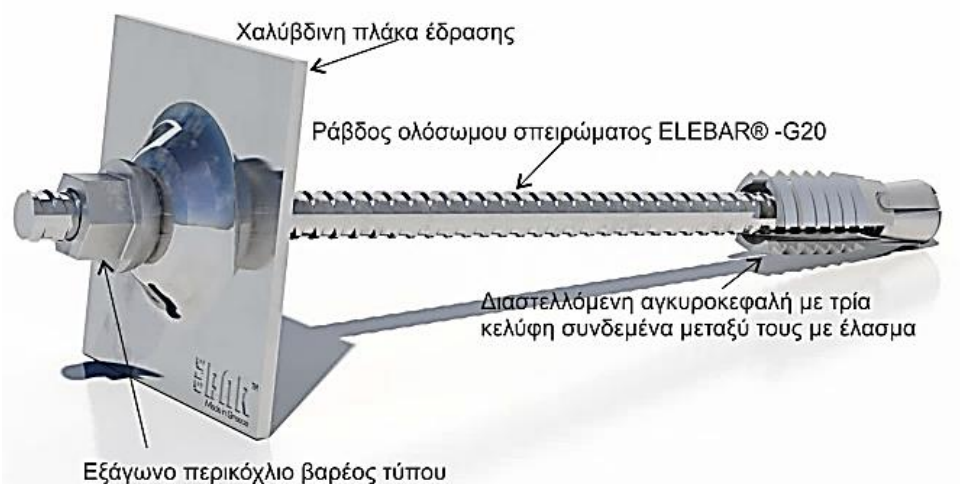
Οι ήλοι ενεργητικού τύπου ή αλλιώς αγκύρια/κοχλίες εφαρμόζονται εκεί όπου απαιτείται άμεση δράση χωρίς να υπάρχει περιθώριο για περαιτέρω παραμόρφωση του πετρώματος (Σοφιανός, 2015). Για αυτό στους εν λόγω ήλους εφαρμόζεται τάνυση αμέσως μετά την τοποθέτησή τους. Σκοπός της τάνυσης είναι η εφαρμογή δύναμης για την διατήρηση της ακεραιότητας της βραχομάζας, η οποία υπέστη βλάβη κατά την εκσκαφή, ώστε να αυξηθεί η διατμητική της αντοχή και η φέρουσα ικανότητά της. Γενικότερα όμως, τα περιορισμένα οφέλη από την τάνυση δεν δικαιολογούν το επιπλέον κόστος και την πιο σύνθετη διαδικασία εγκατάστασης οπότε και δεν συνηθίζεται. Η πάκτωση των ήλων στο πέτρωμα αρχικά είναι σημειακή, είτε με τριβή είτε με ένεμα (Εικόνα 8). Μετά την ενεργοποίηση της σημειακής πάκτωσης, οι ήλοι τανύονται. Το στέλεχος του ήλου γενικά είναι ραβδοχάλυβας, είτε με νευρώσεις (Rebar) είτε συνεχούς σπειρώματος (Threadbar), με τον τελευταίο να αποτελεί εξέλιξη του πρώτου και να πλεονεκτεί ως προς την αντοχή του σπειρώματος, την ολκιμότητα, την πρόσφυση, την ανάμειξη με τη ρητίνη, τη δυνατότητα επανέντασης, την κοπή σε επιθυμητό μήκος, το μειωμένο κίνδυνο τραυματισμού του σπειρώματος, κ.ά.

Όπως προαναφέρθηκε, το πέτρωμα γύρω από το άνοιγμά του δεν έχει γενικά τη δυνατότητα να παραλαμβάνει σημαντικές εφελκυστικές ή διατμητικές τάσεις. Η αδυναμία αυτή, όπως και στο σκυρόδεμα, δύναται να αντιμετωπίζεται με τη χρήση παθητικών ήλων ή αλλιώς βλήτρα, σε ολόσωμη επαφή με το πέτρωμα, που λειτουργούν ως οπλισμός. Ειδικά, όταν οι συνθήκες είναι τέτοιες ώστε, είτε η εγκατάσταση της στήριξης να μπορεί να πραγματοποιηθεί πολύ κοντά σε προχωρούν μέτωπο είτε να αναμένονται μεταβολές της τάσης σε μεταγενέστερο στάδιο εξόρυξης, είναι προτιμότερο να χρησιμοποιούνται οι παθητικοί ήλοι αντί για ενεργητικούς. Η ουσιαστική διαφορά μεταξύ αυτών είναι ότι οι ενεργητικοί εφαρμόζουν μια προένταση στο πέτρωμα, ενώ η ενεργοποίηση της έντασης στους παθητικούς ήλους εξαρτάται από την παραμόρφωση του πετρώματος. Η διάμετρός τους είναι από 20 έως 32 mm και εισέρχονται σε διατρήματα 38 έως 64mm (AFTES, 2014).

2.1.3 Διάκριση ήλων με βάση την εσωτερική σύζευξη

Οι ήλοι σημειακής πάκτωσης αποτελούνται από μια ράβδο συνεχούς σπειρώματος, διαστελλόμενη αγκυροκεφαλή και χαλύβδινη πλάκα έδρασης συγκρατούμενη από εξάγωνο

περικόχλιο (Εικόνα 7). Η λειτουργία τους έγκειται στη δυνατότητα ανάληψης εφελκυστικής δύναμης στο ελεύθερο άκρο, με τη βοήθεια της πλάκας διανομής και του περικοχλίου, που μεταφέρεται σε απομακρυσμένη σταθερή μάζα του περιβάλλοντος πετρώματος. Οι σύγχρονοι ήλοι αυτού του τύπου, αντί για άκρο με εγκοπή που χρησιμοποιούνταν παλαιότερα, φέρουν μηχανισμό διαστολής. Το στελέχος τους είναι ράβδος από χάλυβα, συνήθως κυκλικής ή άλλης διατομής διαμέτρου 16-25mm, είτε με νευρώσεις είτε με συνεχές σπείρωμα ή ενδεχομένως από άλλο υλικό. Στο εσωτερικό άκρο τους, για την εσωτερική σύζευξη με το πέτρωμα, έχουν μηχανισμό αποτελούμενο από κέλυφος συγκροτούμενο από σφήνες που συγκρατούνται στη θέση τους με έλασμα και κόλλουρο κώνο με εσωτερικό σπείρωμα που βιδώνεται στο σπείρωμα του στελέχους (Σοφιανός, 2015).



Εικόνα 7: Ράβδος ολόσωμου σπειρώματος με διαστελλόμενη αγκυροκεφαλή (Σοφιανός, 2015 από ΕΛΕΒΟΡ ΑΕΒΕ).

Το πέτρωμα γύρω από το άνοιγμά του δεν έχει γενικά τη δυνατότητα να παραλαμβάνει σημαντικές εφελκυστικές ή διατμητικές τάσεις. Η αδυναμία αυτή, όπως και στο σκυρόδεμα, δύναται να αντιμετωπίζεται με τη χρήση παθητικών ήλων. Οι ήλοι αυτοί βρίσκονται σε ολόσωμη επαφή με το πέτρωμα και λειτουργούν ως οπλισμός. Ειδικά, όταν οι συνθήκες είναι τέτοιες ώστε, είτε η εγκατάσταση της στήριξης να μπορεί να πραγματοποιηθεί πολύ κοντά σε προχωρούν μέτωπο είτε να αναμένονται μεταβολές της τάσης σε μεταγενέστερο στάδιο εξόρυξης, είναι προτιμότερο να χρησιμοποιούνται οι παθητικοί ήλοι στη θέση των ενεργητικών. Η ουσιαστική διαφορά μεταξύ αυτών είναι ότι οι ενεργητικοί εφαρμόζουν μια προένταση στο πέτρωμα, ενώ η ενεργοποίηση της έντασης στους παθητικούς ήλους εξαρτάται από την παραμόρφωση του



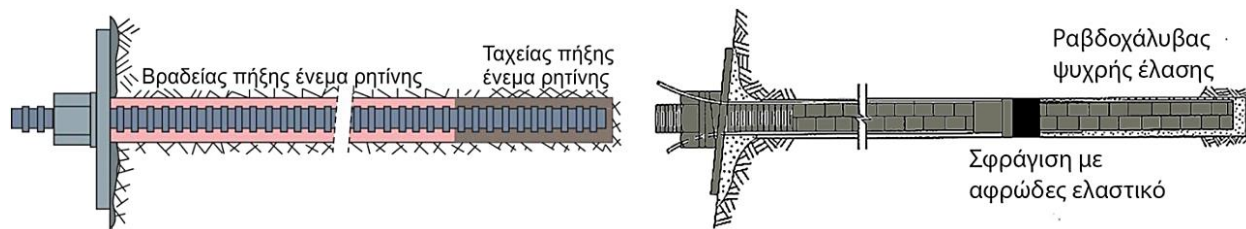
πετρώματος. Η διάμετρός τους είναι από 20 έως 32 mm και εισέρχονται σε διατρήματα 38 έως 64mm (AFTES, 2014).

2.1.4 Ρητινική πάκτωση

Οι συγκεκριμένοι ήλοι πακτώνονται τμηματικά με την βοήθεια ρητινικής κόλλας και περιγράφονται από την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-03-02 (ΠΕΤΕΠ, 2009b). Το στέλεχος είναι ράβδος, συνήθως κυκλικής διατομής από χάλυβα που πακτώνεται με την κόλλα στο άκρο του, στο βάθος διατρήματος, στο πέτρωμα. Το ελεύθερο άκρο της ράβδου στερεώνεται με περικόχλιο και χαλύβδινη πλάκα. Στον συγκεκριμένο ήλο μπορεί να επιβληθεί τάνυση, ώστε να υφίσταται αρχική δύναμη σύσφιξης. Η ικανότητα του αγκυρίου ελέγχεται από την αντοχή της ράβδου και τη συνάφεια μεταξύ ράβδου-ρητινικής κόλλας – περιβάλλοντος πετρώματος. Η λειτουργία των ήλων αυτού του τύπου έγκειται στη δυνατότητα ανάληψης εφελκυστικής δύναμης στο ελεύθερο άκρο που μεταφέρεται σε απομακρυσμένη μάζα του περιβάλλοντος πετρώματος που δεν έχει αποσταθεροποιηθεί από τις εργασίες διάνοιξης. Η ρητινική κόλλα αποτελείται από τρία χημικά συστατικά. Προκειμένου να μην έρθουν σε επαφή τα τρία πρώτα συστατικά με τον καταλύτη, συσκευάζονται σε δύο ξεχωριστά διαμερίσματα, πακεταρισμένα και σφραγισμένα σε πλαστικά φουσίγγια τα οποία εισέρχονται στο διάτρημα με την βοήθεια πεπιεσμένου αέρα. Με την εισαγωγή και περιστροφή του στελέχους του ήλου στο διάτρημα το φουσίγγιο της ρητίνης διαρρηγνύεται και τα συστατικά του αναμιγνύονται. Οι ρητίνες διακρίνονται σε ταχείας και βραδείας πήξης ανάλογα με το σκοπό χρήσης τους. Το συγκεκριμένο είδος πάκτωσης είναι αποτελεσματικό στα περισσότερα πετρώματα. Για μόνιμες εφαρμογές συνηθίζεται ο πλήρης εγκιβωτισμός με ρητίνη (Hoek, 2007).

Ένα αρνητικό του συγκεκριμένου τύπου ήλωσης είναι το αυξημένο κόστος της ρητινικής κόλλας το οποίο όμως μπορεί να αιτιολογηθεί από την ανάγκη άμεσης στήριξης του πετρώματος. Η διάμετρος του διατρήματος έχει ιδιαίτερη σημασία για την καλή ανάμειξη και πήξη της ρητίνης, καθώς και για την πλήρωση του διάκενου μεταξύ ήλου και πετρώματος. Ένα άλλο μειονέκτημα της ρητινικής πάκτωσης είναι ότι τα περισσότερα συστήματα ρητίνης - καταλύτη έχουν περιορισμένη διάρκεια αποθήκευσης. Επίσης η θραύση του πλαστικού περιβλήματος των φουσιγγίων και η αποτελεσματική ανάμειξη των ρητινών μπορεί επίσης να παρουσιάσει πρακτικά προβλήματα (Hoek, 2007).

Εξαιρέση αποτελούν ορισμένα ασθενή αργιλικά πετρώματα, στα οποία τα τοιχώματα του διατρήματος επικαλύπτονται με άργιλο κατά τη διάτρηση. Αυτή η επικάλυψη προκαλεί, κατά την περιστροφή, ολίσθηση των φυσιγγίων ρητίνης, με αποτέλεσμα την ατελή ανάμειξη και την ανεπαρκή συγκόλληση. Επιπρόσθετα σε κατακερματισμένα πετρώματα η ρητίνη μπορεί να διαφεύγει μέσω των ασυνεχειών, πριν από την πήξη, αφήνοντας κενό τον χώρο γύρω από το αγκύριο. Τέλος, η προστασία και η αντίδραση ορισμένων από τις ρητίνες με διαβρωτικά υπόγεια ύδατα, ενέχει αβεβαιότητα. Στις περιπτώσεις αυτές, η χρήση τσιμεντοκονιάματος αντί ρητίνης μπορεί να παρέχει μια πιο αποτελεσματική και οικονομική λύση (Εικόνα 8). Στις τυπικές μεταλλευτικές εφαρμογές, λόγω της περιορισμένης διάρκειας ζωής σχεδιασμού για τις περισσότερες εγκαταστάσεις ήλων, οι ανησυχίες αυτές πιθανόν να μην συνιστούν πρόβλημα. Ωστόσο, η αντικατάσταση της ρητίνης με τσιμεντοκονίαμα παρέχει καλύτερες ιδιότητες εκεί όπου η μακρά διάρκεια ζωής του έργου είναι απαραίτητη (Σοφιανός, 2015).



Εικόνα 8: Ενεργητικοί ήλοι πακτωμένοι με (αριστερά) ρητίνη και (δεξιά) με τσιμεντένεμα. Ο αριστερά ήλος είναι ολόσωμης πάκτωσης και ο δεξιά σημειακής (Σοφιανός, 2015).

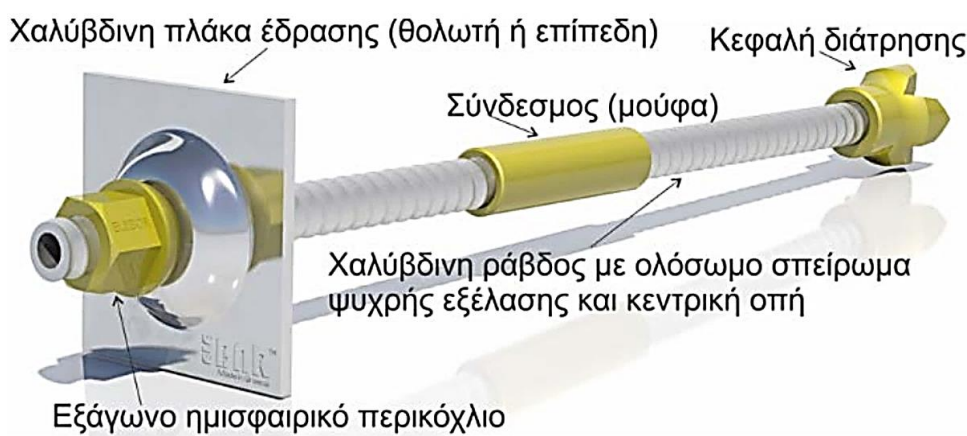
2.1.5 Πάκτωση με τσιμεντένεμα

Σε αυτή την περίπτωση η πάκτωση γίνεται ολόσωμα δια συγκόλλησης με τσιμεντοκονίαμα ή τσιμεντένεμα. Και εδώ το στέλεχος είναι ράβδος, συνήθως κυκλικής διατομής διαμέτρου 20÷28mm από χάλυβα αλλά και από σύνθετα υλικά όπως υαλονήματα ή ανθρακονήματα, με ή και χωρίς νευρώσεις, που πακτώνεται μέσω τσιμεντενέματος σε όλο το μήκος του διατρήματος. Το τσιμεντένεμα, αποτελείται από τσιμέντο, λεπτή άμμο και νερό. Η εξωτερική σύζευξη στο ελεύθερο άκρο της ράβδου επιτυγχάνεται με ελαφρά τάνυση/σύσφιξη περικοχλίου για ενεργοποίηση της στερέωσης και πραγματοποιείται με αερόκλειδο στο προεξέχον μήκος του ήλου με τη μεσολάβηση ροδέλας και πλάκας διανομής, έτσι ώστε η πλάκα να είναι σε καλή επαφή με το πέτρωμα. Σε αντίθεση με την ήλωση ρητίνης η ήλωση με τσιμεντένεμα προσφέρει ένα ισχυρό και ανθεκτικό σύστημα ενίσχυσης, όμως έχει το μειονέκτημα ότι απαιτεί αρκετές μέρες ωρίμανσης μέχρι να μπορέσει ο ήλος να αναλάβει πλήρες φορτίο. Έπειτα η ποιότητα του

τσιμεντενέματος και η ενεμάτωση δύσκολα ελέγχονται, και η χρησιμοποίηση σε διατρήματα στα οποία υπάρχει νερό από το περιβάλλον πέτρωμα δεν είναι δυνατή (Σοφινός, 2015). Διακρίνονται σε τέσσερις συμβατικούς τύπους, ανάλογα με τον τρόπο τοποθέτησης του τσιμεντενέματος και τη διάνοιξη του διατρήματος. Οι πιο διαδεμένοι είναι οι συνήθεις και οι αυτοδιατρύμενοι ήλοι.

Οι συνήθεις ήλοι (SN) περιγράφονται από την ΕΛΟΤ 1510-12-03-03-04 (ΠΕΤΕΠ, 2009c). Η εισπίεση του ενέματος πραγματοποιείται με τη βοήθεια σωλήνα που εισάγεται στο βάθος του διατρήματος και αφαιρείται αργά και ταυτόχρονα με την άντληση του κονιάματος στο διάτρημα. Αν ο ήλος είναι πάνω από 5m τοποθετείται εντός του διατρήματος πριν την εισπίεση ενέματος, αλλιώς τοποθετείται μετά (AFTES, 2014). Μετά την πήξη του κονιάματος περνιέται μετωπική πλάκα στο εξωτερικό του ήλου, η οποία συσφίγγεται με πειρκόχλιο στο πέτρωμα, για να μένει το εξωτερικό άκρο του ήλου σε σύζευξη με το πέτρωμα.

Οι αυτοδιατρύμενοι ήλοι (SDBr) περιγράφονται από την ΕΛΟΤ 1501-12-03-03-06 (ΠΕΤΕΠ, 2009d). Το στέλεχός του συγκεκριμένου ήλου είναι χαλύβδινη ράβδος, κυκλικής διατομής, συνήθως με ραβδώσεις ή ελικώσεις στην εξωτερική επιφάνεια. Στο τέλος της ράβδου είναι προσαρμοσμένη μία αναλώσιμη κοπτική κεφαλή (Εικόνα 9). Ο ήλος πακτώνεται με τσιμεντένεμα που εισπιέζεται από την κεντρική οπή και εκρέει από το εσωτερικό άκρο της γεμίζοντας το διάκενο πέριξ του ήλου, ενώ βελτιώνει και τη βραχομάζα πέριξ του διατρήματος. Οι ήλοι αυτοί είναι κατάλληλοι για τοποθέτηση σε πετρώματα τα οποία είναι μικρής ευστάθειας και τα διατρήματά τους δεν δύνανται να παραμένουν ανοιχτά μετά την αφαίρεση του διατρητικού στελέχους. Γι αυτόν τον λόγο το διατρητικό στέλεχος είναι θυσιαζόμενο, δηλαδή είναι κατασκευασμένο από ειδικό κράμα μετάλλου το οποίο αναλώνεται κατά τη διάτρηση (Σοφινός, 2015).



Εικόνα 9: Αυτοδιατρύμενος ήλος Elebar SD-R32 (Σοφινός, 2015).

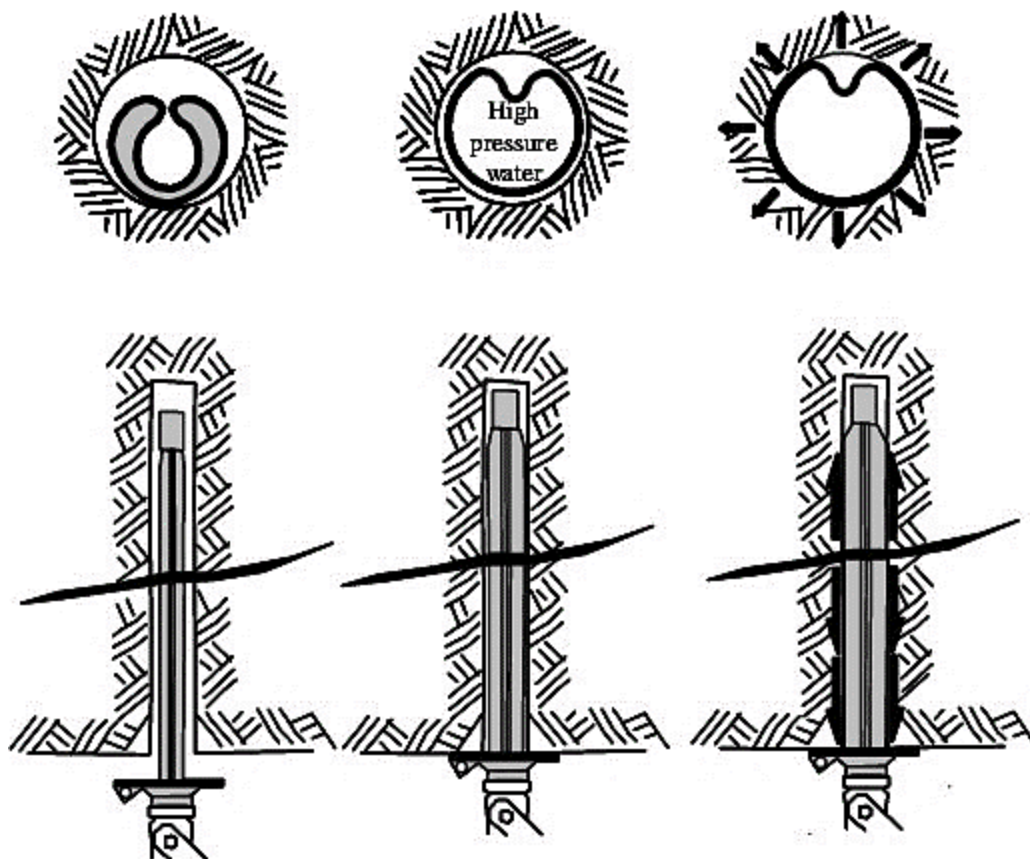
2.1.6 Ήλοι με σύζευξη τριβής

Οι χρονοβόρες διαδικασίες εγκατάστασης ή και λειτουργίας των διαφόρων τύπων ήλων, ώθησαν στην επινόηση των ήλων τριβής. Οι ήλοι αυτοί πακτώνονται άμεσα και ολόσωμα στο πέτρωμα. Η εξωτερική σύζευξή τους με το πέτρωμα επιτυγχάνεται με πλάκες στο ελεύθερο άκρο τους που έρχονται μαζί με το στέλεχος, δίχως όμως να διαθέτουν περικόχλιο οπότε δεν υπάρχει δυνατότητα τάνυσης. Η ταχύτητα της εγκατάστασης και λειτουργίας τους είναι το κύριο πλεονέκτημά τους σε σύγκριση με άλλους συμβατικούς ήλους όπως τους πακτωμένους με τσιμεντοκονίαμα. Το κόστος τους είναι γενικά μεγαλύτερο από τους συμβατικούς, όμως το συνολικό κόστος των ήλων τριβής δύναται να είναι μικρότερο από εκείνο των εναλλακτικών συστημάτων, όταν λαμβάνεται υπόψη ο χρόνος και το κόστος εγκατάστασης. Δύνανται ολισθαίνοντας να αναλαμβάνουν μεγάλες παραμορφώσεις, και γι' αυτό προτιμώνται εκεί όπου αναμένονται μεγάλες μετατοπίσεις (Σοφιανός, 2015). Διακρίνονται σε συστελλόμενους και σε διαστελλόμενους.

Οι πιο διαδεδομένοι διαστελλόμενοι ήλοι ολόσωμης σύζευξης δια τριβής είναι οι ήλοι τύπου Swellex που περιγράφονται από την ΕΛΟΤ 1501-12-03-03-05 (ΠΕΤΕΠ, 2009ε). Αποτελείται από ένα σωληνωτό στέλεχος όλκιμου χάλυβα υψηλής αντοχής που επιτρέπει σημαντική παραμόρφωση χωρίς απώλεια αντοχής. Έχει διάμετρο 41-54mm, αλλά διαμορφώνεται διπλωμένος σε μικρότερη διάμετρο 26-36mm, ώστε να μπορεί να εισάγεται εύκολα σε διάτρημα διαμέτρου 35 έως 51mm. Παρασκευάζεται σε μήκη μέχρι 12m (Hoek, 2007).

Ο ήλος ενεργοποιείται με την άντληση νερού μέσα από το κενό στέλεχος του υπό υψηλή πίεση κατά την διάρκεια που ο ήλος βρίσκεται μέσα στο διάτρημα. Η πίεση διαστέλλει το αναδιπλωμένο σωλήνα με αποτέλεσμα το χαλύβδινο έλασμα να έρχεται σε στενή επαφή και να ασκεί πίεση στα τοιχώματα του διατρήματος (Εικόνα 10). Κατά την ακτινική διαστολή τους συστέλλονται αξονικά με αποτέλεσμα να αναπτύσσουν εφελκυστικό φορτίο που ασκεί μέσω της πλάκας θλίψη στο πέτρωμα της τάξης των 20kN. Δεδομένου ότι η εξωτερική επιφάνεια του ήλου είναι σε άμεση επαφή με τα τοιχώματα του διατρήματος, υπάρχει κίνδυνος διάβρωσης. Γι' αυτό παρασκευάζονται και ήλοι με ασφαλική ή πλαστική επίστρωση ανθεκτική στη διάβρωση όμως συνιστάται να μην χρησιμοποιούνται σε περιβάλλοντα στα οποία αναμένονται συνθήκες διάβρωσης. Οι ήλοι έχουν όρια διαρροής περίπου 100 έως 200kN. Η λειτουργία του έγκειται στην ανάληψη εφελκυστικών δυνάμεων στο ελεύθερο άκρο του και στην ενίσχυση του πετρώματος με τις τάσεις συμπίεσης και

τριβής. Σε σχέση με τους συμβατικούς ήλους η ικανότητά ανάληψης διατμητικών τάσεων είναι μειωμένη καθώς το μεγαλύτερο μέρος της διατομής του είναι κενό (Σοφιανός, 2015).



Εικόνα 10: Μηκοτομή και διατομή ήλου swellex κατά την εγκατάσταση (Villaescusa et al., 2006).

Είναι κατάλληλος για πετρώματα μέτριας έως υψηλής αντοχής, και είναι αποτελεσματικός στην συγκράτηση βραχοσφηνών σε κερματισμένες βραχομάζες λόγω της άμεσης υποστήριξης που προσφέρει. Ακόμη δύναται να χρησιμοποιηθεί για την αυτοματοποίηση της εγκατάστασης πλεγμάτων πέριξ της διατομής της σήραγγας. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω τα κύρια πλεονεκτήματά του είναι η γρήγορη και εύκολη εγκατάσταση, η άμεση λειτουργία, και η δυνατότητα λειτουργίας σε πληθώρα γεωλογικών σχηματισμών. Μειονεκτήματά του είναι το σχετικά μεγάλο κόστος και η σχετικά προσωρινή λειτουργία (Σοφιανός, 2015).

2.2 Χαλύβδινα πλαίσια

Στις υπόγειες κατασκευές ως πλαίσιο χαρακτηρίζεται οποιοσδήποτε δύσκαμπτος στο επίπεδό του, ασυνεχής κατά μήκος του υπογείου ανοίγματος φορέας, που τοποθετείται στο τοίχωμά του για την αντιστήριξή του. Γενικότερα τα πλαίσια στα υπόγεια έργα κατασκευάζονται από χάλυβα.

πλαίσια μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να εκτελέσουν διαφορετικές λειτουργίες υποστήριξης. Είναι επομένως σημαντικό, πριν από την επιλογή του τύπου του πλαισίου, να καθορισθεί επακριβώς η λειτουργία του. Σε ένα νέο υπόγειο έργο διακρίνονται δύο περιπτώσεις, η προστασία και η υποστήριξη. Με το όρο προστασία εννοείται η λειτουργία που προσφέρεται όταν μόνος σκοπός του πλαισίου είναι η αποτροπή καταπτώσεων μεμονωμένων τεμαχών πετρώματος σε μια κερματισμένη βραχομάζα ή σε πετρώματα με στρωσιγένεια. Σε αυτή την περίπτωση σκοπός των πλαισίων είναι η προστασία των εργαζομένων κατά την αποκόλληση επισφαλών όγκων.



Εικόνα 12: Έδραση σε διευρυμένα πέλματα (Σοφιανός, 2015 από ΟΚ Μελετητική).

Λειτουργία υποστήριξης προσφέρεται όταν σκοπός τους είναι η ανάληψη φορτίων που προκαλούνται από την παραμόρφωση και την σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας. Τα πλαίσια τότε, αναλαμβάνουν τουλάχιστον ένα μέρος του φορτίου της βραχομάζας. Ανάλογα με τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν, τα πλαίσια, διακρίνονται σε βαριά, με δύσκαμπτες συνδέσεις που αντέχουν ένα μεγάλο φορτίο και περιορίζουν τις παραμορφώσεις της διατομής, και σε ελαφρά που έχουν την δυνατότητα ανάληψης μικρότερων φορτίων. Τα περισσότερα από τα πλαίσια μπορούν να χρησιμοποιηθούν για προστασία, υποστήριξη, ή ενίσχυση σύμφωνα με τον τύπο της βραχομάζας και το μέγεθος του ανοίγματος. Οποιαδήποτε και αν είναι η λειτουργία τους,



τα πλαίσια επιλέγονται, ώστε να είναι συμβατά με τις συνθήκες διάνοιξης και τους περιορισμούς στο μέγεθος και βάρος κατά τη μεταφορά και τοποθέτηση. Τα ολόσωμα μεταλλικά πλαίσια περιγράφονται κι από την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-01-01 (ΠΕΤΕΠ, 2009f).

2.2.1 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των πλαισίων

Τα κύρια πλεονεκτήματα των μεταλλικών πλαισίων είναι η άμεση ικανότητα υποστήριξης εφόσον είναι σε καλή επαφή με τη βραχομάζα, και ότι μπορούν να τοποθετηθούν κατακόρυφα ή κεκλιμένα σύμφωνα με τη μορφή του μετώπου. Όμως, μειονεκτούν ως προς τον χειρισμό των βαριών διατομών που είναι δύσκολος και επικίνδυνος με παρουσία εργαζομένων κατά την τοποθέτηση κάτω από ανυποστήρικτο μέτωπο, στην ευελιξία συμμόρφωσής τους με τη διατομή, και στους χρόνους παραγγελίας. Γι' αυτό, μέθοδοι στήριξης που επιτρέπουν την εκ του μακρόθεν τοποθέτησή τους, όπως του εκτοξευμένου σκυροδέματος και των ηλώσεων, εκτοπίζουν όπου είναι εφικτό την τοποθέτηση βαριών ή και ελαφρών χαλύβδινων πλαισίων (Maidl et al., 2013).

2.2.2 Διαδικασία τοποθέτησης πλαισίων

Όταν τα πλαίσια χρησιμοποιούνται αμέσως μετά την εκσκαφή, τοποθετείται στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος μικρού πάχους 3-5cm για να περιορισθεί η χαλάρωση των ασυνεχειών και η άμεση εισροή νερού. Τοποθετούνται και στερεώνονται σταθερά στη θέση τους, σφηνώνονται αμέσως στο εξωράχιό τους και διατηρούνται καλά τακαρισμένα, ώστε να μη μπορούν να μετακινηθούν κατά την εφαρμογή σκυροδέματος ή από οποιοσδήποτε άλλες εργασίες (Εικόνα 13). Πριν την εφαρμογή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, τα πλαίσια και οι συνδετήριες ράβδοι καθαρίζονται από τυχόν επιβλαβή παρεμβαλλόμενα υλικά. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα γεμίζει πλήρως το κενό μεταξύ πλαισίου και πετρώματος, ώστε να εξασφαλίζεται συνεχής επαφή, καθώς επίσης καλύπτεται το 30% του πέλματος του πλαισίου περίπου. Εάν μετά την τοποθέτηση σημειωθούν καταπτώσεις τότε το κενό είναι απαραίτητο να πληρωθεί με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ώστε να διατηρηθεί η επαφή του πλαισίου με την βραχομάζα (Σοφιανός, 2015).

2.2.3 Δικτυωτά πλαίσια

Ο όρος «δικτυωτό» αναφέρεται σε μεταλλικό φορέα αποτελούμενο από ράβδους. Λειτουργούν ως οπλισμός νεύρωσης, στην οποία οι 3 ή 4 διαμήκειες ράβδοι οπλισμού, που τον αποτελούν,

κάμπτονται στο σχήμα της εκσκαφής. Η διατομή των δοκών είναι γενικά τριγωνική ή τετραγωνική, πλευράς 10 έως 30 cm. Οι ράβδοι οπλισμού συνδέονται μεταξύ τους δια ηλεκτροσυγκόλλησης, με λεπτότερες ράβδους διαμέτρου, έτσι ώστε το σύνολο να αποτελεί μία δικτυωτή δοκό μορφής ζευκτού, με ικανότητα μεταφοράς δυνάμεων και ροπών. Τα πλαίσια χαρακτηρίζονται με βάση τις διαμέτρους των ράβδων τους και το ύψος της διατομής τους. Σε κάθε πλαίσιο ενσωματώνονται: πλάκες έδρασης και σύνδεσης, κοχλίες, περικόχλια, ροδέλες, σφηνοειδείς ροδέλες, διαδοκίδες σύνδεσης των διαδοχικών πλαισίων, και υλικά σφήνωσης, όπως σκυρόδεμα, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή ειδικοί εύκαμπτοι σάκοι που προσαρμόζονται στην επιφάνεια της εκσκαπόμενης γεωμάζας και γεμίζουν με σκυρόδεμα ή τσιμεντένεμα (Σοφιανός, 2018b; 2015). Τα δικτυωτά πλαίσια περιγράφονται από την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-01-02 (ΠΕΤΕΠ, 2009g).



Εικόνα 13: Τοποθέτηση δικτυωτού πλαισίου (Σοφιανός, 2015 από ΟΚ Μελετητική).

2.2.4 Ολισθαίνοντα πλαίσια

Τα πλαίσια αυτά αποτελούνται από επιμέρους ευθύγραμμες ή καμπύλες δοκούς, κατάλληλα συνδεμένες, οι οποίες δύνανται να ολισθαίνουν μεταξύ τους, έτσι ώστε να υποχωρούν όταν τα φορτία στα οποία υπόκεινται ξεπερνούν κάποια όρια. Σε αυτά ενσωματώνονται οι ολόσωμες δοκοί από μορφοχάλυβα, οι πλάκες έδρασης και σύνδεσης από μορφοχάλυβα, οι διαδοκίδες σύνδεσης



των μεταλλικών δοκών, οι κοχλίες, περικόχλια, ροδέλες, σφηνοειδείς ροδέλες και συνδετήρες, τα υλικά σφήνωσης των πλαισίων, όπως σκυρόδεμα, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, μεταλλικές σφήνες και ειδικοί εύκαμπτοι σάκοι που προσαρμύζονται στην επιφάνεια της εκσκαπτόμενης γεωμάζας και γεμίζουν με σκυρόδεμα, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή τσιμεντένεμα, και ειδικοί μηχανισμοί/παρενθέματα από ελεγχόμενα ενδοτικά στοιχεία. Η διατομή πλαισίου που χρησιμοποιείται συχνότερα είναι το ανοιγμένο U (Σοφιανός, 2015).

Όταν οι ορθές δυνάμεις στο πλαίσιο είναι μεγαλύτερες από την επιτρεπόμενη αντίστασή του, συμβαίνει ολίσθηση, η οποία επιτρέπει μικρή υποχώρηση της βραχομάζας που συνοδεύεται από μείωση της φόρτισης δηλαδή αποτόνωση. Τα πλαίσια αυτά χρησιμοποιούνται κυρίως σε βραχομάζες που παρουσιάζουν φαινόμενα σύνθλιψης (squeezing). Ο τύπος και η απόσταση των πλαισίων επιλέγονται έτσι ώστε η μετακίνηση να επιβραδύνεται αρκετά και ο ρυθμός σύγκλισης να μην υπερβαίνει τις μέγιστες αποδεκτές τιμές στο χρονικό διάστημα λειτουργίας τους ή μέχρι την τοποθέτηση μόνιμης επένδυσης (Hoek, 2007; Σοφιανός, 2015). Τα ολισθαίνοντα πλαίσια περιγράφονται από την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-01-03 (ΠΕΤΕΠ, 2009h).

2.3 Επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete) χρησιμοποιείται σχεδόν στην πλειονότητα των υπογείων έργων με ελάχιστες πολύ ειδικές εξαιρέσεις συγκεκριμένων πετρωμάτων, σε υπόγεια και επιφανειακά έργα. Με την εκτόξευση σκυροδέματος πάνω στα τοιχώματα των εκσκαφών, επιτυγχάνεται η άμεση επένδυσή τους χωρίς τη χρήση τύπων, δίνοντας το πλεονέκτημα τοποθέτησης του σε όλων των σχημάτων επιφάνειες. Το σκυρόδεμα που εκτοξεύεται από το ακροφύσιο σε μία τραχεία επιφάνεια πετρώματος, σχηματίζει αρχικά ένα λεπτό στρώμα τσιμεντοκονίας με κόκκους άμμου μικρότερους από 0,2mm. Το λεπτόκοκκο αυτό υλικό εισχωρεί στους πόρους και στις ρωγμές της βραχομάζας και προσφέρει μία βάση για την εκτόξευση και συμπίκνωση του υπολοίπου πάχους. Κατά αυτό τον τρόπο δημιουργείται ένα αρχικό, λείο και καθαρό στρώμα πάνω στο οποίο εκτοξεύεται το υπόλοιπο σκυρόδεμα παρά στην τραχεία και θραυσμένη επιφάνεια του πετρώματος. Στο νωπό σκυρόδεμα είναι πιθανό να προκληθεί ζημιά από τη διήθηση νερού, και γι' αυτό η όποια ροή θα πρέπει να αποτονώνεται, όπως για παράδειγμα με τη διάτρηση οπών και την τοποθέτηση σωλήνων (Σοφιανός, 2015). Η χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος περιγράφεται από την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-02-00 (ΠΕΤΕΠ, 2009i) και η χρήση πλέγματος οπλισμού από την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-08-00 (ΠΕΤΕΠ, 2009j).



Οι βασικές δράσεις του εκτοξευομένου σκυροδέματος είναι (Σοφιανός, 2015):

- Στατική ενίσχυση του πετρώματος σε διάφορες κλίμακες.
- Σφάγιση οξειδούμενου ή χαλαρούμενου πετρώματος για αποφυγή της περαιτέρω χαλάρωσης λόγω έκθεσής του σε νερό ή υγρασία.
- Έλεγχος του νερού και της δημιουργίας πάγου, με ανακατεύθυνση, στράγγιση ή σταμάτημα της ροής.

Ο σχεδιασμός του μίγματος καθοδηγείται από τις ίδιες αρχές που διέπουν το σχεδιασμό του έγχυτου σκυροδέματος, όπως ο χαμηλός λόγος N/T, η ελάχιστη περιεκτικότητα σε αέρα και ο επαρκής βαθμός συμπύκνωσης, καθώς και από πρόσθετους παράγοντες που επιδρούν στη διαβάθμιση των αδρανών και στην περιεκτικότητα σε τσιμέντο. Το μίγμα σκυροδέματος προσδιορίζεται από τις απαιτήσεις εφαρμογής και λειτουργίας. Όπως και στο έγχυτο, οι βασικές παράμετροι που ελέγχουν την αντοχή και την ποιότητα είναι ο λόγος N/T, η περιεκτικότητα σε αέρα και ο βαθμός συμπύκνωσης. Εντούτοις, η διαδικασία μίξης των συστατικών του και τοποθέτησής του επί τόπου, διαφέρει από το έγχυτο. Η περιεκτικότητα σε τσιμέντο του διαστρωμένου σκυροδέματος είναι πάντα μεγαλύτερη από αυτή του εκτοξευόμενου μίγματος, λόγω της μεγαλύτερης αναπήδησης των αδρότερων αδρανών καθώς αυτό εκτοξεύεται, και επομένως, η επιτόπου σύνθεσή του θα διαφέρει από το αρχικό μίγμα. Οι αναλογίες των υλικών επιλέγονται ώστε να ικανοποιείται το σύνολο των κριτηρίων και των απαιτήσεων επιτελεστικότητας τόσο του νωπού όσο και του σκληρυμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος, που περιλαμβάνουν την συνεκτικότητα, αντοχή, αντοχή σε κάμψη, πλαστιμότητα, πυκνότητα, ανθεκτικότητα, στεγανότητα, υδατοπερατότητα, προστασία των ενσωματούμενων μεταλλικών στοιχείων έναντι διάβρωσης (Maidl et al., 2013; Σοφιανός, 2015).

2.3.1 *Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα*

Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένο με χαλύβδινες ίνες χρησιμοποιείται κυρίως για την κατασκευή της άμεσης επένδυσης των σηράγγων άλλα τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιείται και σε άλλες κατασκευές όπως φράγματα, επισκευή παλαιών επενδύσεων, καθώς και στην αποκατάσταση σύγχρονων σηράγγων των οποίων η ανθεκτικότητα κινδυνεύει από διάβρωση του οπλισμού λόγω μη επαρκούς επικάλυψης κ.α. Το πλεονέκτημα της χρήσης χαλύβδινων ινών για τον οπλισμό του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, έναντι του δομικού πλέγματος, έγκειται στην



εξάλειψη του χρόνου τοποθέτησης του πλέγματος άρα και στην μείωση του κόστους. Εκτός αυτού, επιτρέπει την καλύτερη σύνδεση επάλληλων στρώσεων σκυροδέματος, αποφεύγει τη δημιουργία κενών που δημιουργούνται πίσω από τις ράβδους του δομικού πλέγματος, και ρωγμών που δημιουργούνται από τις ταλαντώσεις του δομικού πλέγματος. Επιπρόσθετα δίνει την δυνατότητα οπλισμού διατομών που φεύγουν από το σχήμα που μπορεί να οπλίσει ένα πλέγμα όπως για παράδειγμα συμβαίνει με την ύπαρξη υπερκσκαφών. Η ύπαρξη των ινών βελτιώνει την κατανομή των ρωγμών. Επίσης η παραμένουσα καμπτική εφελκυστική αντοχή εξακολουθεί να υφίσταται και μετά την επίτευξη της κορυφαίας τιμής, που γενικά είναι φθίνουσα με την παραμόρφωση. Η θλιπτική αντοχή στις πρώτες ώρες της σκλήρυνσης είναι σημαντικά μεγαλύτερη από αυτήν του άοπλου. Αυτό που αυξάνουν σημαντικά οι ίνες είναι κυρίως η δυσθραυστότητα. Έτσι η μεγάλη συνεισφορά των ινών είναι στη δυσθραυστότητα σε καμπτικό εφελκυσμό (Kolymbas, 2005; Maidl et al., 2013; Wafa, 1990; Σοφιανός, 2018b).

Τα πλεονεκτήματα χρήσης τους μπορούν να συνοψιστούν ως εξής (Σοφιανός, 2018b):

- Οι ίνες διασκορπίζονται ομοιογενώς στο μίγμα και περιορίζουν τις ρωγμές και τις επιπτώσεις της συστολής ξήρανσης. Έτσι, δεν τις αφήνουν να μεγαλώσουν πέρα από ένα πολύ μικρό όριο.
- Εξασφαλίζουν μεγαλύτερη ασφάλεια στο προσωπικό, αφού δε χρειάζεται να εργάζεται κάτω από ανυποστήρικτο πέτρωμα για την τοποθέτηση του πλέγματος.
- Σημαντική βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του τελικού προϊόντος. Το ινοπλισμένο σκυρόδεμα παρουσιάζει όχι μόνο καλύτερες πρώιμες αντοχές, αλλά και μεγαλύτερη αντοχή σε κρούση, σε διάτμηση, ενώ έχει και αυξημένη δυσθραυστότητα. Επίσης αναπτύσσει μεγαλύτερη δύναμη συνάφειας με την επιφάνεια που διαστρώνεται σε σχέση με το συμβατικά οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Μπορούν να συνδυαστούν ακόμη και με συμβατικό οπλισμό, παίζοντας το ρόλο της δευτερογενούς ενίσχυσης.
- Κατάλληλες ίνες όταν προστίθενται στο σκυρόδεμα αυξάνουν κατά πολύ την ανθεκτικότητά του σε υψηλές θερμοκρασίες, περιορίζοντας τη θραύση του.
- Οι ίνες μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε εργασίες επισκευών προϋπαρχουσών επενδύσεων σηράγγων καθώς και άλλων έργων.



Μερικά μειονεκτήματα της χρήσης του ινοπλισμένου σκυροδέματος είναι (Wong, 2004; Σοφιανός, 2018b):

- Οι ίνες δε μπορούν να αντικαταστήσουν πλήρως τον συμβατικό οπλισμό. Το ινοπλισμένο σκυρόδεμα δε μπορεί να αναπτύξει αντίστοιχη εφελκυστική αντοχή με αυτή του συμβατικά οπλισμένου σκυροδέματος.
- Κατά τη μίξη τους, εάν αυτή δεν εκτελείται σωστά ή αν δεν υπάρχει ο κατάλληλος εξοπλισμός, μπορεί να δημιουργούνται συσσωματώματα ινών που αργότερα θα φράξουν τις σωληνώσεις ή θα υποβαθμίσουν την ποιότητα του σκυροδέματος.
- Οι χαλύβδινες ίνες φθείρονται όταν εκτίθενται σε υγρασία, ενώ οι υάλινες έχουν μικρή ανθεκτικότητα σε αλκαλικά περιβάλλοντα. Επίσης, οι ίνες που βρίσκονται κοντά στην επιφάνεια, έχουν από μικρή έως ελάχιστη επικάλυψη, έτσι τείνουν να εμφανίζουν σημεία σκουριάς. Για λόγους αισθητικής και ασφάλειας, προτείνεται, η μόνιμη επένδυση από ινοπλισμένο σκυρόδεμα να προστατεύεται από ένα λεπτό στρώμα κονιάματος.
- Φθορά επίσης μπορεί να προκληθεί και από ακατάλληλη συσκευασία ή μεταφορά.
- Η εμπειρία από τη χρήση τους δεν είναι τόσο διαδεδομένη όσο αυτή του δομικού πλέγματος.
- Ο εξοπλισμός φθείρεται σημαντικά περισσότερο σε σχέση με το κοινό εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Έτσι, το κόστος λόγω φθοράς εξοπλισμού, αυξάνει.
- Είναι συνήθως ακριβότερες σε σχέση με τον συμβατικό οπλισμό, και η διαθεσιμότητά τους στον χώρο του έργου μπορεί να είναι περιορισμένη.

2.4 Εσωτερική προένισχυση

Όπως προαναφέρθηκε, τα πετρώματα, είναι υλικά ισχυρά σε θλίψη και ασθενή σε εφελκυσμό και η εσωτερική τους ενίσχυση επιτυγχάνεται όπως στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Τα μέτρα προένισχυσης μεγάλου μήκους διακρίνονται σε πέντε κατηγορίες (Σοφιανός, 2015):

- Δοκοί προπορείας (forepoles).
- Δοκίδες ή βλήτρα προπορείας (spiles).
- Ήλιοι μετώπου από υαλονήματα (fiberglass).
- Εδαφοπάσσαλοι (jet grouting).
- Συρματόσχοινα (cablebolts).



- Προεντεταμένες αγκυρώσεις (tendons).

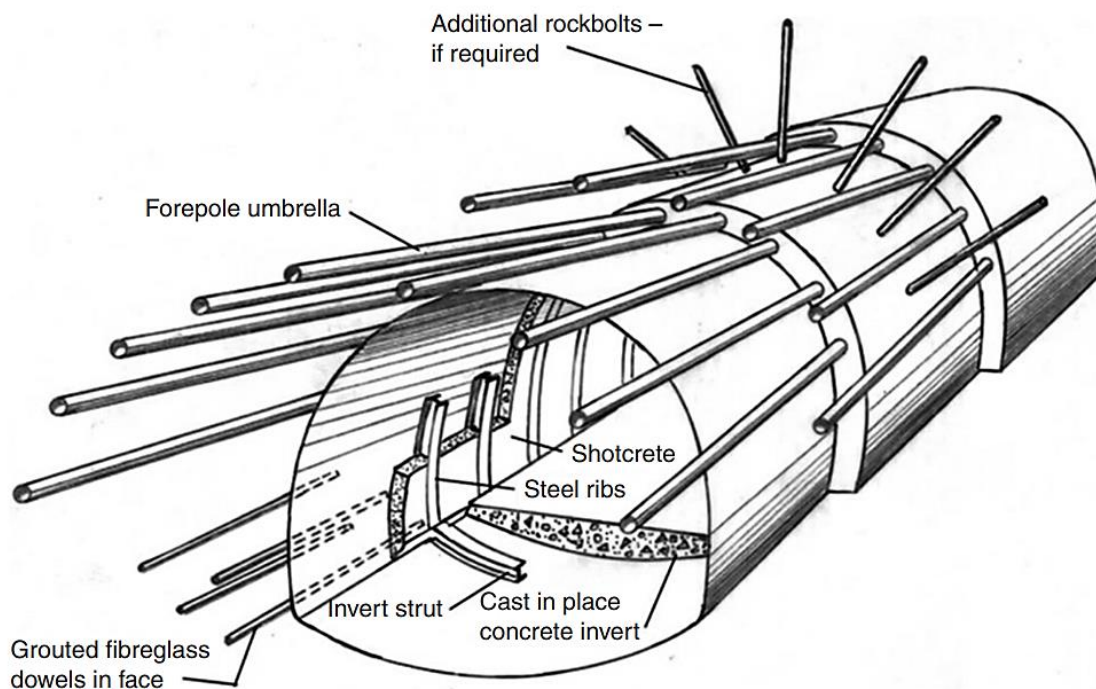
2.4.1 Δοκοί προπορείας

Οι δοκοί προπορείας (forepoling) είναι στοιχεία υποστήριξης που έχουν την δυνατότητα ανάληψης φορτίων από το περιβάλλον πέτρωμα του υπερκείμενου της οροφής σήραγγας. Συνήθως εφαρμόζονται σε εδάφη και εδαφοποιημένους σχηματισμούς που εξορύσσονται με μηχανική εκσκαφή, ωστόσο μπορούν να χρησιμοποιηθούν και σε πετρώματα χαμηλής αντοχής όπως σε περιπτώσεις ρηγμάτων, στομιών σηράγγων ή σε υποστήριξη ρηχών σηράγγων και γενικά όπου απαιτείται προϋποστήριξη (Hoek, 2001). Περιγράφονται στην ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-05-00 (ΠΕΤΕΠ, 2009k).

Το σύστημα αποτελείται από σωληνωτές δοκούς που με διάτρηση ενσωματώνονται στο πέτρωμα δημιουργώντας μία ομπρέλα προστασίας (Εικόνα 14). Αυτή η σωληνωτή δοκός γεμίζεται με ένεμα και συζευγνύεται με το πέτρωμα ολόσωμα. Γενικά εφαρμόζεται σε γεωλικά με σοβαρά προβλήματα αστάθειας της διατομής και του μετώπου, καθώς και σε αβαθείς σήραγγες και στα στόμια τους. Τοποθετείται σε γεώτρηση που διανοίγεται πριν την εκσκαφή επόμενου τμήματος της σήραγγας, συνήθως υπό μικρή γωνία 3 έως 5° ως προς τον άξονα της σήραγγας. Η τυπική εγκατάσταση απαιτεί 20 με 40 σωλήνες, καθένας με 14 ή 15m μήκος. Οι δοκοί συνίσταται να έχουν επικάλυψη 3 έως 4m οπότε η προχώρηση που επιτυγχάνεται μέχρι το επόμενο βήμα τοποθέτησης τους είναι περίπου 11 με 12m. Ο χρόνος διάτρησης για 40 σωλήνες από ένα διατρητικό φορείο είναι περίπου 10-12 ώρες, και ο χρόνος για την ενεμάτωση άλλες 10-12 ώρες (Σοφιανός, 2015).

Κατά τη μελέτη της υποστήριξης το σύστημα υπολογίζεται για να φέρει κατακόρυφα κατά μήκος κατανεμημένα φορτία, ως μεμονωμένη συνήθως αμφίπακτη δοκός που αναλαμβάνει τα υπερκείμενα φορτία σε κάμψη. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι για να λειτουργεί ως αμφίπακτη δοκός απαιτείται η πάκτωση της σε περιοχή του πετρώματος η οποία δεν έχει διαταραχθεί από την εκσκαφή. Με την εγκατάσταση διάτρητων δοκών προπορείας και την εισπίεση ενέματος δύναται σε ορισμένα πετρώματα να επιτευχθεί βελτίωσή τους. Με τη διείδυση ενέματος δύναται να δημιουργηθεί φέρουσα ανίδα που αποτελείται από τέσσερα μέρη, ήτοι: τους διάτρητους χαλύβδινους σωλήνες, το κονίαμα μέσα στους σωλήνες και στα διάκενα έξω από αυτούς, τη βελτιωμένη γεωμάζα από τη διείδυση ή τον εμποτισμό ενέματος, και τις υποστηρίξεις από

χαλύβδινα τόξα. Η δημιουργία της εξαρτάται από το περιβάλλον έδαφος, καθόσον η ενεμάτωση στοχεύει στην ενίσχυση ασθενών ή χαλαρών εδαφών, στη μείωση της διαπερατότητας, στη μείωση των καθιζήσεων που προκαλούνται από την αποστράγγιση και στη σταθεροποίηση αμμωδών εδαφών. Στατικά, αναλαμβάνει τα υπερκείμενα φορτία με λειτουργία κελύφους εγκιβωτισμένου στο περιβάλλον πέτρωμα και τα μεταφέρει στα μεταλλικά πλαίσια στα οποία στηρίζεται. Γι αυτό τον λόγο η σχεδίαση των μεταλλικών σωλήνων πρέπει να είναι αρκετά σχολαστική διαφορετικά αχρηστεύεται ουσιαστικά η λειτουργία μεταφοράς φορτίων των δοκών (Oke και Vlachopoulos, 2015).



Εικόνα 14: Ολομέτωπη εκσκαφή σε μαλακή γεωμάζα με προϋποστήριξη από ομπρέλα δοκών προπορείας στο θόλο και ήλους από υαλονήματα στο μέτωπο (Hoek, 2007).

2.4.2 Δοκίδες προπορείας

Η δοκίδα ή ράβδος προπορείας (spiling), όπως φαίνεται και από το όνομα της, είναι μια παραλλαγή της δοκού προπορείας σε μικρότερη κλίμακα. Πρόκειται για ήλο ολόσωμης σύζευξης δια συγκόλλησης με τσιμεντένεμα που εγκαθίσταται σε προηγουμένως ανορυχθέν διάτρημα. Το στέλεχος είναι σωλήνας από χάλυβα διαμέτρου μικρότερης των 76mm και όχι μικρότερης των 22mm, και δύναται να φέρει κατά μήκος οπές έγχυσης ενέματος. Τοποθετούνται υπό γωνία περίπου 3° ως προς τον άξονα της σήραγγας. Μέσα ή γύρω από τον σωλήνα εισπιέζεται ένεμα που



για την πάκτωση του στελέχους. Η λειτουργία των ήλων αυτού του τύπου ασκείται όχι μόνο με την τριβή που αναπτύσσεται κατά μήκος της ράβδου αλλά και με τη δυσκαμψία της ράβδου και της τσιμεντοκονίας που τη συμπληρώνει μέσα και γύρω από αυτήν αν και η δεύτερη δεν λαμβάνεται υπόψη από πολλούς μελετητές και κατασκευαστές καθώς το πάχος του συστήματος ράβδου - τσιμεντενέματος δεν είναι σημαντικό. Στοχεύουν στην ενίσχυση ασταθούς πετρώματος εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής με τη γεφύρωση του εκάστοτε εκσκαπτόμενου μήκους της σήραγγας μέχρι να ολοκληρωθεί η άμεση προσωρινή υποστήριξη. Προδιαγράφονται για προενίσχυση του πετρώματος εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής με τη γεφύρωση του εκάστοτε εκσκαπτόμενου μήκους της σήραγγας μέχρι να ολοκληρωθεί η υπόλοιπη ακολουθία της προσωρινής υποστήριξης (Oke et al., 2013; Σοφιανός, 2015). Περιγράφονται από την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-06-00 (ΠΕΤΕΠ, 2009I).

3 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΕΛΛΗΝΙΚΩΝ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΣΕ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΙΚΟΥΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥΣ

Όπως περιγράφεται σε επόμενο κεφάλαιο, από την επί τόπου αναγνώριση που πραγματοποιήθηκε προέκυψε ότι το αναμενόμενο περιβάλλον διάνοιξης της σήραγγας είναι πτυχωμένοι λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθοι με σφιχτή δομή σε μεγάλα βάθη. Για αυτό το λόγο κρίνεται σκόπιμη μία σύντομη βιβλιογραφική ανασκόπηση με παραδείγματα από ελληνικές σήραγγες που διανοίχθηκαν εντός ασβεστολιθικών σχηματισμών. Επιλέχθηκαν να παρουσιαστούν τα στοιχεία που βρέθηκαν για τις σήραγγες Κνημίδας, Δωδώνης, Παραμυθιάς, Αγ. Κυριακής και Παναγοπούλας.

Γενικά, όπως αναφέρουν οι Marinos et al. (2006), Marinos και Hoek (2001), Marinos (2012) και Μαρίνος (2007) οι λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθοι παρουσιάζουν σφιχτή δομή σε μεγάλα βάθη (με τιμές GSI ακόμα και άνω των 60) και οι αστοχίες είναι βαρυτικού τύπου, όπου τα επίπεδα των στρώσεων επιτρέπουν ολίσθηση σφηνών. Σε μικρότερα βάθη οι αστοχίες βαρυτικού τύπου δύνανται να οφείλονται και σε ολισθήσεις τεμαχών, τέτοιες ώστε να παρατηρούνται μικρές αστοχίες καμινάδας.

Οι τεκτονισμένοι λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθοι είναι αποδομημένες ή διατμημένες βραχομάζες που καταρρέουν όταν χαλαρώνει η περίσφιξή τους κατά τη διάνοιξη, ενώ σε



μεγαλύτερα βάθη αναμένονται παραμορφώσεις που εκδηλώνονται ως διατμητικές αστοχίες και η συμπεριφορά της βραχομάζας είναι λιγότερο δυσμενής αν περιοριστεί γρήγορα η χαλάρωσή της. Σε αυτές τις περιπτώσεις χρειάζεται εφαρμογή μέτρων εσωτερικής προενίσχυσης, όπως οι δοκίδες προπορείας. Ιδιαίτερη προσοχή δίνεται στην καρστικοποίηση των σχηματισμών.

3.1 Σήραγγα Κνημίδας

Η δίδυμη οδική σήραγγα Κνημίδος αποτελεί μέρος της παράκαμψης του Αγ. Κωνσταντίνου του αυτοκινητοδρόμου ΠΑΘΕ και κατασκευάστηκε την περίοδο 2003–2006. Έχει μήκος 2500m περίπου και διανοίχθηκε κυρίως εντός ασβεστολιθικών και δολομιτικών σχηματισμών Ιουρασικής ηλικίας. Μέγιστο ύψος υπερκειμένων περίπου 350m. Έχει έξι εγκάρσιες διασυνδετήριες στοές πεζών, μία εγκάρσια διασυνδετήρια στοά οχημάτων και δύο πλατύσματα στάθμευσης ο κάθε κλάδος. Τα κανονικά ρήγματα του ορεινού όγκου που διασχίζει η σήραγγα έχουν διεύθυνση ΝΑ-ΒΔ έως Α-Δ. Το πιο γνωστό από αυτά είναι το ενεργό ρήγμα Αρκίτσας – Καμένων Βούρλων, το οποίο τέμνει τη χάραξη στην περιοχή του στομίου της σήραγγας και η παρουσία του επηρέασε την τελική περιοχή της χάραξης αλλά και σε μεγάλο βαθμό τον αντισεισμικό σχεδιασμό του έργου (Αλεξανδρήs et al., 2010).

Όπως αναφέρθηκε οι σχηματισμοί του υποβάθρου που συναντήθηκαν αποτελούνται από ασβεστόλιθους και δολομίτες μεσοζωικής ηλικίας (Άνω Ιουρασικό έως Κάτω Ιουρασικό). Οι ασβεστόλιθοι είναι χαρακτηριστικά πλακώδεις και με χρώμα σκούρο γκρι. Οι δολομίτες είναι συμπαγείς και άστρωτοι, χρώματος τεφρού έως λευκό και υπόκεινται των ασβεστολίθων ενώ κατά θέσεις περιέχουν ενστρώσεις ασβεστολίθων. Χαρακτηρίζονται από διάρρηξη και ισχυρό κερματισμό, λόγω του τεκτονικού περιβάλλοντος, δηλαδή των διαδοχικών φάσεων συμπίεσης και εφελκυσμού που έχουν υποστεί. Δε συναντήθηκε υπόγειος υδροφόρος ορίζοντας κατά την κατασκευή, αλλά μόνο διακινούμενα νερά που βρίσκουν διόδους μέσω των ρωγμών της βραχομάζας. Η βάση του καρστ αναμένεται να εντοπίζεται περίπου στο επίπεδο της θάλασσας, αρκετά χαμηλότερα από την ερυθρά (Μαρίνος, 2020 από ΟΤΜ). Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται τα στοιχεία διάνοιξης και υποστήριξης της μελέτης.



Πίνακας 1: Στοιχεία Διάνοιξης και Μέτρα Υποστήριξης μελέτης της Σήραγγας Κνημίδας (Μαρίνος, 2020 από ΟΤΜ). Συνοτομογραφίες: μ.ί. = με ίνες, LG = δικτυωτά πλαίσια.

Κατ. Βραχομάζας		II	III	IV	V
GSI		55÷74	35÷54	25÷34	<24
Στοιχεία Διάνοιξης	Εκρ. Ύλες.	✓	✓	✓	-
	Μηχ. Μέσα	-	-	✓	✓
	Βήμα εκσ. Α΄φάσης	3,0m	1,5m	1,2m	1,0m
	Βήμα εκσ. Β΄φάσης	4,5m	3,0m	2,4m	2,0m
	Άλλο	-	-	-	Χωρισμός σε υποφάσεις εκσκαφής
Μέτρα Υποστήριξης Α΄Φάσης	Προ-υποστήριξη	-	-	Spiling πλήρως πακτωμένα L=6m	Forepoling Φ139,7 L=12m
	Πυρήνας μετώπου	-	-	✓	✓
	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	15cm (10cm μ.ί. 5cm άοπλο)	20-30cm (15-25cm μ.ί., 5cm άοπλο)	25-45cm (20-40cm μ.ί., 5cm άοπλο)	30-45cm με πλέγμα T262
	Invert	-	-	-	με 15cm shotcrete και πλέγμα T262
	Ήλοι Swellex	1,5x4,0m L=3,0m ΦΙ=120kN	1,5x3,6m L=4,0m ΦΙ=120kN	1,5x3,6m L=4,0m ΦΙ=120kN	-
	Αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης	1,5x4,0m στο θόλο L=4,0m ΦΙ=210kN	1,5x3,6m L=4,0m ΦΙ=210kN	-	3 στις παρειές L=6,0m ΦΙ=210kN
	Πλαίσια / βήμα προχώρησης	-	LG180-4Φ22	LG180-4Φ22	LG220-4Φ22
	Αποστράγγιση όπου χρειάζεται				
Μέτρα Υποστήριξης Β΄Φάσης	Invert	-	-	-	με 20cm shotcrete και πλέγμα T262
	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	15cm (10cm μ.ί., 5cm άοπλο)	20-30cm (15-25cm μ.ί. & T131, 5cm άοπλο)	25-45cm (20-40cm μ.ί., 5cm άοπλο)	30-45cm με πλέγμα T262
	Αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης	1 σε κάθε παρειά/3,0m L=4,0m ΦΙ=210kN	1,5x1,5m L=4,0m ΦΙ=210kN	1,2x1,0m L=4,0m ΦΙ=210kN	στις παρειές L=6,0m ΦΙ=210kN
	Πλαίσια	X	X	LC180-4Φ22 ανά 1,2m	LC220-4Φ22 ανά 1,0m

3.2 Σήραγγα Δωδώνης

Η δίδυμη οδική σήραγγα Δωδώνης αποτελεί μέρος της Εγνατίας Οδού και βρίσκεται στην περιοχή της Ηπείρου. Ο κάθε κλάδος έχει μήκος 3,350m περίπου, εννέα εγκάρσιες διασυνδετήριες στοές και τρία πλατύσματα στάθμευσης. Διανοίχθηκε ολομέτωπα και σχεδόν εξ' ολοκλήρου με εκρηκτικές ύλες εντός κυρίως ασβεστολιθικής βραχομάζας καλής ποιότητας (Παλαιοκαινοί – Ηωκαινοί, Σενωνίου και Ανώτερου Ιουρασικού) του Αλπικού υποβάθρου. Μέγιστο ύψος υπερκειμένων περίπου 300m (Κατσιβέλης και Μάλιος, 2001). Η προσωρινή υποστήριξη της σήραγγα σε ευνοϊκές συνθήκες παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.

Πίνακας 2: Μέτρα Υποστήριξης της Σήραγγας Δωδώνης για περιοχές με ευνοϊκές συνθήκες διάνοιξης (Κατσιβέλης και Μάλιος, 2001).

Κατηγορία υποστήριξης		Βήμα εκσκαφής	Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Πλαίσια IPB / βήμα προχώρησης	Αγκυρώσεις	
Διατομή	Περιγραφή				Τύπος αγκυρίων	Σύνολο αγκυρίων
A	Ανοιχτή	>3,0m	5 cm	-	Ολόσωμης πάκτωσης L=3,0m	Σποραδικά
B1	Ανοιχτή	2,5-3,0m	10cm (θόλος), 5cm (παρειές)	-	Ολόσωμης πάκτωσης L=3,0m	12/βήμα
B2	Ανοιχτή	2,0-2,5m	15cm (θόλος), 10cm (παρειές)	-	Ολόσωμης πάκτωσης L=3,0&4,0m	14/βήμα
C	Ανοιχτή	1,5-2,0m	20cm (θόλος), 15cm (παρειές)	120	Ολόσωμης πάκτωσης L=4,0m	16/βήμα

Παρ' όλα αυτά συναντήθηκαν θέσεις όπου παρατηρήθηκαν καταπτώσεις με εισροή υλικών ή ολισθήσεις του μετώπου. Οι δυσμενείς αυτές γεωλογικές συνθήκες αποδόθηκαν στην παρουσία ρηγμάτων και καρστικών εγκοίλων που περιέχουν σημαντικές ποσότητες αργιλικού υλικού. Εντοπίστηκαν περίπου δώδεκα μεγάλες καρστικές μορφές στην περιοχή της χάραξης. Τα ρήγματα που εντοπίστηκαν διακρίθηκαν σε παράλληλα και κάθετα στη χάραξη, με τα πρώτα να επηρεάζουν σε μεγαλύτερο μήκος αλλά σε μικρότερο βαθμό τη ροή των εργασιών, ενώ τα δεύτερα δύνανται να δημιουργήσουν ξαφνικές δυσμενείς αλλαγές στην ποιότητα της βραχομάζας, με αποτέλεσμα έντονα δυσχερείς συνθήκες διάνοιξης (Κατσιβέλης και Μάλιος, 2001).



Οι δυσμενείς συνθήκες αρχικά αναγνωρίζονταν με ερευνητικές διατρήσεις προπορείας. Από τις διατρήσεις προπορείας εκτιμόταν η κατάσταση των σχηματισμών που επρόκειτο να συναντηθούν κατά τη διάνοιξη, έτσι ώστε να εφαρμοστούν τα μέτρα υποστήριξης που παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.

Πίνακας 3: Μέτρα Υποστήριξης της Σήραγγας Λωδώνης για περιοχές με δυσμενείς συνθήκες διάνοιξης (Κατσιβέλης και Μάλιος, 2001). Συντομογραφίες: Ο.Α. = όπου απαιτείται, a = αξονική απόσταση (cm), EF = έδραση σε διευρυμένο πέγμα.

Κατηγορία Υποστήριξης		D0	D1	D2	D3
Βήμα εκσκαφής		1,0-1,5m	0,8-1,0m	0,8-1,0m	0,8-1,0m
Ινοπλισμένο εκτ. σκυρόδεμα		25cm	30cm	30cm	30cm
Πλαίσια IPB / βήμα προχώρησης		120	140	160	160
Αγκυρώσεις	Τύπος αγκυρώσεων	Ολόσωμης πάκτωσης L=4,0m	Ολόσωμης πάκτωσης L=4,0m	Ολόσωμης πάκτωσης L=6,0m	Ολόσωμης πάκτωσης L=6,0m
	Σύνολο αγκυριών	14/βήμα	16/βήμα	18/βήμα	20/βήμα
Προ-υποστήριξη θόλου		Spiling $\Phi 25$, 25cm< a <40cm L=3,0-4,0m/βήμα έως 60°	Forepoling $\Phi 63,5/55,5$, 25cm< a <40cm L=5,0m ανά 2,40-3,0m έως 90° με EF Ο.Α.	Forepoling $\Phi 114/100$, 25cm< a <40cm L=12,0m ανά 8,0m έως 120° με EF Ο.Α.	Forepoling $\Phi 159/139$, 35cm< a <50cm L=12,0m ανά 8,0m έως 130° με EF
Υποστήριξη μετώπου	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	-	5-10cm σε κεκλιμένο μέτωπο Ο.Α.	5-10cm σε κεκλιμένο μέτωπο Ο.Α.	<10cm σε κεκλιμένο μέτωπο Ο.Α.
	Ήλοι από υαλονήματα	-	L=13,4m ανά 8,0m σε κάναβο 1,50÷2,0m ² Ο.Α.	L=13,4m ανά 8,0m σε κάναβο 1,50÷2,0m ² Ο.Α.	L=13,4m ανά 8,0m σε κάναβο 1,50÷2,0m ² Ο.Α.
Πρόσθετα μέτρα (όλα Ο.Α.)		Προσωρινό invert	Αποστράγγιση Προσωρινό invert	Αποστράγγιση Τσιμεντενέσεις Μικροπάσσαλοι 2 φάσεις εκσκ. Προσωρινό invert	Αποστράγγιση Τσιμεντενέσεις Μικροπάσσαλοι 2 φάσεις εκσκ. Προσωρινό invert

3.3 Σήραγγες Παραμυθιάς

Οι δίδυμες οδικές σήραγγες Παραμυθιάς Σ1 και Σ2 αποτελούν μέρος της Εγνατίας Οδού και βρίσκονται στην περιοχή της Ηπείρου. Οι κλάδοι της Σ1 έχουν μήκος 520m περίπου και διανοίχθηκαν εντός κατακερματισμένων ασβεστολιθικών σχηματισμών με μέγιστα υπερκείμενα ύψους περίπου 60m. Οι κλάδοι της Σ2 έχουν μήκος 1100m περίπου και διανοίχθηκαν εντός κατακερματισμένων ασβεστολιθικών σχηματισμών με μέγιστα υπερκείμενα ύψους περίπου 70m (Μαρίνος, 2007).

Οι ασβεστόλιθοι του Αλπικού υποβάθρου της περιοχής των σηράγγων ανήκουν στην Ιόνια Ζώνη. Η τεκτονική της περιοχής καθορίζεται από την μεγάλη και σύνθετη εφίππευση των ασβεστολίθων πάνω στο φλύσχη κι από τη δράση του οριζόντιας ολίσθησης ρήγμα Πετουσίου. Ο συνδυασμός των δυο έχει καταπονήσει σε πολύ μεγάλο βαθμό τη δομή των ασβεστολίθων στην περιοχή των σηράγγων Παραμυθιάς. Στη Σ1 εντοπίζονται κυρίως ασβεστόλιθοι Ιουρασικής ηλικίας μεσοστρωματώδεις έως άστρωτοι με υψηλή αντοχή. Συναντώνται ως κατακερματισμένοι ή ως κατακλαστικοί (μυλωνιτωμένοι). Ακόμα, στο σύνολο του σχηματισμού συναντήθηκαν καρστικές δομές πληρωμένες με αργιλικό υλικό, αν και οι εισροές υδάτων ήταν πολύ περιορισμένες. Κατά την κατασκευή της σήραγγας παρατηρήθηκαν σημαντικές και συστηματικές αστοχίες τύπου καταρροής βραχομάζας. Οι τιμές GSI που αποδόθηκαν στη βραχομάζα κατά την κατασκευή στις ζώνες καταπόνησης ήταν 5-35 και στις ζώνες που η βραχομάζα ήταν κατακερματισμένη οι τιμές ήταν 20-40 (Μαρίνος, 2007). Στον Πίνακα 4 παρουσιάζονται τα μέτρα υποστήριξης που εφαρμόστηκαν.

Πίνακας 4: Μέτρα υποστήριξης που εφαρμόστηκαν στη σήραγγα Σ1 Παραμυθιάς (Μαρίνος, 2007).

Κατηγορία Υποστήριξης		A/B	B	B/C	C/D	D
Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα		✓	✓	✓	✓	✓
Αγκύρια		✓	✓	✓	Μεγάλη πύκνωση	Μεγάλη πύκνωση
Πλαίσια / βήμα προχώρησης με διευρυνόμενο πέλμα		✓ -	✓ -	✓ -	✓ ✓	✓ ✓
Προ- υποστήριξη	Στοιχεία προπορείας	-	Spiling	Spiling	Forepoling	Forepoling
	Πυρήνας μετώπου με shotcrete	-	-	✓	✓	✓
	Ήλοι από υαλονήματα	-	-	-	-	✓
Ανάστροφο δάπεδο		-	-	-	Προσωρινό και μόνιμο	Προσωρινό και μόνιμο



Στη Σ2, εκτός από τους μεσοστρωματώδεις έως άστρωτους ασβεστόλιθους που συναντήθηκαν στη Σ1, συναντήθηκαν και λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθοι με κερατολιθικές ενστρώσεις, υπόλευκο χρώματος. Οι εισροές υδάτων ήταν πολύ περιορισμένες. Και σε αυτή τη σήραγγα σημειώθηκαν βαρυτικές αστοχίες τύπου καταρροής κατά τη διάνοιξη. Οι τιμές GSI που αποδόθηκαν στη βραχομάζα κατά την κατασκευή στις ζώνες καταπόνησης ήταν 5-25 και στις ζώνες που η βραχομάζα ήταν κατακερματισμένη οι τιμές ήταν 20-40 (Μαρίνος, 2007). Οι κατηγορίες υποστήριξης για τις οποίες υπάρχουν στοιχεία παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.

Πίνακας 5: Μέτρα υποστήριξης που εφαρμόστηκαν στη σήραγγα Σ2 Παραμυθιάς. Κατά την κατασκευή εφαρμόστηκαν αρκετές διατομές που ήταν ενδιάμεσες, όπως η B/C-C/D, ή τροποποιημένες αυτών που παρουσιάζονται, όπως η D', όμως δεν διατίθενται στοιχεία επ'αυτών (Μαρίνος, 2007).

Κατηγορία Υποστήριξης	A/B	B	B/C	C	C/D	D	
Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Αγκύρια	✓	✓	✓	Μεγάλη πύκνωση	Μεγάλη πύκνωση	Μεγάλη πύκνωση	
Πλαίσια / βήμα προχώρησης με διευρυνμένο πέγμα	✓ -	✓ -	✓ -	✓ ✓	✓ ✓	✓ ✓	
Προ-υποστήριξη	Στοιχεία προπορείας	-	Spiling	Spiling	Spiling	Forepoling	Forepoling
	Πυρήνας μετώπου με shotcrete	-	-	✓	✓	✓	✓
	Ήλοι από υαλονήματα	-	-	-	-	-	✓
Ανάστροφο δάπεδο	-	-	-	Προσωρινό και μόνιμο	Προσωρινό και μόνιμο	Προσωρινό και μόνιμο	

Θεωρήθηκε προτιμητέα η διάνοιξη με μηχανικά μέσα και μικρά βήματα προχώρησης για την αποτροπή της αποδιοργάνωσης της βραχομάζας.

3.4 Σήραγγα Παναγοπούλας

Η δίδυμη σιδηροδρομική σήραγγα Παναγοπούλας αποτελεί μέρος της χάραξης του τμήματος Ροδοδάφνη – Ψαθόπυργος, της σιδηροδρομικής γραμμής Κορίνθου – Πάτρας. Ο κάθε κλάδος έχει μήκος 4,800m και διασυνδετήριες στοές κάθε 500m περίπου. Οι λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθοι που συναντήθηκαν κατά την κατασκευή είναι ηλικίας Κρητιδικού και εντάσσονται

«ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΟΡΕΙΝΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΜΕΤΡΙΑΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ»



στην ενότητα Ωλονού – Πίνδου. Είναι ελαφρά έως μέτρια κερματισμένοι και οι τιμές GSI που αποδόθηκαν είναι 25-40 και κατά θέσεις 40-60. Τα κανονικά ρήγματα που επηρεάζουν την περιοχή του έργου έχουν διεύθυνση κυρίως Α-Δ κι ανήκουν σε αυτά που ορίζουν τον Κορινθιακό κόλπο. Τα μέγιστα υπερκείμενα έχουν ύψος περίπου 260m (Γεωργίου, 2018, 2015). Τα μέτρα υποστήριξης που εφαρμόστηκαν στους ασβεστολιθικούς σχηματισμούς παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.

Πίνακας 6: Στοιχεία Διάνοιξης και Μέτρα Υποστήριξης της σήραγγας Παναγοπούλας (Γεωργίου, 2018, 2015). Συνομογραφίες: LG = δικτυωτά πλαίσια.

Κατηγορία Υποστήριξης	A	B	C	D1	D2	E1	E2	
Εκρηκτικές Ύλες	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	
Μηχανικά Μέσα	-	-	-	✓	✓	✓	✓	
Τύπος διατομής	ανοιχτή	ανοιχτή	ανοιχτή	κλειστή	κλειστή	κλειστή	κλειστή	
Τμηματική, σε 2 φάσεις	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Βήμα προχώρησης	3,0m	2,5m	2,0m	1,5m	1,5m	1,0m	1,0m	
Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	15cm	20cm	25cm	25cm	25-30cm	25-45cm	25-45cm	
Πλαίσια/ βήμα προχ.	-	LG 70/22/22	LG 70/22/22	IPB140	IPB140	IPB140	IPB140	
Αγκύρια / βήμα προχ. Μήκος	12 4,0m	14 4,0m	14 4,0-6,0m	20 4,0-6,0m	20 4,0m-6,0m	14 6,0m	14 6,0m	
Προ-υποστήριξη	Στοιχεία προπορείας Μήκος Επικάλυψη Ακτινική απόσταση	-	-	-	SpilesΦ28 4,0m	SpilesΦ40 6,0m	Forepoles Φ114 14,0m 4,0m	Forepoles Φ114 14,0m 6,0m
	Ήλοι από υαλονήματα Μήκος Επικάλυψη	-	-	-	17 12,0m 4,5m	17 12,0m 4,5m	17 12,0m 4,0m	17 12,0m 4,0m



4 ΓΕΩΛΟΓΙΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

Στο σχεδιασμό σιηράγγων είναι απαραίτητη η γνώση των γεωλογικών συνθηκών της περιοχής του έργου και η απόδοση της τεχνικογεωλογικής συμπεριφοράς των σχηματισμών που αναμένονται να συναντηθούν κατά τη διάνοιξη. Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται τα ευρήματα της μελέτης γραφείου και της αναγνώρισης πεδίου για την περιοχή μελέτης.

4.1 Γεωμορφολογία

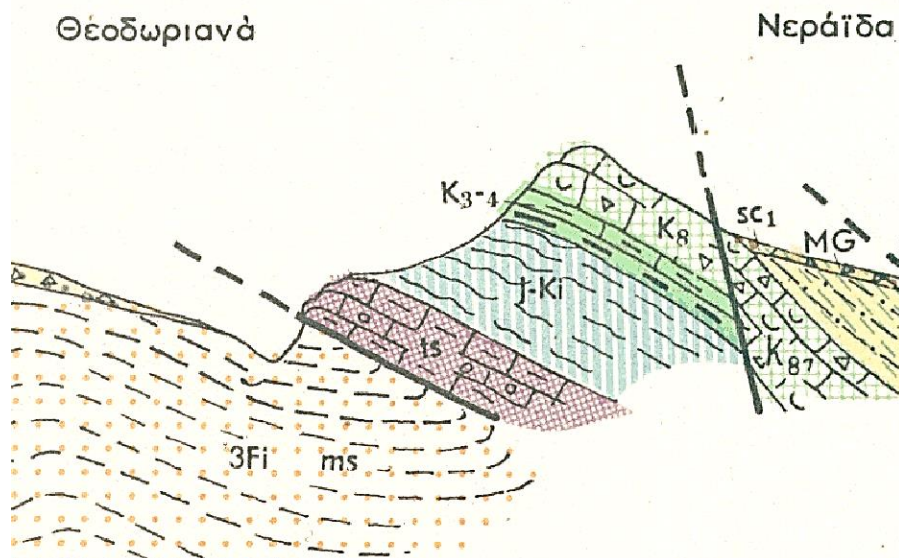
Η γεωμορφολογία της περιοχής μελέτης χαρακτηρίζεται από το ορεινό ανάγλυφο και τα πολλά μικρά υδατορέματα που διασχίζουν τις πλαγιές των κορυφών και τροφοδοτούν χειμαρρώδη ρέματα. Οι λεκάνες απορροής των ρεμάτων είναι στενές, ευνοώντας τη δημιουργία χειμαρρικών φαινομένων (Μήτσιος, 2011; Τζαφάνη, 2013).

4.2 Ευρύτερη γεωλογία περιοχής μελέτης

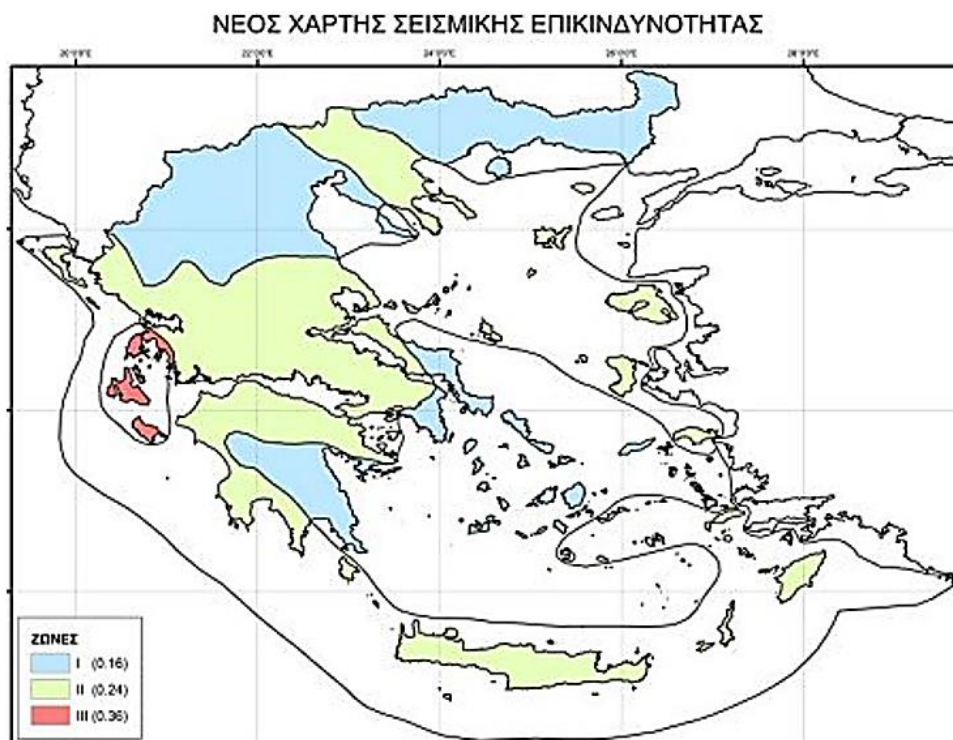
Η γεωλογική ιδιαιτερότητα της ευρύτερης περιοχής είναι η επώθηση των ασβεστολίθων και κερατολίθων ηλικίας Κρητιδικού και Ιουρασικού της ζώνης Πίνδου πάνω στο φλύσχη της Ιονίου ζώνης με τη μορφή τεκτονικών λεπίων γενικών αξόνων διεύθυνσης B-N έως BBD-NNA (Μερτζάνης, 1985). Στην Εικόνα 15 παρουσιάζεται μία τυπική επώθηση της περιοχής, που εντοπίζεται στο όρος Κριάκουρα. Χαρακτηριστικό γνώρισμα των ασβεστολίθων είναι η μηχανική αποσάθρωσή τους (κορήματα και σάρες) και τα απότομα πρανή, ενώ του φλύσχη που παρατηρείται στα χαμηλότερα τμήματα των λεκανών απορροής των ρεμάτων είναι οι ολισθήσεις.

4.3 Τεκτονική και σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής

Η περιοχή, πέρα από τη διαδοχή των επωθήσεων από την ανατολή προς τη δύση, χαρακτηρίζεται και από την εναλλαγή αντικλινικών και συγκλινικών δομών με γενική διεύθυνση BBD-NNA. Επίσης η περιοχή διελάνεται από ρήγματα με επικρατούσα διεύθυνση BBD-NNA, ενώ εντοπίζονται κι αρκετά εγκάρσια με γενική διεύθυνση A-Δ (Μερτζάνης, 1985). Σύμφωνα με το Νέο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας (Εικόνα 16) που ισχύει από το 2004, η περιοχή μελέτης ανήκει στη Ζώνη II με τιμή ενεργού εδαφικής επιτάχυνσης 0,24g.



Εικόνα 15: Επώθηση των σχηματισμών της ζώνης Πίνδου επί του φλύσχη της Ιονίου ζώνης (από το γεωλογικό χάρτη 1:50.000 του ΙΓΜΕ, Φύλλο «ΑΓΝΑΝΤΑ»). sc₁ = Κορήματα σύγχρονα. MG = Λιθώνας παγετώνων. 3Fi ms = Φλύσχη Ιονίου ζώνης, Μάργες Ποταμιάς, Ησθαινικής ηλικίας. ts = Ασβεστόλιθοι Ιόνιας ζώνης ηλικίας Ανώτερου Τριαδικού. J-Ki = Κερατόλιθοι Ιόνιας ζώνης ηλικίας Ιουρασικού - Κατώτερου Κρητιδικού. K₃₋₄ = Ασβεστόλιθοι και φλύσχη Ιόνιας ζώνης ηλικίας Κατώτερου Κρητιδικού. K₈ = Πελαγικοί ασβεστόλιθοι Ιονίου ζώνης Ανώτερου Κρητιδικού.

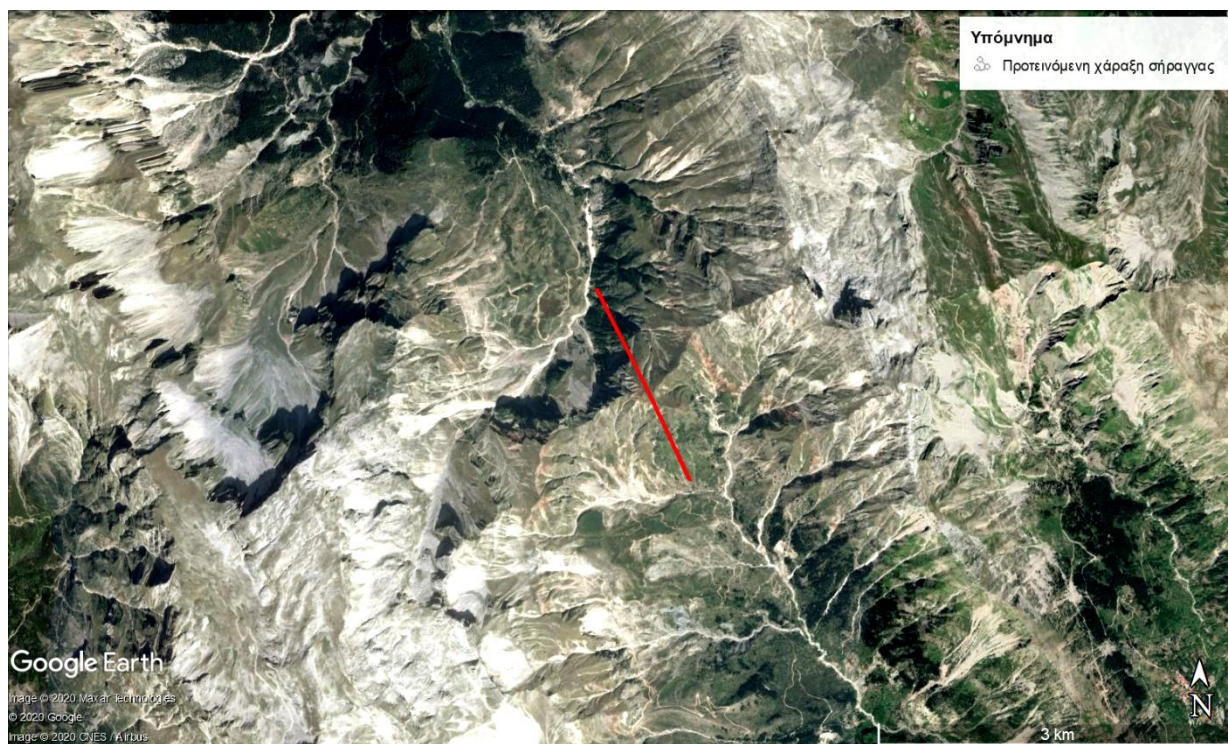


Εικόνα 16: Νέος Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας (Πηγή: www.oasp.gr).

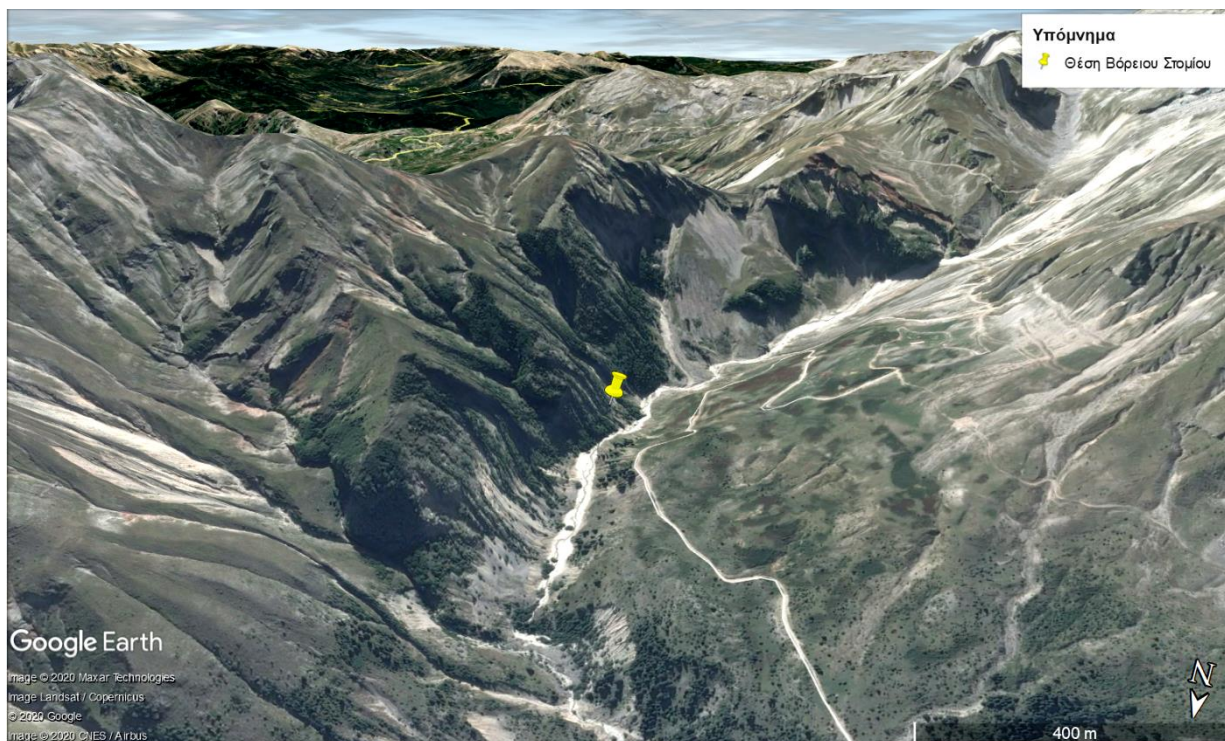
4.4 Γεωλογία της στενής περιοχής μελέτης

Η προτεινόμενη χάραξη της σήραγγας Τούρλας (Εικόνα 17) ενώνει τους οικισμούς των Δήμων Κεντρικών και Βόρειων Τζουμέρκων και διέρχεται κάτω από την κορυφή Τούρλα των Αθαμανικών Όρεων. Έχει προβλεπόμενο μήκος 1670m περίπου και ουσιαστικά ενώνει τις Δημοτικές Ενότητες Μελλισουργών και Θεοδωριάνων. Στα βόρεια της Τούρλας εντοπίζεται το χειμαρρώδες ρέμα Κρανιας (Εικόνα 18), και στα νότια της το χειμαρρώδες ρέμα Χίστιμας (Εικόνα 19). Από την πλευρά του ρέματος Κρανιας εντοπίζονται σχεδόν κατακόρυφα πρηνή, ενώ από την πλευρά του ρέματος Χίστιμας λιγότερο απότομα πρηνή καλυμμένα με κορήματα.

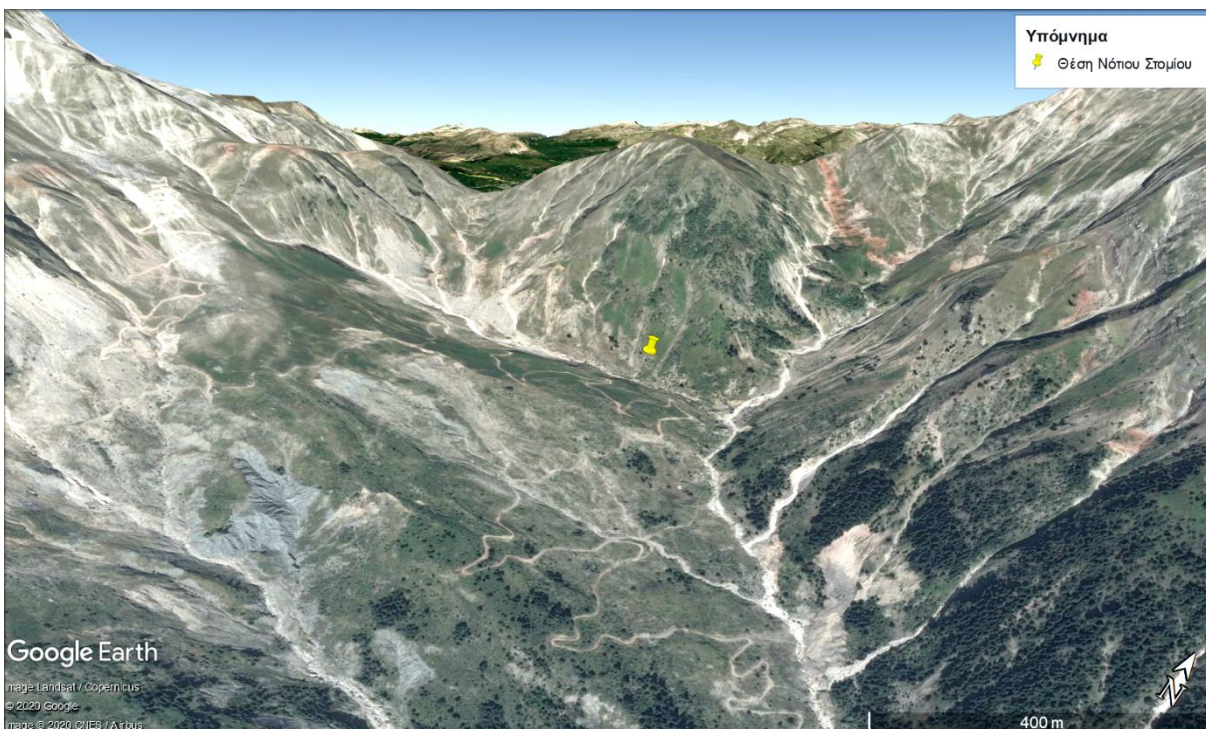
Όπως περιγράφηκε παραπάνω, η περιοχή χαρακτηρίζεται από τις επωθήσεις και τη μηχανική αποσάθρωση των ασβεστολίθων. Στην Εικόνα 20 φαίνονται οι σχηματισμοί της περιοχής της σήραγγας σύμφωνα με το γεωλογικό χάρτη Φύλλο «ΑΓΝΑΝΤΑ» του ΙΓΜΕ κλίμακας 1:50000 που εκδόθηκε το 1970.



Εικόνα 17: Προτεινόμενη χάραξη της σήραγγας Τούρλας (σημειώνεται με κόκκινη γραμμή). Εικόνα από Google Earth.



Εικόνα 18: Αποψη ορεινού όγκου Τούρλας από την πλευρά του βόρειου στομίου της σήραγγας. Διακρίνεται σάρα στα δυτικά του στομίου. Εικόνα από Google Earth.



Εικόνα 19: Αποψη ορεινού όγκου Τούρλας από την πλευρά του νότιου στομίου της σήραγγας. Εικόνα από Google Earth.



Σύμφωνα με το υπόμνημα του χάρτη οι γεωλογικοί σχηματισμοί που εντοπίζονται, περιγράφονται ως εξής:

4.4.1 Σχηματισμοί του Τεταρτογενούς

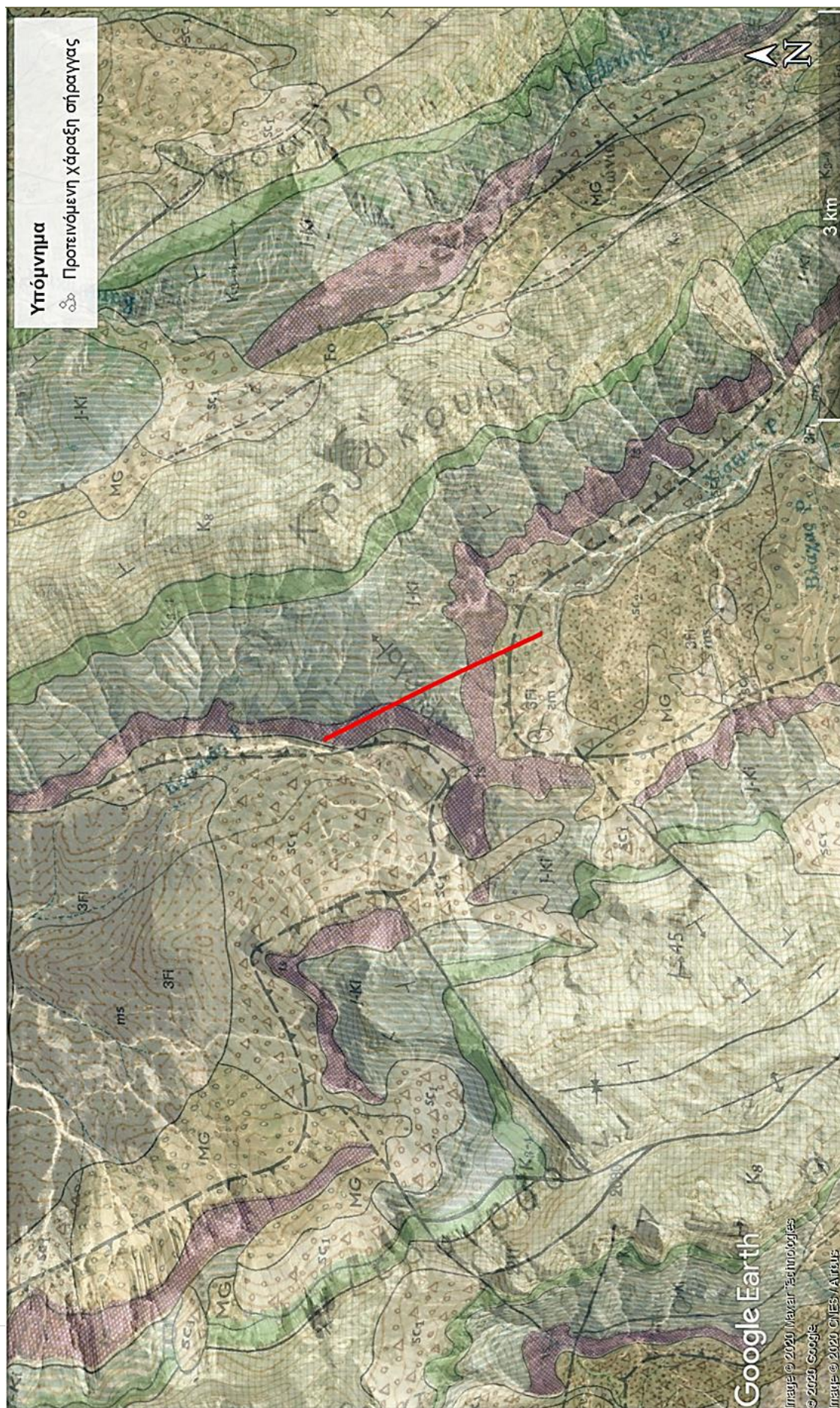
- sc₁: Κορήματα σύγχρονα.
- sc₂: Κορήματα παλαιά.
- MG: Λιθώνες παγετώνων.

4.4.2 Σχηματισμοί της Ιονίου Ζώνης

- 3Fi ms: Φλύσχης της Εσωτερικής Ιονίου Ζώνης ηλικίας Ακουιτάνιου - Μάργες Ποταμιάς. Ιλυώδεις αργιλούχοι μάργες (ms), τεφροκυανές, με λεπτές ψαμμιτικές διαστρώσεις: φάση μαργαϊκού φλύσχη, με λαμπυρίζουσα όψη και πολυάριθμα ασβεστιτικά φλεβίδια. Πάχος 1800m περίπου.

4.4.3 Σχηματισμοί της ζώνης Πίνδου

- Fo: Φλύσχης ψαμμιτομαργαϊκού τύπου ηλικίας Ηωκαίνου-Μαιστριχτίου. Τα πρώτα μαργαϊκά ή ψαμμιτικά στρώματα αυτού, πάχους 50m περίπου, εναλλάσσονται με πελαγικούς ασβεστολίθους ή με μικρολατυποπαγείς ασβεστολίθους.
- K₈: Πελαγικοί ασβεστόλιθοι ηλικία Ανώτερου Κρητιδικού. Με πυριτόλιθους σε πλάκες πάχους 10cm και ενστρώσεις εκ μικρολατυποπαγών ασβεστολίθων, σε τράπεζες μεγαλύτερου πάχους, περιεχόντων θραύσματα Ρουδιστών. Οι πλακώδεις πελαγικοί ασβεστόλιθοι, ευδιάκριτοι στο κατώτερο τμήμα της σειράς, καλύπτονται πλήρως στο ανώτερο τμήμα από συμπαγείς λατυποπαγείς ασβεστολίθους με θραύσματα Ρουδιστών. Πάχος 500m.
- K₃₋₄: Ηλικίας Κατώτερου Κρητιδικού (Βαρέμιο – Άπτιο). Διακρίνονται σε δύο βαθμίδες από πάνω προς τα κάτω:
 - Ασβεστόλιθοι: μικρολατυποπαγείς, ροδόχροοι, με χαλαζία, θραύσματα κερατολίθων και οφιολίθων, με ενστρώσεις πελαγικών ασβεστολίθων με πυριτολίθους και ερυθρές μάργες. Πάχος 20-30m.
 - Φλύσχη: με ενστρώσεις ερυθρών μαργών. Πάχος 50m.

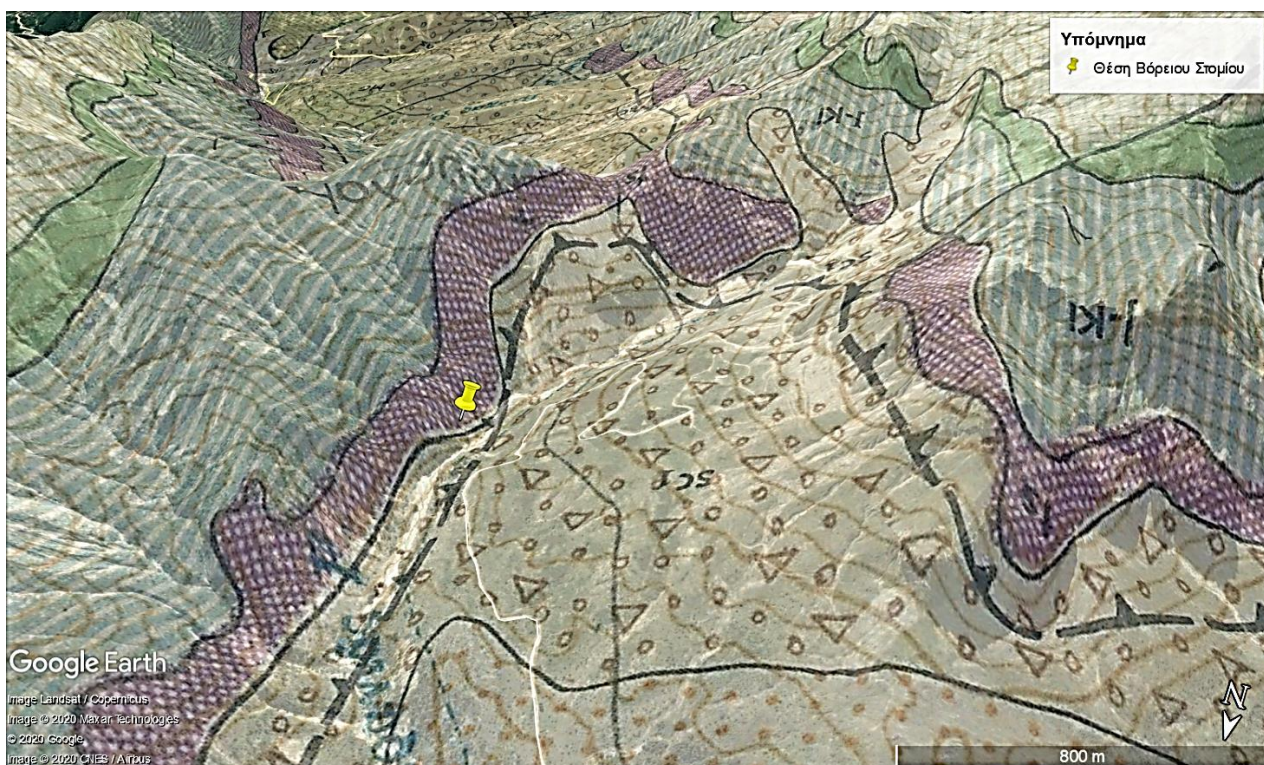


Εικόνα 20: Γεωλογία της περιοχής της χάραξης (σημειώνεται με κόκκινη γραμμή) της σήραγγας Τούρλας. Παρουσιάζεται ο γεωλογικός χάρτης Φύλλο «Αργάντα» του ΠΓΜΕ ως εικόνα επικόλλησης στο αναγνώριση στο λογισμικό Google Earth.

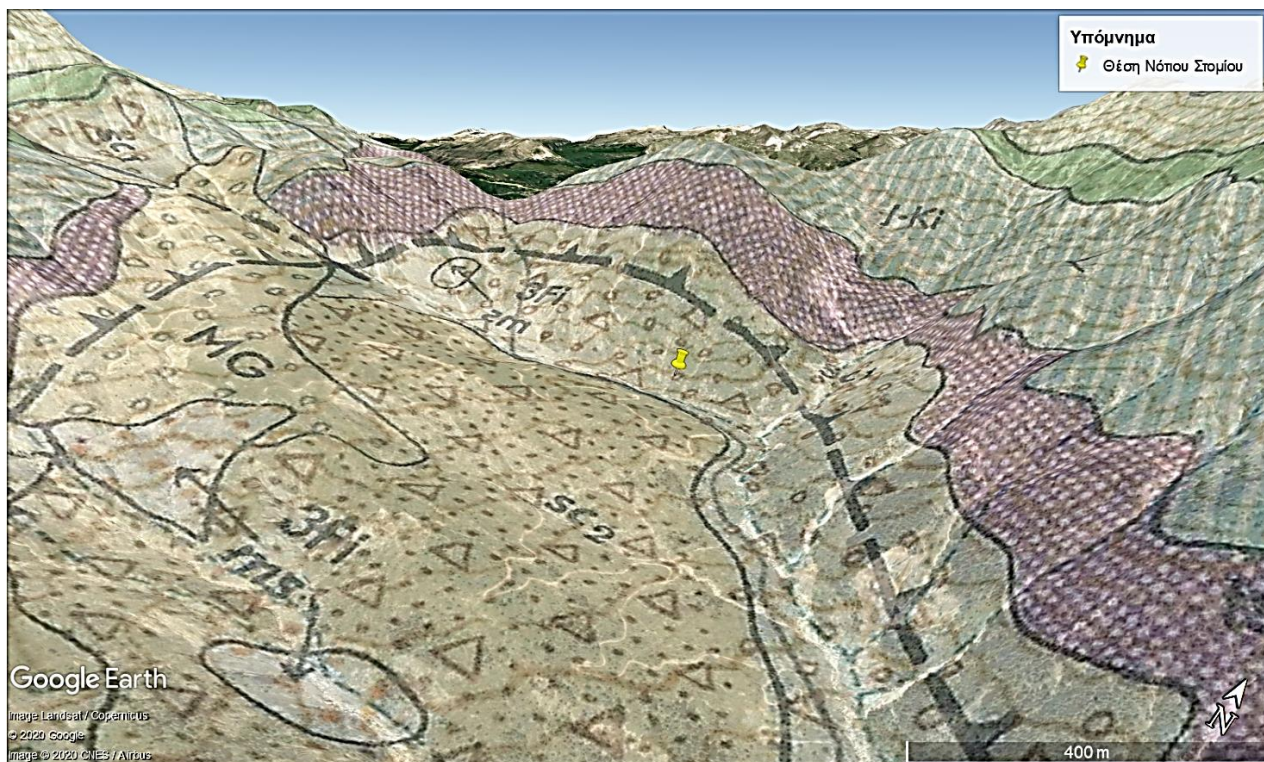
- J-Ki: Κερατόλιθοι ηλικίας Ιουρασικού – Κατώτερου Κρητιδικού. Ποικιλόχροοι (ερυθροί, πράσινοι κλπ.) αμιγείς στο ενδιάμεσο τμήμα του σχηματισμού, με ενστρώσεις πελαγικών ασβεστολίθων. Περιέχουν συχνά κονδύλους ή στρώματα μαγγανίου ή είναι απλώς εμπλουτισμένοι με αυτό. Εντός των σχηματισμών αυτών υπάρχουν τράπεζες μικρολατυποπαγών ασβεστολίθων. Πάχος 250-400m περίπου.
- ts: Ασβεστόλιθοι ηλικίας Ανώτερου Τριαδικού. Τεφροί με ίασπη, στους οποίους παρεμβάλλονται ενστρώσεις πρασινωπών μαργών κατά θέσεις. Πάχος 150m.

Ακόμα παρατηρούνται ρήγματα με διεύθυνση NNΔ-BBA και οι επωθήσεις που διαμορφώνουν τον αυχένα «Αυτί-Τούρλα».

Η γεωλογία στις περιοχές των στομιών, σύμφωνα με το χάρτη του ΙΓΜΕ παρουσιάζεται στις Εικόνες 21 και 22.



Εικόνα 21: Γεωλογία της περιοχής του βόρειου στομίου της σήραγγας. Παρατηρείται καλή ταύτιση με τη σάρα που σημειώθηκε. Παρουσιάζεται ο γεωλογικός χάρτης φύλλο «ΑΓΝΑΝΤΑ» ως εικόνα επικάλυψης του αναγλύφου στο λογισμικό Google Earth.



Εικόνα 22: Γεωλογία της περιοχής του βόρειου στομίου της σήραγγας. Παρουσιάζεται ο γεωλογικός χάρτης φύλλο «ΑΓΝΑΝΤΑ» ως εικόνα επικάλυψης του αναγλύφου στο λογισμικό Google Earth.

4.5 Αναγνώριση πεδίου

Τον Αύγουστο του 2020 πραγματοποιήθηκε από τους κ.κ. Μαρίνο Β., Μπενάρδο Α. και Νμικό Π. αναγνώριση πεδίου στην περιοχή μελέτης. Από την αναγνώριση πεδίου επιβεβαιώθηκαν τα ευρήματα της μελέτης γραφείου και κρίθηκε ως το πλέον πιθανό σενάριο ότι, για την προτεινόμενη χάραξη η διάνοιξη πρόκειται να πραγματοποιηθεί εντός των ασβεστολίθων της ζώνης Πίνδου ηλικίας Ανώτερου Τριαδικού, ενώ το ενδεχόμενο να συναντηθεί η επώθηση στα χαμηλά υπερκείμενα είναι πολύ μικρό. Στην Εικόνα 24 παρουσιάζεται άποψη της περιοχής του νότιου στομίου, όπου φαίνονται το ρέμα Χίστμας και τα κορήματα στη βάση του ορεινού όγκου της Τούρλας με τους ασβεστολιθικούς σχηματισμούς της.

Ακόμα, σημαντικό είναι να αναφερθεί ότι δεν παρατηρήθηκε παρουσία ενστρώσεων μαργών στους ασβεστολίθους, ενώ όπως φαίνεται στο σχεδόν κατακόρυφο πρηνές της περιοχής του βόρειου στομίου (Εικόνα 23) οι ασβεστόλιθοι είναι λεπτοπλακώδεις, έντονα πτυχωμένοι με εμμονή στις στρώσεις, χωρίς να παρουσιάζεται επικρατούσα ανισοτροπία.



Εικόνα 23: Αποψη της περιοχής του βόρειου στομίου κατά την αναγνώριση πεδίου τον Αύγουστο 2020 (Από το προσωρινό αρχείο Π. Νομικού).

«ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΟΡΕΙΝΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΜΕΤΡΙΑΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ»



Εικόνα 24: Άποψη της περιοχής του νότιου στομίου κατά την αναγνώριση πεδίου τον Αύγουστο 2020 (Φωτογραφία Π. Νομικός).

5 ΧΑΡΑΞΗ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Σύμφωνα με τον Μπόττη (2019), η οδός της χάραξης εντάσσεται στην ομάδα «Α», που αφορά οδούς που διατρέχουν περιοχές εκτός σχεδίου (υπεραστικές) με βασική λειτουργία τη σύνδεση και με περιορισμούς στην εξυπηρέτηση παρόδων ιδιοκτησιών. Όσον αφορά τη λειτουργική βαθμίδα, η οδός μπορεί να καταταχτεί στη βαθμίδα «V». Η ταχύτητα μελέτης ορίστηκε στα 40-50km/h. Η οδός που προτείνεται είναι διπλής κατεύθυνσης.

5.1 Περιγραφή της χάραξης

Ανάλογα πρέπει να σχεδιαστεί και η διατομή λειτουργίας της σήραγγας, δηλαδή με βάση τις οδηγίες του τεύχους οδικών σηράγγων των ΟΜΟΕ (ΟΜΟΕ, 2002) και λαμβάνοντας υπόψη τις ανάγκες της οδού. Χρησιμοποιείται η χάραξη που παρουσιάστηκε στην Εικόνα 17. Οι λόγοι για τους οποίους προτείνεται η χάραξη αυτή είναι η ικανοποίηση των γεωμετρικών ορίων της ΟΜΟΕ, η αποφυγή δυσμενών συνθηκών διάνοιξης όπως η σάρα της Εικόνα 18, η προσπάθεια μείωσης του μήκους της σήραγγας, η προσπάθεια να περιοριστούν οι ανάγκες γεφύρωσης των κοιλάδων των χειμαρρικών ρεμάτων και τα στοιχεία για την υπόλοιπη πρόταση της οδού, όπως παρατίθενται από το Μπόττη (2019).



Η σήραγγα σχεδιάστηκε έτσι ώστε να διέρχεται κάτω από τον ορεινό όγκο «Τούρλα» και είναι παρόμοια με τη σήραγγα Γκρόπας και τη σήραγγα Αγίας Κυριακής. Η διεύθυνση του άξονα της σήραγγας είναι ΝΑ-ΒΔ. Θεωρείται ότι είναι μονοκλινής προς τα δεξιά κατά τη φορά της ανόδου με επίκλιση 2,5%.

5.2 Γεωμετρική θεώρηση

Στο πλαίσιο της γεωμετρικής θεώρησης ακολουθήθηκαν οι οδηγίες ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-02-01-01 (ΠΕΤΕΠ, 2017) και το Τεύχος 9 των ΟΜΟΕ (ΟΜΟΕ, 2002).

5.2.1 Κατά μήκος κλίση σήραγγας

Η κατά μήκος κλίση της σήραγγας ορίζεται έτσι ώστε να μην υποβαθμίζεται το παρεχόμενο επίπεδο εξυπηρέτησης κατά τη λειτουργία της σήραγγας, δηλαδή να μην αυξάνεται η ρύπανση εντός της, να μην αυξάνεται η πιθανότητα ατυχημάτων, να μην διασπείρονται εύφλεκτα υλικά με μεγάλη ταχύτητα και να μη μειώνεται η ταχύτητα βαρέων οχημάτων (ΟΜΟΕ, 2002). Με την προτεινόμενη χάραξη το υψόμετρο του νότιου στομίου τοποθετείται +1385m από τη στάθμη της θάλασσας και το υψόμετρο του βόρειου στομίου τοποθετείται +1364m από τη στάθμη της θάλασσας. Τα δεδομένα λήφθηκαν από το λογισμικό Google Earth. Αυτό σημαίνει ότι με μήκος σήραγγας 1670m περίπου η κατά μήκος κλίση προκύπτει $s\% = 1,44\%$, η οποία είναι μέσα στα επιτρεπτά όρια (Πίνακας 7).

Πίνακας 7: Μέγιστο μήκος σήραγγας ως προς την επιρροή της κατά μήκος κλίσης για σήραγγες διπλής κατεύθυνσης (ΣΔΚ) (ΟΜΟΕ, 2002).

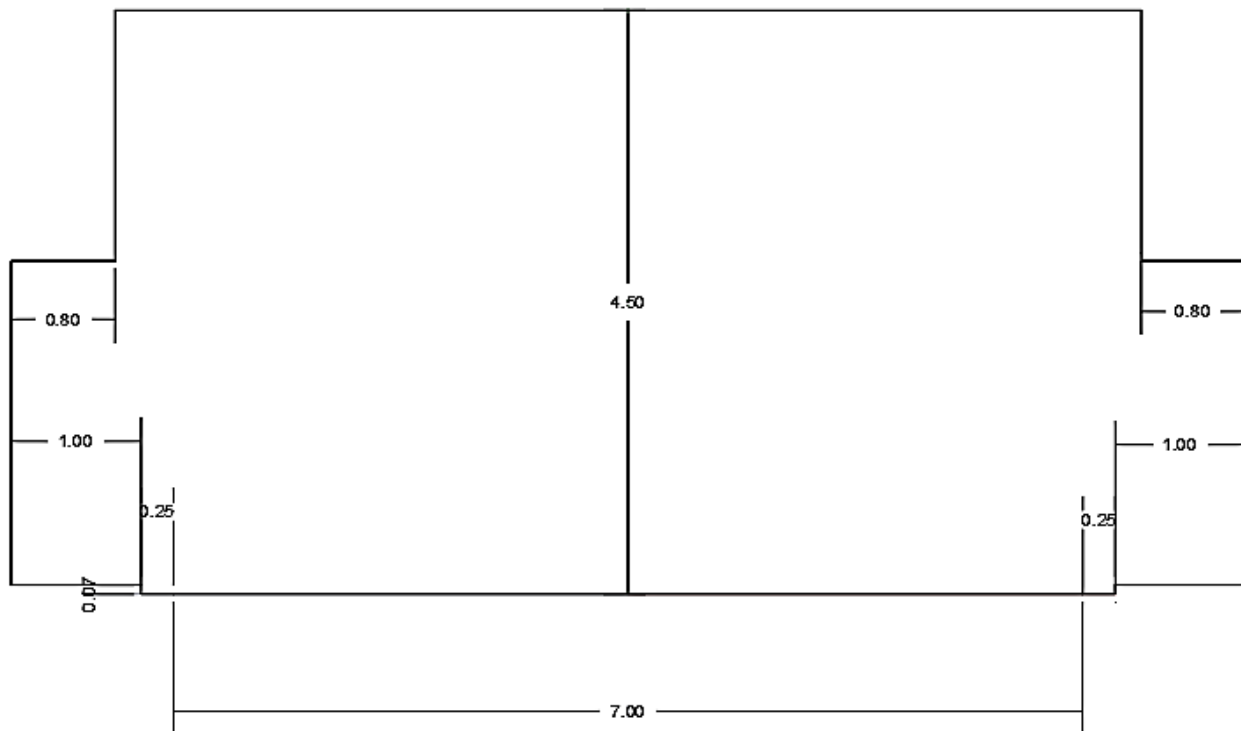
s (%)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
ΣΔΚ (m)	> 3000	> 3000	> 3000	1400	700	500	400	300

5.2.2 Τυπική Διατομή

Η επιλογή της τυπικής διατομής καθορίζεται από τη γεωλογία της περιοχής και τις ανάγκες της οδού. Οι ανάγκες της οδού αφορούν τη διατομή λειτουργίας, στην οποία εμπεριέχεται το περιτύπωμα και ο λειτουργικός εξοπλισμός της σήραγγας. Το πλάτος του περιτυπώματος προκύπτει από τη διατομή οδού της σήραγγας, ενώ το ελάχιστο ελεύθερο ύψος για τη μηχανοκίνητη κυκλοφορία ανέρχεται στα 4,50m. Το απαιτούμενο πλάτος των λωρίδων καθοδήγησης είναι 0,25m. Η τυπική διατομή στη σήραγγα είναι η «β2+1» σύμφωνα με την ΟΜΟΕ

«ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΟΡΕΙΝΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΜΕΤΡΙΑΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ»

(ΟΜΟΕ, 2002), καθώς ακόμα και με κυκλοφορία φορτηγών ο κυκλοφοριακός φόρτος δεν αναμένεται να ξεπερνάει τα 1700 οχήματα (Μπόττης, 2019). Πρόκειται για σήραγγα διπλής κατεύθυνσης με συνολικό πλάτος οδοστρώματος 7,50m, ενιαία επιφάνεια κυκλοφορίας με μία λωρίδα ανά κατεύθυνση πλάτους 3,50m και εξωτερικές λωρίδες καθοδήγησης πλάτους 0,25m η κάθε μία. Τα πεζοδρόμια έχουν πλάτος 1,00m και το ύψος κρασπέδου 0,07m. Παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.

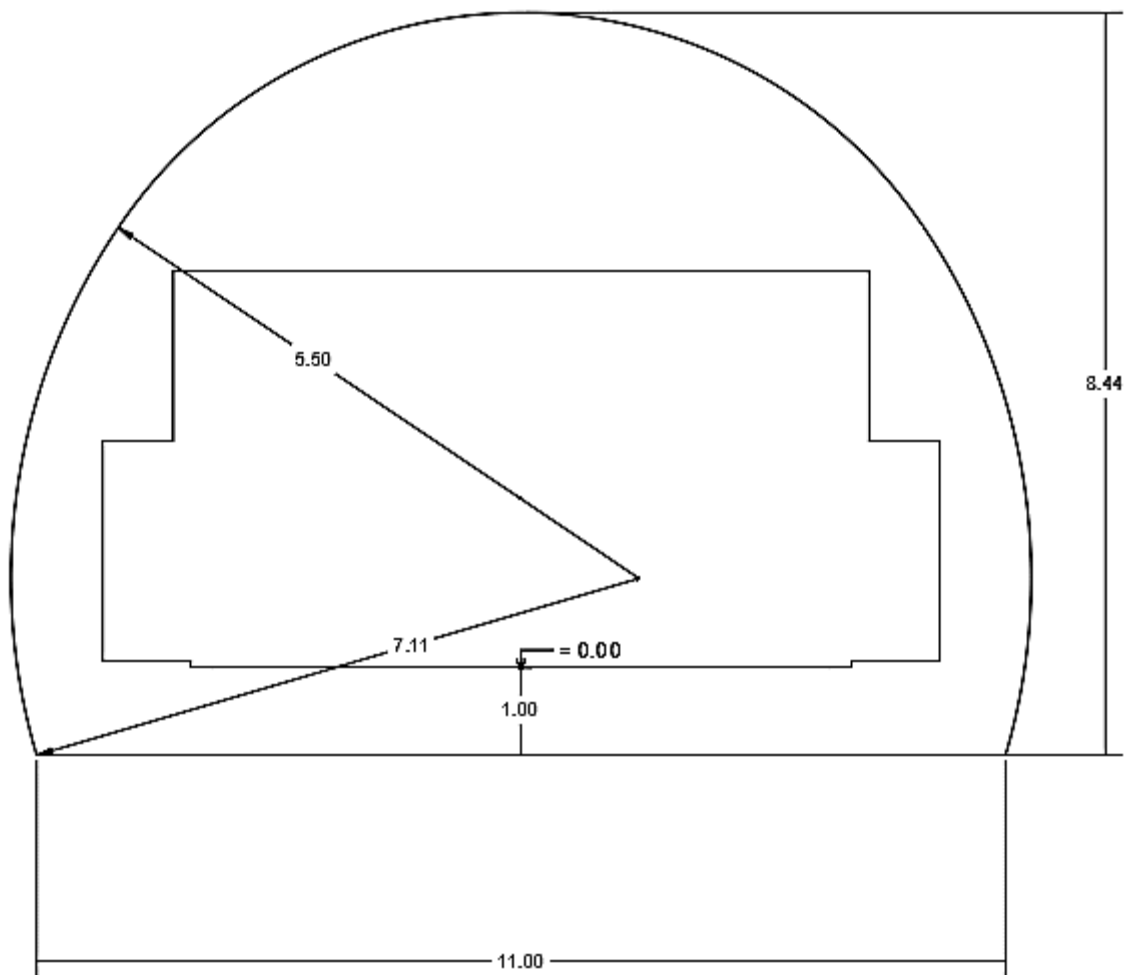


Σχήμα 2: Περιτύπωμα τυπικής διατομής της σήραγγας Τούρλας.

Λαμβάνοντας υπόψη τις αναλύσεις, η γραμμή «Α» (ΠΕΤΕΠ, 2017) που αντιπροσωπεύει τη διατομή εκσκαφής με το μεγαλύτερο πάχος προσωρινής υποστήριξης και τα μεγαλύτερα περιθώρια σύγκλισης παρουσιάζεται στο Σχήμα 3. Το πλάτος της πεταλοειδούς διατομής είναι 11,00m και το ύψος της 8,44m. Διαμορφώνεται από δύο τόξα:

- Τόξο θόλου ακτίνας 5,50m.
- Τόξο τοιχωμάτων ακτίνας 7,11m.

Η διατομή αυτή αναμένεται να προσαρμόζεται ανάλογα την κατηγορία υποστήριξης.



Σχήμα 3: Γραμμή «Α» (ΠΕΤΕΠ, 2017) για τις μέγιστες συγκλίσεις, στη κατηγορία υποστήριξης με το μεγαλύτερο πάχος σκυροδέματος.

5.2.3 Λοιπά γεωμετρικά στοιχεία της σήραγγας

Στη μέση περίπου της σήραγγας προτείνεται να διαμορφωθεί διαπλάτυνση μήκους 40m για τη χωροθέτηση αμφίπλευρης εσοχής έκτακτης στάθμευσης, ώστε να παρέχεται η δυνατότητα αναστροφής.

Σχετικά με την αναγκαιότητα εξόδων διαφυγής σημειώνεται ότι, σύμφωνα με το ΦΕΚ 264/Α/23.11.2007, στις νέες σήραγγες πρέπει να υπάρχουν εξοδοί κινδύνου όταν ο κυκλοφοριακός φόρτος είναι μεγαλύτερος από 2.000 οχήματα. Συνεπώς, η αναγκαιότητα ή μη εξόδων διαφυγής συνδέεται με τον κυκλοφοριακό φόρτο και δεν αποτελεί αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Εάν προκύψει ότι απαιτούνται, τότε προτείνεται να διαταχθούν τέσσερις εγκάρσιες εξοδοί διαφυγής πεζών ανά 350m. Εφόσον δεν είναι δυνατή η επικοινωνία



των εγκάρσιων στοών διαφυγής με τον εξωτερικό χώρο προτείνεται η κατασκευή διαμήκους σήραγγας διαφυγής.

Οι εγκάρσιες έξοδοι διαφυγής ανά τρεις πρέπει να διαμορφώνονται έτσι ώστε να είναι δυνατή η διέλευση και η προσέγγιση οχημάτων έκτακτης ανάγκης, όπως πυροσβεστικά και ασθενοφόρα. Για αυτό το λόγο, στην περίπτωση που απαιτηθούν έξοδοι διαφυγής, προτείνεται η χωροθέτηση της μίας από τις ενδιάμεσες εξόδους διαφυγής να συνδυαστεί με την εσοχή έκτακτης στάθμευσης.

6 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ

Όπως εκτιμάται η περιοχή διέλευσης της σήραγγας δομείται από τριαδικούς ασβεστόλιθους της Ιονίου ζώνης. Ο κερματισμός των ασβεστολίθων εικάζεται ότι είναι μέτριος έως ισχυρός ενώ πιθανά θα συναντηθούν και ρηξιγενείς ζώνες όπου το υλικό θα είναι ισχυρά κερματισμένο έως μωλωνιτωμένο. Στην περιοχή των στομών της σήραγγας οι ασβεστόλιθοι εμφανίζονται μεσοστρωματώδεις έως λεπτοστρωματώδεις με κατά σημεία έντονη πτύχωση. Για την τεχνικογεωλογική αξιολόγηση αξιοποιήθηκαν τα αποτελέσματα από δοκιμές σημειακής φόρτισης που εκτελέστηκαν σε δοκίμια που λήφθηκαν κατά την αναγνώριση πεδίου.

6.1 Δοκιμές σημειακής φόρτισης

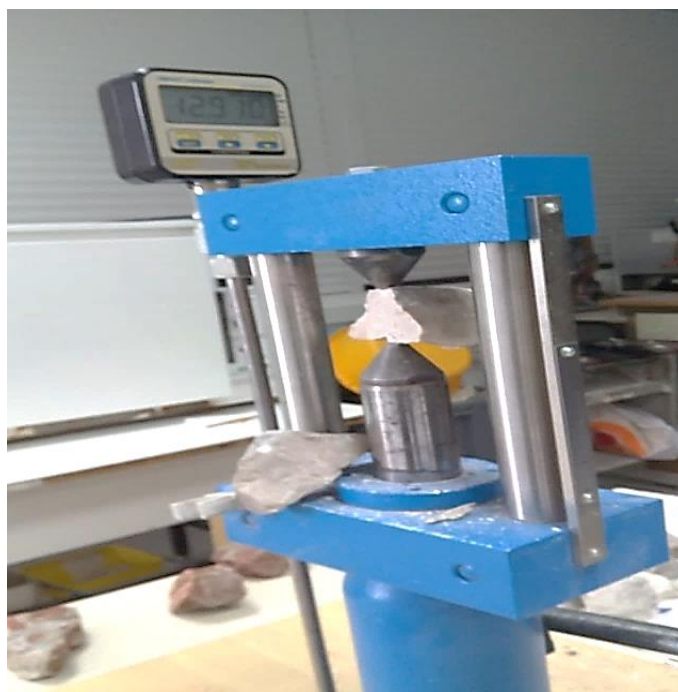
Σε αυτή την παράγραφο θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα από τις δοκιμές σημειακής φόρτισης που εκτελέστηκαν σύμφωνα με την προτεινόμενη μέθοδο της ISRM (1985) σε βραχώδη ασβεστολιθικά δείγματα που συλλέχθηκαν κατά την επί τόπου γεωλογική αναγνώριση. Αρχικά παρουσιάζονται οι Εικόνες 25 και 26 από τις δοκιμές σημειακής φόρτισης που έγιναν στο εργαστήριο Τεχνολογίας Διάνοιξης Σηράγγων. Στην Εικόνα 27 παρουσιάζεται δοκίμιο ασβεστολίθου κατά την εκτέλεση της δοκιμής.



Εικόνα 25: Άποψη δοκιμίων πριν τις δοκιμές.



Εικόνα 26: Άποψη δοκιμίων μετά τις δοκιμές.



Εικόνα 27: Δοκίμιο ασβεστολίθου κατά την διάρκεια της δοκιμής.

Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δοκιμών σημειακής φόρτισης όπως αυτά προέκυψαν για τα έξι δοκίμια ασβεστολίθου (Πίνακας 8).



Πίνακας 8: Αποτελέσματα δοκιμών σημειακής φόρτισης.

a/a	W1 (mm)	W2 (mm)	D (mm)	L (mm)	W (mm)	A (mm ²)	De (mm)	P (kN)	Is (MPa)	F	Is(50) (MPa)
1	60	65	36	30	62,5	2250	53,52	11,66	4,07	1,03	4,21
2	60	40	48	40	50	2400	55,28	16,7	5,47	1,05	5,75
3	55	48	50	50	51,5	2575	57,26	18,25	5,57	1,07	5,96
4	80	35	34	32	57,5	1955	49,89	13,45	5,40	1,00	5,40
5	50	70	40	50	60	2400	55,28	11,89	3,89	1,05	4,09
6	30	74	42	40	52	2184	52,73	12,91	4,64	1,03	4,77

6.2 Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη άρρηκτου πετρώματος

Για τον προσδιορισμό της τιμής της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου βράχου του ασβεστολιθικού πετρώματος έγινε μετατροπή του δείκτη $I_{s(50)}$ σε αντοχή μονοαξονικής θλίψης UCS και στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων με σκοπό τον καθορισμό της αντοχής του άρρηκτου βράχου. Για την μετατροπή του χρησιμοποιήθηκαν δύο δείκτες μετατροπής. Αρχικά χρησιμοποιήθηκε συντελεστής μετατροπής $C = 24$ σύμφωνα με τους Tsiambaos και Sabatakakis (2004). Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.

Πίνακας 9: Μετατροπή τιμών αντοχή σε σημειακή φόρτιση σε τιμές αντοχής σε μονοαξονική θλίψη (Tsiambaos και Sabatakakis, 2004).

$I_{s(50)}$ (MPa)	UCS (MPa)
4,21	101,07
5,75	137,91
5,96	142,96
5,40	129,54
4,09	98,19
4,77	114,43
5,26	126,28

Μετά από στατιστική επεξεργασία η μονοαξονική αντοχή προκύπτει ως εξής (Πίνακας 10):

«ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΟΡΕΙΝΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΜΕΤΡΙΑΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ»



Πίνακας 10: Τιμές αντοχής σε μονοαξονική θλίψη έπειτα από στατιστική επεξεργασία.

Ελάχιστη Τιμή UCS (MPa)	Μέγιστη Τιμή UCS (MPa)	Μέση Τιμή UCS (MPa)	Τυπική Απόκλιση	UCS (MPa)
98,19	142,96	120,68	18,98	101,70

Ύστερα χρησιμοποιήθηκε συντελεστής μετατροπής $C = 25$ σύμφωνα με το πρότυπο της ISRM (1985) για την δοκιμή σημειακής φόρτισης. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 11.

Πίνακας 11: Μετατροπή τιμών αντοχή σε σημειακή φόρτιση σε τιμές αντοχής σε μονοαξονική θλίψη (ISRM, 1985).

Is(50) (MPa)	UCS (MPa)
4,21	105,28
5,75	143,66
5,96	148,92
5,40	134,94
4,09	102,28
4,77	119,20
5,26	131,54

Μετά από στατιστική επεξεργασία η μονοαξονική αντοχή προκύπτει ως εξής (Πίνακας 12):

Πίνακας 12: Τιμές αντοχής σε μονοαξονική θλίψη έπειτα από στατιστική επεξεργασία.

Ελάχιστη Τιμή UCS (MPa)	Μέγιστη Τιμή UCS (MPa)	Μέση Τιμή UCS (MPa)	Τυπική Απόκλιση	UCS (MPa)
102,28	148,92	125,71	19,77	105,94

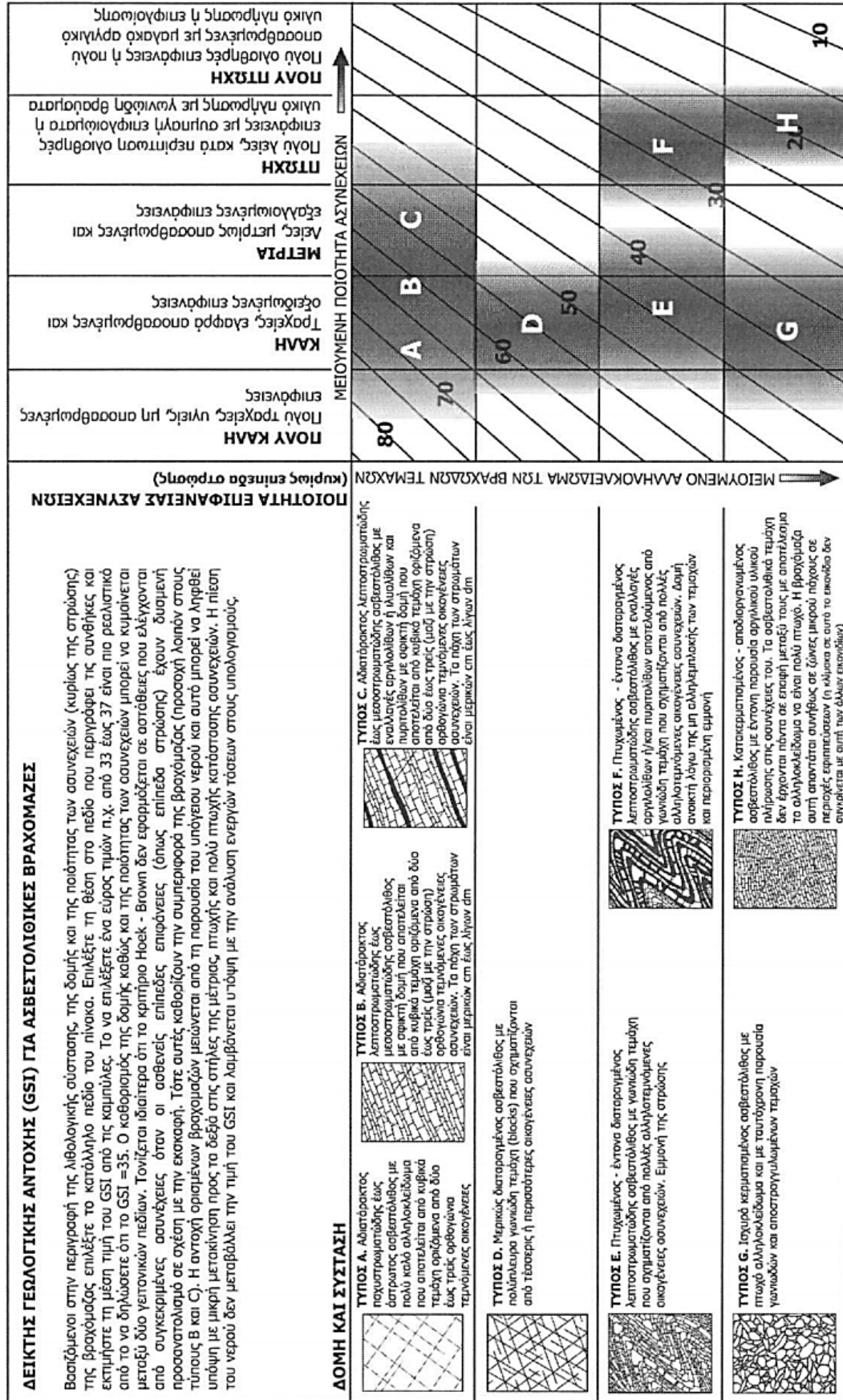
Με βάση όλα τα παραπάνω αποτελέσματα από τις δοκιμές και τις εκτιμήσεις θεωρείται μια συντηρητική τιμή για την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη ίση με $\sigma_{ci} = 100$ MPa.



6.3 Τεχνικογεωλογικός διαχωρισμός

Με βάση τις παρατηρήσεις υπαίθρου και τις εργαστηριακές δοκιμές εκτιμάται ότι η σήραγγα θα συναντήσει τέσσερις κύριες γεωτεχνικές ενότητες με παρόμοια συμπεριφορά κατά την διάνοιξη.

Η ενοποίηση (Πίνακας 13) βασίζεται κυρίως στην εκτίμηση της κατάταξης της βραχομάζας με τη χρήση του συστήματος δείκτη γεωλογικής αντοχής (GSI) αλλά και την εκτίμηση αντοχής του άρρηκτου πετρώματος. Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες των ταξινομήσεων GSI για τους ασβεστόλιθους από τους Marinos και Hoek (2000) και Μαρίνος (2007) στις Εικόνες 28 και 29.



Εικόνα 28: Πίνακας GSI για ασβεστολιθικές βραχομαζές (Μαρίνος, 2007).

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		<p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p>	<p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p>	<p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p>	<p>POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p>	<p>VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
<p>INTACT OR MASSIVE - Intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A	
<p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70				
<p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		60	50			
<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>		2	40	30		
<p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>		3		20		
<p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A			10	

↑ DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓

***WARNING:**
The shaded areas are indicative and may not be appropriate for site specific design purposes. Mean values are not suggested for indicative characterisation; the use of ranges is recommended

1. Massive
2. Thin bedded
3. Brecciated

Εικόνα 29: Πίνακας GSI για ασβεστολιθικές βραχομάζες (Marinos και Hoek, 2000).

Πίνακας 13: Τεχνικογεωλογική περιγραφή ενότητων.

Εύρος τιμής GSI	Γεωτεχνική Ενότητα	Περιγραφή βραχομάζας
50÷60	ΓΕ-I	Πτυχωμένος λεπτοστρωματώδης ασβεστόλιθος με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμογή της στρώσης.
40÷50	ΓΕ-II	Πτυχωμένος - έντονα διαταραγμένος λεπτοστρωματώδης ασβεστόλιθος με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμογή της στρώσης.
30÷40	ΓΕ-III	Ισχυρά κερματισμένος ασβεστόλιθος με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστρογγυλεμένων τεμαχίων. Περιοχές ρηγμάτων.
25÷30	ΓΕ-IV	Πτυχωμένος – έντονα διαταραγμένος λεπτοστρωματώδης ασβεστόλιθος με παρουσία αργιλικού ή άλλου λεπτομερούς υλικού πλήρωσης στις ασυνέχειές του. Αποτελείται από γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Δομή ανοιχτή λόγω της μη αλληλεμπλοκής των τεμαχίων και περιορισμένη εμμογή. Περιοχές επώθησης.

6.4 Μέτρο ελαστικότητας άρρηκτου βράχου

Με βάση τον Deere (1968) το μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου υπολογίζεται από την σχέση:

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci} \text{ (MPa)}$$

Σύμφωνα με τους Deere (1968) και Palmström και Singh (2001) η τιμή του MR για κρυσταλλικούς είναι ίση με 400 έως 600 οπότε για $\sigma_{ci} = 100 \text{ MPa}$ η παραπάνω σχέση δίνει ένα εύρος $E_i = 40 - 60 \text{ GPa}$.

Σύμφωνα με τον Sachpazis (1990) μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου προσδιορίζεται από την εξής σχέση:

$$E_i = 0,3752 \cdot UCS + 4,4279 \text{ (GPa)}$$



Για αντοχή σε μονοαξονική θλίψη $UCS = 100 \text{ MPa}$ η παραπάνω σχέση δίνει τιμή για το μέτρο ελαστικότητας ίση με $E_i = 41,94 \text{ GPa}$.

Με βάση όλες τις εκτιμήσεις το μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου ασβεστολιθικού βράχου λαμβάνεται συντηρητικά $E_i = 40 \text{ GPa}$.

6.5 Σταθερά m_i

Η σταθερά m_i είναι θεμελιώδης τιμή του κριτηρίου Hoek-Brown (Hoek και Brown, 2019) και αντανάκλα τις ιδιότητες τριβής των συστατικών ορυκτών και κόκκων του άρρηκτου βράχου.

Σύμφωνα με το Hoek (2007) οι τιμές m_i για χονδρόκοκκους ασβεστόλιθους είναι 12 ± 3 , για μεσόκοκκους 10 ± 2 και για λεπτόκοκκους 9 ± 2 .

Σύμφωνα με τους Tsiambaos και Sabatakakis (2004) οι τιμές m_i για ασβεστόλιθους του ελληνικού χώρου είναι μεταξύ 13-27.

Με βάση όλες τις εκτιμήσεις η σταθερά τιμή m_i του άρρηκτου ασβεστολιθικού βράχου λαμβάνεται συντηρητικά $m_i = 12$.

6.6 Εντατικό πεδίο

Στις περισσότερες εφαρμογές σήραγγων το εντατικό πεδίο από τρισδιάστατο μεταπίπτει σε δύο διαστάσεις βάσει της κατάστασης επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain). Στο δισδιάστατο πεδίο θεωρείται ότι δρουν μόνο η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση σε ορθοκανονικό σύστημα. Δηλαδή η $\sigma_3 = \sigma_h$ είναι στην οριζόντια διεύθυνση και η $\sigma_1 = \sigma_v$ στην κατακόρυφη σε περίπτωση $K < 1$. Οι παραδοχές αυτές είναι αυθαίρετες και συνήθως απέχουν αρκετά από την πραγματικότητα, ειδικά σε μικρά βάθη με έντονη τοπογραφία και τεκτονική. Παρόλα αυτά οι απλουστεύσεις αυτές πραγματοποιούνται ώστε να είναι εύκολη η μαθηματική ανάλυση του προβλήματος της ανακατανομής των τάσεων μετά την εκσκαφή της σήραγγας.

Η κατακόρυφη τάση υπολογίζεται βάσει των υπερκείμενων σχηματισμών και του ειδικού βάρους. Η εκτίμηση αυτή έχει βρεθεί ότι δίνει αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα (Hoek και Brown, 1980). Η εκτίμηση των οριζοντίων τάσεων είναι αρκετά πιο δύσκολη διαδικασία.



Σύμφωνα με τη θεωρία της ελαστικότητας η σχέση που συνδέει την κατακόρυφη τάση με την οριζόντια είναι:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v$$

Οι παραπάνω εκτιμήσεις προϋποθέτουν ομογενές, ελαστικό και ισότροπο σώμα με τις δύο οριζόντιες τάσεις να λαμβάνουν την ίδια τιμή και τη μηδενική παραμόρφωση σε οποιαδήποτε οριζόντια διεύθυνση. Είναι φανερό ότι και αυτές οι παραδοχές είναι αρκετά μακριά από την πραγματικότητα, αφού τα πετρώματα δεν εμφανίζονται ως ισότροπα, γραμμικά και ελαστικά.

Από μετρήσεις που έγιναν σε διάφορα μέρη του κόσμου, από τους Hoek και Brown (1980), εξάγεται το συμπέρασμα ότι κοντά στην επιφάνεια και για μικρό βάθος η παράμετρος K παρουσιάζει μεγάλη διασπορά με πολύ σημαντικό αριθμό δοκιμών να δίνουν τιμές μεγαλύτερες της μονάδας. Ο Sheorey (1994), μελετώντας τις επί τόπου μετρήσεις και παρουσίασε τη γνωστή εξίσωση του για τον υπολογισμό του λόγου K σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας της βραχομάζας και του βάθους.

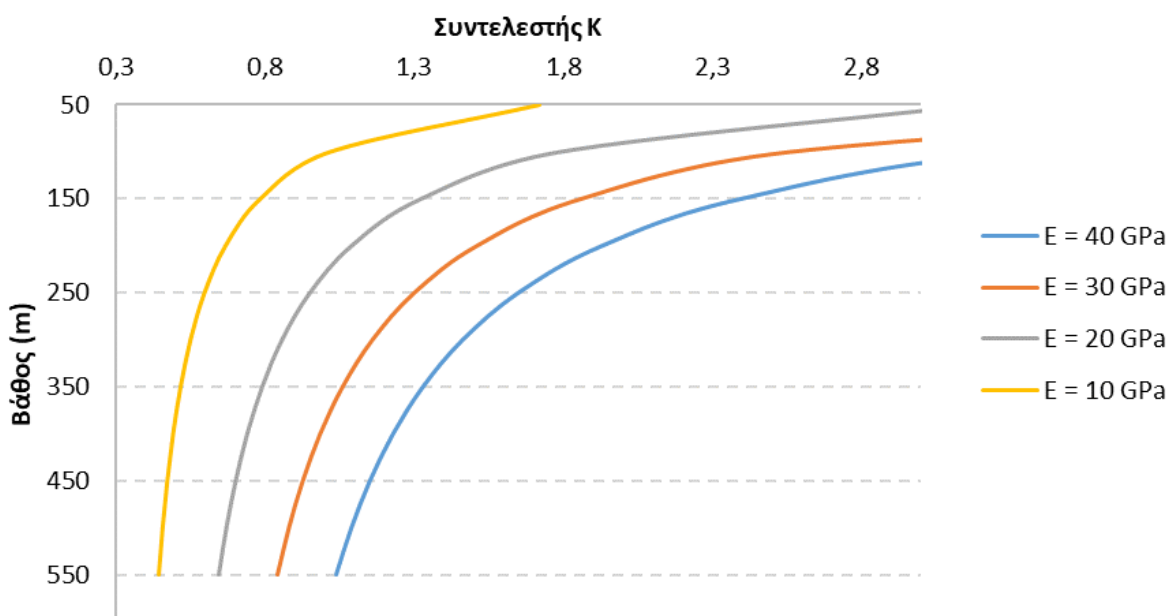
$$K = 0,25 + 7E(0,001 + \frac{1}{H})$$

Η τιμή του λόγου K είναι δυνατόν να οφείλεται σε διάφορες καταστάσεις όπως:

- Διάβρωση των υπερκειμένων σχηματισμών με αποτέλεσμα τη μείωση του βάρους χωρίς την ταυτόχρονη μείωση και των πλευρικών τάσεων (Goodman, 1989).
- Μεταβολή του εντατικού πεδίου λόγω τεκτονικών δράσεων όπως σε περιπτώσεις επιπέδων και επωθήσεων όπου το K λαμβάνει αρκετά μεγαλύτερες τιμές από την μονάδα. Έπειτα περιπτώσεις αναστροφών ρηγμάτων οι οριζόντιες τάσεις εμφανίζονται σχετικά μεγαλύτερες της μονάδας ενώ σε περιπτώσεις κανονικών ρηγμάτων οι κατακόρυφες τάσεις εμφανίζονται μεγαλύτερες από τις οριζόντιες (Σοφιανός και Νομικός, 2008).
- Ανισοτροπία και παρουσία ασυνεχειών στη βραχομάζα (Hudson και Harrison, 2000). Λόγω της παρουσίας ασυνεχειών και της παρουσίας ισχυρότερων και ασθενέστερων στρωμάτων πραγματοποιούνται μεταβολές στο εντατικό πεδίο που δε μπορούν να αναλυθούν με τη θεωρία ελαστικότητας.

Ο πιο αξιόπιστος τρόπος εκτίμησης του λόγου K είναι οι επί τόπου μετρήσεις (Σοφιανός και Νομικός, 2008). Στην Ελλάδα η συνήθης πρακτική στην κατασκευή υπογείων έργων είναι να μην πραγματοποιούνται μετρήσεις αυτής της τόσο σημαντικής παραμέτρου, αλλά να πραγματοποιούνται εκτιμήσεις σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν παραπάνω.

Με βάση τον Sheorey (1994) όπως παρουσιάζεται στο Διάγραμμα 1 από τις εκτιμήσεις του μέτρου ελαστικότητας στην περιοχή της σήραγγας με ένα μέσο βάθος της τάξης των 100-550m, ο λόγος K κυμαίνεται μεταξύ 0,4 και 3 για την βραχομάζα που αναμένεται να συναντηθεί. Όσον αφορά υλικά με φτωχότερες μηχανικές παραμέτρους και χαμηλότερο μέτρο ελαστικότητας, προκύπτει χαμηλότερος λόγος K που κυμαίνεται από 0,4 έως 1.



Διάγραμμα 1: Μεταβολή του λόγου K με το βάθος συναρτήσει του μέτρου ελαστικότητας.

Πρέπει να αναφερθεί στο σημείο αυτό ότι οι οριζόντιες και κατακόρυφες τάσεις δεν είναι απαραίτητο να αποτελούν τις μέγιστες και τις ελάχιστες. Στην περιοχή κατασκευής της σήραγγας εμφανίζεται έντονο τοπογραφικό ανάγλυφο καθώς αυτή βρίσκεται σε ορεινή περιοχή. Στις συγκεκριμένες περιοχές οι κύριες τάσεις προσανατολίζονται με το ανάγλυφο ενώ έχουμε στροφή των κυρίων τάσεων όσο απομακρυνόμαστε από την επιφάνεια (Σοφιανός και Νομικός, 2008).

Σύμφωνα με όσα ειπώθηκαν παραπάνω είναι αρκετά δύσκολο να προσδιοριστεί η διεύθυνση των κυρίων τάσεων και κατά συνέπεια τον συντελεστή K . Εκτιμάται συντελεστής $K = 0,8$.

6.7 Επιλογή παραμέτρων βραχομάζας

Σε αυτό το σημείο θα παρουσιαστούν οι παράμετροι της βραχομάζας για την κάθε γεωτεχνική ενότητα όπως αυτές χωρίστηκαν. Για την εξαγωγή των παραμέτρων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό RocData (Rocscience Inc., 2019a). Για την αντοχή της βραχομάζας χρησιμοποιήθηκε η σχέση (Marinos και Hoek, 2000a):

$$\sigma_{cm} = (0,0034m_i^{0,8})\sigma_{ci}\{1,029 + 0,025e^{(-0,1m_i)}\}^{GSI}$$

Όσον αφορά το μέτρο ελαστικότητας της βραχομάζας, χρησιμοποιήθηκε η εξής σχέση των Hoek και Diederichs (2006):

$$E_{rm} (MPa) = E_i \left(0,02 + \frac{1-D/2}{1+e^{(60+15D-GSI)/11}} \right)$$

Παρακάτω παρουσιάζεται ο συγκεντρωτικός Πίνακας 14 με τις παραμέτρους της βραχομάζας για κάθε γεωτεχνική ενότητα.

Πίνακας 14: Παράμετροι βραχομάζας για κάθε γεωτεχνική ενότητα.

Γεωτεχνική Ενότητα	σ_{ci} (MPa)	Εύρος GSI	m_i	D	E_i (GPa)	σ_{cm} (MPa)	E_{rm} (GPa)
I	100	50÷60	12	0	40	21,189	16,33
II	100	40÷50	12	0	40	17,072	8,94
III	100	30÷40	12	0	40	13,63	4,53
IV	100	25÷30	12	0	40	10,496	2,39

6.8 Υδρογεωλογικό καθεστώς

Γενικότερα η επί τόπου αναγνώριση έδειξε ότι η χάραξη της σήραγγας είναι υψομετρικά πάνω από τη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Εισροές εικάζονται ότι θα υπάρχουν λόγω των κατεισδύοντων υδάτων από το σύστημα ασυνεχειών και διακλάσεων της βραχομάζας.

6.9 Συμπεριφορά Βραχομάζας

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρατεθεί η εκτιμώμενη συμπεριφορά της βραχομάζας για την κάθε γεωτεχνική ενότητα. Οι εκτιμήσεις πραγματοποιήθηκαν με βάση τον Πίνακα Τεχνικογεωλογικής Συμπεριφοράς – TBC (Μαρίνος, 2007).

6.9.1 ΓΕ-I

Πρόκειται για πτυχωμένους λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθους με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών, ενώ υπάρχει εμμόνη της στρώσης. Αναμένονται κυρίως βαρυτικές αστοχίες με σφήνες (Wg) και μικρές καταπτώσεις τύπου καμινάδας (Ch). Σε υψηλά υπερκείμενα αναμένονται μικρές αστοχίες τύπου σφήνας (Wg) λόγω της καλής περίσφιξης της βραχομάζας. Παρακάτω παρουσιάζεται ο Πίνακας Τεχνικογεωλογικής Συμπεριφοράς της βραχομάζας (Πίνακας 15):

Πίνακας 15: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ΓΕ-I.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (TBC)	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΑ			
	Μικρό πάχος (H<<)		Μεγάλο πάχος (H>>)	
	ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΡΗΚΤΟΥ ΒΡΑΧΟΥ (σ_u)			
ΔΟΜΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ (ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ GST)	$\sigma_u <<$	$\sigma_u >>$	$\sigma_u <<$	$\sigma_u >>$
ΑΡΡΗΚΤΗ Αρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή αστρματος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση	1 St	2 St	3 Sh	4 St
ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ/ ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ Αδυσπάρκτη βραχομάζα με πολύ καλά αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυκλικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών	5 Wg	6 Wg	7 Sh-Wg	8 Wg
ΠΟΛΥ ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ Μικρά διαταραγμένα βραχομάζα με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών	9 Wg-Ch Sh	10 Wg-Ch	11 Sh	12 Wg
ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ/ ΠΤΥΧΩΜΕΝΗ Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμόνη στρώσης ή σχισμάτισης	13 Ch-Wg Sh	14 Ch-Wg	15 S(Sh-Sq) Ch	16 Ch-Sh
ΑΠΟΔΙΟΡΓΑΝΩΜΕΝΗ Ισχυρά κερματισμένη βραχομάζα με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αστρογγυλωμένων τεμαχίων	17 Sh-Rv	18 Rv	19 Sq-Ch	20 Ch-Sh
ΦΥΛΛΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΜΗΜΕΝΗ Φυλλώδης ή σχισματοποιημένη και τεκτονικά διατημένη ασβεστώδης βραχομάζα. Η φύλλωση επικρατεί έναντι οποιαδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιωδών τεμαχίων (η κλίση σε αυτό το κελί δεν αντιστοιχεί με αυτή των άλλων κελιών)	21 S(Sh-Sq)	22 Sh-Ch	23 Sq	24 Sq

6.9.2 ΓΕ-II

Στην συγκεκριμένη περίπτωση ο ασβεστόλιθος είναι πτυχωμένος και έντονα διαταραγμένος με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών ενώ υπάρχει εμμονή της στρώσης. Σε χαμηλά υπερκείμενα αναμένονται βαρυτικές αστοχίες τύπου σφήνας (Wg) και καμινάδας (Ch). Σε υψηλά υπερκείμενα αναμένονται μικρές αστοχίες τύπου σφήνας (Wg) λόγω της καλής περίσφιξης της βραχομάζας καθώς και μικρές παραμορφώσεις (Sh) με την εκδήλωση διατμητικών αστοχιών μικρής έκτασης. Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας τεχνικογεωλογικής συμπεριφοράς της βραχομάζας (Πίνακας 16):

Πίνακας 16: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ΓΕ-II.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (ΤΒΣ)	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΑ			
	Μικρό πάχος (H<<)		Μεγάλο πάχος (H>>)	
	ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΡΗΚΤΟΥ ΒΡΑΧΟΥ (σ_a)			
ΔΟΜΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ (ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ GSI)	$\sigma_a <<$	$\sigma_a >>$	$\sigma_a <<$	$\sigma_a >>$
ΑΡΡΗΚΤΗ Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση	1 St	2 St	3 Sh	4 St
ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ/ ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ Αδιάταρκτη βραχομάζα με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών	5 Wg	6 Wg	7 Sh-Wg	8 Wg
ΠΟΛΥ ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ Μερικώς διαταραγμένη βραχομάζα με πολυπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών	9 Wg-Ch Sh	10 Wg-Ch	11 Sh	12 Wg
ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ/ ΠΤΥΧΩΜΕΝΗ Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχετιότητας	13 Ch-Wg Sh	14 Ch-Wg	15 S(Sh-Sq) Ch	16 Ch-Sh
ΑΠΟΔΙΟΡΓΑΝΩΜΕΝΗ Ισχυρά κρυσταλλοποιημένη βραχομάζα με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιών και αποστραγγυλωμένων τεμαχίων	17 Sh-Rv	18 Rv	19 Sq-Ch	20 Ch-Sh
ΦΥΛΛΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΜΗΜΕΝΗ Φυλλώδης ή σχισματοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενής βραχομάζα. Η φύλλωση επικρατεί έναντι οποιαδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιών τεμαχίων (η κλίση σε αυτό το εικονίδιο δεν συγκρίνεται με αυτή των άλλων εικονιδίων)	21 S(Sh-Sq)	22 Sh-Ch	23 Sq	24 Sq

6.9.3 ΓΕ-III

Σε αυτήν την ενότητα ο ασβεστόλιθος είναι ισχυρά κερματισμένος με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστρογγυλεμένων τεμαχών. Η ενότητα αυτή αφορά τις ρηξιγενείς ζώνες. Εδώ η αναμενόμενη συμπεριφορά θα είναι παρόμοια με την ΓΕ-II όπου σε χαμηλά υπερκείμενα αναμένονται καταρροές της βραχομάζας (R_v) λόγω του πτωχού αλληλοκλειδώματος ενώ σε υψηλά υπερκείμενα αναμένονται αστοχίες τύπου καμινάδας (Ch) καθώς και παραμορφώσεις (Sh) με την εκδήλωση διατμητικών αστοχιών μικρής έκτασης. Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας τεχνικογεωλογικής συμπεριφοράς της βραχομάζας (Πίνακας 17):

Πίνακας 17: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ΓΕ-III.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (ΤΒΣ)	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΑ			
	Μικρό πάχος ($H <<$)		Μεγάλο πάχος ($H >>$)	
	ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΡΗΚΤΟΥ ΒΡΑΧΟΥ (σ_c)			
ΔΟΜΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ (ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ GSI)	$\sigma_c <<$	$\sigma_c >>$	$\sigma_c <<$	$\sigma_c >>$
ΑΡΡΗΚΤΗ Άρρηκτο βραχώδη τεμάχιο ή άσπρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση	1 St	2 St	3 Sh	4 St
ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ/ ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ Αδιατάρακτη βραχώδης με πολύ καλά αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόντια από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών	5 Wg	6 Wg	7 Sh-Wg	8 Wg
ΠΟΛΥ ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ Μερικώς διαταραγμένη βραχώδης με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών	9 Wg-Ch Sh	10 Wg-Ch	11 Sh	12 Wg
ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ/ ΠΤΥΧΩΜΕΝΗ Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμενή στρώσης ή σχετιότητας	13 Ch-Wg Sh	14 Ch-Wg	15 S(Sh-Sq) Ch	16 Ch-Sh
ΑΠΟΔΙΟΡΓΑΝΩΜΕΝΗ Ισχυρά κερματισμένη βραχώδης με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστρογγυλεμένων τεμαχών	17 Sh-Rv	18 Rv	19 Sq-Ch	20 Ch-Sh
ΦΥΛΛΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΜΗΜΕΝΗ Φυλλώδης ή σχισματοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενής βραχώδης. Η φύλλωση επικρατεί έναντι οποιαδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιωδών τεμαχών (η κλίμακα σε αυτό το εκάντιο δεν συγκρίνεται με αυτή των άλλων εκαντιών)	21 S(Sh-Sq)	22 Sh-Ch	23 Sq	24 Sq

«ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΟΡΕΙΝΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΜΕΤΡΙΑΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ»

6.9.4 ΓΕ-IV

Στην τελευταία περίπτωση ο ασβεστόλιθος είναι κατακερματισμένος - αποδιοργανωμένος με παρουσία αργιλικού ή άλλου λεπτομερούς υλικού πλήρωσης στις ασυνέχειές του. Το αλληλοκλείδωμα είναι πολύ πτωχό. Η ενότητα αυτή αφορά τις ζώνες επώθησης. Σε χαμηλά υπερκείμενα εκτιμάται ότι θα συναντηθούν σημαντικές καταρροές βραχομάζας (Rv) λόγω του πτωχού αλληλοκλειδώματος ενώ σε υψηλά υπερκείμενα αναμένονται αστοχίες τύπου καμινάδας (Ch) καθώς και παραμορφώσεις (Sh) που κατά σημεία πιθανόν να είναι και σημαντικές. Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας τεχνικογεωλογικής συμπεριφοράς της βραχομάζας (Πίνακας 18):

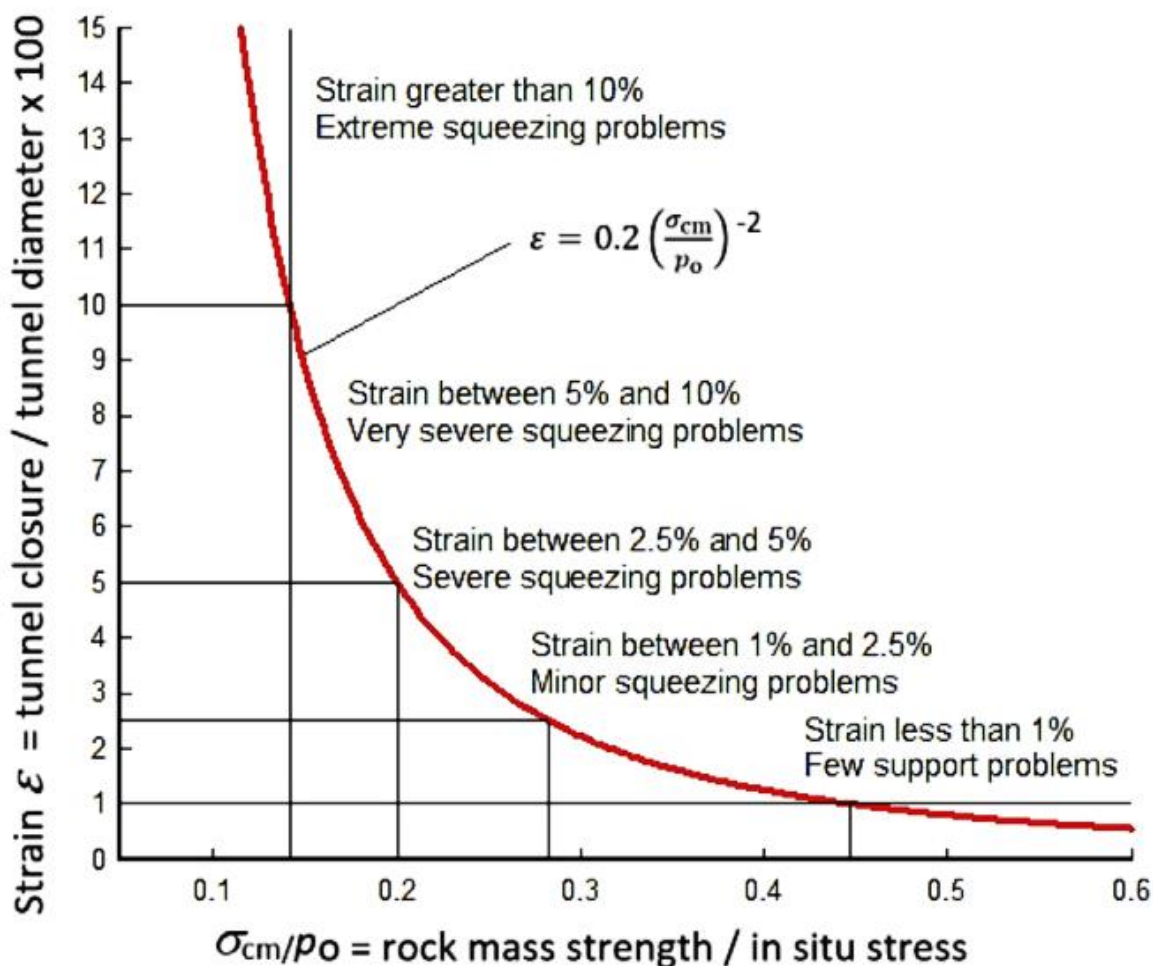
Πίνακας 18: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ΓΕ-IV.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (ΤΒΣ)	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΑ			
	Μικρό πάχος (H<<)		Μεγάλο πάχος (H>>)	
	ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΡΗΚΤΟΥ ΒΡΑΧΟΥ (σ_c)			
ΔΟΜΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ (ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ GSI)	$\sigma_c <<$	$\sigma_c >>$	$\sigma_c <<$	$\sigma_c >>$
ΑΡΡΗΚΤΗ Άρρηκτο βραχώδη τεμάχιο ή άσπρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση	1 St	2 St	3 Sh	4 St
ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ/ ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ Αδιατάρακτη βραχώδης με πολύ καλά αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών	5 Wg	6 Wg	7 Sh-Wg	8 Wg
ΠΟΛΥ ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ Μερικώς διαταραγμένη βραχώδης με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών	9 Wg-Ch Sh	10 Wg-Ch	11 Sh	12 Wg
ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ/ ΠΤΥΧΩΜΕΝΗ Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμενή στρώσης ή σχιστότητας	13 Ch-Wg Sh	14 Ch-Wg	15 S(Sh-Sq) Ch	16 Ch-Sh
ΑΠΟΔΙΟΡΓΑΝΩΜΕΝΗ Ισχυρά κερματισμένη βραχώδης με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιάων και οπιστρογγυλωμένων τεμαχίων	17 Sh-Rv	18 Rv	19 Sq-Ch	20 Ch-Sh
ΦΥΛΛΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΜΗΜΕΝΗ Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενούς βραχώδης. Η φύλλωση επικρατεί έναντι οποιαδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιώδων τεμαχίων (η κλίση σε αυτό το εκάνθη δεν συγκρίνεται με αυτή των άλλων εκανθών)	21 S(Sh-Sq)	22 Sh-Ch	23 Sq	24 Sq

«ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΟΡΕΙΝΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΜΕΤΡΙΑΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ»

6.10 Εκτίμηση συγκλίσεων κατά μήκος της σήραγγας

Πραγματοποιήθηκε προκαταρκτικός έλεγχος για τις γεωτεχνικές ενότητες όπου η κατασκευή της σήραγγας ενδέχεται να παρουσιάσει προβλήματα παραμορφώσεων λαμβάνοντας υπόψη τις εκτιμώμενες τιμές της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη της βραχομάζας σ_{cm} και σύμφωνα με την σχέση Hoek και Marinos (2000) που φαίνεται στο Διάγραμμα 2.



Διάγραμμα 2: Ποσοστό παραμόρφωσης συναρτήσει του λόγου αντοχής βραχομάζας προς τις επί τόπου τάσεις σε ανυποστήρικτη σήραγγα (Hoek και Marinos, 2000).

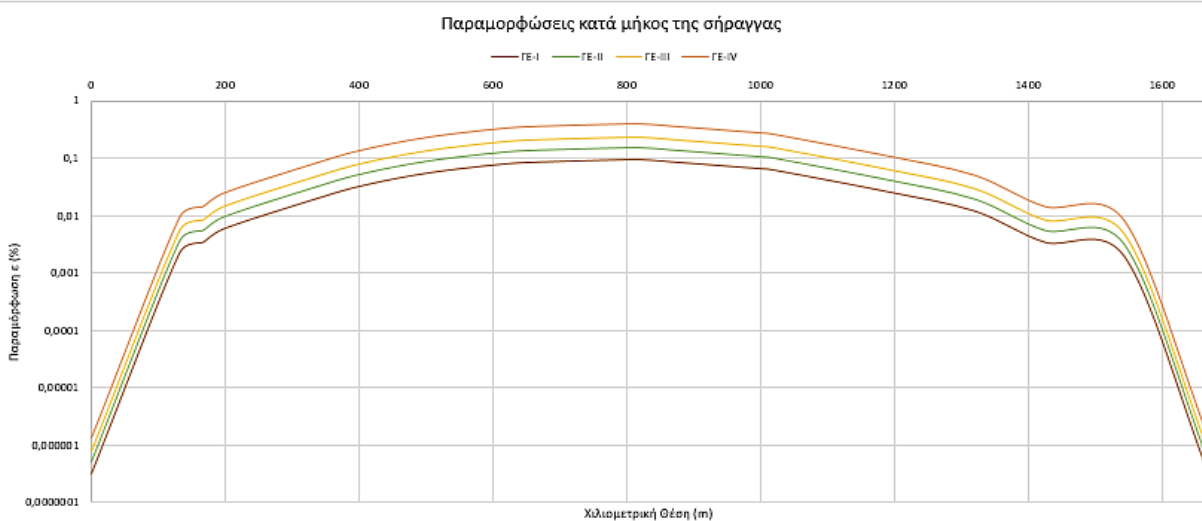
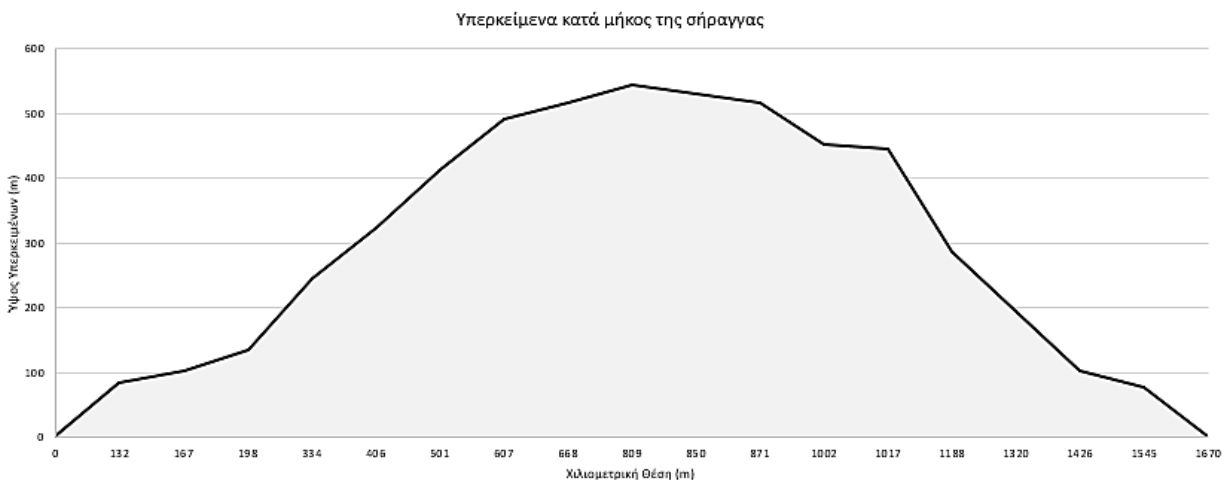
Παρακάτω παρουσιάζεται ο Πίνακας 19 με τους υπολογισμούς για τις γεωτεχνικές ενότητες ΓΕ-I έως ΓΕ-IV στις οποίες είναι πιθανό να παρουσιαστούν παραμορφώσεις, αλλά μόνο στις περιοχές υψηλών υπερκειμένων. Τα ύψη των υπερκειμένων λήφθηκαν από το λογισμικό Google Earth.



Πίνακας 19: Εκτιμώμενες παραμορφώσεις στις γεωτεχνικές ενότητες.

Οριζόντια Απόσταση	Ύψος Υπερκειμένων	σ_{cm} / p_0 ανά γεωτεχνική ενότητα				Παραμορφώσεις			
		ΓΕ-I	ΓΕ-II	ΓΕ-III	ΓΕ-IV	ΓΕ-I	ΓΕ-II	ΓΕ-III	ΓΕ-IV
x (m)	H (m)	σ_{cm} / p_0				ε (%)			
0	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
132	84	9,33	7,52	6,00	4,62	0,002	0,004	0,006	0,009
167	104	7,58	6,11	4,88	3,76	0,003	0,005	0,008	0,014
198	136	5,78	4,65	3,72	2,86	0,006	0,009	0,014	0,024
334	246	3,19	2,57	2,05	1,58	0,020	0,030	0,047	0,080
406	323	2,43	1,95	1,56	1,20	0,034	0,052	0,082	0,138
501	414	1,90	1,53	1,22	0,94	0,056	0,086	0,135	0,227
607	492	1,60	1,29	1,03	0,79	0,078	0,121	0,190	0,320
668	518	1,52	1,22	0,98	0,75	0,087	0,134	0,210	0,354
809	543	1,44	1,16	0,93	0,72	0,096	0,148	0,232	0,391
850	530	1,48	1,19	0,95	0,73	0,091	0,141	0,221	0,372
871	518	1,52	1,22	0,98	0,75	0,087	0,134	0,210	0,354
1002	453	1,73	1,40	1,11	0,86	0,067	0,103	0,161	0,271
1017	445	1,76	1,42	1,13	0,87	0,064	0,099	0,155	0,262
1188	287	2,73	2,20	1,76	1,35	0,027	0,041	0,065	0,109
1320	194	4,04	3,26	2,60	2,00	0,012	0,019	0,030	0,050
1426	104	7,58	6,11	4,88	3,76	0,003	0,005	0,008	0,014
1545	78	10,11	8,15	6,50	5,01	0,002	0,003	0,005	0,008
1670	0	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000

Στο Διάγραμμα 3 παρουσιάζεται η πιθανή παραμόρφωση κατά μήκος της σήραγγας για τις γεωτεχνικές ενότητες.



Διάγραμμα 3: Παραμορφώσεις γεωτεχνικών ενοτήτων κατά μήκος της σήραγγας.

6.11 Εκσκαψιμότητα

Για την εκτίμηση της εκσκαψιμότητας των ΓΕ που αναμένονται να συναντηθούν κατά τη διάνοιξη χρησιμοποιήθηκε η δημοσίευση των Cai et al. (2004) προκειμένου να αποδοθούν τιμές απόστασης των ασυνεχειών με βάση το GSI. Έτσι δύναται χρήση του γραφήματος των Pettifer and Fookes (1994).

Ακόμα, με τη συνεκτίμηση των Chaniotis et al. (2017), Tsiambaos και Saroglou (2010), Τσιρογιάννη (2018) και Χανιώτης (2017) οι εκτιμήσεις περί της εκσκαψιμότητας συνοψίζονται στον Πίνακα 20.



Πίνακας 20: Εκτίμηση εκσκαψιμότητας των γεωτεχνικών ενότητων.

Γεωτεχνική Ενότητα	Περιγραφή βραχομάζας
ΓΕ-I	Διάνοιξη με χρήση εκρηκτικών υλών
ΓΕ-II	Διάνοιξη με χρήση εκρηκτικών υλών
ΓΕ-III	Διάνοιξη με συνδυασμό εκρηκτικών υλών και μηχανικών μέσων
ΓΕ-IV	Διάνοιξη με μηχανικά μέσα

Γενικά, εκτιμάται ότι λόγω της υψηλής αντοχής του άρρηκτου βράχου, οι ΓΕ-I και ΓΕ-II θα διανοιχθούν με εκρηκτικά. Για το ίδιο λόγο και ιδιαίτερα σε μεγάλα βάθη είναι αρκετά πιθανό να χρειαστούν εκρηκτικές ύλες για την εξόρυξη των ασβεστολίθων της ΓΕ-III. Η βραχομάζα της ΓΕ-IV εκτιμάται ότι θα είναι αρκετά χαλαρή, ιδιαίτερα εφόσον δεν αναμένεται να συναντηθεί σε μεγάλα βάθη, οπότε εκτιμάται ότι οι σχηματισμοί της ΓΕ-IV δύνανται να εξορυχθούν με μηχανικά μέσα.

7 ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΑ ΜΕΤΡΑ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ

Ο σχεδιασμός των προσωρινών μέτρων υποστήριξης της σήραγγας είναι η κατασκευή ενός οικονομικού, κατάλληλου και περισσότερο από όλα ασφαλούς συστήματος άμεσης υποστήριξης για τις συνθήκες διάνοιξης που αναμένονται να απαντηθούν. Σύμφωνα με τις αρχές τις NATM, η βάση της μεθόδου είναι η αξιοποίηση της αντοχής της βραχομάζας στο μέγιστο, χρησιμοποιώντας τα ίδια χαρακτηριστικά της ως κύριο στοιχείο υποστήριξης. Οι δυνατότητες αυτο-υποστήριξης της βραχομάζας αυξάνονται με την άμεση προστασία της από αποσάθρωση μετά την έκθεση της, λόγω της εκσκαφής.

Γενικά, όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενα κεφάλαια οι λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθοι παρουσιάζουν σφιχτή δομή σε μεγάλα βάθη και οι αστοχίες είναι βαρυτικού τύπου, όπου τα επίπεδα των στρώσεων επιτρέπουν ολίσθηση σφηνών. Σε μικρότερα βάθη οι αστοχίες βαρυτικού τύπου δύνανται να οφείλονται και σε ολισθήσεις τεμαχών, τέτοιες ώστε να παρατηρούνται μικρές αστοχίες καμινάδας.



Όταν εντοπίζονται τεκτονισμένοι, τότε η βραχομάζα είναι αποδομημένη ή/και διατμημένη που συνεπάγεται την εκτεταμένη καταρροή της, ιδιαίτερα σε χαμηλά υπερκείμενα, όταν χαλαρώνει η περίσφιξη της. Σε μεγαλύτερα βάθη αναμένονται παραμορφώσεις που εκδηλώνονται ως διατμητικές αστοχίες και η συμπεριφορά της βραχομάζας είναι λιγότερο δυσμενής αν περιοριστεί γρήγορα η χαλάρωσή της. Σε αυτές τις βραχομάζες χρειάζεται εφαρμογή δοκίδων προπορείας, για την αύξηση της συνοχής της βραχομάζας.

Για τους παραπάνω λόγους, σε ευνοϊκές συνθήκες διάνοιξης, η βραχομάζα ενισχύεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, που δύναται να είναι οπλισμένο με ίνες ή δομικό πλέγμα, αγκύρια βράχου τύπου swellex και δικτυωτά πλαίσια με αγκύρια στήριξης σημειακής πάκτωσης. Σε δυσμενείς συνθήκες διάνοιξης, η βραχομάζα ενισχύεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, που οπλίζεται με δομικό πλέγμα, δικτυωτά πλαίσια ή μεταλλικά πλαίσια HEB, αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης και δοκίδες προπορείας.

Δεδομένης της έλλειψης συγκεκριμένης γεωλογικής – γεωτεχνικής πληροφορίας σε όλο το μήκος της σήραγγας, τα προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης είναι ευμετάβλητα και προσαρμόσιμα σε διαφορετικές συνθήκες που αναμένονται να συναντηθούν κατά τη διάνοιξη.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά οι κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης.

7.1.1 Κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης

Με βάση την αναμενόμενη συμπεριφορά της βραχομάζας κατά τη διάνοιξη και τις αναλύσεις επάρκειας επιλέχθηκαν οι παρακάτω κατηγορίες υποστήριξης, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 21.

Τα μήκη κι ο κánaβος των αγκυρίων που προτείνονται εκτείνονται εκτός της πλαστικής ζώνης. Δύναται επικαιροποίησή τους όταν υπάρχουν διαθέσιμα δεδομένα περισσότερα γεωτεχνικά δεδομένα (όπως π.χ. για τις οικογένειες ασυνεχειών). Τα αγκύρια στήριξης των πλαισίων που τοποθετούνται στην κάτω ημιδιατομή είναι Φ40 σημειακής πάκτωσης.

Για το σχεδιασμό του συστήματος εσωτερικής προενίσχυσης με βάση τον Πίνακα Τεχνικογεωλογικής Συμπεριφοράς (TBC) δύναται χρήση του Πίνακα Επιλογής Ομπρέλας Προπορείας (Umbrella Arch Selection Chart) που παρουσιάζεται από τους Oke et al. (2014b).

**Πίνακας 21: Προτεινόμενες Κατηγορίες Προσωρινής Υποστήριξης. Συντομογραφίες: LG = δικτυωτά πλαίσια, Ο.Α. = όπου απαιτείται**

Κατηγορία Υποστήριξης	Τύπος	Βήμα εκσκαφής	Αγκύρια βράχου			Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα		Πλαίσια	Μέτρα ευστάθειας μετόπου	Εσωτερική προενίσχυση
			Τύπος	Μήκος	Κάναβος	Πάχος	Οπλισμός			
PS-I	Ανοικτή	2,0 - 3,0m	Swellex 200kN	4,0m	Βήμα x 2,5m	10cm	Ίνες	-	-	-
PS-II	Ανοικτή	1,5 - 2,0m	Swellex 200kN	5,0m	Βήμα x 2,0m	15cm	Δομικό πλέγμα T188	-	-	-
PS-III	Ανοικτή	1,0 - 1,5m	Swellex 200kN	6,0m	Βήμα x 1,5m	20cm	Δομικό πλέγμα T188	LG 70/20/25	-	-
PS-IV	Ανοικτή	1,0 - 1,5m	Swellex 200kN	6,0m	Βήμα x 1,5m	25cm	Διπλό δομικό πλέγμα T188	LG 95/20/25	-	Δοκίδες προπορείας Ο.Α.
PS-V	Ανοικτή (Κλειστή Ο.Α.)	1,0 - 1,5m	Φ32, S500, ολόσωμης πάκτωσης	6,0m	Βήμα x 1,0m	35cm	Διπλό δομικό πλέγμα T188	HEB 160	Εκτ. σκυρόδεμα πάχους 5cm σε κεκλιμένο μέτωπο Ο.Α.	Δοκίδες προπορείας



7.1.2 Κατασκευαστική ακολουθία προσωρινής υποστήριξης

Στους Πίνακες παρατίθενται οι κατασκευαστικές ακολουθίες των προτεινόμενων κατηγοριών υποστήριξης.

Πίνακας 22: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-I.

Άνω Ημιδιατομή, Βήμα εκσκαφής 2,5 – 3,0m	Βήμα
Εκσκαφή	X
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X
Τοποθέτηση αγκυρίων	X
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X-1
Κάτω ημιδιατομή (Βαθμίδα), Βήμα εκσκαφής 5,0 – 6,0m	
Εκσκαφή	Y
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y-1

Πίνακας 23: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-II.

Άνω Ημιδιατομή, Βήμα εκσκαφής 1,5 – 2,0m	Βήμα
Εκσκαφή	X
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X
Τοποθέτηση αγκυρίων	X
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X
Τοποθέτηση πλέγματος T188	X-1
Εφαρμογή 3 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X-1
Κάτω ημιδιατομή (Βαθμίδα), Βήμα εκσκαφής 3,0 – 4,0m	
Εκσκαφή	Y
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm	Y
Τοποθέτηση πλέγματος T188	Y-1
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y-1



Πίνακας 24: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-III.

Άνω Ημιδιατομή, Βήμα εκσκαφής 1,0 – 1,5m	Βήμα
Εκσκαφή	X
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X
Τοποθέτηση πλέγματος T188	X
Τοποθέτηση LG70/20/25	X
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm	X
Τοποθέτηση αγκυρίων	X
Εφαρμογή 3 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X-1
Κάτω ημιδιατομή (Βαθμίδα), Βήμα εκσκαφής 2,0 – 3,0m	
Εκσκαφή	Y
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y
Τοποθέτηση πλέγματος T188	Y
Τοποθέτηση LG70/20/25	Y
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm	Y
Τοποθέτηση αγκυρίων	Y
Εφαρμογή 3 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y-1



Πίνακας 25: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-IV.

Άνω Ημιδιατομή, Βήμα εκσκαφής 1,0 – 1,5m	Βήμα
Εκσκαφή	X
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X
Τοποθέτηση πλέγματος T188	X
Τοποθέτηση LG95/20/25	X
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm	X
Τοποθέτηση δοκίδων προπορείας (εφόσον απαιτούνται)	X
Τοποθέτηση αγκυρίων	X
Εφαρμογή 3 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X-1
Τοποθέτηση πλέγματος T188	X-2
Εφαρμογή 4 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X-2
Κάτω ημιδιατομή (Βαθμίδα), Βήμα εκσκαφής 2,0 – 3,0m	
Εκσκαφή	Y
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y
Τοποθέτηση πλέγματος T188	Y
Τοποθέτηση LG95/20/25	Y
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm	Y
Τοποθέτηση αγκυρίων	Y
Εφαρμογή 3 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y-1
Τοποθέτηση πλέγματος T188	Y-2
Εφαρμογή 4 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y-2



Πίνακας 26: Κατασκευαστική ακολουθία κατηγορίας υποστήριξης PS-V.

Άνω Ημιδιατομή, Βήμα εκσκαφής 1,0 – 1,5m	Βήμα
Εκσκαφή	X
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X
Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm σε κεκλιμένο μέτωπο (εφόσον απαιτείται)	X
Τοποθέτηση T188	X
Τοποθέτηση μεταλλικού πλαισίου HEB 160	X
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 15 cm	X
Τοποθέτηση ράβδων προ-πορείας	X
Τοποθέτηση αγκυρίων	X-1
Εφαρμογή 3 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm	X-1
Τοποθέτηση T188	X-2
Εφαρμογή 4 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	X-2
Εκσκαφή προσωρινού ανάστροφου τόξου (εφόσον απαιτείται) κάθε δύο έως τρία βήματα άνω ημιδιατομής, εφαρμογή εκτοξευόμενου πάχους 20 cm με δύο T188 (μέσα - έξω)	X-3 έως X-4
Κάτω ημιδιατομή (Βαθμίδα), Βήμα εκσκαφής 2,0 – 3,0m	
Εκσκαφή	Y
Εφαρμογή 1 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y
Τοποθέτηση T188	Y
Τοποθέτηση μεταλλικού πλαισίου HEB 160	Y
Εφαρμογή 2 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 15 cm	Y
Τοποθέτηση αγκυρίων	Y
Εφαρμογή 3 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm	Y-1
Τοποθέτηση T188	Y-2
Εφαρμογή 4 ^{ης} στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm	Y-2
Εκσκαφή προσωρινού ανάστροφου τόξου (εφόσον απαιτείται) κάθε δύο έως τρία βήματα άνω ημιδιατομής, εφαρμογή εκτοξευόμενου πάχους 20 cm με δύο T188 (μέσα - έξω)	Y-3 έως Y-4



8 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ - ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Για την ακριβέστερη προσομοίωση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης έγιναν κάποιες παραδοχές και εκτιμήσεις για διάφορες παραμέτρους. Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα παρουσιαστεί η φιλοσοφία πίσω από την επιλογή των μεθόδων και παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της προσωρινής υποστήριξης κατά την διάρκεια των αριθμητικών αναλύσεων.

8.1 Αριθμητική προσομοίωση

Για την προσομοίωση των συνθηκών της εκσκαφής και προσωρινής υποστήριξης χρησιμοποιήθηκαν δυο διαφορετικά λογισμικά, το RS2 (Rocscience Inc., 2020) και το FLAC3D (Itasca Consulting Group Inc., 2017) πεπερασμένων στοιχείων και πεπερασμένων διαφορών αντίστοιχα. Στο RS2 το εδαφικό προσομοίωμα έχει διαστάσεις ίσες με πέντε φορές την διάμετρο της σήραγγας με σκοπό να μην επηρεάζεται από τις συνοριακές συνθήκες. Οι διαστάσεις του προσομοιώματος στο FLAC3D είναι ίδιες με τις διαστάσεις του προσομοιώματος στο RS2 ενώ το μήκος του είναι 90m. Χρησιμοποιήθηκαν κυλίσσεις στο κάτω και στα πλευρικά όρια του μοντέλου ενώ το επάνω όριο αφέθηκε ελεύθερο και σε αυτό εφαρμόζεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο αναλόγως των υπερκειμένων (Πίνακας 27). Το εντατικό πεδίο ορίστηκε να είναι βαρυτικό.

Πίνακας 27: Εφαρμοζόμενο ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο αναλόγως των υπερκειμένων.

Υπερκείμενα H (m)	Φόρτιση Επιφανείας (kN/m ²)
100	0,918
150	2,268
200	3,618
250	4,968
300	6,318
350	7,668
400	9,018
450	10,368



Για την προσομοίωση του γεωυλικού χρησιμοποιήθηκε ένα ελαστικό-τέλεια πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα σε συνδυασμό με το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown (Hoek και Brown, 2019), το οποίο επιλέχθηκε λόγω της φύσης των γεωυλικών που θα συναντήσει η σήραγγα. Η χρήση αυτού του καταστατικού μοντέλου οδηγεί σε ανύψωση δαπέδου της σήραγγας, κατά τις αναλύσεις, πράγμα το οποίο δεν συμβαίνει στη πραγματικότητα. Αυτή η παρατηρούμενη ανύψωση οφείλεται στην χρήση του ίδιου μέτρου ελαστικότητας τη βραχομάζας τόσο κατά την φόρτιση όσο και κατά την αποφόρτιση της.

Για την προσομοίωση της σταδιακής εφαρμογής των μέτρων υποστήριξης εφαρμόστηκε η μέθοδος σύγκλισης αποτόνωσης με χρήση εσωτερικής πίεσης με βάση το διάγραμμα διαμήκους παραμόρφωσης σήραγγας από τους Chern et al. (1998). Η αποτόνωση στην βαθμίδα έχει επιλεγεί να ληφθεί ως μισή της αποτόνωσης της άνω ημιδιατομής κι όχι μηδενική όπως προτείνεται από το διάγραμμα των (Gkikas and Nomikos, 2020), καθώς η βραχομάζα προσομοιώνεται ως ελαστικό – τέλεια πλαστικό υλικό. Έπειτα από εκτενείς αναλύσεις διαπιστώθηκε ότι δεν εφαρμόζεται στη συγκεκριμένη περίπτωση. Στο FLAC3D η αποτόνωση δεν εφαρμόζεται καθώς το λογισμικό είναι τρισδιάστατο και δεν απαιτείται τεχνητή αποτόνωση για την προσομοίωση της διάνοιξης.

Η υποστήριξη από ράβδους προπορείας (spiles) κρίθηκε ότι δεν θα προσομοιωθεί στις αναλύσεις για τους εξής λόγους:

- Αρχικά λειτουργία των ράβδων προπορείας είναι κυρίως να κρατήσουν την βραχομάζα στην στέψη της σήραγγας από το να αστοχήσει και να καταπέσει, και λιγότερος ως στατικός φορέας που φέρει φορτία. Οπότε η προσομοίωση τους δεν έχει νόημα, εκτός αν χρησιμοποιείται λογισμικό ανάλυσης διακριτών στοιχείων (Oke et al., 2014, 2013; Oke και Vlachopoulos, 2015).
- Η συνήθης πρακτική από πολλούς μελετητές να προσομοιώνουν τις ράβδους ή δοκούς προπορείας ως ενισχυμένη ζώνη προκαλεί μείωση των φορτίων στα πλαίσια αφού λειτουργεί ως τόξο που αναλαμβάνει φορτία, ενώ οι δοκοί προπορείας αυξάνουν σημαντικά τα φορτία που μεταβιβάζεται στα πλαίσια (Καββαδάς, 2012).
- Η ανάλυση της ενισχυμένης ζώνης γίνεται εν διατομή ενώ οι δοκοί προπορείας λειτουργούν κατά το μήκος. Συνεπώς, ο «υπολογισμός» του αυξημένου μέτρου ελαστικότητας και αντοχής της ενισχυμένης ζώνης δεν ευσταθεί, αφού με την



διατάραξη τα μεγέθη αυτά μειώνονται αντί να αυξάνουν, δηλαδή δεν υπάρχει ενισχυμένη ζώνη (Καββαδάς, 2012).

Στο FLAC3D αλλά και στο RS2, κατά την προσομοίωση της τοποθέτησης της υποστήριξης από σκυρόδεμα στην βαθμίδα, εμφανίζονται έντονες φορτίσεις στο σημείο της σύνδεσης που αποδίδονται σε ζητήματα της προσομοίωσης.

Στις προσομοιώσεις των φάσεων εκσκαφής και υποστήριξης με το λογισμικό FLAC3D δεν προσομοιώνεται ο οπλισμός του εκτοξευόμενου σκυροδέματος για λόγους ταχύτητας της ανάλυσης.

8.2 Αγκυρώσεις

Στο λογισμικό RS2 οι αγκυρώσεις προσομοιώνονται με ένα ραβδωτό στοιχείο του οποίου το μέτρο ελαστικότητας έχει την προκαθορισμένη τιμή χάλυβα. Στην πραγματικότητα αυτή η παραδοχή δεν ισχύει καθώς, αν πάρουμε για παράδειγμα τα αγκύρια πλήρους πάκτωσης με τσιμεντένεμα, το μέτρο ελαστικότητας του συστήματος τσιμεντένεμα - ράβδος αγκυρίου δεν είναι αυτό του χάλυβα άλλα καθορίζεται μόνο από δοκιμές εξόλκευσης. Στις περισσότερες περιπτώσεις αυτή η ανάθεση μίας υψηλής τιμής στο λογισμικό δεν αποτελεί πρόβλημα στην προσομοίωση ωστόσο όταν στο αριθμητικό μοντέλο παρουσιάζονται μεγάλες μετακινήσεις το αγκύριο αστοχεί. Λαμβάνοντας μια μικρότερη τιμή του μέτρου ελαστικότητας δεν παρατηρείται αυτή η αστοχία. Γι αυτόν τον λόγο και η Itasca Consulting Group Inc. (Lorig, 1988) προτείνει την χρήση της τιμής του μέτρου ελαστικότητας του τσιμεντενέματος για την προσομοίωση.

8.3 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Ως γνωστόν το σκυρόδεμα είναι ψαθυρό υλικό και έχει μικρή αντοχή σε κάμψη και εφελκυσμό. Αυτό δεν σημαίνει όμως ότι η εφελκυστική αντοχή του είναι μηδενική. Σύμφωνα με τον Ευρωκωδικά για ένα σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 όπως είναι αυτό που χρησιμοποιείται συνήθως ως εκτοξευόμενο, η τιμή της χαρακτηριστικής εφελκυστικής αντοχής είναι 2,2 MPa. Για την κατασκευή της σήραγγας Τούρλας έχει προδιαγραφεί ποιότητα σκυροδέματος C30/37, του οποίου η τιμή της χαρακτηριστικής εφελκυστικής αντοχής είναι 2,9 MPa. Παρακάτω παρουσιάζεται ο Πίνακας 28 με τα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 .



Πίνακας 28: Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμορφωσιμότητας σκυροδέματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (EN 1992-1-1, 2004).

Strength classes for concrete														Analytical relation / Explanation	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	2.8
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5% fractile
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95% fractile
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0.3}$ (f_{cm} in MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	see Figure 3.2 $\epsilon_{c1}^{(f_{ck})} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$ (‰)
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	see Figure 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}^{(f_{ck})} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}^{(f_{ck})} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,51}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2}^{(f_{ck})} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}^{(f_{ck})} = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}^{(f_{ck})} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Παρόλα αυτά είναι σύνηθες από πολλούς μελετητές η εφελκυστική αντοχή του άοπλου εκτοξευόμενου σκυροδέματος να αγνοείται προς την μεριά της ασφάλειας. Έτσι και στην συγκεκριμένη περίπτωση σε όλες τις αριθμητικές αναλύσεις η εφελκυστική αντοχή του άοπλου σκυροδέματος καθώς και ο οπλισμός με μεταλλικό πλέγμα, έχουν αγνοηθεί με σκοπό τον συντηρητικό σχεδιασμό.

Επιπρόσθετα όσον αφορά την ερπυστική συμπεριφορά του σκυροδέματος κατά την πήξη του, αυτή δεν λήφθηκε υπόψη διότι, αφενός μεν στην δισδιάστατη ανάλυση δεν υπάρχει αυτή η δυνατότητα και αφετέρου στην τρισδιάστατη ανάλυση δεν επιλέχθηκε καθώς αυτή η συμπεριφορά δεν έγκειται στο σκοπό της συγκεκριμένη εργασίας.



Το ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα που προδιαγράφεται δεν έχει προσομοιωθεί με κάποιο τρόπο σε καμία από τις δύο αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν καθώς σύμφωνα με τον (Σοφιανός, 2018b): *«Η ύπαρξη των ινών βελτιώνει την κατανομή των ρωγμών. Παραμένουσα καμπτική εφελκυστική αντοχή εξακολουθεί να υφίσταται και μετά την επίτευξη της κορυφαίας τιμής, που γενικά είναι φθίνουσα με την παραμόρφωση. Η θλιπτική αντοχή στις πρώτες ώρες της σκλήρυνσης είναι σημαντικά μεγαλύτερη από αυτήν του άοπλου. Στη συνέχεια, η θλιπτική αντοχή έχει παρόμοια τιμή με αυτήν του άοπλου (μπορεί και να αυξηθεί μέχρι 30%). Η δυσθραυστότητα σε θλίψη είναι όμως πολύ μεγαλύτερη. Η μεγάλη συνεισφορά των ινών είναι στη δυσθραυστότητα σε καμπτικό εφελκυσμό.»*

Τέλος κατά την τρισδιάστατη ανάλυση με το λογισμικό FLAC3D τα στοιχεία του σκυροδέματος προσομοιώνονται ως στοιχεία κελύφους (shell elements) μήκους αντίστοιχου του βήματος εκσκαφής. Ανάλογα λοιπόν με το μήκος αυτών των στοιχείων αλλάζει η κατανομή των φορτίσεων οπότε τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών στη προσωρινή επένδυση είναι πιθανό να διαφοροποιούνται.

9 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ RS2

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις Γεωτεχνικές ενότητες ΓΕ-I και ΓΕ-II. Για τον έλεγχο της επάρκειας της κάθε κατηγορίας υποστήριξης που εφαρμόζεται για την εκάστοτε κατηγορία βραχώμαζας, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για υπερκείμενα από 100 έως 550m. Παρακάτω παρατίθενται οι αναλύσεις για τα μέγιστα υπερκείμενα στα οποία μπορεί να εφαρμοστεί η κάθε κατηγορία υποστήριξης. Όλα τα υπόλοιπα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν βρίσκονται στο Παράρτημα.

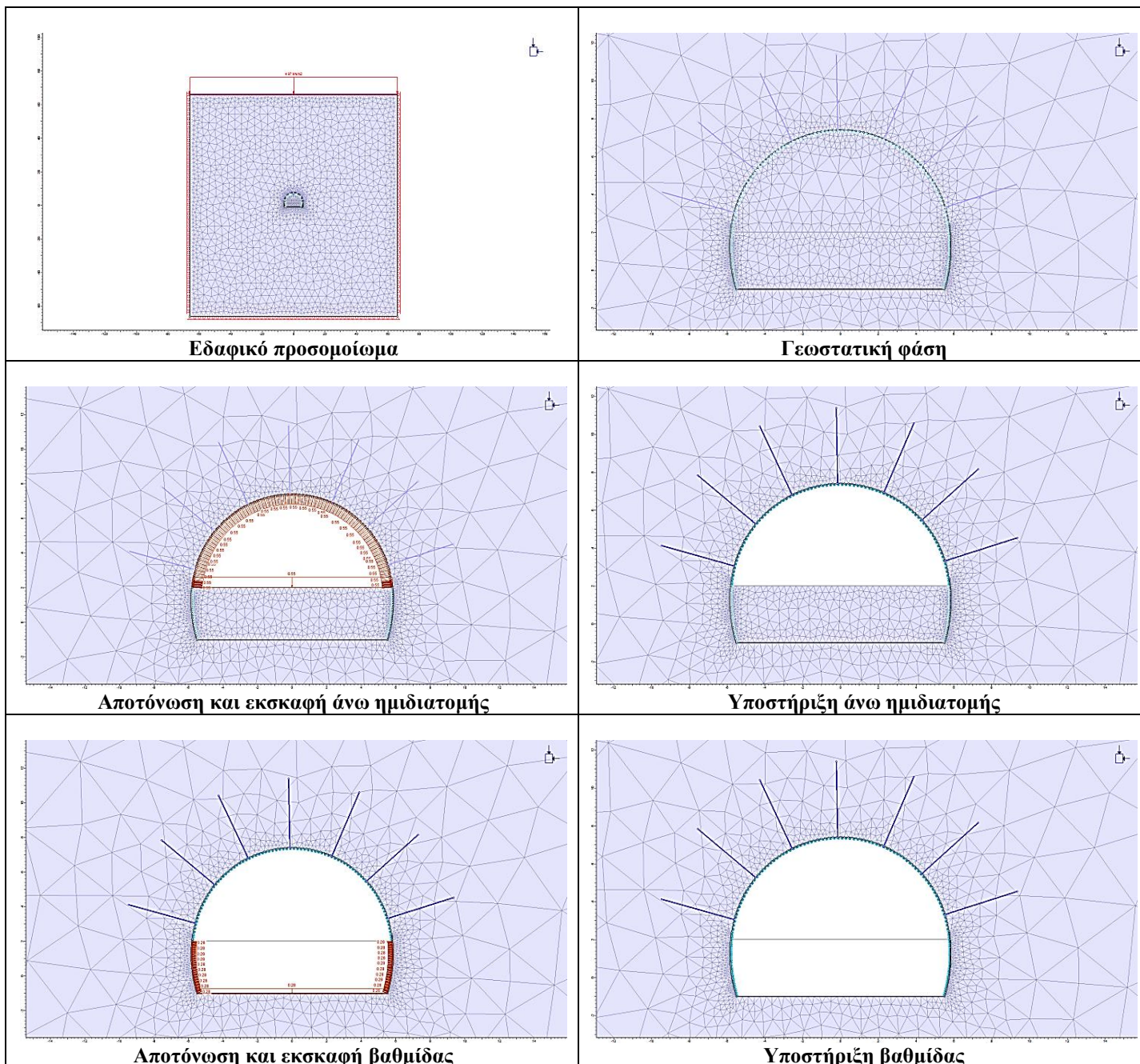
9.1 Γεωτεχνική ενότητα ΓΕ-I

9.1.1 Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-I

Η κατασκευαστική ακολουθία που εφαρμόστηκε για την προσομοίωση, ουσιαστικά περιλαμβάνει την αποτόνωση, εκσκαφή και εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης κατά το τελευταίο στάδιο. Όπως έχει διατυπωθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο η υποστήριξης της κατηγορίας PS-I αποτελείται από ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 10cm και αγκύρια swellex

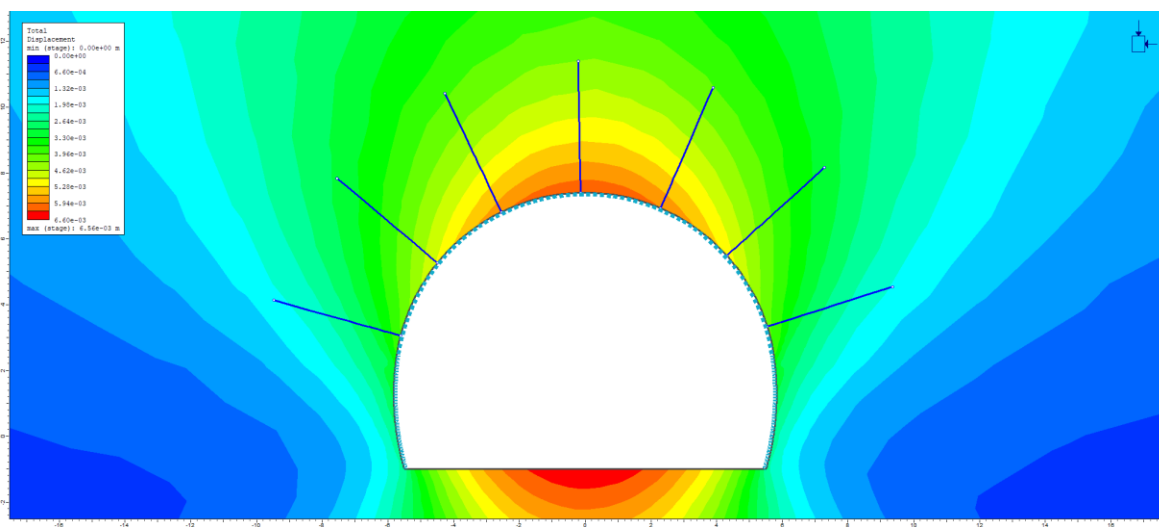
αντοχής 200 kN μήκους 4m σε κάναβο 2,5x2,5m ενώ το βήμα εκσκαφής ορίζεται στα 2,5m. Η ίδια ακολουθία, με την εξαίρεση της τοποθέτησης αγκυριών swellex, εφαρμόζεται για την προσομοίωση της εκσκαφής και υποστήριξης της βαθμίδας. Στον Πίνακα 29 παρουσιάζονται τα στάδια της προσομοίωσης.

Πίνακας 29: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.



9.1.1.1 Συνολικές μετακινήσεις

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρατηρείται ότι οι μέγιστες μετακινήσεις του μοντέλου εμφανίζονται στο δάπεδο της σήραγγας. Αυτές οι μετακινήσεις όμως είναι πλασματικές δηλαδή δεν θα εμφανιστούν στην πραγματικότητα και οφείλονται στην καταστατική ελαστοπλαστική συμπεριφορά και του καταστατικού μοντέλου το οποίο χρησιμοποιεί το ίδιο μέτρο ελαστικότητας τόσο κατά την φόρτιση όσο και κατά την αποφόρτιση με αποτέλεσμα να παρατηρείται αυτή η ανύψωση δαπέδου της σήραγγας. Παρόλα αυτά οι μετακινήσεις ενδιαφέροντος είναι αυτές που εμφανίζονται στην στέψη της σήραγγας όπου στην περίπτωση ανέρχονται σε 0,6cm περίπου. Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των συνολικών μετακινήσεων στο μοντέλο (Εικόνα 30).

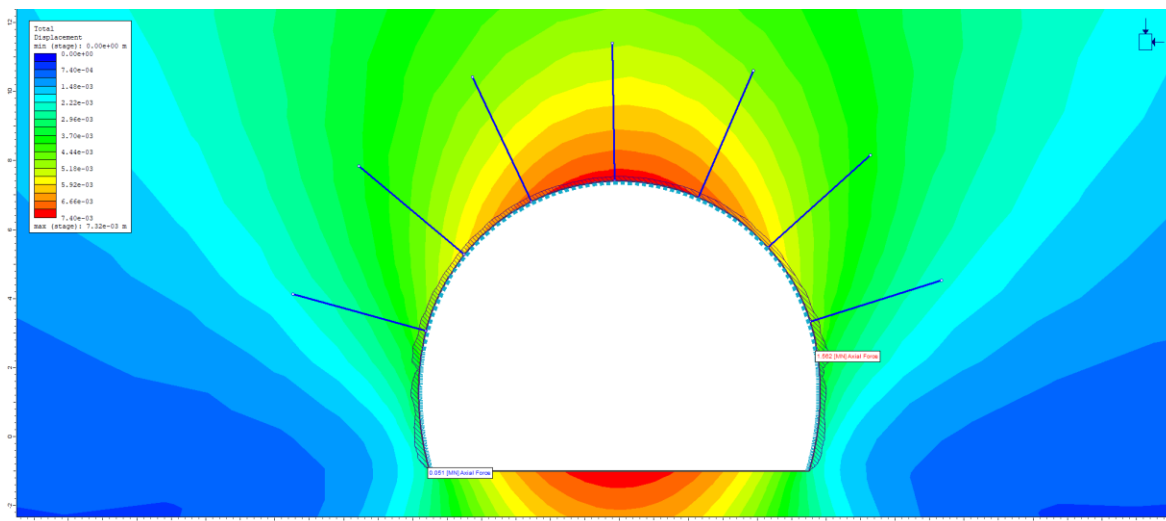


Εικόνα 30: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.1.1.2 Εντατικά Μεγέθη στο Σκυρόδεμα

9.1.1.2.1 Αξονικές Δυνάμεις

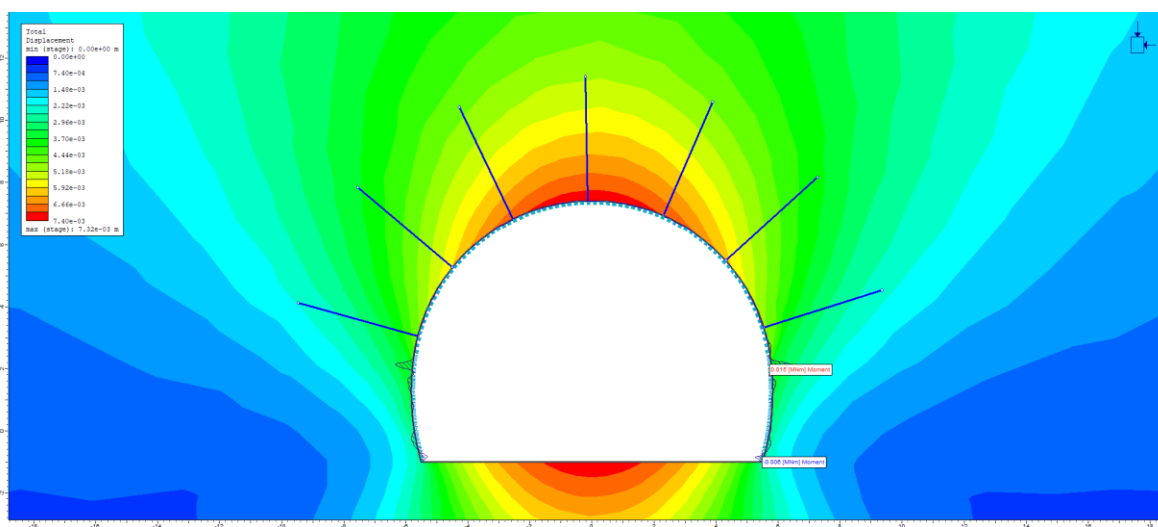
Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται η κατανομή των αξονικών δυνάμεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά την τελευταία φάση της ανάλυσης. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 31 η κατανομή των αξονικών είναι ομοιόμορφη στην περιφέρεια της προσωρινής επένδυσης. Αυτό συμβαίνει λόγω του εντατικού πεδίου που επιδρά στην σήραγγα το οποίο τείνει να γίνει υδροστατικό καθώς ο λόγος των οριζοντίων προς καθέτων τάσεων έχει τιμή πλησίον του 1 ($K = 0,8$). Όσον αφορά το μέγεθος των αξονικών φορτίων, η μέγιστη τιμή είναι περίπου 1,5MN.



Εικόνα 31: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.1.1.2.2 Ροπές Κάμψης

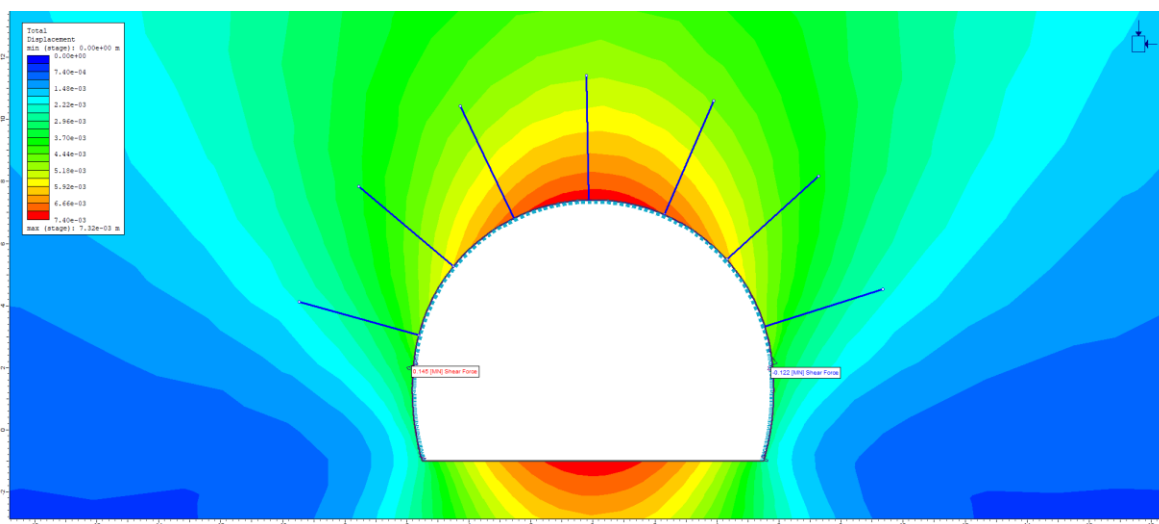
Στην συνέχεια παρουσιάζεται η κατανομή των ροπών κάμψης στο σκυρόδεμα (Εικόνα 32). Αρχικά είναι εμφανές ότι για την άνω ημιδιατομή οι ροπές είναι σχεδόν μηδενικές ενώ αυτές δρουν κυρίως στο σκυρόδεμα της βαθμίδας. Αυτή η κατανομή των ροπών οφείλεται στην λειτουργία άρθρωσης του τελευταίου σημείου του φορέα σκυροδέματος που εδράζεται στην βραχόμαζα. Παρόλα αυτά όπως και οι αξονικές δυνάμεις έτσι και εδώ οι ροπές κάμψης έχουν χαμηλές τιμές με την μέγιστη να φτάνει τα 0,015MNm.



Εικόνα 32: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.1.1.2.3 Τέμνουσες Δυνάμεις

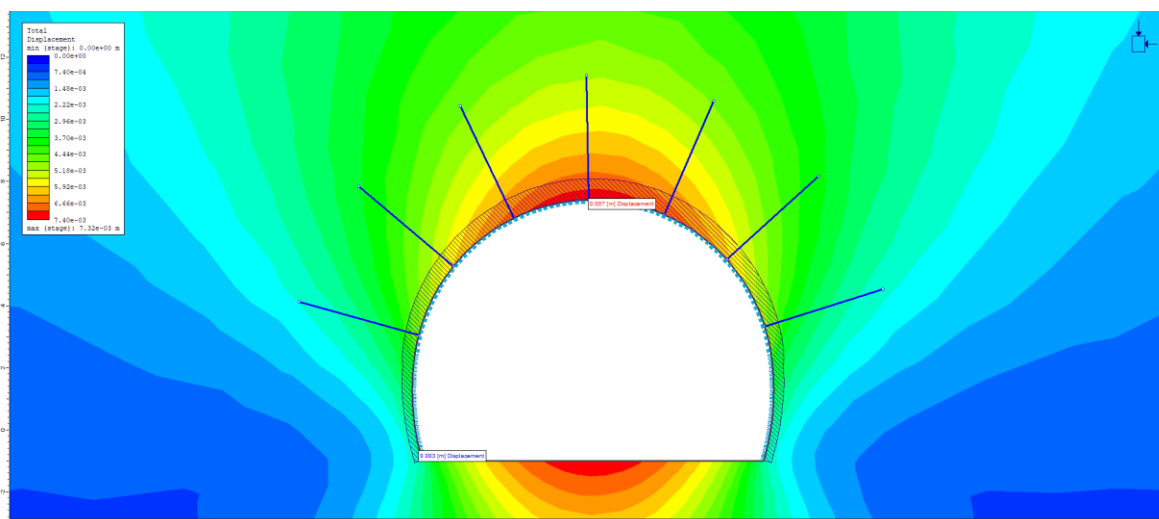
Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των τεμνουσών στο σκυρόδεμα (Εικόνα 33). Εδώ παρατηρείται ότι γενικότερα σε όλη την διατομή οι τέμνουσες δυνάμεις είναι σχεδόν μηδενικές. Εξάιρεση αποτελεί η βαθμίδα στην οποία εμφανίζονται μεγαλύτερες τιμές. Ο λόγος της συγκέντρωσης των τεμνουσών δυνάμεων σε αυτά τα σημεία της βαθμίδας είναι ο ίδιος που αναλύθηκε και για της ροπές κάμψης, δηλαδή η λειτουργία άρθρωσης του φορέα του σκυροδέματος. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης είναι 145kN.



Εικόνα 33: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.1.1.3 Μετατοπίσεις Σκυροδέματος

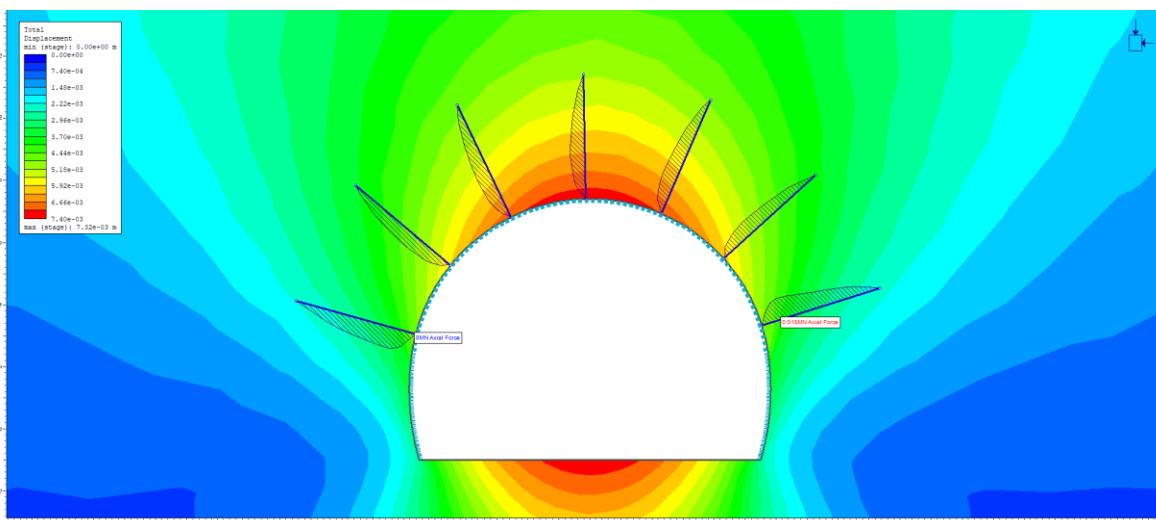
Οι μετατοπίσεις στο σκυρόδεμα τις προσωρινής υποστήριξης παρατίθενται στην Εικόνα 34 με τις μέγιστες μετακινήσεις να αγγίζουν τα 0,7cm κυρίως στην στέψη της σήραγγας ενώ στις παρειές οι μετατοπίσεις σχεδόν υποδιπλασιάζονται. Το παραπάνω φαινόμενο συμβαίνει πιθανώς λόγω του εντατικού πεδίου όπου οι οριζόντιες τάσεις είναι μικρότερες από τις κατακόρυφες με αποτέλεσμα το σκυρόδεμα να μετατοπίζεται κυρίως στην στέψη της σήραγγας. Ούτως ή άλλως αυτές οι μετακινήσεις είναι αρκετά ασήμαντες.



Εικόνα 34: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.1.1.4 Αξονικές Δυνάμεις στα Αγκύρια

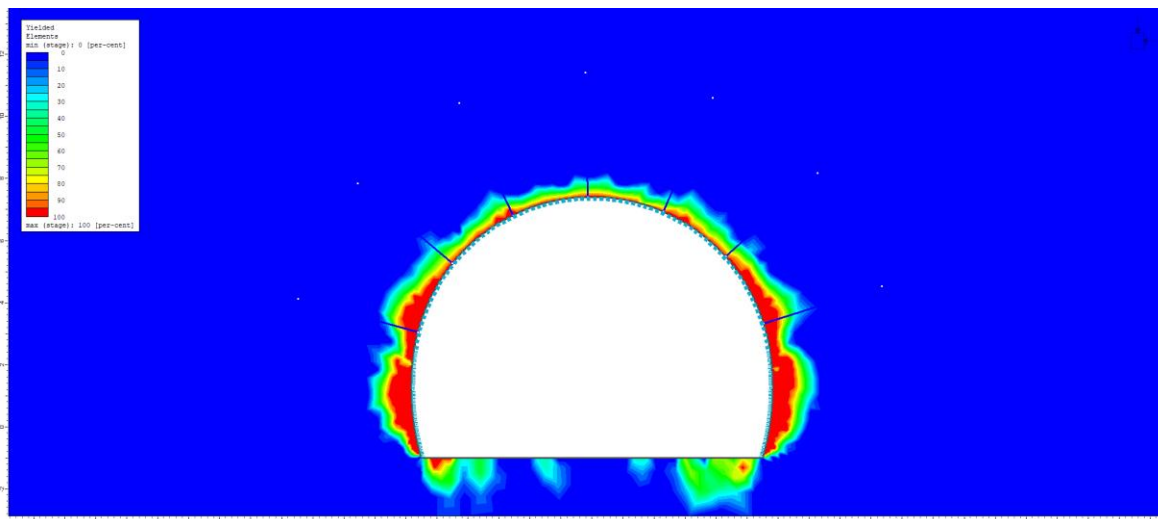
Τα αγκύρια φαίνεται να παραλαμβάνουν τα αξονικά φορτία χωρίς να αστοχούν με την μέγιστη τιμή της αξονικής δύναμης να φτάνει 18 kN. Η φόρτιση αυτή που ασκείται στα αγκύρια είναι σχεδόν μηδαμινή. Στην Εικόνα 35 παρουσιάζονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων.



Εικόνα 35: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.1.1.5 Πλαστική Ζώνη

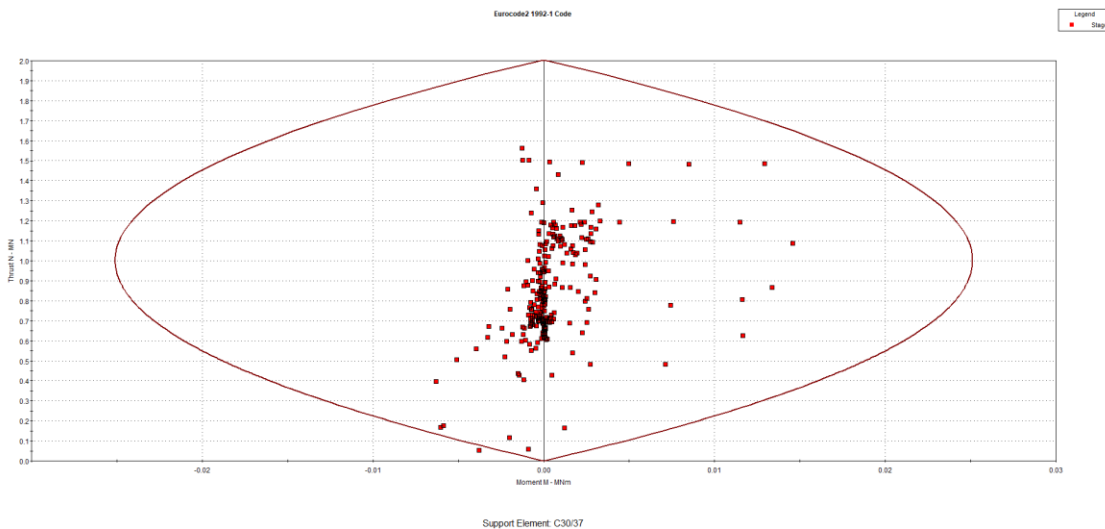
Η ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης είναι σχετικά μικρή, με ακτίνα περίπου 1m, όπως φαίνεται και από την κατανομή που παρατίθεται παρακάτω (Εικόνα 36).



Εικόνα 36: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγας για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.1.1.6 Επάρκεια Μέτρων Υποστήριξης

Όπως έδειξαν όλα τα παραπάνω αποτελέσματα των αναλύσεων με το λογισμικό RS2, η συγκεκριμένη κατηγορία υποστήριξης, λόγω της καλής ποιότητας βραχώμαζας, δύναται να εφαρμοστεί μέχρι το υπερκείμενο των 450m. Παρακάτω παρατίθεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (Διάγραμμα 4) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (EC-2), των μέτρων υποστήριξης που αναδεικνύει την επάρκειά τους. Παρότι στο διάγραμμα φαίνεται ένα σημείο να είναι εκτός της περιβάλλουσας, θεωρείται ότι η υποστήριξη επαρκεί και αυτό το γεγονός οφείλεται σε θέματα προσομοίωσης.

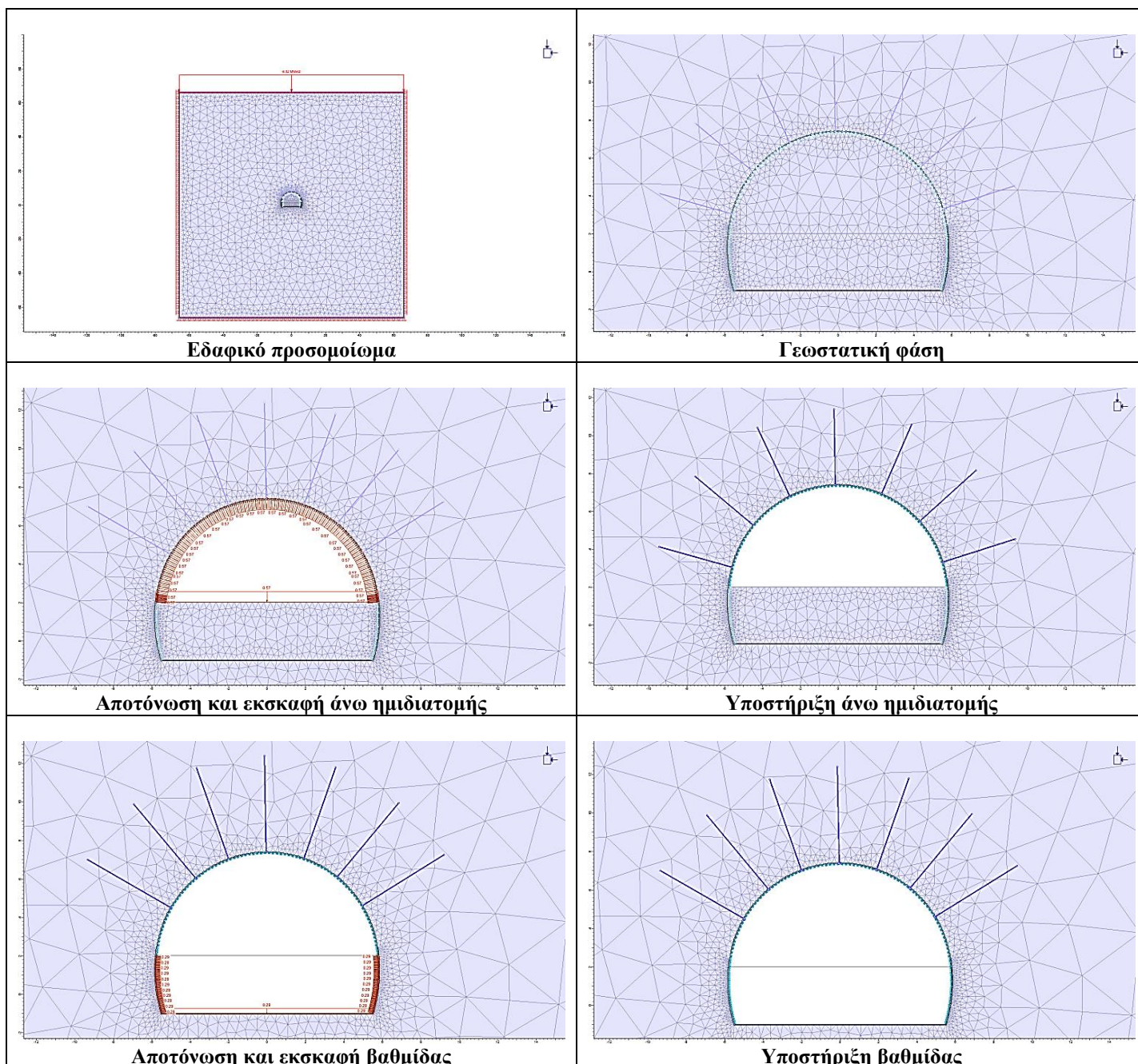


Διάγραμμα 4: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.1.2 Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-II

Για την περίπτωση της κατηγορίας υποστήριξης PS-II η κατασκευαστική ακολουθία που εφαρμόστηκε για την προσομοίωση, είναι η ίδια με την κατηγορία PS-I και περιλαμβάνει τα ίδια στάδια (Πίνακας 30). Η διαφορά με την κατηγορία PS-I είναι τα μέτρα υποστήριξης που αποτελούνται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 15cm, οπλισμένο με πλέγμα T188 και αγκύρια swellex αντοχής 200kN, μήκους 5m σε κάναβο 2x2m ενώ το βήμα εκσκαφής ορίζεται στα 2m. Η ίδια ακολουθία, με την εξαίρεση της τοποθέτησης αγκυρίων swellex, εφαρμόζεται για την προσομοίωση της εκσκαφής και υποστήριξης της βαθμίδας. Και εδώ η αποτόνωση της βαθμίδας είναι μειωμένη κατά το μισό αποτόνωσης ($\lambda/2$). Στο σημείο αυτό υπενθυμίζεται ότι για λόγους που αναφέρθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο το μεταλλικό πλέγμα δεν προσομοιώθηκε κατά την διάρκεια των αναλύσεων.

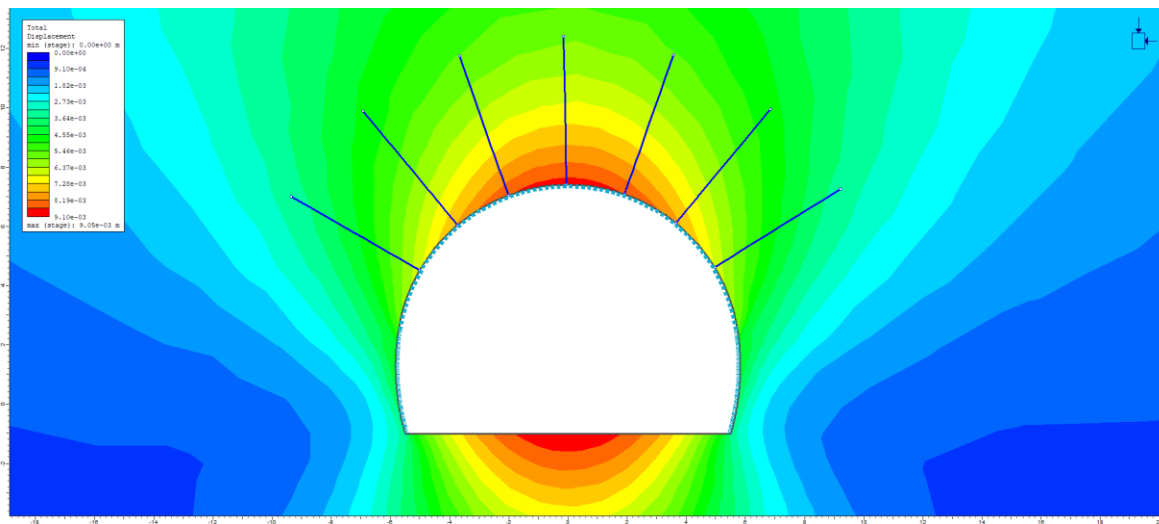
Πίνακας 30: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.



9.1.2.1 Συνολικές μετακινήσεις

Όπως και στις αναλύσεις της κατηγορίας PS-I, έτσι και εδώ παρατηρείται ότι οι μέγιστες μετακινήσεις του μοντέλου εμφανίζονται στο δάπεδο της σήραγγας. Αυτές όμως είναι πλασματικές δηλαδή δεν θα εμφανιστούν στην πραγματικότητα για λόγους που εξηγήθηκαν προηγουμένως. Παρόλα αυτά οι μετακινήσεις ενδιαφέροντος είναι αυτές που εμφανίζονται στην

στέψη της σήραγγας όπου στην περίπτωση ανέρχονται σε 0,8cm περίπου, που είναι πρακτικά ασήμαντες. Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των συνολικών μετακινήσεων στο μοντέλο (Εικόνα 37).

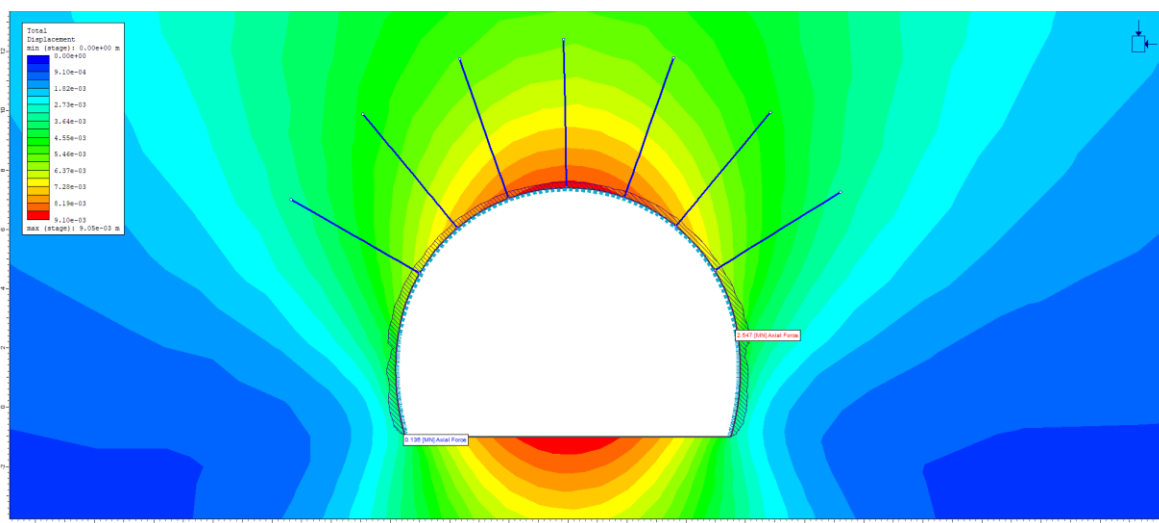


Εικόνα 37: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.1.2.2 Εντατικά Μεγέθη στο Σκυρόδεμα

9.1.2.2.1 Αξονικές Δυνάμεις

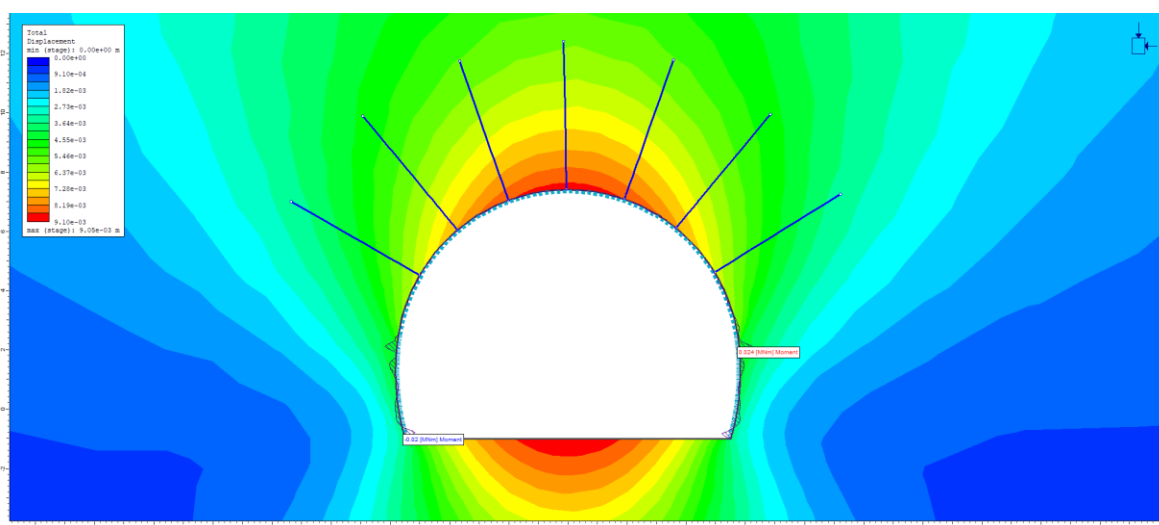
Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται η κατανομή των αξονικών δυνάμεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά την τελευταία φάση της ανάλυσης (Εικόνα 38). Όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα η κατανομή των αξονικών είναι ομοιόμορφη στην περιφέρεια της προσωρινής επένδυσης, όμοιο με την αυτή της κατηγορίας PS-I καθώς ο λόγος των οριζοντίων προς καθέτων τάσεων έχει τιμή πλησίον του 1 ($K = 0,8$). Όσον αφορά το μέγεθος των αξονικών φορτίων, η μέγιστη τιμή είναι περίπου 2,5MN.



Εικόνα 38: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.1.2.2.2 Ροπές Κάμψης

Στην συνέχεια παρουσιάζεται η κατανομή των ροπών κάμψης στο σκυρόδεμα (Εικόνα 39) η οποία και εδώ είναι όμοια με την κατηγορία PS-I για λόγους που έχουν προαναφερθεί. Οι ροπές κάμψης έχουν τιμές με την μέγιστη να φτάνει τα 0,024MNm.

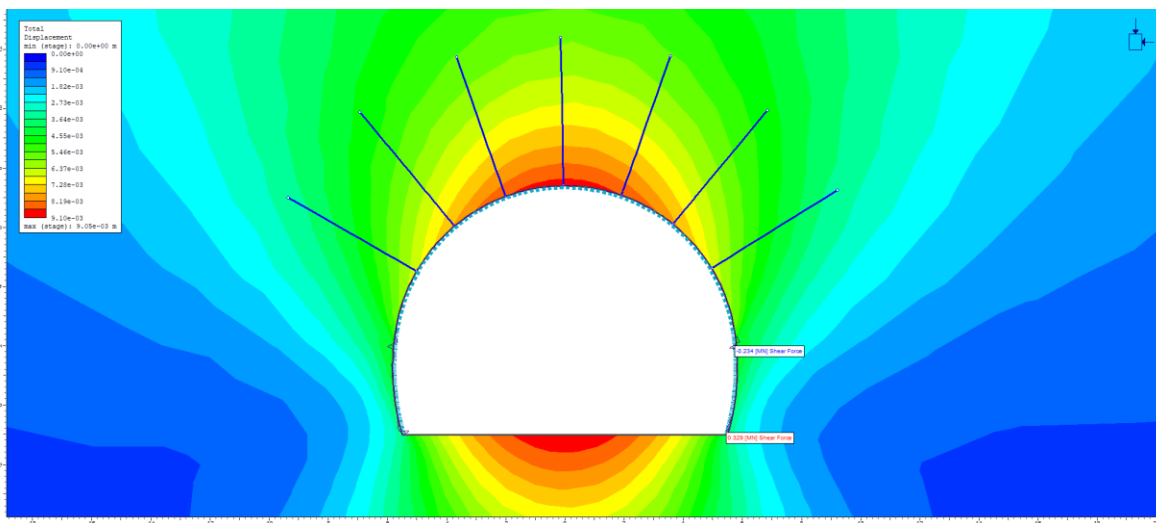


Εικόνα 39: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.1.2.2.3 Τέμνουσες Δυνάμεις

Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των τεμνουσών στο σκυρόδεμα (Εικόνα 40). Και εδώ παρατηρείται ότι γενικότερα σε όλη την διατομή οι τέμνουσες δυνάμεις είναι σχεδόν μηδενικές. Εξάιρεση αποτελεί η βαθμίδα στην οποία εμφανίζονται μεγαλύτερες τιμές. Ο λόγος της συγκέντρωσης των τεμνουσών δυνάμεων σε αυτά τα σημεία της βαθμίδας είναι ο ίδιος που

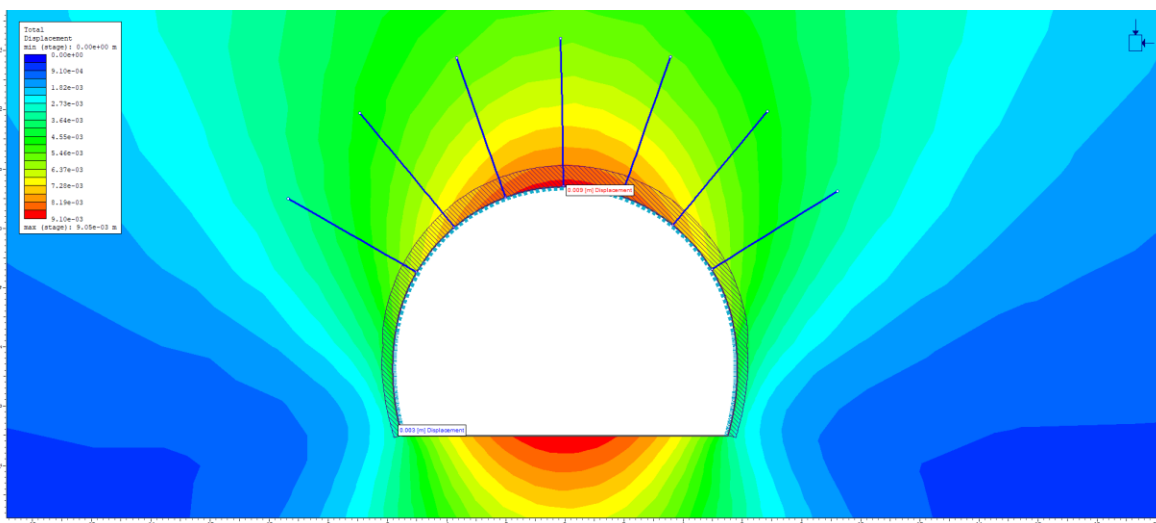
αναλύθηκε και για της ροπές κάμψης, δηλαδή η λειτουργία άρθρωσης του φορέα του σκυροδέματος. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης είναι 329 kN.



Εικόνα 40: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.1.2.3 Μετατοπίσεις Σκυροδέματος

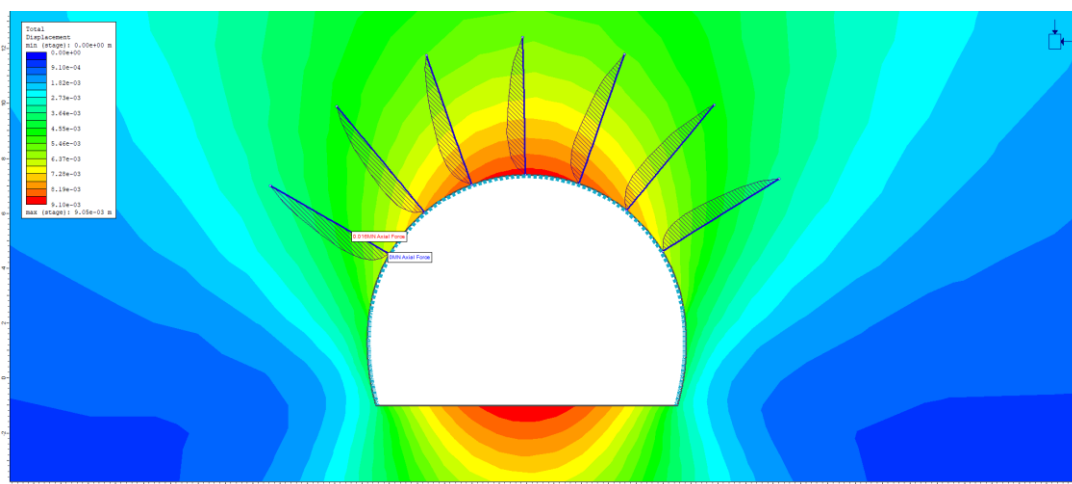
Οι μετατοπίσεις στο σκυρόδεμα τις προσωρινής υποστήριξης παρατίθενται στην Εικόνα 41 με τις μέγιστες μετακινήσεις να αγγίζουν τα 0,9 cm κυρίως στην στέψη της σήραγγας. Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των μετακινήσεων του σκυροδέματος.



Εικόνα 41: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.1.2.4 Αξονικές Δυνάμεις στα Αγκύρια

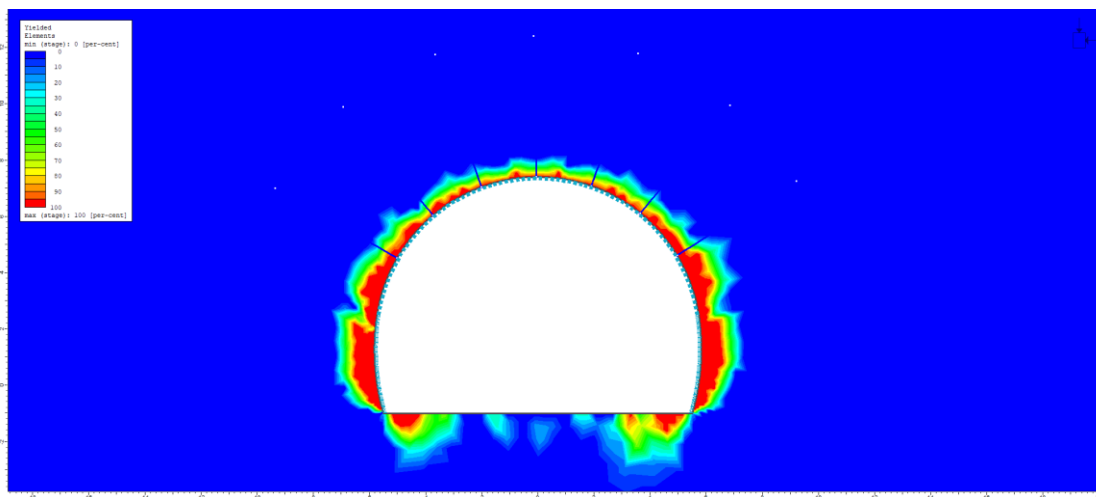
Τα αγκύρια φαίνεται να παραλαμβάνουν τα αξονικά φορτία χωρίς να αστοχούν με την μέγιστη τιμή της αξονικής δύναμης να φτάνει 16kN. Η αξονική δύναμη με την οποία φορτίζονται τα αγκύρια είναι μικρότερη από αυτήν της PS-I, ενώ στην πραγματικότητα θα ήταν αναμενόμενη μεγαλύτερη τιμή. Το παραπάνω συμβαίνει λόγω της μείωσης του καννάβου των αγκυρίων και την μείωση του βήματος εκσκαφής που έχουν ως αποτέλεσμα την μικρότερη φόρτιση. Παρόλα αυτά, η φόρτιση αυτή που ασκείται στα αγκύρια είναι ασήμαντη. Στην Εικόνα 42 παρουσιάζονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων.



Εικόνα 42: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.1.2.5 Πλαστική Ζώνη

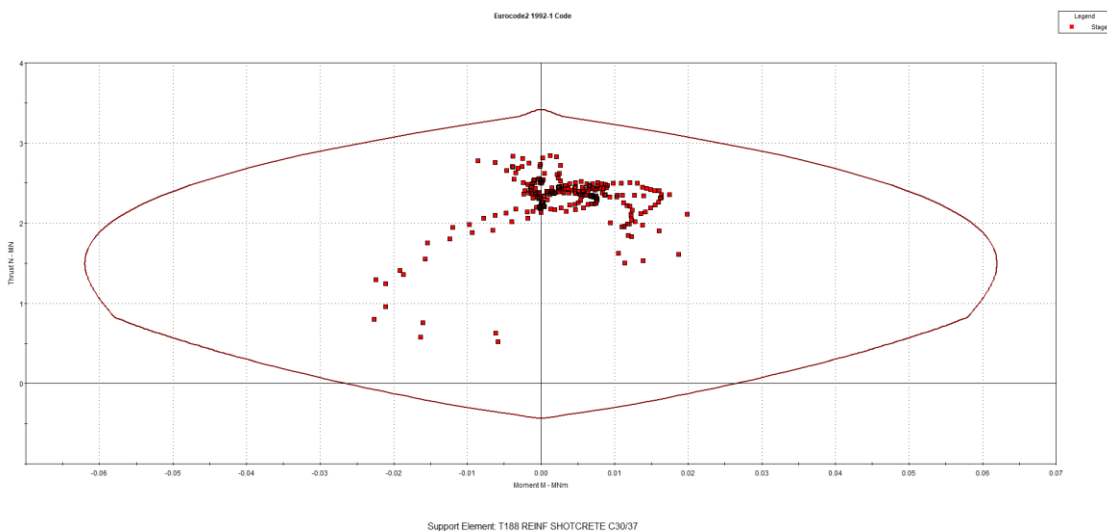
Η ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης είναι σχετικά μικρή, με ακτίνα περίπου στα 1,5 - 2m, όπως φαίνεται και από την κατανομή που παρατίθεται παρακάτω (Εικόνα 43).



Εικόνα 43: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγας για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.1.2.6 Επάρκεια Μέτρων Υποστήριξης

Όπως έδειξαν όλα τα παραπάνω αποτελέσματα των αναλύσεων, η συγκεκριμένη κατηγορία υποστήριξης δύναται να εφαρμοστεί μέχρι το υπερκείμενο των 550m. Παρακάτω παρατίθεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (Διάγραμμα 5) σύμφωνα με τον EC-2, των μέτρων υποστήριξης που αναδεικνύει την επάρκειά τους.



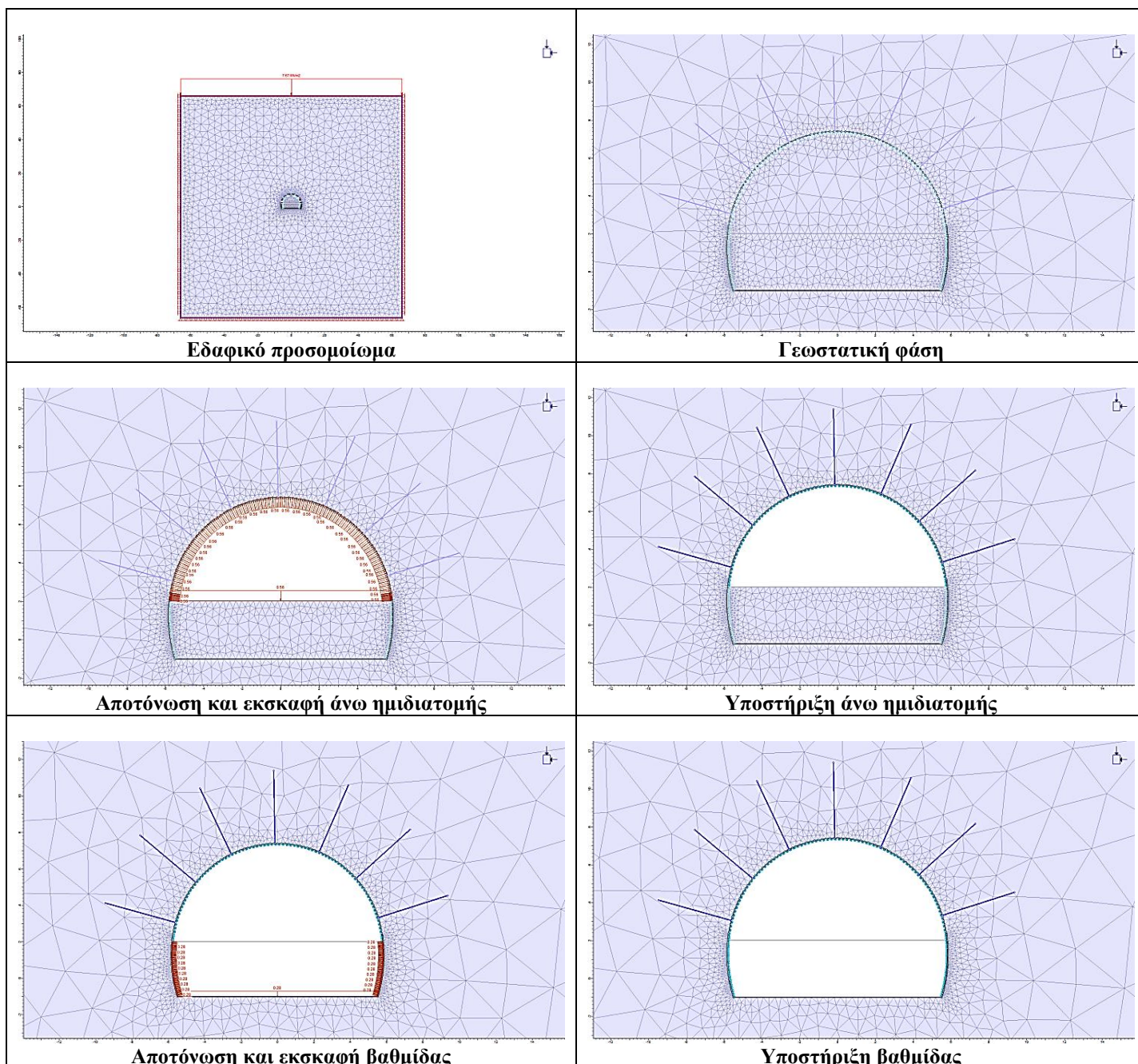
Διάγραμμα 5: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.2 Γεωτεχνική Ενότητα ΓΕ-II

9.2.1 Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-I

Η κατασκευαστική ακολουθία που εφαρμόστηκε για την προσομοίωση, ουσιαστικά περιλαμβάνει την αποτόνωση, εκσκαφή και εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης κατά το τελευταίο στάδιο (Πίνακας 31). Όπως έχει διατυπωθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο η υποστήριξη της κατηγορίας PS-I αποτελείται από ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 10cm και αγκύρια swellex αντοχής 200kN μήκους 4m σε κάναβο 2,5x2,5m ενώ το βήμα εκσκαφής ορίζεται στα 2,5m. Η ίδια ακολουθία, με την εξαίρεση της τοποθέτησης αγκυρίων swellex, εφαρμόζεται για την προσομοίωση της εκσκαφής και υποστήριξης της βαθμίδας. Επίσης σημειώνεται ότι κατά την αποτόνωση της βαθμίδας εφαρμόζεται μειωμένη κατά το μισό αποτόνωσης ($\lambda/2$).

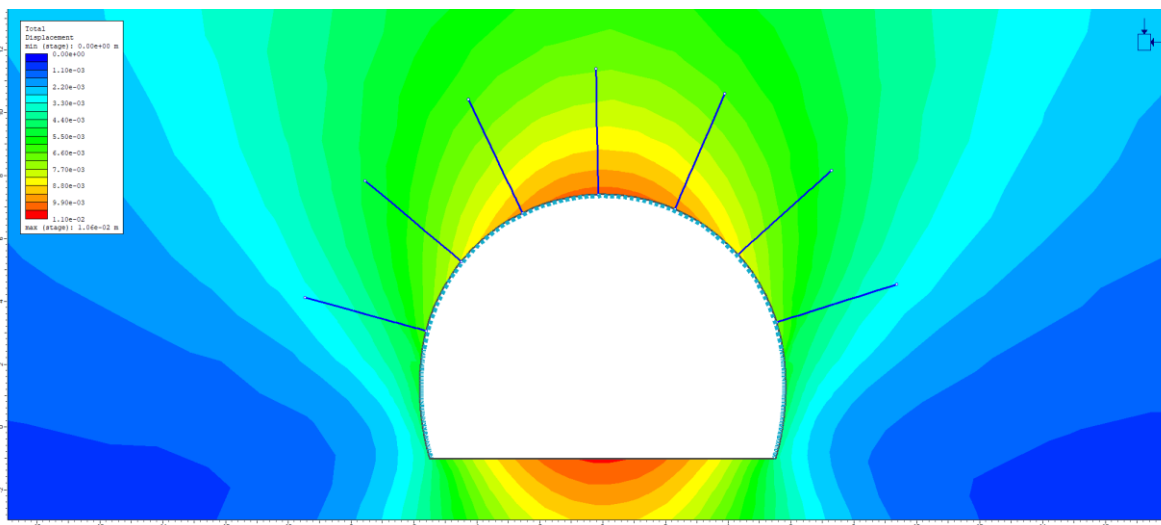
Πίνακας 31: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.



9.2.1.1 Συνολικές μετακινήσεις

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρατηρείται ότι οι μέγιστες μετακινήσεις του μοντέλου εμφανίζονται στο δάπεδο της σήραγγας. Αυτές οι μετακινήσεις όμως είναι πλασματικές δηλαδή δεν θα εμφανιστούν στην πραγματικότητα και οφείλονται στο καταστικό μοντέλο για λόγους έχουν προαναφερθεί. Οι μετακινήσεις ενδιαφέροντος είναι αυτές που εμφανίζονται στην στέψη

της σήραγγας όπου στην περίπτωση ανέρχονται σε 0,8cm περίπου, που είναι πρακτικά ασήμαντες. Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των συνολικών μετακινήσεων στο μοντέλο (Εικόνα 44).

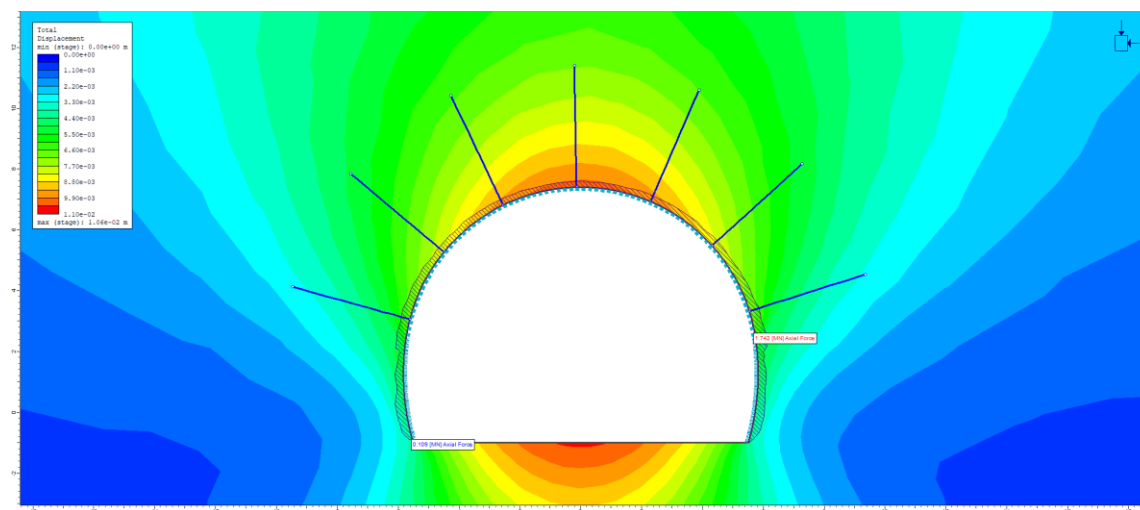


Εικόνα 44: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.2.1.2 Εντατικά Μεγέθη στο Σκυρόδεμα

9.2.1.2.1 Αξονικές Δυνάμεις

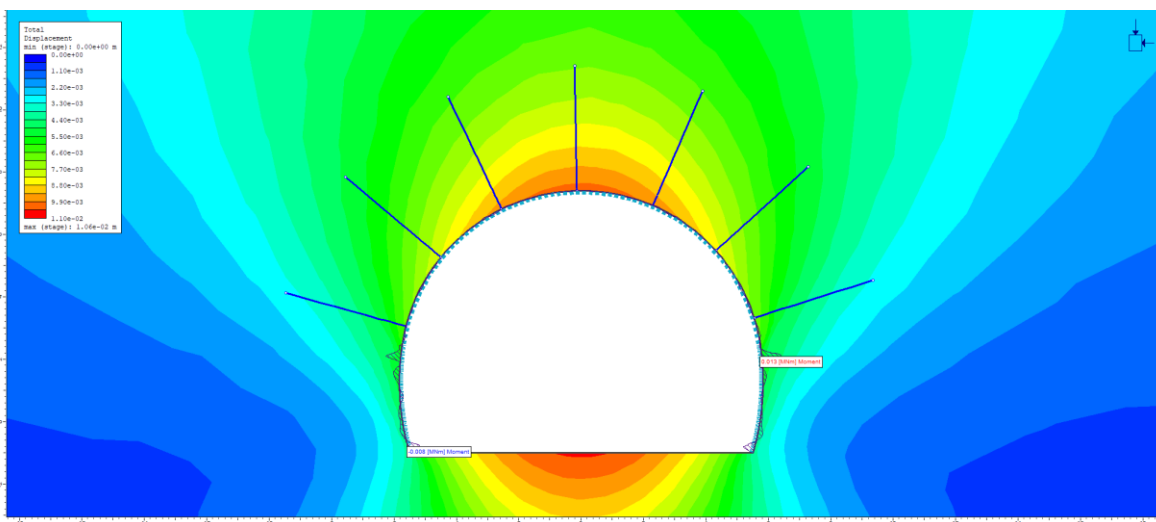
Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται η κατανομή των αξονικών δυνάμεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά την τελευταία φάση της ανάλυσης. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 45 η κατανομή των αξονικών είναι ομοιόμορφη στην περιφέρεια της προσωρινής επένδυσης. Αυτό συμβαίνει λόγω του εντατικού πεδίου που επιδρά στην σήραγγα το οποίο τείνει να γίνει υδροστατικό καθώς ο λόγος των οριζοντίων προς καθέτων τάσεων έχει τιμή πλησίον του 1 ($K = 0,8$). Όσον αφορά το μέγεθος των αξονικών φορτίων, η μέγιστη τιμή είναι περίπου 1,7MN.



Εικόνα 45: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.2.1.2.2 Ροπές Κάμψης

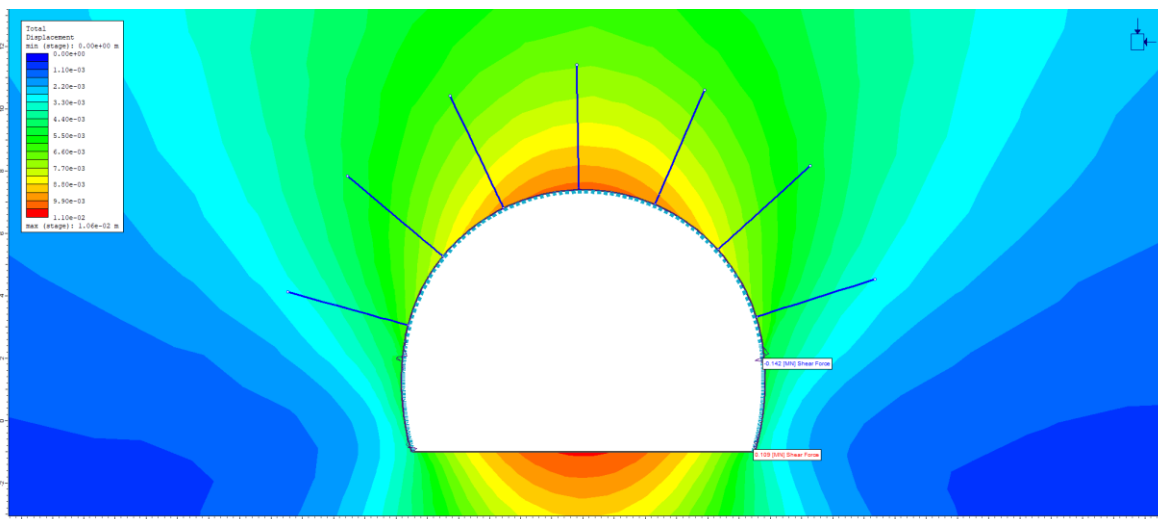
Στην συνέχεια παρουσιάζεται η κατανομή των ροπών κάμψης στο σκυρόδεμα (Εικόνα 46). Εδώ οι ροπές κάμψης έχουν χαμηλές τιμές με την μέγιστη να φτάνει τα 0,13 MNm.



Εικόνα 46: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.2.1.2.3 Τέμνουσες Δυνάμεις

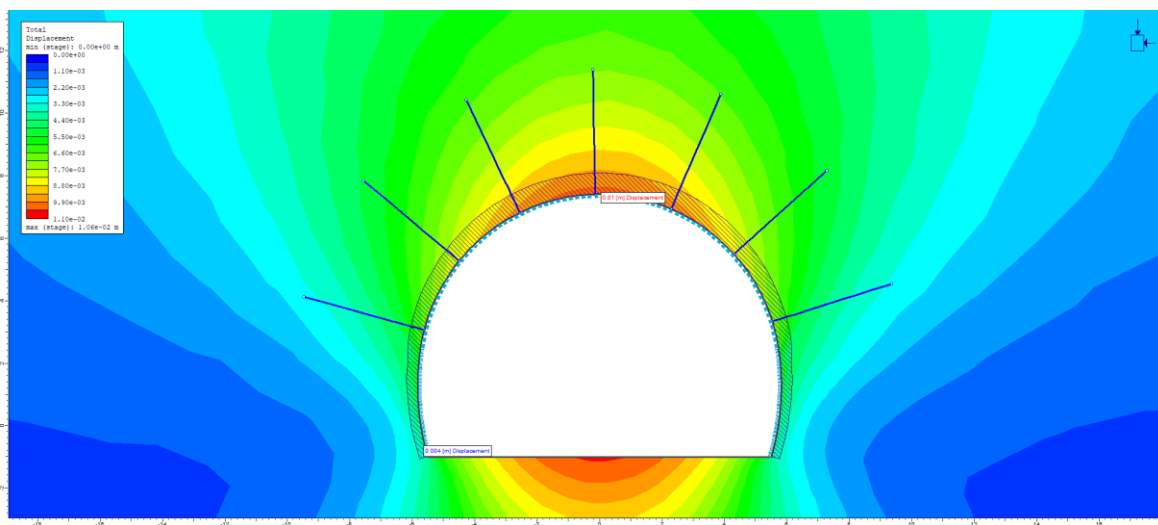
Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των τεμνουσών στο σκυρόδεμα (Εικόνα 47). Εδώ παρατηρείται ότι γενικότερα σε όλη την διατομή οι τέμνουσες δυνάμεις είναι σχεδόν μηδενικές. Εξαιρεση αποτελεί η βαθμίδα στην οποία εμφανίζονται μεγαλύτερες τιμές. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης είναι 142 kN.



Εικόνα 47: Κατανομή τενουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.2.1.3 Μετατοπίσεις Σκυροδέματος

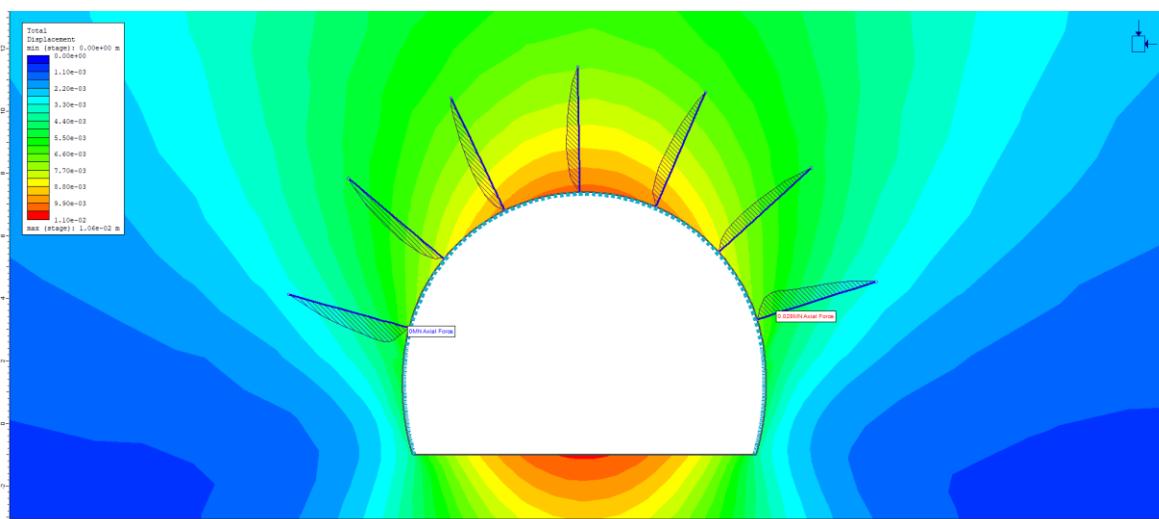
Οι μετατοπίσεις στο σκυρόδεμα τις προσωρινής υποστήριξης παρατίθενται στην Εικόνα 48 με τις μέγιστες μετακινήσεις να αγγίζουν τα 0,1cm κυρίως στην στέψη της σήραγγας.



Εικόνα 48: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.2.1.4 Αξονικές Δυνάμεις στα Αγκύρια

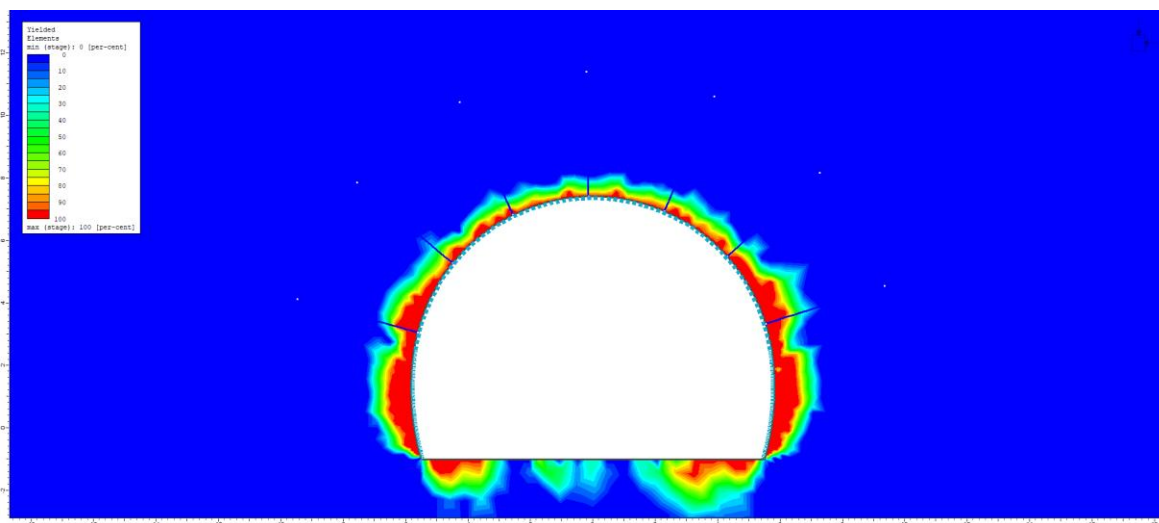
Τα αγκύρια φαίνεται να παραλαμβάνουν τα αξονικά φορτία χωρίς να αστοχούν με την μέγιστη τιμή της αξονικής δύναμης να φτάνει 28 kN, που γενικά είναι μια τιμή πολύ χαμηλή. Στην Εικόνα 49 παρουσιάζονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων.



Εικόνα 49: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.2.1.5 Πλαστική Ζώνη

Η ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης είναι σχετικά μικρή, με ακτίνα περίπου 1,5m, όπως φαίνεται και από την κατανομή που παρατίθεται παρακάτω (Εικόνα 50).

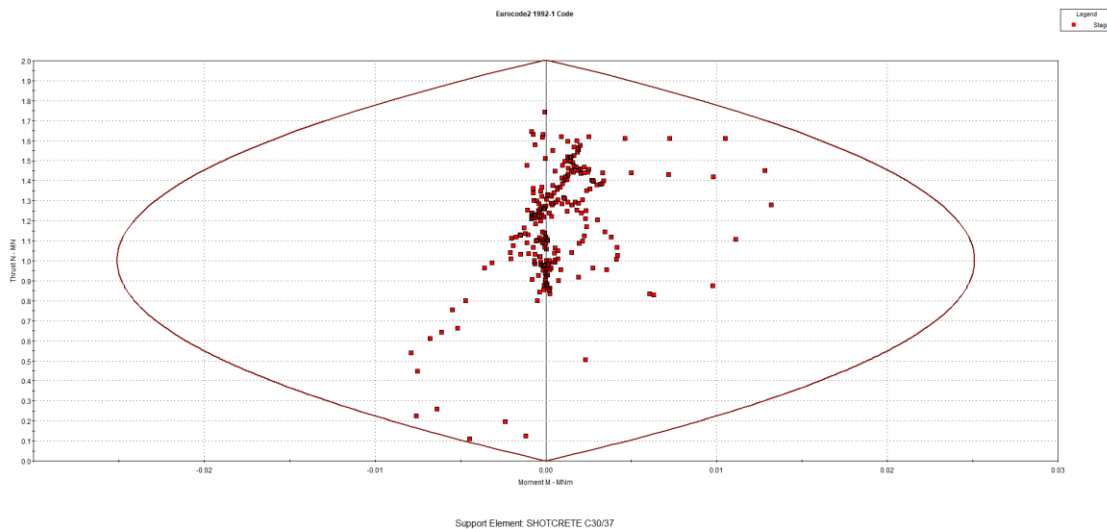


Εικόνα 50: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγας για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.2.1.6 Επάρκεια Μέτρων Υποστήριξης

Όπως έδειξαν όλα τα παραπάνω αποτελέσματα των αναλύσεων με το λογισμικό RS2, η συγκεκριμένη κατηγορία υποστήριξης δύναται να εφαρμοστεί μέχρι το υπερκείμενο των 350m.

Παρακάτω παρατίθεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (Διάγραμμα 6) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (EC-2), των μέτρων υποστήριξης που αναδεικνύει την επάρκειά τους.

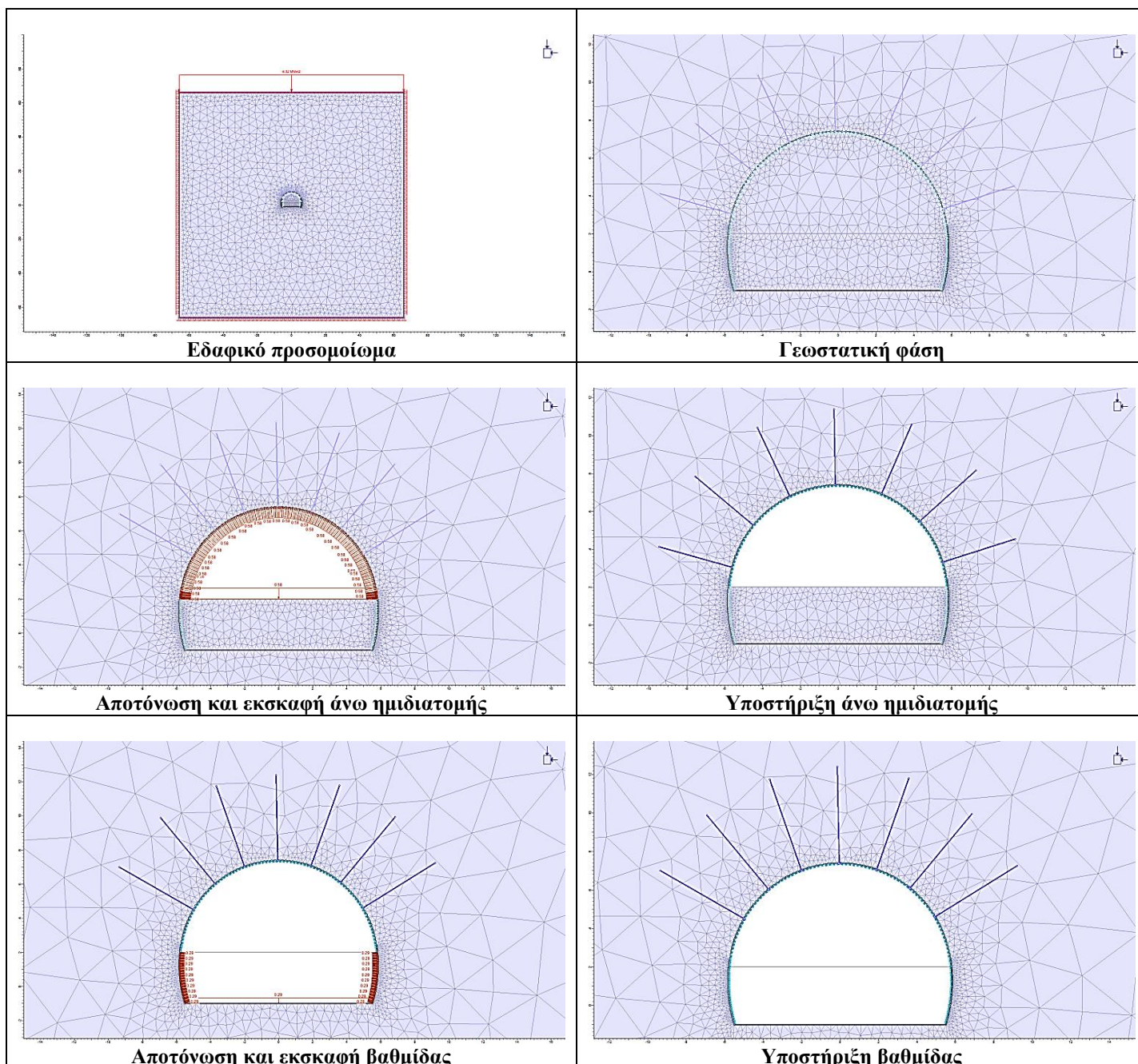


Διάγραμμα 6: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-I.

9.2.2 Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-II

Για την περίπτωση της κατηγορίας υποστήριξης PS-II η κατασκευαστική ακολουθία που εφαρμόστηκε για την προσομοίωση, είναι η ίδια με την κατηγορία PS-I και περιλαμβάνει τα ίδια στάδια (Πίνακας 32). Η διαφορά με την κατηγορία PS-I είναι τα μέτρα υποστήριξης που αποτελούνται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 15cm, οπλισμένο με πλέγμα T188 και αγκύρια swellex αντοχής 200kN, μήκους 5m σε κάναβο 2x2m ενώ το βήμα εκσκαφής ορίζεται στα 2m. Η ίδια ακολουθία, με την εξαίρεση της τοποθέτησης αγκυρίων swellex, εφαρμόζεται για την προσομοίωση της εκσκαφής και υποστήριξης της βαθμίδας. Και εδώ η αποτόνωση της βαθμίδας είναι μειωμένη κατά το μισό αποτόνωσης ($\lambda/2$). Στο σημείο αυτό υπενθυμίζεται ότι για λόγους που αναφέρθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο το μεταλλικό πλέγμα δεν προσομοιώθηκε κατά την διάρκεια των αναλύσεων.

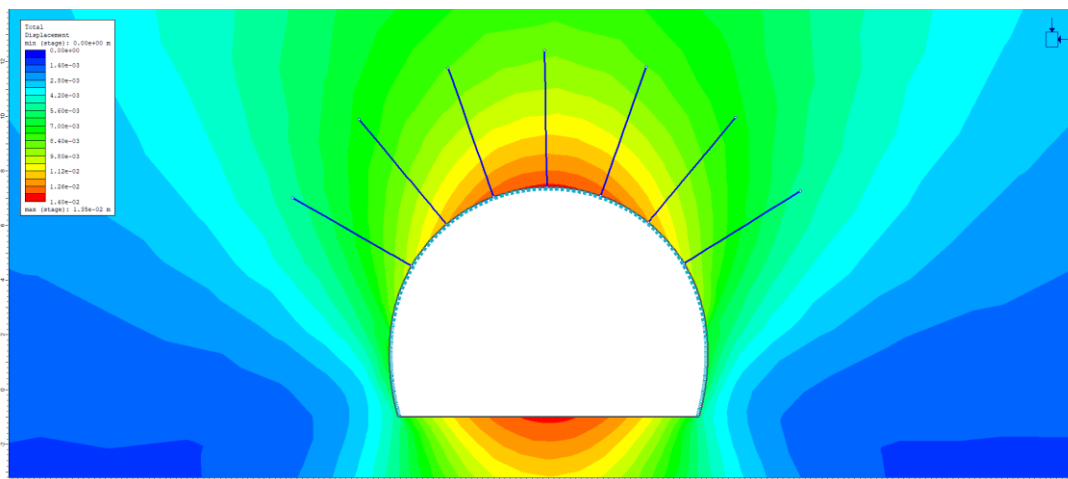
Πίνακας 32: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.



9.2.2.1 Συνολικές μετακινήσεις

Όπως και στις αναλύσεις της κατηγορίας PS-I, έτσι και εδώ παρατηρείται ότι οι μέγιστες μετακινήσεις του μοντέλου εμφανίζονται στο δάπεδο της σήραγγας. Αυτές όμως είναι πλασματικές δηλαδή δεν θα εμφανιστούν στην πραγματικότητα για λόγους που εξηγήθηκαν προηγουμένως. Παρόλα αυτά οι μετακινήσεις ενδιαφέροντος είναι αυτές που εμφανίζονται στην

στέψη της σήραγγας όπου στην περίπτωση ανέρχονται σε 1,3cm περίπου. Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των συνολικών μετακινήσεων στο μοντέλο (Εικόνα 51).

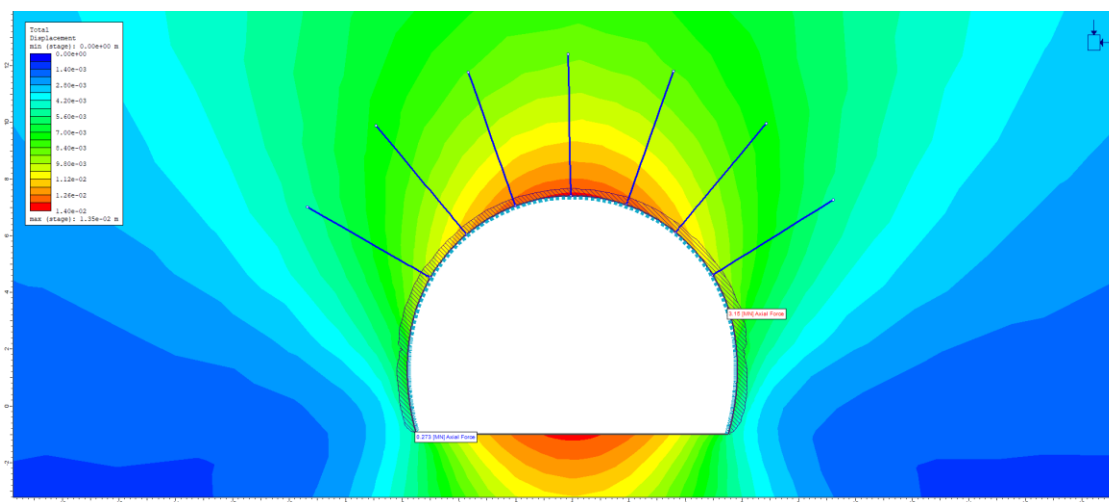


Εικόνα 51: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.2.2.2 Εντατικά Μεγέθη στο Σκυρόδεμα

9.2.2.2.1 Αξονικές Δυνάμεις

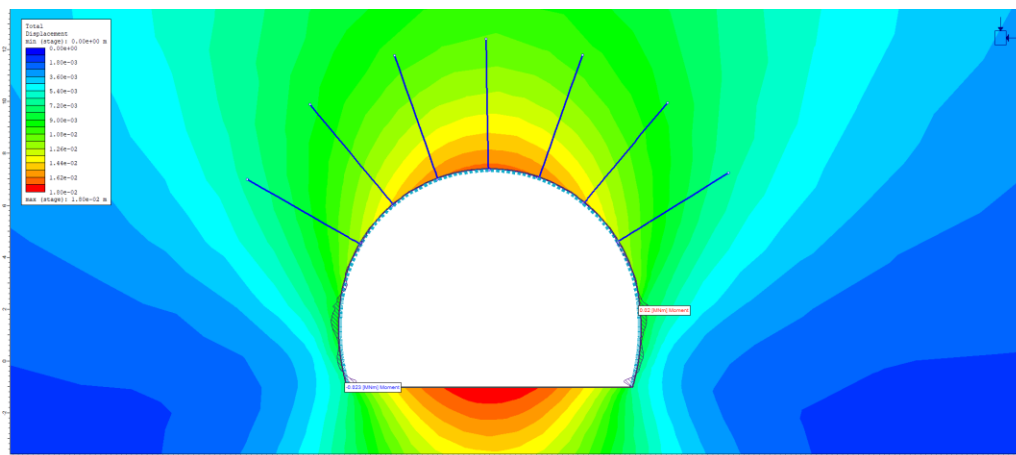
Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται η κατανομή των αξονικών δυνάμεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά την τελευταία φάση της ανάλυσης. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 52 η κατανομή των αξονικών είναι ομοιόμορφη στην περιφέρεια της προσωρινής επένδυσης, όμοιο με την αυτή της κατηγορίας PS-I λόγω του εντατικού πεδίου. Όσον αφορά το μέγεθος των αξονικών φορτίων, η μέγιστη τιμή είναι περίπου 3,1MN.



Εικόνα 52: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.2.2.2 Ροπές Κάμψης

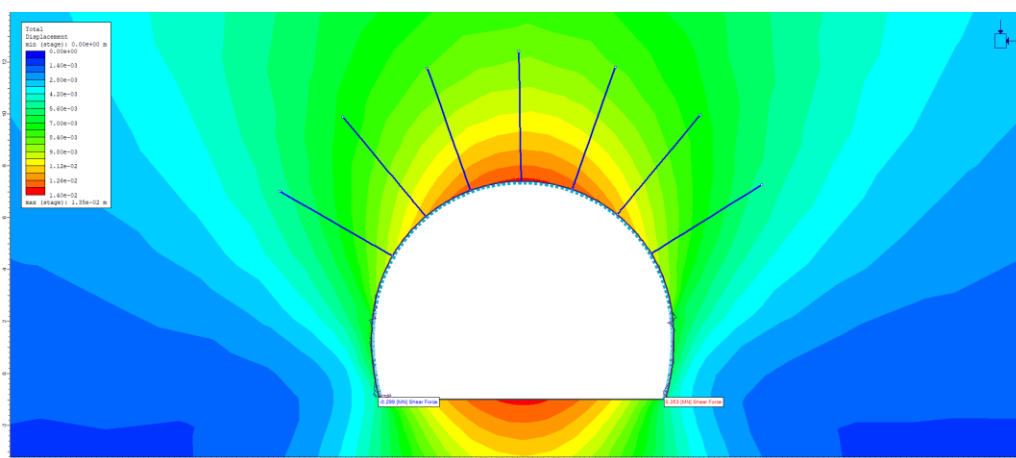
Στην συνέχεια παρουσιάζεται η κατανομή των ροπών κάμψης στο σκυρόδεμα (Εικόνα 53) η οποία και εδώ είναι όμοια με την κατηγορία PS-I για λόγους που έχουν προαναφερθεί. Οι ροπές κάμψης έχουν τιμές με την μέγιστη να φτάνει τα 0,029 MNm.



Εικόνα 53: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.2.2.2.3 Τέμνουσες Δυνάμεις

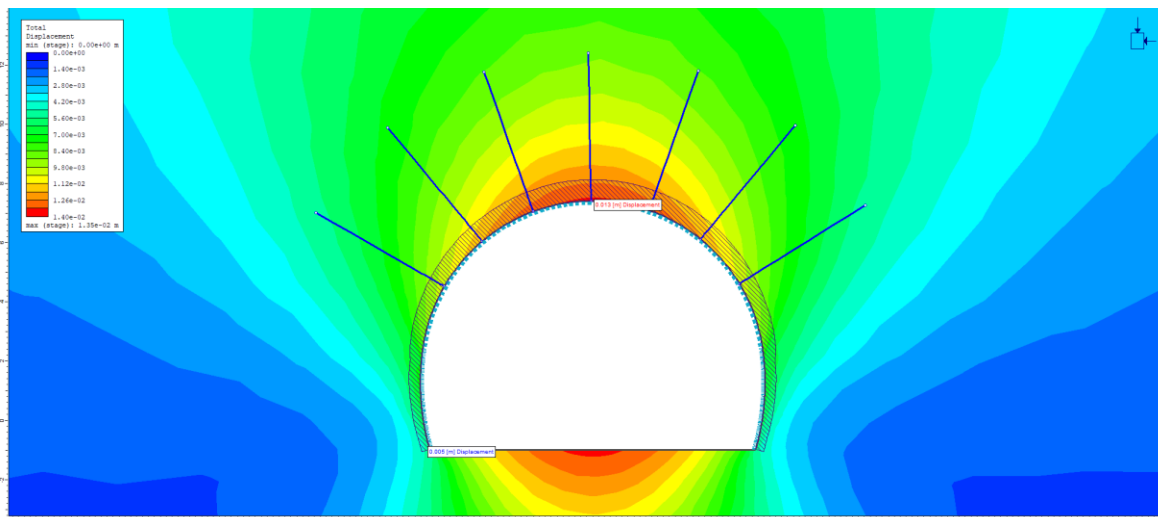
Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των τεμνουσών στο σκυρόδεμα (Εικόνα 54). Και εδώ παρατηρείται ότι γενικότερα σε όλη την διατομή οι τέμνουσες δυνάμεις είναι σχεδόν μηδενικές. Εξάιρεση αποτελεί η βαθμίδα στην οποία εμφανίζονται μεγαλύτερες τιμές. Ο λόγος της συγκέντρωσης των τεμνουσών δυνάμεων σε αυτά τα σημεία της βαθμίδας είναι ο ίδιος που αναλύθηκε και για της ροπές κάμψης, δηλαδή η λειτουργία άρθρωσης του φορέα του σκυροδέματος. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης είναι 353kN.



Εικόνα 54: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.2.2.3 Μετατοπίσεις Σκυροδέματος

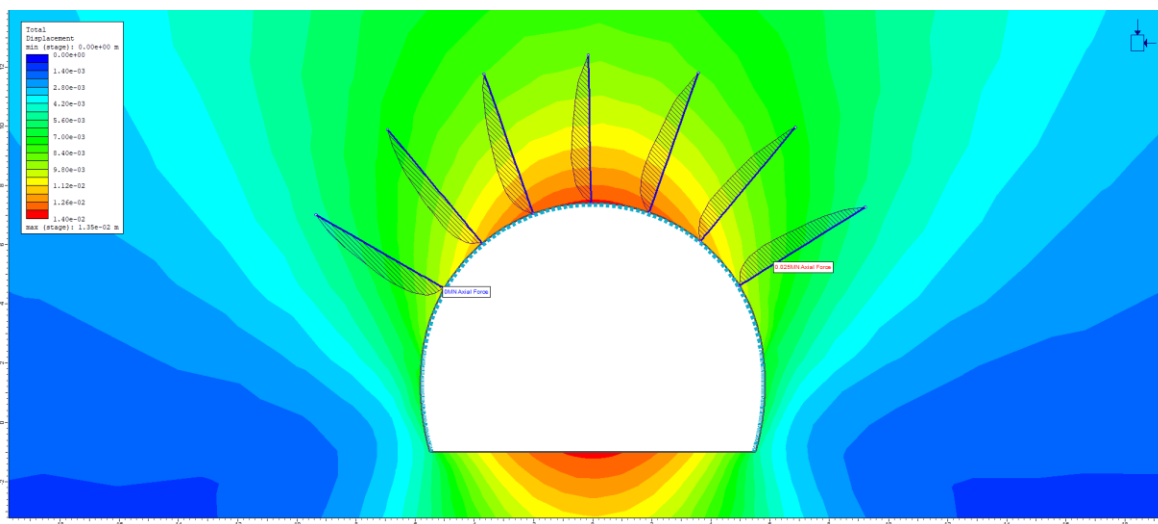
Οι μετατοπίσεις στο σκυρόδεμα τις προσωρινής υποστήριξης παρατίθενται στην Εικόνα 55 με τις μέγιστες μετακινήσεις να αγγίζουν τα 1,3cm κυρίως στην στέψη της σήραγγας.



Εικόνα 55: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.2.2.4 Αξονικές Δυνάμεις στα Αγκύρια

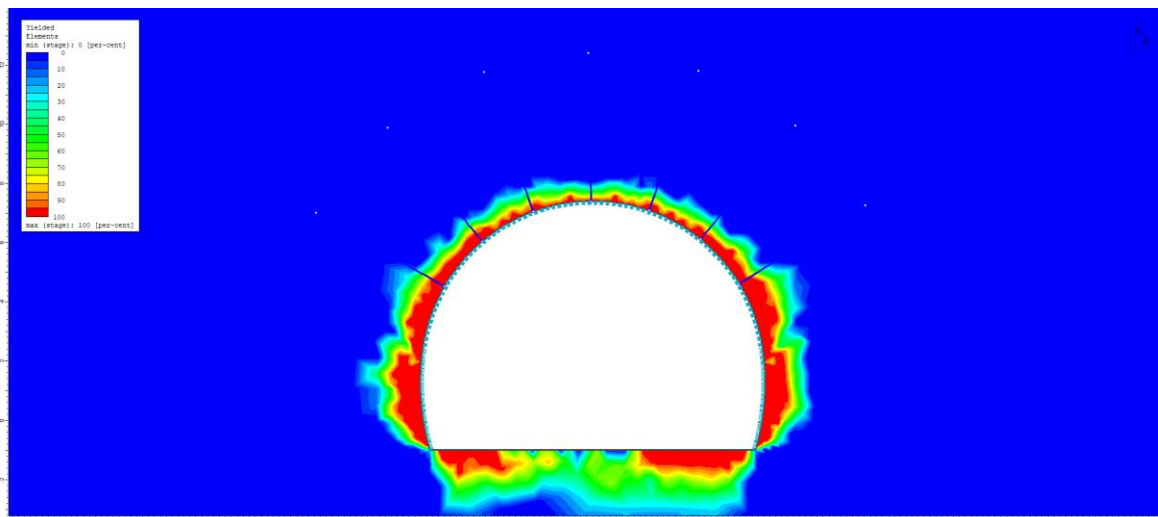
Τα αγκύρια φαίνεται να παραλαμβάνουν τα αξονικά φορτία χωρίς να αστοχούν με την μέγιστη τιμή της αξονικής δύναμης να φτάνει 25 kN. Και εδώ οι αξονικές δυνάμεις έχουν πολύ μικρή τιμή. Στην Εικόνα 56 παρουσιάζονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων.



Εικόνα 56: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.2.2.5 Πλαστική Ζώνη

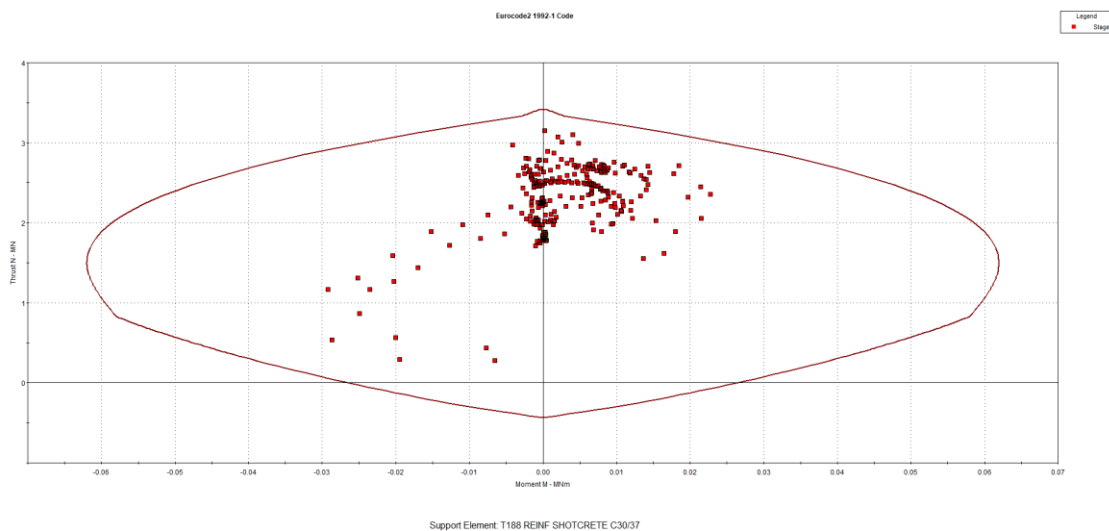
Η ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης είναι σχετικά μικρή, με ακτίνα περίπου στα 2m, όπως φαίνεται και από την κατανομή που παρατίθεται παρακάτω (Εικόνα 57).



Εικόνα 57: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγας για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.2.2.6 Επάρκεια Μέτρων Υποστήριξης

Όπως έδειξαν όλα τα παραπάνω αποτελέσματα των αναλύσεων, η συγκεκριμένη κατηγορία υποστήριξης δύναται να εφαρμοστεί μέχρι το υπερκείμενο των 450m. Παρακάτω παρατίθεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (Διάγραμμα 7) σύμφωνα με τον EC-2, των μέτρων υποστήριξης που αναδεικνύει την επάρκειά τους.

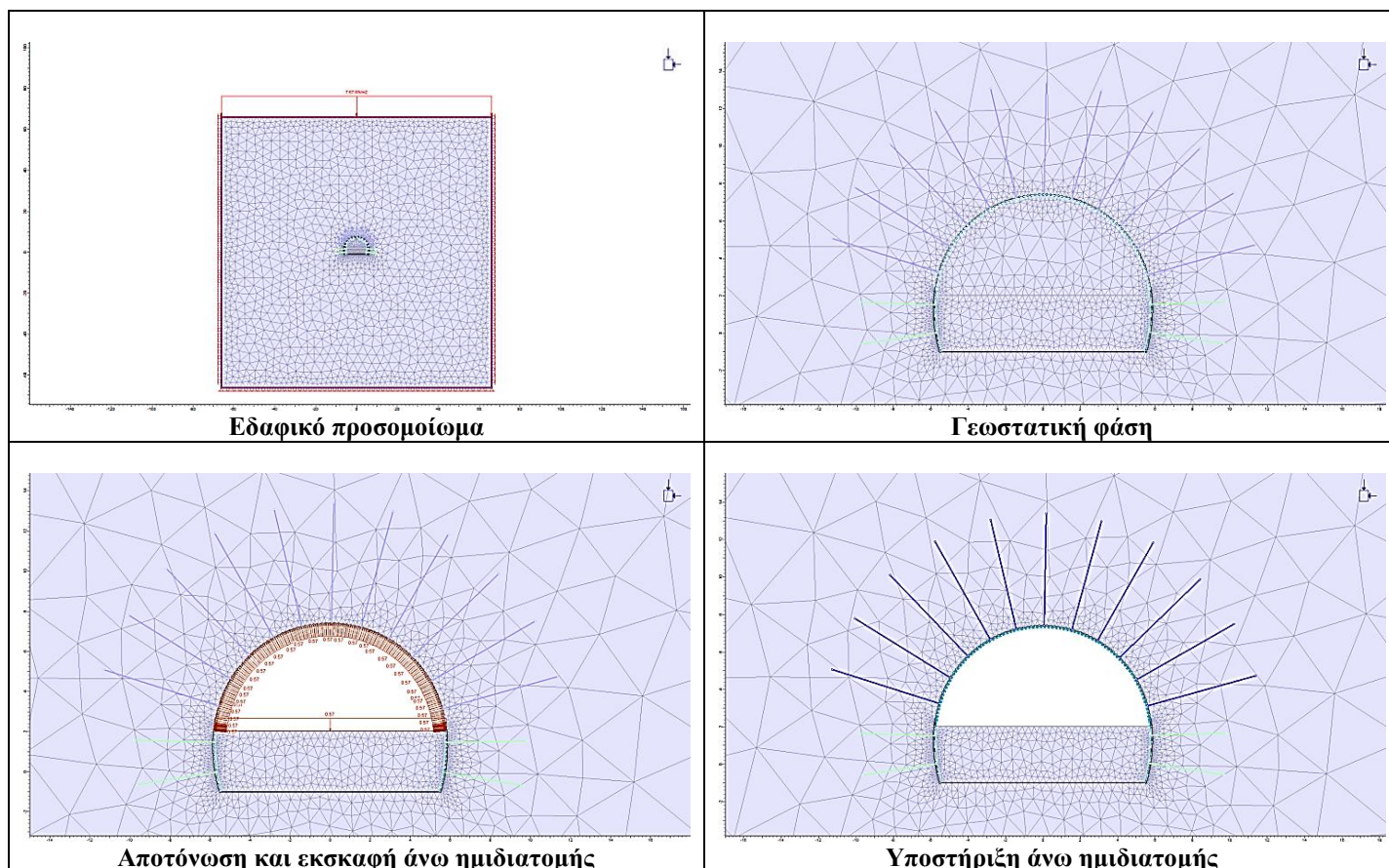


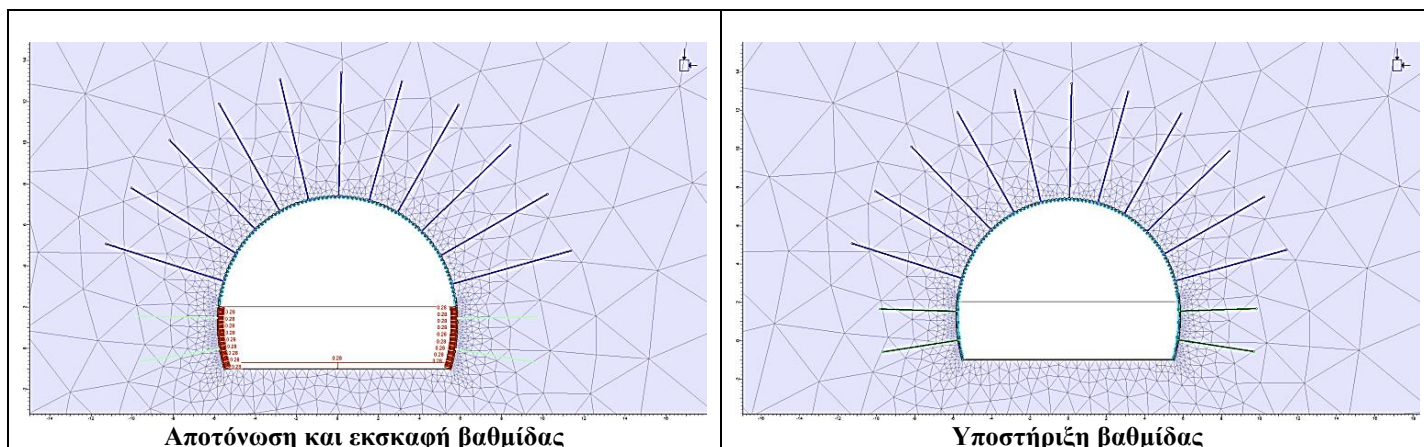
Διάγραμμα 7: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-II.

9.2.3 Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-III

Για την περίπτωση της κατηγορίας υποστήριξης PS-III η κατασκευαστική ακολουθία που εφαρμόστηκε για την προσομοίωση, είναι η ίδια με την κατηγορία PS-I και PS-II και περιλαμβάνει τα ίδια στάδια (Πίνακας 33). Η υποστήριξη αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 20cm, οπλισμένο με πλέγμα T188 καθώς και δικτυωτά πλαίσια 70x20x25 και αγκύρια swellex αντοχής 200kN, μήκους 6m σε κάναβο 1,5x1,5m ενώ το βήμα εκσκαφής ορίζεται στα 1,5m. Η ίδια ακολουθία, εφαρμόζεται για την προσομοίωση της εκσκαφής και υποστήριξης της βαθμίδας με την εξαίρεση τοποθέτησης αγκυρίων σημειακής πάκτωσης Φ28, μήκους 4m στην βαθμίδα που ουσιαστικά έχουν ρόλο της στήριξης των πλαισίων. Και εδώ η αποτόνωση της βαθμίδας είναι μειωμένη κατά το μισό αποτόνωσης ($\lambda/2$) ενώ και εδώ το μεταλλικό πλέγμα δεν προσομοιώθηκε κατά την διάρκεια των αναλύσεων.

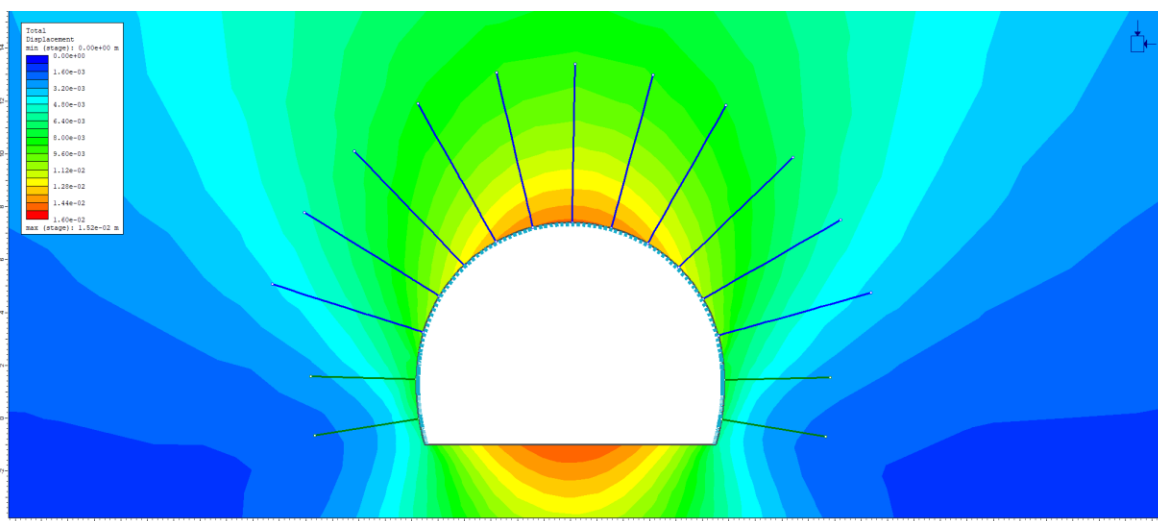
Πίνακας 33: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.





9.2.3.1 Συνολικές μετακινήσεις

Όπως είναι γνωστό πλέον οι μέγιστες μετακινήσεις του μοντέλου εμφανίζονται στο δάπεδο της σήραγγας χωρίς αυτές να λαμβάνονται υπόψη για λόγους που εξηγήθηκαν προηγουμένως. Παρόλα αυτά οι μετακινήσεις ενδιαφέροντος είναι αυτές που εμφανίζονται στην στέψη της σήραγγας όπου στην περίπτωση ανέρχονται σε 1,5cm περίπου. Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των συνολικών μετακινήσεων στο μοντέλο (Εικόνα 58).



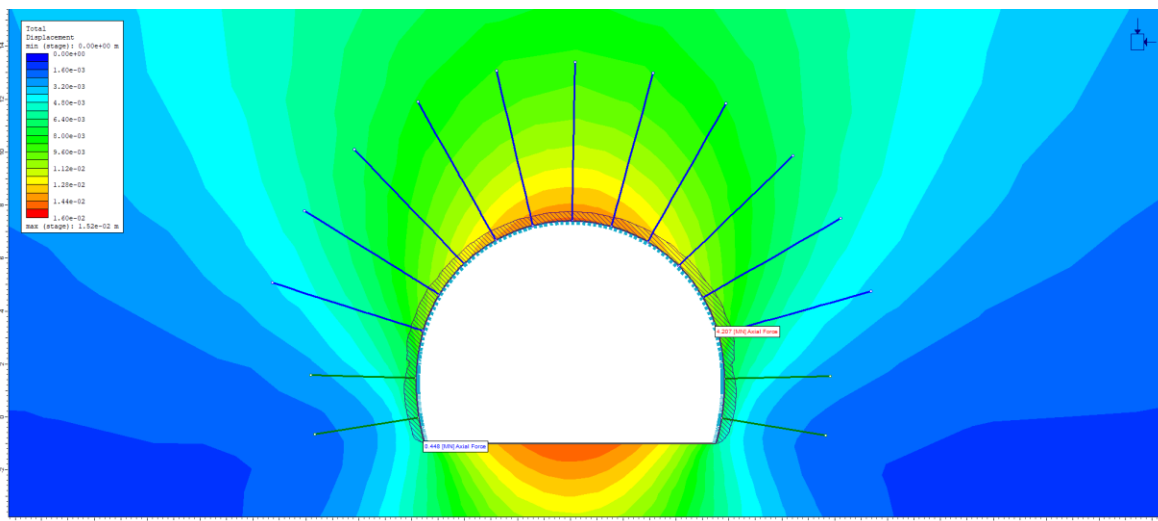
Εικόνα 58: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.

9.2.3.2 Εντατικά Μεγέθη στο Σκυρόδεμα

9.2.3.2.1 Αξονικές Δυνάμεις

Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των αξονικών δυνάμεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά την τελευταία φάση της ανάλυσης. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 59 η κατανομή των αξονικών είναι ομοιόμορφη στην περιφέρεια της προσωρινής επένδυσης, όμοιο με την αυτή της «ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΟΡΕΙΝΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΜΕΤΡΙΑΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ»

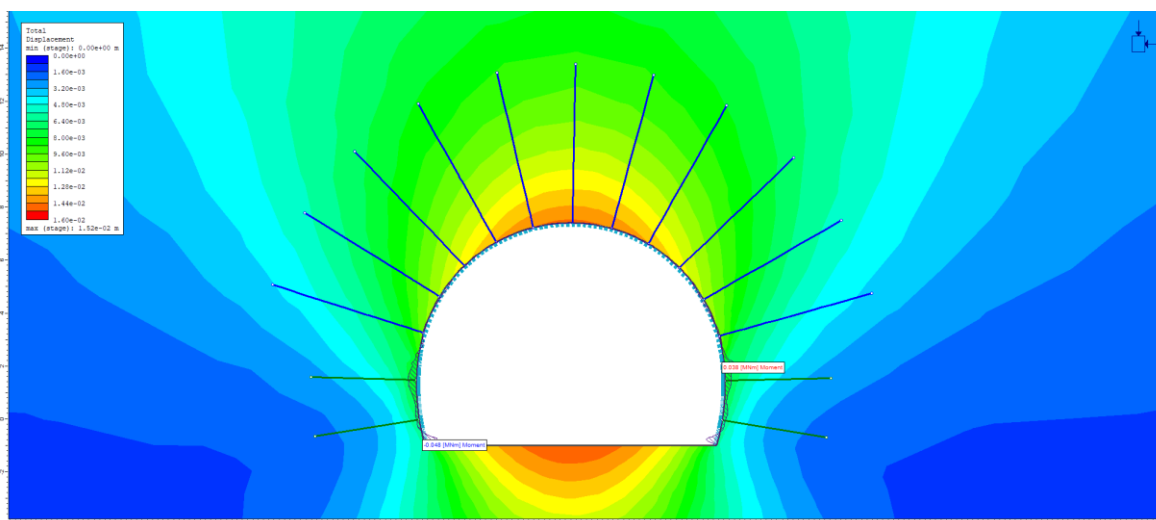
κατηγορίας PS-I και PS-II, ενώ η μέγιστη τιμή των αξονικών φορτίων είναι περίπου 4,2MN. Εδώ παρατηρείται ότι τα αξονικά φορτία αρχίζουν να είναι σημαντικά.



Εικόνα 59: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.

9.2.3.2.2 Ροπές Κάμψης

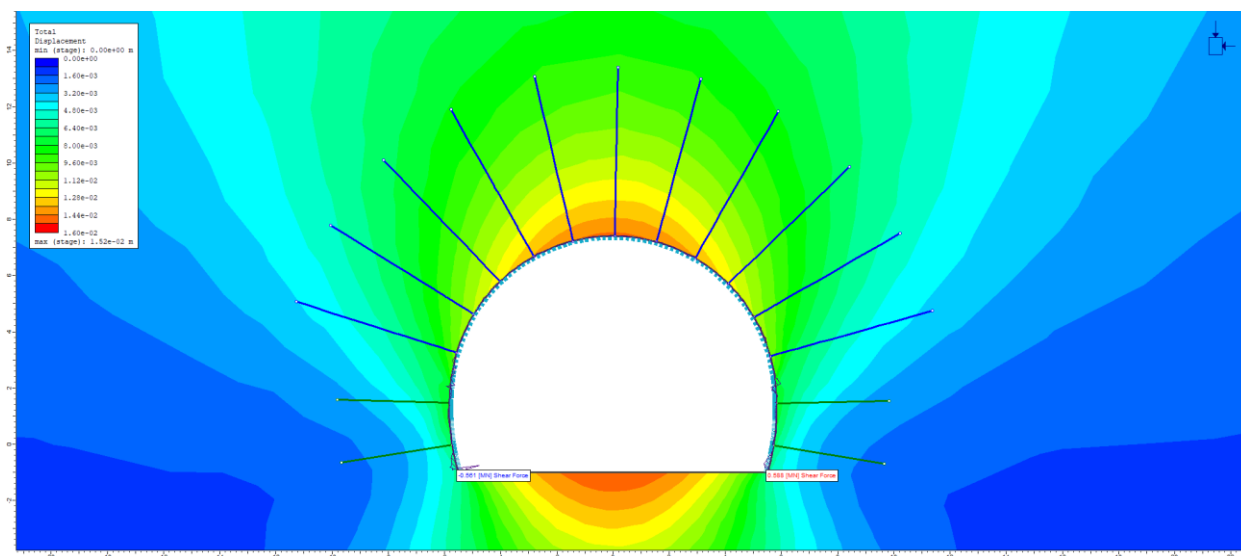
Στην συνέχεια παρουσιάζεται η κατανομή των ροπών κάμψης στο σκυρόδεμα (Εικόνα 60) η οποία και εδώ είναι όμοια με την κατηγορία PS-I και PS-II για λόγους που έχουν αναφερθεί. Οι ροπές κάμψης έχουν μέγιστη τιμή στα 0,048 MNm περίπου.



Εικόνα 60: Κατανομή ροπών κάμψης για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.

9.2.3.2.3 Τέμνουσες Δυνάμεις

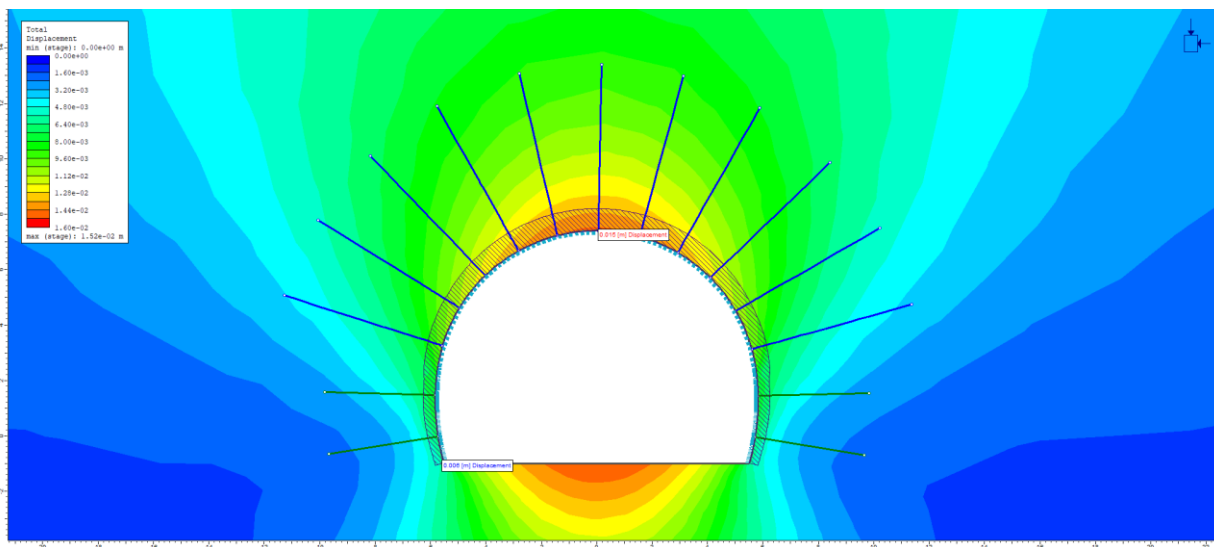
Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των τεμνουσών στο σκυρόδεμα (Εικόνα 61). Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις έτσι και εδώ παρατηρείται ότι γενικότερα σε όλη την διατομή οι τέμνουσες δυνάμεις είναι σχεδόν μηδενικές. Εξαιρέση αποτελεί η βαθμίδα στην οποία εμφανίζονται μεγαλύτερες τιμές για λόγους που έχουν εξηγηθεί ήδη παραπάνω. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης είναι 588 kN περίπου. Η τιμή αυτή των τεμνουσών είναι αρκετά σημαντική για την διατομή του σκυροδέματος.



Εικόνα 61: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.

9.2.3.2.4 Μετατοπίσεις Σκυροδέματος

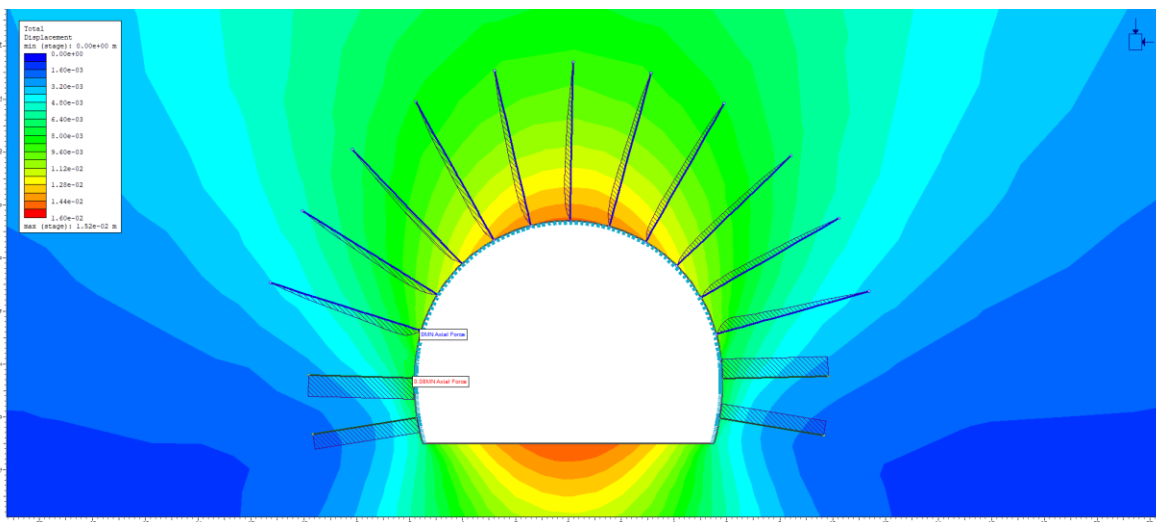
Οι μετατοπίσεις στο σκυρόδεμα της προσωρινής υποστήριξης παρατίθενται στην Εικόνα 62 με τις μέγιστες να έχουν τιμές περίπου στα 1,5cm κυρίως στην στέψη της σήραγγας ενώ στις παρειές οι μετατοπίσεις έχουν τιμή 0,6cm.



Εικόνα 62: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.

9.2.3.3 Αξονικές Δυνάμεις στα Αγκύρια

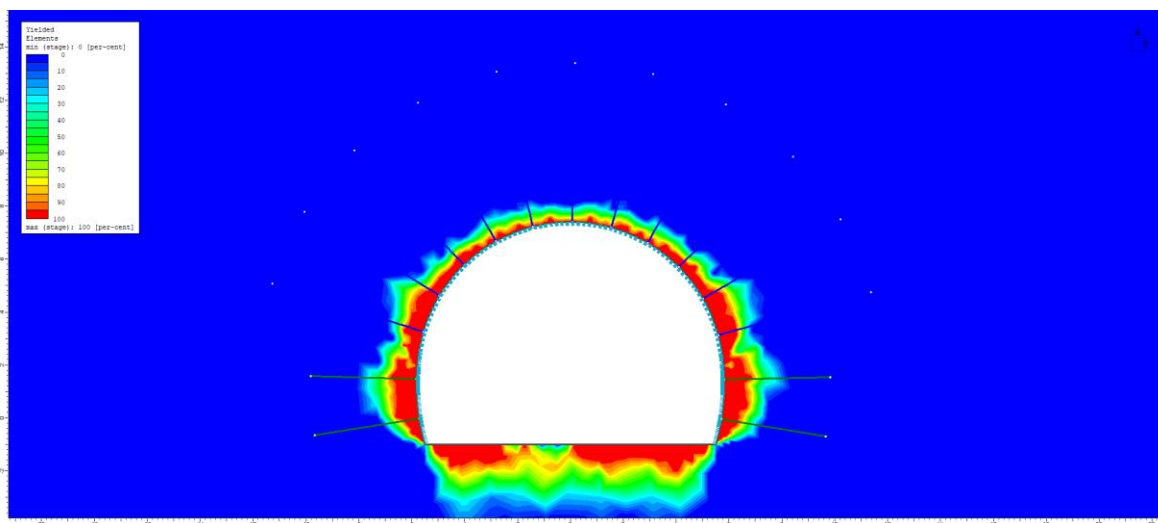
Τα αγκύρια φαίνεται να παραλαμβάνουν τα αξονικά φορτία χωρίς να αστοχούν με την μέγιστη τιμή της αξονικής δύναμης να φτάνει 80kN. Τα αγκύρια της βαθμίδας εμφανίζουν σε όλο το μήκος τους ομοιόμορφη κατανομή αξονικών δυνάμεων διότι είναι αγκύρια σημειακής πάκτωσης. Στην Εικόνα 63 παρουσιάζονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων.



Εικόνα 63: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.

9.2.3.4 Πλαστική Ζώνη

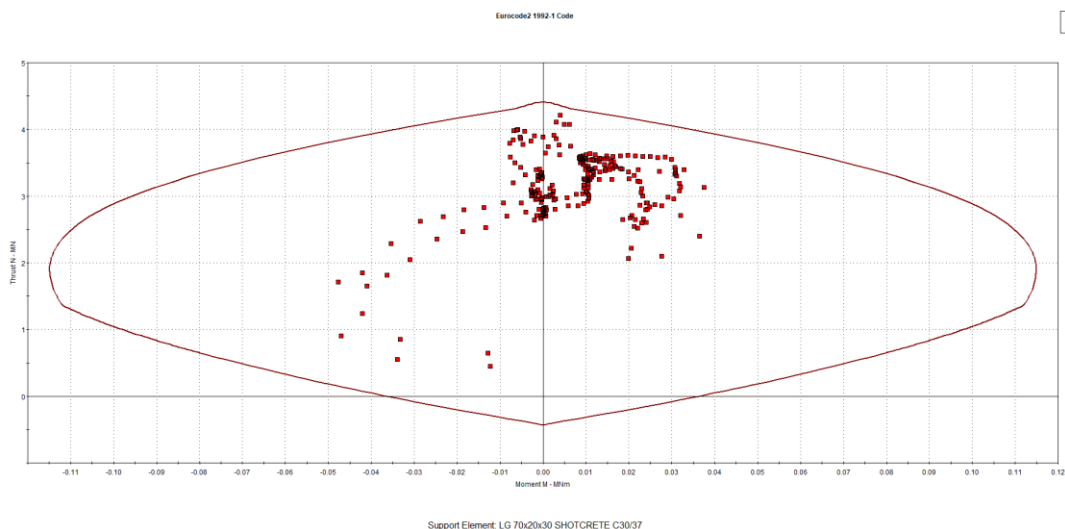
Η ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης είναι σχετικά μικρή, με ακτίνα περίπου στα 2 με 2,5m, όπως φαίνεται και από την παρακάτω κατανομή (Εικόνα 64).



Εικόνα 64: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από την σήραγγα για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.

9.2.3.5 Επάρκεια Μέτρων Υποστήριξης

Όπως έδειξαν όλα τα παραπάνω αποτελέσματα των αναλύσεων, η συγκεκριμένη κατηγορία υποστήριξης δύναται να εφαρμοστεί μέχρι το υπερκείμενο των 500m. Παρακάτω παρατίθεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (Διάγραμμα 8) σύμφωνα με τον EC-2, των μέτρων υποστήριξης που αναδεικνύει την επάρκειά τους.

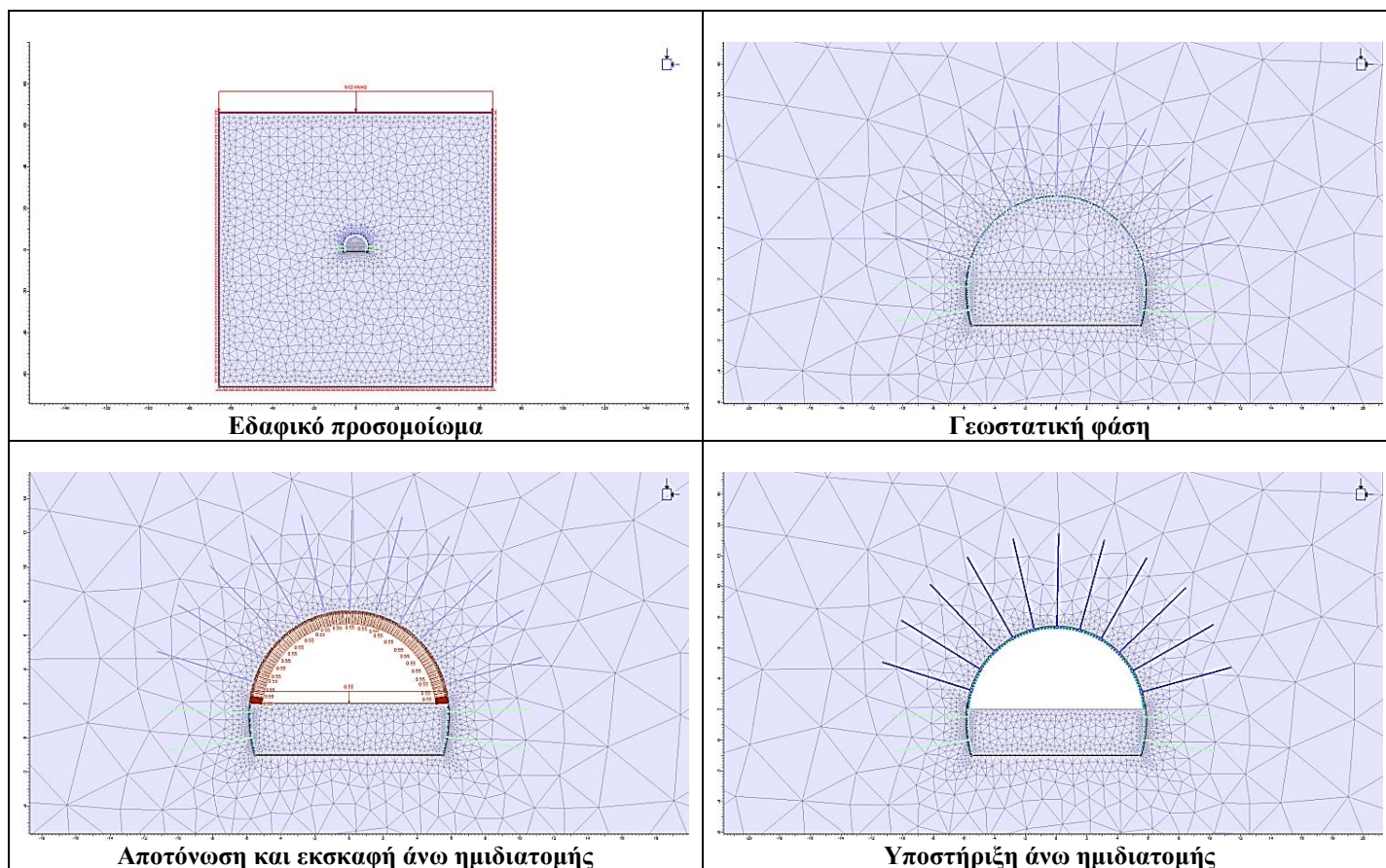


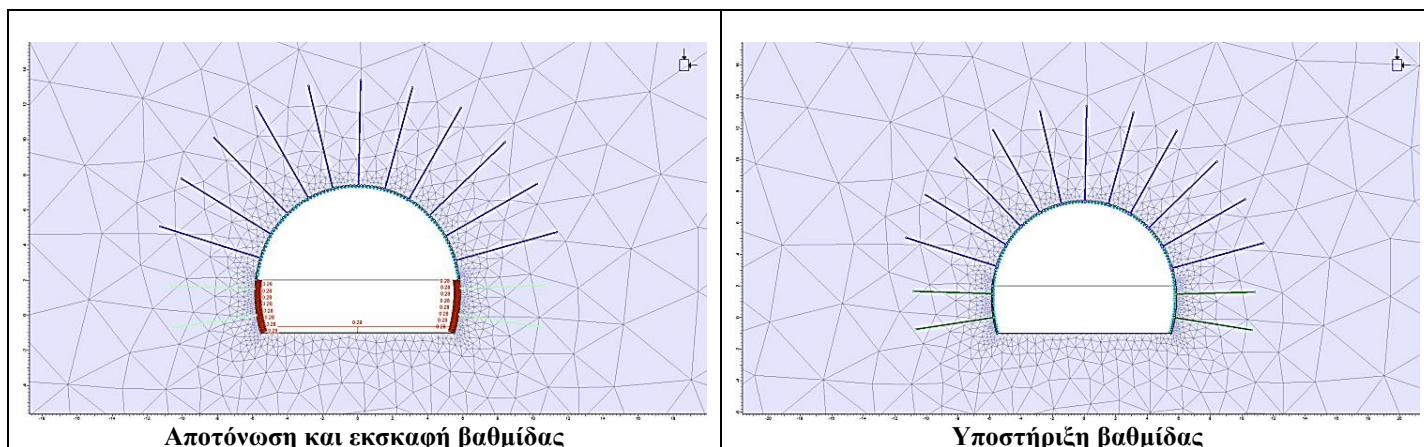
Διάγραμμα 8: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-III.

9.2.4 Αποτελέσματα Αναλύσεων για την Κατηγορία Υποστήριξης PS-IV

Για την περίπτωση της κατηγορίας υποστήριξης PS-IV η κατασκευαστική ακολουθία που εφαρμόστηκε για την προσομοίωση, είναι η ίδια με τις υπόλοιπες κατηγορίες και περιλαμβάνει τα ίδια στάδια (Πίνακας 34). Η υποστήριξη αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 25cm, οπλισμένο με διπλό πλέγμα T188 και μεταλλικά πλαίσια 95x20x25 και αγκύρια swellex αντοχής 200kN, μήκους 6m σε κάναβο 1x1,5m ενώ το βήμα εκσκαφής ορίζεται στα 1,5m. Η ίδια ακολουθία, εφαρμόζεται για την προσομοίωση της εκσκαφής και υποστήριξης της βαθμίδας με την εξαίρεση τοποθέτησης αγκυρίων σημειακής πάκτωσης Φ40, μήκους 5m στην βαθμίδα που ουσιαστικά έχουν ρόλο της στήριξης των πλαισίων. Επιπρόσθετα σε αυτή την κατηγορία προδιαγράφονται και ράβδοι προπορείας όπου απαιτούνται. Όπως και το μεταλλικό πλέγμα έτσι και οι ράβδοι προπορείας επιλέγεται να μην προσομοιωθούν για λόγους που εξηγήθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο. Η αποτόνωση της βαθμίδας είναι μειωμένη κατά το μισό αποτόνωσης.

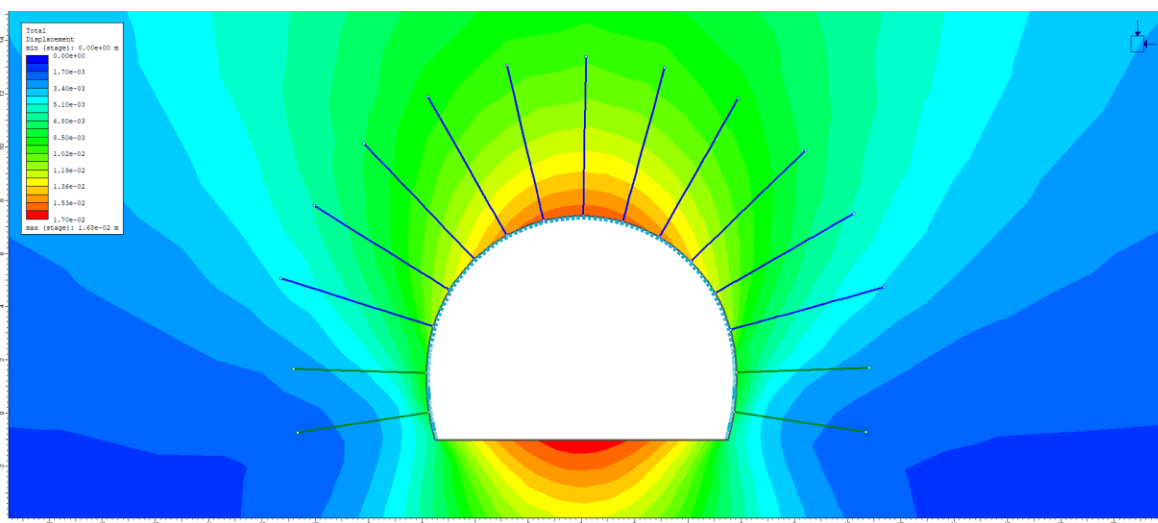
Πίνακας 34: Προσομοίωση κατασκευαστικής ακολουθίας για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.





9.2.4.1 Συνολικές μετακινήσεις

Οι μέγιστες μετακινήσεις του μοντέλου εμφανίζονται στο δάπεδο της σήραγγας χωρίς αυτές να λαμβάνονται υπόψη για λόγους που εξηγήθηκαν προηγουμένως. Παρόλα αυτά οι μετακινήσεις ενδιαφέροντος είναι αυτές που εμφανίζονται στην στέψη της σήραγγας όπου στην περίπτωση ανέρχονται σε 1,5cm περίπου για υποστηριγμένο άνοιγμα. Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των συνολικών μετακινήσεων στο μοντέλο (Εικόνα 65).



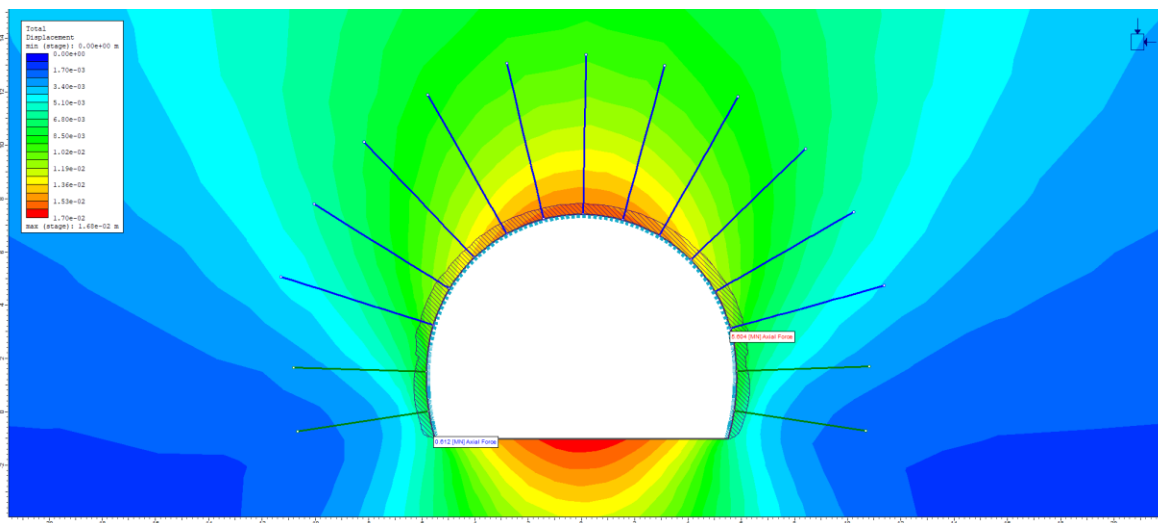
Εικόνα 65: Κατανομή μετακινήσεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.

9.2.4.2 Εντατικά Μεγέθη στο Σκυρόδεμα

9.2.4.2.1 Αξονικές Δυνάμεις

Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των αξονικών δυνάμεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά την τελευταία φάση της ανάλυσης. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 66 η κατανομή των αξονικών είναι ομοιόμορφη στην περιφέρεια της προσωρινής επένδυσης, όμοιο με τις προηγούμενες «ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΟΡΕΙΝΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΜΕΤΡΙΑΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ»

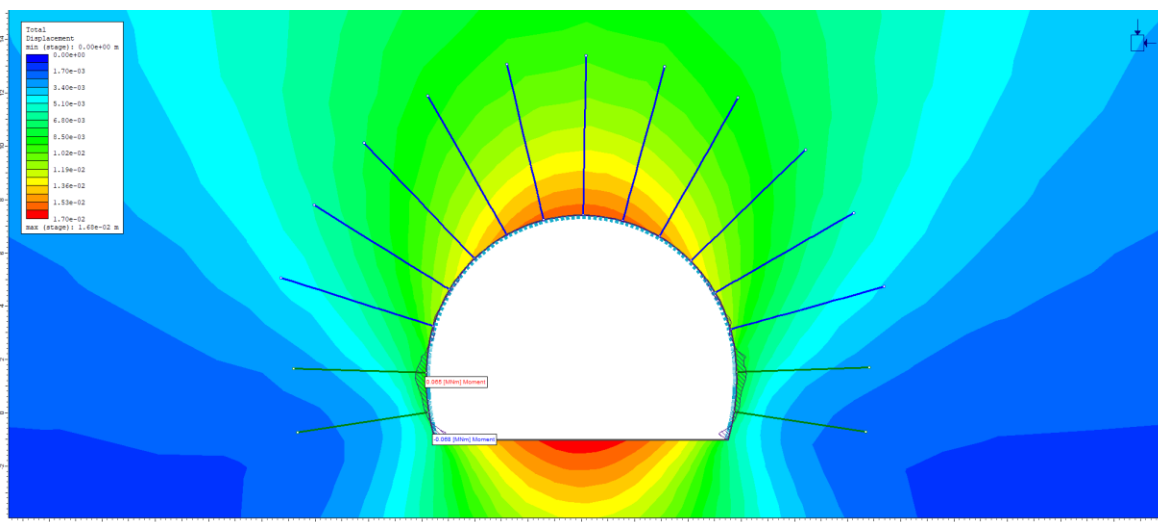
αναλύσεις, ενώ η μέγιστη τιμή των αξονικών φορτίων είναι περίπου 5,6ΜΝ. Και εδώ φαίνεται ότι η επένδυση αρχίζει να αναλαμβάνει σημαντικά αξονικά φορτία.



Εικόνα 66: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.

9.2.4.2.2 Ροπές Κάμψης

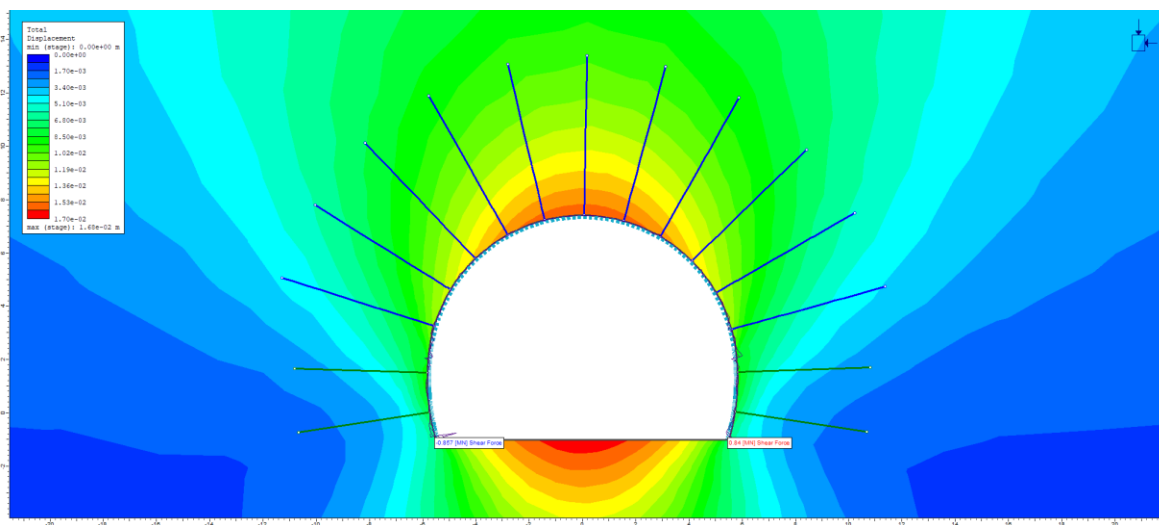
Στην συνέχεια παρουσιάζεται η κατανομή των ροπών κάμψης στο σκυρόδεμα (Εικόνα 67) η οποία και εδώ είναι όμοια με την κατηγορία PS-I και PS-II και PS-III για λόγους που έχουν αναφερθεί. Οι ροπές κάμψης έχουν μέγιστη τιμή στα 0,068 MNm περίπου.



Εικόνα 67: Κατανομή αξονικών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.

9.2.4.2.3 Τέμνουσες Δυνάμεις

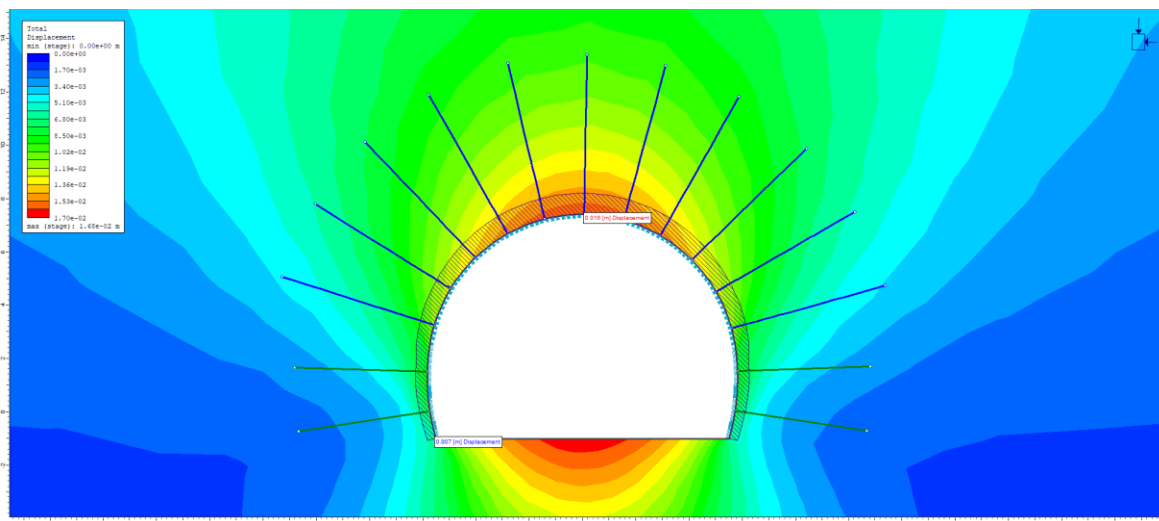
Παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή των τεμνουσών στο σκυρόδεμα (Εικόνα 68). Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις έτσι και εδώ παρατηρείται ότι γενικότερα σε όλη την διατομή οι τέμνουσες δυνάμεις είναι σχεδόν μηδενικές. Εξαιρέση αποτελεί η βαθμίδα στην οποία εμφανίζονται μεγαλύτερες τιμές για λόγους που έχουν εξηγηθεί ήδη παραπάνω. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης είναι 857kN περίπου. Όπως και για τις αξονικές δυνάμεις και εδώ παρατηρείται ότι οι τέμνουσες δυνάμεις που αναλαμβάνει η διατομή του σκυροδέματος είναι πολύ μεγάλες.



Εικόνα 68: Κατανομή τεμνουσών δυνάμεων για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.

9.2.4.3 Μετατοπίσεις Σκυροδέματος

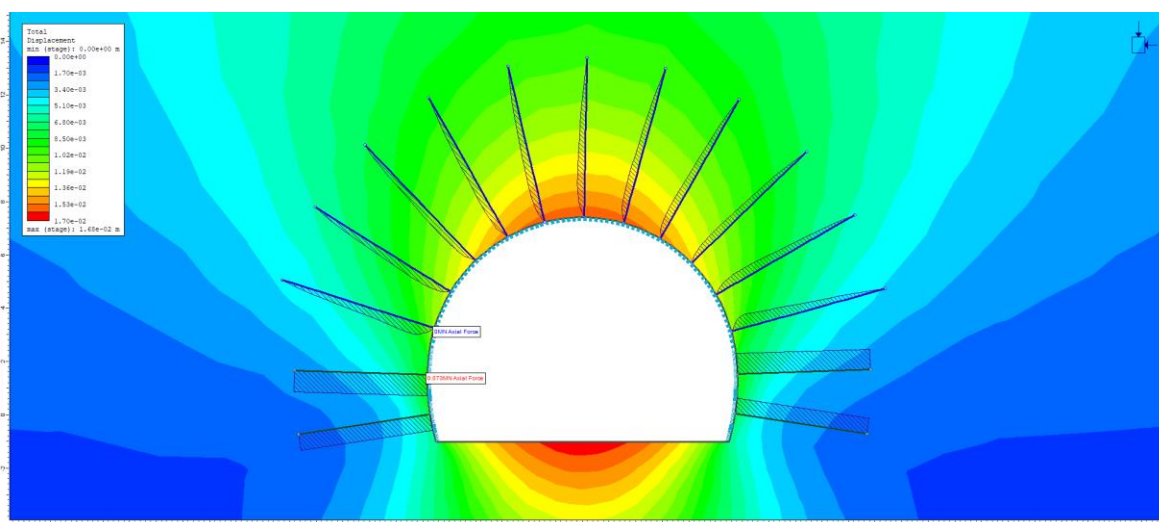
Οι μετατοπίσεις στο σκυρόδεμα τις προσωρινής υποστήριξης παρατίθενται στην Εικόνα 69 με τις μέγιστες να έχουν τιμές περίπου στα 1,6cm κυρίως στην στέψη της σήραγγας ενώ στις παρειές οι μετατοπίσεις έχουν τιμή 0,7cm.



Εικόνα 69: Κατανομή μετατοπίσεων στο σκυρόδεμα για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.

9.2.4.4 Αξονικές Δυνάμεις στα Αγκύρια

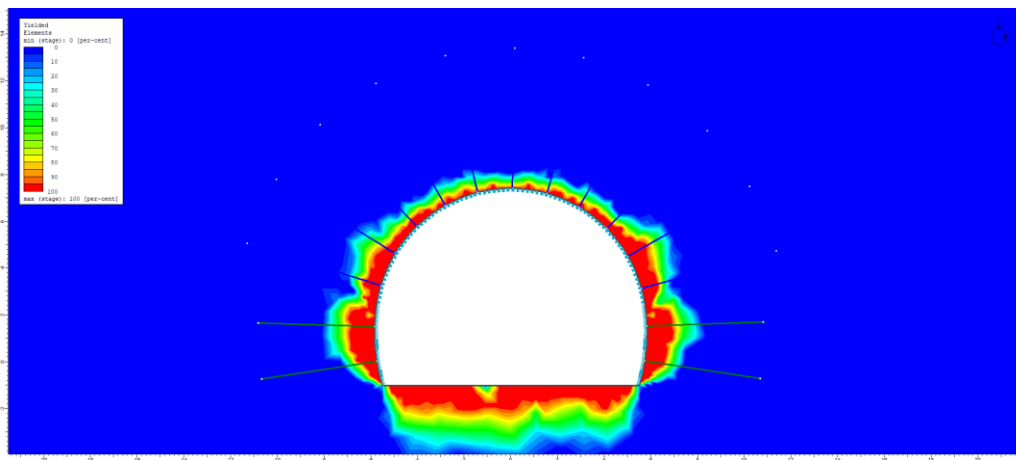
Τα αγκύρια φαίνεται να παραλαμβάνουν τα αξονικά φορτία χωρίς να αστοχούν με την μέγιστη τιμή της αξονικής δύναμης να φτάνει 73kN. Τα αγκύρια της βαθμίδας εμφανίζουν σε όλο το μήκος τους ομοιόμορφη κατανομή αξονικών δυνάμεων διότι, όπως προαναφέρθηκε είναι αγκύρια σημειακής πάκτωσης. Στην Εικόνα 70 παρουσιάζονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων.



Εικόνα 70: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στα αγκύρια για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.

9.2.4.5 Πλαστική Ζώνη

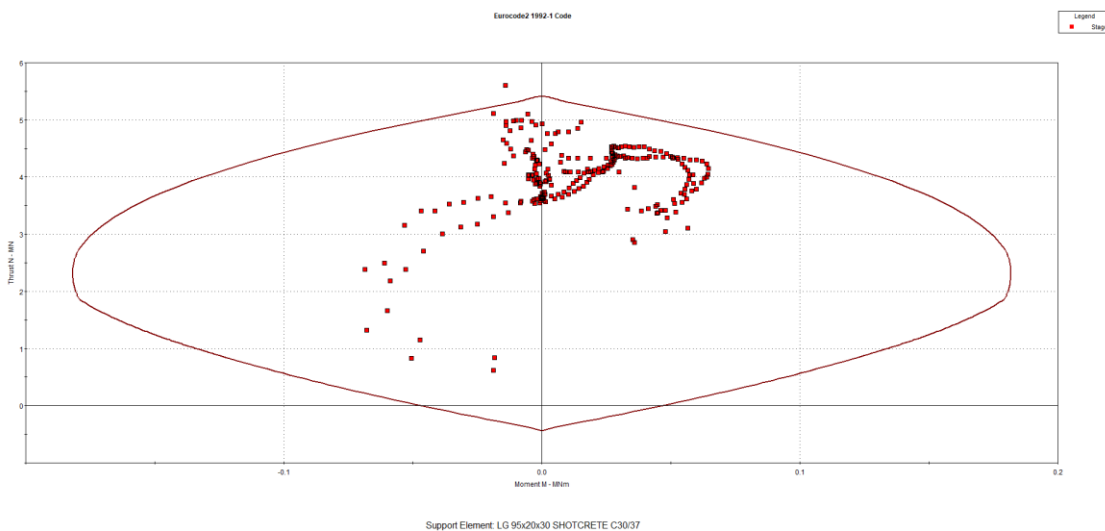
Η ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης είναι σχετικά μικρή, με ακτίνα περίπου στα 2,5 με 3m, όπως φαίνεται και από την παρακάτω κατανομή (Εικόνα 71)



Εικόνα 71: Ανάπτυξη πλαστική ζώνης γύρω από την σήραγγα για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.

9.2.4.6 Επάρκεια Μέτρων Υποστήριξης

Όπως παρουσιάστηκε στις παραπάνω αναλύσεις, η κατηγορία υποστήριξης PS-IV δύναται να εφαρμοστεί μέχρι το υπερκείμενο των 550m. Παρακάτω παρατίθεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (Διάγραμμα 9) σύμφωνα με τον EC-2, των μέτρων υποστήριξης που αναδεικνύει την επάρκειά τους. Όπως και προηγουμένως στο διάγραμμα φαίνεται ένα σημείο να είναι εκτός της περιβάλλουσας, όμως θεωρείται ότι η υποστήριξη επαρκεί και αυτό το γεγονός οφείλεται σε θέματα προσομοίωσης.



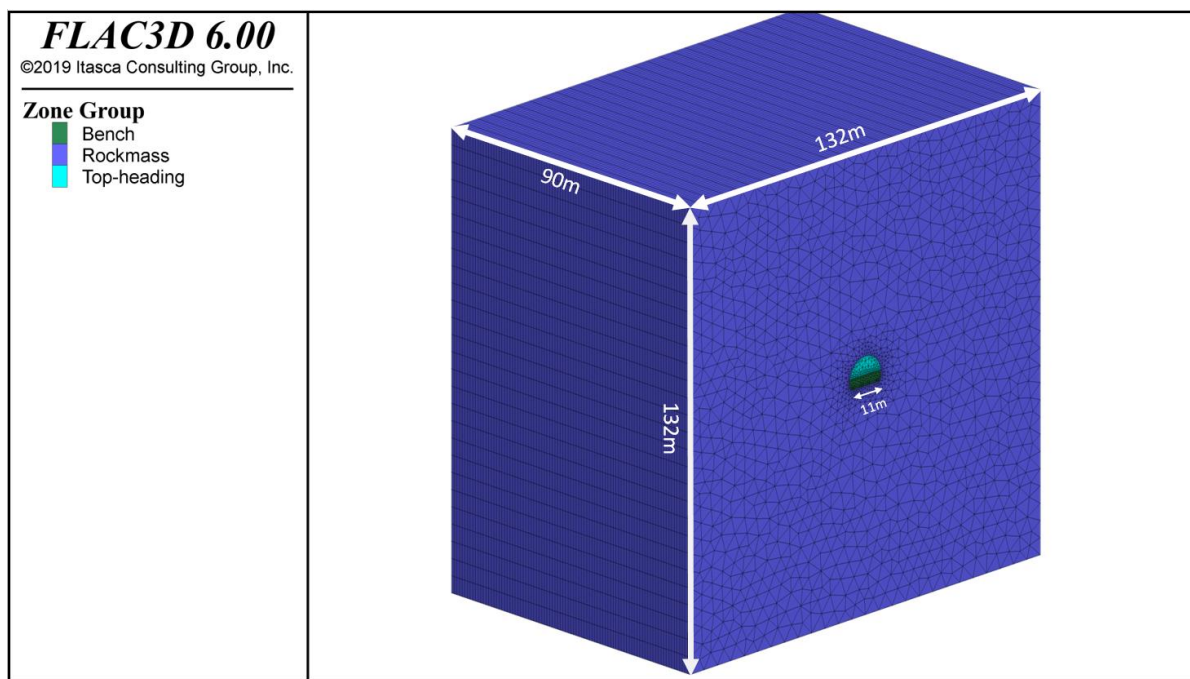
Διάγραμμα 9: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την κατηγορία υποστήριξης PS-IV.

10 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΟΥ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΔΙΑΜΗΚΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΑΝΥΠΟΣΤΗΡΙΚΤΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΜΕ ΤΟ FLAC3D ΚΑΙ ΤΗ ΔΙΕΘΝΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Καθώς η διάνοιξη πραγματοποιείται σε μέτριας ποιότητας βραχομάζα, πραγματοποιήθηκε προσπάθεια διερεύνησης της καταλληλότητας της επιλογής του βαθμού αποτόνωσης μέσω της μεθοδολογίας των (Chern et al., 1998), η οποία αξιοποιεί το κριτήριο Mohr-Coulomb που διαφέρει με το Hoek-Brown. Συγκρίθηκαν τα διαγράμματα διαμήκους παραμόρφωσης της ανυποστήρικτης σήραγγας (LDP- Longitudinal Displacement Profile) για την άνω ημιδιατομή με βάση τις μεθοδολογίες των Chern et al., (1998), Panet (1995) και Vlachopoulos και Diederichs (2009) και την τρισδιάστατη ανάλυση στο λογισμικό FLAC3D.

10.1 Παρουσίαση μοντέλου προσομοίωσης

Στην Εικόνα 72 παρουσιάζεται το εδαφικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την τρισδιάστατη ανάλυση. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για ύψος υπερκειμένων 550m στη βραχομάζα της ΓΕ-I. Για την ακριβέστερη προσομοίωση εφαρμόστηκαν 200 βήματα χαλάρωσης κατά την εκσκαφή και το βήμα προχώρησης ορίστηκε στα 2,0m.



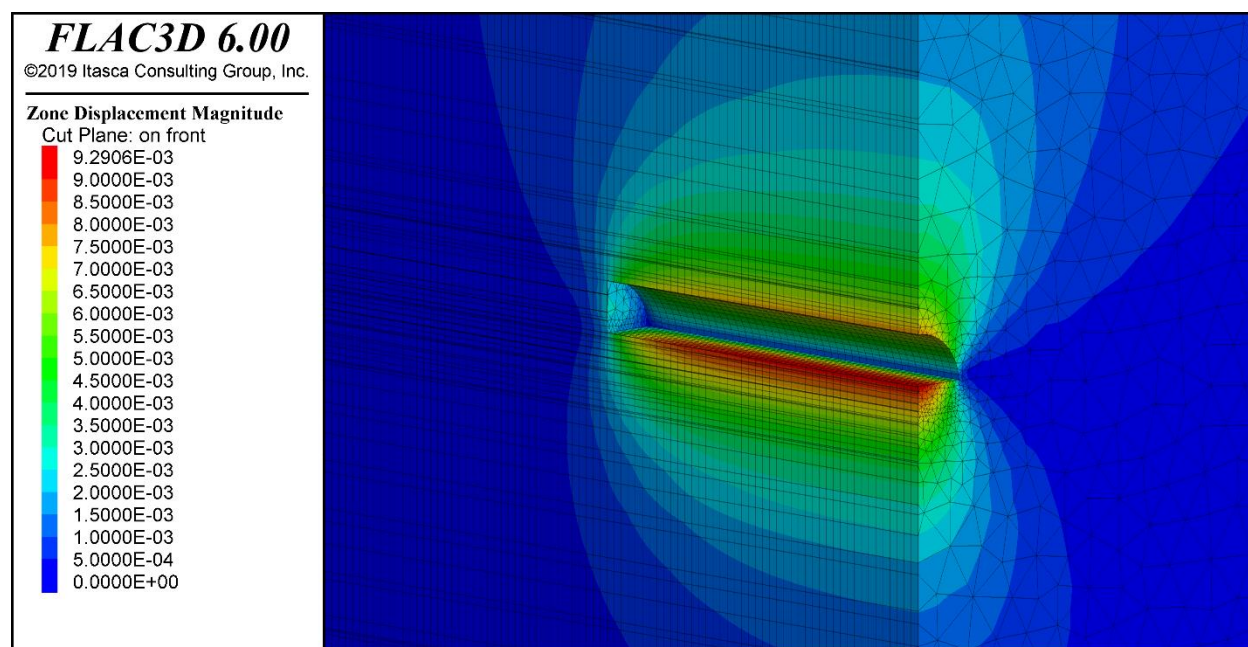
Εικόνα 72: Διαστάσεις εδαφικού προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε για την τρισδιάστατη ανάλυση.

Προσομοιώθηκε η εκσκαφή της άνω ημιδιατομής, καθώς δεν έχει μελετηθεί ευρέως το φαινόμενο της αποτόνωσης σε διάνοιξη με τμηματική εκσκαφή. Η μόνη διαθέσιμη μεθοδολογία έχει δημοσιευτεί πρόσφατα από τους Gkikas και Nomikos (2020).

10.2 Αποτελέσματα αναλύσεων FLAC3D

10.2.1 Κατανομή μετακινήσεων

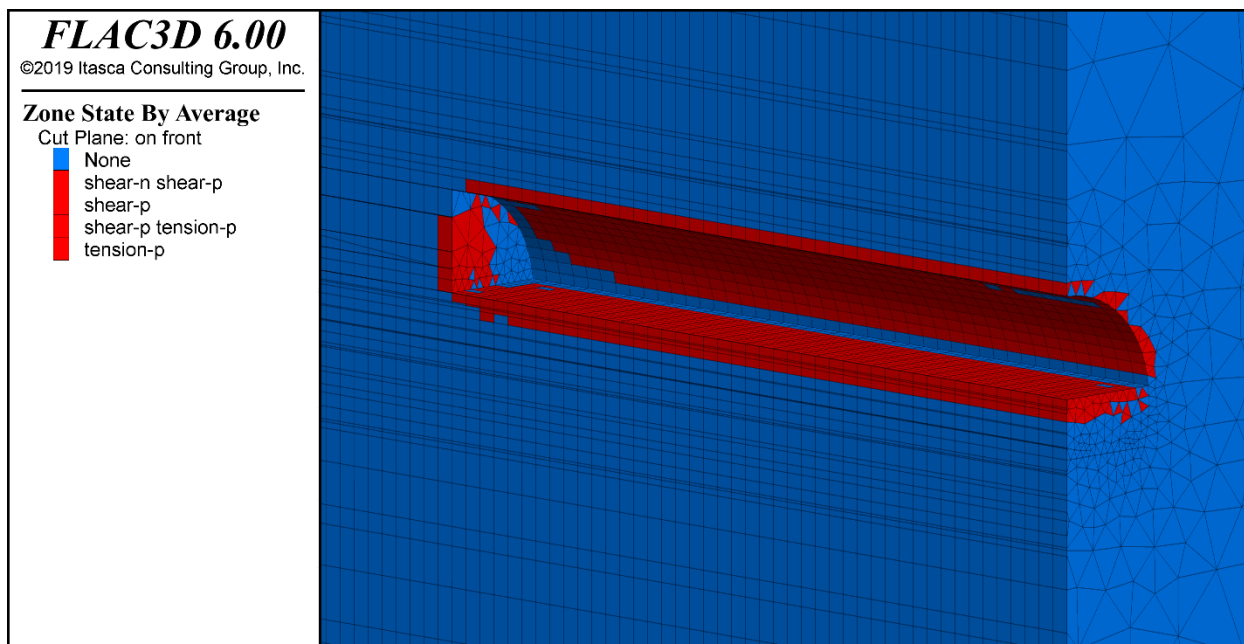
Οι μετακινήσεις της ανυποστήρικτης σήραγγας μετρήθηκαν ανά 1,0m στη στέψη της ανυποστήρικτης σήραγγας στο μέσο της διάρκειας της εκσκαφής της άνω ημιδιατομής, όπως φαίνεται στην Εικόνα 73. Έτσι, λήφθηκαν τιμές όπου αντιπροσωπεύουν συνθήκες με μηδενικές μετακινήσεις έως και τις τελικές μετά την εκσκαφή. Από τις μετρούμενες μετακινήσεις αφαιρέθηκαν οι αρχικές που είχαν λάβει χώρα κατά το στάδιο της ισορροπίας του μοντέλου.



Εικόνα 73: Κατανομή μετακινήσεων στη θέση όπου λαμβάνονται τιμές για το LDP.

10.2.2 Πλαστική ζώνη

Η έκταση της πλαστικής ζώνης φαίνεται στην Εικόνα 74. Είναι φανερό ότι η ποιότητα της βραχομάζας δεν ευνοεί την ευρεία ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης. Επιπλέον, φαίνεται ότι για τον ίδιο λόγο η πλαστική ζώνη δεν αλληλεπιδρά με την πλαστικοποίηση του μετώπου.



Εικόνα 74: Ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης στη θέση μέτρησης μετακινήσεων.

10.3 Σύγκριση διαγραμμάτων διαμήκους παραμόρφωσης

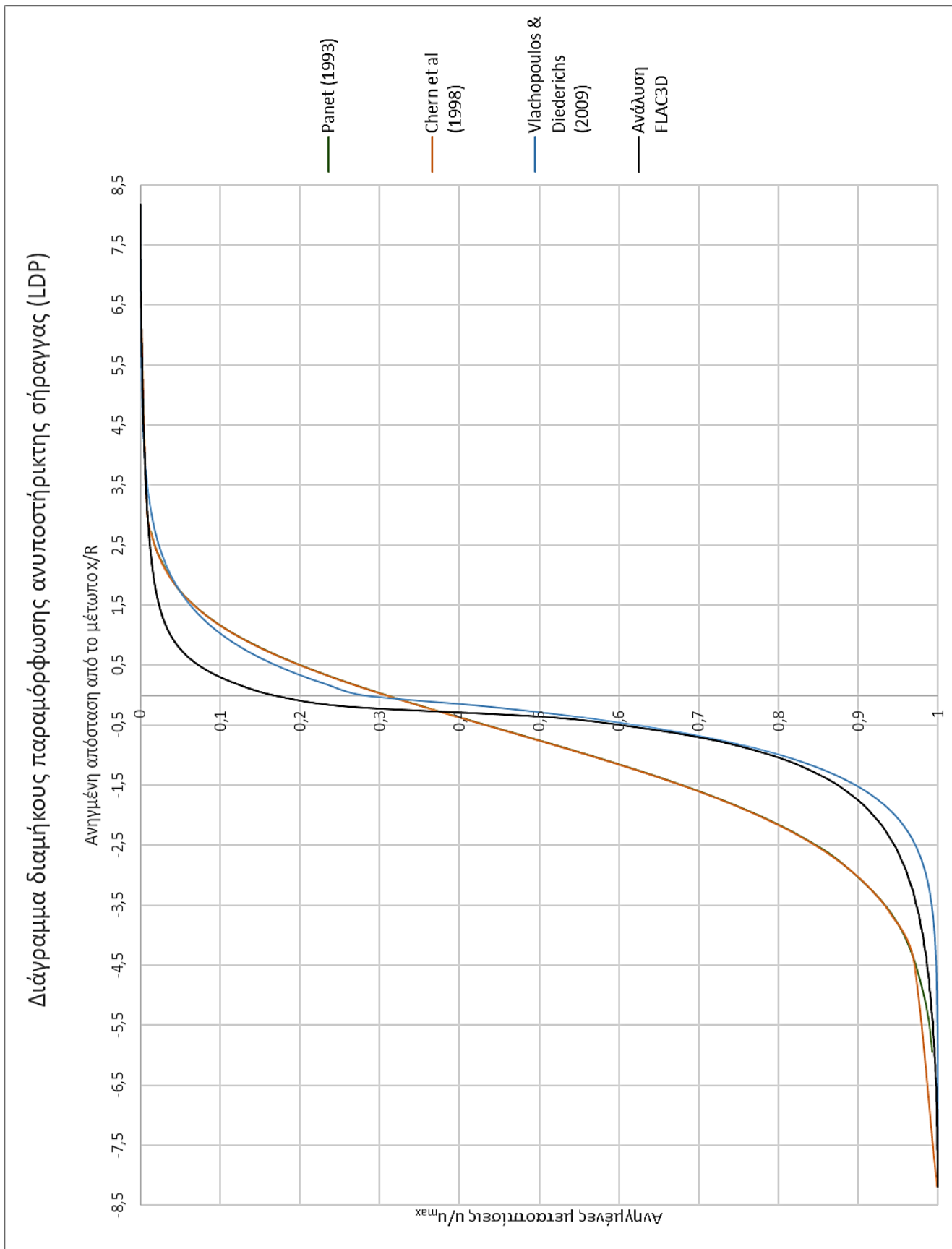
Όπως αναφέρθηκε χρησιμοποιήθηκαν οι μεθοδολογίες των (Chern et al., (1998) Panet (1995) και Vlachopoulos και Diederichs (2009). Στο Διάγραμμα 10 παρουσιάζονται τα LDP σε σύγκριση με τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την ανάλυση με το λογισμικό FLAC3D.

Για τη μεθοδολογία των Panet (1995) και Chern et al. (1998) χρειάζονται τα εξής δεδομένα:

- Ακτίνα του θόλου της σήραγγας ($R=5,5\text{m}$)
- Παράμετροι αντοχής του κριτηρίου Mohr-Coulomb (c και ϕ) και παραμορφωσιμότητας (E και ν). Οι παράμετροι Mohr-Coulomb λήφθηκαν με τη χρήση του λογισμικού RocData (Rocscience Inc., 2019a).
- Εντατικό πεδίο (p_0 , K)
- Αντοχή βραχομάζας (σ_{cm}).

Για τη μεθοδολογία των Vlachopoulos και Diederichs (2009) χρειάζονται τα εξής δεδομένα:

- Ακτίνα του θόλου της σήραγγας.
- Ακτίνα της πλαστικής ζώνης ($R_p = 6,35\text{m}$) και μέγιστη μετακίνηση ($u_{max} = 7,6\text{mm}$). Λήφθηκαν με τη χρήση του λογισμικού RocSupport (Rocscience Inc., 2019b) στο οποίο εισήχθησαν οι παράμετροι του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown και η τιμή GSI.



Διάγραμμα 10: Διαγράμματα διαμήκους παραμόρφωσης ανυποστήρικτης σήραγγας (LDP).



Το LDP που προκύπτει από τη μεθοδολογία των Vlachopoulos και Diederichs (2009) αντιπροσωπεύει ικανοποιητικά τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την τρισδιάστατη ανάλυση. Ακόμα, τα LDP των Panet (1995) και Chern et al. (1998) είναι σχεδόν ίδια και η διαφορά τους με τα υπόλοιπα ενδέχεται να οφείλεται στη χρήση των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb, όπως επίσης και στο ότι βασίζονται σε εμπειρικά δεδομένα από κατασκευασμένα έργα. Ωστόσο, στην τρισδιάστατη προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown, όπως και στη μεθοδολογία των Vlachopoulos και Diederichs (2009), η οποία προέκυψε έπειτα από στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων αριθμητικών αναλύσεων με τα λογισμικά RS2 και FLAC3D. Όμως, δεν αναφέρεται η αναγκαιότητα της χρήσης του κριτηρίου Hoek-Brown για τα απαιτούμενα δεδομένα της.

Παρ' όλα αυτά επιλέχθηκε να μην αναθεωρηθούν οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό RS2, καθώς κοντά στην περιοχή ενδιαφέροντος, δηλαδή για λόγο x/R (βήμα προχώρησης προς ακτίνα θόλου) μικρότερο του 0,5, δεν παρουσιάζεται μεγάλη απόκλιση στις καμπύλες LDP. Αυτό επιβεβαιώνεται κι από τους Vlachopoulos και Diederichs (2009), οι οποίοι αναφέρουν ότι οι εμπειρικές μεθοδολογίες εκτίμησης του LDP είναι λογικές για πλαστικές αναλύσεις αν η ακτίνα της πλαστικής ζώνης δεν είναι πάνω από διπλάσια της ακτίνας του θόλου της σήραγγας κι εφόσον δεν αλληλεπιδρά με την πλαστικοποίηση του μετώπου.

Αυτό σημαίνει ότι δε χρειάζεται να διερευνηθεί και η μεθοδολογία που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις της ΓΕ-II, καθώς η πλαστική ζώνη σε βάθος 550m ανέρχεται στα 6,95m, σύμφωνα με το λογισμικό RocSupport. Τα αποτελέσματα από το λογισμικό RocSupport παρατίθενται στο Παράρτημα.



11 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

11.1 Συμπεράσματα

Τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εργασία είναι τα εξής:

- Το έργο της σήραγγας «Τούρλας» είναι πολύ σημαντικό για τη σύνδεση των οικισμών Θεοδωριάνων – Μελισσουργών, καθώς και για την αναβάθμιση του οδικού δικτύου και της αναπτυξιακής δραστηριότητας του Δήμου Κεντρικών Τζουμέρκων.
- Με βάση τα διαθέσιμα δεδομένα και για την προτεινόμενη χάραξη η διάνοιξη πρόκειται να πραγματοποιηθεί εντός των ασβεστολίθων της ζώνης Πίνδου ηλικίας Ανώτερου Τριαδικού, ενώ το ενδεχόμενο να συναντηθεί η επώθηση στα χαμηλά υπερκείμενα είναι πολύ μικρό. Οι ασβεστόλιθοι παρουσιάζονται μέσοστρωματώδεις έως (κυρίως) λεπτοστρωματώδεις με έντονη πτύχωση.
- Η γεωμετρική θεώρηση και τα στοιχεία της χάραξης του έργου σχεδιάστηκαν ακολουθώντας τις προδιαγραφές του ΕΛΟΤ και των ΟΜΟΕ.
- Για την εκτίμηση των βασικών μηχανικών παραμέτρων του υλικού εντός του οποίου θα πραγματοποιηθεί η διάνοιξη έλαβαν χώρα δοκιμές σημειακής φόρτισης σύμφωνα με την προτεινόμενη μέθοδο της ISRM σε βραχώδη ασβεστολιθικά δείγματα και βιβλιογραφική ανασκόπηση.
- Εκτιμήθηκε ότι η χάραξη τοποθετείται σε ανώτερο υψόμετρο από τη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Εισροές εικάζονται ότι θα υπάρχουν λόγω των κατεισδύοντων υδάτων από σύστημα ασυνεχειών και διακλάσεων της βραχομάζας.
- Η βραχομάζα χωρίστηκε σε τέσσερις γεωτεχνικές ενότητες με βάση το Δείκτη Γεωλογικής Αντοχής (GSI).
- Εκτιμήθηκε η συμπεριφορά της βραχομάζας με βάση τη γεωτεχνική ενότητα και τα υπερκείμενα.
- Για την εκσκαφή των σχηματισμών που θα συναντηθούν εκτιμήθηκε ότι θα χρειαστούν εκρηκτικές ύλες κυρίως και μηχανικά μέσα στις βραχομάζες πτωχότερης ποιότητας.
- Προτάθηκαν πέντε κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης με βάση την εμπειρία από παρόμοια έργα και τις αρχές της NATM.
- Σε ευνοϊκές συνθήκες διάνοιξης, η βραχομάζα ενισχύεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, που δύναται να είναι οπλισμένο με ίνες ή δομικό πλέγμα, αγκύρια βράχου τύπου



swellex, δικτυωτά πλαίσια με αγκύρια στήριξης σημειακής πάκτωσης, καθώς και δοκίδες προπορείας, όπου χρειάζονται.

- Σε δυσμενείς συνθήκες διάνοιξης, η βραχομάζα ενισχύεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, που οπλίζεται με δομικό πλέγμα, δικτυωτά πλαίσια ή μεταλλικά πλαίσια HEB, αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης και δοκίδες προπορείας.
- Για την προσομοίωση των συνθηκών της εκσκαφής και προσωρινής υποστήριξης χρησιμοποιήθηκαν δυο διαφορετικά λογισμικά, το RS2 και το FLAC3D.
- Το καταστατικό μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε στις αριθμητικές αναλύσεις ήταν ελαστικό-τέλεια πλαστικό με κριτήριο αστοχίας το κριτήριο Hoek-Brown λόγω της φύσης των γεωυλικών που θα συναντήσει η σήραγγα.
- Για την προσομοίωση της σταδιακής εφαρμογής των μέτρων υποστήριξης στις δισδιάστατες αναλύσεις εφαρμόστηκε η μέθοδος σύγκλισης αποτόνωσης με χρήση εσωτερικής πίεσης με βάση το διάγραμμα διαμήκους παραμόρφωσης σήραγγας από τους Chern et al. (1998). Στη βαθμίδα εφαρμόστηκε η μισή εσωτερική πίεση στα τοιχώματα.
- Η υποστήριξη από δοκίδες προπορείας επιλέχθηκε ότι δε θα προσομοιωθεί για λόγους που αναφέρθηκαν.
- Παρατηρήθηκαν αυξημένες τιμές των δράσεων επί τους κελύφους επένδυσης στο σημείο της σύνδεσης άνω ημιδιατομής και βαθμίδας, που αποδίδονται σε ζητήματα της προσομοίωσης.
- Το μέτρο ελαστικότητας των αγκυρίων σε μερικές περιπτώσεις λήφθηκε ως το εκτιμώμενο μέτρο ελαστικότητας του τσιμεντενέματος πάκτωσης κι όχι του χάλυβα S500 για την προσομοίωση της ακριβέστερης συμπεριφοράς του αγκυρίου.
- Οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής και παραμορφωσιμότητας του σκυροδέματος επιλέχθηκαν με βάση τον Ευρωκώδικα 2. Σε όλες τις αριθμητικές αναλύσεις η εφελκυστική αντοχή του άοπλου σκυροδέματος καθώς και ο οπλισμός με μεταλλικό πλέγμα, έχουν αγνοηθεί με σκοπό τον συντηρητικό σχεδιασμό. Ακόμα, δε χρησιμοποιείται καταστατικό ροϊκό μοντέλο προσομοίωσης της συμπεριφοράς του σκυροδέματος.
- Από τις αναλύσεις του RS2 σε υψόμετρα 100 έως 550m προέκυψε ο Πίνακας 35 που συνοψίζει την εφαρμοσιμότητα των κατηγοριών υποστήριξης ανάλογα με το ύψος των υπερκειμένων:



Πίνακας 35: Εφαρμοσιμότητα των κατηγοριών υποστήριξης στις γεωτεχνικές ενότητες ΓΕ-I και ΓΕ-II ανάλογα με το ύψος των υπερκειμένων.

Υπερκείμενα H (m)	ΓΕ – I	ΓΕ – II
100	PS-I	PS-I
150	PS-I	PS-I
200	PS-I	PS-I
250	PS-I	PS-I
300	PS-I	PS-I
350	PS-I	PS-I
400	PS-II	PS-I
450	PS-II	PS-I
500	PS-III	PS-II
550	PS-IV	PS-II

- Συγκρίθηκαν τα διαγράμματα διαμήκους παραμόρφωσης της ανυποστήρικτης σήραγγας (LDP- Longitudinal Displacement Profile) για την άνω ημιδιατομή με βάση τις μεθοδολογίες των Chern et al., (1998), Panet (1995) και Vlachopoulos και Diederichs (2009) και την τρισδιάστατη ανάλυση στο λογισμικό FLAC3D.
- Το LDP που προκύπτει από τη μεθοδολογία των Vlachopoulos και Diederichs (2009) αντιπροσωπεύει ικανοποιητικά τις μετακινήσεις που προέκυψαν από την τρισδιάστατη ανάλυση. Παρ' όλα αυτά επιλέχθηκε να μην αναθεωρηθούν οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό RS2, καθώς κοντά στην περιοχή ενδιαφέροντος, δηλαδή για λόγο x/R (βήμα προχώρησης προς ακτίνα θόλου) μικρότερο του 0,5, δεν παρουσιάζεται μεγάλη απόκλιση στις καμπύλες LDP.



11.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Για την περαιτέρω μελέτη της διάνοιξης της σήραγγας «Τούρλας» προτείνονται τα εξής:

- Συνεργασία με άλλους μελετητές για τον προσδιορισμό της τελικής χάραξης της σήραγγας λαμβάνοντας υπόψη τις υπόλοιπες απαιτήσεις του οδικού δικτύου (γέφυρες, επιχώματα, πρανή κλπ).
- Εκτενές πρόγραμμα γεωλογικών, γεωτρητικών και γεωτεχνικών εργασιών καθώς και εργαστηριακών δοκιμών σε δοκίμια που θα ληφθούν.
- Αναθεώρηση των αριθμητικών αναλύσεων με πιο ακριβή δεδομένα με σκοπό την επικαιροποίηση της προτεινόμενης προσωρινής υποστήριξης.
- Ορισμός εκτενούς προγράμματος γεωτεχνικής παρακολούθησης κατά τη διάρκεια αλλά και μετά το πέρας της κατασκευής της σήραγγας.
- Σύνταξη στατικής μελέτης για την μόνιμη επένδυση της σήραγγας.
- Προκαταρκτική κοστολόγηση του έργου.



12 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

AFTES. Rock Bolting Technology, Recommendation GT6R4A1. TUNNELS ET ESPACE SOUTERRAIN 2014;Vol. 241.

Barton N, Lien R, Lunde J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics and Rock Engineering 1974;Vol. 6. <https://doi.org/10.1007/BF01239496>.

Bieniawski ZT. Misconceptions in the application of rock mass classifications and their corrections, ADIF Seminar on Advanced Geotechnical Characterization for Tunnel Design 2011.

Bieniawski ZT. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Wiley; 1989.

Brady BHG, Brown ET. Rock Mechanics for underground mining. 3rd ed. Dodrecht: Springer Netherlands; 2006. <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-2116-9>.

Cai M, Kaiser PK, Uno H, Tasaka Y, Minami M. Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 2004;41:3–19. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00025-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00025-X).

Chaniotis N, Saroglou H, Tsiambaos G, Alivizatos A. Excavatability of rockmasses in tunnelling. 7th International Symposium of Tunnels and Underground Structures in SEE 2017, Zagreb, Croatia: 2017.

Chern J, Shiao F, Yu C. An empirical safety criterion for tunnel construction. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei: 1998.

Deere DU. Rock mechanics in engineering practice. London: Wiley; 1968.

Dight P. Improvements in the stability of rock walls in open pit mines. PhD Thesis, Monash University, Melbourne, Australia, 1982.

Douglas TH, Arthur LJ. A guide to the use of rock reinforcement in underground excavations. CIRIA Report No. 101., London: 1983.

EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: general rules and rules for buildings. 2004.

Foderà GM, Voza A, Barovero G, Tinti F, Boldini D. Factors influencing overbreak volumes in drill-and-blast tunnel excavation. A statistical analysis applied to the case study of the Brenner Base Tunnel – BBT. Tunnelling and Underground Space Technology 2020;Vol.105. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103475>.



Gkikas VI, Nomikos P. Longitudinal Deformation Profiles for Sequentially Supported Deep Tunnels in Strain- Softening Hoek-Brown Rock Mass. *Geotechnical and Geological Engineering* 2020. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01621-x>.

Goodman RE. *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd ed. Wiley; 1989.

Hoek E. *Practical Rock Engineering*. Hoek's Corner, <http://www.rocsience.com>; 2007.

Hoek E. Big Tunnels in Bad Rock 2000 Terzaghi Lecture. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 2001;Vol. 127.

Hoek E, Brown ET. The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>.

Hoek E, Brown ET. *Underground Excavations in Rock*. London: E & FN SPON; 1980.

Hoek E, Diederichs MS. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 2006;43. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>.

Hoek E, Marinos P. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International* 2000.

Hudson JA, Harrison JP. *Engineering rock mechanics: an introduction to the principles*. 2nd ed. Elsevier Ltd.; 2000.

ISRM. *Suggested Method for Determining Point Load Strength*. 1985.

Itasca Consulting Group Inc. *FLAC3D - Fast Lagrangian Analysis of Continua in Three-Dimensions*, Ver. 6.00.66, 2017.

Khamehchiyan M, Rahimi Dizadji M, Esmaili M. Application of rock mass index (RMI) to the rock mass excavatability assessment in open face excavations. *Geomechanics and Geoengineering* 2014;Vol. 9. <https://doi.org/10.1080/17486025.2013.806996>.

Kolymbas D. *Tunnelling and tunnel mechanics: A rational approach to tunnelling*. 2005. <https://doi.org/10.1007/3-540-28500-8>.

Lorig LJ. *Rock Reinforcement: Mechanical Representations and Use in Finite Element Schemes*. International Symposium of Underground Engineering, Roorke, India: 1988.

Lunardi P. *Design and construction of tunnels: Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS)*. Milano: Springer; 2008. <https://doi.org/10.1007/978-3-540-73875-6>.

Maidl B, Thewes M, Maidl U. *Basics and Additional Services for Design and Construction*. Handbook of Tunnel Engineering 2014;Vol. II.

Maidl B, Thewes M, Maidl U. *Structures and Methods*. Handbook of Tunnel Engineering 2013;Vol. I.



Marinos P, Hoek E. The Appropriate Use of Geological Information in the Design and Construction of the Egnatia Motorway Tunnels. Διημερίδα “Οι Σήραγγες της Εγνατίας Οδού,” Ιωάννινα: “ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ Α.Ε.” & Ε.Ε.Σ.Υ.Ε.; 2001.

Marinos P, Hoek E. GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. ISRM International Symposium, Melbourne, Australia: 2000.

Marinos P, Hoek E, Kazilis N, Agistalis G, Rahaniotis N, Marinos V. The tunnels of Egnatia Highway. Design in a variety of rock masses under difficult geological conditions. 5ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Ξάνθη: ΤΕΕ; 2006.

Marinos V. Assessing Rock Mass Behaviour for Tunnelling. Environmental & Engineering Geoscience 2012;Vol. XVIII.

Marinos V, Marinos P, Hoek E. The geological strength index: Applications and limitations. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 2005. <https://doi.org/10.1007/s10064-004-0270-5>.

Norwegian Geotechnical Institute. Using the Q-system: rock mass classification and support design. Oslo, Norway: 2015.

Oke J, Vlachopoulos N. Performance of Forepole Support Elements Used in Tunnelling Within Weak Rock Masses. Engineering Geology for Society and Territory - Volume 6: Applied Geology for Major Engineering Projects 2015. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09060-3_157.

Oke J, Vlachopoulos N, Diederichs MS. Numerical analyses in the design of umbrella arch systems. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 2014a;Vol. 6. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.09.005>.

Oke J, Vlachopoulos N, Diederichs MS. Pre-support nomenclature and support selection methodology for temporary support systems within weak rock masses. Underground - The Way to the Future: Proceedings of the World Tunnel Congress, WTC 2013 2013:653–60. <https://doi.org/10.1201/b14769-91>.

Oke J, Vlachopoulos N, Marinos V. Umbrella Arch Nomenclature and Selection Methodology for Temporary Support for Temporary Support Systems for the Design and Construction of Tunnels. Geotechnical and Geological Engineering 2014b;32. <https://doi.org/10.1007/s10706-013-9697-4>.

Palmström A, Singh R. The Deformation Modulus of Rock Masses. Tunnelling and Underground Space Technology 2001;16. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00038-4](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00038-4).

Panet M. Le Calcul des Tunnels par la Méthode Convergence-Confinement. Presses de l’Ecole «ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΟΡΕΙΝΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΜΕΤΡΙΑΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ»



Nationale Des Ponts et Clausees 1995.

Pettifer GS, Fookes PG. A revision of the graphical method for assessing the excavatability of rock. Quarterly Journal of Engineering Geology 1994;Vol. 27.
<https://doi.org/10.1144/gsl.qjegh.1994.027.p2.05>.

Rocscience Inc. RS2 Ver. 11.003, 2020.

Rocscience Inc. RocData Ver. 5.009, 2019a.

Rocscience Inc. RocSupport Ver. 5.002, 2019b.

Sachpazis CI. Correlating Schmidt Hardness with Compressive Strength and Young's Modulus of Carbonate Rocks. Bulletin of the International Association of Engineering Technology 1990;42.

Sandvik Tamrock Corp. Rock Excavation Handbook. 1999.

Sheorey P. A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 1994;Vol. 31.
[https://doi.org/10.1016/0148-9062\(94\)91070-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(94)91070-7).

Thuro K, Plinninger RJ. Hard rock tunnel boring, cutting, drilling and blasting: rock parametres for excavatability. 10th ISRM Congress, 2003.

Tsiambaos G, Sabatakakis N. Considerations on strength of intact sedimentary rocks. Engineering Geology 2004;Vol. 72. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2003.10.001>.

Tsiambaos G, Saroglou H. Excavatability assessment of rock masses using the Geological Strength Index (GSI). Bulletin of Engineering Geology and the Environment 2010.
<https://doi.org/10.1007/s10064-009-0235-9>.

Villaescusa E, Thompson A, Windsor C. Some Ground Support Considerations in Rapid Excavation for Mining Development. Australian Mining Technology Conference, Hunter Valley NSW: 2006. <https://doi.org/10.13140/2.1.4670.8804>.

Vlachopoulos N, Diederichs MS. Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. Rock Mechanics and Rock Engineering 2009;Vol. 42.
<https://doi.org/10.1007/s00603-009-0176-4>.

Wafa FF. Properties and Applications of Fiber Reinforced Concrete. JKAU: Eng Sci 1990;Vol. 2.

Wong CM. Use of Short Fibres in Structural Concrete to Enhance Mechanical Properties. MSc Dissertation, University of Southern Queensland, Faculty of Engineering and Surveying, 2004.

Αγιουτάντης Ζ. Στοιχεία Διάρτησης - Ανατίναξης. 1η. Εκδόσεις ΙΩΝ; 2009.

Αλεξανδρής Α, Βέττας Π, Μακαντάσης Ι, Μπουρνάζος Ι. Διάνοιξη της Σήραγγας Κνημίδος



της παράκαμψης Αγ. Κων/νου του ΠΑΘΕ. 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος: ΤΕΕ; 2010.

Γεωργίου Δ. Αλληλεπίδραση Σηράγγων Παναγοπούλας. Μεταπτυχιακή Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, ΔΠΜΣ “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων,” 2018.

Γεωργίου Δ. Κατασκευή σιδηροδρομικής σήραγγας Παναγοπούλας. Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων - Μεταλλουργών, Τομέας Μεταλλευτικής, 2015.

Καββαδάς ΜΙ. Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο; 2012.

Κατσιβέλης Η, Μάλιος Ι. Σήραγγα Δωδώνης σε Ασβεστολιθικούς Σχηματισμούς με Καρστικά Έγκοιλα - Εμπειρίες, Αντιμετώπιση. Δημερίδα “Οι Σήραγγες της Εγνατίας Οδού,” Ιωάννινα: “ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ Α.Ε.” & Ε.Ε.Σ.Υ.Ε.; 2001.

Μαρίνος Β. Γεωτεχνική Ταξινόμηση και Τεχνικογεωλογική Συμπεριφορά Ασθενών και Σύνθετων Γεωυλικών κατά τη Διάνοιξη Σηράγγων. Διδακτορική διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Γεωτεχνικής, 2007.

Μαρίνος Π. Σήραγγες στην Ελλάδα - Γεωλογία, Σχεδιασμός, Κατασκευή, ΤΟΜΟΣ 1. ΔΠΜΣ “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων” - Εκπαιδευτική Εκδρομή στα πλαίσια του μαθήματος “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων,” 2020.

Μερτζάνης Α. Γεωμορφολογική Εξέλιξη του Αμβρακικού Κόλπου. Διδακτορική Διατριβή, Εθνικό και Καποδιστριακό Πανεπιστήμιο Αθηνών, Σχολή Θετικών Επιστημών, Τμήμα Γεωλογίας, 1985.

Μήτσιος Κ. Υπολογισμός της στερεοπαροχής του Μελισσουργιώτικου ρέματος. Πτυχιακή Εργασία, Χαροκόπειο Πανεπιστήμιο, Τμήμα Γεωγραφίας, 2011.

Μπακογιάννης Σ, Μπακογιάννης Ι. Γεωλογικοί και γεωτεχνικοί παράγοντες που επηρεάζουν τις υπερεκσκαφές σε σήραγγες που διανοίγονται με χρήση εκρηκτικών υλών. 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος: ΤΕΕ; 2010.

Μπόττης Μ. Η οδική σύνδεση Θεοδώριανα-Μελισσουργί. 9ο Διεπιστημονικό Συνέδριο: Όραμα, Σχεδιασμός και Πολιτικές για την Ολοκληρωμένη Ανάπτυξη των Ορεινών και των Απομονομένων Περιοχών, Μέτσοβο: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Μετσόβιο Κέντρο Διεπιστημονικής Έρευνας; 2019.

Νομικός ΠΠ. Εισαγωγή στη Μηχανική των Πετρωμάτων. Αθήνα: Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών; 2015.



ΟΜΟΕ. Οδηγίες Μελετών Οδικών Έργων 8 - Τεύχος Οδικών Σηράγγων. 2002.

Παναγιώτου Γ. Σημειώσεις μαθήματος “Εξόρυξη πετρωμάτων Ι (Εξόρυξη με Εκρηκτικές Ύλες).” 2020.

ΠΕΤΕΠ. Υπόγεια εκσκαφή σηράγγων με συμβατικά μέσα, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-02-01-01. 2017.

ΠΕΤΕΠ. Γενικές απαιτήσεις για τις αγκυρώσεις σηράγγων, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-03-00. 2009a.

ΠΕΤΕΠ. Αγκύρια υποστήριξης σηράγγων σημειακής πάκτωσης μέσω ρητινής κόλλας (αγκύρια RB), ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-03-02. 2009b.

ΠΕΤΕΠ. Απλά αγκύρια υποστήριξης σηράγγων συνεχούς πάκτωσης (αγκύρια SN), ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-03-04. 2009c.

ΠΕΤΕΠ. Απλά αυτοδιατρύμενα αγκύρια υποστήριξης σηράγγων (αγκύρια SDBr), ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-03-06 2009d.

ΠΕΤΕΠ. Αγκύρια υποστήριξης σηράγγων τύπου swellex (αγκύρια SWX), ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-03-05. 2009e.

ΠΕΤΕΠ. Ολόσωμα μεταλλικά πλαίσια αρχικής υποστήριξης σηράγγων, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-01-01. 2009f.

ΠΕΤΕΠ. Δικτυωτά πλαίσια αρχικής υποστήριξης σηράγγων, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-01-02. 2009g.

ΠΕΤΕΠ. Ρυθμιζόμενα (ολισθαίνοντα) μεταλλικά πλαίσια αρχικής υποστήριξης σηράγγων, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-01-03. 2009h.

ΠΕΤΕΠ. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υπογείων έργων και σηράγγων, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-02-00. 2009i.

ΠΕΤΕΠ. Πλέγματα οπλισμού εκτοξευόμενου σκυροδέματος σηράγγων, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-08-00. 2009j.

ΠΕΤΕΠ. Δοκοί προπορείας σηράγγων βαρέως τύπου, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-05-00. 2009k.

ΠΕΤΕΠ. Δοκοί προπορείας σηράγγων ελαφρού τύπου, ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-06-00. 2009l.

Σοφιανός Α. Διάνοιξη Σηράγγων. Αθήνα: Πανεπιστημιακές Εκδόσεις ΕΜΠ; 2018a.

Σοφιανός Α. Μέτρα Στήριξης Σηράγγων. 2018b.

Σοφιανός Α. Υποστήριξη Υπογείων Έργων. Αθήνα: Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών; 2015.

Σοφιανός Α, Νομικός ΠΠ. Σημειώσεις μαθήματος “Προχωρημένη Μηχανική Πετρωμάτων.” ΔΠΜΣ “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων”; 2008.



Τζαφτάνη Φ. Τα Αίτια και ο Μηχανισμός Λειτουργίας των Κατολισθητικών Φαινομένων στις Ορεινές Λεκάνες Απορροής των Χειμαρρικών Ρευμάτων του Ελλαδικού Χώρου. Αρχές και Συστήματα Διευθέτησης. Διδακτορική Διατριβή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Σχολή Δασολογίας και Φυσικού Περιβάλλοντος, Τομέας Δασοτεχνικών και Υδρονομικών Έργων, 2013.

Τσιρογιάννη Α. Η εκσκαψιμότητα των βραχωδών σχηματισμών στα υπόγεια έργα - Εφαρμογή στις οδικές σήραγγες T1, T2, T3 (Π.Α.Θ.Ε.). Μεταπτυχιακή Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, ΔΠΜΣ “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων,” 2018.

Τσουτρέλης Χ. Εκρηκτικές Ύλες και Τεχνική των Ανατινάξεων - Τόμος 2ος: Τεχνική των Ανατινάξεων. Αθήνα: 2001.

Χανιώτης ΝΚ. Η Εκσκαψιμότητα των Βραχωδών Σχηματισμών στα Υπόγεια Έργα. Εφαρμογή στις Οδικές Σήραγγες της Παναγοπούλας. Μεταπτυχιακή Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, ΔΠΜΣ “Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων,” 2017.



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

