



ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ

ΤΖΑΛΑΜΑΡΙΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ
Πτυχιούχος Μηχανικός Μεταλλειών-Μεταλλουργός

<<ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΓΕΙΩΝ
ΕΚΣΚΑΦΩΝ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΛΙΓΝΙΤΗ ΣΤΟ ΠΡΟΣΗΛΙΟ ΚΟΖΑΝΗΣ >>

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
Στα πλαίσια του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών Γεωλογίας
«Εφαρμοσμένη και Περιβαλλοντική Γεωλογία»

ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ 2018



Επικ. Καθηγητής, Μαρίνος Βασίλειος, Επιβλέπων

Καθηγητής, Χρηστάρας Βασίλειος, Μέλος Τριμελούς Συμβουλευτικής Επιτροπής

Επικ. Καθηγητής, Μπενάρδος Ανδρέας, Μέλος Τριμελούς Συμβουλευτικής
Επιτροπής

ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ 2018

© Τζαλαμαρίας Ιωάννης 2018

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All right reserved.



<< ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΚΑΙ
ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΩΝ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΛΙΓΝΙΤΗ ΣΤΟ ΠΡΟΣΗΛΙΟ
ΚΟΖΑΝΗΣ >>

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι εκφράζουν τις επίσημες θέσεις του Α.Π.Θ.



Πρόλογος

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε στα πλαίσια της ολοκλήρωσης του Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών του τμήματος Γεωλογίας του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης, υπό τον τίτλο «Εφαρμοσμένη και Περιβαλλοντική Γεωλογία» με ειδίκευση στην Τεχνική Γεωλογία.

Για την ολοκλήρωση της εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ανδρέα Μπενάρδο, επίκουρο Καθηγητή ΕΜΠ , για την συνεχή επιστημονική του καθοδήγηση.

Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Μαρίνο Βασίλειο, επίκουρο καθηγητή Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης, για την υπομονή και το ενδιαφέρον του για την πρόοδο της παρούσας εργασίας, καθώς και για της χρήσιμες γνώσεις που μου μετέδωσε.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να εκφράσω στην οικογένεια μου για την ηθική υποστήριξη και την ενθάρρυνσή τους. Εικότερα τον αδερφό μου Μιχάλη Τζαλαμαρία, Πολιτικό Μηχανικό, για την πρακτική βοήθειά του για να έρθει εις πέρας η παρούσα εργασία, καθώς και τον πατέρα μου Γεώργιο Τζαλαμαρία, Μηχανικό Μεταλλείων-Μεταλλουργο και διευθυντή της εταιρείας ΜΕΤΕ Α.Ε. για την παροχή όλων των στοιχείων που χρειάστηκαν για την ολοκλήρωση της εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλο το κοντινό μου περιβάλλον, που ο καθένας βοήθησε ηθικά ή επιστημονικά για την επιτυχή ολοκλήρωση αυτής της εργασίας.

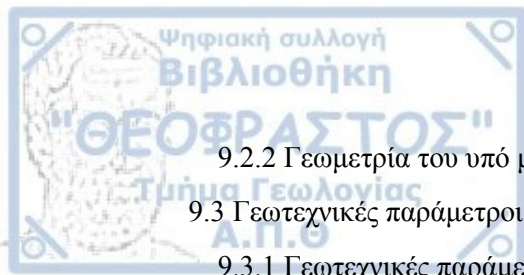


Περιεχόμενα

Ευρετήριο Εικόνων	9
Ευρετήριο Πινάκων	14
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	15
ABSTRACT	16
1. ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	17
1.1 Σκοπός διπλωματικής εργασίας	17
1.2 Μεθοδολογία που ακολουθήθηκε	18
1.3 Περιγραφή του έργου.	19
2. ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΤΗΣ ΕΥΡΥΤΕΡΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ	22
2.1 Μορφολογικές συνθήκες της περιοχής του έργου	22
2.3 Γεωλογικό υπόβαθρο Περιοχής μελέτης.	25
2.3.1 Γεωλογική εικόνα της λιγνιτοφόρου λεκάνης Προσηλίου.	27
2.4 Υδρογεωλογική συμπεριφορά γεωλογικών σχηματισμών	30
2.5 Σεισμικότητα της Ζώνης του Έργου	31
2.6 Τεκτονική της ευρύτερης περιοχής	32
2.6.1 Παλαιογεωγραφική εξέλιξη της περιοχής του έργου.	34
2.7 Υδρολογία περιοχής μελέτης	38
3 ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΕΝΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	40
3.1 Γεωλογικές συνθήκες στένης περιοχής του έργου.	40
3.1.1 Γεωλογική αξιολόγηση των ερευνητικών γεωτρήσεων.	41
3.2 Γεωλογικές τομές	47
3.3 Τεχνικογεωλογικές συνθήκες.	51
3.3.1 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής.	51
3.3.2 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών βραχομηχανικής.	53
3.3.3 Τιμή αντοχής άρρηκτου βράχου πετρώματος UCS (σ_{ci}) της μαργαϊκή βραχώμαζα.	53
3.3.4 Τιμή αντοχής άρρηκτου πετρώματος σ_{ci} της λιγνιτικής βραχώμαζας.	54
4 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ - ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ..	56
4.1 Λιγνίτης (ξύλιτης)	57
4.1.1 Τιμή βαθμονόμησης κατά GSI	58
4.1.2 Τιμή μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου πετρώματος E_i	59

4.1.3 Τιμή σταθεράς υλικού m_i	60
4.2 Μάργα Οροφής και Μάργα Δαπέδου	62
4.2.1 Τιμή βαθμονόμησης κατά GSI.	63
4.2.2 Τιμή μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου E_i	64
3.2.3 Τιμή σταθεράς υλικού m_i	65
4.4 Επιλογή του κατάλληλου κριτηρίου αστοχίας.	66
4.5 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού.....	68
4.5.1 Παράμετροι εισαγωγής στο κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown.....	68
4.5.2 Υπολογισμός των βασικών γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού με τη βοήθεια του λογισμικού RocData 5.0.	70
5 ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	75
5.1 Συντελεστής Ουδέτερων Ωθήσεων K_o	75
5.2 Περί της μεθόδου Σύγκλισης – Αποτόνωσης.....	76
4.2.1 Καμπύλες Σύγκλισης – Αποτόνωσης.....	78
5.2.2 Μέθοδος Chern.....	80
5.2.3 Μέθοδος Ισοδύναμης χαλάρωσης βραχώμαζας.....	83
5.3 Αναμενόμενες αστοχίες κατά την εξόρυξη.	84
5.3.1 Αναμενόμενος βαθμός συγκλίσεων.....	84
5.3.2 Προσδιορισμός μέτρων υποστήριξης.	88
5.4 Υπολογισμός Ισοδύναμου Κυκλικού Ανοίγματος.	89
5.4.1 Υπολογισμός συντελεστή αποτόνωσης τάσεων λ και απομειωμένου Μέτρου Ελαστικότητας E για υπερκείμενα ύψους 85 m.	91
5.4.2 Υπολογισμός συντελεστή αποτόνωσης τάσεων λ και απομειωμένου Μέτρου Ελαστικότητας E για υπερκείμενα ύψους 135 m.	92
6 ΜΕΤΡΑ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	94
6.1 Μέθοδος της υπόγειας εκμετάλλευσης και βασικοί τρόποι αστοχίας.	94
6.1.1 Μέθοδος υπόγειας εκμετάλλευσης θαλάμων και στύλων (rooms and pillars).....	94
6.1.2 Βασικοί τρόποι αστοχίας στύλων.	95
6.2 Εφαρμογή αγκυρίων.	98
6.2.1 Επιλογή του καταλληλότερου τύπου αγκυρίων.	98
6.2.2 Επιλογή του κατάλληλου μήκους και απόστασης μεταξύ των αγκυρίων.	101
6.2.3 Μηχανικές ιδιότητες των αγκυρίων	103
6.3 Εφαρμογή δομικού πλέγματος.	105
6.3.1 Επιλογή του κατάλληλου τύπου δομικού πλέγματος.	105
6.3.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του επιλεγμένου δομικού πλέγματος.	107

6.4 Εφαρμογή του εκτοξευμένο σκυρόδεμα	108
6.5.1 Μέθοδος υπολογισμού των κατάλληλων διαστάσεων λιγνιτικού στύλου.	110
6.5.2 Υπολογισμός βέλτιστου πλάτους του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου.....	112
7 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ.....	115
7.1 Περιγραφή επιλεγμένων λογισμικών προσομοίωσης.....	116
7.1.1 Λογισμικό Phase2.....	116
7.1.2 Λογισμικό RS3.....	116
7.2 Δημιουργία του αριθμητικού μοντέλου.....	116
7.2.1 Σχεδιασμός ορίων εκμετάλλευσης.	117
7.2.2 Προσομείωση εγκάρσιων στοών.....	118
7.2.3 Ορισμός υλικών και εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων	120
7.2.4 Προχώρηση και Εφαρμογή μέτρων υποστήριξης.	124
7.2.5 Παραγωγή πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων.....	125
7.2.6 Συνοριακές συνθήκες περιορισμού του μοντέλου.....	126
7.3 Δημιουργία αριθμητικού μοντέλου σε 2 διαστάσεις.	128
7.3.1 Προσομείωση των εγκάρσιων υπόγειων ανοιγμάτων.	128
7.3.2 Περιγραφή διαδικασίας για τη δημιουργία του αριθμητικού μοντέλου με τη χρήση του προγράμματος Phase2.....	129
8 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ	133
8.1 Αντοχή τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου.....	133
8.1.1 Αντοχή λιγνιτικού στύλου για υπερκείμενα πάχους 75m.	134
8.1.2 Αντοχή λιγνιτικού στύλου για υπερκείμενα πάχους 100 m.	134
8.1.3 Αντοχή λιγνιτικού στύλου για υπερκείμενα πάχους 135 m.	135
8.2 Μηχανική συμπεριφορά συστήματος υποστήριξης.	137
8.2.1 Μηχανική συμπεριφορά μέτρων υποστήριξης για υπερκείμενα ύψους 85 m.	138
8.2.2 Μηχανική συμπεριφορά μέτρων υποστήριξης για υπερκείμενα ύψους 135 m.	141
8.3 Συγκλίσεις υπόγειου ανοίγματος.....	143
8.3.1 Συγκλίσεις υπόγειου ανοίγματος για πάχος υπερκείμενων γαιών 85 m τρισδιάστατης ανάλυσης.	143
8.3.2 Συγκλίσεις υπόγειου ανοίγματος για πάχος υπερκείμενων γαιών 85 m δισδιάστατης ανάλυσης.	146
9 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ.	150
9.1 Μεθοδολογία επίλυσης.....	150
9.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά τεχνητού πρανούς.	151
9.2.1 Γενικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά των τεχνητών πρανών της εκμετάλλευσης.	151

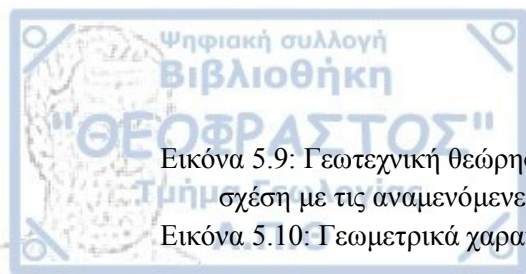


9.2.2 Γεωμετρία του υπό μελέτη τεχνητού πρανούς.	152
9.3 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού.....	153
9.3.1 Γεωτεχνικές παράμετροι λιγνίτη - ξυλίτη.	154
9.3.2 Γεωτεχνικές Ενότητες.	155
9.3.3 Γεωτεχνική τομή του πρανούς.....	156
9.4 Παραδοχές υπολογισμού.	157
9.4.1 Υπολογισμός σεισμικής δράσης.	157
9.4.2 Συντελεστής πίεσης πόρων (Ru).	158
9.5 Αναλύσεις ευστάθειας.....	158
9.5.1 Ανάλυση ευστάθειας πρανού σε στατικές συνθήκες φόρτισης.	158
9.5.2 Ανάλυση ευστάθειας πρανού σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης.....	160
10 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	162
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	165

Ευρετήριο Εικόνων

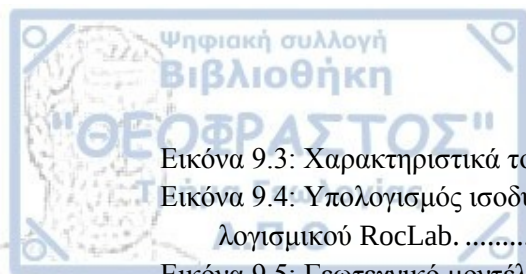
Εικόνα 1.1: Τοποθεσία του υπό μελέτη λιγνιτορυχείου Προσηλίου.....	20
Εικόνα 1.2: Τοπογραφικός χάρτης λιγνιτορυχείου Προσηλίου Κοζάνης (ο χάρτης είναι άνευ κλίμακας).....	21
Εικόνα 2.1: Γεωτεκτονικό σχήμα των Ελληνίδων ζωνών. Rh: Μάζα της Ροδόπης, Sm: Σερβομακεδονική μάζα, CR: Περιοδοπική ζώνη, [Pe: Ζώνη Παιονίας, Pa: Ζώνη Πάικου, Al: Ζώνη Αλμωπίας] = Ζώνη Αξιού, Pl: Πελαγονική ζώνη, Ac: Αττικο-Κυκλαδική ζώνη, Sp: Υποπελαγονική ζώνη, Pk: Ζώνη Παρνασσού-Γκιώνας, P: Ζώνη Πίνδου, G: Ζώνη Γαβρόβου-Τρίπολης, I: Ιόνιος ζώνη, Px: Ζώνη Παξών ή Προαπούλια, Au: Ενότητα «Ταλέα όρη - πλακώδεις ασβεστόλιθοι» πιθανόν της Ιονίου ζώνης. (Mountrakis et al. 1983).	23
Εικόνα 2.2: Απόσπασμα του Γεωλογικού Χάρτη της Ελλάδας, του Ι.Γ.Μ.Ε., κλίμακας 1:500.000, όπου η περιοχή μελέτης περικλείεται μέσα στην κόκκινη έλλειψη (το σχήμα είναι άνευ κλίμακας).	28
Εικόνα 2.3: Τομή συσχέτισης κοιτάσματος Προσηλίου διεύθυνσης ΝΑ – ΒΔ (Ι.Γ.Μ.Ε 2000)	30
Εικόνα 2.4: Αναθεωρημένος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας (ΕΑΚ 2000)	32
Εικόνα 2.5: Απλοποιημένη – σχηματική γεωλογική τομή της Βόρειας Πελαγονικής ζώνης στην οποία φαίνονται οι ενότητες Βόρα (με αντικλινική δομή) και Βέρνου (με ανεστραμμένη λεπιοειδή διάταξη). 1: μολάσσα της Μεσοελληνικής αύλακας, 2: Άνω Κρητιδικά επικλυσιογενή ιζήματα, 3: οφιόλιθοι και συνοδά ιζήματα, 4: ιζήματα Υποπελαγονικής ζώνης, 5: ανθρακικό κάλυμμα Δυτικού Πελαγονικού περιθωρίου, 6: ανθρακικό κάλυμμα Ανατολικού Πελαγονικού περιθωρίου, 7 και 8: μετακλαστικά ιζήματα Περιοτριάδικου, 9: γνευσιωμένος γρανίτης Άνω Λιθανθρακοφόρου, 10 και 11: κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο Βέρνου, 12 – 15: κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο Βόρα (σχιστόλιθοι, γνεύσιοι, οφθαλμογνεύσιοι), 16: λέπια Αλμωπίας, 17: επωθήσεις Ανωτέρου Ιουρασικού – Κάτω Κρητιδικού, 18: επωθήσεις - εφιππεύσεις Τριτογενούς, 19: επώθηση ζώνης Αλμωπίας (Mountrakis, 1983).	34
Εικόνα 2.6: Σκαρίφημα των δυο φάσεων λιγνιτογένεσης στη λεκάνη Κοζάνης – Σερβίων. (Ι.Γ.Μ.Ε. 2000).....	35
Εικόνα 2.7: Σχηματική παράσταση παλαιογραφικής εξέλιξης της λεκάνης Κοζάνης - Σερβίων κατά τις διάφορες γεωλογικές περιόδους. (Ι.Γ.Μ.Ε. 2000).....	37
Εικόνα 2.8: Μέσες μηνιαίες θερμοκρασίες του Μετεωρολογικού Καπνικού Σταθμού Κοζάνης.	38
Εικόνα 2.9: Μέσα μηνιαία ύψη βροχής του Μετεωρολογικού Καπνικού Σταθμού Κοζάνης (Χρονικό διάστημα : 1969-2000).	39
Εικόνα 3.1: Η κατανομή των δοθέντων ερευνητικών γεωτρήσεων στο χώρο του έργου και οι χάραξη των τομών που θα σχεδιαστούν (κλίμακα 1:100).	41
Εικόνα 3.2: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ19/11.	42
Εικόνα 3.3: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ11/12.	43
Εικόνα 3.4: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ16/12.	44
Εικόνα 3.5: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ17/12.	45
Εικόνα 3.6: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ1/15.	46
Εικόνα 3.7: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ2/15.	47
Εικόνα 3.8: Απεικόνιση των ομαδοποιημένων γεωλογικών στοιχείων από τις εκτελεσθείσες γεωτρήσεις κατά μήκος της τομής Α – Α'.	48
Εικόνα 3.9: Γεωλογικό μοντέλο κατά μήκος της τομής Α – Α'.	49

Εικόνα 3.10: Απεικόνιση των ομαδοποιημένων γεωλογικών στοιχείων από τις εκτελεσθείσες γεωτρήσεις κατά μήκος της τομής B – B'.....	50
Εικόνα 3.11: Γεωλογικό μοντέλο κατά μήκος της τομής B – B'	51
Εικόνα 3.12: Ιστόγραμμα εργαστηριακών δοκιμών της αντοχής της μάργας σε μονοαξονική θλίψη (σ_c).....	54
Εικόνα 3.13: : Ιστόγραμμα εργαστηριακών δοκιμών της αντοχής του λιγνίτη σε μονοαξονική θλίψη (σ_c).....	55
Εικόνα 4.1: Όψη λιγνιτικής βραχομάζας Προσηλίου.....	56
Εικόνα 4.2: Όψη συνεκτικής μάργας Προσηλίου.	57
Εικόνα 4.3: Το εύρος GSI για τη λιγνιτική βραχώμαζα μέσω διαγράμματος (Hoek and Marinos, 2000)	59
Εικόνα 4.4: Τιμή δείκτη m_i για διάφορους τύπους πετρωμάτων, συμπεριλαμβανομένου και του γαιάνθρακα (Jiayi Shen & Murat Karakuw, 2014).	61
Εικόνα 4.5: Τιμή δείκτη m_i για διάφορους τύπους πετρωμάτων - με μωβ χρώμα σημειώθηκε το εύρος τιμών του γαιάνθρακα (Hoek and Brown, 1997).....	62
Εικόνα 4.6: Το εύρος GSI για τη βραχώμαζα του μαργαϊκού ασβεστόλιθου μέσω διαγράμματος (Hoek and Marinos, 2000)	64
Εικόνα 4.7: Τιμή δείκτη m_i για διάφορα πετρώματα – με κόκκινο είναι σημειωμένο ο δείκτης m_i της μάργας- (Hoek, 2002).....	65
Εικόνα 4.8: Πίνακας προσδιορισμού της τιμής διατάραξης D λόγω των εργασιών. (Hoek, 2002).....	66
Εικόνα 4.9: Διαγραμματική ερμηνεία του κριτηρίου αστοχία Mohr – Coulomb.	67
Εικόνα 4.10: Διάγραμμα προσαρμογής γραμμικής περιβάλλουσας αστοχίας Mohr – Coulomb στην μη γραμμική περιβάλλουσα αστοχίας Hoek – Brown.	70
Εικόνα 4.11: Δεδομένα εισαγωγής και αποτελέσματα ισοδύναμων γεωτεχνικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής για την μαργαϊκή βραχώμαζα, σε πάχος υπερκειμένων $H = 80$ m (RocData 5.0)	72
Εικόνα 4.12: Δεδομένα εισαγωγής και αποτελέσματα ισοδύναμων γεωτεχνικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής της λιγνιτικής βραχώμαζας, σε πάχος υπερκειμένων $H = 80$ m (RocData 5.0)	73
Εικόνα 4.13: Μεταβολή της συνοχής της βραχώμαζας σε συνάρτηση με το βάθος.	74
Εικόνα 4.14: Μεταβολή της γωνίας εσωτερικής τριβής της βραχώμαζας σε συνάρτηση με το βάθος.	74
Εικόνα 5.1: Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης κυκλικής σήραγγας ακτίνας R. (Καββαδάς, 2004).....	77
Εικόνα 5.2: Καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης της περιβάλλουσας βραχώμαζας για υποστηριζόμενη στοά κυκλικής διατομής.	78
Εικόνα 5.3: Καμπύλη Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα. (Panet M., 1995).	79
Εικόνα 5.4: Τυπικές μορφές καμπυλών Panet κατά μήκος του άξονα της σήραγγας, για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης (N_s). (Καββαδάς, 2004).....	80
Εικόνα 5.5: Διάγραμμα κριτηρίου Mohr - Coulomb σε όρους κύριων τάσεων.	82
Εικόνα 5.6: Διάγραμμα παραμορφώσεων – λόγου σύνθλιψης και αναμενόμενα προβλήματα συγκλίσεων. (Hoek and Marinos, 2000).....	85
Εικόνα 5.7: Ρυθμός μεταβολής του λόγου σύνθλιψης σε σχέση με το ύψος των υπερκειμένων γαιών.....	86
Εικόνα 5.8: Διάγραμμα παραμορφώσεων – λόγου σύνθλιψης και αναμενόμενα προβλήματα συγκλίσεων.....	87



Εικόνα 5.9: Γεωτεχνική θεώρηση και ποιοτική επιλογή συστήματος άμεσης υποστήριξης σε σχέση με τις αναμενόμενες παραμορφώσεις (Καββαδας Μ., 2005)	89
Εικόνα 5.10: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά προτεινόμενης διατομής του υπόγειου ανοίγματος.	90
Εικόνα 6.1: Πιθανοί τρόποι αστοχίας στύλων.....	97
Εικόνα 6.2: Απεικόνιση της εξέλιξης των ρωγματώσεων και της αστοχίας σε στύλο κατασκευασμένο εντός συμπαγούς σχηματισμού.	97
Εικόνα 6.3: Διαδικασία τοποθέτησης αγκυρίου τύπου Swellex (Atlas Copco).....	100
Εικόνα 6.4: Αγκύριο Swellex εντός της διατρητικής οπής (AtlasCopco).....	100
Εικόνα 6.5: Προτεινόμενες τιμές του ESR για κάθε είδος υπόγειου έργου (Barton et al., 1994)	101
Εικόνα 6.6: Τα μήκη αγκυρίων που υπάρχουν στο εμπόριο σε αντιστοιχία με το χρώμα (Atlas Copco).	102
Εικόνα 6.7: Τεχνολογικά χαρακτηριστικά του επιλεγμένου αγκυρίου τύπου Swellex (Atlas Copco).	102
Εικόνα 6.8: Εισαγωγή των απαιτούμενων χαρακτηριστικών του επιλεγμένου τύπου αγκυρίου για την μοντελοποίηση στο λογισμικό RS3 (Rocscience).....	105
Εικόνα 6.9: Διάταξη αλυσιδωτού πλέγματος (Stillborg, 1994).....	106
Εικόνα 6.10: Διάταξη συγκολλημένου πλέγματος (Stillborg, 1994).	107
Εικόνα 6.11: Συγκολλημένο δομικό πλέγμα T ₁ 88.	107
Εικόνα 6.12: Δομικό χαλύβδινο συγκολλημένο πλέγμα (Hoek et al., 1993).	109
Εικόνα 6.13: Εκτίμηση της επιλογής του συντελεστή ασφαλείας του στύλου με βάση τα δεδομένα αστοχίας και ευστάθειας στύλων από πραγματικές περιπτώσεις (Salamon & Munro, 1967).....	112
Εικόνα 7.1: Εξωτερικό όριο, όρια εκμετάλλευσης και συνοριακές συνθήκες αλλαγής γεωλογικού σχηματισμού.	118
Εικόνα 7.2: Δημιουργία φετών (slices) κατά τη διαδικασία της μοντελοποίησης.	119
Εικόνα 7.3: Όψη 2Dκαι 3Dμετά την εισαγωγή των slices.	119
Εικόνα 7.4: Δεδομένα εισαγωγής και παράμετροι διατμητικής αντοχής για την λιγνιτική βραχώμαζα για ύψος υπερκείμενων γαιών 75 m.	120
Εικόνα 7.5: Δεδομένα εισαγωγής και παράμετροι διατμητικής αντοχής για την μαργαϊκή βραχώμαζα για ύψος υπερκείμενων γαιών 75 m.	121
Εικόνα 7.6: Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων για την λιγνιτική βραχώμαζα, για ύψος υπερκείμενων ίσο με 75 m	123
Εικόνα 7.7: Εισαγωγή του εντατικού πεδίου, με συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων $K_0 = 0,6$	123
Εικόνα 7.8: Ορισμός του βήματος προχώρησης του μετώπου του υπόγειου ανοίγματος κατά την μοντελοποίηση για υπερκείμενα ύψους 75 m.....	124
Εικόνα 7.9: Εισαγωγή μήκους αγκυρίου και προτεινόμενου καννάβου.	125
Εικόνα 7.10: Τρισδιάστατη όψη του μοντέλου μετά το πέρας όλων των φάσεων για υπερκείμενα ύψους 75m.....	125
Εικόνα 7.11: Όψη του τρισδιάστατου προσομοιώματος μετά την εισαγωγή του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων.....	126
Εικόνα 7.12: Συνοριακές συνθήκες περιορισμού του μοντέλου για τις ενδιάμεσες φέτες. ..	127
Εικόνα 7.13: Συνοριακές συνθήκες περιορισμού του μοντέλου για τις εξωτερικές φέτες. ..	127
Εικόνα 7.14:Πρώτο στάδιο μοντελοποίησης της υπόγειας εκσκαφής για υπερκείμενα ύψους 85 m (Phase2).....	130

Εικόνα 7.15: Δεύτερο στάδιο μοντελοποίησης της υπόγειας εκσκαφής για υπερκείμενα ύψους 85 m (Phase2).....	130
Εικόνα 7.16: Τρίτο στάδιο μοντελοποίησης της υπόγειας εκσκαφής για υπερκείμενα ύψους 85 m (Phase2).....	131
Εικόνα 7.17: Τέταρτο στάδιο μοντελοποίησης της υπόγειας εκσκαφής για υπερκείμενα ύψους 85 m (Phase2).....	131
Εικόνα 7.18: Όψη του αριθμητικού μοντέλου με τις συνοριακές συνθήκες σε ύψος υπερκείμενης μάργας $H = 85 \text{ m}$	132
Εικόνα 8.1: Συντελεστής Αντοχής (Strength Factor) κατά μήκος του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα 75 m ($W_p = 9\text{m}$)	134
Εικόνα 8.2: Συντελεστής Αντοχής (Strength Factor) κατά μήκος του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα 100 m ($W_p = 11\text{m}$).	135
Εικόνα 8.3: Συντελεστής Αντοχής (Strength Factor) κατά μήκος του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα 135 m ($W_p = 15 \text{ m}$).	136
Εικόνα 8.4: Μεταβολή του συντελεστή ασφάλειας σε σχέση με την αύξηση των υπερκειμένων.....	137
Εικόνα 8.5: Αστοχία αγκυρίων τύπου SwellexPm12 σε εφελκυσμό (κίτρινο χρώμα) και σε διάτμηση (γαλάζιο χρώμα).	138
Εικόνα 8.6: Εισαγωγή χαρακτηριστικών των αγκυρίων τύπου SwellexPm16.	139
Εικόνα 8.7: Αστοχίες σε εφελκυσμό των αγκυρίων τύπου Swellex Pm16.	139
Εικόνα 8.8: Εισαγωγή χαρακτηριστικών των αγκυρίων τύπου Swellex Pm24.	140
Εικόνα 8.9: Επιτυχής λειτουργία αγκυρίων τύπου Swellex Pm24, με την μέγιστη και ελάχιστη αξονική δύναμη που ασκείται σε αυτά.	141
Εικόνα 8.10: Ζώνη διαρροής της οροφής του υπόγειου ανοίγματος.	141
Εικόνα 8.11: Αστοχία των αγκυρίων σε εφελκυσμό και σε διάτμηση και αστοχία του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.....	142
Εικόνα 8.12: Μετακινήσεις στον άξονα y σε υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m (RS3).	144
Εικόνα 8.13: Μετακινήσεις στον άξονα y καταμήκος της διατομής του υπόγειου ανοίγματος για υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m.	144
Εικόνα 8.14: Οριζόντιες μετακινήσεις στον λιγνιτικό στύλο για υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m (RS3).	145
Εικόνα 8.15: Τρόπος εμφάνισης οριζόντιων μετατοπίσεων στο στύλο, με την μορφή «φουσκώματος».....	146
Εικόνα 8.16: Μετακινήσεις στον κατακόρυφο άξονα σε υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m (Phase 2).	146
Εικόνα 8.17: Οριζόντιες μετακινήσεις στον λιγνιτικό στύλο για υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m (Phase 2).....	147
Εικόνα 8.18: Μεταβολή της μετατόπισης στο μέσο της οροφής του υπόγειου ανοίγματος σε σχέση με την αύξηση των υπερκειμένων.	148
Εικόνα 8.19: Μεταβολή της μετατόπισης στο μέσο του δαπέδου του υπόγειου ανοίγματος σε σχέση με την αύξηση των υπερκειμένων.	148
Εικόνα 8.20: Μεταβολή της μετατόπισης στο μέσο της παρειάς του υπόγειου ανοίγματος σε σχέση με την αύξηση των υπερκειμένων.	149
Εικόνα 9.1: Απεικόνιση του υπό μελέτη τεχνητού πρανούς ($\Gamma - \Gamma'$) στον τοπογραφικό χάρτη της εκμετάλλευσης (κλίμακα 1:100).	150
Εικόνα 9.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του σχεδιασμού των τεχνητών πρανών της επιφανειακής εκμετάλλευσης του λιγνιτωρυχείου.	152



Εικόνα 9.3: Χαρακτηριστικά του υπό μελέτη πρανούς.....	153
Εικόνα 9.4: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων c και ϕ λιγνίτη (ξυλίτη) με τη χρήση του λογισμικού RocLab.	155
Εικόνα 9.5: Γεωτεχνικό μοντέλο κατά μήκος της τομής $\Gamma - \Gamma'$	157
Εικόνα 9.6: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανούς σε στατικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,1$).....	158
Εικόνα 9.7: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανούς σε στατικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,15$).	159
Εικόνα 9.8: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανούς σε στατικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,2$).....	159
Εικόνα 9.9: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανούς σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,1$).	160
Εικόνα 9.10: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανούς σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,15$).	161
Εικόνα 9.11: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανούς σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,2$).	161

Ευρετήριο Πινάκων

Πίνακας 3.1: Χαρακτηριστικά ερευνητικών γεωτρήσεων.	40
Πίνακας 3.2: Αποτελέσματα δοκιμών πρότυπης διείσδυσης (SPT).....	52
Πίνακας 3.3: Αποτελέσματα δοκιμών κατάταξης και φυσικών χαρακτηριστικών	52
Πίνακας 3.4: Αποτελέσματα δοκιμών τριαξονική φόρτισης CU-pp.....	52
Πίνακας 3.5: Αποτελέσματα δοκιμών άμεσης διάτμησης δειγμάτων, CU.	52
Πίνακας 3.6: Αποτελέσματα δοκιμών άμεσης διάτμησης δειγμάτων, CD.	53
Πίνακας 4.1: Σχέσεις εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας.....	57
Πίνακας 4.2: Μηχανικές παράμετροι εισαγωγής κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown.	68
Πίνακας 4.3: Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού της μάργας οροφής και δαπέδου καθώς και η μεταβολή τους ως προς το ύψος του υπερκείμενου στρώματος	71
Πίνακας 4.4: Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού του λιγνίτη καθώς και η μεταβολή τους ως προς το ύψος του υπερκείμενου στρώματος	71
Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα του υπολογισμού του λόγου σύνθλιψης σε σχέση με τα αντίστοιχα πάχη των υπερκειμένων.	85
Πίνακας 6.1: Αποτελέσματα για τον προσδιορισμό της γεωμετρίας της υπόγειας εκσκαφής σύμφωνα με τους Salomon & Munro.....	114
Πίνακας 9.1: Γεωτεχνικές παράμετροι γεωτεχνικών ενοτήτων.	156
Πίνακας 9.2: Αποτελέσματα αναλύσεων ευστάθειας του εξεταζόμενου πρανού σε στατικές συνθήκες φόρτισης.	160
Πίνακας 9.3: Αποτελέσματα αναλύσεων ευστάθειας του εξεταζόμενου πρανού σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης.	161



ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το φαινόμενο της υπόγειας εξόρυξης σε λιγνιτικά κοιτάσματα σπανίζει, λόγω των ασθενών γεωλογικών σχηματισμών που τα περιβάλλουν και καθιστούν δύσκολο τόσο το σχεδιασμό, όσο και την κατασκευή τους.

Η παρούσα εργασία επικεντρώθηκε στην γεωτεχνική ευστάθεια μιας υπόγειας εκμετάλλευσης με την μέθοδο θαλάμων και στύλων η οποία πρόκειται να συνδυαστεί με την επιφανειακή εκμετάλλευση που πραγματοποιείται εδώ και αρκετά χρόνια. Ακόμα εξετάζεται η ευστάθεια του τεχνητού πρανούς της υπαίθριας εκμετάλλευσης στο τμήμα που θα διανοιχθεί ο υπόγειος χώρος.

Πιο συγκεκριμένα αξιολογούνται οι ερευνητικές γεωτρήσεις και δημιουργούνται γεωλογικές τομές στον υπο μελέτη χώρο. Αφού αξιολογηθούν τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών, προσδιορίζεται η βέλτιστη γεωμετρία του στύλου που θα αναλάβει με επιτυχία της γεωστατικές τάσεις. Ακόμα προσδιορίζεται ποιοτικά αλλά και ποσοτικά το κατάλληλο σύστημα για την υποστήριξη των υπόγειων στοών του έργου.

Έχοντας ως βασικό στόχο την μηχανική συμπεριφορά των στοών και του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης τους, παρουσιάζονται αναλύσεις από δισδιάστατα αλλά και τρισδιάστατα αριθμητικά μοντέλα, προερχόμενα από λογισμικά επίλυσης πεπερασμένων στοιχείων της Rocscience.

Τέλος, με τη βοήθεια του λογισμικού Slide της ίδιας εταιρείας πραγματοποιείται ο έλεγχος της ευστάθειας του τεχνητού πρανούς που βρίσκεται πάνω από το μέτωπο εργασιών της υπόγειας εξόρυξης.



ABSTRACT

The phenomenon of underground mining in lignite deposits is rare due to the weak geological formations that surround them and make both design and construction difficult.

This thesis has focused on the geotechnical stability of an underground exploitation using the rooms and pillars method, which is to be combined with the surface exploitation that has been taking place for several years. In addition, the stability of the artificial slopes of open-air exploitation is examined in the section which will be excavated.

In particular, exploratory drillings are evaluated and geological segments are created in the field being studied. After the results of the laboratory tests have been evaluated, the optimal geometry of the pole will be determined which will successfully undertake geostationary trends. Furthermore, the appropriate system for the support of the underground galleries of the project is defined qualitatively and quantitatively.

Having as their main purpose the mechanical behavior of the galleries and their proposed support system, analyses are presented from two-dimensional and three-dimensional numerical models, which derived from Rocscience finite element solver software.

Finally, with the help of the software of Slide of the same company, the control of the stability of the artificial slopes above the front of the underground mining is carried out.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

1.1 Σκοπός διπλωματικής εργασίας.

Ο σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση της γεωτενικής ευστάθειας της υπόγειας και επιφανειακής εκμετάλλευσης του λιγνιτικού κοιτάσματος στην περιοχή του Προσηλίου Κοζάνης.

Η μέθοδος της υπόγειας εκμετάλλευσης που έχει επηλεχθεί είναι αυτή των θαλάμων και στύλων, με τετραγωνικούς στύλους. Επομένως εκτός από το σύστημα υποστήριξης των υπόγειων ανοιγμάτων, σημαντικό ρόλο στην υπόγεια ευστάθεια έχει ο τετραγωνικός στύλος που θα πρέπει να δέχεται με επιτυχία όλα τα φορτία που θα του οριστούν από τα υπερκείμενα. Οπότε καθοριστικής σημασίας ζητούμενο είναι η επιλογή του βέλτιστου πλάτους του τετραγωνικού στύλου που θα σχηματιστεί κατά την εκσκαφή, το οποίο θα συνδυάζει την ευστάθεια του υπόγειου χώρου με τη μέγιστη δυνατή απόλιψη λιγνιτικού κοιτάσματος.

Η υπόγεια εκσκαφή που θα εξετασθεί είναι μεταλλευτική, επομένως η διάρκεια ζωής του υπόγειου έργου θα είναι περιορισμένη. Αυτή θα καθοριστεί από το διάστημα που θα χρειαστεί για την εξόριξη του χρήσιμου και οικονομικά εκμεταλλεύσιμου υλικού (λιγνίτη). Για τον λόγο αυτό ο σχεδιασμός του συστήματος υποστήριξης θα πρέπει να εξασφαλίζει την μέγιστη δυνατή ασφάλεια των υπόγειων ανοιγμάτων, για την πραγματοποίηση των εργασιών εξόριξης, σε συνδυασμό με το χαμηλότερο δυνατό κόστος, εξαιτίας της αγοραστικής αξίας του εκμεταλλεύσιμου υλικού.

Οι αναλύσεις ευστάθειας για την υπόγεια εκμετάλλευση θα πραγματοποιηθούν με την βοήθεια της αριθμητικής μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων σε τρεις αλλά και δύο διαστάσεις στο χώρο (2D & 3D Numerical Analyses) για να εξαχθούν όσο το δυνατό ακριβέστερα αποτελέσματα.

Τέλος, θα εξετασθεί η ευστάθεια της υπαίθρειας εκσκαφής. Ιδιαίτερης σημασίας είναι η ευστάθεια του πρανούς που σχηματίζεται και δημιουργεί το μέτωπο προσβολής της υπόγειας εκμετάλλευσης. Τα υλικά που συναντώνται παρουσιάζουν περισσότερο εδαφική από βραχώδη συμπεριφορά. Για τον λόγο αυτό, οι συνθήκες ολικής ευστάθειας εξετάστηκαν με σειρά επιλύσεων, όπου πραγματοποιήθηκε έλεγχος ευστάθειας σε στατικές αλλά και δυναμικές συνθήκες, με το λογισμικό Slide της

Rocscience, το οποίο χρησιμοποιεί τη μέθοδο οριακής ισορροπίας ροπών και δυνάμεων για την εκτίμηση της ευστάθειας.

1.2 Μεθοδολογία που ακολουθήθηκε.

Σε αυτήν την ενότητα θα παρουσιαστούν όλα τα βήματα που πραγματοποιήθηκαν με σκοπό τον ορθότερο προσδιορισμό του προβλήματος και την ορθότερη επίλυση του σχετικά με την γεωτεχνική ευστάθεια της υπαίθριας και της υπόγειας εκμετάλλευσης, καθώς και τα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν.

Αρχικά, δίνοντας βάση στη Διεθνή Βιβλιογραφία αλλά και στο φύλλο χάρτη του I.G.M.E , αντλήθηκαν γενικά στοιχεία σχετικά με τη γεωλογία, την κοιτασματολογία, την τεκτονική και την υδρολογία της ευρύτερης περιοχής.

Στη συνέχεια προσδιορίστηκαν οι γεωλογικές και τεχνικογεωλογικές συνθήκες της στενής περιοχής του έργου. Όσον αφορά της γεωλογικές συνθήκες, αφού χρησιμοποιήθηκαν δεδομένα από έξι ερευνητικές γεωτρήσεις, τα μητρώα των οποίων έγιναν γνωστά από την ΜΕ.ΤΕ Α.Ε., σχεδιάστηκαν και παρουσιάζονται γεωλογικές τομές από τις οποίες γίνεται γνωστή η γεωμετρία των γεωλογικών στρωμάτων στην περιοχή του έργου. Ενώ για τα τεχνικογεωλογικά χαρακτηριστικά από τα οποία θα προκύψουν τα δεδομένα εισαγωγής για την ανεύρεση των παραμέτρων σχεδιασμού χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής και βραχομηχανικής σε μία από τις έξι παραπάνω γεωτρήσεις καθώς και δεδομένα από τη Διεθνή βιβλιογραφία.

Στο επόμενο βήμα της παούσας εργασίας επιλέχθηκε το καταλληλότερο κριτήριο αστοχίας, ενώ με τη βοήθεια του λογισμικού RocData της Rocscience υπολογίστηκαν οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού της περιβάλλουσας βραχώμαζας.

Στο 5^ο κεφάλαιο της εργασίας παρουσιάζεται η μέθοδος της Σύγκλισης – Αποτόνωσης στην οποία θα βασιστούν οι υπολογισμοί για την προσομοίωση και τις αριθμητικές αναλύσεις που θα ακολουθήσουν. Ακόμα, υπολογίστηκαν οι αναμενόμενες συγκλίσεις και ο συντελεστής αποτόνωσης.

Στο επόμενο κεφάλαιο προτείνεται το σύστημα υποστήριξης των υπόγειων ανοιγμάτων, καθώς υπολογίζεται και το βέλτιστο πλάτος του εκάστοτε τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου που θα μείνει για να αναλάβει τα φορτία των υπερκειμένων, κατά την εξόρυξη.

Στην 7^η ενότητα προσομοιώνεται η υπόγεια εκμετάλλευση σε δύο και τρεις διαστάσεις, με τη βοήθεια των λογισμικών επίλυσης πεπερασμένων στοιχείων Phase2 και Rs3 της Rocscience αντίστοιχα.

Στην 8^η ενότητα παρουσιάζονται οι αριθμητικές αναλύσεις των μοντέλων που έχουν δημιουργηθεί. Ελέγχεται η γεωτεχνική ευστάθεια του υπόγειου χώρου συνυπολογίζοντας την αντοχή των λιγνιτικών στύλων, την μηχανική συμπεριφορά του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης και τις μετακινήσεις στις παρειές, την οροφή και το δάπεδο των θαλάμων.

Στο 9^ο κεφάλαιο της εργασίας ελέγχεται η ευστάθεια των πρανών της επιφανειακής εκμετάλλευσης. Αυτό επιτυγχάνεται με την χρήση του λογισμικού Slide της Rocscience, το οποίο χρησιμοποιεί τη μέθοδο οριακής ισορροπίας ροπών και δυνάμεων για την εκτίμηση της ευστάθειας. Στην ενότητα ορίζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τεχνητού πρανούς, ενώ υπολογίζονται οι γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού και στη συνέχεια σχεδιάζεται η γεωτεχνική τομή στην οποία βασίστηκε το αριθμητικό μοντέλο. Τέλος παρουσιάζονται οι αναλύσεις ευστάθειας του πρανούς σε στατικές αλλά και δυναμικές συνθήκες φόρτισης.

Στο 10^ο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται όλα τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από την διπλωματική εργασία σχετικά με την γεωτεχνική ευστάθεια της υπόγειας και της υπαίθρια εκμετάλλευσης του λιγνιτωρυχείου Προσηλίου Κοζάνης.

1.3 Περιγραφή του έργου.

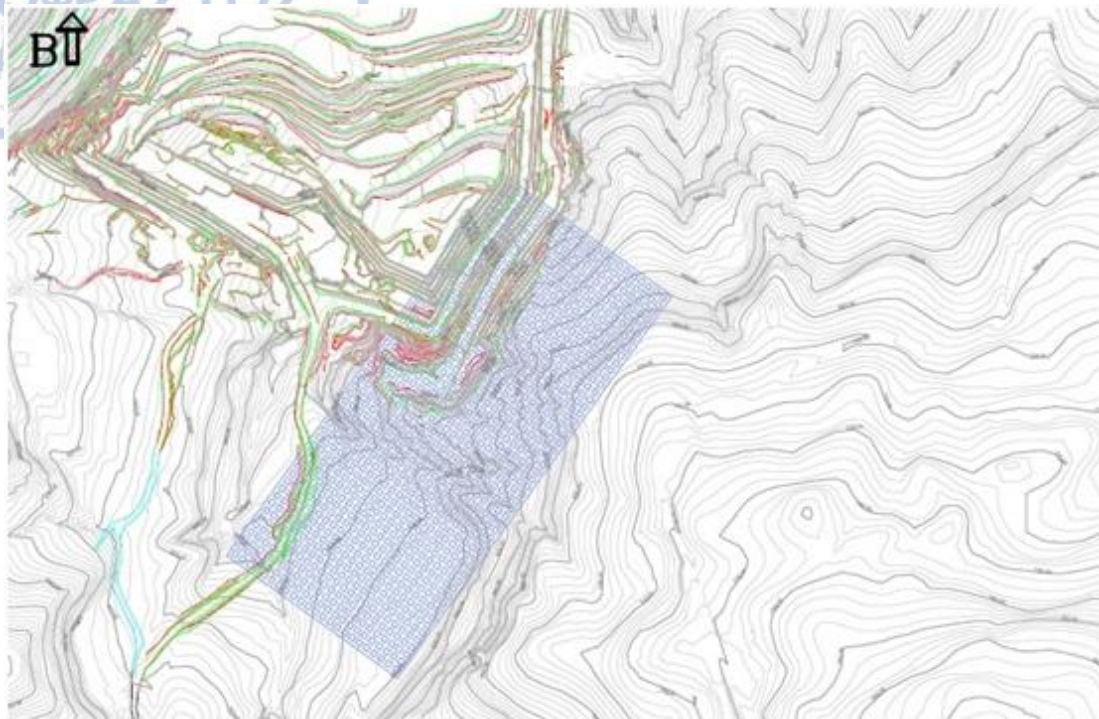
Στο λιγνιτωρυχείο Προσηλίου Κοζάνης πραγματοποιείται εκμετάλλευση λιγνιτικού κοιτάσματος, έκτασης 2.263.198 m². Η αρχική μέθοδος εκμετάλλευσης ήταν μέχρι πρόσφατα αυτή της επιφανειακής εκμετάλλευσης με διαδοχικές βαθμίδες (open pit mining) και γενική κατεύθυνση εκμετάλλευσης από Βορρά (B) προς Νότο (N). Βάσει των διαθέσιμων στοιχείων για τον χώρο επέμβασης αλλά και από τα αποτελέσματα της μέχρι σήμερα εκμετάλλευσης, προκύπτει ότι το λιγνιτικό κοιτάσμα επεκτείνεται προς τα Ανατολικά και Νότια, με μειούμενο ωστόσο πάχος του κοιτάσματος και ταυτόχρονα αυξανόμενο το πάχος των υπερκειμένων στείρων λόγω του αναγλύφου της περιοχής. Για τη μέγιστη δυνατή απόληψη του λιγνιτικού κοιτάσματος, κρίνεται

αναγκαίο να ακολουθηθούν δύο διαφορετικές μέθοδοι εκμετάλλευσης στον χώρο επέμβασης και πιο συγκεκριμένα:

- Η επιφανειακή εκμετάλλευση θα συνεχισθεί με διαδοχικές βαθμίδες και με κατεύθυνση προχώρησης της εκμετάλλευσης από Βορρά (B) προς Νότο (N), και
- Η υπόγεια εκμετάλλευση θα εφαρμοσθεί συμπληρωματικά στην επιφανειακή εκμετάλλευση, με την κλασική μέθοδο θαλάμων και στύλων (rooms and pillars) στα ανατολικά του χώρου επέμβασης. Σε αυτή τη θέση το πάχος των υπερκειμένων είναι πολύ μεγάλο με αποτέλεσμα να καθίσταται οικονομικά ασύμφορη η απομάκρυνσή τους για την αποκάλυψη του λιγνιτικού κοιτάσματος.



Εικόνα 1.1: Τοποθεσία του υπό μελέτη λιγνιτορυχείου Προσηλίου.



Εικόνα 1.2: Τοπογραφικός χάρτης λιγνιτωρυχείου Προσηλίου Κοζάνης (ο χάρτης είναι άνευ κλίμακας).

2. ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΤΗΣ ΕΥΡΥΤΕΡΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

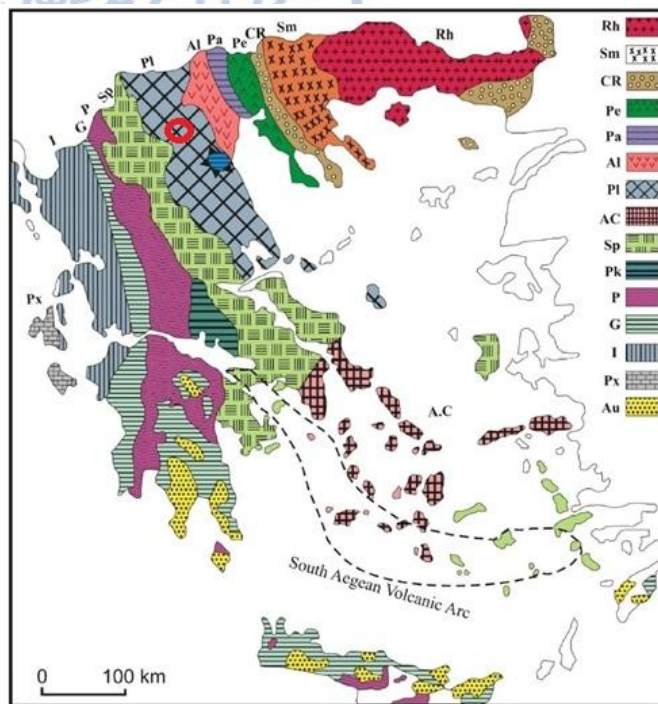
2.1 Μορφολογικές συνθήκες της περιοχής του έργου

Το λιγνιτωρυχείο Προσηλίου αναπτύσσεται σε ημιορεινό – ορεινό ανάγλυφο, με μέτριες έως τοπικά έντονες κλίσεις των φυσικών αντερείσμάτων εντός της έκτασης του ορυχείου και έντονες έως τοπικά πολύ έντονες κλίσεις στα περιμετρικά αντερείσματα της λεκάνης. Η ζώνη κατάληψης του ορυχείου περιλαμβάνει κατά βάση καλλιεργήσιμες εκτάσεις και χέρσες εκτάσεις χαμηλής βλάστησης. Στα περιμετρικά όρια του ορυχείου καταλήγει περιορισμένος αριθμός μισγαγγειών, εποχικής ροής, οι οποίες τροφοδοτούν το κεντρικό ρέμα της λεκάνης του ορυχείου, το οποίο παρουσιάζει σχετικά μόνιμη ροή, η οποία ρυθμίζεται με την κατασκευή μικρών φραγμάτων, ανάντη της προοδευτικά διαμορφούμενης λεκάνης υπαίθριας εκμετάλλευσης.

Γεωτεκτονικά, η περιοχή μελέτης τοποθετείται στον ευρύτερο χώρο της Πελαγονικής ζώνης, η οποία εμφανίζεται ως μια επιμήκης ζώνη, ΒΒΔ - ΝΝΑ διεύθυνσης, που αρχίζει από την περιοχή των Σκοπίων και διαμέσου των ορεινών συγκροτημάτων Βόρα, Βαρνούντα, Βέρνου, Άσκιου, Πιερίων, Πηλίου και Ανατολ. Όθρυς φτάνει μέχρι τη Β. Εύβοια και τα νησιά Σκιάθο και Σκόπελο.

2.2 Γεωλογία ευρύτερης περιοχής

Η Πελαγονική ζώνη συγκροτείται από το κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο, τους γνευσιωμένους γρανίτες, τα ημιμεταμορφωμένα Περμο-Τριαδικά πετρώματα, τα δύο ανθρακικά καλύμματα Τριαδικού-Ιουρασικού, τους οφιόλιθους και τα Ανωκρητιδικά επικλυσιογενή ιζήματα, τα οποία περιγράφονται στη συνέχεια αναλυτικά από τα παλαιότερα προς τα νεότερα.



Εικόνα 2.1: Γεωτεκτονικό σχήμα των Ελληνίδων ζωνών. Rh: Μάζα της Ροδόπης, Sm: Σερβομακεδονική μάζα, CR: Περιροδοπική ζώνη, [Pe: Ζώνη Παιονίας, Pa: Ζώνη Πάικου, Al: Ζώνη Αλμωπίας] = Ζώνη Αξιού, Pl: Πελαγονική ζώνη, Ac: Αττικο-Κυκλαδική ζώνη, Sp: Υποπελαγονική ζώνη, Pk: Ζώνη Παρνασσού-Γκιώνας, P: Ζώνη Πίνδου, G: Ζώνη Γαβρόβου-Τρίπολης, I: Ιόνιος ζώνη, Px: Ζώνη Παξών ή Προαπούλια, Au: Ενότητα «Ταλέα όρη - πλακώδεις ασβεστόλιθου» πιθανόν της Ιονίου ζώνης. (Mountrakis et al. 1983).

Κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο

Τα κρυσταλλοσχιστώδη πετρώματα του υποβάθρου έχουν πολύ μεγάλη εξάπλωση στο χώρο της Πελαγονικής και αποτελούν το κύριο δομικό στοιχείο της ζώνης. Το κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο δεν είναι ομογενές, αλλά αποτελείται από πολλές ενότητες πετρωμάτων, που συνιστούν αλληπάλληλα τεκτονικά λέπια.

Κάθε μια από τις παραπάνω ενότητες του κρυσταλλοσχιστώδους υποβάθρου αποτελείται από τους βαθύτερους ορίζοντες προς τους ανώτερους από:

- γνεύσιους βιοτιτικούς οφθαλμοειδείς ορθο-προέλευσης
- γνεύσιους ταινιωτούς, μοσχοβιτικούς πάρα-προέλευσης
- αμφιβολίτες και αμφιβολιτικούς-βιοτιτικούς σχιστόλιθους
- γρανατούχους διμαρμαρυγιακούς σχιστόλιθους
- εναλλαγές αμφιβολιτικών σχιστολίθων, μαρμαρυγιακών σχιστολίθων, επιδοιτικών



- σχιστολίθων με παρεμβολές απλιτογενευσίων.

Γνευσιομένοι γρανίτες του Άνω Λιθανθρακοφόρου

Μέσα στα κρυσταλλοσχιστώδη πετρώματα του υποβάθρου σε όλη την έκταση της Πελαγονικής παρατηρούνται μεγάλοι γρανιτικοί όγκοι. Οι γρανίτες αυτοί είναι μαγματικές διεισδύσεις μέσα στο υπόβαθρο και έχουν προκαλέσει φαινόμενα μεταμόρφωσης επαφής στα κρυσταλλοσχιστώδη πετρώματα.

Περμοτριάδικές μετακλαστικές ακολουθίες

Πάνω στο κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο και στους γρανιτικούς όγκους του Άνω Λιθανθρακοφόρου αποτέθηκε μια κλαστική ιζηματογενής σειρά πάχους περίπου 200m μέσα στην οποία παρεμβάλλονται ορισμένα ηφαιστειακά υλικά, όξινες λάβες και τόφοι. Τα ιζήματα αυτά αποτέθηκαν στο Πέρμιο και Κάτω Τριαδικό και στη συνέχεια μαζί με τα ηφαιστειακά υλικά μεταμορφώθηκαν στη διάρκεια του Ανώτερου Ιουρασικού - Κάτω Κρητιδικού σε συνθήκες χαμηλής πραιοσχοιστολιθικής μεταμόρφωσης.

Ανθρακικά καλύμματα Τριαδικού - Ιουρασικού

Η κύρια Αλπική ιζηματογένεση της Πελαγονικής ζώνης ήταν νηριτική, ανθρακική στη διάρκεια του Τριαδικού - Ιουρασικού και τα πετρώματά της καλύπτan μεγάλες εκτάσεις της ζώνης. Το σύνολο των ανθρακικών αυτών ιζημάτων ονομάζεται ανθρακικό κάλυμμα της Πελαγονικής και διαχωρίζεται στο δυτικό και το ανατολικό ανθρακικό κάλυμμα.

Οφιόλιθοι και συνοδά ιζήματα

Σημαντικές οφιολιθικές μάζες παρατηρούνται στην Πελαγονική, τοποθετημένες κυρίως στα δύο περιθώρια της ζώνης, ενώ μερικές μικρές εμφανίσεις βρίσκονται διάσπαρτες και στο εσωτερικό της. Οι οφιόλιθοι της Πελαγονικής είναι αλλόχθονοι και προέρχονται από τις δύο ωκεάνιες περιοχές των ζωνών Αξιού και Υποπελαγονικής που βρίσκονταν εκατέρωθεν της Πελαγονικής. Από τις δύο αυτές περιοχές οι οφιόλιθοι, μαζί με τα συνοδά ιζήματα επωθήθηκαν πάνω στα Τριαδικοϊουρασικά ανθρακικά καλύμματα των δύο Πελαγονικών περιθωρίων.

Επικλυσιογενή ιζήματα Μέσου - Άνω Κρητιδικού

Τα ιζήματα αυτά αποτέθηκαν με την επίκλυση της θάλασσας κατά το Μέσο - Άνω Κρητιδικό και βρίσκονται τοποθετημένα με ασυμφωνία πάνω στα προϋπάρχοντα ανθρακικά πετρώματα που εν τω μεταξύ είχαν πτυχωθεί στην ορογενετική περίοδο, είτε ακόμη τοποθετούνται με επικλυσιογενή ασυμφωνία πάνω στους οφιολίθους και τα συνοδά τους ιζήματα. Η στρωματογραφική διάρθρωση του Μέσο – Άνω Κρητιδικού από κάτω προς τα πάνω έχει ως εξής: κροκαλοπαγή, μικρολατυποπαγή και μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι, μικρολατυποπαγείς ασβεστόλιθοι, συμπαγής ασβεστόλιθος με απολιθώματα και τέλος, φλύσχη.

2.3 Γεωλογικό υπόβαθρο Περιοχής μελέτης.

Γεωλογικά, η περιοχή Κοζάνης Σερβίων, αποτελεί το Νοτιότερο τμήμα του ευρύτερου τεκτονικού βυθίσματος Φλώρινας - Πτολεμαΐδας - Κοζάνης.

Η λεκάνη Κοζάνης - Σερβίων είναι αρκετά εκτεταμένη, αρχίζει από το διάυλο της Κοζάνης μέχρι τα Καμβούνια όρη και έχει πληρωθεί από ιζήματα του Νεογενούς και Τεταρτογενούς.

Τα περιθώρια της λεκάνης αποτελούνται από Τριαδικό - Ιουρασικούς κρυσταλλικούς ασβεστόλιθους με παρεμβολές φακοειδών ενστρώσεων φυλλιτών, που εμφανίζονται στο έξαρμα της Κοζάνης καθώς και στα δυτικά περιθώρια. Οφειολιθικά πετρώματα γύρω από την πόλη της Κοζάνης, στα Δυτικά περιθώρια της λεκάνης και στα Νότια περιθώρια αυτής. Είναι υποθαλάσσιες εκχύσεις Ιουρασικής ηλικίας. Μία Ανωκρητιδική σειρά εμφανίζεται στα Βορειοδυτικά και Δυτικά περιθώρια, καθώς και σε μερικές θέσεις εντός της λεκάνης, η οποία αποτελείται από το κροκαλοπαγές επικλύσεως, το σύστημα των φλυσχοειδών πετρωμάτων και τον φλύσχη του Μαιστρίχτιου. Τέλος, Ανατολικά και Νότια παρατηρούνται σχηματισμοί του κρυσταλλοσχιστώδους υποβάθρου της Πελαγονικής μάζας, Παλαιοζωικής ηλικίας, οι οποίοι συνίστανται κυρίως από γνεύσιους και σχιστόλιθους.

Μετά τη δημιουργία της, η λεκάνη κατακλύσθηκε από νερά εντός των οποίων άρχισε η απόθεση ιζημάτων. Το πάχος των τελευταίων αυξανόταν συνεχώς διότι αφενός μεν υποχωρούσε ο πυθμένας, αφετέρου δε η συνεχιζόμενη εισροή υδάτων κρατούσε ψηλά τη στάθμη του νερού. Με τον τρόπο αυτό αποτέθηκαν τα υποκείμενα ιζήματα της πρώτης λιγνιτοφόρας σειράς.

Στην περιοχή απαντώνται δύο φάσεις λιγνιτογένεσης. Αυτή που εντοπίζεται στους Μειοκαινικούς σχηματισμούς και φιλοξενεί το λιγνίτη “ξυλώδους” τύπου και αυτή που εντοπίζεται στους Πλειοκαινικούς σχηματισμούς και φιλοξενεί το “γαιώδη” λιγνίτη - τύπου Πτολεμαΐδας. Έτσι το Νεογενές μπορεί να διαχωριστεί, από τα παλαιότερα προς τα νεώτερα, σε δύο σειρές: την Κατώτερη και την Ανώτερη Νεογενή Σειρά.

Στην Κατώτερη Νεογενή Σειρά φιλοξενείται ο λιγνίτης ξυλώδους τύπου. Επιφανειακά, απαντάται κυρίως στο Νοτιοανατολικό τμήμα της λεκάνης και συγκεκριμένα στις περιοχές Λάβας και Προσηλίου. Από τα αποτελέσματα γεωτρήσεων φαίνεται ότι οι σχηματισμοί της Κατώτερης Νεογενούς Σειράς απαντώνται στο απομονωμένο τμήμα της λεκάνης, στην περιοχή Ελάτης - Τρανόβαλτου, καθώς επίσης και στους βαθύτερους ορίζοντες στο νότιο τμήμα της λεκάνης Κοζάνης - Σερβίων. Οι σχηματισμοί που περικλείουν τη λιγνιτοφορία αυτή, δηλώνουν ένα περιβάλλον ποτάμιο - ποταμολιμναίο. Από τη μελέτη των υπαίθριων εμφανίσεων αυτών των σχηματισμών και κυρίως τις εμφανίσεις του “ξυλώδους” λιγνίτη, προκύπτει το συμπέρασμα ότι, ο κύριος όγκος της λιγνιτογένεσης εντοπίζεται στο Νότιο - Νοτιοανατολικό τμήμα της λεκάνης. Οι σχηματισμοί αυτοί είναι ομόλογοι των αντίστοιχων σχηματισμών των λεκανών Πτολεμαΐδας - Αμυνταίου (Κομνηνά κ.α.) και της Φλώρινας (Ανατολικά περιθώρια), όπου η ηλικία τους προσδιορίστηκε στο Ανώτερο Μειόκαινο - Κατώτερο Πλειόκαινο.

Οι σχηματισμοί της Ανώτερης Νεογενούς Σειράς καλύπτουν το μεγαλύτερο τμήμα της λεκάνης Κοζάνης - Σερβίων. Μετά την απόθεση των σχηματισμών της Κατώτερης Νεογενούς Σειράς και την αλλαγή του περιβάλλοντος, η οποία έγινε μετά την απόθεση της λιγνιτοφόρας στιβάδας που φιλοξενεί τον “ξυλώδη” λιγνίτη, συνεχίζεται η απόθεση των ιζημάτων της Ανώτερης Νεογενούς Σειράς. Τα ιζήματα της Σειράς αυτής συνίστανται κυρίως από λιμναίους λιμνοτελματικούς σχηματισμούς και είναι ιλύες, μάργες, μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι, ενστρώσεις αργίλων, άμμων και στρωμάτων λιγνίτη “γαιώδους” τύπου. Ο λιγνίτης αυτός, λόγω των συνθηκών που επικρατούσαν, απετέθη σ’ ένα λιμνοτελματικό περιβάλλον. Αυτό φαίνεται και από τα ιζήματα των ενδιάμεσων στειρών της λιγνιτοφόρου στιβάδας, που είναι κυρίως μάργες και από την υφή και τύπο του λιγνίτη ο οποίος συνίσταται από χαμηλή βλάστηση (ποώδη φυτά κ.ά.).

Η λιγνιτοφορία αυτή έχει τη μεγαλύτερη εξάπλωση στη λεκάνη Κοζάνης - Σερβίων. Επιφανειακά προσδιορίστηκε σε χαραδρώσεις της περιοχής Πετρανών, στην ευρύτερη περιοχή Προσηλίου - Τριγωνικού και στην περιοχή Τρανόβαλτου - Ελάτης.

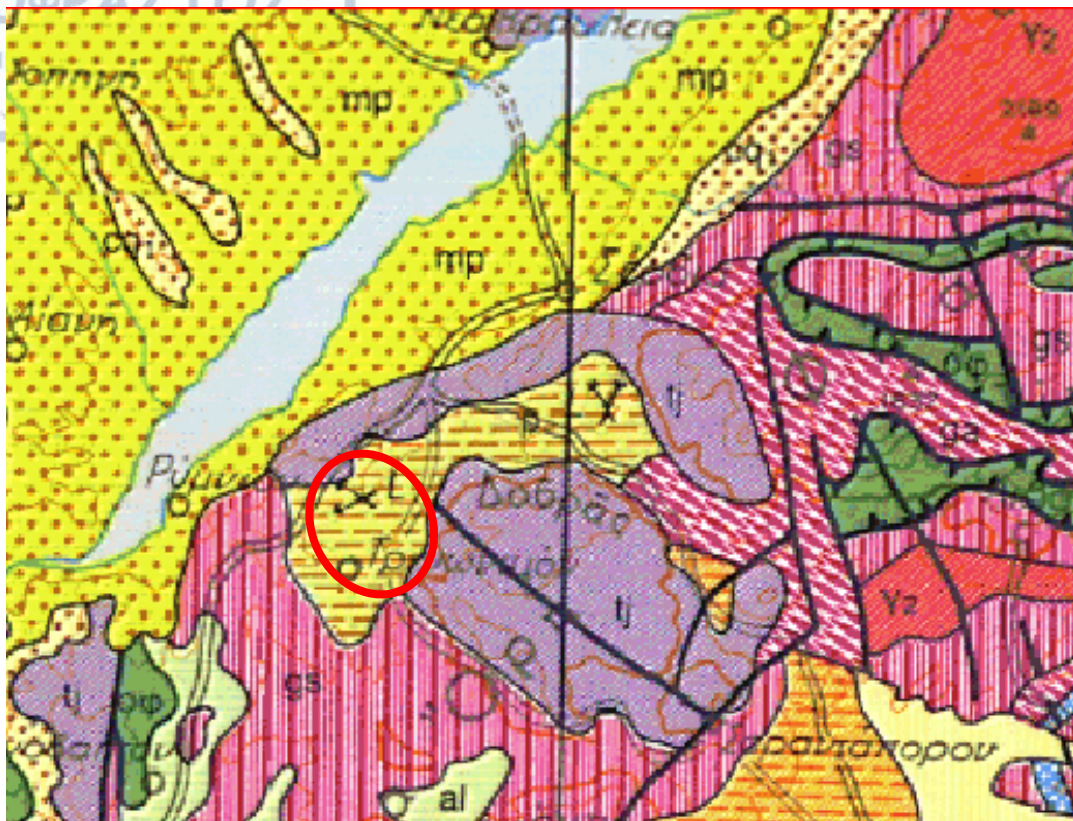
Τέλος, μετά το πέρας του Πλειόκαινου ακολούθησε η έναρξη των παγετωδών περιόδων και η αλλαγή αυτή των κλιματικών συνθηκών σηματοδότησε το τέλος της λιγνιτογένεσης. Της δεύτερης λιγνιτοφόρου σειράς, επίκειται σε συμφωνία, η σειρά των πρασινότεφων αργιλομαργαϊκών αποθέσεων, η οποία αποτελείται από εναλλαγές αμμούχων αργίλων, αργιλούχων μαργών και άμμων. Ακολουθεί ασύμφωνα, η ποταμολιμναία φάση των κιτρινόφαιων αμμωδών αποθέσεων, η οποία αποτελείται από ασβεστούχους άμμους με ενστρώσεις αργίλων και αμμούχων μαργών. Επίσης, συχνή είναι η παρουσία σκληρών φακοειδών ενστρώσεων, οι οποίες συνίστανται από ψαμμίτες, ψηφιδοπαγή, μικροκροκαλοπαγή και μαργαϊκούς ασβεστόλιθους. Στη συνέχεια, ακολουθούν τα Τεταρτογενούς ηλικίας χειμαρρολιμναία ιζήματα, τα οποία συνιστούν τη σειρά ερυθρόφαιων αργίλων και κροκαλοπαγών και επιστέγασμα αυτής της σειράς αποτελούν τα πλευρικά κορήματα και οι ριπιδοειδείς κώνοι χειμάρριων αποθέσεων, οι οποίοι αποτελούνται από κροκαλοπαγή με κροκάλες και λατύπες.

2.3.1 Γεωλογική εικόνα της λιγνιτοφόρου λεκάνης Προσηλίου.

Στη λεκάνη Προσηλίου η λιγνιτοφορία αναπτύσσεται στο εσωτερικό της επιμήκους νεογενούς λεκάνης που διαμορφώνεται με άξονα ΒΑ-ΝΔ κατεύθυνσης.

Το αλπικό υπόβαθρο της περιοχής δομείται από τους ασβεστόλιθους του Κατώτερου Τριαδικού - Ιουρασικού και από σχιστόλιθους του Κρυσταλλοσχιστώδους υποβάθρου.

Οι σχηματισμοί που συναντώνται στην ευρύτερη περιοχή μελέτης, σύμφωνα με το απόσπασμα του Γεωλογικού Χάρτη της Ελλάδας του Ι.Γ.Μ.Ε., κλίμακας 1:500.000 (εικόνα 2.2), περιγράφονται αναλυτικά από τους νεότερους προς τους παλαιότερους.



Εικόνα 2.2: Απόσπασμα του Γεωλογικού Χάρτη της Ελλάδας, του Ι.Γ.Μ.Ε., κλίμακας 1:500.000, όπου η περιοχή μελέτης περικλείεται μέσα στην κόκκινη έλλειψη (το σχήμα είναι άνευ κλίμακας).

Σχηματισμοί του Νεογενούς ή Τεταρτογενούς

- **Λιμναίες και χερσαίες αποθέσεις (cqf)**, ηλικίας Πλειστοκαίνου, οι οποίες συνίστανται κυρίως από αργίλους, πηλούς, άμμους, κροκαλοπαγή και κοκκινοχώματα.
- **Λιμναίες αποθέσεις (p)**, ηλικίας Πλειοκαίνου, οι οποίες αποτελούνται από κροκαλοπαγή, άμμους, αργίλους, μάργες, μαργαϊκούς ασβεστόλιθους, επίσης υπάρχουν στρώματα λιγνίτη.
- **Λιμναίες και χερσαίες αποθέσεις (mp)**, ηλικίας Ανώτερου Μειοκαίνου - Πλειοκαίνου, οι οποίες συνίστανται κυρίως από κροκαλοπαγή, άμμους, μάργες, κοκκινοχώματα, μαργαϊκούς ασβεστόλιθους, ενίοτε και λιγνίτες.
- **Λιμναίες αποθέσεις (ng)**, ηλικίας Νεογενούς, αποτελούμενες από κροκαλοπαγή, ψαμμίτες, μάργες, αργίλους και μερικές φορές με στρώματα λιγνίτη.

Πελαγονικό κάλυμμα



- **Ασβεστόλιθοι (tj)**, ηλικίας Κάτω Ιουρασικού ή Ιουρασικού. Εντοπίζονται επίσης και δολομίτες.

Μεταμορφωμένα Πετρώματα

- **Γνεύσιοι (gs)**, ηλικίας Παλαιοζωικού – Τριαδικού, συναντώνται γνεύσιοι, οφθαλμογένευσιοι, σχιστόλιθοι και αμφιβολίτες.
- **Αμφιβολίτες και Γνεύσιοι (ga)**, ηλικίας Μεσοζωικού.

Πυριγενή Πετρώματα

- **Γρανίτες, Γρανοδιορίτες, Μονζονίτες (γ2)**, ηλικίας Μεσοζωικού.
- **Οφιόλιθοι (οφ)**.

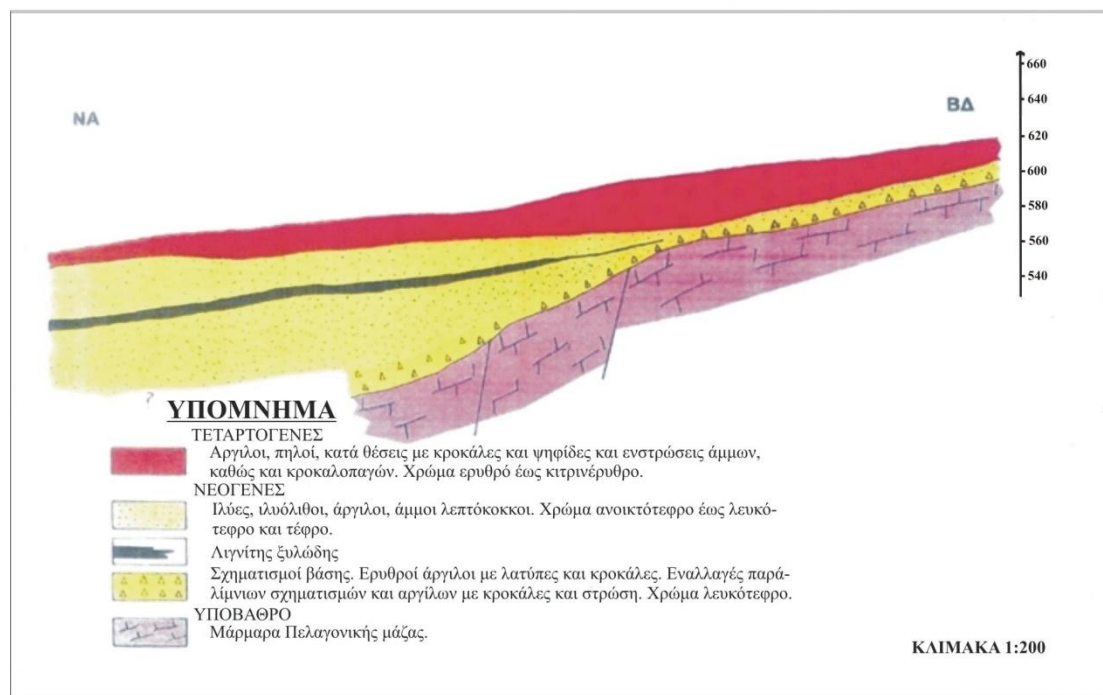
Οι γεωλογικοί σχηματισμοί στην υπό μελέτη περιοχή, σύμφωνα με το γεωλογικό χάρτη του Ι.Γ.Μ.Ε., κλίμακας 1:500.000, είναι οι λιμναίες αποθέσεις με στρώματα λιγνίτη, ηλικίας Πλειοκαίνου και κατά τόπους οι ασβεστόλιθοι.

Στα ΒΔ – ΝΑ περιθώρια της λιγνιτοφόρου λεκάνης Προσηλίου συναντώνται οι σχηματισμοί των κρυσταλλικών ασβεστόλιθων, οι οποίοι εμφανίζονται ως παχυστρωματώδεις, ηλικίας Κάτω Τριαδικού – Ιουρασικού. Το κεντρικό τμήμα της λεκάνης, δομείται από κροκαλοπαγή, από τεφρές, ανοικτότεφρες έως λευκότεφρες μάργες και αργίλους με λατύπες και κροκάλες Πλειο- Πλειστοκαινικής ηλικίας. Τέλος, στα περιθώρια της λεκάνης, οι ανωτέρω σχηματισμοί, καλύπτονται από σύγχρονες χαλαρές αποθέσεις Τεταρτογενούς ηλικίας που συνίστανται από σύγχρονα πλευρικά κορήματα, κώνους κορημάτων, ερυθρογαίες, ερυθρές αργίλους και αργιλούχα κροκαλοπαγή. Στο ΝΔ τμήμα της λιγνιτοφόρου λεκάνης συναντάται ο σχηματισμός των σχιστόλιθων του Κρυσταλλοσχιστώδους υποβάθρου.

Πιο συγκεκριμένα η περιοχή εξόρυξης του λιγνιτωρυχείου Προσηλίου – Πολυρράχου, εδράζεται εντός των κροκαλοπαγών των τεφρών, ανοικτότεφρων έως λευκότεφρων μαργών και αργίλων με λατύπες και κροκάλες Πλειο- Πλειστοκαινικής ηλικίας και των σύγχρονων πλευρικών και κώνων κορημάτων, ερυθρογαίων, ερυθρών αργίλων και αργιλούχων κροκαλοπαγών Τεταρτογενούς ηλικίας. Εντός της λιγνιτοφόρου λεκάνης Προσηλίου, σύμφωνα με μελέτη του Ι.Γ.Μ.Ε, όλα τα γεωλογικά στρώματα έχουν κλίση 5-10° προς ΝΑ διεύθυνση (εικόνα 2.3).

Η Εθνική Οδός Λάρισας – Κοζάνης εδράζεται κατά κύριο λόγο στους σχηματισμούς των κροκαλοπαγών Πλειο - Πλειστοκαινικής ηλικίας και των κώνων κορημάτων

Τεταρτογενούς ηλικίας, ενώ τμήματα αυτής στο σχηματισμό των κρυσταλλικών ασβεστόλιθων. Τέλος, η Επαρχιακή Οδός Ρύμνιο – Τριγωνικό εδράζεται στους σχηματισμούς των κροκαλοπαγών, Πλειο- Πλειστοκαινικής ηλικίας, των κώνων κορημάτων, Τεταρτογενούς ηλικίας, των κρυσταλλικών ασβεστόλιθων και των σχιστόλιθων του Κρυσταλλοσχιστώδους υποβάθρου.



Εικόνα 2.3: Τομή συσχέτισης κοιτάσματος Προσηλίου διεύθυνσης NA – ΒΔ (Ι.Γ.Μ.Ε 2000)

2.4 Υδρογεωλογική συμπεριφορά γεωλογικών σχηματισμών

Η περιοχή μελέτης μορφολογικά εκτείνεται σε μια υπερυψωμένη, σχεδόν κλειστή, λεκάνη, η οποία οριοθετείται στα δυτικά και βόρεια από κερματισμένους λόγω τεκτονικής καταπόνησης και ισχυρά καρστικοποιημένους, λόγω χημικής διάλυσης ασβεστολιθικούς όγκους (καρστικά πετρώματα) ενώ στα ανατολικά και νότια καλύπτεται από λιμναίες αποθέσεις του Νεογενούς και Τεταρτογενούς

Οι γεωλογικοί σχηματισμοί της περιοχής εμφανίζουν σημαντικές διαφορές ως προς την υδροπερατότητά τους.

Είναι γνωστό ότι οι ασβεστόλιθοι είναι δευτερογενώς υδροπερατοί σχηματισμοί. Το νερό κατεισδύει και διακινείται μέσω των ρωγματώσεών τους με ταχύτητα που

καθορίζεται από την πυκνότητα και το εύρος τους. Το γεγονός αυτό οδηγεί στο να αναπτύσσεται επιφανειακά ένα υποτυπώδες έως ατελές υδρογραφικό δίκτυο αφού λόγω της καρστικοποίησης των ασβεστόλιθων ευνοείται η κατείδυση, και η υπόγεια απορροή – αποστράγγιση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η επιφανειακή απορροή στα δυτικά περιθώρια της λεκάνης προς την πλευρά του λιγνιτωρυχείου να είναι ιδιαίτερα μικρή, πράγμα που καταδεικνύεται και από τις λιγοστές και αβαθείς γραμμές ροής που αναγνωρίζονται στις παρειές των ασβεστολιθικών υψωμάτων, οι οποίες είναι προϊόντα τεκτονικής καταπόνησης.

Στους ασβεστόλιθους της περιοχής αναπτύσσεται καρστικός υδροφορέας, με υπόγεια στάθμη στα 250 m απόλυτο υψόμετρο περίπου, δηλαδή βρίσκεται κατά 260 m χαμηλότερα από τα υψομετρικά κατώτερα σημεία της λεκάνης.

Σε ότι αφορά στην υδρογεωλογική συμπεριφορά των υπόλοιπων γεωλογικών σχηματισμών της λεκάνης, τόσο οι αργιλικοί σχηματισμοί του Τεταρτογενούς όσο και οι μάργες του Νεογενούς που αναπτύσσονται στην περιοχή είναι γενικά αδιαπέρατοι. Εξάιρεση αποτελούν οι αμμώδεις φάσεις, οι οποίες εμφανίζονται ως ενστρώσεις μέσα στο σχηματισμό των μαργών και οι οποίες παρουσιάζουν κάποια περατότητα. Έτσι παρατηρείται επιλεκτική παρουσία και κίνηση του υπόγειου νερού κατά μήκος αυτών των ζωνών ή κάποιων ανοικτών ασυνεχειών μέσα στο πακέτο των μαργών. Να σημειωθεί ότι οι αμμώδεις αυτές φάσεις δεν έχουν μεγάλη συνέχεια στο χώρο, τόσο κατά την οριζόντια όσο και κάθετη διεύθυνση, καθώς αποσφηνώνονται μέσα στον ευρύτερο σχηματισμό της μάργας.

Έτσι στον ευρύτερο χώρο του λιγνιτωρυχείου Προσηλίου – Πολύρραχου στους γεωλογικούς σχηματισμούς του Τεταρτογενούς και στις μάργες και αμμώδεις φάσεις του Νεογενούς δεν αναπτύσσεται κάποιος υδροφόρος ορίζοντας, στοιχείο που επιβεβαιώνεται από τις ερευνητικές γεωτρήσεις που ανορύχτηκαν στον ευρύτερο χώρο του ορυχείου.

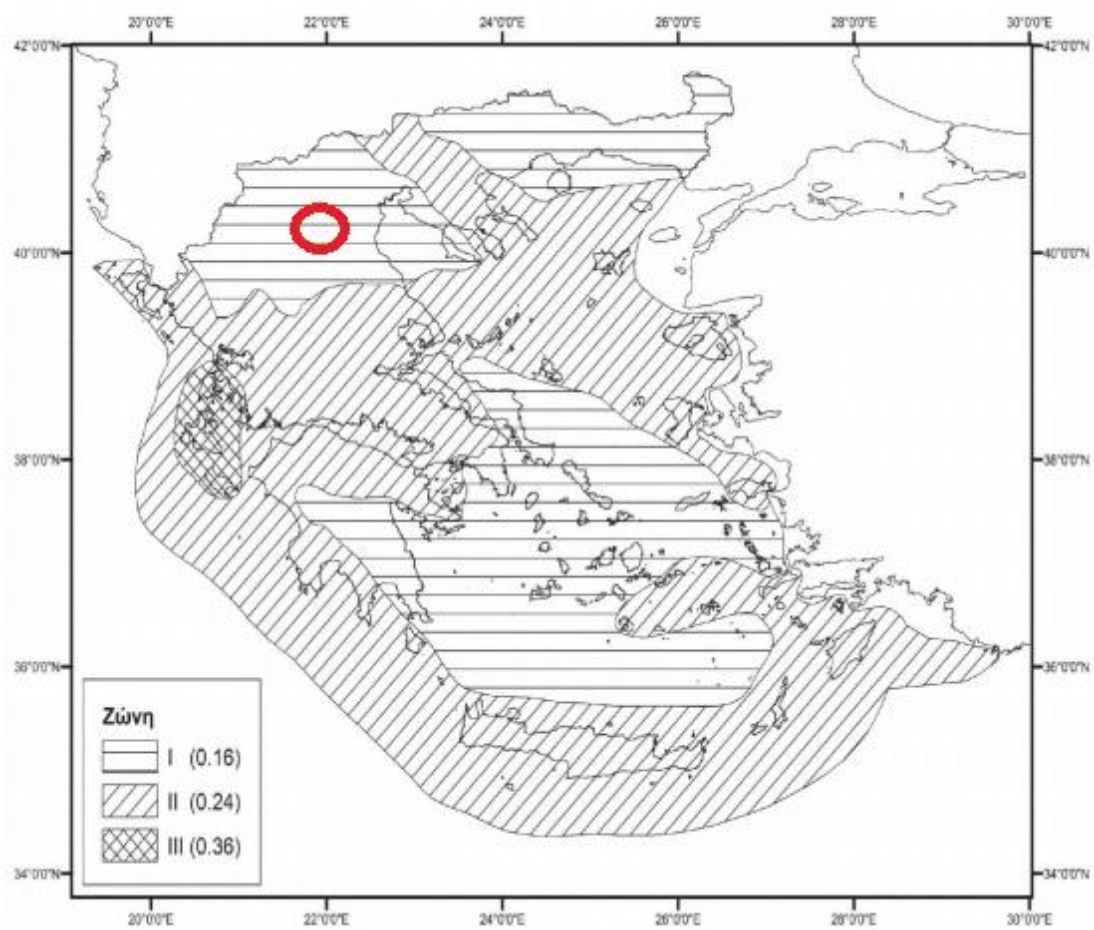
2.5 Σεισμικότητα της Ζώνης του Έργου

Με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000), η περιοχή του έργου (Νομός Κοζάνης) εντάσσεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι (εικόνα 2.4), όπου σύμφωνα με την αναθεώρηση του χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας (Κ.Υ.Α.

Δ17α/115/9/ΦΝ275, Αύγουστος 2003) η σεισμική επιτάχυνση λαμβάνει τιμή $A=0,16g$.

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας οι εναλλασσόμενες στρώσεις σκληρής μάρμας και λιγνίτη εντάσσονται γενικά στην κατηγορία εδάφους Α.

Μολονότι οι σχηματισμοί του υπεδάφους παρουσιάζουν σαφή οριζόντια συνέχεια, ενδέχεται να παρουσιάσουν ανισότροπη συμπεριφορά υπό ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση.



Εικόνα 2.4: Αναθεωρημένος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας (ΕΑΚ 2000)

2.6 Τεκτονική της ευρύτερης περιοχής

Τα πετρώματα του κρυσταλλοσχιστώδους υποβάθρου της Πελαγονικής υπέστησαν τρεις φάσεις παραμορφώσεων (Ανω Λιθανθρακοφόρο, Ανώτερο Ιουρασικό – Κάτω Κρητιδικό και Τριτογενές).

Κατά την πρώτη παραμορφωτική φάση, Ερκύνιας ηλικίας, τα πετρώματα του κρυσταλλοσχιστώδους υποβάθρου της Πελαγονικής υπέστησαν μια πρώτη παραμόρφωση πριν το Άνω Λιθανθρακοφόρο. Η παραμόρφωση αυτή σχημάτισε πτυχές, τέλειες ισοκλινείς μικροσκοπικής ή εκατοστομετρικής κλίμακας, αξονικής διεύθυνσης 155° - 160° , αν και οι υπάρχουσες παρατηρήσεις δεν είναι πολλές. Η παραμόρφωση αυτή σχημάτισε και την κύρια φύλλωση των πετρωμάτων του κρυσταλλοσχιστώδους.

Κατά τη δεύτερη ορογενετική περίοδο Άνω Ιουρασικού – Κάτω Κρητιδικού, έγινε η καταστροφή των δύο ωκεάνιων περιοχών Αξιού και Υποπελαγονικής εκατέρωθεν της Πελαγονικής ζώνης, αποτέλεσμα της οποίας ήταν ο ισχυρός τεκτονισμός των πετρωμάτων και η επώθηση των οφιολιθικών μαζών, με τα συνοδά ιζήματα βαθιάς θάλασσας, πάνω στα ηπειρωτικά περιθώρια της Πελαγονικής. Στο Άνω Ιουρασικό υπολογίζεται ότι έγινε η επώθηση των οφιολίθων από τη ζώνη Αξιού πάνω στο ανατολικό ανθρακικό κάλυμμα της Πελαγονικής καθώς και η επώθηση του ανατολικού ανθρακικού καλύμματος πάνω στο κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο. Στο Κάτω Κρητιδικό υπολογίζεται πως πραγματοποιήθηκε το κλείσιμο της δυτικής ωκεάνιας λεκάνης και η επώθηση των οφιολίθων της Υποπελαγονικής από ανατολικά προς δυτικά πάνω στο δυτικό ανθρακικό κάλυμμα της Πελαγονικής.

Κατά την τρίτη ορογενετική περίοδο του Τριτογενούς προκλήθηκε η λεπίωση των σχηματισμών και η επώθηση αυτών από Α προς Δ. Αποτέλεσμα της λεπίωσης είναι πολλές φορές και η αναστροφή των σχηματισμών, όπως συμβαίνει στο δυτικό περιθώριο της Πελαγονικής στη Δυτική Μακεδονία όπου ανήκει και η περιοχή μελέτης και στην οποία παρατηρείται πλήρης αναστροφή της δομής με τους βαθύτερους ορίζοντες να επιπεύουν προς Δυσμάς τους ανώτερους.

Η πρώτη τεκτονική κίνηση κατά το Πλειόκαινο με εφελκυστικές τάσεις BBA-NNΔ διεύθυνσης δημιούργησε το βύθισμα Φλώρινας – Πτολεμαΐδας - Κοζάνης. Η δεύτερη τεκτονική κίνηση κατά το Τεταρτογενές με ΒΔ-ΝΑ διεύθυνση, κάθετη στην προηγούμενη, δημιούργησε τις πρόσφατες μικρότερες λεκάνες και εξάρματα (υψώματα), όπως του Κλειδίου – Ξινού Νερού – Αετού, το οποίο διαχωρίζει τη λεκάνη της Φλώρινας από τη λεκάνη Πτολεμαΐδας – Αμυνταίου.



Εικόνα 2.5: Απλοποιημένη – σχηματική γεωλογική τομή της Βόρειας Πελαγονικής ζώνης στην οποία φαίνονται οι ενότητες Βόρα (με αντικλινική δομή) και Βέρνου (με ανεστραμμένη λεπιοειδή διάταξη). 1: μολάσσα της Μεσοελληνικής αύλακας, 2: Άνω Κρητιδικά επικλυσιογενή ιζήματα, 3: οφιόλιθοι και συνοδά ιζήματα, 4: ιζήματα Υποπελαγονικής ζώνης, 5: ανθρακικό κάλυμμα Δυτικού Πελαγονικού περιθωρίου, 6: ανθρακικό κάλυμμα Ανατολικού Πελαγονικού περιθωρίου, 7 και 8: μετακλαστικά ιζήματα Περμοτριάδικού, 9: γνευσιωμένος γρανίτης Άνω Λιθανθρακοφόρου, 10 και 11: κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο Βέρνου, 12 – 15: κρυσταλλοσχιστώδες υπόβαθρο Βόρα (σχιστόλιθοι, γνεύσιοι, οφθαλμογενεύσιοι), 16: λέπια Αλμωπίας, 17: επωθήσεις Ανωτέρου Ιουρασικού – Κάτω Κρητιδικού, 18: επωθήσεις - επιππεύσεις Τριτογενούς, 19: επώθηση ζώνης Αλμωπίας (Mountrakis, 1983).

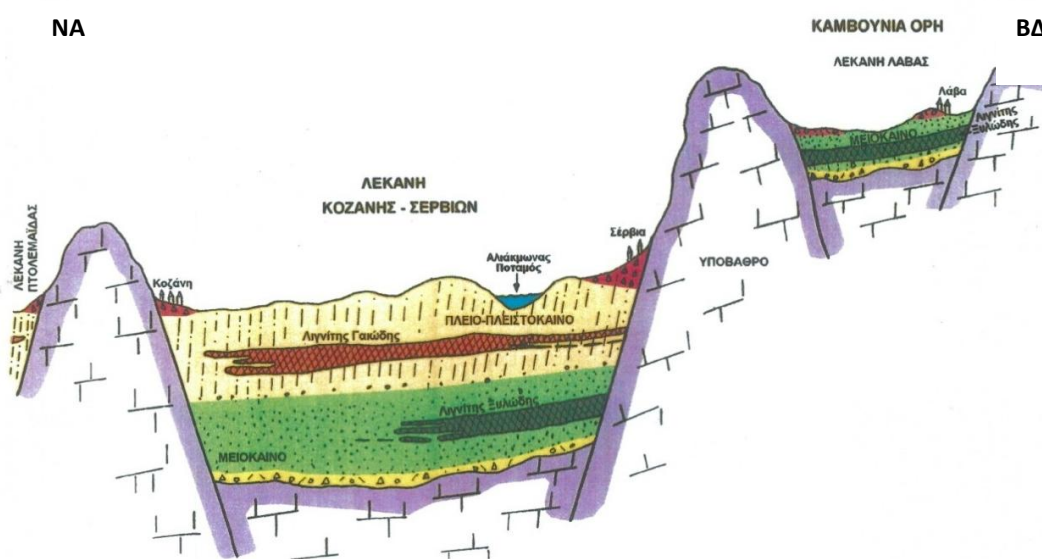
Αποτέλεσμα της Τεταρτογενούς εφελκυστικής τεκτονικής είναι μια σειρά παράλληλων σχεδόν ρηγμάτων ΒΑ-ΝΔ διεύθυνσης που κυριαρχούν στον ευρύτερο γεωλογικό χώρο της Δ. Μακεδονίας. Στην ομάδα αυτή κατατάσσονται κυρίως τα ρήγματα που έχουν εντοπισθεί στον ευρύτερο χώρο της μεγάλης Νεογενούς – Τεταρτογενούς λεκάνης Φλώρινας – Αμυνταίου – Πτολεμαΐδας – Κοζάνης, η οποία έχει διεύθυνση ΒΔ - ΝΑ. Τα ρήγματα αυτά κόβουν εγκάρσια τη λεκάνη έχοντας διεύθυνση ΒΑ-ΝΔ έως ΑΒΑ - ΔΝΔ, με σημαντικότερο το ρήγμα του Αλιάκμονα που θεωρητικά αποτελεί το νότιο όριο της λεκάνης, τμήμα του οποίου ενεργοποιήθηκε πρόσφατα (13^η Μαΐου 1995) και προκάλεσε το μεγάλο σεισμό της περιοχής Κοζάνης - Γρεβενών.

2.6.1 Παλαιογεωγραφική εξέλιξη της περιοχής του έργου.

Μετά την ολοκλήρωση του ορογενετικού κύκλου της Αλπικής πύχωσης, στην περιοχή της ΒΔ Μακεδονίας αρχίζει ένας έντονος ρηματογόνοος τεκτονισμός. Εξαιτίας της δράσης μεγάλων και βαθέων ρηγμάτων, διεύθυνσης ΒΔ – ΝΑ κατά τη διάρκεια του Κατώτερου Μειόκαινου, δημιουργήθηκε η τάφρος Φλώρινας, Πτολεμαΐδας - Αμυνταίου και Κοζάνης – Σερβίων.

Στην τάφρο αυτή, υπήρχαν διάφορα εξάρματα, τα οποία τη χώριζαν σε πολλές λεκάνες, οι οποίες άλλοτε λειτουργούσαν αυτόνομα και άλλοτε επικοινωνούσαν μεταξύ τους. Και στις δύο όμως περιπτώσεις σε όλο το μήκος της τάφρου διακρίνονται ίδιοι ή ομόλογοι γεωλογικοί σχηματισμοί κατά τη διάρκεια του Νεογενούς και Τεταρτογενούς κάτι που υποδηλώνει μια κοινή κοιτασματολογική εξέλιξη.

Μια από τις λεκάνες της προαναφερόμενης τάφρου είναι και αυτή της Κοζάνης – Σερβίων στην οποία χωροθετείται και η περιοχή του λιγνιτωρυχείου Προσηλίου – Πολύρραχου. Όπως προαναφέρθηκε, η λεκάνη Κοζάνης – Σερβίων δημιουργήθηκε κατά τη διάρκεια του Κατώτερου Μειόκαινου μετά από τη δράση κρασπεδικών ρηγμάτων διεύθυνσης ΒΔ – ΝΑ (εικόνα 2.6). Το ανώμαλο ανάγλυφο του υποβάθρου εξομαλύνεται κάπως μετά από διαβρωτικές και αποσαθρωτικές διεργασίες. Έτσι έχουμε την απόθεση του σχηματισμού βάσης, ο οποίος συνίσταται κυρίως από χερσαίες αποθέσεις.



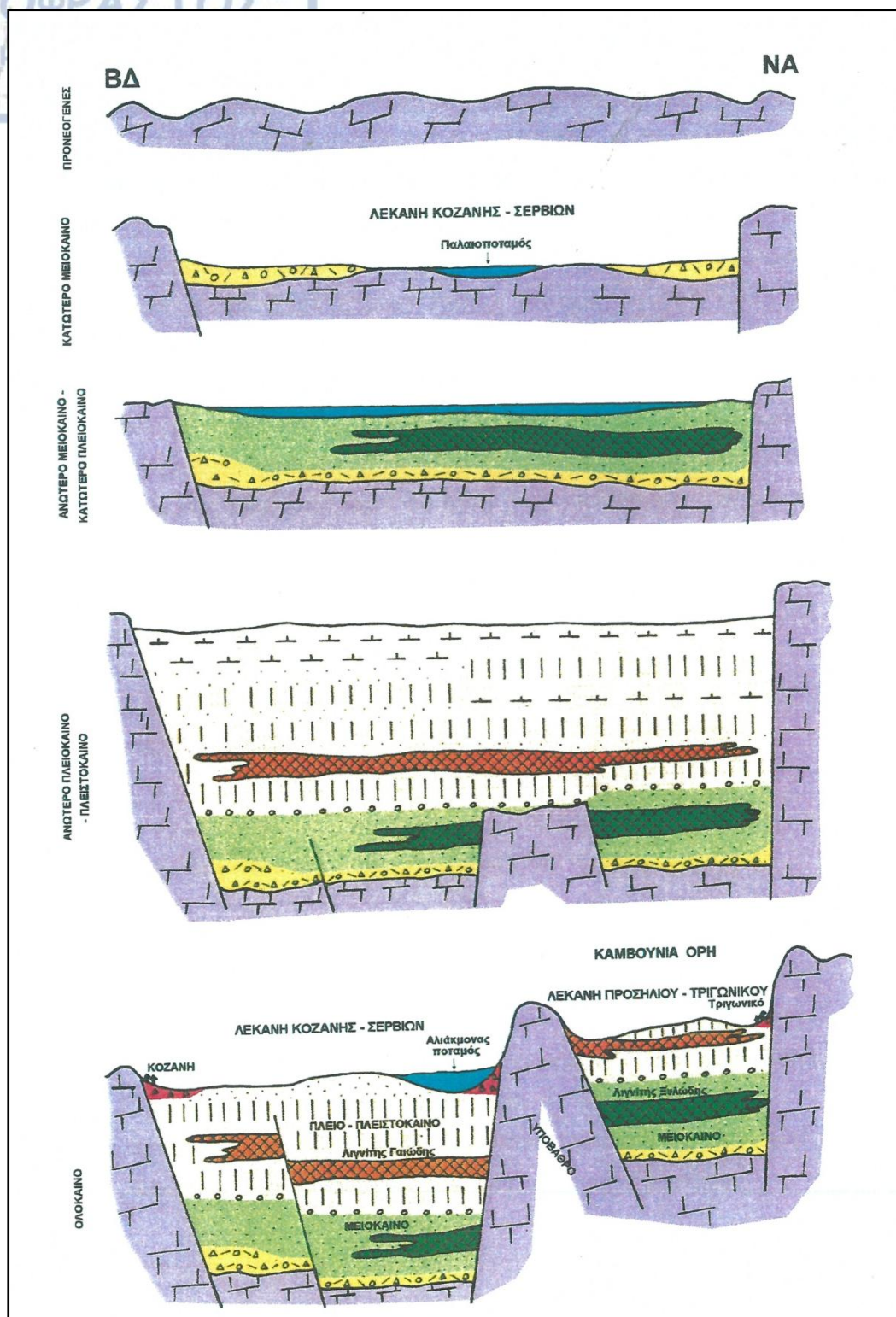
Εικόνα 2.6: Σκαρίφημα των δυο φάσεων λιγνιτογένεσης στη λεκάνη Κοζάνης – Σερβίων. (Ι.Γ.Μ.Ε. 2000)

Κατά τη διάρκεια του Ανώτερου Μειόκαινου – Κατώτερου Πλειόκαινου η λεκάνη αρχίζει να πληρούται από ιζήματα ποτάμιου και ποταμολιμναίου περιβάλλοντος, εξαιτίας ενός ποταμού που τη διατρέχει από ΝΔ προς ΝΑ. Από όλες τις ενδείξεις και τις επιφανειακές εμφανίσεις, φαίνεται ότι στο Ν – ΝΑ τμήμα της λεκάνης δημιουργούνται ποταμιοτέλματα, όπου είχαμε την απόθεση της πρώτης λιγνιτοφορίας

που φιλοξενεί τον "ξυλώδη" λιγνίτη, όπως είναι τα κοιτάσματα Προσηλίου, Λάβας κ.α. Στη συνέχεια και μετά την απόθεση του "ξυλώδους" λιγνίτη αρχίζει να επικρατεί σιγά - σιγά ένα καθαρό λιμναίο περιβάλλον όπου έχουμε την απόθεση κυρίως ιλιολίθων και άλλων λιμναίων ιζημάτων (εικόνα 2.7).

Κατά τη διάρκεια του Ανώτερου Πλειόκαινου – Πλειστόκαινου επικρατεί ένα λιμναίο - λιμνοτελματικό περιβάλλον, όπου έχουμε την απόθεση άμμων, αργίλων, μαργών και του "γαιώδους" λιγνίτη. Τα ιζήματα αυτής της φάσης έχουν αποτεθεί στο μεγαλύτερο τμήμα της λεκάνης Κοζάνης - Σερβίων και καταλαμβάνουν σχεδόν ολόκληρη την έκτασή της. Η λιγνιτοφορία που φιλοξενείται σε αυτά τα ιζήματα είναι η δεύτερη λιγνιτική φάση, όπως τα κοιτάσματα Πετρανών, Τριγωνικού κ.α.

Μετά την απόθεση των παραπάνω ιζημάτων αρχίζει πάλι μια έντονη τεκτονική δραστηριότητα με την επαναδραστηριοποίηση παλαιότερων ή και τη δημιουργία νέων ρηγμάτων. Εξαιτίας αυτών, τα Νεογενή Ιζήματα συναντούνται σε διαφορετικά βάθη από θέση σε θέση ή έχουν διαβρωθεί εξ' ολοκλήρου σε πολλά σημεία της λεκάνης, με αποτέλεσμα σήμερα να μην παρατηρείται λιγνιτοφορία. Επίσης πολλά ιζήματα της αρχικής λεκάνης έχουν αποκοπεί με αποτέλεσμα σήμερα να φαίνονται σαν ανεξάρτητες μικρές λεκάνες όπως αυτές του Προσηλίου, Λάβας κ.α.

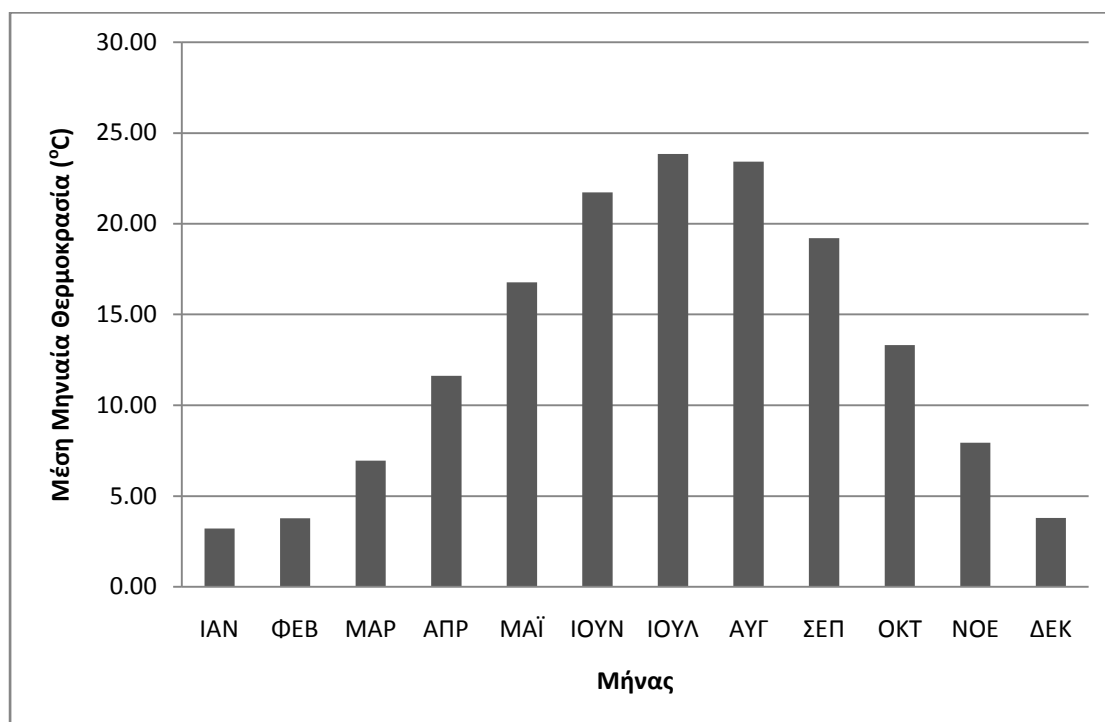


Εικόνα 2.7: Σχηματική παράσταση παλαιογραφικής εξέλιξης της λεκάνης Κοζάνης - Σερβίων κατά τις διάφορες γεωλογικές περιόδους. (Ι.Γ.Μ.Ε. 2000)

2.7 Υδρολογία περιοχής μελέτης.

Το κλίμα της ευρύτερης περιοχής μελέτης, χαρακτηρίζεται από ψυχρό και υγρό χειμώνα και θερμό και ξηρό καλοκαίρι, στοιχεία που το κατατάσσουν στον ηπειρωτικό τύπο κλίματος. Επικρατέστεροι άνεμοι, κατά τη διάρκεια του χειμώνα, είναι οι βόρειοι, ενώ κατά τη διάρκεια του καλοκαιριού επικρατούν άνεμοι ψυχροί μικρής εντάσεως και νοτιοδυτικής κατεύθυνσης που είναι συνήθως ασθενείς. Οι βόρειοι άνεμοι είναι κύρια υπεύθυνοι για τις χαμηλές θερμοκρασίες του χειμώνα καθώς και για τις ημέρες χιονιού και παγετού, που είναι αρκετές.

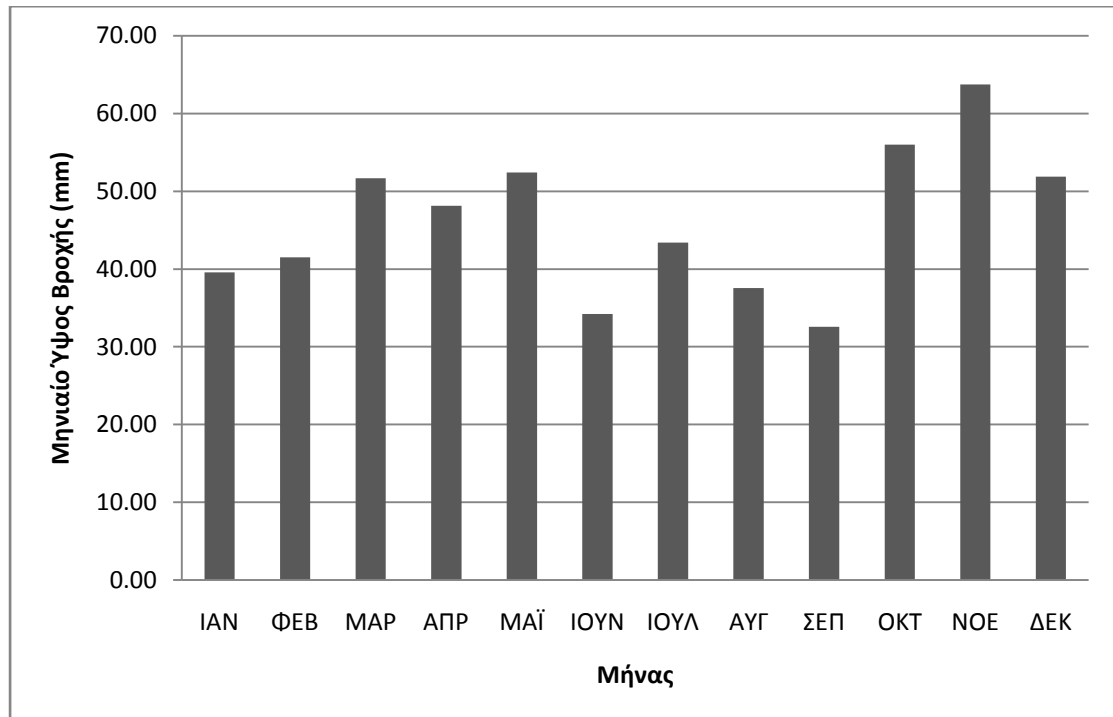
Τα κλιματικά στοιχεία που παρατίθενται είναι από μετρήσεις του Καπνικού Σταθμού Κοζάνης. Σύμφωνα με αυτά η μέση μηνιαία θερμοκρασία της περιοχής είναι 12,96°C και παίρνει τη μέση ελάχιστη τιμή της το μήνα Ιανουάριο (3,22 °C) και τη μέση μέγιστη τον Ιούλιο (23,84 °C). Στο σχήμα 4.1 που ακολουθεί δίνονται σε ραβδόγραμμα οι μέσες μηνιαίες θερμοκρασίες του μετεωρολογικού Καπνικού Σταθμού Κοζάνης για το χρονικό διάστημα 1969 - 2000.



Εικόνα 2.8: Μέσες μηνιαίες θερμοκρασίες του Μετεωρολογικού Καπνικού Σταθμού Κοζάνης.

Σύμφωνα με τα στοιχεία του μετεωρολογικού Καπνικού σταθμού Κοζάνης, ο μέσος υπερετήσιος νετός ανέρχεται στα 549,08mm, έχοντας τις μεγαλύτερες τιμές του κατά το τέλος φθινοπώρου (Οκτώβριο, Νοέμβριο). Στην εικόνα 2.9 που ακολουθεί

παρουσιάζονται σε ραβδόγραμμα τα μέσα μηνιαία ύψη βροχής του Μετεωρολογικού Καπνικού σταθμού Κοζάνης, για το διάστημα 1969 - 2000. Σύμφωνα με αυτό, υγρότερος μήνας εμφανίζεται ο Νοέμβριος, ενώ ο μήνας με τη μικρότερη βροχόπτωση είναι ο Σεπτέμβριος, με μέσα μηνιαία ύψη βροχής 63,75 mm και 32,59 mm, αντίστοιχα.



Εικόνα 2.9: Μέσα μηνιαία ύψη βροχής του Μετεωρολογικού Καπνικού Σταθμού Κοζάνης (Χρονικό διάστημα : 1969-2000).

Χαρακτηριστικό της περιοχής είναι οι αρκετές ημέρες χαμηλών θερμοκρασιών τους μήνες Μάρτιο και Απρίλιο, η πάχνη των πρωινών ωρών την ίδια περίοδο καθώς και οι χιονοπτώσεις. Στην περιοχή, αν και δεν θεωρείται χαλαζόπληκτη, κάποιες μέρες (Άνοιξη - Καλοκαίρι), πέφτει χαλάζι χωρίς όμως σημαντικές ζημιές. Ένα επίσης σημαντικό στοιχείο του κλίματος είναι οι άνεμοι που πνέουν στην περιοχή μελέτης. Σύμφωνα με τα στοιχεία του Καπνικού Σταθμού Κοζάνης, στην ευρύτερη περιοχή πνέουν κυρίως βόρειοι και νότιοι άνεμοι σε ποσοστά 27,65 % και 6,56 % αντίστοιχα. Χαρακτηριστικό της επικράτησης των βορείων ανέμων αποτελεί το γεγονός της επιλεκτικής ανάπτυξης της βλάστησης στις βόρειες εκθέσεις των οροσειρών και λόφων της περιοχής, φαινόμενο που είναι γνωστό ως ομβροσκιά. Οι ταχύτητες των ανέμων είναι συνήθως μικρές (2,64 m / sec) ενώ η συχνότητα άπνοιας είναι μεγάλη, περίπου 54,7 %. Τα μεγαλύτερα ποσοστά άπνοιας παρουσιάζονται από Σεπτέμβριο ως Δεκέμβριο, με έξαρση τον Νοέμβριο (25,9 %).

3 ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΕΝΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

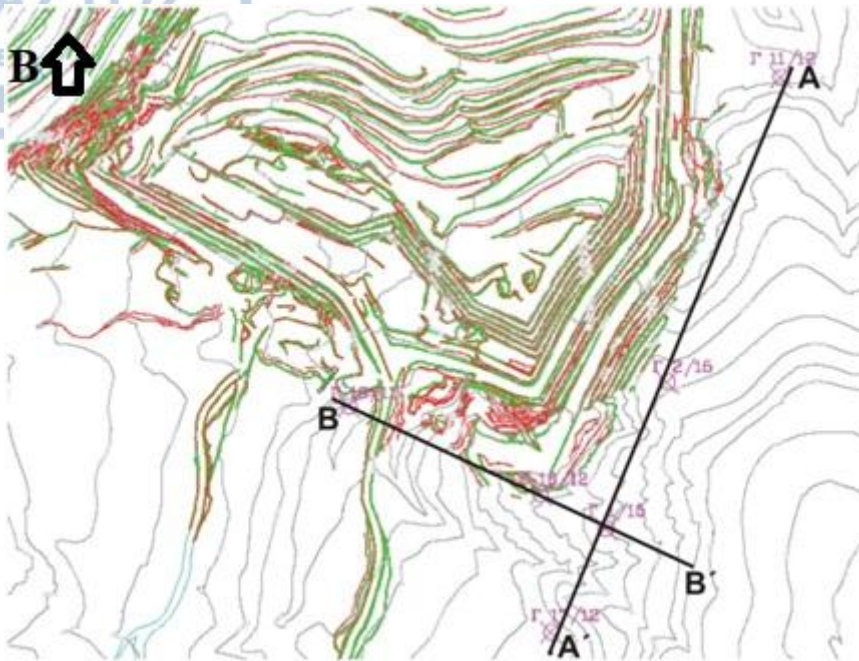
3.1 Γεωλογικές συνθήκες στένης περιοχής του έργου.

Στο παρόν κεφάλαιο της εργασίας θα παρουσιαστούν τα προφίλ των διαθέσιμων από την εταιρεία ερευνητικών γεωτρήσεων καθώς και οι παρατηρήσεις του γεωλόγου σχετικά με τους συναντώμενους γεωλογικούς σχηματισμούς. Ο αριθμός των γεωτρήσεων οι οποίες παραχωρήθηκαν για την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας αντιστοιχεί σε 6, με την χωρική τους κατανομή κατά ΕΓΣΑ 87 καθώς και το βάθος της καθεμίας να παρουσιάζονται στον πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Χαρακτηριστικά ερευνητικών γεωτρήσεων.

Γεώτρηση	X (ΕΓΣΑ 87)	Y (ΕΓΣΑ 87)	Z (ΕΓΣΑ 87)	Βάθος (m)
Γ19/11	323.591,28	4.444.376,39	557	57
Γ11/12	324.178,98	4.444.803,91	585,31	96,5
Γ16/12	323.844,82	4.444.252,58	627,69	136
Γ17/12	323.854,81	4.444.067,36	612,68	125
Γ1/15	323.930,95	4.444.204,75	647,25	159
Γ2/15	324.019,63	4.444.399,14	656,16	165

Στην εικόνα που ακολουθεί παρουσιάζεται ένας τοπογραφικός χάρτης της περιοχής του έργου και ο τρόπος με τον οποίο κατανέμονται στο χώρο.



Εικόνα 3.1: Η κατανομή των δοθέντων ερευνητικών γεωτρήσεων στο χώρο του έργου και οι χάραξη των τομών που θα σχεδιαστούν (κλίμακα 1:100).

Θα αποτυπωθούν δύο σχετικές γεωλογικές τομές που αναφέρονται στο ανατολικό τμήμα της υπαίθριας εκμετάλλευσης, δηλαδή στον χώρο της μελλοντικής υπόγειας διάνοιξης. Με αυτόν τον τρόπο θα αποτυπωθεί η επαφή ανάμεσα στους γεωλογικούς σχηματισμούς, η γεωμετρία αυτών, αλλά και πιθανά ρήγματα τα οποία δεν έχουν χαρτογραφηθεί.

Ακόμα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών που έγιναν γνωστά και τα οποία πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα προερχόμενα από την γεώτρηση Γ1/15.

3.1.1 Γεωλογική αξιολόγηση των ερευνητικών γεωτρήσεων.

Παραχωρήθηκαν 6 ερευνητικές γεωτρήσεις από την εταιρεία ΜΕ.ΤΕ Α.Ε. Οι παρατηρήσεις του γεωλόγου σχετικά με τους σχηματισμούς στην περιοχή του έργου, καθώς και το προφίλ της καθεμιάς, αναλύονται παρακάτω. Το μέσο πάχος της λιγωτικής στοιβάδας σύμφωνα με τα στοιχεία αυτών ανέρχεται σε 5 m περίπου. Ακόμα αξίζει να σημειωθεί ότι δε βρέθηκε η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα μέχρι το πέρας των γεωτρήσεων, σημαντικό δεδομένο για τον έλεγχο της γεωτεχνικής ευστάθειας τόσο της υπόγειας, όσο και της επιφανειακής εκμετάλλευσης.

Γεώτρηση Γ19/11

Η συγκεκριμένη ερευνητική γεώτρηση σταμάτησε στα 57 m βάθος από την επιφάνεια του εδάφους. Τα 5 πρώτα εδαφικά μέτρα αποτελούνται από καφέ άμμο με χαλίκια, ενώ στη συνέχεια και μέχρι τα 16,7 m από την επιφάνεια εντοπίστηκαν εναλλαγές καφεκίτρινης αμμομάργας και ιλυώδους μάργας. Από το βάθος των 16,7 m έως και αυτό των 47 m συναντήθηκε γκριζωπή συνεκτική μάργα. Σε αυτό το βάθος και για 4,5 m αναγνωρίστηκε ο γεωλογικός σχηματισμός του ξυλίτη. Από εκεί και μέχρι το τέλος της γεώτρησης συναντήθηκε κιτρινωπή συνεκτική μάργα με απολιθώματα.

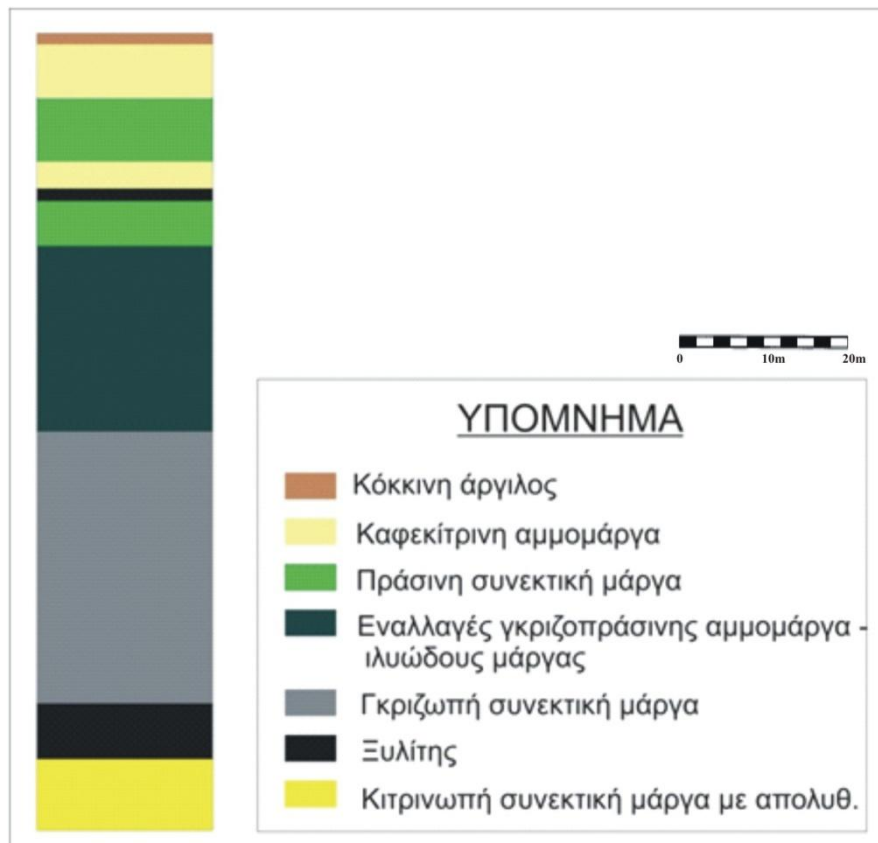


Εικόνα 3.2: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ19/11.

Γεώτρηση Γ11/12

Η γεώτρηση έφτασε μέχρι το βάθος των 96,5 m. Στο πρώτο μέτρο συναντήθηκε κόκκινη άργιλος. Στη συνέχεια και μέχρι το βάθος των 8 m αναγνωρίστηκε καφεκίτρινη αμμομάργα. Για τα επόμενα 7,8 m εκτείνεται μία στρώση πράσινης συνεκτικής μάργας, η οποία βρίσκεται πάνω σε 3 m καφεκίτρινης αμμούχου μάργας. Από το βάθος των 18,8 m έως και αυτό των 20 m εμφανίζεται μία λεπτή στρώση λιγνιτικού κοιτάσματος. Ακολουθούν 5 m πράσινης συνεκτικής μάργας, ενώ από τα 25 m της γεώτρησης έως και τα 48 m αυτής υπάρχουν εναλλαγές γκριζοπράσινης

αμμόμαργας με γκριζοπράσινη ιλυώδη μάργα. Στη συνέχεια και μέχρι το βάθος των 81,90 m συναντήθηκε γκριζωπή συνεκτική μάργα. Σε αυτό το σημείο εμφανίζεται ξυλίτης πάχους 5,80 m, ενώ στη συνέχεια και μέχρι το τέλος της γεώτρησης υπάρχει μία στρώση κιτρινωπής συνεκτικής ασβεστιτικής μάργας με απολιθώματα.

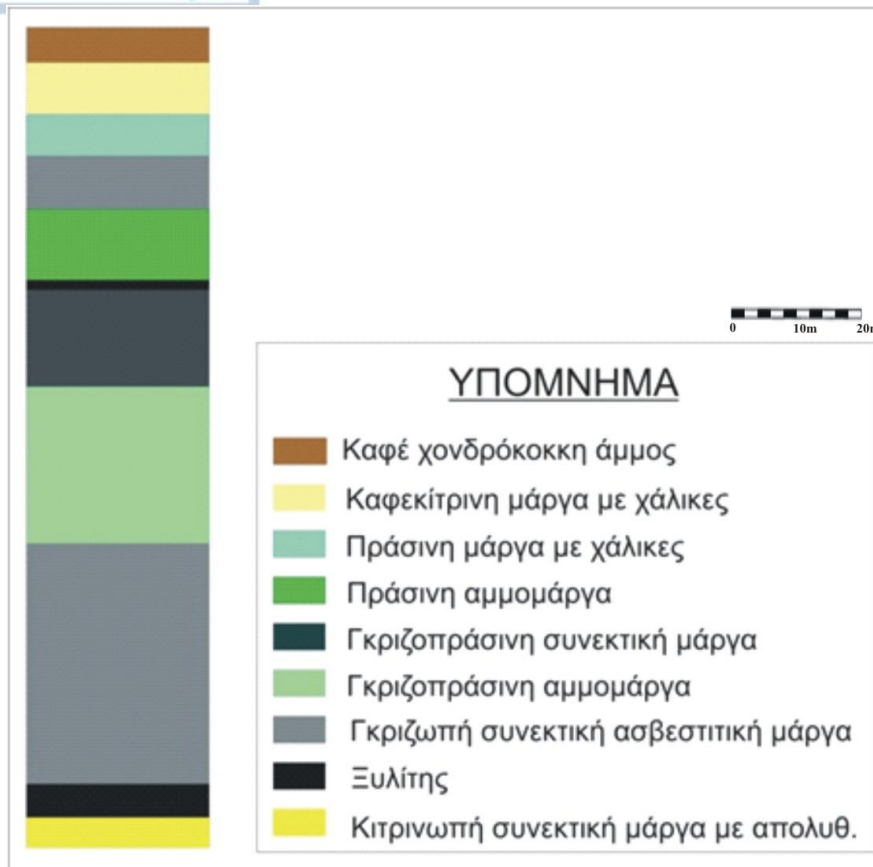


Εικόνα 3.3: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ11/12.

Γεώτρηση Γ16/12

Το συνολικό βάθος της γεώτρησης είναι 136 m. Επιφανειακά τα πρώτα 6 m αποτελούνται από καφέ χονδρόκοκκη άμμο, ενώ τα επόμενα 8 m από καφεκίτρινη μάργα με χάλικες. Από το βάθος των 14 m έως και το αντίστοιχο των 21 m συναντήθηκε στρώση πράσινης μάργας με χάλικες. Τα επόμενα 13 m αποτελούνται από γκριζωπή συνεκτική ασβεστιτική μάργα. Στη συνέχεια μέχρι το βάθος των 42 m εντοπίστηκε πράσινη αμμομάργα. Ακολουθεί μία λεπτή στρώση ξυλίτη πάχους 1,7 m, ενώ ο γεωλογικός σχηματισμός για τα επόμενα 15,3 m είναι αυτός της συνεκτικής μάργας γκριζοπράσινου χρώματος. Από τα 59 m βάθος έως τα 86 m παρατηρήθηκε η ύπαρξη γκριζοπράσινης αμμομάργας, την οποία ακολουθούν 40,4 m γκριζωπής συνεκτικής μάργας. Σε αυτό το σημείο συναντάται λιγνιτική στρώση που εκτείνεται

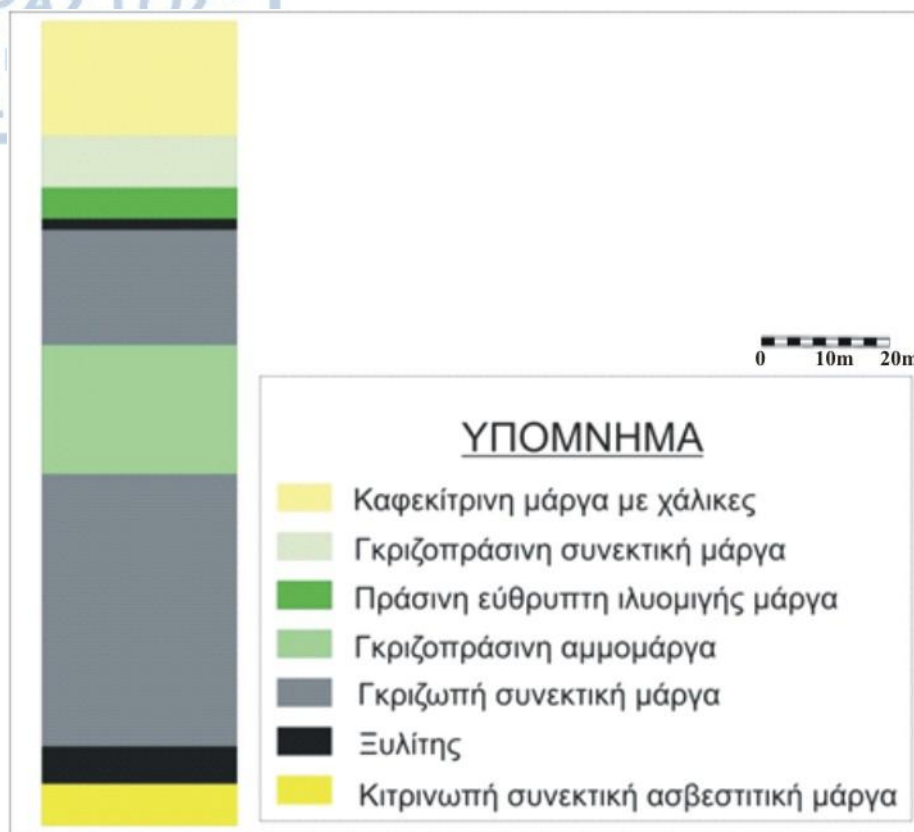
μέχρι το βάθος των 131,8 m της γεώτρησης. Στη συνέχεια και μέχρι το τέλος της βρέθηκε κιτρινωπή συνεκτική ασβεστιτική μάργα.



Εικόνα 3.4: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ16/12.

Γεώτρηση Γ17/12

Το βάθος της συγκεκριμένης γεώτρησης είναι 125 m. Η επιφανειακή στρώση έχει πάχος 19 m καφεκίτρινης μάργας με χάλικες και καλύπτει τα επόμενα 7 m γκριζοπράσινης συνεκτικής μάργας. Στο σημείο αυτό εντοπίστηκαν 4,7 m πράσινης εύθρυπτης ιλυομιγούς μάργας με 1,3 m ξυλίτη να ακολουθεί. Στη συνέχεια, μέχρι τα 50 m βάθος συναντήθηκε γκριζωπή συνεκτική μάργα, η οποία ακολουθείται από 20 m γκριζοπράσινης αμμομάργας. Από τα 70 m βάθος έως και τα 113,9 m όπου συναντήθηκε η οροφή του λιγνιτικού κοιτάσματος εμφανίζεται γκριζωπή συνεκτική ασβεστιτική μάργα. Η λιγνιτική στοιβάδα έχει πάχος 4,95 m, ενώ από εκείνο το σημείο έως και τέλος της γεώτρησης εμφανίζεται κιτρινωπή συνεκτική ασβεστιτική μάργα.



Εικόνα 3.5: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ17/12.

Γεώτρηση Γ1/15

Το συνολικό βάθος της γεώτρησης ανέρχεται σε 159 m. Τα πρώτα 7,5 m του εδάφους καλύπτονται από καφεκίτρινη αμμομάργα με χάλικες, ενώ ακολουθεί μία στρώση 4,9 m από καφεκίτρινη αργιλομάργα. Από το βάθος των 12,4 m και μέχρι τα 22 m συναντήθηκε καφεκίτρινη αμμομάργα, που βρίσκονται πάνω από 13,5 m γκριζοπράσινης αμμομάργας. Στη συνέχεια μεταξύ των 35,5 m και 41 m της γεώτρησης αναγνωρίστηκε καφεκίτρινη αμμομάργα, ενώ έως και τα 50 m πράσινη αμμομάργα. Ακολουθούν 11,2 m συνεκτικής μάργας χρώματος γκριζοπράσινου, ενώ από εκείνο το σημείο και για τα επόμενα 5,3 m συναντήθηκε πράσινη αμμομάργα. Στο σημείο αυτό εντοπίστηκε μία λεπτή στρώση 2,5 m ξυλίτη, κάτω από την οποία βρίσκονται 4 m γκριζοπράσινης συνεκτικής μάργας. Για 11 m, δηλαδή μέχρι τα 84 m της γεώτρησης εντοπίστηκε γκριζοπράσινη συνεκτική μάργα. Στο επόμενο τμήμα της γεώτρησης, από το βάθος των 84 m μέχρι τα 106 m βάθος υπάρχει στρώμα πράσινης αμμομάργας. Ο υπερκείμενος γεωλογικός σχηματισμός, που έρχεται σε επαφή με το λιγνιτικό κοίτασμα που βρέθηκε σε βάθος 150,4 m από την επιφάνεια και έχει πάχος 5,2 m, είναι γκριζωπή συνεκτική μάργα με το πάχος του στρώματος αυτού να

ανέρχεται σε 44,4 m. Τέλος το υποκείμενο στρώμα του ξυλίτη που συναντήθηκε έως το τέλος της γεώτρησης είναι κιτρινωπή συνεκτική μάργα με απολιθώματα.



Εικόνα 3.6: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ1/15.

Γεώτρηση Γ2/15

Η εν λόγω γεώτρηση σταμάτησε στα 165 m από την επιφάνεια του εδάφους. Η πρώτη επιφανειακή στρώση αποτελείται από καφεκίτρινη αμμομάργα με χάλικες και φτάνει τα 9 m βάθος, ενώ από εκεί και μέχρι τα 15 m συναντήθηκε αργιλομάργα του ίδιου χρώματος. Στα επόμενα 5 m εκτείνεται καφεκίτρινη μάργα με υποκείμενη στρώση 10 m καφεκίτρινης αμμομάργας. Από το βάθος των 30 m έως και το βάθος των 51 m συναντήθηκε αμμομάργα, με τα 15 πρώτα μέτρα να είναι χρώματος γκριζοπράσινου και τα υπόλοιπα 6 καφεκίτρινου. Για τα επόμενα 10,5 m συνεχίζεται η ύπαρξη αμμομάργας με το χρώμα αυτής να είναι πράσινο. Στη συνέχεια, για βάθος 10,5 m (61,5 m – 72 m της γεώτρησης) βρέθηκε γκριζοπράσινη συνεκτική μάργα. Ο σχηματισμός για τα επόμενα 5 m είναι αυτός της πράσινης αμμομάργας. Ακολουθεί μία λεπτή στρώση ξυλίτη πάχους 2 m, η οποία βρίσκεται πάνω σε 10 m γκριζοπράσινης συνεκτικής μάργας. Από το βάθος των 89 m και μέχρι τα 113 m από

την επιφάνεια του εδάφους συναντήθηκε πράσινη αμμομάργα. Το λιγνιτικό κοίτασμα τύπου ξυλίτη βρέθηκε στο βάθος των 156,9 m, κάτω από 43,9 m γκριζωπής συνεκτικής μάργας, ενώ το δάπεδό αυτού βρίσκεται σε απόσταση 161,5 m από την επιφάνεια. Από το δάπεδο του λιγνιτικού στρώματος έως και το τέλος της γεώτρησης εντοπίστηκε κιτρινωπή συνεκτική μάργα.

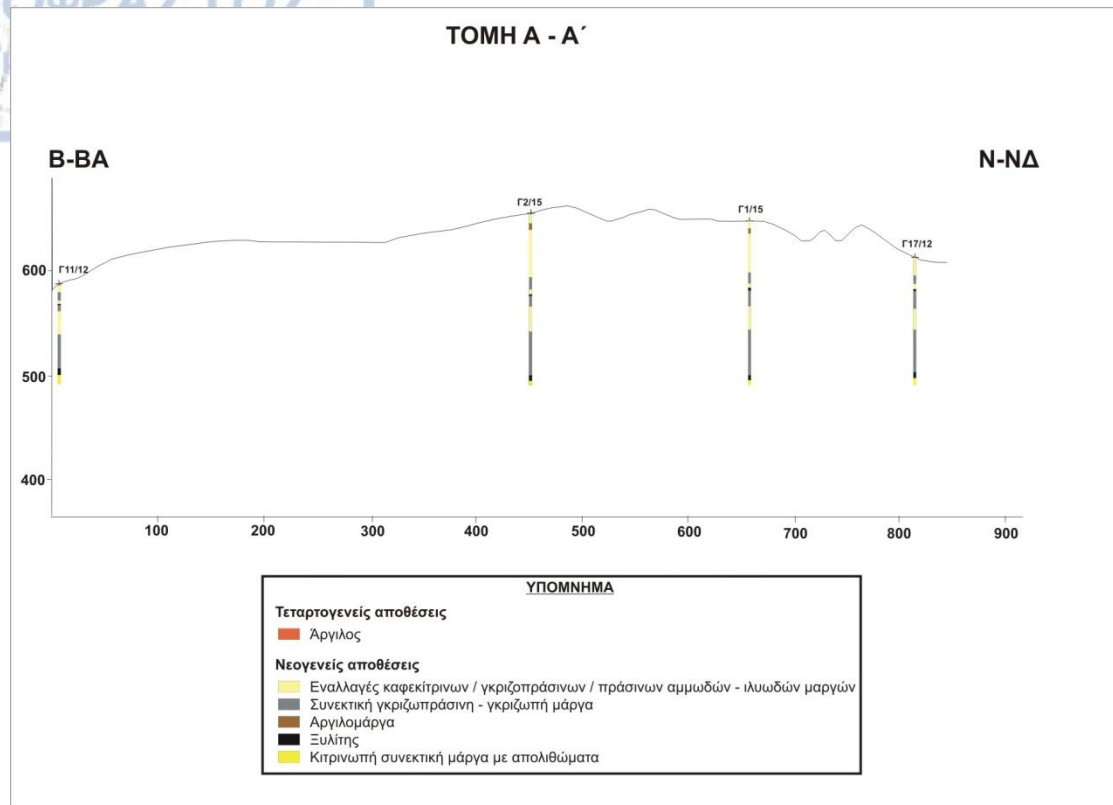


Εικόνα 3.7: Προφίλ γεωλογικών στοιχείων της εκτελεσθείσας γεώτρησης Γ2/15.

3.2 Γεωλογικές τομές

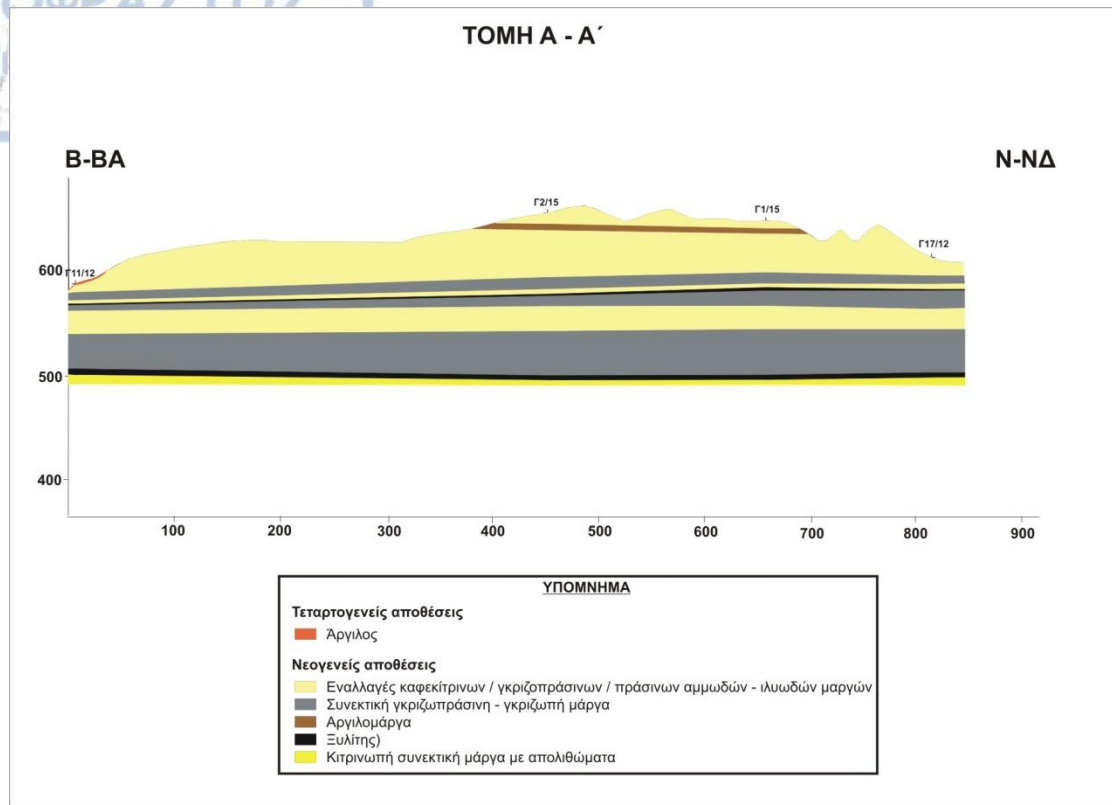
Από την αξιολόγηση των γεωλογικών στοιχείων των παραπάνω γεωτρήσεων, σχεδιάστηκαν 2 κρίσιμες γεωλογικές τομές από τις οποίες προσδιορίζεται ο τρόπος με τον οποίο εκτείνονται οι γεωλογικοί σχηματισμοί στον χώρο του λιγνιτωρυχείου.

Στην εικόνα 3.8 παρουσιάζονται ομαδοποιημένες οι ερευνητικές γεωτρήσεις κατά μήκος της τομής Α – Α', η οποία έχει γενική διεύθυνση από Βορρά προς Νότο και πιο συγκεκριμένα από βόρεια - βορειοδυτικά προς νότια - νοτιοανατολικά .



Εικόνα 3.8: Απεικόνιση των ομαδοποιημένων γεωλογικών στοιχείων από τις εκτελεσθείσες γεωτρήσεις κατά μήκος της τομής Α – Α΄.

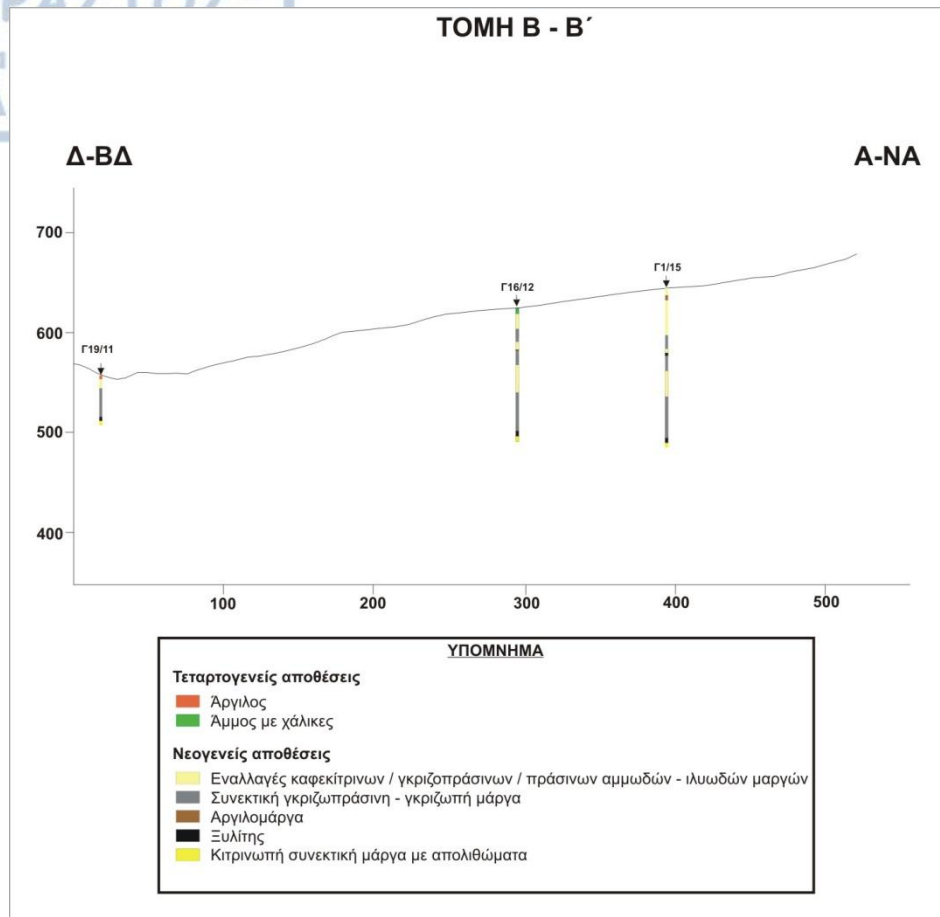
Στη συνέχεια αποτυπώνεται η τομή Α – Α΄ στην οποία φαίνεται η παράταξη του λιγνιτικού κοιτάσματος. Τα γεωλογικά στρώματα εξαπλώνονται ομοιόμορφα και παραοριζόντια από το Βορρά προς το Νότο. Ουσιαστικά αυτό το μοντέλο απεικονίζει το ανατολικό όριο της εκμετάλλευσης, με τα μέγιστα υπερκείμενα που αναμένονται για την υπόγεια εξόρυξη να ανέρχονται περίπου σε 150 m.



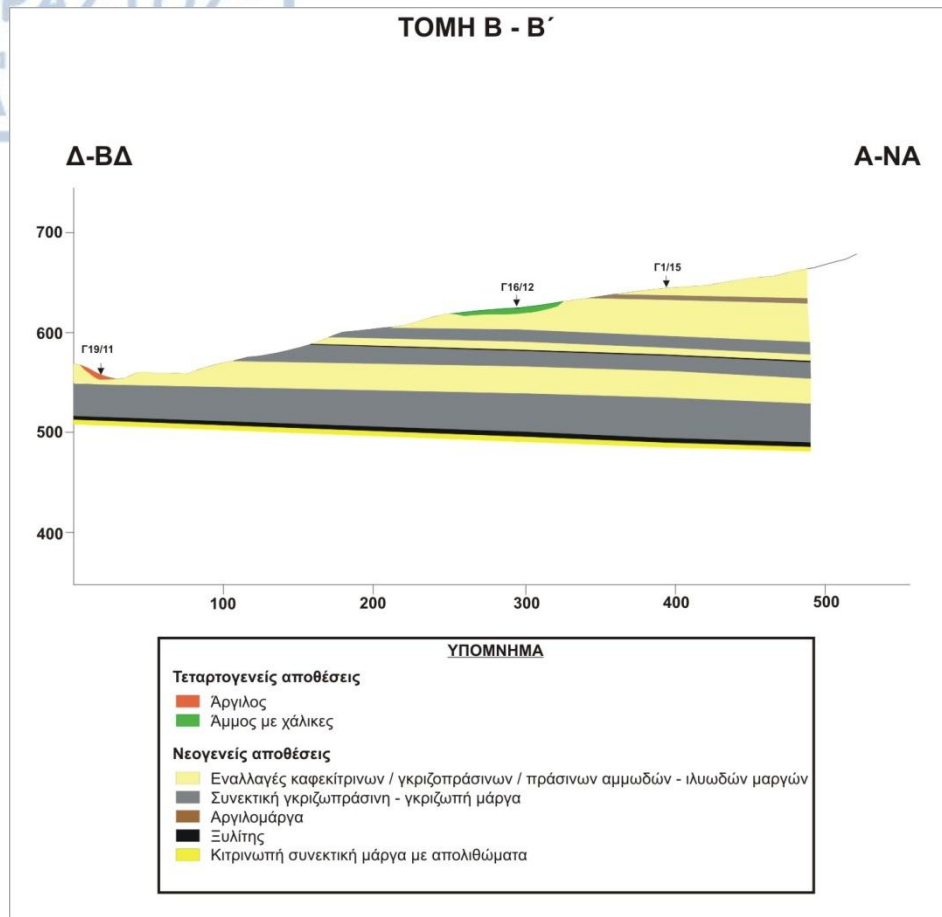
Εικόνα 3.9: Γεωλογικό μοντέλο κατά μήκος της τομής Α – Α'.

Στην εικόνα 3.10 παρουσιάζονται οι ερευνητικές γεωτρήσεις κατά μήκος της τομής Β – Β', με ομαδοποιημένα τα γεωλογικά τους στοιχεία.

Ενώ, στην εικόνα 3.11 αποτυπώνεται η τομή Β – Β' με γενική διεύθυνση από δυτικά προς τα ανατολικά και πιο συγκεκριμένα από δυτικά-βορειοδυτικά προς ανατολικά - νοτιοανατολικά. Τα στρώματα του υπεδάφους εξαπλώνονται ομοιόμορφα και βυθίζονται προς τα ανατολικά με μία μικρή κλίση. Σύμφωνα με τα στοιχεία των γεωτρήσεων και την τομή που προέκυψε τα στρώματα βυθίζονται με μία κλίση της τάξης περίπου 3 / 100 m προς την Ανατολή. Δείγμα αυτού είναι ότι στην γεώτρηση Γ19/11 η οποία ξεκίνησε από το απόλυτο υψόμετρο των 557,49 m συνάντησε το λιγνιτικό κοίτασμα στο απόλυτο υψόμετρο των 510 m περίπου, ενώ στην γεώτρηση Γ1/15 που πραγματοποιήθηκε σε υψόμετρο 647,25 m, αυτό συναντήθηκε σε υψόμετρο 497. Αυτό σημαίνει ότι σε περίπου 400 m το κοίτασμα υπέστη βύθιση 13 m.



Εικόνα 3.10: Απεικόνιση των ομαδοποιημένων γεωλογικών στοιχείων από τις εκτελεσθείσες γεωτρήσεις κατά μήκος της τομής Β – Β'.



Εικόνα 3.11: Γεωλογικό μοντέλο κατά μήκος της τομής Β – Β'.

3.3 Τεχνικογεωλογικές συνθήκες.

Για τον προσδιορισμό των τεχνικογεωλογικών συνθηκών χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα της γεώτρησης Γ1/15. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής, καθώς και η ανεμπόδιστη θλιπτική αντοχή (σ_{ci}) της περιβάλλουσας βραχόμαζας. Η ανεμπόδιστη θλιπτική αντοχή μαζί με το συντελεστή m_i και την κατάταξη της βραχόμαζας GSI είναι τα κύρια δεδομένα που επηρεάζουν τις γεωτεχνικές παραμέτρους σχεδιασμού.

3.3.1 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής.

Κατά τη διάρκεια της διάτρησης, για τον προσδιορισμό της πυκνότητας των αμμωδών εδαφών ή της στιφρότητας αργιλοϊλυωδών εδαφών, εκτελέστηκαν επιτόπου δοκιμές πρότυπης διείσδυσης (SPT). Τα αποτελέσματα αυτών φαίνονται στον πίνακα 3.2 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.2: Αποτελέσματα δοκιμών πρότυπης διείσδυσης (SPT).

Γεώτρηση	Βάθος (m)	Κρούσεις / 15cm	N _{SPT}
Γ1/15	4,50 – 4,95	7 / 14 / 16	30
	12,00 – 12,30	15 / 25 / >30	A
	15,00 – 15,18	18 / >30 – 3cm	A
	20,00 - 20,15	22/ >30	A
	24,00 - 24,20	20 / >30 – 5cm	A

Στους ακόλουθους Πίνακες 3.3 έως 3.6 παρατίθενται τα αποτελέσματα των πραγματοποιηθέντων εργαστηριακών δοκιμών, ανά τύπο δοκιμής, για τη γεώτρηση Γ1/15.

Πίνακας 3.3: Αποτελέσματα δοκιμών κατάταξης και φυσικών χαρακτηριστικών

Βάθος (m)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	P.I.	G _s	e ₀	γ _m (kN/m ³)	Κατάταξη
9,00 – 9,30	29,20	55	21	34	2,52	0,76	18,9	CH
27,15 – 27,50	31,02	76	27	49	2,46	0,72	18,7	MH
53,50 - 53,80	38,98	66	39	27	2,52	1,05	18,52	MH
55,00 – 55,30	47,39	66	35	31	(2,65)	1,42/1,40	17,85/17,97	MH
68,60 - 68,80	44,37	81	37	44	2,27	0,90	13,38	MH
76,00 - 76,35	42,63	76	42	34	2,47	1,02	18,42	MH
110,00 - 110,30	47,94	81	48	33	2,49	1,21/1,24	17,36/17,14	MH
144,00 - 144,35	37,03	57	42	15	2,56	0,98	18,41	MH

Πίνακας 3.4: Αποτελέσματα δοκιμών τριαξονική φόρτισης CU-pp.

Βάθος (m)	c (kPa)	c' (kPa)	φ (°)	φ' (°)	Κατάταξη
9,00 - 9,30	90,8	23,63	17,3	30,8	CH
37,15 - 37,50	92,4	60,3	15,6	24,4	MH
53,50 - 53,80	230,54	153,34	28,2	39,2	MH
76,00 - 76,35	398,6	323,8	26,4	37,1	MH
86,60 - 86,80	123,3	100,2	17,2	23,7	MH
144,00 - 144,35	606,3	492,5	23,0	30,5	MH

Πίνακας 3.5: Αποτελέσματα δοκιμών άμεσης διάτμησης δειγμάτων, CU.

Βάθος (m)	Τύπος	c (kPa)	φ (°)	Κατάταξη
55,00 – 55,30	CU	179,23	40,5	MH
110,00 – 110,30	CU	475,8	18,9	MH

Πίνακας 3.6: Αποτελέσματα δοκιμών άμεσης διάτμησης δειγμάτων, CD.

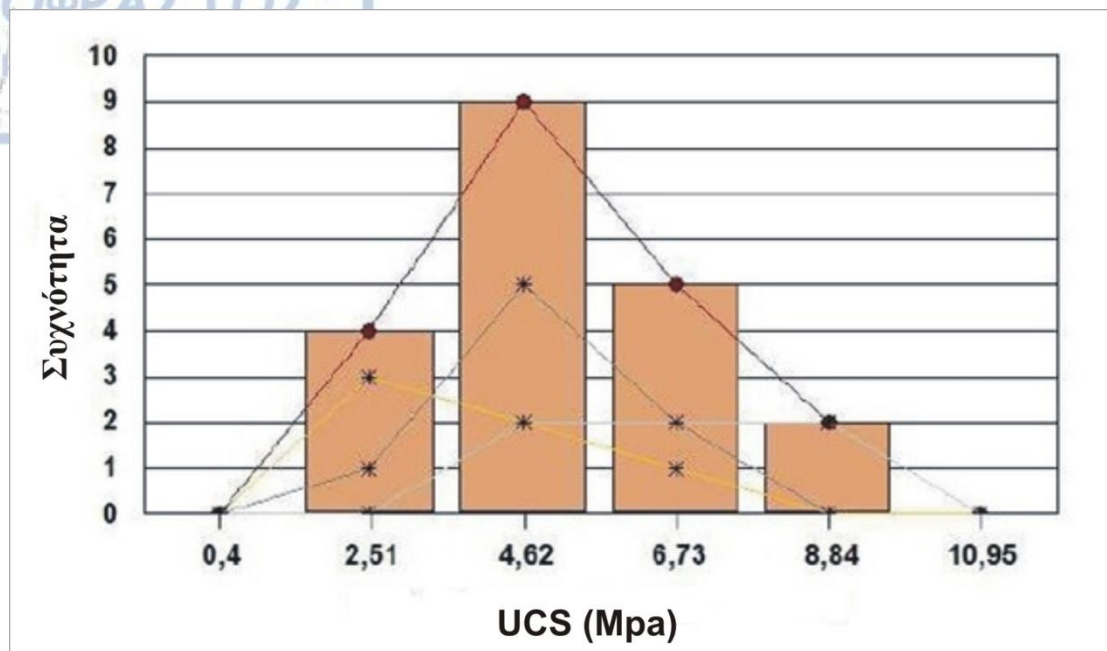
Βάθος (m)	Τύπος	c' (kPa)	φ' (°)	Κατάταξη
55,00 – 55,30	CD	560,07	11,6	MH
110,00 – 110,30	CD	514,59	15,1	MH

3.3.2 Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών βραχομηχανικής.

Τα διαθέσιμα αποτελέσματα σχετικά με τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα της γεώτρησης Γ1/15, είναι αυτά της αντοχής του άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική ανεμπόδιση θλίψη (σ_{ci}). Τα δείγματα που χρησιμοποιήθηκαν προέρχονται τόσο από την συνεκτική μάργα της που θα αποτελέσει την οροφή των υπόγειων ανοιγμάτων, του δαπέδου και του λιγνιτικού κοιτάσματος.

3.3.3 Τιμή αντοχής άρρηκτου βράχου πετρώματος UCS (σ_{ci}) της μαργαϊκή βραχόμαζα.

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται ένα διάγραμμα κανονικής κατανομής των αποτελεσμάτων σχετικά με την μονοαξονική ανεμπόδιση θλιπτική αντοχή της μάργας. Σε αυτό με πορτοκαλί γραμμή απεικονίζονται τα αποτελέσματα των δοκιμών που απαρτίζουν την μάργα δαπέδου, ενώ το ανοικτό γκρι χρώμα αντιπροσωπεύει τα αποτελέσματα που σχετίζονται με την μάργα οροφής. Η μάργα δαπέδου φαίνεται να έχει ελαφρώς μειωμένη αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σε σχέση με αυτήν της οροφής. Η διαφορά όμως αυτή θεωρείται πολύ μικρή και επαληθεύεται η ιδέα της ενοποίησης τους σε μία ενότητα με βάση τα χαρακτηριστικά τους.

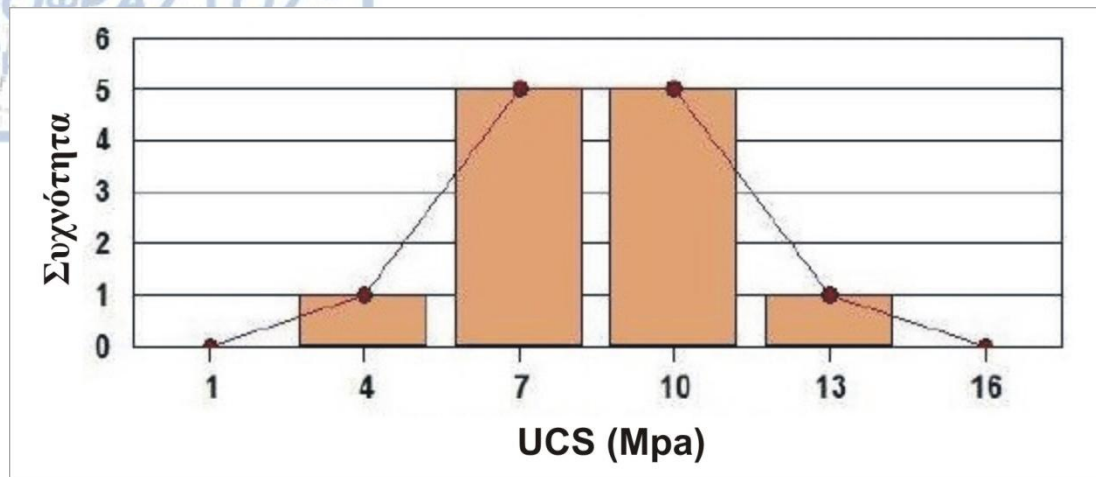


Εικόνα 3.12: Ιστόγραμμα εργαστηριακών δοκιμών της αντοχής της μάργας σε μονοαξονική θλίψη (σ_{ci}).

Βάσει της αξιολόγησης των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών σε ανεμπόδιστη θλίψη, λαμβάνεται αντιπροσωπευτικό εύρος τιμών $\sigma_{ci} = 2 \text{ MPa} - 4,5 \text{ MPa}$. Πιο συγκεκριμένα μία αντιπροσωπευτική μέση τιμή σχετικά με την αντοχή της μάργας σε ανεμπόδιστη θλίψη είναι $\sigma_{ci} = 3,3 \text{ MPa}$.

3.3.4 Τιμή αντοχής άρρηκτου πετρώματος σ_{ci} της λιγνιτικής βραχώμαζας.

Η αντοχή του άρρηκτου συμπαγούς πετρώματος προσεγγίζεται με τον καλύτερο τρόπο από τις εργαστηριακές δοκιμές σε ανεμπόδιστη θλίψη. Με βάση τα εργαστηριακά αποτελέσματα, λαμβάνεται αντιπροσωπευτικό εύρος τιμών $\sigma_{ci} = 5,5 \text{ MPa} - 8,0 \text{ MPa}$.



Εικόνα 3.13: : Ιστόγραμμα εργαστηριακών δοκιμών της αντοχής του λιγνίτη σε μονοαξονική θλίψη (σ_{ci}).

Σημειώνεται ότι, βάσει των αποτελεσμάτων των δοκιμών σημειακής φόρτισης ο δείκτης $I_{s(50)}$ είναι συστηματικά $< 2.0 \text{ MPa}$. Λαμβάνοντας υπόψη την εμπειρική σχέση $\sigma_{ci} = \alpha * I_s$ με $\alpha=13$ για τιμές $I_{s(50)} < 2.0 \text{ MPa}$ (Sabatakakis et. al, 2008), προκύπτει για μέση τιμή του δείκτη $I_s=0.2 \text{ MPa}$ πολύ χαμηλή αντοχή λιγνίτη σε θλίψη ίση προς $\sigma_{ci} = 13 \times 0.2 = 2.6 \text{ MPa}$. Με βάση την εμπειρία από αντίστοιχα λιγνιτοφόρα κοιτάσματα και συναξιολογώντας τη δομή του σχηματισμού όπως αποκαλύπτεται στις υφιστάμενες βαθμίδες εκσκαφής της υπαίθριας εκμετάλλευσης, εκτιμάται ότι η συσχέτιση των χαμηλών τιμών του δείκτη σημειακής φόρτισης $I_{s(50)}$ με την αντοχή του λιγνίτη με την αντοχή του λιγνίτη σε μονοαξονική θλίψη υποβαθμίζει σημαντικά τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του σχηματισμού. Η επικρατέστερη σχέση στη συγκεκριμένη περίπτωση για την εκτίμηση της αντοχής του λιγνίτη σε μονοαξονική θλίψη θεωρείται η $\sigma_{ci} = 28 * I_s$, ώστε να υπάρχει σαφής συσχετισμός των δοκιμών σημειακής φόρτισης με τις αντίστοιχες ανεμπόδιστης θλίψης. Οπότε σύμφωνα με την τελευταία σχέση η αντιπροσωπευτικότερη τιμή αντοχής του λιγνίτη σε μονοαξονική θλίψη είναι ίση με $\sigma_{ci} = 28 \times 0.2 = 5.6 \text{ MPa}$.

4 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ - ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για τους σχηματισμούς λιγνίτη και μάργας που αναμένεται να συναντηθούν κατά την υπόγεια εκμετάλλευση, εκτιμήθηκαν εύρη γεωτεχνικών τιμών για τις κρίσιμες παραμέτρους της αντοχής και παραμορφωσιμότητα των επί τόπου σχηματισμών. Αναφορικά με την αντοχή των σχηματισμών και την παραμορφωσιμότητα τους (μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχόμαζας), έγινε εκτίμηση μέσω των τεχνικογεωλογικών παραμέτρων της εκάστοτε κατηγορίας βραχόμαζας (GSI, σ_{ci} , m_i , D) και εφαρμογή του κριτηρίου αστοχίας για βραχόμαζες κατά Hoek – Brown (λογισμικό RocData της Rocscience).

Για την ανεμπόδιστη μονοαξονική θλιπτική αντοχή του άρρηκτου βράχου έχουν ληφθεί αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών από την γεώτρηση Γ1/15.

Η κατάταξη της βραχόμαζας στο σύστημα GSI πραγματοποιήθηκε με πληροφορίες η οποίες προκύπτουν οπτικά από τα πρηνή των βαθμίδων της υπαίθριας εκσκαφής του λιγνιτωρυχείου (εικόνα 4.1, εικόνα 4.2).



Εικόνα 4.1: Όψη λιγνιτικής βραχομάζας Προσηλίου.



Εικόνα 4.2: Όψη συνεκτικής μάργας Προσηλίου.

Για την προσέγγιση της σταθεράς m_i δεν υπήρχαν εργαστηριακές δοκιμές και για το λόγο αυτό κρίθηκε εύλογο να ληφθεί κάποια τιμή από τη διεθνή βιβλιογραφία.

Για την εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας συνεκτιμήθηκαν οι συσχετίσεις από τη διεθνή βιβλιογραφία που φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 4.1: Σχέσεις εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας.

Hoek et al. (2002)	$E_m(\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}(\text{MPa})}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$
Sonmez et al. (2004)	$E_m = E_i (s^a)^{0,4}$
Hoek and Diederichs (2006)	$E_m = E_i \left(0,02 + \frac{1-D/2}{1+e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right)$

4.1 Λιγνίτης (ξυλίτης)

Προκειμένου να προσδιοριστούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της λιγνιτικής βραχώμαζας, έγινε εκτίμηση των ακόλουθων παραμέτρων του κριτηρίου Hoek - Brown.

4.1.1Τιμή βαθμονόμησης κατά GSI

Με το δείκτη GSI καθίσταται δυνατός ο προσδιορισμός των παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας για σημαντικό εύρος τεχνικογεωλογικών συνθηκών, όπως αυτές καταγράφονται με παρατηρήσεις πεδίου. Για την ταξινόμηση της βραχώμαζας με το σύστημα GSI συναξιολογούνται δύο παράγοντες:

- Η δομή της βραχώμαζας που χαρακτηρίζει το βαθμό αλληλεμπλοκής των βραχωδών τεμαχών.
- Η κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών που χαρακτηρίζει το μέγεθος της διατμητικής αντοχής τους.

Η εκτίμηση του αντιπροσωπευτικού εύρους τιμών του δείκτη GSI, γίνεται βάσει του «κλασσικού» διαγράμματος κατάταξης (Hoek & Marinos). Για τη δομή της λιγνιτοφόρας στοιβάδας ελήφθησαν τα διαθέσιμα στοιχεία από τις αποκαλυμμένες επιφάνειες της εν εξελίξει υπαίθριας εκμετάλλευσης του κοιτάσματος, από όπου διαπιστώνεται ότι η λιγνιτική βραχώμαζα εμφανίζεται εν γένει υγιείς, συμπαγής με κλειστές ασυνέχειες και ψευδο-στρώση. Το εκτιμώμενο εύρος τιμών του γεωλογικού δείκτη αντοχής για την βραχώμαζα του λιγνίτη κυμαίνεται μεταξύ $GSI = 60 - 70$, όπως φαίνεται στο διάγραμμα που ακολουθεί. Η καλή γενικά κατάταξη της λιγνιτικής βραχώμαζας αφορά στο σύνολο της λιγνιτικής στοιβάδας με την παρουσία των λιγνιτικών ενστρώσεων.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	60	50
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings

Εικόνα 4.3: Το εύρος GSI για τη λιγνιτική βραχώμαζα μέσω διαγράμματος (Hoek and Marinos, 2000)

4.1.2 Τιμή μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου πετρώματος E_i

Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης με προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας, λαμβάνεται αντιπροσωπευτικό εύρος τιμών $E_i = 400 \text{ MPa} - 500 \text{ MPa}$.

Ελλείψει άλλων δεδομένων, ο συντελεστής MR έχει προσδιοριστεί συναρτήσει του E_i βάσει της εμπειρικής σχέσης $E_i = MR * \sigma_{ci}$. Συνεπώς, για το εκτιμώμενο εύρος του

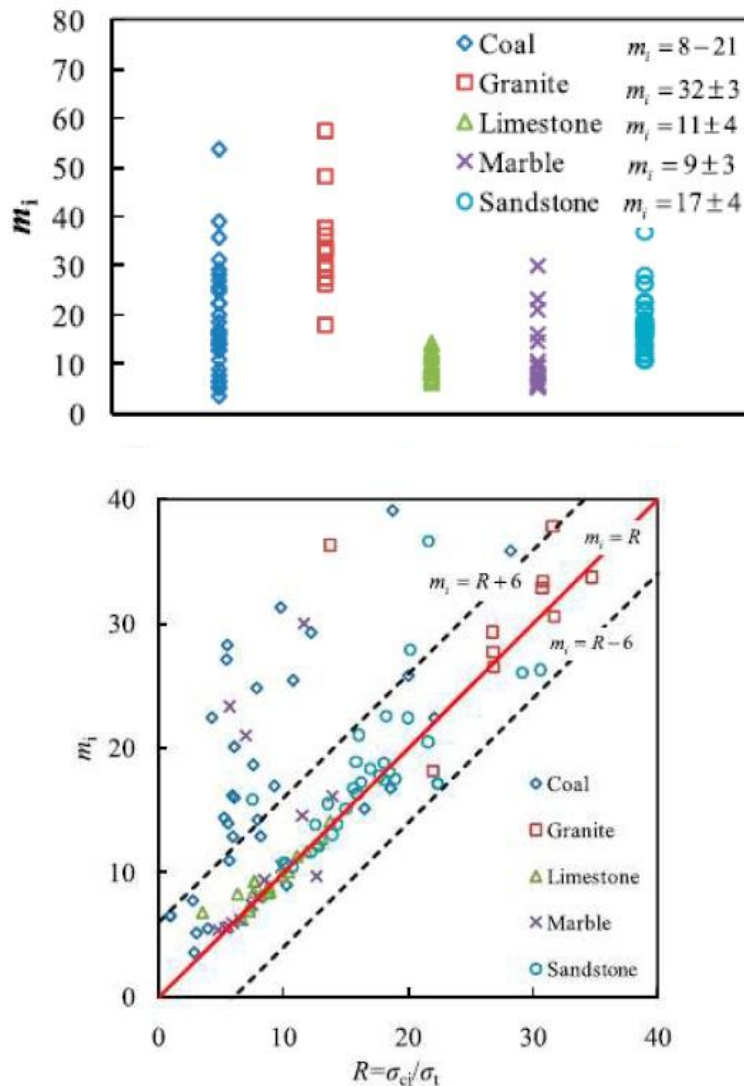
μέτρου ελαστικότητας του άρρηκτου πετρώματος, για το οποίο έγινε αναφορά παραπάνω, συνεπάγεται ένα αντίστοιχο εύρος τιμών $MR = 50 - 60$.

Στα πλαίσια των δοκιμών για το μέτρο ελαστικότητας, γίνεται προσδιορισμός και του δείκτη Poisson. Ωστόσο τα εργαστηριακά δεδομένα κρίθηκαν ανεπαρκή και δεν έχουν διατεθεί για την παρούσα εργασία. Ως εκ τούτου γίνεται εκτίμηση του $\nu = 0.3$ για όλα τα πετρώματα (λιγνίτη και μάργα).

4.1.3 Τιμή σταθεράς υλικού m_i

Ο προσδιορισμός της τιμής της παραμέτρου m_i για το λιγνίτη αποτελεί ιδιαίτερης σημασίας ζήτημα, λόγω της επίπτωσης που έχει στον υπολογισμό της αντοχής της βραχώμαζας. Η πιο αντιπροσωπευτική μέθοδος για τον προσδιορισμό του δείκτη m_i είναι μέσω τριαξονικών δοκιμών. Ωστόσο οι δοκιμές που έχουν ήδη εκτελεστεί σε δοκίμια λιγνίτη αντιστοιχούν σε εμβάπτιση μέχρι κορεσμού του δείγματος (αστράγγιστες συνθήκες) και όχι στις φυσικές συνθήκες του επιτόπου σχηματισμού. Συνεπώς, η τιμή m_i που θα προκύψει από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των τριαξονικών δοκιμών, δεν θεωρείται αντιπροσωπευτική των πραγματικών μηχανικών χαρακτηριστικών του λιγνίτη για την προκειμένη περίπτωση. Ο προσδιορισμός του δείκτη θα γίνει βάσει σχετικών αναφορών στη διεθνή βιβλιογραφία για το κάρβουνο (coal), που είναι επίσης μια μορφή γαιάνθρακα.

Πειραματικά δεδομένα για γαιάνθρακα με εφαρμογή του κριτηρίου Hoek – Brown παρουσιάστηκαν στο 26^ο και 32^ο Διεθνές Συνέδριο ‘Ground Control in Mining’, όπου η αντίστοιχη τιμή του m_i αναφέρεται ίση με 17.6 και 7 αντίστοιχα (Gadde M.), (Andre Zingano, Francisco Feijo, 2013). Έχει γίνει επίσης προσδιορισμός της τιμής m_i με απλοποιημένες μεθόδους, βάσει του τύπου του πετρώματος και τη αντοχής του σε μονοαξονική θλίψη, χωρίς την απαίτηση εκπόνησης τριαξονικών δοκιμών (Jiayi Shen & Murat Karakus, 2014). Για την περίπτωση του γαιάνθρακα παρατηρείται μεγάλη διασπορά τιμών του m_i με εύρος τιμών 8-21.



Εικόνα 4.4: Τιμή δείκτη m_i για διάφορους τύπους πετρωμάτων, συμπεριλαμβανομένου και του γαιάνθρακα (Jiayi Shen & Murat Karakuw, 2014).

Το συγκεκριμένο εύρος τιμών για το δείκτη m_i του γαιάνθρακα, το οποίο παρουσιάστηκε παραπάνω, επιβεβαιώνεται πλήρως και από τους Hoek and Brown 1997 (Practical estimates of rock mass strength). Στην εικόνα που ακολουθεί παρουσιάζεται το ίδιο ακριβώς εύρος, σε ότι αφορά το δείκτη m_i του γαιάνθρακα, δηλαδή 8-21.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19 —— Greywacke —— (18)	Siltstone 9	Claystone 4
		Organic		—— Chalk —— 7 —— Coal —— (8-21)		
	Non-Clastic	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
	Dark		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
			Norite 22			
	Extusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

Εικόνα 4.5: Τιμή δείκτη m_i για διάφορους τύπους πετρωμάτων - με μωβ χρώμα σημειώθηκε το εύρος τιμών του γαιάνθρακα (Hoek and Brown, 1997).

4.2 Μάργα Οροφής και Μάργα Δαπέδου

Για τον υπολογισμό των γεωμηχανικών χαρακτηριστικών των μαργαϊκών στρώσεων οροφής και δαπέδου, ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία εκτίμησης των παραμέτρων του κριτηρίου Hoek – Brown, όπως και στην περίπτωση της λιγνιτικής βραχώμαζας. Όπως προαναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, η μάργα δαπέδου είναι σχεδόν ταυτόσημη με τη μάργα οροφής. Οι διαφοροποιήσεις μεταξύ των λιθολογικών τύπων της μάργας είναι οριακού χαρακτήρα και αφορούν στον κατά περίπτωση εμπλουτισμό της μάργας δαπέδου σε άμμους ή ανθρακικά οφειλόμενες σε διηθήσεις και εμποτισμούς από τον υπερκείμενο λιγνίτη. Οι τιμές των εργαστηριακών δοκιμών (εικόνα 3.12) της μάργας οροφής και της μάργας δαπέδου δεν παρουσιάζουν αξιοσημείωτες διαφορές, στα πλαίσια και της διασποράς των αποτελεσμάτων. Ως εκ τούτου, θεωρείται ενοποίηση των εργαστηριακών αποτελεσμάτων προερχόμενων



τόσο από τη μάργα οροφής όσο και δαπέδου, και προκύπτει μια ενιαία χαρακτηριστική τιμή σχεδιασμού για το σχηματισμό της μάργας.

4.2.1 Τιμή βαθμονόμησης κατά GSI.

Σύμφωνα με την εικόνα που παρουσιάζουν οι μάργες στα διαμορφωμένα πρανή της υπαίθριας εκμετάλλευσης λιγνίτη, πρόκειται για ένα συμπαγή σχηματισμό με αραιές ασυνέχειες και χωρίς υλικό πλήρωσης τους. Οι λιγοστές ασυνέχειες και πιο συγκεκριμένα, αυτή της στρώσης η οποία επαναλαμβάνεται συστηματικά, ως προς την ποιότητα τους, θεωρούνται καλές. Η μαργαϊκή βραχώμαζα θεωρείται ότι περιγράφεται από το εύρος τιμών του δείκτη $GSI = 70-80$.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
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.		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
		DECREASING SURFACE QUALITY →				
STRUCTURE	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓	90	80	70	60	50
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities						N/A
 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets						N/A
 VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets						N/A
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity						N/A
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces						N/A
 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes		N/A	N/A			10

Εικόνα 4.6: Το εύρος GSI για τη βραχώμαζα του μαργαϊκού ασβεστόλιθου μέσω διαγράμματος (Hoek and Marinos, 2000)

4.2.2 Τιμή μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου E_i .

Το αντιπροσωπευτικό εύρος τιμών του μέτρου ελαστικότητας άρρηκτου βράχου για τη μάργα οροφής και τη μάργα δαπέδου, προσδιορίζεται βάσει των δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης και μέσω του συντελεστή MR ($E_i = MR * \sigma_{ci}$). Από τη βιβλιογραφία για τις μάργες προτείνεται εύρος τιμών του συντελεστή $MR = 175 \pm 25$. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, προκύπτει αντιπροσωπευτικό εύρος τιμών $E_i = 450 \text{ MPa} - 600 \text{ MPa}$. Ενώ ο λόγος poisson για τις μάργες λαμβάνεται ίσος με $\nu = 0.3$.

3.2.3 Τιμή σταθεράς υλικού m_i .

Σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία (Hoek, 2002) η σταθερά υλικού m_i για τη μάργα παίρνει τιμές $m_i = 7 \pm 2$.

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates *	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias *		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2)
						Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated**			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5 Granodiorite (29 ± 3)		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal			Porphyries (20 ± 5)	Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

Εικόνα 4.7: Τιμή δείκτη m_i για διάφορα πετρώματα – με κόκκινο είναι σημειωμένο ο δείκτης m_i της μάργας- (Hoek, 2002)

4.3 Συντελεστής διατάραξης D λόγω εργασιών εκσκαφής.

Για τη διάνοιξη τόσο των υπόγειων στοών ανάπτυξης όσο και των εγκάρσιων στοών δεν προβλέπεται η χρήση εκρηκτικών αλλά η διάνοιξη με τη χρήση μηχανικών μέσων. Για τον λόγο αυτό και σύμφωνα με την εικόνα 4.8 (Hoek, 2002) δεν αναμένεται σημαντική διατάραξη της περιβάλλουσας βραχώμαζας κατά την διαδικασία της εκσκαφής. Αποτέλεσμα αυτού είναι να θεωρηθεί επαρκής ένας συντελεστής διατάραξης D λόγω εργασιών εκσκαφής ίσος με 0.2. Ο λόγος που δεν θεωρείται μηδενικό το D είναι η ανακατανομή του αρχικού εντατικού πεδίου λόγω της επιφανειακής εκσκαφής.

Table 1: Guidelines for estimating disturbance factor D

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Εικόνα 4.8: Πίνακας προσδιορισμού της τιμής διατάραξης D λόγω των εργασιών. (Hoek, 2002)

4.4 Επιλογή του κατάλληλου κριτηρίου αστοχίας.

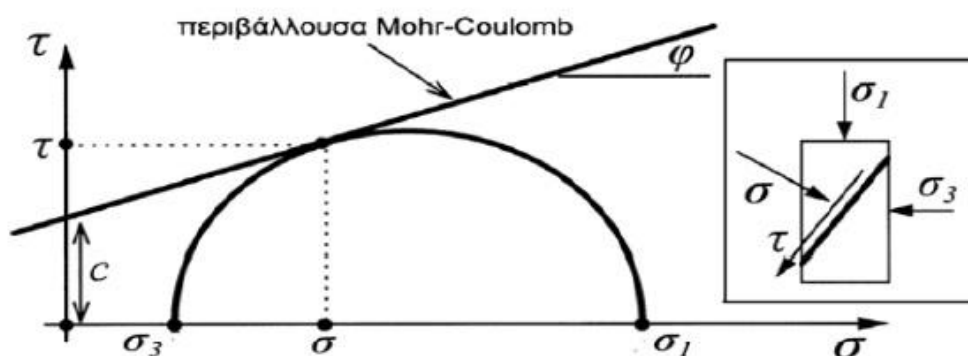
Λόγω της κατάταξης των υλικών, που συνθέτουν το περιβάλλον της υπόγειων ανοιγμάτων, στην κατηγορία του μαλακού βράχου θεωρήθηκε ότι το κριτήριο

διατμητικής αστοχίας Mohr - Coulomb είναι πιο αντιπροσωπευτικό για την περίπτωση της υπόγειας εκμετάλλευσης στην περιοχή του Προσηλίου. Τόσο η λιγνιτική βραχώμαζα, όσο και η μάργα που συνθέτει την οροφή και το δάπεδο των θαλάμων αναμένεται να συμπεριφερθούν σε μεγαλύτερο βαθμό ως εδάφη. Για το λόγο αυτό οι παράμετροι της διατμητικής αντοχής, σχετικά με την περιβάλλουσα βραχώμαζα, προέκυψε με την επίλυση του κριτηρίου αστοχίας Hoek - Brown, η οποία πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού RocData σε προηγούμενη ενότητα της εργασίας.

Η γραφική απεικόνιση του κριτηρίου διατμητικής αστοχίας Mohr - Coulomb, εμφανίζεται στην εικόνα 4.9. Η διάμετρος του κύκλου ορίζεται από τις τάσεις σ_1 και σ_3 . Πρόκειται για τις κύριες τάσεις οι οποίες και οδηγούν σε αστοχία βραχώδους ή εδαφικού σχηματισμού που εξετάζεται.

Όσον αφορά την περιβάλλουσα θράυσης Mohr - Coulomb, είναι μια ευθεία γραμμή που ορίζεται από τις παραμέτρους της συνοχής c και της γωνίας εσωτερικής τριβής και απεικονίζει με γραφικό τρόπο την διατμητική αντοχή του υλικού.

Ως συνέχεια των παραπάνω είναι εμφανές, ότι η αστοχία του σχηματισμού συμβαίνει όταν ο κύκλος που ορίζει το ενταντικό πεδίο, που είναι αποτέλεσμα των σ_1 και σ_3 , εφάπτεται στην περιβάλλουσα Mohr - Coulomb.



Εικόνα 4.9: Διαγραμματική ερμηνεία του κριτηρίου αστοχία Mohr - Coulomb.

Τέλος, ως σ_n ορίζεται η ορθή τάση και ως τ η διατμητική τάση στο επίπεδο που επέρχεται η αστοχία. Αυτές μπορούν να υπολογιστούν από τις μαθηματικές σχέσεις που ακολουθούν:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2a$$

όπου, a ορίζεται η γωνία η οποία σχηματίζεται ανάμεσα στο επίπεδο θραύσης και την τάση σ_3 . Η γωνία αυτή σχετίζεται με την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ και πιο συγκεκριμένα υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$a = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

4.5 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού.

Ο προσδιορισμός των μηχανικών ιδιοτήτων των περιβαλλόντων πετρωμάτων, δηλαδή ουσιαστικά ο υπολογισμός των ισοδύναμων παραμέτρων διατμητικής αντοχής (συνοχή c και εσωτερική γωνία τριβής ϕ) θα πραγματοποιηθεί μέσω της επίλυσης του κριτηρίου αστοχίας Hoek - Brown.

Οι παράμετροι που χρειάζονται για την επίλυση του συγκεκριμένου κριτηρίου είναι:

- η μονοαξονική θλιπτική αντοχή του πετρώματος σ_{ci}
- η πετρογραφική σταθερά m_i
- ο δείκτης ποιότητας της βραχόμαζας GSI.

4.5.1 Παράμετροι εισαγωγής στο κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown

Σε ότι αφορά τα περιβάλλοντα πετρώματα στο χώρο της εκμετάλλευσης και τις παραμέτρους εισαγωγής που θα χρειαστούν για την επίλυση του κριτηρίου Hoek - Brown έχουν προσδιοριστεί σε προηγούμενη ενότητα. Αυτές παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα (πίνακας 4.2).

Πίνακας 4.2: Μηχανικές παράμετροι εισαγωγής κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown.

	Μονοαξονική θλιπτική αντοχή σ_{ci} (MPa)	Πετρογραφική Σταθερά m_i	Δείκτης ποιότητας βραχόμαζας GSI
Λιγνίτης	5.6	14	65

Μάργα οροφής – Μάργα δαπέδου	3.3	7	75
---------------------------------	-----	---	----

Για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων παραμέτρων της διατμητικής αντοχής (c και φ) των γεωλογικών σχηματισμών γίνεται χρήση του λογισμικού RocData 5.0 της Rocscience. Το συγκεκριμένο λογισμικό προσαρμόζει στην μη γραμμική περιβάλλουσα αστοχίας του κριτηρίου Hoek – Brown μια γραμμική περιβάλλουσα Mohr – Coulomb για ένα προκαθορισμένο εύρος πλευρικών τάσεων σ_3 . Η διαδικασία αυτή φαίνεται στο διάγραμμα της εικόνας 4.10.

Το γραμμικό κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb σε όρους κύριων τάσεων σ_1 και σ_3 περιγράφεται από την μαθηματική σχέση:

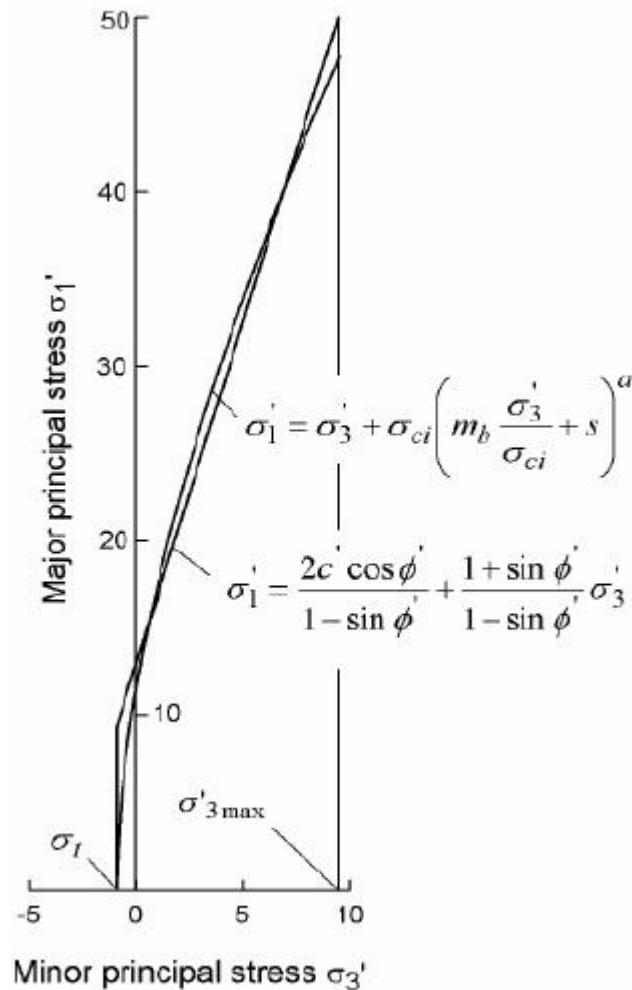
$$\sigma_1 = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} \sigma_3 + \frac{2 c \cos \varphi}{1-\sin \varphi}$$

όπου c , η συνοχή της βραχώμαζας

φ , η γωνία εσωτερικής τριβής της βραχώμαζας.

Εν συνεχεία, από την παραπάνω μαθηματική σχέση προκύπτει η αντοχή της βραχώμαζας σε μονοαξονική θλίψη ως προς τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής, δηλαδή τη συνοχή c και τη γωνία εσωτερικής τριβής της βραχώμαζας φ και εκφράζεται από την μαθηματική σχέση που ακολουθεί:

$$\sigma_{cm} = \frac{2 c \cos \varphi}{1-\sin \varphi}$$



Εικόνα 4.10: Διάγραμμα προσαρμογής γραμμικής περιβάλλουσας αστοχίας Mohr – Coulomb στην μη γραμμική περιβάλλουσα αστοχίας Hoek – Brown.

4.5.2 Υπολογισμός των βασικών γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού με τη βοήθεια του λογισμικού RocData 5.0.

Το είδος του έργου παίζει πολύ σημαντικό ρόλο ως προς τον ορθό προσδιορισμό των ισοδύναμων παραμέτρων διατμητικής αντοχής (c και ϕ) μέσω του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown. Οι εν λόγω παράμετροι διαφέρουν σε διαφορετικού είδους έργα, δηλαδή για το αν πρόκειται για πρανές ή σήραγγα. Επίσης η διαδικασία εύρεσης τους σχετίζεται και με τη φόρτιση από τις υπερκείμενες γαίες.

Για το λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις με τη χρήση του λογισμικού RocData 5.0 της Rocscience και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται μέσω σχετικών πινάκων.

Πίνακας 4.3: Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού της μάργας οροφής και δαπέδου καθώς και η μεταβολή τους ως προς το ύψος του υπερκείμενου στρώματος

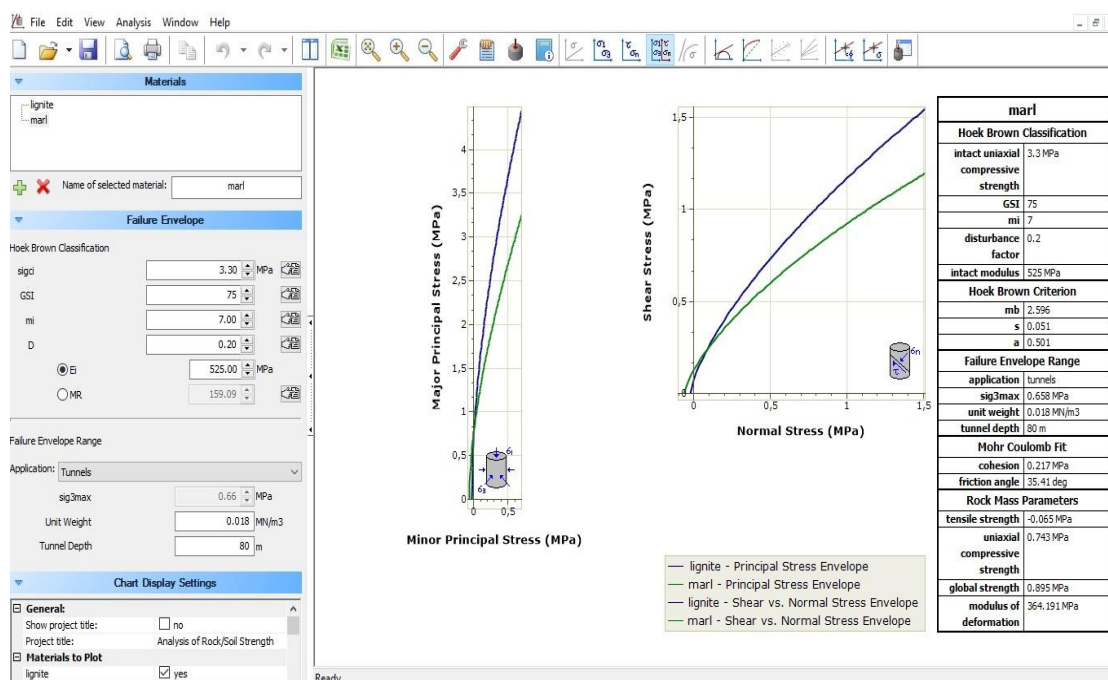
Υπερκείμενα (m)	Συνοχή (MPa)	Γωνία Εσωτερικής Τριβής ϕ ($^{\circ}$)	Μονοαξονική Εφελκυστική Αντοχή σ_t (MPa)	Μονοαξονική Θλιπτική Αντοχή σ_{cm} (MPa)	Μέτρο Ελαστικότητας E (MPa)
50	0,182	39	-0,065	0,743	364
60	0.194	37	-0.065	0.743	364
70	0.206	36	-0.065	0.743	364
80	0.217	35	-0.065	0.743	364
90	0,227	35	-0.065	0.743	364
100	0,238	34	-0.065	0.743	364
110	0,248	33	-0.065	0.743	364
120	0,258	32	-0.065	0.743	364
130	0,268	32	-0.065	0.743	364
140	0,277	31	-0.065	0.743	364
150	0,286	31	-0.065	0.743	364

Πίνακας 4.4: Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού του λιγνίτη καθώς και η μεταβολή τους ως προς το ύψος του υπερκείμενου στρώματος

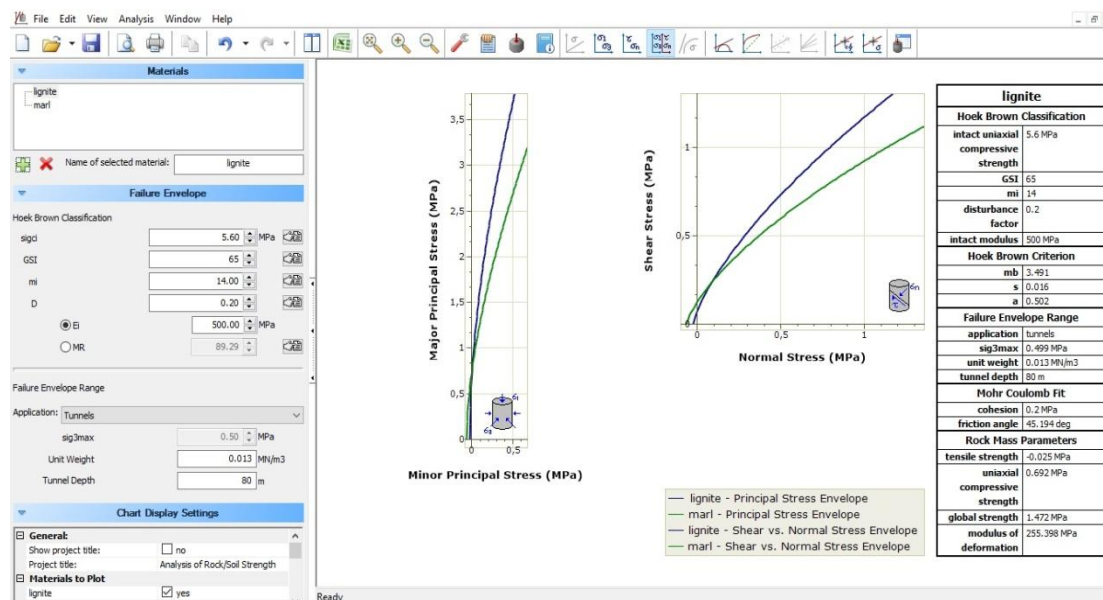
Υπερκείμενα (m)	Συνοχή (MPa)	Γωνία Εσωτερικής Τριβής ϕ ($^{\circ}$)	Μονοαξονική Εφελκυστική Αντοχή σ_t (MPa)	Μονοαξονική Θλιπτική Αντοχή σ_{cm} (MPa)	Μέτρο Ελαστικότητας E (MPa)
50	0.158	49	-0.025	0.692	255
60	0.172	47	-0.025	0.692	255
70	0.186	46	-0.025	0.692	255

80	0.2	45	-0.025	0.692	255
90	0.212	44	-0.025	0.692	255
100	0.225	44	-0.025	0.692	255
110	0.237	43	-0.025	0.692	255
120	0.248	42	-0.025	0.692	255
130	0.26	41	-0.025	0.692	255
140	0.271	41	-0.025	0.692	255
150	0.282	40	-0.025	0.692	255

Στη συνέχεια ενδεικτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την επίλυση του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown τόσο για την βραχώμαζα του λιγνίτη όσο και για αυτή της μάργας, μετά τη χρήση του λογισμικού RocData 5.0. Στις δύο εικόνες που ακολουθούν φαίνονται τόσο τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν, όσο και οι γεωτεχνικές παράμετροι που προκύπτουν όταν το ύψος υπερκειμένων είναι ίσο με $H=80$ m.

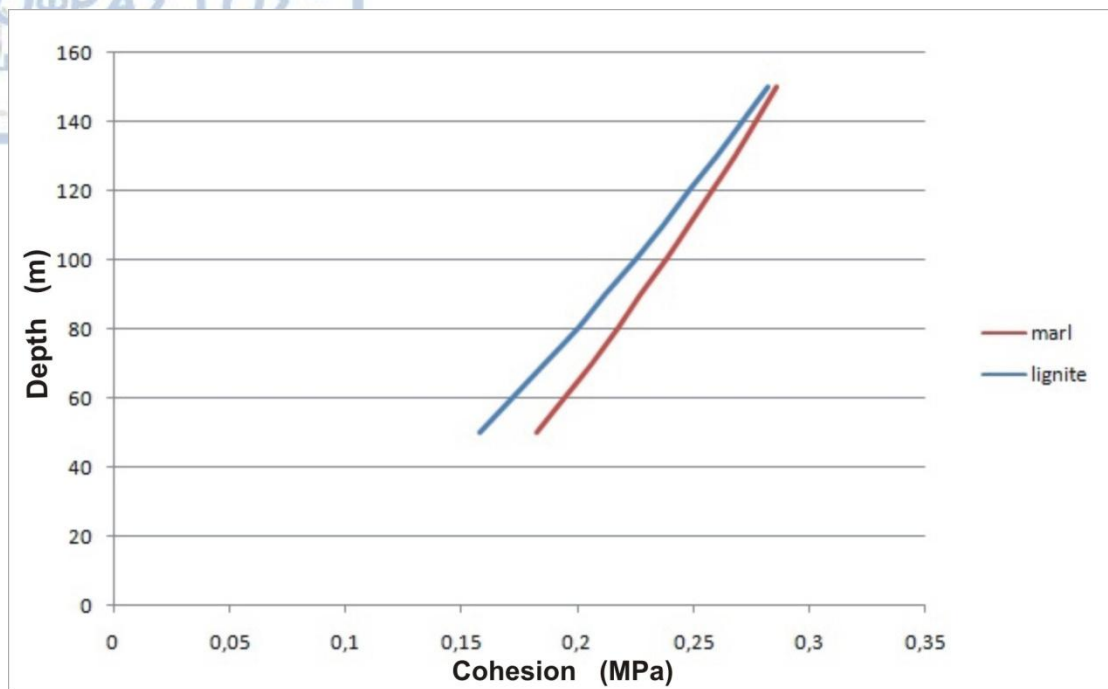


Εικόνα 4.11: Δεδομένα εισαγωγής και αποτελέσματα ισοδύναμων γεωτεχνικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής για την μαργαϊκή βραχώμαζα, σε πάχος υπερκειμένων $H = 80$ m (RocData 5.0).

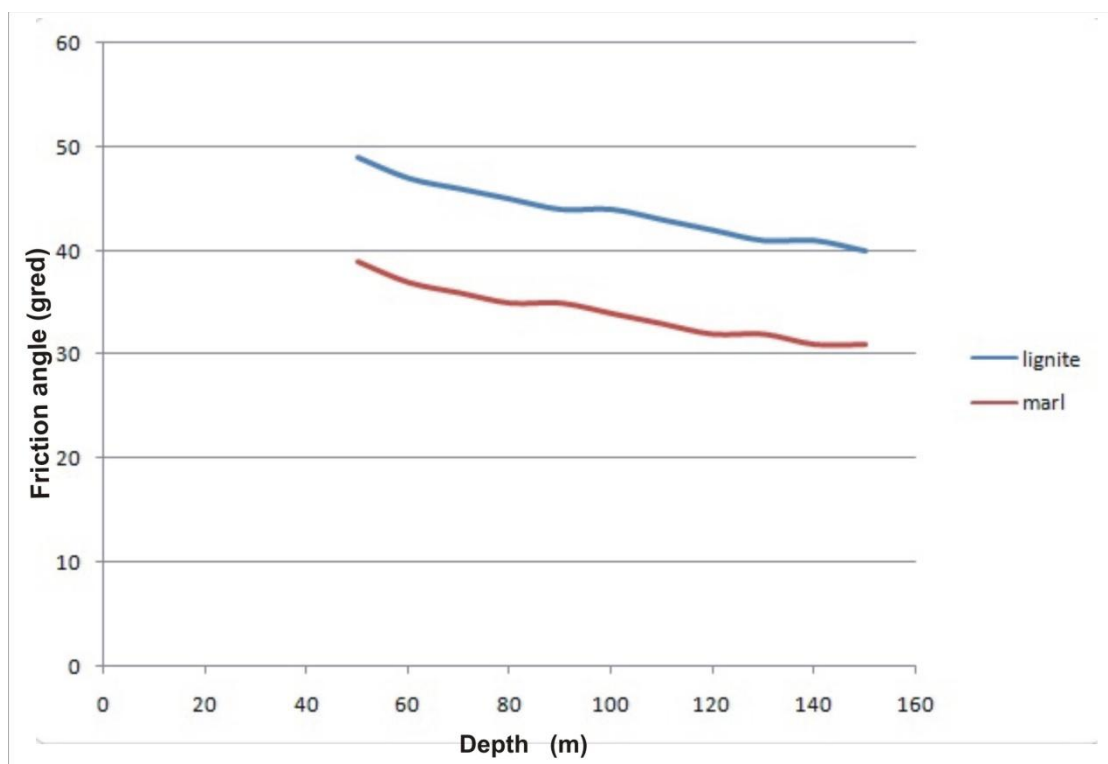


Εικόνα 4.12: Δεδομένα εισαγωγής και αποτελέσματα ισοδύναμων γεωτεχνικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής της λιγνιτικής βραχώμαζας, σε πάχος υπερκειμένων $H = 80$ m (RocData 5.0) .

Μια χαρακτηριστική παρατήρηση σχετικά με τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στους παραπάνω πίνακες είναι η αύξηση της συνοχής (c) της βραχώμαζας σε σχέση με το βάθος όπως φαίνεται στο διάγραμμα της εικόνας 4.13, ενώ η γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ) παρουσιάζει μείωση σε σχέση με την αύξηση του βάθους όπως φαίνεται στο διάγραμμα της εικόνας 4.14.



Εικόνα 4.13: Μεταβολή της συνοχής της βραχώμαζας σε συνάρτηση με το βάθος.



Εικόνα 4.14: Μεταβολή της γωνίας εσωτερικής τριβής της βραχώμαζας σε συνάρτηση με το βάθος.

5 ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Στην εκτέλεση των αναλύσεων με τη βοήθεια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων θα υπολογιστούν οι μετακινήσεις των τοιχωμάτων της διατομής του υπόγειου ανοίγματος πριν την εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης. Αυτό επιτυγχάνεται απομειώνοντας το μέτρο ελαστικότητας E του χαλαρομένου υλικού, το οποίο βρίσκεται εντός των ορίων της διατομής του υπόγειου ανοίγματος. Το ποσοστό αυτής της απομείωσης του αρχικού μέτρου ελαστικότητας του υλικού εξαρτάται από των συντελεστή αποτόνωσης λ . Ο συντελεστής αυτός τη χρονική στιγμή εφαρμογής του συστήματος υποστήριξης σχετίζεται άμεσα κυρίως με την απόσταση των μέτρων υποστήριξης από το προωθούμενο μέτωπο καθώς και από τη μηχανική συμπεριφορά του μη υποστηριγμένου υπόγειου ανοίγματος.

Στη συνέχεια θα εξεταστεί η μηχανική συμπεριφορά μιας προσεγγιστικής στοάς κυκλικής διατομής, το εμβαδό της οποίας θα είναι ισοδύναμο με αυτό της πραγματικής, μέσω της ελαστοπλαστικής αυτής ανάλυσης. Αυτό θα πραγματοποιηθεί με τη βοήθεια της καμπύλης σύγκλισης – αποτόνωσης της προσεγγιστικής κυκλικής στοάς.

5.1 Συντελεστής Ουδέτερων Ωθήσεων K_0

Όταν πρόκειται για οποιοδήποτε υπόγειο τεχνικό έργο είναι προφανές ότι για να προσομοιωθεί και να πραγματοποιηθεί οποιαδήποτε αριθμητική ανάλυση, είναι αναγκαίο να είναι γνώριμο το αρχικό εντατικό πεδίο. Αυτό έχει άμεση σχέση με τα ακόλουθα:

- Το ύψος των υπερκείμενων γεωλογικών σχηματισμών σε κάθε θέση του τεχνικού έργου.
- Την γεωλογική και την τεκτονική ιστορία της τοποθεσίας στην οποία θα πραγματοποιηθεί.

Τα δύο παραπάνω στοιχεία καθορίζουν στο μεγαλύτερο βαθμό την σχέση που υπάρχει μεταξύ της οριζόντιας γεωστατικής τάσης σ_h και της κατακόρυφης γεωστατικής τάσης σ_v .

Επομένως ο συντελεστής των ουδέτερων ωθήσεων ορίζεται από την μαθηματική σχέση:

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

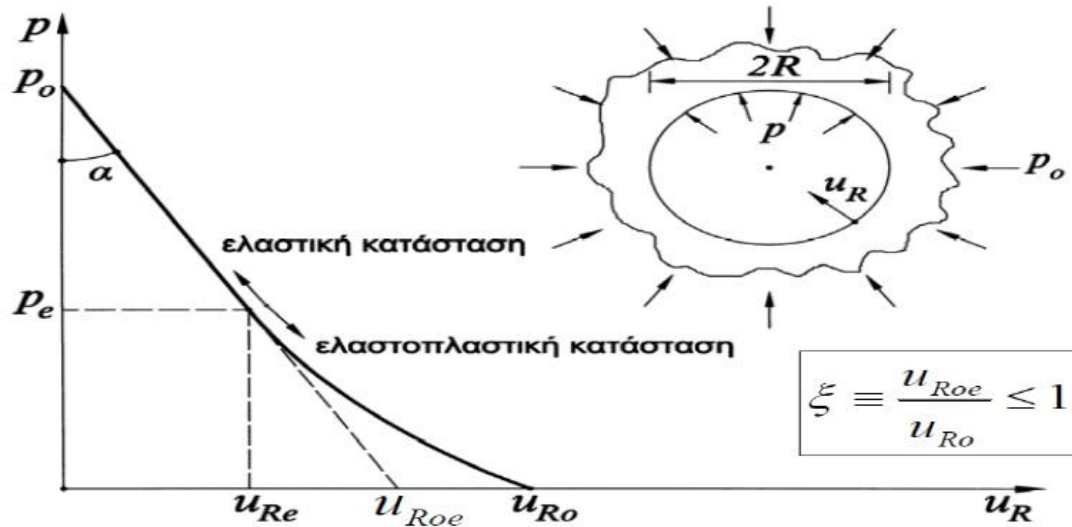
Για τις αριθμητικές αναλύσεις της παρούσας διπλωματικής εργασίας θεωρήθηκε ότι ο συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων ισούται με 0,6. Αυτή η τιμή του συντελεστή θεωρείται ασφαλής σχετικά με τα βάθη των εκσκαφών τα οποία εξετάζονται αλλά και με την τεκτονική ιστορία της εξεταζόμενης περιοχής, στην οποία θα δημιουργηθεί ο υπόγειος χώρος για την εξόρυξη του κοιτάσματος.

5.2 Περί της μεθόδου Σύγκλισης – Αποτόνωσης

Το θέμα της διάνοιξης στοών, σχετικά με την μηχανική τους συμπεριφορά είναι ένα ζήτημα τρισδιάστατου χαρακτήρα. Με τη βοήθεια της μεθόδου σύγκλισης – αποτόνωσης επιτυγχάνεται μια δισδιάστατη προσέγγιση του προβλήματος.

Για να επιτευχθεί αυτό χρειάζονται κάποιες βασικές παραδοχές απλούστευσης του ζητήματος. Βάση αυτών, το υπόγειο άνοιγμα θεωρείται κυκλικής διατομής, η ακτίνα του οποίου αντίστοιχη R. Ο συντελεστής των ουδέτερων ωθήσεων του αρχικού εντατικού πεδίου που επικρατεί πριν τη διάνοιξη ισούται με $K_o = 1$. Η περιβάλλουσα βραχόμαζα του υπόγειου ανοίγματος θεωρείται ομογενής και ισότροπη και χαρακτηρίζεται από μία ελαστική – τέλεια πλαστική συμπεριφορά.

Στην εικόνα που ακολουθεί απεικονίζεται μία καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης της περιβάλλουσας βραχόμαζας για μία ανυποστήρικτη στοά κυκλικής διατομής. Στο διάγραμμα της εικόνας, στον κάθετο άξονα παρουσιάζεται η εσωτερική πίεση υποστήριξης, ενώ στον οριζόντιο άξονα οι συγκλίσεις των τοιχωμάτων της στοάς.



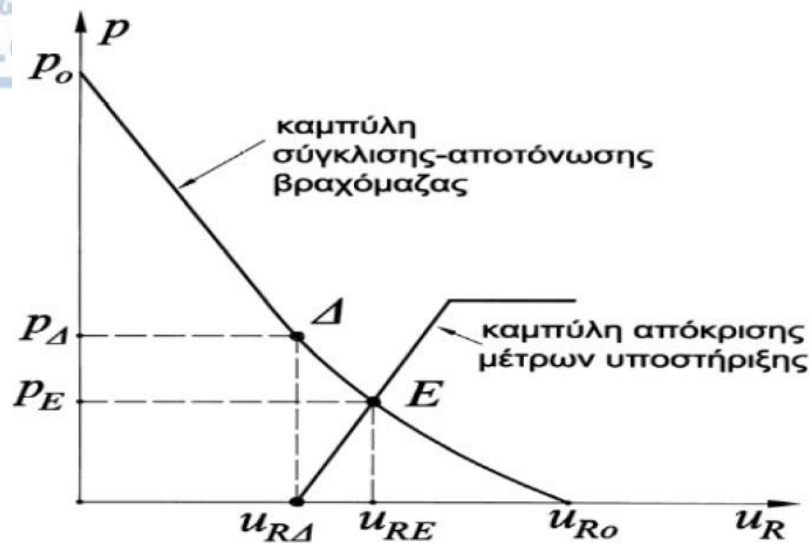
Εικόνα 5.1: Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης κυκλικής σήραγγας ακτίνας R . (Καββαδάς, 2004)

Παρατηρώντας το παραπάνω διάγραμμα στο διάστημα όπου $p = p_o$, μέχρι και την τιμή $p = p_e$, η βραχόμαζα που περιβάλλει το υπόγειο άνοιγμα παρουσιάζει μια γραμμική ελαστική συμπεριφορά. Στη συνέχεια έως και τον μηδενισμό της πίεσης p , η περιβάλλουσα βραχόμαζα συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά, δηλαδή υπάρχει μία κατάσταση διαρροής γύρω από την διανοιγμένη στοά.

Σε αυτό το σημείο όπου $p = 0$, παρουσιάζονται οι τελικές συγκλίσεις στα τοιχώματα της κυκλικής στοάς, αλλά προκύπτει και ισορροπία της διατομής. Οι τελικές συγκλίσεις συμβολίζονται ως U_{Rf} .

Οι τελικές συγκλίσεις U_{Rf} που θα προκύψουν εάν πραγματοποιηθεί εφαρμογή μέτρων υποστήριξης πίσω από το μέτωπο, θα είναι μικρότερες από αυτές που προκύπτουν από την αντίστοιχη ανυποστήρικτη κυκλική διατομή υπόγειου ανοίγματος. Ο βαθμός αποτόνωσης των τάσεων στην απόσταση από το μέτωπο που εφαρμόζονται τα μέτρα υποστήριξης συμβολίζεται ως λ και η εσωτερική δύναμη που ασκείται στην υποστήριξη ισούται με $p = (1-\lambda) \cdot p_o$.

Στην εικόνα που ακολουθεί απεικονίζεται η καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης της βραχόμαζας που περιβάλλει μια υποστηριζόμενη στοά κυκλικής διατομής. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι τελικές συγκλίσεις της διατομής συμβολίζονται με U_{Re} , ενώ με p_e συμβολίζεται η εσωτερική πίεση η οποία θα ασκηθεί στα μέτρα υποστήριξης που θα εφαρμοστούν.

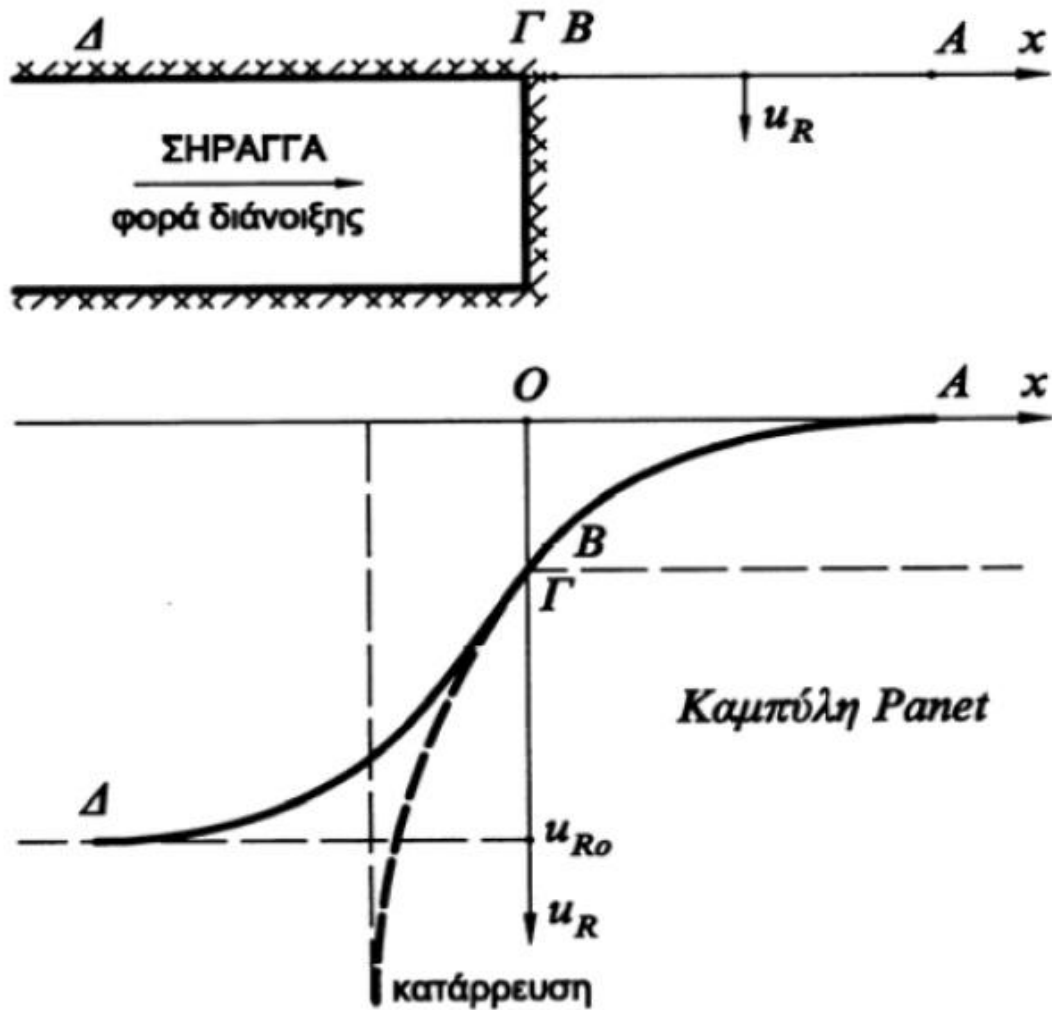


Εικόνα 5.2: Καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης της περιβάλλουσας βραχώμαζας για υποστηριζόμενη στοά κυκλικής διατομής.

5.2.1 Καμπύλες Σύγκλισης – Αποτόνωσης

Όταν βρίσκεται σε εξέλιξη το στάδιο της εκσκαφής και της διάνοιξης ενός υπόγειου ανοίγματος οι μετακινήσεις των υλικών εκτείνονται τόσο σε μία απόσταση πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής, όσο και σε μία απόσταση μπροστά από αυτό.

Στη συνέχεια ακολουθεί μια εικόνα όπου παρουσιάζεται διαγραμματικά ο ρυθμός μεταβολής των συγκλίσεων σε σχέση με την αξονική απόσταση από το μέτωπο διάνοιξης. Στο διάγραμμα αυτό με u_r συμβολίζεται η σύγκλιση και με x η απόσταση από το μέτωπο διάνοιξης.



Εικόνα 5.3: Καμπύλη Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα. (Panet M., 1995).

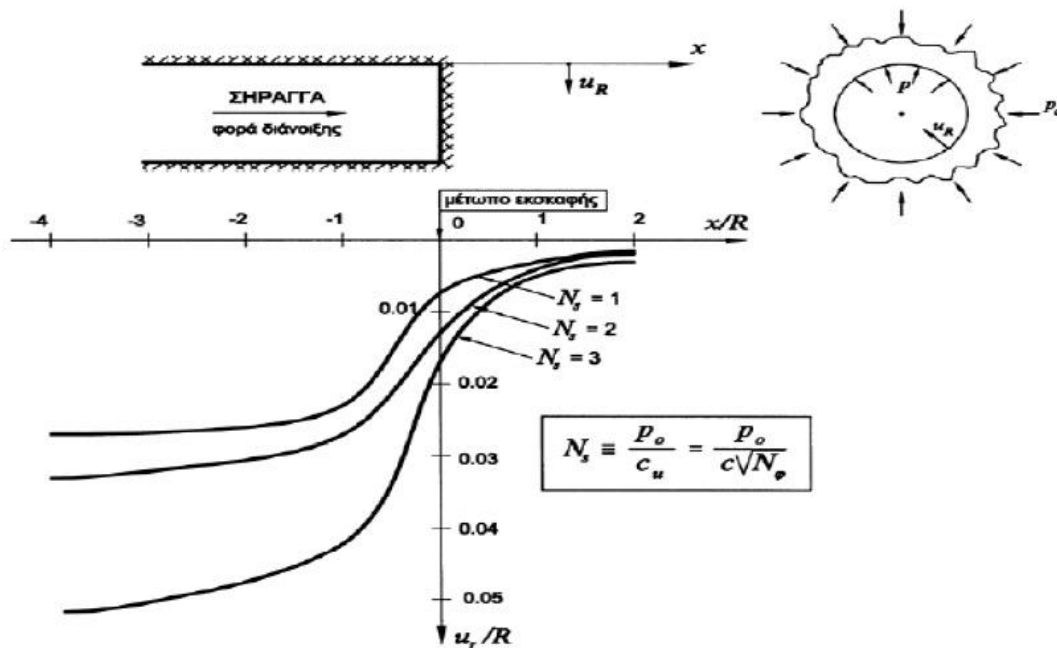
Αξίζει να σημειωθεί ότι εάν η συμπεριφορά του εδάφους παρουσιάζει χαρακτηριστικά έντονης χαλάρωσης, δηλαδή η μείωση της αντοχής με παρατεταμένη παραμόρφωση, τότε η διατομή της σήραγγας δεν ισορροπεί, η σύγκλιση της οροφής αυξάνει απεριόριστα και η διατομή καταρρέει (Καββαδάς, 2007). Αυτό παρουσιάζεται στην εικόνα 4.3 και φαίνεται με διακεκομμένη γραμμή.

Η δημιουργία των καμπυλών Panet, όπως αυτή της προηγούμενης εικόνας, βασίζεται σε μεγάλο βαθμό στο συντελεστή υπερφόρτισης ο οποίος συμβολίζεται ως N_S . Ο συντελεστής αυτός υπολογίζεται από την μαθηματική σχέση που ακολουθεί:

$$N_S = \frac{2 \cdot p_0}{\sigma_{cm}} \quad (5.2.1.1)$$

Στην παραπάνω σχέση ως p_0 ορίζεται η αρχική γεωστατική τάση, ενώ με σ_{cm} ορίζεται η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη της βραχώμαζας που περιβάλλει το υπόγειο άνοιγμα.

Ακολουθεί μία εικόνα στην οποία φαίνονται διάφορες μορφές των καμπυλών Panet για διαφορετικά μεγέθη του συντελεστή N_s .



Εικόνα 5.4: Τυπικές μορφές καμπυλών Panet κατά μήκος του άξονα της σήραγγας, για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης (N_s). (Καββαδάς, 2004)

Ο υπολογισμός της σύγκλισης για το τμήμα που βρίσκεται πίσω από το μέτωπο της διάνοιξης και είναι ανυποστήρικτο, δηλαδή για τις αρνητικές τιμές αξονικής απόστασης x , επιτυγχάνεται με αξονοσυμμετρικές αριθμητικές αναλύσεις στο χώρο του μετώπου διάνοιξης. Μια τέτοια σχέση όπου υπολογίζεται η σύγκλιση u_R σε σχέση με την αξονική απόσταση x είναι η μέθοδος του Chern η οποία παρουσιάζεται στη συνέχεια.

5.2.2 Μέθοδος Chern

Σύμφωνα με τον Chern, αποτέλεσμα των αποτελεσμάτων αξονοσυμμετρικών αναλύσεων στο ανυποστήρικτο τμήμα του μετώπου του υπόγειου ανοίγματος είναι η μαθηματική σχέση που ακολουθεί:

$$\frac{u_R}{u_{Rf}} = [1 + \exp(0,91 \frac{x}{R})]^{-1,7} \quad (5.2.2.1)$$

Η παραπάνω σχέση που προέκυψε, ισχύει τόσο για το τμήμα που βρίσκεται πίσω από το μέτωπο όσο και μπροστά από αυτό, δηλαδή στην περιοχή της στοάς που δεν έχει εκσκαυθεί ακόμα.

Το μέτρο ελαστικότητας E είναι ανάλογο μέγεθος του μέτρου διάτμησης G . Τα δύο αυτά μεγέθη συνδέονται μεταξύ τους μέσω της μαθηματικής σχέσης:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \quad (5.2.2.2)$$

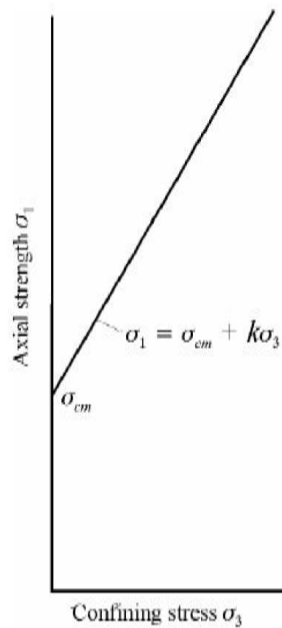
Ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων λ_{cr} , στο σημείο που ξεκινάει η ανάπτυξη των πλαστικών παραμορφώσεων στα τοιχώματα γύρω από τη στοά κυκλικής διατομής, υπολογίζεται από την ακόλουθη μαθηματική σχέση:

$$\lambda = 1 - \frac{2}{(k-1) N_s} \left[\left(\frac{u_R}{u_{Rf}} \right)^{(k-1)/(K+1)} - 1 \right] \quad (5.2.2.3)$$

Όπου K είναι ο συντελεστής διαστολικότητας και δ η γωνία διαστολικότητας της βραχόμαζας που περιβάλλει το υπόγειο άνοιγμα.

Οι αναλύσεις της προοδευτικής αστοχίας πολύ ασθενών βραχωδών γεωυλικών που περιβάλλουν σήραγγες, υποδεικνύουν ότι μετά την αστοχία τα χαρακτηριστικά των γεωυλικών αντιπροσωπεύονται από την υπόθεση ότι συμπεριφέρονται ελαστικά – τέλεια πλαστικά. Ως αποτέλεσμα αυτού, τα υλικά αυτά συνεχίζουν να παραμορφώνονται κάτω από καθεστώς σταθερών τάσεων χωρίς αλλαγή του όγκου τους σχετικά με την εξελισσόμενη αστοχία (Hoek and Brown, 1997).

Στην περίπτωση του λιγνιτωρυχείου στο Προσήλιο Κοζάνης, το οποίο και μελετά η συγκεκριμένη εργασία, θεωρείται η περιβάλλουσα βραχόμαζα των υπόγειων ανοιγμάτων που πρόκειται να εκσκαφθούν, ακολουθεί τη σχέση τάσης – παραμόρφωσης του σχήματος που ακολουθεί. Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο αυτής της εργασίας η περιβάλλουσα βραχόμαζα ανήκει στην κατηγορία του μαλακού βράχου.



Εικόνα 5.5: Διάγραμμα κριτηρίου Mohr - Coulomb σε όρους κύριων τάσεων.

Σύμφωνα με την μέθοδο του Chern, ο λόγος $\frac{u_R}{u_{Rf}}$, δηλαδή σχετικά με τη ζώνη διαρροής η οποία αναπτύσσεται και εκτείνεται εντός των τοιχωμάτων του υπόγειου κυκλικού ανοίγματος, υπολογίζεται από τον μαθηματικό τύπο:

$$\frac{u_R}{u_{Rf}} = \left\{ \frac{2}{(k-1)[(1-\lambda)N_s + \frac{2}{k-1}]} \right\}^{-(K+1)/(k-1)} \quad (5.2.2.4)$$

Ενώ η μαθηματική σχέση από την οποία προσεγγίζεται η απόσταση x από το μέτωπο, στην οποία εκτείνεται η πλαστική ζώνη που προαναφέρθηκε, είναι η ακόλουθη:

$$x = 1,1 R \ln \left[\left(\frac{u_R}{u_{Rf}} \right)^{-5.88} - 1 \right] \quad (5.2.2.5)$$

Στην περίπτωση που η συμπεριφορά του υλικού έχει περάσει στην πλαστική κατάσταση και ισχύει $\lambda > \lambda_{cr}$, η ακτίνα στην οποία εκτείνεται η διαρροή συμβολίζεται ως r_p και υπολογίζεται από την μαθηματική σχέση:

$$r_p = R \left[\frac{2}{k+1} \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda)N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{1/(k-1)} \quad (5.2.2.6)$$

5.2.3 Μέθοδος Ισοδύναμης χαλάρωσης βραχώμαζας

Με την συγκεκριμένη μέθοδο επιτυγχάνεται η μεταφορά του προβλήματος της μείωσης της εσωτερικής πίεσης p_0 , η οποία ασκείται στα τοιχώματα πριν την διάνοιξη, σε p , που ασκείται σε αυτά μετά τη διάνοιξη του υπόγειου ανοίγματος. Έτσι η αρχή αυτής της μεθόδου είναι η ισοδύναμη μείωση του μέτρου ελαστικότητας της περιβάλλουσας βραχώμαζας E_0 πριν τη διάνοιξη του υπόγειου ανοίγματος σε E , που αντιστοιχεί στο μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας που περιβάλλει το άνοιγμα μετά την εκσκαφή. Με τον τρόπο αυτό προσεγγίζονται οι συγκλίσεις των τοιχωμάτων της στοάς μετά την εξόρυξη, λόγω της απομείωσης του p_0 σε p , αλλά χρησιμοποιώντας την αντίστοιχη μεταβολή του E_0 σε E .

Υπάρχουν βασικά πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου σε σχέση με αυτήν του Chern που έχει περιγραφεί σε αυτό το κεφάλαιο της εργασίας. Αρχικά εφαρμόζεται όχι μόνο σε ανοίγματα κυκλικής διατομής, αλλά για οποιαδήποτε γεωμετρία αυτής. Ακόμα μπορεί να εφαρμοστεί σε ανισότροπη γεωστατική κατάσταση. Τέλος είναι εύχρηστη διότι μπορεί να πραγματοποιηθεί σε οποιοδήποτε από τα λογισμικά επίλυσης πεπερασμένων στοιχείων και είναι δυνατή η διαίρεση της εκσκαφής του ανοίγματος σε περισσότερες από μία φάσεις.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η συσχέτιση που υπάρχει στο μέτρο ελαστικότητας, πριν και μετά το στάδιο της διάνοιξης, δηλαδή στο E_0 και το E , μέσω του παρακάτω μαθηματικού τύπου:

$$E = E_0 \frac{(1-2\nu)(1-\lambda)}{(1-2\nu)+\lambda} \quad (5.2.3.1)$$

Όπου ν ορίζεται ο λόγος poisson του υλικού και λ ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων όταν εφαρμόζονται τα μέτρα υποστήριξης.

Έτσι, με την μέθοδο της χαλάρωσης, η οποία περιγράφηκε σε αυτό το κεφάλαιο, θα γίνει στη συνέχεια η προσπάθεια της προσομοίωσης των συγκλίσεων των τοιχωμάτων των υπόγειων ανοιγμάτων έως να γίνει εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης.

5.3 Αναμενόμενες αστοχίες κατά την εξόρυξη.

Τόσο ο γεωλογικός σχηματισμός του μαργαϊκού ασβεστόλιθου που αποτελεί το υπερκείμενο γεωυλικό όσο και η λιγνιτική βραχώμαζα, αποτελούνται από συνεχείς ασθενείς μάζες πετρωμάτων, στις οποίες υπάρχουν κάποιες πολύ αραιές ασυνέχειες.

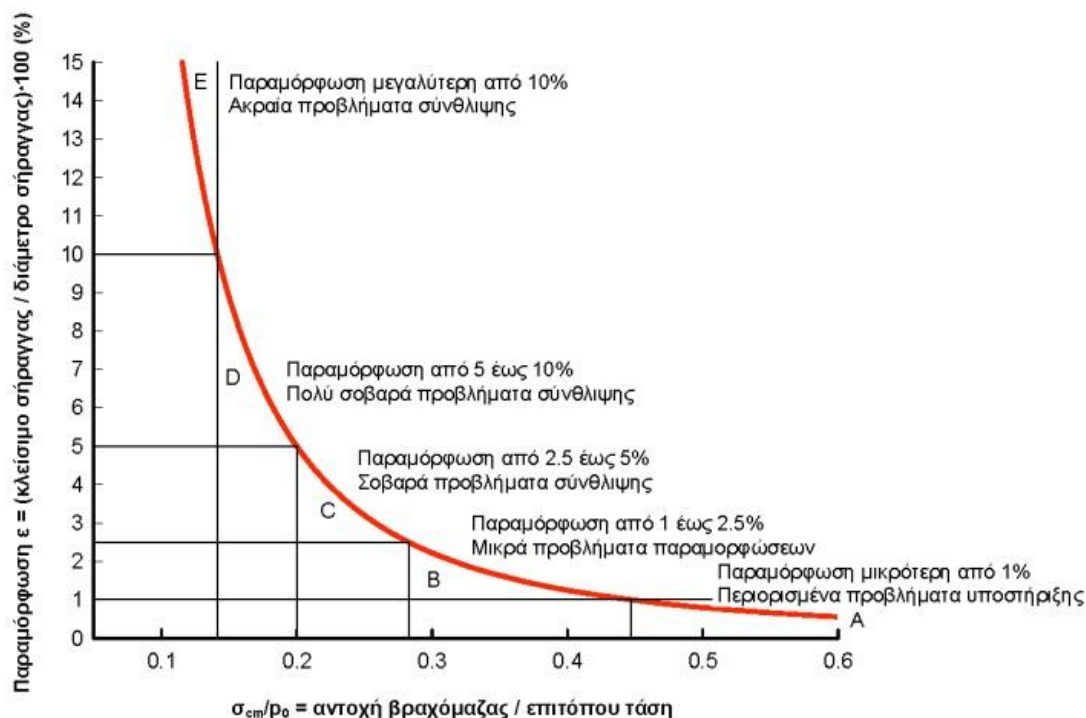
Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μην αναμένεται κάποια βαρυτική αστοχία ή κάποια δημιουργία σφήνας και ολίσθηση αυτής εξαιτίας κάποιου συστήματος τεμνόντων ασυνεχειών-στρώσης. Ακόμα η οριζόντια διεύθυνση των στρώσεων της μάργας που αποτελεί την οροφή των στοών δημιουργεί μία πλάκα οροφής μεγάλου πάχους (αφού οι στρώσεις της μάργας είναι πολύ αραιές), και συνεπώς μεγάλης αντοχής σε κάμψη. Επομένως δεν αναμένονται καταπτώσεις βράχων λόγω αστοχίας σε κάμψη της μάργας οροφής.

Επειδή πρόκειται για διάνοιξη στοών σε μαλακό βράχο είναι εμφανής ο κίνδυνος σύνθλιψης. Ως εκ τούτου, ο κύριος μηχανισμός δυνητικής αστοχίας που αναμένεται κατά τη διάνοιξη των στοών και της προχώρησης της υπόγειας εκμετάλλευσης είναι αυτός της ανάπτυξης μεγάλων συγκλίσεων. Οι μεγάλες αυτές συγκλίσεις μπορεί να οδηγήσουν σε μείωση της διατομής του θαλάμου σε βαθμό που θα την μετατρέψει σε μη λειτουργική ως προς την εκμετάλλευση, αλλά και σε μεγάλη χαλάρωση της περιβάλλουσας βραχώμαζας με κίνδυνο ολικής κατάρρευσης της στοάς, εφόσον οι συγκλίσεις αυξηθούν σε πολύ μεγάλο βαθμό.

5.3.1 Αναμενόμενος βαθμός συγκλίσεων

Λαμβάνοντας υπόψη όλα τα παραπάνω κρίνεται αναγκαίο να προσδιοριστεί το μέγεθος των αναμενόμενων συγκλίσεων, αφού τα υλικά στο χώρο της εκσκαφής χαρακτηρίζονται ως συνθλίβοντα. Αυτή η προσέγγιση του μεγέθους της σύνθλιψης θα πραγματοποιηθεί χρησιμοποιώντας τον λόγο σύνθλιψης $\frac{\sigma_{cm}}{p_0}$ (Hoek and Marinos, 2000).

Αφού προσδιοριστεί ο λόγος σύνθλιψης, χρησιμοποιώντας το διάγραμμα της παρακάτω εικόνας, όπου συσχετίζεται ο λόγος σύνθλιψης σχετικά με τις ανοιγμένες παραμορφώσεις κυκλικής διατομής ϵ , γίνεται εφικτό να γίνει μία αρχική εκτίμηση των αναμενόμενων συγκλίσεων των στοών.



Εικόνα 5.6: Διάγραμμα παραμορφώσεων – λόγου σύνθλιψης και αναμενόμενα προβλήματα συγκλίσεων. (Hoek and Marinos, 2000)

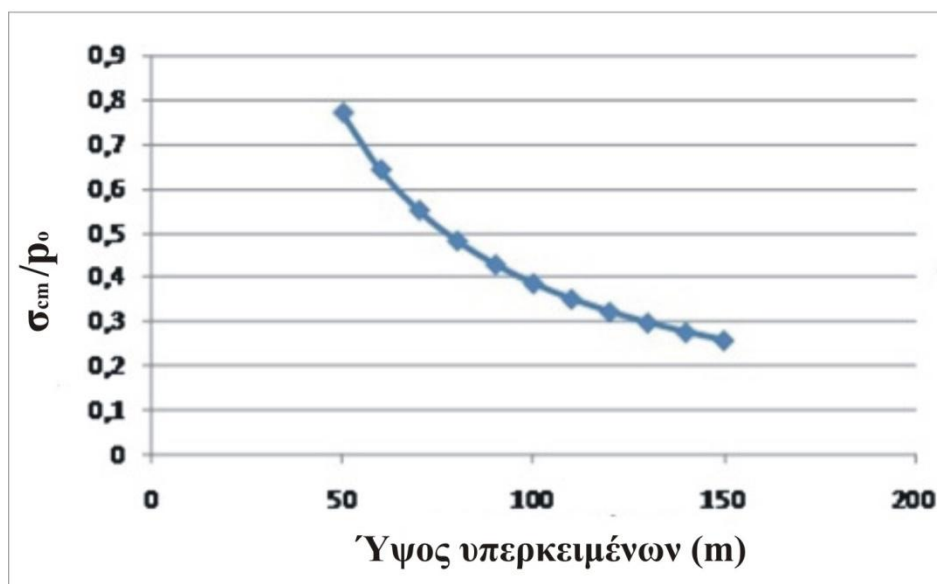
Εν συνεχεία πραγματοποιήθηκε μία παραμετρική ανάλυση σχετικά με την μεταβολή του λόγου σύνθλιψης με την αύξηση των υπερκειμένων. Επειδή η διάνοιξη πραγματοποιείται στη λιγνιτική βραχώμαζα αλλά η οροφή καλύπτεται από την μάργα θα ληφθεί η μικρότερη τιμή μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής των δύο σχηματισμών, δηλαδή αυτήν του λιγνίτη που ανέρχεται σε $\sigma_{cm} = 0,692 \text{ MPa}$. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των υπολογισμών.

Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα του υπολογισμού του λόγου σύνθλιψης σε σχέση με τα αντίστοιχα πάχη των υπερκειμένων.

Υπερκείμενα (m)	σ_{cm} (MPa)	ρ_0 (MPa)	σ_{cm} / ρ_0
50	0,692	0,9	0,77
60	0,692	1,08	0,64

70	0,692	1,26	0,54
80	0,692	1,44	0,48
85	0,692	1,53	0,45
90	0,692	1,62	0,42
100	0,692	1,8	0,38
110	0,692	1,98	0,35
120	0,692	2,16	0,32
130	0,692	2,34	0,3
135	0,692	2,43	0,28
140	0,692	2,52	0,27
150	0,692	2,7	0,26

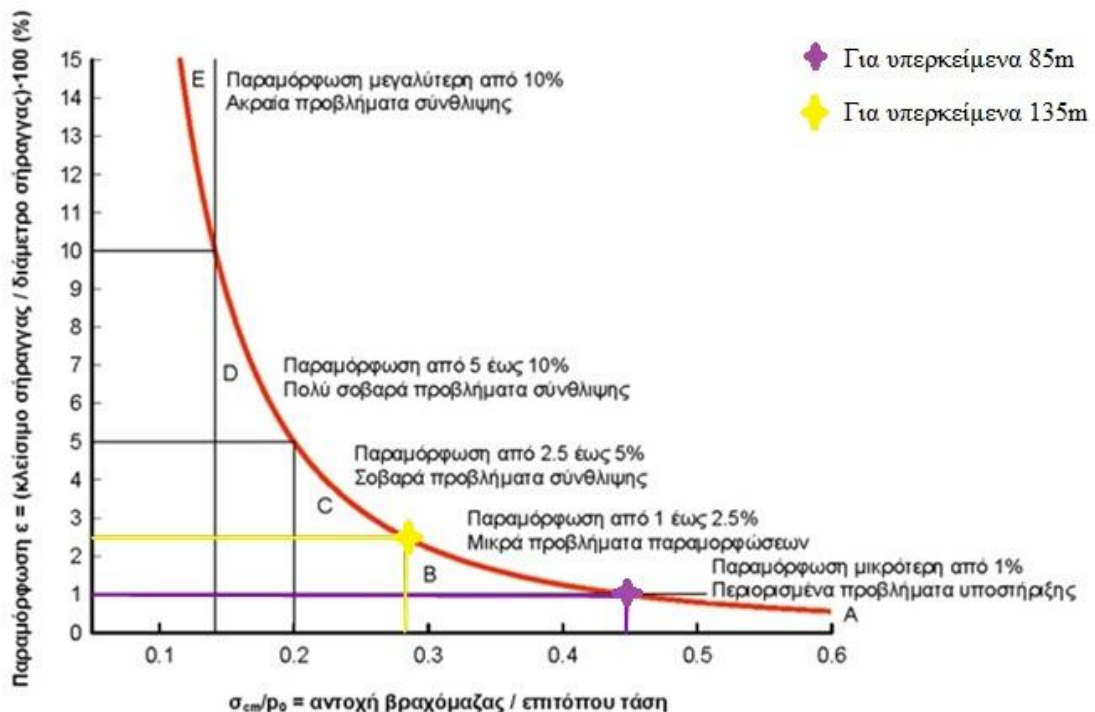
Έπειτα παρουσιάζεται ένα διάγραμμα (εικόνα 5.7), όπου φαίνεται η μεταβολή του λόγου σύνθλιψης σε συνάρτηση με το ύψος των υπερκειμένων.



Εικόνα 5.7: Ρυθμός μεταβολής του λόγου σύνθλιψης σε σχέση με το ύψος των υπερκειμένων γαιών.

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα και με την μεταβολή του λόγου σύνθλιψης σε σχέση με την αύξηση του ύψους των υπερκείμενων γεωλογικών σχηματισμών, αλλά και με το διάγραμμα της εικόνας 5.8, προκύπτουν 3 διαφορετικά τμήματα στα οποία αναμένονται διαφορετικού μεγέθους προβλημάτων μετακινήσεων. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω διάγραμμα (εικόνα 5.8), αναμένονται τα εξής προβλήματα συγκλίσεων:

- Παραμόρφωση μικρότερη από 1%, με περιορισμένα προβλήματα υποστήριξης. Τέτοιο μέγεθος παραμόρφωσης αναμένεται έως τα 85 m υπερκείμενης μάργας.
- Παραμόρφωση μεταξύ 1% και 2,5%, μικρά δηλαδή προβλήματα παραμορφώσεων αναμένονται μέχρι το ύψος της υπερκείμενης μάργας φτάσει τα 130m.
- Παραμόρφωση από 2,5% έως 5%, δηλαδή σοβαρά προβλήματα σύνθλιψης αναμένονται μέχρι τα υπερκείμενα να φτάσουν στο μέγιστο ύψος που ελέγχεται στην εκπόνηση αυτής της εργασίας.



Εικόνα 5.8: Διάγραμμα παραμορφώσεων – λόγου σύνθλιψης και αναμενόμενα προβλήματα συγκλίσεων.

5.3.2 Προσδιορισμός μέτρων υποστήριξης.

Λαμβάνοντας υπόψη τον παρακάτω πίνακα (εικόνα 5.9) είναι εύκολα κατανοητό ότι μέχρι η υπερκείμενη μάργα να ξεπεράσει σε ύψος τα 135 m (έως και την κίτρινη γραμμή της εικόνας 5.8), για την υποστήριξη του υπόγειου χώρου αρκούν η τοποθέτηση αγκυρίων και μία στρώση εκτοξευμένου σκυροδέματος. Ενώ για ύψος υπερκείμενων γαιών που ξεπερνά τα 135 m επιβάλλεται και η εφαρμογή πλαισίων για την υποστήριξη των ανοιγμάτων. Αναλυτικότερα:

- Για ύψος υπερκείμενου πετρώματος έως και 85 m (έως και την μοβ γραμμή της εικόνας 5.8), για υποστήριξη της υπόγειας εκμετάλλευσης αρκεί μόνο η τοποθέτηση αγκυρίων.
- Για ύψος υπερκείμενου πετρώματος έως και 135 m (έως την κίτρινη γραμμή της εικόνας 5.8), ως κατάλληλα μέτρα υποστήριξης προτείνονται η τοποθέτηση αγκυρίων αλλά και μία λεπτή στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος.
- Όταν το ύψος των υπερκείμενων στρωμάτων του χώρου της υπόγειας εκμετάλλευσης ξεπεράσει τα 135 m, τότε υπάρχουν όπως έχει αναφερθεί σοβαρά προβλήματα συγκλίσεων. Για το λόγο αυτό απαιτείται γρήγορη τοποθέτηση της υποστήριξης και επιβάλλεται η χρήση βαριών πλαισίων ενσωματωμένων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

	Παραμόρφωση (%)	Γεωτεχνική θεώρηση	Τύπος υποστήριξης
A	Λιγότερο από 1	Λίγα προβλήματα αστάθειας. Απλές μέθοδοι σχεδιασμού μπορεί να χρησιμοποιηθούν. Τα συνιστώμενα μέτρα προστασίας μπορεί να εκτιμηθούν ικανοποιητικά από τις ταξινομήσεις βραχόμαζας.	Απλές συνθήκες. Η χρήση αγκυρίων ή/και εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι η συνήθης πρακτική.
B	1 έως 2.5	Μέθοδοι σύγκλισης - αποτόνωσης χρησιμοποιούνται για την πρόβλεψη του σχηματισμού της «πλαστικής» ζώνης στην βραχόμαζα που περιβάλλει την σήραγγα και για την αλληλεπίδραση μεταξύ της προοδευτικής ανάπτυξης της ζώνης αυτής και των διαφόρων τύπων υποστήριξης.	Μικρά προβλήματα που συνήθως αντιμετωπίζονται με αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Μερικές φορές προστίθενται και ελαφρά πλαίσια ή δικτυωτά πλαίσια (lattice girders) για πρόσθετη ασφάλεια.
C	2.5 έως 5	Συνήθως χρησιμοποιείται διδαστατή ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία ενσωματώνοντας τα στοιχεία της υποστήριξης και την διαδοχή των φάσεων κατασκευής. Η αστάθεια στο μέτωπο συνήθως δεν είναι ένα ιδιαίτερο πρόβλημα.	Σοβαρά προβλήματα συγκλίσεων που απαιτούν γρήγορη τοποθέτηση της υποστήριξης και επιμελημένη εκτέλεση των εργασιών. Γενικώς επιβάλλεται η χρήση βαριών πλαισίων ενσωματωμένων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
D	5 έως 10	Ο σχεδιασμός της σήραγγας ελέγχεται από την αστάθεια του μετώπου και, αν και γενικώς χρησιμοποιείται διδαστατή ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, απαιτείται κάποια εκτίμηση της δράσης των δοκών προπορείας και της ενίσχυσης του μετώπου.	Πολύ σοβαρές συγκλίσεις και προβλήματα ευστάθειας του μετώπου. Συνήθως απαιτούνται δοκοί προπορείας (forepoling) ενίσχυση του μετώπου και πλαίσια ενσωματωμένα στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.
E	Περισσότερο από 10	Σοβαρά προβλήματα στην ευστάθεια του μετώπου και μεγάλες συγκλίσεις στην σήραγγα δημιουργούν ένα ιδιαίτερα δύσκολο πρόβλημα τριών διαστάσεων για το οποίο δεν διατίθεται ακόμη αποτελεσματική μέθοδος σχεδιασμού. Τις περισσότερες φορές οι λύσεις βασίζονται στην εμπειρία.	Εξαιρετικά προβλήματα συγκλίσεων. Συνήθως χρησιμοποιούνται δοκοί προπορείας και ενίσχυση του μετώπου. Ολισθαίνουντα (yielding) πλαίσια ενδεχομένως να απαιτούνται σε ακραίες καταστάσεις έναντι των κλασσικών πλαισίων.

Εικόνα 5.9: Γεωτεχνική θεώρηση και ποιοτική επιλογή συστήματος άμεσης υποστήριξης σε σχέση με τις αναμενόμενες παραμορφώσεις (Καββαδас Μ., 2005)

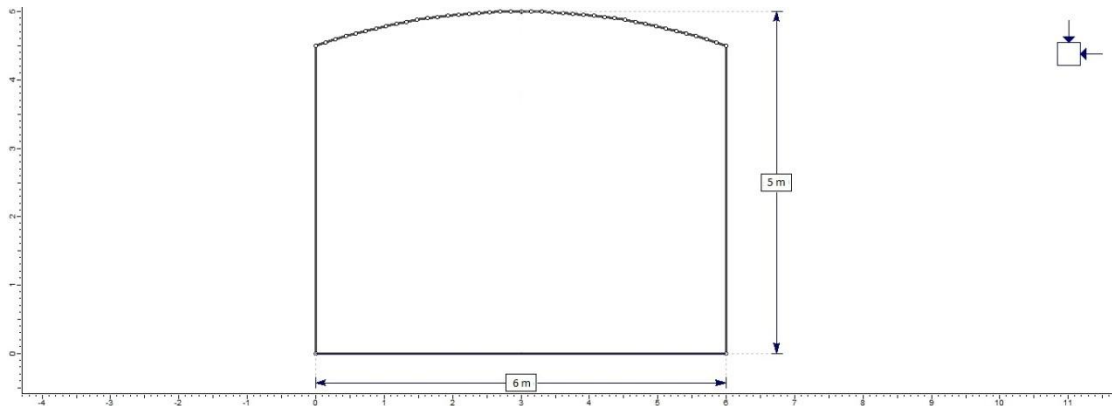
Συναξιολογώντας τον σκοπό της διάνοιξης υπόγειων θαλάμων και τα ποιοτικά αποτελέσματα ως προς τα μέτρα υποστήριξης που απαιτούνται, κρίνεται απαγορευτική η προχώρηση της υπόγειας εκμετάλλευσης σε σημεία που το στρώμα των υπερκειμένων ξεπερνά το πάχος των 135 m. Η συστηματική εφαρμογή πλαισίων είναι οικονομικά ασύμφορη για την υπόγεια εξόρυξη λιγνιτικού κοιτάσματος.

5.4 Υπολογισμός Ισοδύναμου Κυκλικού Ανοίγματος.

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη ενότητα αυτού του κεφαλαίου, για να προσδιοριστεί ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων λ την στιγμή κατά την οποία τοποθετούνται τα μέτρα υποστήριξης, πρέπει να υπολογιστεί η ισοδύναμη κυκλική διατομή της στοάς η οποία θα έχει ίδιο εμβαδό με την αντίστοιχη μη κυκλική της πραγματικότητας. Η συγκεκριμένη διαδικασία πρόκειται να πραγματοποιηθεί δύο φορές, η κάθε μια για διαφορετικά πάχη υπερκειμένων μαργαϊκής στρώσης. Ο λόγος είναι ότι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής και φ μεταβάλλονται ανάλογα με το ύψος των υπερκειμένων και εν συνεχεία οι καμπύλες σύγκλισης – αποτόνωσης θα

είναι διαφορετικές. Ενώ αντίστοιχα διαφορετικός θα είναι και ο συντελεστής υπερφόρτισης N_s για την κάθε περίπτωση.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της προτεινόμενης διατομής των υπόγειων ανοιγμάτων φαίνεται στην εικόνα 5.10. Το ύψος της ορίζεται σε $h = 5 \text{ m}$, ενώ το πλάτος της σε $w = 6 \text{ m}$.



Εικόνα 5.10: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά προτεινόμενης διατομής του υπόγειου ανοίγματος.

Το ύψος της ορίστηκε σε $h = 5 \text{ m}$, διότι το μέσο πάχος του λιγνιτικού κοιτάσματος που πρόκειται να εξορυχθεί ανέρχεται σε αυτήν την τιμή όπως διαπιστώθηκε στο τρίτο κεφάλαιο. Η επιλογή του πλάτους του θαλάμου έγινε με βάση τον μηχανολογικό εξοπλισμό που θα χρησιμοποιηθεί κατά την υπόγεια εκσκαφή. Ενώ, η οροφή επιλέχθηκε να είναι τοξοτή, στοχεύοντας στην ομαλότερη κατανομή των τάσεων γύρω από το υπόγειο άνοιγμα. Το ύψος των παρειών ανέρχεται σε $4,5 \text{ m}$.

Το εμβαδό της πραγματικής διατομής της στοάς, η οποία προτείνεται, είναι ίσο με $A = 29 \text{ m}^2$. Για την προσέγγιση της διαμέτρου D μιας ισοδύναμης κυκλικής διατομής χρησιμοποιήθηκε η μαθηματική σχέση $D = 2 \sqrt{\frac{A}{\pi}}$. Τελικά, υπολογίστηκε ότι η διάμετρος ισούται με $D = 6,1 \text{ m}$.

Η ακτίνα που προκύπτει για το ισοδύναμο κυκλικό άνοιγμα ισούται $\frac{D}{2}$ και η τιμή της είναι περίπου $R = 3,05 \text{ m}$. Με βάση αυτήν θα υπολογιστεί ο συντελεστής αποτόνωσης λ για τις δύο περιπτώσεις, όπου παρουσιάζεται η μέγιστη φόρτιση του υπόγειου χώρου για το κάθε προτεινόμενο σύστημα υποστήριξης. Οι δύο περιπτώσεις που θα εξετασθούν είναι οι εξής:

- Για υπερκείμενα ύψους 85 m .
- Για υπερκείμενα ύψους 135 m .

5.4.1 Υπολογισμός συντελεστή αποτόνωσης τάσεων λ και απομειωμένου Μέτρου Ελαστικότητας E για υπερκείμενα ύψους 85 m.

Για τη μέθοδο σύγκλισης – αποτόνωσης θεωρείται ότι η κατακόρυφη τάση σ_v ισούται με την οριζόντια σ_h . Πρόκειται για ένα ισότροπο εντατικό πεδίο και η αρχική γεωστατική τάση είναι ίση με $p_o = \max(\sigma_v, \sigma_h)$.

Μεγαλύτερη από την κατακόρυφη και την οριζόντια γεωστατική τάση, όπου όπως έχει αναφερθεί θεωρείται $K_o = 0,6$, είναι η κατακόρυφη τάση σ_v . Αυτή ισούται με $\sigma_v = \gamma \times H$, όπου $\gamma = 0,018 \text{ MN/m}^3$ που είναι το ειδικό βάρος της υπερκείμενης μάργας και H το ύψος των υπερκείμενων γαιών, δηλαδή σε αυτήν την περίπτωση $H = 85 \text{ m}$. Επομένως, υπολογίστηκε $p_o = 1,53 \text{ MPa}$.

Στην συνέχεια υπολογίστηκε ο συντελεστής υπερφόρτισης μέσω της μαθηματικής σχέσης $N_s = \frac{2 p_o}{\sigma_{cm}}$.

Το υλικό που περιβάλλει το υπόγειο άνοιγμα, σε αυτή τη μέθοδο, θεωρείται ομογενές. Για τον λόγο αυτό θεωρήθηκε εύλογο να ληφθεί η μικρότερη τιμή μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής από τα δύο υλικά που περιβάλλουν την στοά. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η πιο συντηρητική προσέγγιση του ζητήματος.

Οπότε για την συγκεκριμένη περίπτωση, η μονοαξονική θλιπτική αντοχή του ομογενούς υλικού που περιβάλλει τη στοά είναι ίση με αυτήν της λιγνιτικής βραχώμαζας, δηλαδή $\sigma_{cm} = 0,69 \text{ MPa}$. Αξίζει να σημειωθεί πως επιλέχθηκε η μικρότερη τιμή αφού τα δύο υλικά δεν είχαν μεγάλη διαφορά αντοχής.

Έτσι, σύμφωνα με τα παραπάνω, υπολογίστηκε ο συντελεστής υπερφόρτισης που ισούται με $N_s = 4,42$.

Ως αντιπροσωπευτική τιμή για την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ επιλέχθηκε ο μέσος όρος της γωνίας των δύο υλικών. Έτσι, η γωνία εσωτερικής τριβής του ομογενούς υλικού υπολογίστηκε σε $\phi = 40^\circ$. Στη συνέχεια υπολογίστηκε ο συντελεστής k και ισούται με $k = 4,56$.

Ως συνέχεια ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων υπολογίστηκε σε $\lambda_{cr} = 0,72$.

Για ελαστική – τέλεια πλαστική συμπεριφορά των υλικών που βρίσκονται στο περιβάλλον της διάνοιξης, η γωνία διαστολικότητας ισούται με $\delta = 0$. Αποτέλεσμα αυτού είναι ο συντελεστής διαστολικότητας να ισούται με $K = 1$.

Σε αυτό το σημείο θα γίνει η χρήση των μαθηματικών τύπων που παρουσιάστηκαν στην ενότητα 5.2.2 της εργασίας.

Στο σημείο που παρουσιάζεται οριακή πλαστική διαρροή, ισχύει $\lambda = \lambda_{cr}$. Επομένως, για αυτήν την τιμή του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων υπολογίστηκε ότι $\frac{U_R}{U_{RF}} = 0,52$.

Ακόμα, υπολογίστηκε ότι $x = -2,6$ m. Οπότε οι πλαστικές παραμορφώσεις της διατομής του ανοίγματος ξεκινούν να εκδηλώνονται 2,6 m πίσω από το μέτωπο εκσκαφής. Αυτό δε σημαίνει ότι τα μέτρα υποστήριξης θα εφαρμόζονται 2,6 m πίσω από το μέτωπο. Αρχικά, επειδή οι συνθήκες δείχνουν αρκετά καλές, επιλέγεται η εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης να πραγματοποιούνται 2m πίσω από το μέτωπο διάνοιξης, οπότε και $x = -2$. Αυτή η επιλογή θα κριθεί μετά το πέρας των αριθμητικών αναλύσεων.

Χρησιμοποιώντας την επιλεγμένη τιμή του x , δηλαδή $x = -2$ m, υπολογίστηκε ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων την στιγμή που εφαρμόζονται τα μέτρα υποστήριξης. Ο εν λόγω συντελεστής ισούται με $\lambda = 0,47$.

Τέλος, χρησιμοποιώντας την μαθηματική σχέση που αναπτύχθηκε στην ενότητα 5.2.3 της εργασίας, είναι δυνατός ο υπολογισμός του απομειωμένου μέτρου ελαστικότητας του λιγνιτικού κοιτάσματος που βρίσκεται εντός της διατομής. Για $E_o = 255$ MPa και λόγο Poisson $\nu = 0,3$, υπολογίστηκε ότι $E = 62$ MPa.

5.4.2 Υπολογισμός συντελεστή αποτόνωσης τάσεων λ και απομειωμένου Μέτρου Ελαστικότητας E για υπερκείμενα ύψους 135 m.

Με τον ίδιο ακριβώς τρόπο θα υπολογιστούν ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων και το μέτρο ελαστικότητας του λιγνίτη εντός της διατομής για την περίπτωση των μέγιστων υπερκειμένων που θα συναντηθούν κατά τη διάνοιξη του υπόγειου χώρου. Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής c και ϕ διαφέρουν από την προηγούμενη περίπτωση, καθώς και η τάση p_o θα είναι κατά πολύ μεγαλύτερη αφού στα 85 m του ύψους των υπερκειμένων προστέθηκαν άλλα 50 m.

Η μέγιστη τάση p_o ισούται με $p_o = 2,43$ MPa, αφού το ειδικό βάρος των υπερκειμένων παραμένει $\gamma = 0,018$ MN/m³ και το ύψος των υπερκειμένων είναι ίσο με $H = 135$ m.

Ο συντελεστής υπερφόρτισης στην περίπτωση αυτή είναι $N_s = 7,04$, αφού η μονοαξονική θλιπτική αντοχή του ισοδύναμου ομογενούς υλικού ισούται με $\sigma_{cm} = 0,69 \text{ MPa}$.

Αντιπροσωπευτική τιμή τις γωνίας εσωτερικής τριβής του ισοδύναμου ομογενούς περιβάλλοντος υλικού θεωρήθηκε η $\phi = 37^\circ$. Έτσι υπολογίστηκε $k = 4$.

Στη συνέχεια, υπολογίστηκε ο κρίσιμος συντελεστής αποτόνωσης και ισούται με $\lambda_{cr} = 0,65$.

Στο σημείο που παρουσιάζεται οριακή πλαστική διαρροή, δηλαδή ισχύει $\lambda = \lambda_{cr}$, υπολογίστηκε $\frac{U_R}{U_{Rf}} = 0,24$.

Το x προσεγγίστηκε σε $x = 0,9 \text{ m}$, δηλαδή οι πλαστικές παραμορφώσεις της διατομής του υπόγειου ανοίγματος ξεκινάν να εκδηλώνονται $0,9 \text{ m}$ μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής. Συμπερασματικά, πρόκειται για μία αρκετά δυσμενέστερη περίπτωση από αυτήν που εξετάστηκε στην προηγούμενη ενότητα. Για τον λόγο αυτό ως τιμή εκκίνησης για της αριθμητικές αναλύσεις επιλέχθηκε η τιμή $x = -0,5$.

Για την επιλεγμένη τιμή $x = -0,5$, από την μαθηματική σχέση 5.2.2.1, υπολογίστηκε ότι $\frac{U_R}{U_{Rf}} = 0,35$.

Στη συνέχεια από την επόμενη σχέση της ίδιας ενότητας (δηλαδή την 5.2.2.2), υπολογίστηκε ο συντελεστής αποτόνωσης λ για αυτήν την περίπτωση σε $\lambda = 0,64$.

Τέλος, υπολογίστηκε το απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας της λιγνιτικής βραχώμαζας που βρίσκεται εντός της διατομής της υπόγειας εκσκαφής και ισούται με $E = 35 \text{ MPa}$.

6 ΜΕΤΡΑ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη ενότητα της παρούσας εργασίας, το σύστημα υποστήριξης θα αποτελείται από αγκύρια, δομικό πλέγμα και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ενώ θα αποφευχθεί η χρήση βαριάς υποστήριξης αποτελούμενης από πλαίσια για οικονομικούς λόγους.

Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνει η επιλογή του βέλτιστου τύπου τόσο των αγκυρίων όσο και του δομικού πλέγματος που θα χρησιμοποιηθούν για την υποστήριξη των υπόγειων ανοιγμάτων. Ακόμα, θα περιγραφούν τα τεχνολογικά χαρακτηριστικά αυτών, τα οποία θα χρησιμοποιηθούν ως δεδομένα εισαγωγής για τις αριθμητικές αναλύσεις που θα ακολουθήσουν.

Ακόμα, θα γίνει προσδιορισμός της γεωμετρίας του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου. Στόχος είναι η επιλογή του βέλτιστου πλάτους του στύλου με το οποίο θα επιτευχθεί τόσο η ευστάθεια της υπόγειας εκσκαφής όσο και η μέγιστη δυνατή απόληψη λιγνιτικού κοιτάσματος.

6.1 Μέθοδος της υπόγειας εκμετάλλευσης και βασικοί τρόποι αστοχίας.

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο πρόκειται η υπόγεια εξόρυξη θα πραγματοποιηθεί ως επέκταση της υπάρχουσας υπαίθριας εκμετάλλευσης. Έτσι λοιπόν αφού αποκαλύπτεται το κοιτάσμα με κατεύθυνση των επιφανειακών εργασιών από Β προς Ν, θα δημιουργούνται στο ανατολικό τμήμα μέτωπα λιγνίτη. Το δάπεδο της επιφανειακής εκσκαφής θα χρησιμοποιηθεί ως τρόπος προσπέλασης του κοιτάσματος. Αποτέλεσμα των παραπάνω είναι η υπόγεια εκμετάλλευση να πραγματοποιηθεί και να μπορεί να διαιρεθεί σε ξεχωριστά τμήματα. Το κάθε ένα από αυτά ενδέχεται να μη συναντήσει το ίδιο μέγιστο ύψος υπερκείμενων γαιών. Το μέγιστο ύψος αναφορικά με ολόκληρη την έκταση του υπόγειου χώρου αναμένεται να μην ξεπερνά τα 135 m, αφού όπως ειπώθηκε στην προηγούμενη ενότητα πάνω από αυτό το ύψος δεν είναι οικονομικά συμφέρουσα η εξόρυξη.

6.1.1 Μέθοδος υπόγειας εκμετάλλευσης θαλάμων και στύλων (rooms and pillars)

Σε γενική εφαρμογή της μεθόδου υπόγειας εκμετάλλευσης θαλάμων και στύλων (rooms and pillars) ο λιγνίτης εξορύσσεται με τη βοήθεια ενός συστήματος

παράλληλων και εγκάρσιων θαλάμων. Οι θάλαμοι αυτοί ορύσσονται ως στοές και οι άξονες αυτών συνήθως ισαπέχουν. Ως αποτέλεσμα των παραπάνω είναι η δημιουργία στύλων πετρώματος οι οποίοι στηρίζουν την οροφή. Η ευστάθεια δηλαδή του συστήματος που δημιουργείται επιτυγχάνεται μέσω των στύλων και πιο συγκεκριμένα, χάρη στην εκμετάλλευση της φέρουσας ικανότητας τους.

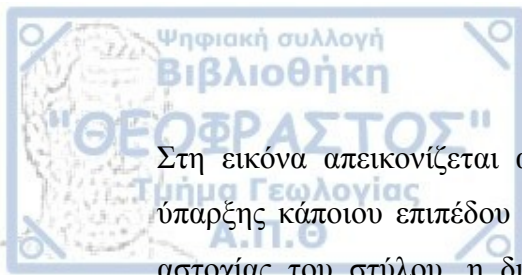
Κατά την πραγματοποίηση της υπόγειας εκσκαφής προκαλείται ανακατανομή των τάσεων και φόρτιση των στύλων. Ένα από τα βασικότερα μεγέθη που πρέπει να προσδιοριστεί για τον κατάλληλο σχεδιασμό της υπόγειας εκσκαφής, είναι αυτό του μεγέθους των στύλων. Οι διαστάσεις των στύλων πρέπει να επαρκούν και να προσφέρουν ικανοποιητική ευστάθεια του υπόγειου χώρου, με βάση τόσο τις γεωλογικές συνθήκες του πετρώματος (λιγνίτη) αλλά και του περιβάλλοντος πετρώματος του μαργαϊκού ασβεστόλιθου. Τελικός στόχος είναι τόσο η τοπική ευστάθεια του κάθε στύλου μεμονωμένα αλλά και η ολική ευστάθεια του συστήματος των στύλων που απαρτίζουν τον υπόγειο χώρο.

Ο υπολογισμός των βέλτιστων διαστάσεων των στύλων εξαρτάται από δύο βασικά στοιχεία:

- Τις τάσεις που ασκούνται στο στύλο από τα υπερκείμενα στρώματα.
- Την αντοχή του στύλου, η οποία με τη σειρά της εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πετρώματος από το οποίο αποτελούνται οι στύλοι (λιγνίτης), αλλά και από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτών.

6.1.2 Βασικοί τρόποι αστοχίας στύλων.

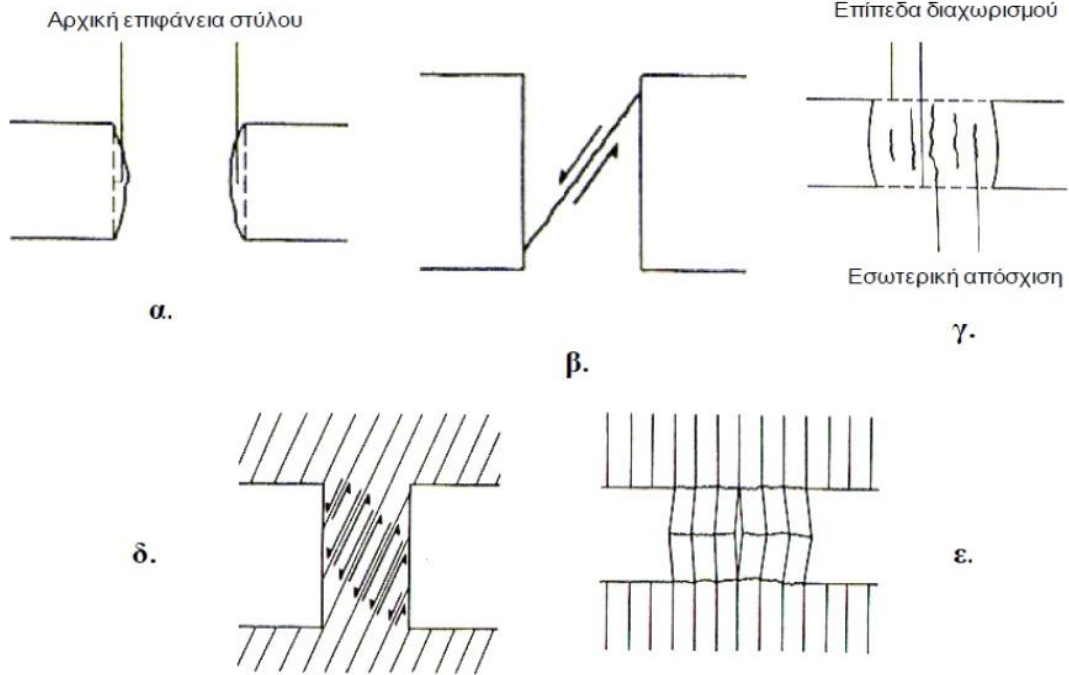
Οι πιο συνηθισμένοι τρόποι αστοχίας των στύλων σε μια υπόγεια εκμετάλλευση δίνονται στην εικόνα 6.1 (Brady and Brown, 2004). Στην περίπτωση συμπαγούς πετρώματος, ο βασικότερος τρόπος διάρρηξης του στύλου σχετίζεται με την απολέπιση των παρειών (spalling) και την πλευρική απόσχιση πετρώματος (εικόνα 6.1.α), οδηγώντας σε φθορά του στύλου και δημιουργία λαιμού. Αποτέλεσμα αυτού είναι να μειώνεται προοδευτικά η ενεργός διατομή του στύλου, που έχει ως συνέπεια της αύξηση της κατακόρυφης τάσης που του ασκείται και που στη συνέχεια μπορεί να οδηγήσει στην αστοχία του.



Στη εικόνα απεικονίζεται αστοχία του στύλου η οποία προκαλείται εξαιτίας της ύπαρξης κάποιου επιπέδου αδυναμίας στην μάζα του. Σε αυτόν τον τρόπο πιθανής αστοχίας του στύλου, η διατμητική αντοχή της ασυνέχειας, όπου αναμένεται να επέλθει η αστοχία, ορίζει και την τελική αντοχή του στύλου. Στην περίπτωση αυτού του είδους αστοχιών βασικό ρόλο έχουν οι διαστάσεις του στύλου.

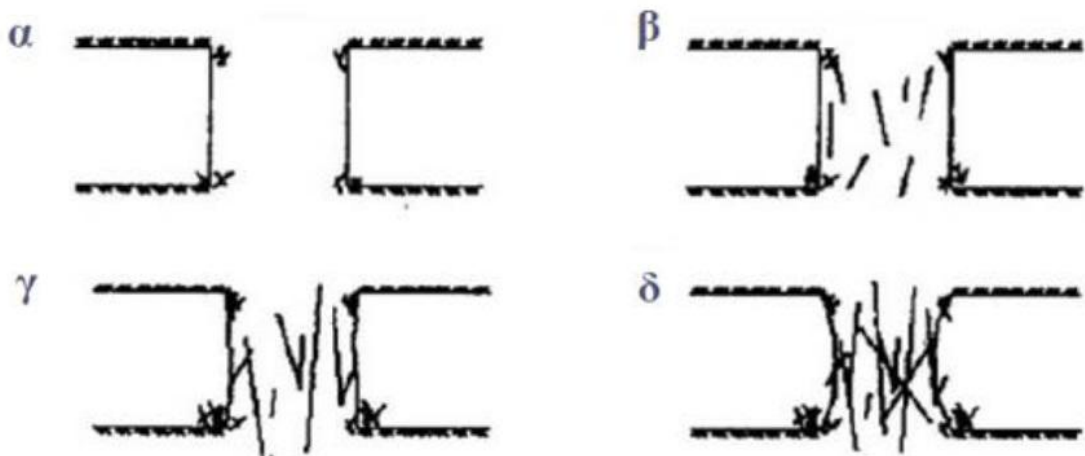
Ο επόμενος τρόπος αστοχίας, όπως και εμφανίζεται στην εικόνα 6.1.β, εντοπίζεται σε πετρώματα τα οποία χαρακτηρίζονται από ισχυρά παραμορφώσιμα επίπεδα αδυναμίας. Οι γεωμηχανικές συνθήκες, οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν σε έναν τέτοιο τρόπο συμπεριφοράς, παρατηρούνται σε στρωσιγενή κοιτάσματα, όπου τμήματα των μαλακών επιπέδων στρώσης αποτελούν την οροφή αλλά και το δάπεδο του κοιτάσματος. Διαρροή των μαλακών στρωμάτων, που υπάρχουν στην οροφή του στύλου με το δάπεδο ή την οροφή, παράγει εγκάρσιες φορτίσεις πάνω στις εξωτερικές επιφάνειες του στύλου και οδηγεί στον εσωτερικό αξονικό διαχωρισμό (εσωτερική απόσχιση) (axial splitting) του στύλου. Αυτό εμφανίζεται στον στύλο με μία συγκεκριμένη μορφή έντονης διόγκωσης που μοιάζει οπτικά με σχήμα βαρελιού (εικόνα 6.1.γ).

Εν συνεχεία στα σχήματα 6.1.δ και 6.1.ε παρατηρείται πως είναι δυνατό η γεωλογική δομή του στύλου να οδηγήσει στην αστοχία του. Στην πρώτη περίπτωση (εικόνα 6.1.δ) η ύπαρξη οικογένειας επιπέδων αδυναμίας, όπως για παράδειγμα διακλάσεις, ασυνέχειες ή η στρώση, έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία του στύλου σε διάτμηση. Αυτό το φαινόμενο κατά κύριο λόγο πραγματοποιείται όταν η γωνία κλίσης των ρωγματώσεων προς το κύριο επίπεδο του στύλου είναι μεγαλύτερη από την ενεργή γωνία τριβής. Ενώ στην εικόνα 6.1.ε παρατηρείται αστοχία του στύλου με τη μορφή λιγισμού, εφόσον υπάρχουν επίπεδα καλά αναπτυγμένης φύλλωσης ή σχιστότητας στον κύριο άξονα φόρτισης.



Εικόνα 6.1: Πιθανοί τρόποι αστοχίας στύλων

Όσον αφορά την πρώτη περίπτωση η οποία απεικονίζεται στην εικόνα 6.2.α, στο παρακάτω σχήμα φαίνονται τα κυριότερα στάδια της διαδικασίας της παραμόρφωσης του στύλου.



Εικόνα 6.2: Απεικόνιση της εξέλιξης των ρωγματώσεων και της αστοχίας σε στύλο κατασκευασμένο εντός συμπαγούς σχηματισμού.

Τα πρώτα σημάδια της διάρρηξης είναι πιθανό να παρουσιάζουν μια μορφή τοπικής διατμητικής αστοχίας, όπως φαίνεται στην εικόνα 6.2.α. Κατά τη σταδιακή αποκόλληση τεμάχων των παρειών το πρόβλημα γίνεται εμφανέστερο, όπως διακρίνεται στην εικόνα 6.2.β, και είναι δείγμα των υψηλών τάσεων που ενισχύουν την διαδικασία δημιουργίας ρωγματώσεων στο εξωτερικό τμήμα του στύλου. Σε αυτό

το στάδιο ο στύλος αν και έχει υποστεί μία μερική αστοχία, μπορεί και παραλαμβάνει τις ασκούμενες σε αυτόν τάσεις επειδή ο πυρήνας του έχει παραμείνει άθικτος.

Η περαιτέρω αύξηση των ασκούμενων στον στύλο τάσεων έχει ως αποτέλεσμα την διεύρυνση των εσωτερικών ρωγματώσεων, αλλά και την αλληλεπίδραση αυτών (εικόνα 6.2.γ). Στο σημείο που κινητοποιηθεί πλήρως η τριβή μεταξύ των επιπέδων που έχουν σχηματιστεί, ο στύλος πλέον έχει την μέγιστη αντοχή του. Το αμέσως επόμενο στάδιο αποτελείται από την δημιουργία έντονων ρωγματώσεων και εντός της περιοχής του πυρήνα, αποκολλήσεις τεμάχων και τελικά αστοχία του στύλου (εικόνα 6.2.δ).

6.2 Εφαρμογή αγκυρίων.

6.2.1 Επιλογή του καταλληλότερου τύπου αγκυρίων.

Από τις εκτιμήσεις οι οποίες παρουσιάστηκαν παραπάνω, οι συγκλίσεις που αναμένονται στα τοιχώματα των στοών κατά την προχώρηση της υπόγειας εκμετάλλευσης, έως το ύψος του υπερκείμενου γεωλογικού σχηματισμού της μάργας φτάσει τα 135 m, είναι της τάξης του 2,5 %. Ως αποτέλεσμα αυτών των όχι ιδιαίτερα μεγάλων συγκλίσεων που αναμένονται, η εφελκυστική ικανότητα των αγκυρίων που θα επιλεχθούν για την ενίσχυση του κελύφους δεν απαιτείται να είναι ιδιαίτερα μεγάλη. Ακόμα, επειδή το έργο που εξετάζεται στην συγκεκριμένη εργασία είναι υπόγειο άνοιγμα για μεταλλευτικό σκοπό και πρόκειται να πραγματοποιηθεί με τμηματική εισχώρηση κατά ζώνες, οι οποίες μετά την εξόφληση του λιγνιτικού κοιτάσματος που περιέχουν θα εγκαταλείπονται, ο χρόνος ζωής της εκάστοτε υπόγειας εκσκαφής αναμένεται πολύ περιορισμένος. Στοχεύοντας στην επίτευξη της μέγιστης ταχύτητας ανάπτυξης της υπόγειας εκμετάλλευσης, τα αγκύρια πρέπει να είναι σε θέση να αναλάβουν γρήγορα το φορτίο. Τέλος, λόγω της μεταλλευτικής σκοπιμότητας του έργου το κόστος του κάθε υλικού με το οποίο θα ενισχυθεί το κέλυφος της υποστήριξης πρέπει να είναι μικρότερο από το αντίστοιχο ενός υπόγειου ανοίγματος πολιτικής λειτουργίας, όπως για παράδειγμα μιας οδικής ή σιδηροδρομικής σήραγγας.

Για τους λόγους που προαναφέρθηκαν, λαμβάνεται ως καταλληλότερη επιλογή είδους αγκυρίων, αυτή των παθητικών αγκυρίων βράχου τριβής. Επίσης ο συγκεκριμένος τύπος που επιλέγεται είναι αυτός των swellex διότι δείχνουν πιο

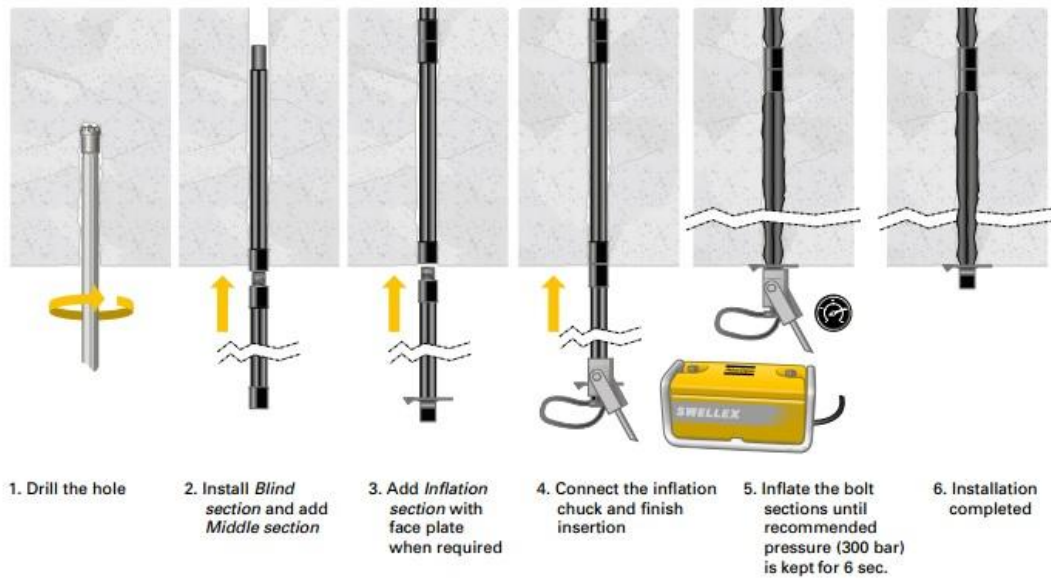


αποδοτικά όταν η εκσκαφή γίνεται εντός μαλακού βράχου σχετικά με τα αντίστοιχα τύπου Split Set.

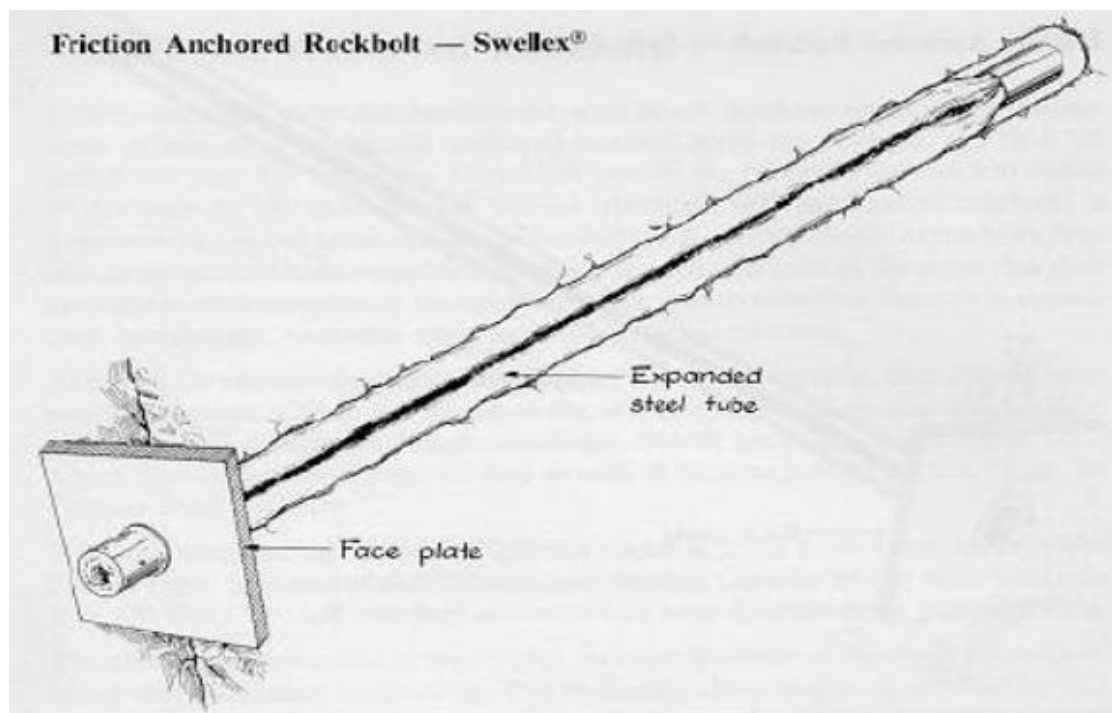
Επιπροσθέτως, πραγματοποιήθηκε βιβλιογραφική ανασκόπηση για την εφαρμογή των αγκυρίων του συγκεκριμένου τύπου. Η χρήση τους σε υπόγεια εκμετάλλευση λιγνίτη της Μεγάλης Βρετανίας εξασφάλισε την μείωση στο μισό τόσο του κόστους, όσο και του χρόνου τοποθέτησης, του συστήματος υποστήριξης των υπόγειων ανοιγμάτων, ενώ ταυτόχρονα βελτίωσε τις συνθήκες ασφάλειας των εργαζομένων (Stillborg,1986).

Τα αγκύρια τριβής τύπου Swellex βρίσκονται εντός μιας μεγαλύτερης κατηγορίας, αυτής των παθητικών αγκυρίων βράχου τριβής. Σε αυτού του τύπου τα αγκύρια όμως δεν απαιτείται η χρήση ενέματος. Αποτελούνται από μία κοίλη μεταλλική διατομή και με την εισπίεση νερού εντός αυτής επιτυγχάνεται διόγκωση της ίλωσης και την βοηθάει να αποκτάει συνεχή πρόσφυση με την βραχώμαζα. Τα λεπτά τοιχώματα τις διατομής αλλά και η εύκολη φθορά τους από τη διάβρωση οδηγούν στο αποτέλεσμα του μικρού χρονικού διαστήματος ζωής των αγκυρίων αυτού του είδους. Όμως το βασικότερο πλεονέκτημα τους είναι ότι δεν χρειάζεται χρόνος για να πήξει το ένεμα για να επιτευχθεί η πρόσφυση, αλλά όπως ειπώθηκε επιτυγχάνεται άμεσα με εισπίεση νερού με τη χρήση υδραυλικής πρέσας. Στην εικόνα 6.3 παρουσιάζεται η διαδικασία με την οποία τοποθετείται ένα αγκύριο τύπου Swellex και στην εικόνα 6.4 ένα αγκύριο Swellex αφού έχει τοποθετηθεί εντός της οπής του διατρήματος.

Installation sequence



Εικόνα 6.3: Διαδικασία τοποθέτησης αγκυρίου τύπου Swellex (Atlas Copco)



Εικόνα 6.4: Αγκύριο Swellex εντός της διατρητικής οπής (AtlasCorpo).

6.2.2 Επιλογή του κατάλληλου μήκους και απόστασης μεταξύ των αγκυρίων.

Αναφορικά με το αναγκαίο μήκος των αγκυρίων της υποστήριξη της υπόγειας εκμετάλλευσης που απαιτείται να τοποθετηθούν στην οροφή του υπόγειου ανοίγματος χρησιμοποιείται ο παρακάτω εμπειρικός τύπος υπολογισμού:

$$L = 2 + 0.15 \times (B / ESR)$$

Όπου, L: το μήκος των αγκυρίων / συρματόσχοινων (m)

B: το πλάτος της εκσκαφής (m)

ESR: συντελεστής εξαρτώμενος από τη χρήση του υπόγειου έργου (εικόνα 6.5)

Αντικαθιστώντας όπου $B = 6 \text{ m}$ που είναι το πλάτος του θαλάμου της εκσκαφής και όπου $ESR = 2$ το ελάχιστο μήκος που προκύπτει για το αγκύριο είναι 2.45 m .

<i>Είδος εκσκαφής</i>	<i>ESR</i>
<i>Προσωρινά ανοίγματα μεταλλείου</i>	<i>2 - 5</i>
<i>Μόνιμα ανοίγματα μεταλλείου, σήραγγες νερού για υδροηλεκτρικά έργα, πιλοτικές σήραγγες, κ.ά.</i>	<i>1,6 - 2,0</i>
<i>Αποθηκευτικοί θάλαμοι, έργα επεξεργασίας υδάτων, δευτερεύουσες οδικές και σιδηροδρομικές σήραγγες, σήραγγες προσπέλασης</i>	<i>1,2 - 1,3</i>
<i>Θάλαμοι ενεργειακών σταθμών, κύριες οδικές και σιδηροδρομικές σήραγγες, σταθμοί πολιτικής άμυνας, διασταυρώσεις, είσοδοι σιδηροδρόμων</i>	<i>0,9 - 1,1</i>
<i>Πυρηνικοί σταθμοί, εργοστάσια, σιδηροδρομικοί σταθμοί, χώροι αθλητικών και άλλων εκδηλώσεων, κύριες σήραγγες - αγωγοί μεταφοράς αερίου</i>	<i>0,5 - 0,8</i>

Εικόνα 6.5: Προτεινόμενες τιμές του ESR για κάθε είδος υπόγειου έργου (Barton et al., 1994)

Ένας ακόμα εμπειρικός κανόνας που θα ληφθεί υπόψη ώστε να εξασφαλιστεί ότι οι αγκυρώσεις θα σχηματίσουν μια ομοιόμορφη ζώνη υποστηριζόμενου πετρώματος, είναι ότι η απόσταση τοποθέτησης τους (Spacing, S) πρέπει να είναι μικρότερη από το μισό του μήκους τους, δηλαδή $S < L/2$ (Lang, 1961).

Σύμφωνα με το μήκος του αγκυρίου που υπολογίστηκε για την οροφή η απόσταση που απαιτείται ανάμεσα στις αγκυρώσεις υπολογίζεται σε περίπου 1.20 m .

Τέλος, στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα τεχνολογικά χαρακτηριστικά των αγκυρίων τύπου Swellex, αλλά και τα μήκη στα οποία τα παραπάνω είναι διαθέσιμα στην αγορά. Σύμφωνα με τον πίνακα της εικόνας 6.6 επιλέγεται αγκύριο μήκους $2,40 \text{ m}$ (white), ενώ τα τεχνολογικά του χαρακτηριστικά είναι αυτά που βρίσκονται εντός

του κόκκινου περιγράμματος (εικόνα 6.7). Δηλαδή το καταλληλότερο αγκύριο για την υποστήριξη της οροφής του κελύφους είναι το αγκύριο τύπου Swellex Pm12.

Color plug	Bolt Length
Red	1.5m / 5ft
Dark Blue	1.8m / 6ft
Orange	2.1m / 7ft
White	2.4m / 8ft
Fluorescent Green	2.7m / 9ft
Safety yellow	3.0-3.3m/10ft-11ft
Dark green	3.6 -4.0m / 12-13 ft
Brown	4.5m / 14-15ft
Uncolored	5m / 16-17ft
Light blue	5.5m / 18-19 ft
Black	6m / 20-21 ft
Pink	7m / 22-23 ft

Εικόνα 6.6: Τα μήκη αγκυρίων που υπάρχουν στο εμπόριο σε αντιστοιχία με το χρώμα (Atlas Corco).

Swellex load capacity										
	Description									
	Minimum breaking load, expanded profile (kN)	Minimum yielding load, expanded profile (kN)	Minimum elongation "A5" (%)	Profile diameter (mm)	Material thickness (mm)	Original tube diameter (mm)	Injection bushing diameter (mm)	Bushing head (mm)	Bore hole diameter (mm)	Expansion pressure (bar)
Pm12	110	90	10	28	2	41	28	30/37	32-39	300
Pm16	160	140	10	36.5	2	54	38	41/50	43-52	240
Pm24	240	200	10	37	3	54	38	41/50	43-52	300
Pm24C	240	200	10	37	3	54	38	41/53	48-52	300
Pm24H*	200	190	10	37	3	54	38		43-52	300
Mn12	110	90	20	28	2	41	28	30/37	32-39	300
Mn16	150	100	20	36	2	54	38	41/48	43-52	240
Mn24	220	180	20	37	3	54	38	41/50	43-52	300

Εικόνα 6.7: Τεχνολογικά χαρακτηριστικά του επιλεγμένου αγκυρίου τύπου Swellex (Atlas Corco).

6.2.3 Μηχανικές ιδιότητες των αγκυρίων

Στο στάδιο της μοντελοποίησης που θα πραγματοποιηθεί, με σκοπό τις αριθμητικές αναλύσεις των υπόγειων ανοιγμάτων, θα χρειαστεί να εισαχθούν κάποιες μηχανικές ιδιότητες σχετικά με τα αγκύρια τύπου Swellex που θα χρησιμοποιηθούν.

Οι αστοχίες που μπορούν να προκύψουν στα αγκύρια είναι δύο ειδών. Η πρώτη εκ των δύο περιπτώσεων έχει να κάνει με την εφελκυστική αντοχή του αγκυρίου, η οποία όταν ξεπεραστεί προκύπτει αστοχία του αγκυρίου σε εφελκυσμό. Ενώ η δεύτερη περίπτωση αστοχίας προκαλείται όταν ξεπεραστεί η τάση συνάφειας ανάμεσα στο υλικό της οπής και αυτό του αγκυρίου. Έτσι προκαλείται μία αστοχία σε διάτμηση.

Με βάση τον πίνακα της εικόνας 6.7, στον οποίο παρουσιάστηκαν τα τεχνολογικά χαρακτηριστικά του εκάστοτε αγκυρίου τύπου Swellex, κατά το στάδιο της μοντελοποίησης θα ληφθεί η τιμή της τάσης σε εφελκυσμό για το αγκύριο Pm 12. Αυτή είναι ίση με 0,11 MN.

Σχετικά με τις τιμές τόσο της τάσης συνάφειας αλλά και αυτή της διατμητικής ακαμψίας, θα προσδιοριστούν με βάση διάφορων δοκιμών εξόλκευσης αγκυρίων που έχουν πραγματοποιηθεί σε παρόμοιες βραχώμαζες. Η αιτία είναι η έλλειψη αποτελεσμάτων τέτοιων δοκιμών για την περίπτωση του λιγνιτορυχείου Προσηλίου, με την οποία ασχολείται η συγκεκριμένη εργασία. Σύμφωνα με την Atlas Corproαπ διάφορες δοκιμές που έχουν γίνει σε μαλακά πετρώματα για τον τύπο αγκυρίου Swellex Pm12 η τάση συνάφειας είναι ίση με 0,12 MN /m, ενώ η διατμητική ακαμψία είναι ίση με 75 MN / m / m.

Εκτός από το μήκος του αγκυρίου που έχει προσδιοριστεί, αναγκαίο είναι και ένα ακόμα γεωμετρικό χαρακτηριστικό του επιλεγόμενου αγκυρίου, αυτό της ενεργούς διατομής. Για την ακρίβεια πρέπει να προσδιοριστεί το εμβαδό αυτής. Η ενεργός διατομή του προκύπτει αφαιρώντας από τη διάμετρό της οπής του αγκυρίου την εσωτερική διάμετρο του κοίλου τμήματος. Στην περίπτωση του επιλεγμένου αγκυρίου Pm 12 από τον πίνακα της εικόνας 5.5, η πρώτη εκ των παραπάνω διαμέτρων (borehole diameter) αντιστοιχεί σε 39 mm, ενώ η δεύτερη (bushing head diameter) σε 37 mm.

Για τον υπολογισμό του ενεργού εμβαδού διατομής αφαιρείται το εμβαδό του εσωτερικού κοίλου τμήματος από αυτό της οπής του αγκυρίου (εικόνα 6.7). Το

εξωτερικό εμβαδό υπολογίστηκε σε 1.194 mm^2 , ενώ το αντίστοιχο του εσωτερικού κοίλου τμήματος σε 1.075 mm^2 . Επομένως το εμβαδό της ενεργούς διατομής που θα χρησιμοποιηθεί στην διαδικασία της μοντελοποίησης ανέρχεται σε 119 mm^2 .

Τα τελευταία χαρακτηριστικά που χρειάζεται να προσδιοριστούν είναι αυτά του μέτρου ελαστικότητας του χάλυβα του αγκυρίου και της παραμένουσας εφελκυστικής αντοχής του. Το πρώτο ισούται με 200.000 MPa ενώ η τιμή της παραμένουσας εφελκυστικής ικανότητας του θα ληφθεί ως μηδενική.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται όλα τα χαρακτηριστικά που προσδιορίστηκαν και είναι απαραίτητα δεδομένα, τα οποία πρέπει να εισαχθούν στο στάδιο της σύστασης του μοντέλου, με σκοπό τις ορθότερες τελικές αριθμητικές αναλύσεις.

- | | |
|--|-----------------------|
| • Φορτίο διαρροής αγκυρίου (Tensile capacity) | 0,11 MN |
| • Ενεργό εμβαδό διατομής (Tributary area) | 119 mm^2 |
| • Μέτρο ελαστικότητας (Bolt modulus) | 200.000 MPa |
| • Τάση συνάφειας (Bond strength) | $0,12 \text{ MN / m}$ |
| • Διατμητική ακαμψία (Bond shear stiffness) | 75 MN /m /m |
| • Παραμένουσα εφελκυστική αντοχή (Residual tensile capacity) | 0 |

Ακολουθεί μία εικόνα στην οποία εμφανίζεται η εισαγωγή όλων αυτών των δεδομένων στο στάδιο της δημιουργίας του μοντέλου με την χρήση του λογισμικού RS3 της εταιρείας Rocscience.

Εικόνα 6.8: Εισαγωγή των απαιτούμενων χαρακτηριστικών του επιλεγμένου τύπου αγκυρίου για την μοντελοποίηση στο λογισμικό RS3 (Rocscience).

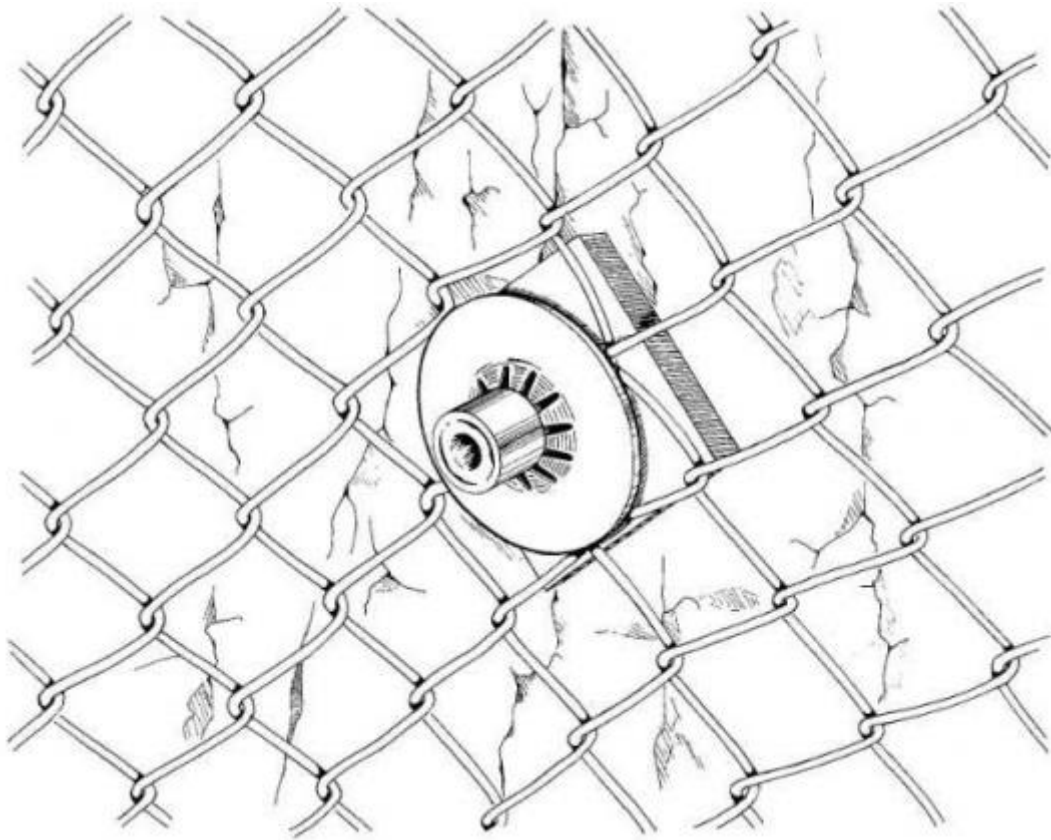
6.3 Εφαρμογή δομικού πλέγματος.

6.3.1 Επιλογή του κατάλληλου τύπου δομικού πλέγματος.

Από την στιγμή που θα πραγματοποιηθεί μια υπόγεια εκσκαφή σε μαλακού τύπου περιβάλλονσα βραχώμαζα όπως έχει ήδη ειπωθεί, υπάρχει ο κίνδυνος της περιβάλλονσας αυτής βραχώμαζας γύρω από το υπόγειο άνοιγμα. Αυτό πιθανότητα να οδηγήσει στην αποκοπεί και επομένως κατάπτωση λόγω βαρύτητας μικρών αλλά και μεγαλύτερων τεμάχων του πετρώματος της οροφής. Για τον λόγο αυτό στα σημεία γύρω από το άνοιγμα που παρατηρείται αυτή η συμπεριφορά είναι αναγκαία η εφαρμογή χαλύβδινου δομικού πλέγματος.

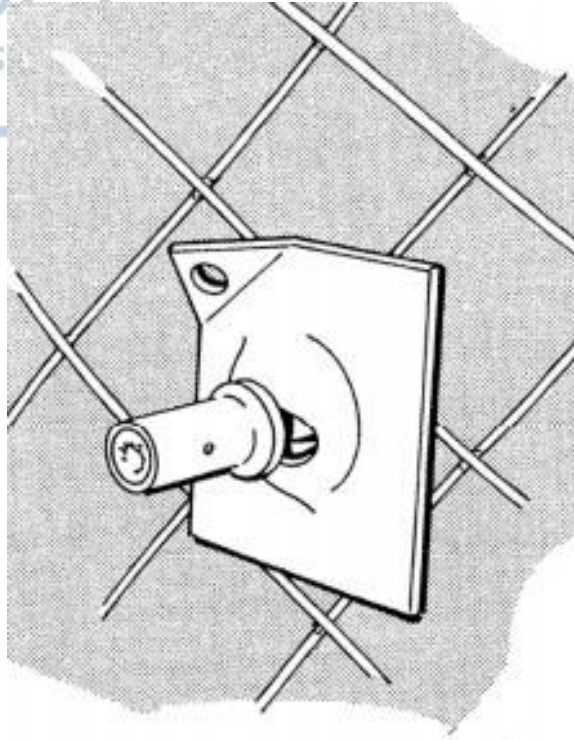
Το δομικό πλέγμα λειτουργεί ως ένα σύστημα με τα αγκύρια. Αυτό επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση του πλέγματος ανάμεσα στην επιφάνεια της περιβάλλονσας βραχώμαζας και την πλάκα πάκτωσης του αγκυρίου. Έτσι λειτουργεί καλύτερα το σύστημα της υποστήριξης ως προς την ευστάθεια της στοάς και δημιουργεί ασφαλέστερες συνθήκες για τους εργαζομένους, αφού δεν θα υπάρχει πιθανότητα κατάπτωσης κάποιου τεμάχους.

Η επιλογή αλυσιδωτού πλέγματος είναι η βέλτιστη λύση όταν ο χώρος των υπόγειων εκσκαφών είναι περιορισμένος ή όταν οι επιφάνειες της βραχώμαζας είναι πολύ τραχείες. Η διάταξη του συγκεκριμένου πλέγματος φαίνεται στην εικόνα 6.9.



Εικόνα 6.9: Διάταξη αλυσιδωτού πλέγματος (Stillborg, 1994).

Από την άλλη πλευρά όταν ο χώρος που λαμβάνουν τόπο οι εργασίες δεν είναι περιορισμένος και οι επιφάνειες της βραχώμαζας είναι αρκετά λείες, πιθανότερα ο καταλληλότερος τύπος πλέγματος για να εφαρμοστεί είναι αυτός του συγκολλημένου τύπου πλέγματος. Επίσης ένα πλεονέκτημα αυτού του τύπου πλέγματος είναι ότι σε περίπτωση εφαρμογής εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάνω από το δομικό πλέγμα, προσφέρει καλύτερα αποτελέσματα από ότι το αλυσιδωτό πλέγμα. Το προηγούμενο έρχεται ως αποτέλεσμα της φραγής κάποιων διόδων τοποθέτησης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος που παρατηρούνται στο αλυσιδωτό πλέγμα. Έτσι είναι πιθανό να προκύψουν κενά σε αυτά τα σημεία που δεν μπορεί να φτάσει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Στην παρακάτω εικόνα γίνεται ευδιάκριτη η διάταξη του συγκολλημένου πλέγματος.



Εικόνα 6.10: Διάταξη συγκολλημένου πλέγματος (Stillborg, 1994).

6.3.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του επιλεγμένου δομικού πλέγματος.

Στην υπόγεια εκμετάλλευση του Προσηλίου Κοζάνης με την οποία ασχολείται αυτή η εργασία η επιφάνειες της βραχώμαζας των παρειών των στοών αναμένονται να είναι αρκετά λείες. Ακόμα, αναμένεται σε κάποια τμήματα της εξόρυξης να τοποθετηθεί μια λεπτή στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Συνδυάζοντας όλα τα παραπάνω επιλέγεται η εφαρμογή συγκολλημένου δομικού πλέγματος και πιο συγκεκριμένα ο τύπος T₁₈₈, ο οποίος απεικονίζεται στην εικόνα 6.11.



Εικόνα 6.11: Συγκολλημένο δομικό πλέγμα T₁₈₈.

Τα χαρακτηριστικά της γεωμετρίας του χαλύβδινου συγκολλημένου δομικού πλέγματος που επιλέχθηκε είναι τα εξής:

- Εγκάρσια απόσταση συρμάτων 150 mm
- Διαμήκης απόσταση συρμάτων 150 mm
- Διάμετρος συρμάτων 6 mm
- Βάρος χαλύβδινου πλέγματος 3 Kg/m²

6.4 Εφαρμογή του εκτοξευμένο σκυρόδεμα

Σε προηγούμενο σημείο της διπλωματικής εργασίας έχει αναφερθεί ότι υπάρχει βεβαιότητα αστοχίας κάποιων από τα αγκύρια οροφής της υποστήριξης των υπόγειων εκσκαφών. Η βεβαιότητα στην ύπαρξη τέτοιων αστοχιών προκύπτει όταν το ύψος μέγιστων υπερκειμένων ξεπερνά τα 85 m. Από την άλλη πλευρά πάντα υπάρχει πιθανότητα, πολύ μικρότερη βέβαια, κάτι παρόμοιο να συμβεί και για μικρότερο ύψος μέγιστων υπερκειμένων.

Οι αριθμητικές αναλύσεις που θα ακολουθήσουν σε επόμενο κεφάλαιο, μέσω του προγράμματος RS3 1.0 της Rocscience, θα βοηθήσουν στον ακριβέστερο προσδιορισμό των δυνητικών αστοχιών που αναμένονται. Για το λόγο αυτό, πρέπει να έχει επιλεγθεί κάποια εναλλακτική πρόταση για βελτίωση του συστήματος υποστήριξης των ανοιγμάτων στα οποία αναμένεται αστοχία.

Όταν προκύπτει αστοχία των αγκυρίων της υποστήριξης, μια πρόταση για αντιμετώπιση του προβλήματος αποτελεί η τοποθέτηση αγκυρίων μεγαλύτερου μήκους L από αυτό που έχει προταθεί. Μία άλλη λύση που τα τελευταία χρόνια έχει αρχίσει και χρησιμοποιείται όλο και συχνότερα, είναι αυτή της εφαρμογής εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Η αλλαγή χαρακτηριστικών των αγκυρίων που αστόχησαν, η επανατοποθέτηση νέων αγκυρίων και πλεγμάτων που αστοχησαν περιπλέκει την οργάνωση των εργασιών και ταυτόχρονα είναι μια δαπανηρή λύση. Ταυτόχρονα έχει διαπιστωθεί πως η εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε ανοίγματα υπόγειων εκσκαφών, συνηθίζεται πλέον ως μέρος του συστήματος υποστήριξης, αμέσως μετά τη διάνοιξη (Hoek et al., 1993)

Ακόμα, όταν επέρχεται μεγάλη χαλάρωση στην περιβάλλουσα βραχώμαζα η απλή εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος και αγκυρίων, εγκυμονούν και πάλι μεγάλη

πιθανότητα αστοχία. Ο λόγος είναι η φτωχή συγκόλληση του σκυροδέματος στις επιφάνειες της χαλαρωμένης βραχώμαζας. Αυτό μπορεί να αντιμετωπιστεί με την εφαρμογή του σκυροδέματος να έρχεται αφού πρώτα έχει τοποθετηθεί το χαλύβδινο συγκολλημένο δομικό πλέγμα. Με αυτόν τον τρόπο έχουμε «οπλισμό» του σκυροδέματος αλλά αποφεύγεται και ο κίνδυνος διάβρωσης του δομικού πλέγματος. Στην εικόνα που ακολουθεί παρουσιάζεται η εν λόγω διάταξη αγκυρίων-δομικού πλέγματος-εκτοξευόμενου σκυροδέματος.



Εικόνα 6.12: Δομικό χαλύβδινο συγκολλημένο πλέγμα (Hoek et al., 1993).

Για όσα αναφέρθηκαν με λεπτομέρεια παραπάνω, αποφασίζεται η χρήση μιας λεπτής στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην περίπτωση που υπάρξουν αστοχίες αγκυρίων στις αριθμητικές αναλύσεις. Μια στρώση πάχους 5cm θεωρείται αρκετά επαρκής σε πρώτη φάση.

Τα δεδομένα που θα χρειαστεί να εισαχθούν κατά την προσομοίωση του κελύφους της υποστήριξης για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι τα ακόλουθα:

- Μέτρο ελαστικότητας 30.000 MPa
- Λόγος Poisson 0,2
- Θλιπτική αντοχή 35 MPa
- Εφελκυστική αντοχή 5 MPa

Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στα προσομοιώματα που θα ακολουθήσουν θα αντιμετωπιστεί ως ελαστοπλαστικό υλικό, ενώ θα θεωρηθεί η

άμεση εφαρμογή του κατά την προχώρηση και ότι αποκτά κατευθείαν το τελικό μέτρο ελαστικότητας το οποίο έρχεται με την πλήρη σκλήρυνση του.

Ακολουθεί η εικόνα με τα παραπάνω δεδομένα, όπως αυτά εισήχθησαν στο στάδιο της προσομοίωσης με τη χρήση του λογισμικού RS3 της Rocscience.

6.5 Διαστασιολόγηση υπόγειας εκσκαφής.

6.5.1 Μέθοδος υπολογισμού των κατάλληλων διαστάσεων λιγνιτικού στύλου.

Για τον νέο σχεδιασμό της υπόγειας εκσκαφής επιλέχθηκε να εφαρμοστεί η μέθοδος θαλάμων και στύλων τετραγωνικής διατομής.

Οι τάσεις, οι οποίες ασκούνται στα πετρώματα, χωρίζονται σε λιθοστατικές και τεκτονικές. Από αυτές, οι πρώτες οφείλονται στην βαρύτητα και είναι ανάλογες του βάθους, ενώ οι δεύτερες σε ιδιαίτερα χαρακτηριστικά τα οποία αφορούν τη γεωλογία, τον τεκτονισμό, κ.α. της κάθε περιοχής. Σε αυτό το στάδιο του σχεδιασμού οι γνώσεις των συγκεκριμένων χαρακτηριστικών και του τρόπου επίδρασης τους στο τασικό πεδίο, είναι σχετικά περιορισμένες. Για τον συγκεκριμένο λόγο, θεωρείται ότι στους στύλους ασκούνται μόνο οι λιθοστατικές τάσεις (Παναγιώτου, 1982).

Λόγω του πάχους της στρώσης του υπερκείμενου στρώματος (συνεκτική μάργα οροφής), η ασκούμενη κατακόρυφη τάση (S_v), υπολογίζεται από τη μαθηματική σχέση :

$$S_v = \gamma \times h$$

Όπου, γ : το ειδικό βάρος του υπερκείμενου πετρώματος (μάργας)

h : το ύψος των υπερκειμένων

Η κατακόρυφη τάση που ασκείται λόγω των υπερκειμένων, αφορά την κατάσταση πριν πραγματοποιηθεί η υπόγεια εκσκαφή. Η νέα τάση, η οποία αναπτύσσεται στους στύλους που δημιουργούνται είναι κατά πολύ μεγαλύτερη και εξαρτάται από τα σχετικά μεγέθη του πλάτους του στύλου (W_p) και του πλάτους του θαλάμου (W_R), που έχουν προκύψει.

Στην περίπτωση του σχεδιασμού που θα ακολουθήσει, όπως προαναφέρθηκε, η διάταξη είναι αυτή των στύλων τετραγωνικής διατομής (square pillars). Η διάταξη αυτού του σχεδιασμού ακολουθεί ένα μοτίβο στο οποίο τα κέντρα των στύλων απέχουν συγκεκριμένες αποστάσεις από τα κέντρα των γειτονικών τους στύλων (regular pattern).



Από τη μαθηματική σχέση που ακολουθεί, υπολογίζεται η μέση ορθή τάση (σ_p) η οποία αναπτύσσεται στους τετραγωνικούς στύλους:

$$\sigma_p = \gamma \times h \times \left(1 + \frac{W_R}{W_P}\right)^2$$

Ενώ ο συντελεστής απόληψης (R) εκφράζεται, από την μαθηματική σχέση:

$$R = 1 - \left(\frac{W_P}{W_R + W_P}\right)^2$$

Για να υπολογιστεί η αντοχή του εκάστοτε στύλου σε θλίψη (C_p) έχουν διατυπωθεί αρκετές εμπειρικές σχέσεις. Αυτές οι σχέσεις έχουν προκύψει μετά από «ανάστροφη ανάλυση», σε περιπτώσεις αστοχίας του στύλου. Εκτιμώντας τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των στύλων, το τασικό πεδίο που αναπτύσσεται σε αυτούς αλλά και εργαστηριακών δοκιμών αντοχής δοκιμίων του πετρώματος που απαρτίζεται ο στύλος, πραγματοποιείται μια προσπάθεια αναπαράστασης των συνθηκών της αναμενόμενης αστοχίας με σκοπό να γίνει σύνδεση μέσω μίας μαθηματικής έκφρασης η αντοχή του στύλου.

Σύμφωνα με Salomon & Munro (1967) η εμπειρική μαθηματική σχέση για τη φέρουσα ικανότητα του στύλου, η οποία προήλθε υπόγειο ανθρακωρυχείο με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων, είναι αυτή που ακολουθεί.

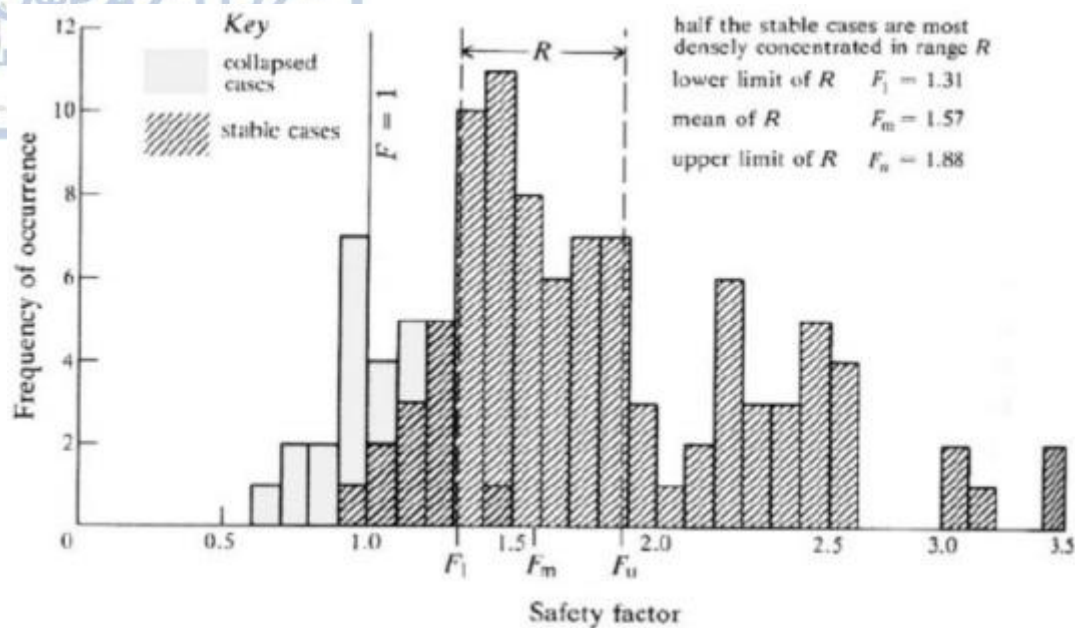
$$C_p = C_1 \times (W_p^{0,46} / H_p^{0,66})$$

Για τον προσδιορισμό του C_1 μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών σε μονοαξονική θλίψη.

Το τελευταίο βήμα για τον προσδιορισμό των διαστάσεων του τετραγωνικού στύλου είναι ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας του στύλου, ο οποίος υπολογίζεται από την παρακάτω μαθηματική σχέση :

$$SF = \frac{C_p}{\sigma_p}$$

Σύμφωνα με τους Salomon & Munro ο συντελεστής αυτός πρέπει να κυμαίνεται από 1,31 – 1,88 (εικόνα 6.13).



Εικόνα 6.13: Εκτίμηση της επιλογής του συντελεστή ασφαλείας του στύλου με βάση τα δεδομένα αστοχίας και ευστάθειας στύλων από πραγματικές περιπτώσεις (Salamon & Munro, 1967).

6.5.2 Υπολογισμός βέλτιστου πλάτους του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου.

Όσον αφορά το σχεδιασμό της υπόγειας εκμετάλλευσης στην περίπτωση του λιγνιτωρυχείου Προσηλίου, το ύψος του θαλάμου έχει οριστεί στα 5 m, διότι το μέσο πάχος του λιγνιτικού κοιτάσματος είναι ίσο με 5 m. Στη συνέχεια το πλάτος του θαλάμου, σύμφωνα με τον σχεδιασμό ορίζεται στα 6m. Σημαντικό είναι Τέλος από προηγούμενη ενότητα λαμβάνεται η αντοχή του λιγνίτη σε μονοαξονική θλίψη ίση με 5,6 MPa, δηλαδή το μέγεθος C1 είναι ίσο με 5,6.

Πραγματοποιήθηκε μία προσπάθεια να επιτευχθεί η βέλτιστη διαστασιολόγηση του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου με σκοπό την επίτευξη της ευστάθειας του υπόγειου χώρου σε συνδυασμό με την μέγιστη δυνατή απόληψη λιγνιτικού κοιτάσματος. Για τον λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις, μεταβάλλοντας τόσο το πλάτος του στύλου όσο και τις τάσεις λόγω του υπερκείμενου πετρώματος. Το αποτέλεσμα είναι το πλάτος του στύλου να μεταβάλλεται ανάλογα με το μέγιστο ύψος της στρώσης των υπερκείμενων γαιών που αναμένεται να συναντηθούν στο εκάστοτε τμήμα της υπόγειας εξόρυξης. Επίσης, το ειδικό βάρος (γ) του υπερκείμενου πετρώματος (μάργα) είναι ίσο με 0.018 MPa. Τελικά προέκυψαν τρία διαφορετικά πλάτη, το καθένα από τα οποία αντιστοιχεί σε ένα συγκεκριμένο εύρος υπερκείμενων στειρών. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι βέλτιστες διαστάσεις με τους αντίστοιχους υπολογισμούς από όπου προέκυψαν.

Για υπερκείμενα έως και 75 m.

Για υπερκείμενα έως και 75 m, θεωρείται ασφαλής ένας τετραγωνικός λιγνιτικός στύλος πάχους $W_p = 9$ m. Ο συντελεστής απόληψης σε αυτό το τμήμα του σχεδιασμού είναι 0.56.

$$S_v = 0.018 \times 75 = 1.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 1.44 \times \left(1 + \frac{6}{10}\right)^2 = 3.75 \text{ MPa}$$

$$C_p = 5.6 \times (10^{0.46} / 5^{0.66}) = 5.32 \text{ MPa}$$

$$\text{SF} = 5.58 / 3.69 = 1.42$$

$$R = 1 - \left(\frac{10}{10+6}\right)^2 = 0.64$$

Για εύρος υπερκειμένων 75 m – 100 m

Για υπερκείμενα που είναι ανάμεσα σε 75 και 100m, ο υπόγειος χώρος θεωρείται ασφαλής για πλάτος τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου $W_p = 11$ m. Σε αυτό το τμήμα της υπόγειας εκσκαφής ο συντελεστής απόληψης του λιγνιτικού κοιτάσματος αγγίζει το 0.53.

$$S_v = 0.018 \times 120 = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 1.8 \times \left(1 + \frac{6}{11}\right)^2 = 4.3 \text{ MPa}$$

$$C_p = 5.6 \times (11^{0.46} / 5^{0.66}) = 5.84 \text{ MPa}$$

$$\text{SF} = 6.09 / 4.3 = 1.36$$

$$R = 1 - \left(\frac{11}{11+6}\right)^2 = 0.58$$

Για εύρος υπερκειμένων 100 m – 135 m

Για υπερκείμενα που βρίσκονται εντός του εύρους των 100m και των 135m, ο υπόγειος χώρος θεωρείται ασφαλής ως προς την ευστάθεια για πλάτος τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου $W_p = 15$ m. Στο συγκεκριμένο κομμάτι της υπόγειας εκμετάλλευσης ο συντελεστής απόληψης είναι ίσος με 0.48.

$$S_v = 0.018 \times 135 = 2.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 2.43 \times \left(1 + \frac{6}{15}\right)^2 = 4.76 \text{ MPa}$$

$$C_p = 5.6 \times (14^{0.46} / 5^{0.66}) = 6.53 \text{ MPa}$$

$$\text{SF} = 6.73 / 4.76 = 1.41$$



Πίνακας 6.1: Αποτελέσματα για τον προσδιορισμό της γεωμετρίας της υπόγειας εκσκαφής σύμφωνα με τους Salomon & Munro.

Υπερκείμενα (m)	W_P (m)	W_R (m)	H_P (m)	SF	R
<75	9	6	5	1.42	0.64
75-100	11	6	5	1.36	0.58
100-135	15	6	5	1.41	0.49

7 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ

Αφού πραγματοποιήθηκε και το στάδιο της επιλογής της βέλτιστης γεωμετρίας της υπόγειας εκσκαφής και έχει επιλεγεί το καταλληλότερο πλάτος των τετραγωνικών στύλων, σύμφωνα με τους εμπειρικούς τύπους των Salamon and Munro, πλέον πρέπει να γίνει η προσομοίωση της υπόγειας εκμετάλλευσης. Όπως αναπτύχθηκε παραπάνω τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του λιγνιτικού στύλου διαφοροποιούνται ανάλογα με το ύψος των υπερκείμενων γαιών της υπόγειας εκμετάλλευσης. Αυτό προτείνεται με σκοπό τη μέγιστη δυνατή απόληψη λιγνιτικού κοιτάσματος. Για τον λόγο αυτό θα σχεδιαστούν 3 διαφορετικά μοντέλα ως προς τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της υπόγειας εκμετάλλευσης.

Από τα μοντέλα που θα πραγματοποιηθούν στόχος είναι να γίνει έλεγχος της μηχανικής συμπεριφοράς των διανοιγόμενων στοών, αλλά και του συστήματος της υποστήριξης που έχει επιλεγεί σε προηγούμενο κεφάλαιο αυτής της εργασίας. Ακόμα, ζήτημα πρωταρχικής σημασίας για την ευστάθεια του υπόγειου χώρου είναι η ευστάθεια τόσο του κάθε στύλου ξεχωριστά αλλά και ολόκληρου του συστήματος των λιγνιτικών στύλων που θα προκύψουν από την υπόγεια εκμετάλλευση. Για τον λόγο αυτό είναι σημαντικό να προσδιοριστεί ο συντελεστής ασφαλείας, αλλά και η έκταση της πλαστικής ζώνης στις παρειές των στοών και εντός της λιγνιτικής μάζας που απαρτίζει τον στύλο. Είναι ολοφάνερο ότι η διαρροή αυτή πρέπει να είναι περιορισμένη αφού μετά την εξόρυξη του λιγνίτη, οι στύλοι που θα δημιουργηθούν πρέπει να αναλάβουν με επιτυχία τα νέα γεωστατικά φορτία.

Είναι εύκολα κατανοητό πως το συγκεκριμένο πρόβλημα που πρέπει να επιλυθεί και η μηχανική συμπεριφορά των υλικών και των στύλων μετά την υπόγεια διάνοιξη είναι ένα τρισδιάστατο πρόβλημα. Αποτέλεσμα αυτού είναι η επιλογή της χρήσης του λογισμικού RS3 1.0 της Rocscience για να προσομοιωθούν όσο καλύτερα γίνεται η πραγματικές συνθήκες και να προκύψουν αντιπροσωπευτικές αριθμητικές αναλύσεις.

Λόγω σφάλματος του λογισμικού RS3 στον υπολογισμό και τα αποτελέσματα των συστημάτων υποστήριξης κρίθηκε εύλογο για το σκοπό αυτό να χρησιμοποιηθεί ο κώδικας Phase2 της ίδιας εταιρείας.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν αναλυτικά τα στάδια τα οποία πραγματοποιήθηκαν για τη δημιουργία των μοντέλων από τα οποία στη συνέχεια θα προκύψουν οι αναγκαίες αριθμητικές αναλύσεις.

7.1 Περιγραφή επιλεγμένων λογισμικών προσομοίωσης.

7.1.1 Λογισμικό Phase2.

Το συγκεκριμένο λογισμικό αποτελεί μία εξειδικευμένη εφαρμογή της μεθόδου των μη γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων στην προσομοίωση των συνθηκών διάνοιξης και υποστήριξης υπόγειων έργων. Κύριος λόγος της επιλογής αυτού του κώδικα είναι η δυνατότητα προσομοιώσεις των γεωτεχνικών συνθηκών σε βραχώδη, ημιβραχώδη αλλά και εδαφικούς σχηματισμούς.

Μπορεί να προσομοιώσει με επιτυχία τα γεωυλικά που περιβάλλουν τη διατομή αλλά και τα στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν για την υποστήριξη αυτής με ελαστικές ή ελαστοπλαστικές ιδιότητες, πραγματοποιώντας υπολογισμούς για το μέγεθος των αναπτυσσόμενων τάσεων, των ανοιγμένων παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών σε κάθε θέση των υπό μελέτη στοιχείων της άμεσης αλλά και μόνιμης υποστήριξης για όλα τα στάδια της εκσκαφής. (Rocscience)

7.1.2 Λογισμικό RS3.

Πρόκειται για ένα κώδικα τρισδιάστατης αριθμητικής ανάλυσης με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, με σκοπό να εξεταστούν γεωτεχνικές κατασκευές μεταλλευτικών αλλά και πολιτικών έργων.

Η φιλοσοφία του δε διαφέρει ιδιαίτερα με το Phase2, αφού πρόκειται για μια επέκταση του, με σκοπό να επιτευχθεί η μελέτη ενός προβλήματος από τις δύο διαστάσεις (Phase2) στις τρείς. Οπότε και το RS3 βρίσκει εφαρμογή σε βραχώδη αλλά και εδαφικά υλικά και μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση υπόγειων εκσκαφών, στο σχεδιασμό σιράγγων και συστημάτων υποστήριξης, σε επιφανειακές εκσκαφές, στον σχεδιασμό θεμελιώσεων, στον σχεδιασμό επιχωμάτων, σε αναλύσεις στερεοποίησης, σε αναλύσεις υπόγειας ροής κτλ. (Rocscience)

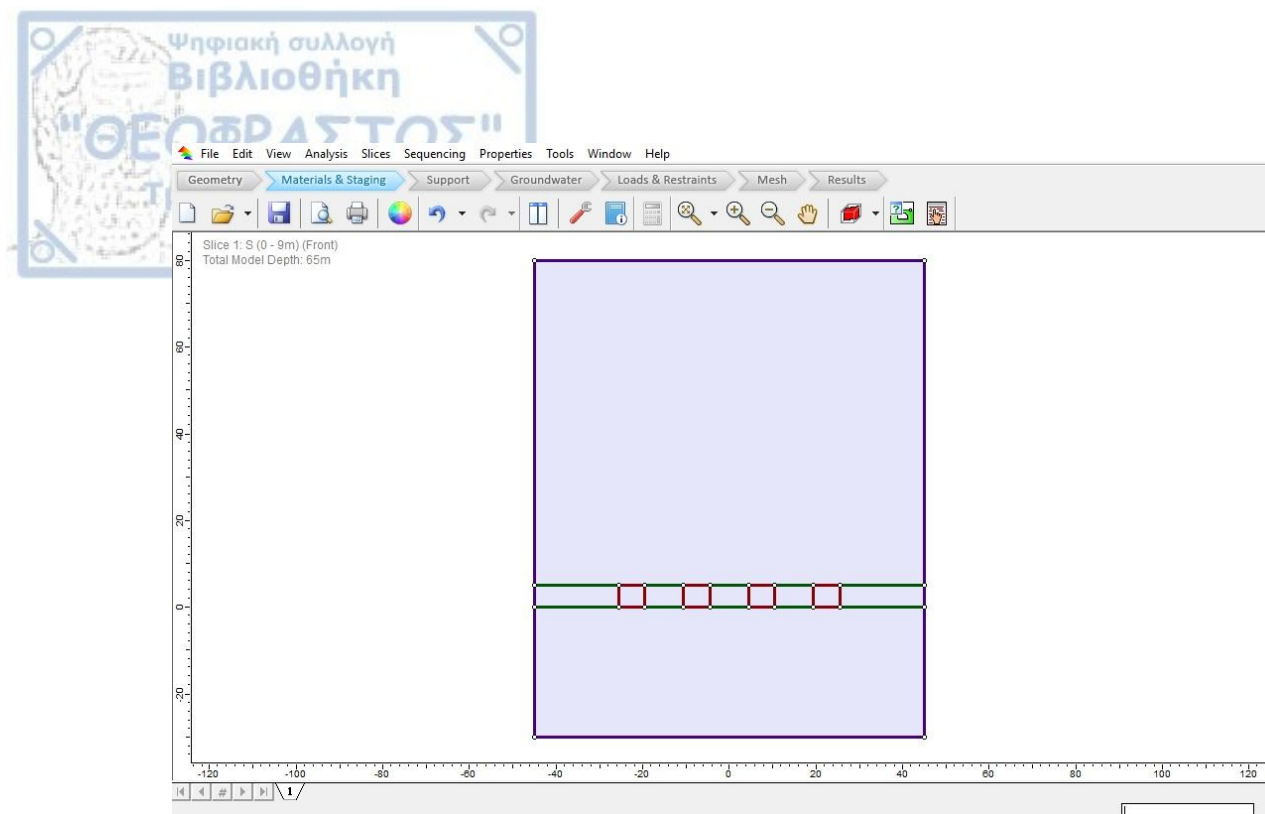
7.2 Δημιουργία του αριθμητικού μοντέλου.

Σε αυτό το σημείο κρίθηκε αναγκαίο να περιγράψουν τα στάδια που πραγματοποιήθηκαν σε όλη τη διαδικασία δημιουργία του αριθμητικού μοντέλου. Για τον λόγο αυτό ακολουθούν βήμα προς βήμα όλα τα στάδια που χρειάστηκαν για να προκύψει ένα αντιπροσωπευτικό προσομοίωμα.

7.2.1 Σχεδιασμός ορίων εκμετάλλευσης.

Αρχικά σχεδιάστηκε η συνολική γεωμετρία του προβλήματος. Σε πρώτη φάση δημιουργήθηκε το εξωτερικό όριο του μοντέλου. Εν συνεχεία, ορισθηκαν τα σύνορα όπου υπάρχει αλλαγή γεωλογικού σχηματισμού. Τα όρια αυτά φαίνονται στην εικόνα 7.1 με πράσινο χρώμα. Οι γραμμές με κόκκινο χρώμα αντιπροσωπεύουν τα όρια των στοών που θα διανοιχθούν. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο η διατομή των ανοιγμάτων που σχεδιάστηκε είναι ορθογωνική. Αυτό πραγματοποιήθηκε διότι στη συνέχεια δεν εφικτό μέσω του συγκεκριμένου λογισμικού να σχεδιαστούν εγκάρσιες στοές με καμπυλότητα στην οροφή. Επομένως, για την εξασφάλιση της ομοιογένειας αποφασίστηκε να σχεδιαστεί ορθογωνική διατομή εκτός από τα εγκάρσια ανοίγματα και στα επιμήκη. Αυτό, σίγουρα οδηγεί σε δυσμενέστερες συνθήκες του υπόγειου χώρου, αφού θα υπάρχει συγκέντρωση τάσεων στις γωνίες της οροφής. Από την άλλη πλευρά, από την στιγμή που εξασφαλίζεται η ευστάθεια, σε μία υπόγεια εξόρυξη δεν κρίνεται απαγορευτικό, διότι θα εξασφαλιστεί εξόρυξη μεγαλύτερης ποσότητας λιγνίτη χωρίς την εξόρυξη στείρου υλικού (υλικό από την μάργα οροφή).

Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνονται όλα τα παραπάνω όπως σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τη γεωμετρία που έχει προταθεί για μέγιστο ύψος υπερκειμένων ίσο με 75m. Έτσι, η απόστασή μεταξύ δύο διαδοχικών θαλάμων είναι ίση με το πλάτος του λιγνιτικού στύλου, δηλαδή στην συγκεκριμένη περίπτωση 9 m. Το ίδιο πραγματοποιήθηκε και για τους άλλους δύο προτεινόμενους σχεδιασμούς και αντίστοιχα η απόσταση ανάμεσα σε δύο διαδοχικά ανοίγματα διαφέρει στον καθένα και ισούται με το εκάστοτε πλάτος στύλου.



Εικόνα 7.1: Εξωτερικό όριο, όρια εκμετάλλευσης και συνοριακές συνθήκες αλλαγής γεωλογικού σχηματισμού.

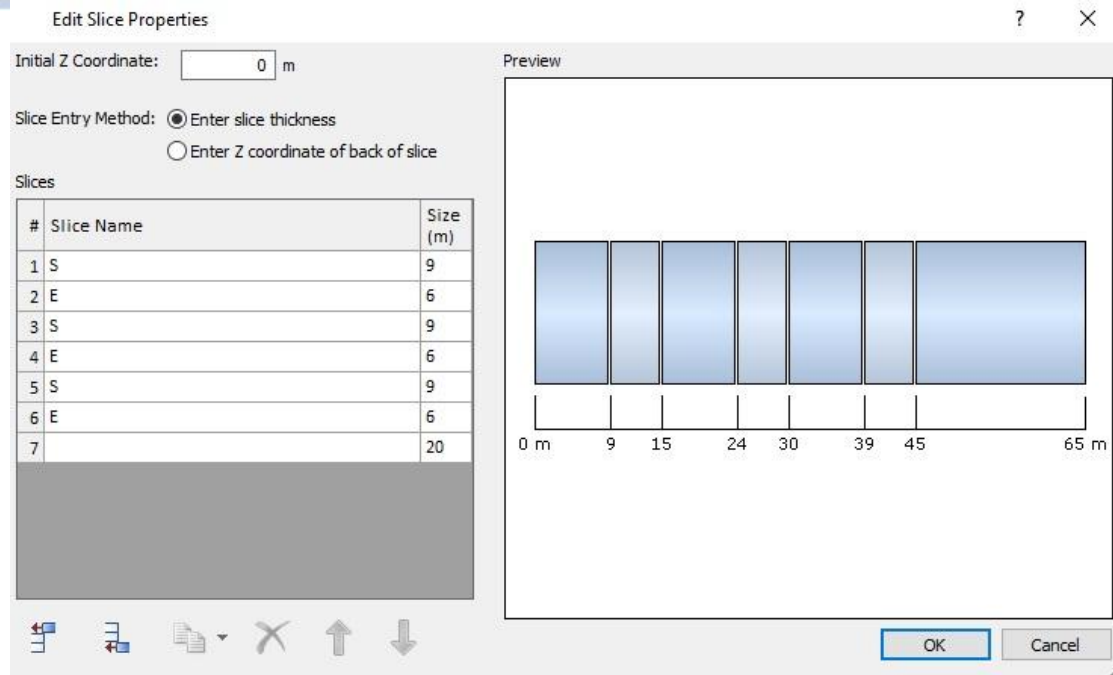
Σε μεταγενέστερο στάδιο τα όρια αυτά θα χρησιμοποιηθούν για την εισαγωγή των γεωτεχνικών παραμέτρων της μάργας οροφής, της λιγνιτικής βραχώμαζας και της μάργας δαπέδου. Ακόμα πρέπει να αναφερθεί ότι το στάδιο της εισαγωγής των ορίων του κάθε υλικού πρέπει να γίνει προτού πραγματοποιηθεί η διακριτοποίηση και η δημιουργία του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων του μοντέλου.

7.2.2 Προσομείωση εγκάρσιων στοών.

Το επόμενο βήμα στη διαδικασία της μοντελοποίησης είναι η δημιουργία τριών εγκάρσιων στοών. Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο σημείο της εργασίας σημασία έχει τόσο η ευστάθεια του κάθε στύλου ξεχωριστά αλλά και όλων μαζί. Για το λόγω αυτό αποφασίστηκε ο σχεδιασμός ενός συστήματος εννέα στύλων σε διάταξη 3 x 3. Για να επιτευχθεί αυτό είναι αναγκαίος ο σχεδιασμός τεσσάρων επιμήκη ανοιγμάτων και τριών εγκάρσιων.

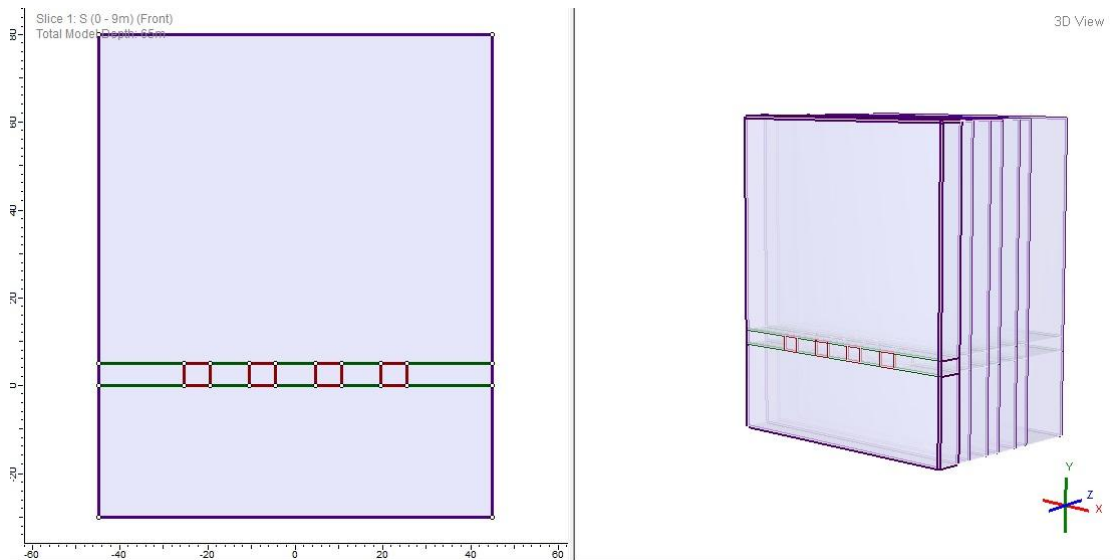
Σύμφωνα με την φιλοσοφία του σχεδιαστικού τμήματος του λογισμικού δημιουργήθηκαν επτά φέτες (slices) όπως παρουσιάζεται στην εικόνα 7.2. Από αυτές τρεις οι οποίες ονομάστηκαν ως «S» έχουν πάχος 9 m, ενώ άλλες τρεις με όνομα «E» έχουν πάχος 6 m. Ο λόγος είναι ότι στις φέτες S θα δημιουργηθούν στη συνέχεια οι τετραγωνικοί στύλοι και το πάχος της φέτας αντιπροσωπεύει το πλάτος του στύλου,

ενώ οι φέτες E αντιπροσωπεύουν τις εγκάρσιες στοές και το πάχος τους είναι ίσο με το πλάτος του θαλάμου.



Εικόνα 7.2: Δημιουργία φετών (slices) κατά τη διαδικασία της μοντελοποίησης.

Ενώ στην εικόνα που ακολουθεί το μοντέλο στο τέλος του συγκεκριμένου σταδίου.

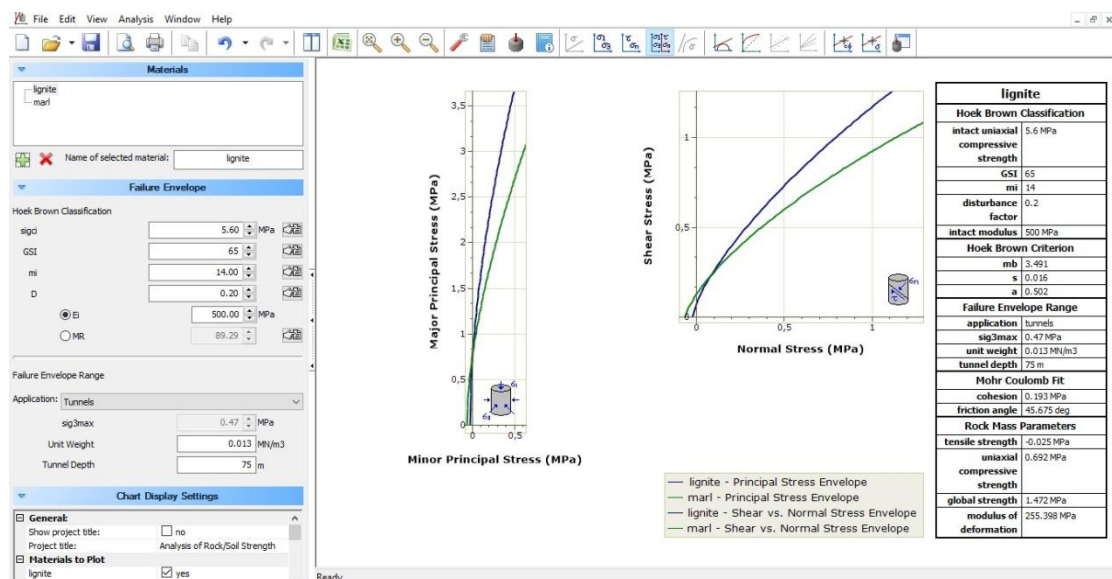


Εικόνα 7.3: Όψη 2D και 3D μετά την εισαγωγή των slices.

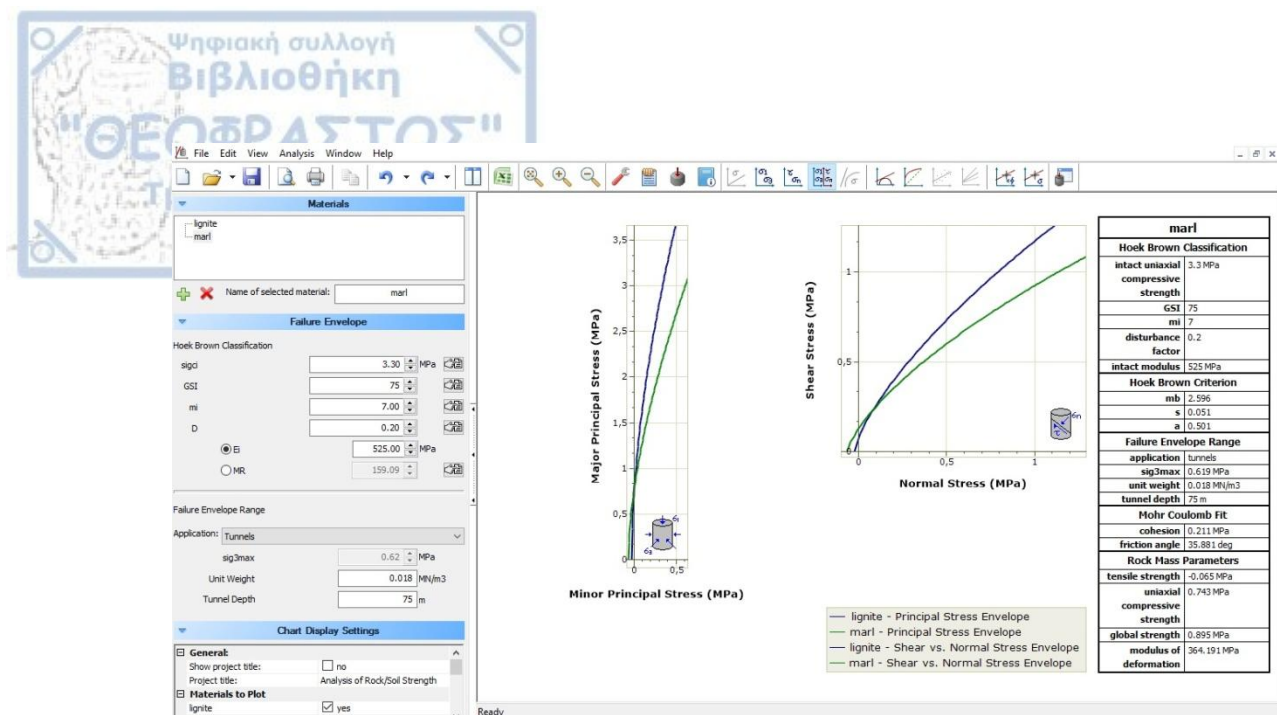
Για τις άλλες δύο περιπτώσεις πραγματοποιήθηκε ακριβώς η ίδια διαδικασία. Η μόνη διαφορά είναι ότι το πάχος των φετών S είναι ίσο με τα αντίστοιχα προτεινόμενα πλάτη του λιγνιτικού τετραγωνικού στύλου.

7.2.3 Ορισμός υλικών και εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων

Σε αυτό το σημείο δημιουργούνται τρία υλικά, αυτά της μάργας οροφής (upper marl), του λιγνιτικού κοιτάσματος (lignite) και της μάργας δαπέδου (lower marl), τα οποία περιβάλλουν την εκσκαφή. Σύμφωνα με όσα έχουν παρουσιαστεί σε προηγούμενο κεφάλαιο της παρούσας διπλωματικής, η μάργα δαπέδου και η μάργα οροφής θα θεωρείται πως έχουν ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά. Οι γεωτεχνικές παράμετροι που εισάγονται είναι αυτές που υπολογίστηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο μέσω του λογισμικού RocData. Για την περίπτωση που τα υπερκείμενα έχουν ύψος 75 m δεν έχουν υπολογιστεί. Έτσι ενδεικτικά στις εικόνες που ακολουθούν, φαίνονται τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της μάργας οροφής και δαπέδου και της λιγνιτικής βραχώμαζας για αυτό το ύψος υπερκείμενων. Από προηγούμενο κεφάλαιο έχει προσδιοριστεί ότι η μάργα οροφής και η μάργα δαπέδου παρουσιάζουν τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά.



Εικόνα 7.4: Δεδομένα εισαγωγής και παράμετροι διατμητικής αντοχής για την λιγνιτική βραχώμαζα για ύψος υπερκείμενων γαιών 75 m.



Εικόνα 7.5: Δεδομένα εισαγωγής και παράμετροι διατμητικής αντοχής για την μαργαϊκή βραχώμαζα για ύψος υπερκείμενων γαιών 75 m.

Ενώ για τους άλλους δύο σχεδιασμούς, εκ των οποίων ο ένας είναι για τμήμα της υπόγειας εκμετάλλευσης, όπου τα μέγιστα υπερκείμενα φτάνουν τα 100 m και ο άλλος για μέγιστα υπερκείμενα ύψους 130 m, οι γεωτεχνικές παράμετροι εισαγωγής έχουν υπολογιστεί σε προηγούμενο κεφάλαιο και υπάρχουν στους πίνακες 4.3 και 4.4.

Πιο συγκεκριμένα, για μέγιστο ύψος υπερκείμενων ίσο με 100 m για τη λιγνιτική βραχώμαζα:

- Η γωνία εσωτερικής τριβής είναι ίση με 44°
- Η συνοχή είναι 0,225 MPa
- Η μονοαξονική εφελκυστική αντοχή ισούται με 0,025 MPa
- Το μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με 255 MPa
- Ο λόγος poisson θεωρείται 0,3

Ενώ για την μάργα οι γεωτεχνικές παράμετροι είναι οι εξής:

- Η γωνία εσωτερικής τριβής είναι ίση με 34°
- Η συνοχή είναι 0,238 MPa
- Η μονοαξονική εφελκυστική αντοχή ισούται με 0,065 MPa
- Το μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με 364 MPa
- Ο λόγος poisson θεωρείται 0,3



Για το σχεδιασμό που αναφέρεται σε μέγιστο ύψος υπερκειμένων ίσο με 135 m, για τον λιγνίτη οι παράμετροι είναι αυτοί που ακολουθούν:

- Η γωνία εσωτερικής τριβής είναι ίση με 41°
- Η συνοχή είναι 0,26 MPa
- Η μονοαξονική εφελκυστική αντοχή ισούται με 0,025 MPa
- Το μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με 255 MPa
- Ο λόγος poisson θεωρείται 0,3

Για την μάργα οροφής αλλά και της μάργας δαπέδου:

- Η γωνία εσωτερικής τριβής είναι ίση με 32°
- Η συνοχή είναι 0,268 MPa
- Η μονοαξονική εφελκυστική αντοχή ισούται με 0,065 MPa
- Το μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με 364 MPa
- Ο λόγος poisson θεωρείται 0,3

Στην εικόνα που ακολουθεί παρουσιάζεται η εισαγωγή των γεωτεχνικών παραμέτρων του λιγνίτη, όταν το υπόγειο άνοιγμα βρίσκεται σε βάθος 75 m από την επιφάνεια του εδάφους. Αντίστοιχα εισάγονται οι παράμετροι όλων των γεωλογικών σχηματισμών για κάθε μοντέλο. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι για τα υλικά επιλέγεται μία ελαστική – τέλεια πλαστική συμπεριφορά. Αυτό πραγματοποιείται ορίζοντας ως τιμές της παραμένουσα γωνίας εσωτερικής τριβής και συνοχής ίσες με τις αρχικές τιμές, όπως φαίνεται στην εικόνα 7.6.

lignite

Name: lignite Material Color: XXXXXX

Initial Element Loading: Field Stress & Body Force Unit Weight: (MN/m3): 0.013

Elastic Properties

Elastic Type: Isotropic Poisson's Ratio: 0.3

Young's Modulus (MPa): 255 ☐ Young's Modulus (resid) (MPa): 20000

E1: 20000 MPa E2: 20000 MPa E3: 20000 MPa

x: 1 y: 0 z: 0 x: 0 y: 1 z: 0 x: 0 y: 0 z: 1

v12: 0.2 v13: 0.2 v23: 0.2

Strength Parameters

Failure Criterion: Mohr Coulomb Material Type: Plastic

Tensile Strength (peak) (MPa): 0.025 Dilation Angle (deg): 0

Fric. Angle (peak) (deg): 44 Fric. Angle (resid) (deg): 44

Cohesion (peak) (MPa): 0.193 Cohesion (resid) (MPa): 0.193

Tensile Strength (resid) (MPa): 0 ☐ Jointed Material Joint Options...

☐ Stage Properties ☐ Datum Dependent

Define Factors... Define Properties...

Unsaturated Shear Strength

Phi b: 0 Air Entry (MPa): 0

☐ Show only properties used in model

Advanced... OK Cancel

Εικόνα 7.6: Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων για την λιγνιτική βραχώμαζα, για ύψος υπερκειμένων ίσο με 75 m

Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται ο τρόπος εισαγωγής του εντατικού πεδίου στο προσομοίωμα.

Field Stress Properties

Field Stress Type: Gravity ☒ Ko Condition

☒ Use actual ground surface Ground Surface Elevation (m): 0

Unit Weight of Overburden (MN/m3): 0.027

☐ Use variable stress ratio ☒ Use effective stress ratio

Horizontal Stress 1

K1: 0,6

Locked In: 0 MPa

Horizontal Stress 2

K2: 2

Locked In: 0 MPa

Orientation of Horizontal Stress 1

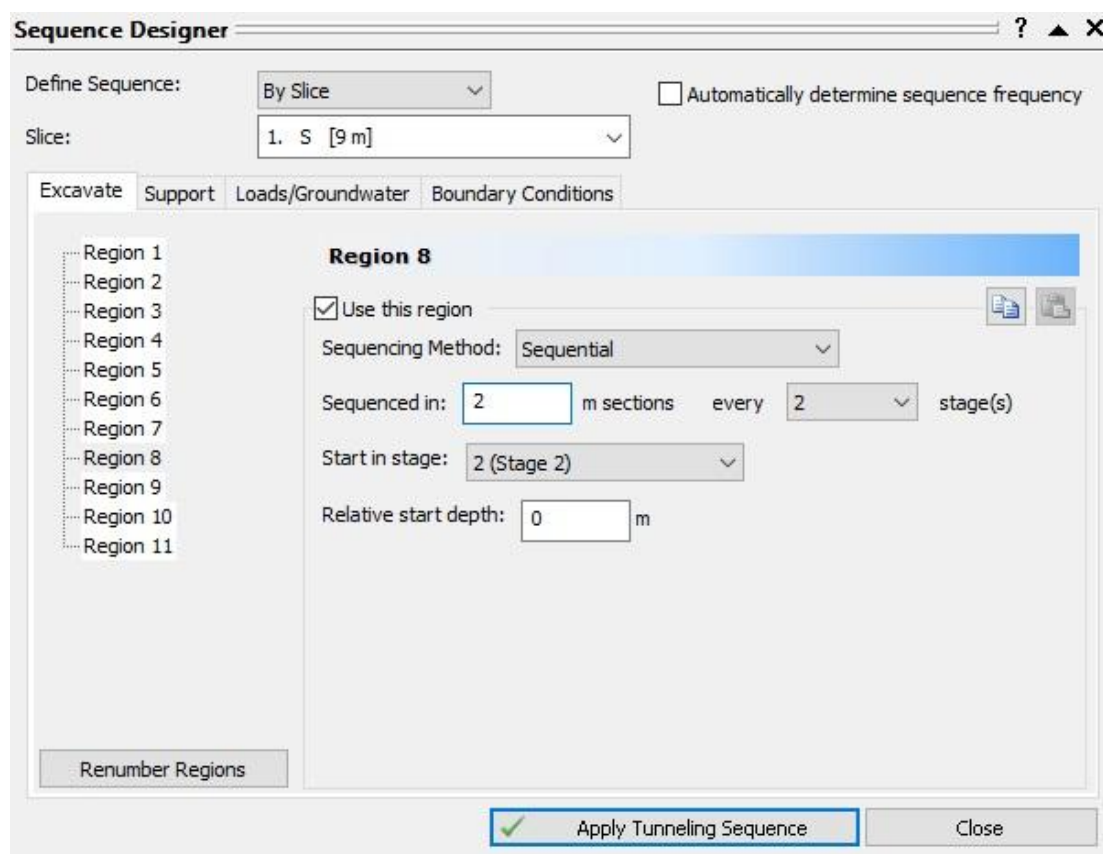
Defined By: Trend/Plunge Trend: 0 ° Plunge: 0 °

Advanced >>

Εικόνα 7.7: Εισαγωγή του εντατικού πεδίου, με συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων $K_0 = 0,6$.

7.2.4 Προχώρηση και Εφαρμογή μέτρων υποστήριξης.

Μετά την εφαρμογή του εντατικού πεδίου, ακολουθεί το βήμα κατά το οποίο πραγματοποιείται η διάνοιξη των υπόγειων ανοιγμάτων τα οποία έχουν οριστεί σε προηγούμενο στάδιο της μοντελοποίησης.. Στην πρώτη φάση αφήνεται κενή από κάθε εργασία και ασκείται στο μοντέλο το πρωτογενές εντατικό πεδίο. Για το λόγο αυτό η εργασίες εξόρυξης ορίστηκαν στη δεύτερη φάση (stage 2) κατά την προσομοίωση. Το βήμα της προχώρησης ορίστηκε στα 2 m, ενώ αυτή πραγματοποιείται ανά δύο φάσεις, όπως φαίνεται στην εικόνα 6.8 . Αξίζει να σημειωθεί ότι το λογισμικό επιτρέπει την εισαγωγή έως 100 φάσεων στο στάδιο της μοντελοποίησης. Για το λόγο αυτό διανοίγονται ταυτόχρονα αρχικά οι τέσσερις επιμήκεις στοές και στην συνέχεια τα τρία εγκάρσια ανοίγματα.



Εικόνα 7.8: Ορισμός του βήματος προχώρησης του μετώπου του υπόγειου ανοίγματος κατά την μοντελοποίηση για υπερκείμενα ύψους 75 m.

Από την φάση 3 του μοντέλου και ανά δύο φάσεις ορίζεται η εφαρμογή του κελύφους υποστήριξης, όπως προτάθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Στην παρακάτω εικόνα παρουσιάζεται η εφαρμογή των αγκυριών σε κάνναβο 1,20 m x 1,20 m. Το μήκος των αγκυριών ορίστηκε 2,4 m, όπως και έχει υπολογιστεί.

Edit Bolt Pattern

Bolt Property

Bolt 1

Orientation

Normal to Boundary

☐ Flip XY Angle to Z-axis (°): 0

Bolt Length

Bolt Length (m): 2.4

Pattern Spacing (m)

In Plane: 1.2

Out of Plane

☒ Spacing: 1.2

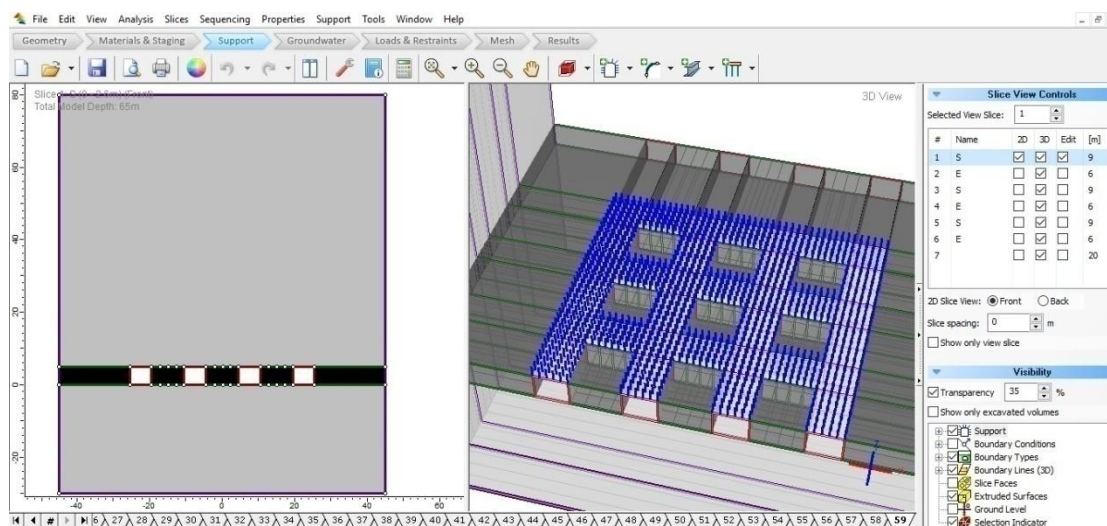
☒ Offset: 1

☐ Fixed Length: 0

OK Cancel

Εικόνα 7.9: Εισαγωγή μήκους αγκυρίου και προτεινόμενου καννάβου.

Αφού έρθει εις πέρας το βήμα που μόλις αναλύθηκε, προκύπτει η προσομοίωση η οποία για την περίπτωση όπου $W_p = 9$ m εμφανίζεται στην εικόνα που ακολουθεί και αποτελείται από 59 φάσεις. Τα αντίστοιχα προσομοιώματα για τις περιπτώσεις όπου $W_p = 11$ m και $W_p = 15$ m αποτελούνται από 69 και 79 φάσεις αντίστοιχα.

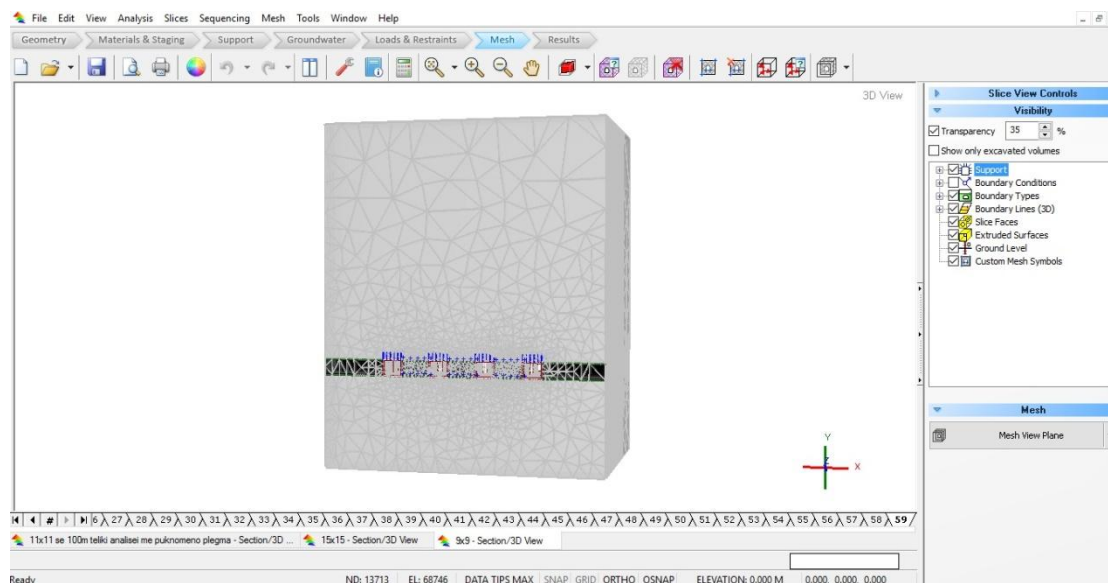


Εικόνα 7.10: Τρισδιάστατη όψη του μοντέλου μετά το πέρας όλων των φάσεων για υπερκείμενα ύψους 75m..

7.2.5 Παραγωγή πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων.

Στη συνέχεια της διαδικασίας της μοντελοποίησης έγινε η διακριτοποίηση και η παραγωγή πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων του κάθε μοντέλου. Σχετικά με τον

τύπο του πλέγματος που επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί, πρόκειται για διαβαθμισμένο (graded mesh). Ενώ αντίστοιχα για τα πεπερασμένα στοιχεία, επιλέχτηκε αυτός των τετράκομβων τετραεδρικών (4 noded tetrahedron). Με στόχο τον πιο λεπτομερή υπολογισμό τόσο των συγκλίσεων αλλά και του μεγέθους της πλαστικής ζώνης εντός του λιγνιτικού στύλου και στην οροφή του ανοίγματος, το πλέγμα των πεπερασμένων πυκνώθηκε στον μέγιστο δυνατό βαθμό στα όρια της εξόρυξης. Το αποτέλεσμα όλων αυτών φαίνεται στην εικόνα 7.11.



Εικόνα 7.11: Όψη του τρισδιάστατου προσομοιώματος μετά την εισαγωγή του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων.

7.2.6 Συνοριακές συνθήκες περιορισμού του μοντέλου.

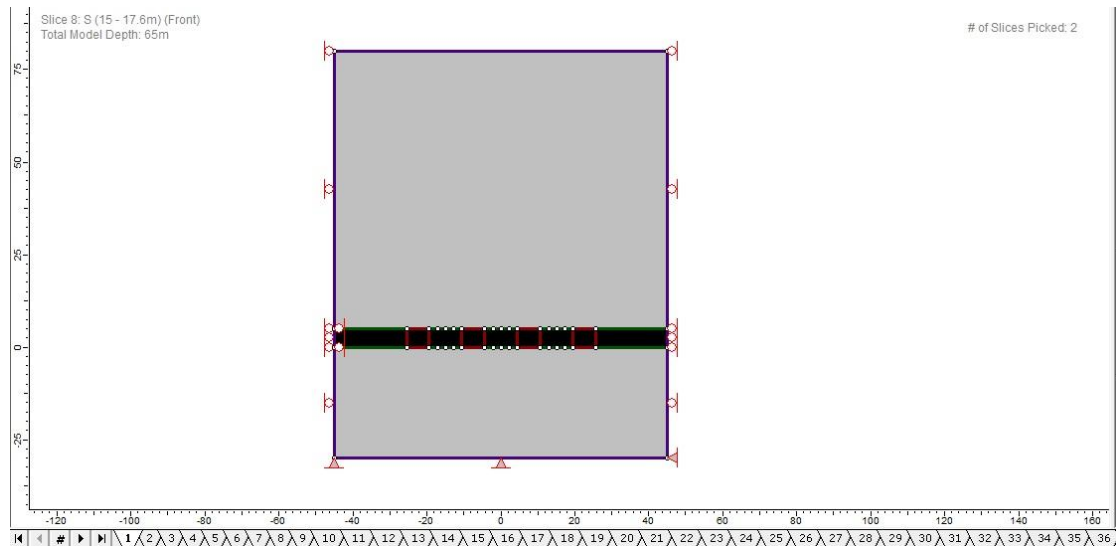
Το τελευταίο στάδιο της μοντελοποίησης είναι αυτό του περιορισμού των εξωτερικών συνόρων του μοντέλου.

Το επάνω όριο αφήνεται ελεύθερο να μετακινηθεί επάνω σε οποιοδήποτε άξονα. Έτσι επιτρέπεται στους κόμβους των πεπερασμένων στοιχείων, οι οποίοι αναπτύχθηκαν στο προηγούμενο στάδιο και βρίσκονται σε επαφή με αυτό το όριο, να μετακινηθούν τόσο κατά τον άξονα x, αλλά και τους y και z.

Σχετικά με την δεξιά και την αριστερή πλευρά του εξωτερικού συνόρου, επιλέχθηκε να δοθεί ελευθερία μετακίνησης προς τους άξονες y και z. Όσον αφορά τον άξονα των x, γίνεται περιορισμός των πλευρικών μετατοπίσεων.

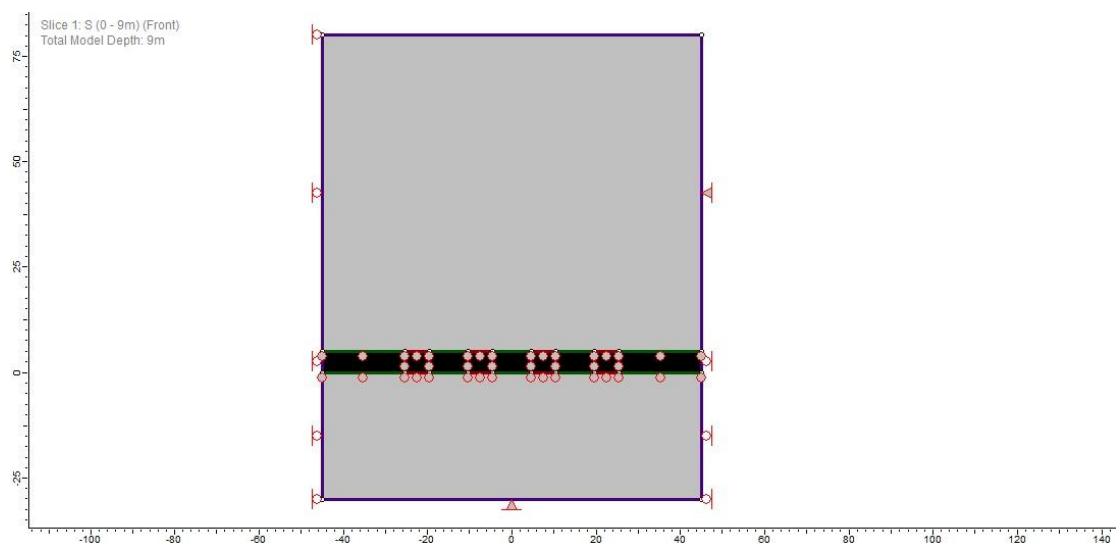
Το εξωτερικό σύνορο στο κάτω μέρος του μοντέλου πακτώνεται προς όλους τους άξονες. Οπότε δεν επιτρέπεται καμία απολύτως μετακίνηση σε κανένα από τους άξονες x , y και z .

Αυτοί είναι οι περιορισμοί που επιλέχθηκαν για τις πέντε ενδιάμεσες φέτες του προσομοιώματος, όπως φαίνεται στην εικόνα 7.12.



Εικόνα 7.12: Συνοριακές συνθήκες περιορισμού του μοντέλου για τις ενδιάμεσες φέτες.

Στα εξωτερικά όρια σχετικά με τον άξονα z του μοντέλου, δηλαδή στο μπροστά μέρος της πρώτης και στο πίσω μέρος της τελευταίας φέτας, επιλέχθηκε να μην δοθεί η δυνατότητα για οριζόντιες μετατοπίσεις. Στην εικόνα που ακολουθεί απεικονίζεται αυτός ο περιορισμός των μετακινήσεων στον άξονα z .



Εικόνα 7.13: Συνοριακές συνθήκες περιορισμού του μοντέλου για τις εξωτερικές φέτες.

7.3 Δημιουργία αριθμητικού μοντέλου σε 2 διαστάσεις.

Λόγω κάποιων προβλημάτων υπολογισμού που προέκυψαν στην ανάλυση του αριθμητικού μοντέλου με το λογισμικό RS3 της Rocscience, κρίθηκε αναγκαίο να δημιουργηθεί ένα προσομείωμα που θα προσεγγίσει το πρόβλημα σε ένα λογισμικό 2 διαστάσεων. Αυτό, διότι το λογισμικό επίλυσης πεπερασμένων στοιχείων Phase2 της ίδιας εταιρείας, βρίσκεται στην αγορά για πολλά χρόνια σε αντίθεση με το RS3 το οποίο βρίσκεται ακόμα στην πρώτη έκδοση και παρουσιάζει κάποιες δυσλειτουργίες.

7.3.1 Προσομείωση των εγκάρσιων υπόγειων ανοιγμάτων.

Όπως αναφέρθηκε και στην αρχή αυτού του κεφαλαίου το ζήτημα της ευστάθειας μιας υπόγειας εκμετάλλευσης με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων είναι ένα τρισδιάστατο πρόβλημα. Για την δημιουργία ενός αντιπροσωπευτικού αριθμητικού μοντέλου πρέπει να προσεγγιστούν οι εγκάρσιες λιγνιτικές στοές.

Για την επίτευξη αυτού του σκοπού χρησιμοποιείται η μέθοδος μοντελοποίησης των εγκάρσιων στοών της υπόγειας εκμετάλλευσης που έχει προταθεί από τον Pariseau (1979). Σε αυτήν την μέθοδο προτείνεται η χρήση αυξημένης τιμής ειδικού βάρους $\gamma' > \gamma$ για τα υπερκείμενα πετρώματα του υπόγειου χώρου (Papakonstantinou and Benardos, 2014). Ακόμα ένα άρθρο από τη Διεθνή βιβλιογραφία ενισχύει όλα τα παραπάνω, αυτο με τίτλο “Evaluating performance of lignite pillars with 2D approximation techniques and 3D numerical analyses” (Deliveris A.V. & Benardos A., 2017).

Ακολουθεί η μαθηματική σχέση υπολογισμού του νέου ειδικού βάρους των υπερκείμενων πετρωμάτων γ' :

$$\gamma' = \gamma \left(1 + \frac{W_R}{W_P} \right)$$

Όπου γ το ειδικό βάρος της υπερκείμενης μάργας, W_R το πλάτος του θαλάμου του σχεδιασμού και W_P το πλάτος του προτεινόμενου τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου.

Τα δύο αριθμητικά μοντέλα τα οποία δημιουργήθηκαν με το συγκεκριμένο λογισμικό είναι:

- Για πάχος υπερκείμενης στρώσης $H=85$ m.
- Για πάχος υπερκείμενης στρώσης $H = 135$ m.

Το αυξημένο γ' διαφέρει στις δύο παραπάνω περιπτώσεις αφού το W_P μεταβάλλεται. Για την πρώτη περίπτωση ισχύει $W_P = 11$ m, ενώ στη δεύτερη περίπτωση το πλάτος του τετραγωνικού στύλου έχει προσδιοριστεί σε $W_P = 15$ m.

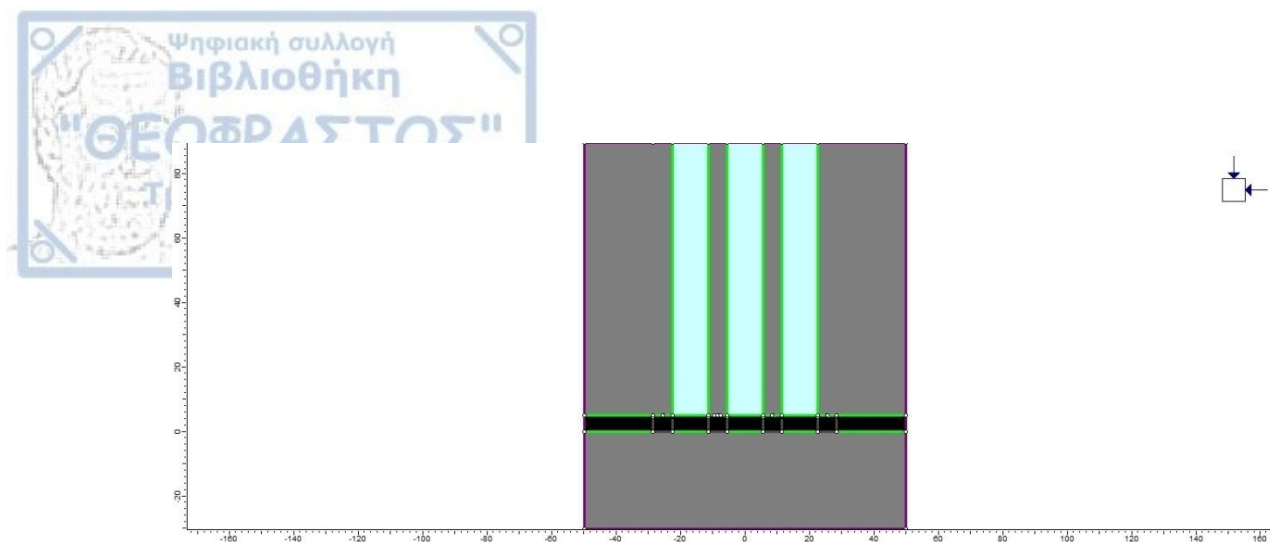
Έτσι, για την πρώτη περίπτωση, στον παραπάνω τύπο αντικαταστάθηκε το ειδικό βάρος της μάργας $\gamma = 0,018 \text{ MN} / \text{m}^3$, το πλάτος της στοάς $W_R = 6$ m και το πλάτος του τετραγωνικού στύλου $W_P = 11$ m. Οπότε το επαυξημένο ειδικό βάρος στο σημείο όπου τα υπερκείμενα έχουν ύψος 85 m, υπολογίστηκε σε $\gamma' = 0,028 \text{ MN} / \text{m}^3$.

Στην περίπτωση των μέγιστων υπερκειμένων κατά τον σχεδιασμό, όλα τα παραπάνω στοιχεία παραμένουν τα ίδια, ενώ για πλάτος τετραγωνικού στύλου αντικαταστάθηκε $W_P = 15$ m. Το επαυξημένο υπολογίστηκε σε $\gamma' = 0,025 \text{ MN} / \text{m}^3$.

7.3.2 Περιγραφή διαδικασίας για τη δημιουργία του αριθμητικού μοντέλου με τη χρήση του προγράμματος Phase2.

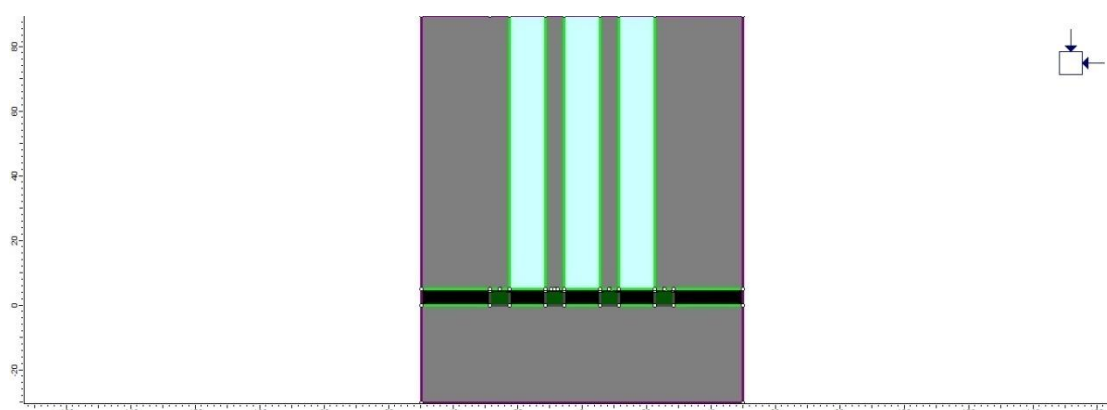
Τα βήματα που ακολουθήθηκαν για να τη δημιουργία του αριθμητικού προσομοιώματος με τη χρήση του λογισμικού επίλυσης πεπερασμένων στοιχείων Phase2, δε διαφέρουν πολύ από τα αντίστοιχα που πραγματοποιήθηκαν για την δημιουργία του αντίστοιχου μοντέλου με τη χρήση του τρισδιάστατου λογισμικού RS3.

Αρχικά ορίστηκαν οι συνοριακές συνθήκες του εξωτερικού ορίου του μοντέλου, τα όρια των γεωλογικών σχηματισμών, καθώς και τα όρια της εκμετάλλευσης. Η διαφορά σε σχέση με τα όρια που ορίστηκαν στο ίδιο στάδιο κατά την μοντελοποίηση στο τρισδιάστατο μοντέλο, είναι η εισαγωγή ενός νέου υλικού με τα χαρακτηριστικά της μάργας αλλά με το επαυξημένο ειδικό βάρος γ' που υπολογίστηκε στην προηγούμενη ενότητα, το οποίο οριοθετείται πάνω από τους λιγνιτικούς στύλους (εικόνα 7.14).



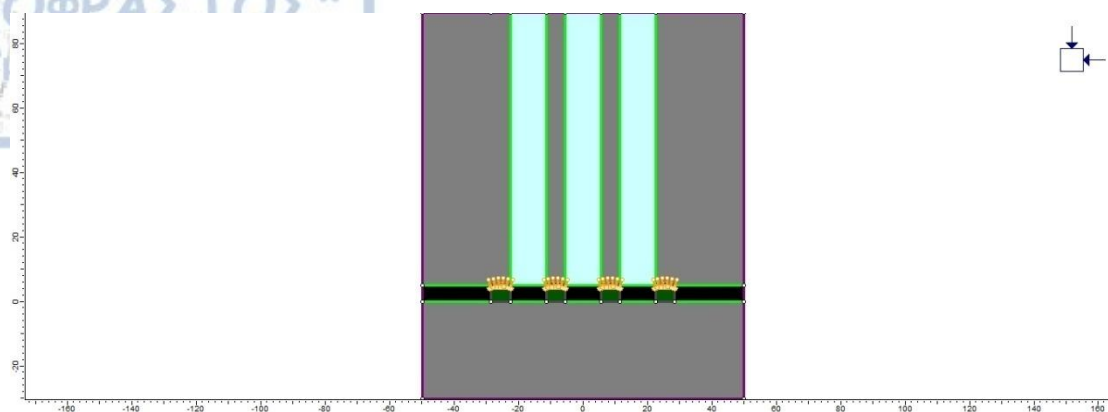
Εικόνα 7.14: Πρώτο στάδιο μοντελοποίησης της υπόγειας εκσκαφής για υπερκείμενα ύψους 85 m (Phase2).

Ορίστηκαν τέσσερις φάσεις (stages) για τη προσομοίωση της διαδικασίας διάνοιξης των στοών. Στην πρώτη φάση το μοντέλο έχει την όψη της εικόνας 7.14. Εν συνεχεία ο λιγνίτης που βρίσκεται εντός των διατομών, στο δεύτερο στάδιο αντικαθίσταται από το υλικό πράσινου χρώματος, το οποίο ορίζεται με το απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας E που υπολογίστηκε σε προηγούμενη ενότητα (εικόνα 7.15).



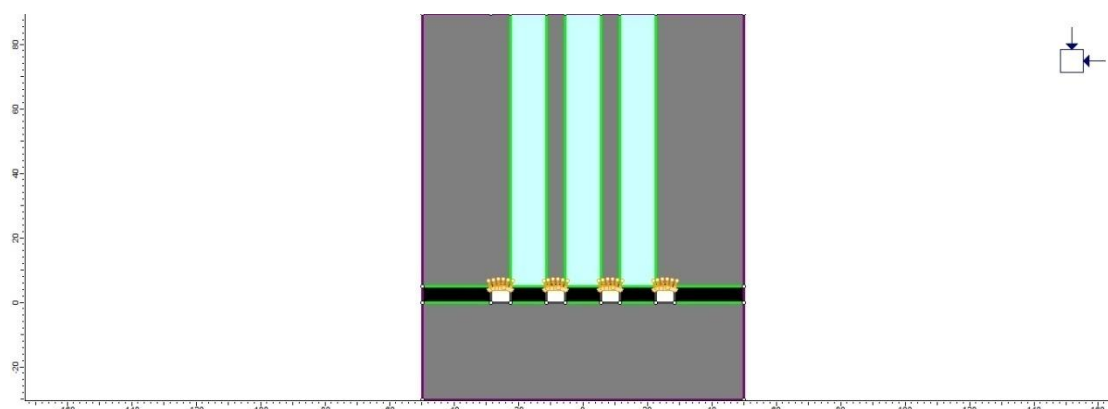
Εικόνα 7.15: Δεύτερο στάδιο μοντελοποίησης της υπόγειας εκσκαφής για υπερκείμενα ύψους 85 m (Phase2).

Το τρίτο στάδιο περιέχει την εφαρμογή του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης και απεικονίζεται στην εικόνα 7.16.



Εικόνα 7.16: Τρίτο στάδιο μοντελοποίησης της υπόγειας εκσκαφής για υπερκείμενα ύψους 85 m (Phase2).

Στο τέταρτο και τελευταίο στάδιο της διαδικασίας, εκσκάπτεται το υλικό που βρίσκεται εντός των διατομών (εικόνα 7.17).

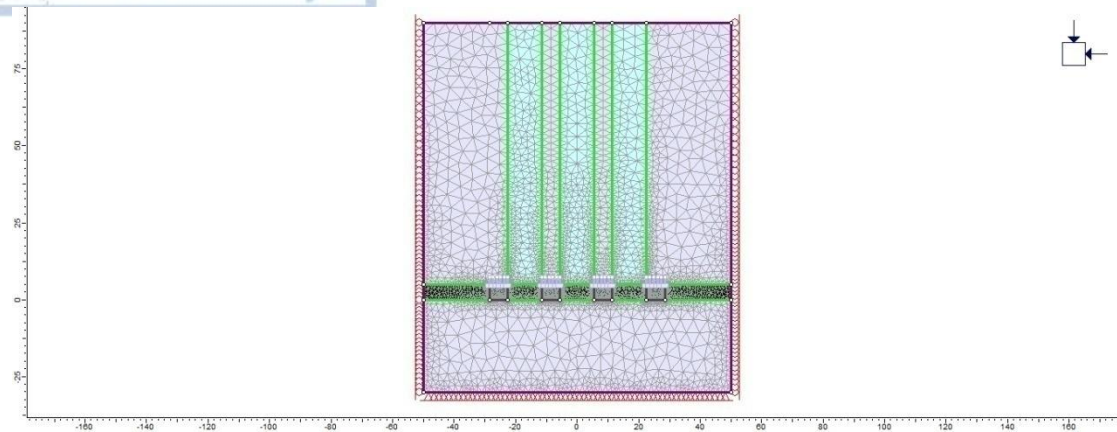


Εικόνα 7.17: Τέταρτο στάδιο μοντελοποίησης της υπόγειας εκσκαφής για υπερκείμενα ύψους 85 m (Phase2).

Όπως και στη δημιουργία του τρισδιάστατου αριθμητικού μοντέλου και εδώ επιλέχθηκαν περιορισμοί στις συνοριακές συνθήκες του εξωτερικού ορίου. Στο αριστερό και το δεξί όριο αυτού επιλέχθηκε να μην επιτραπεί μετακίνηση τους ως προς τον άξονα x. Έτσι δεν επιτράπηκαν οι οριζόντιες μετατοπίσεις του συνόρου. Το κάτω όριο πακτώθηκε και δεν επιτράπηκε καμία μετακίνηση τόσο κατά άξονα χαλλά και y. Τέλος στο άνω όριο του δεν επιλέχθηκε κάποιος περιορισμός, οπότε η μετακινήσεις αφέθηκαν ως προς όλες τις διευθύνσεις.

Ύστερα ακολούθησε ο ορισμός του εντατικού πεδίου και δημιουργήθηκε το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων του αριθμητικού προσομοιώματος. Ο τύπος του πλέγματος που επιλέχθηκε για το προσομοίωμα είναι ο διαβαθμισμένος (graded mesh), ενώ για τα πεπερασμένα στοιχεία επιλέχθηκε να είναι τρίκομβα και τριγωνικά (3 noded triangular elements).

Στην παρακάτω εικόνα εμφανίζεται το τελικό μοντέλο με τους συνοριακούς περιορισμούς και το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων.



Εικόνα 7.18: Όψη του αριθμητικού μοντέλου με τις συνοριακές συνθήκες σε ύψος υπερκείμενης μάργας $H = 85$ m.

8 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ

Σε αυτό το κεφάλαιο της παρούσας εργασίας θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων που προέκυψαν από τα αριθμητικά μοντέλα που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ο σκοπός των αναλύσεων είναι η μηχανική συμπεριφορά του συστήματος των στοών καθώς και του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης τους. Τα αποτελέσματα που θα παρουσιαστούν εστιάζονται κυρίως :

- Στην αντοχή του λιγνιτικού στύλου.
- Στις συγκλίσεις τόσο της οροφής αλλά και των παρειών των στοών.
- Στην μηχανική συμπεριφορά των μέτρων υποστήριξης.

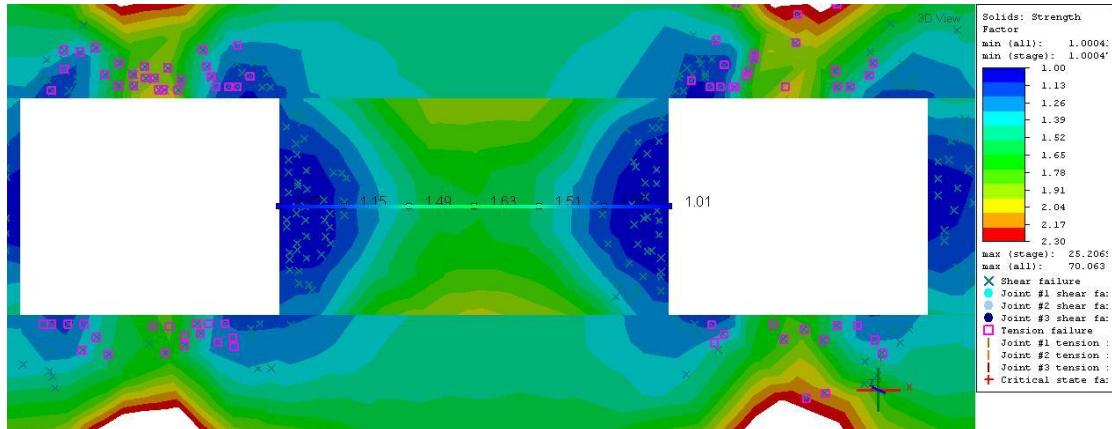
Όσον αφορά τη μηχανική συμπεριφορά των προτεινόμενων μέτρων υποστήριξης που θα παρουσιαστούν, είναι αποτέλεσμα αναλύσεων του προγράμματος Phase2 της ίδιας εταιρείας. Ο λόγος της συγκεκριμένης επιλογής είναι διότι προέκυψε σφάλμα υπολογισμού των συγκεκριμένων παραμέτρων στην επίλυση του τρισδιάστατου μοντέλου.

8.1 Αντοχή τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου.

Για την ευστάθεια του υπόγειου χώρου της εκμετάλλευσης με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων πρωταρχικής σημασίας ζήτημα είναι η αντοχή των λιγνιτικών στύλων. Για τον λόγο αυτό θα παρουσιαστούν αποτελέσματα των αναλύσεων για την αντοχή του τετραγωνικού στύλου για τον καθένα από τους τρεις σχεδιασμούς που έχουν προταθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο αλλά και συμπεράσματα που προκύπτουν από παραμετρικές αναλύσεις για διάφορα πάχη υπερκείμενων γαιών. Τα αποτελέσματα αυτά προέκυψαν από την χρήση του λογισμικού επίλυσης πεπερασμένων στοιχείων RS3 της Rocscience. Στις αναλύσεις που θα ακολουθήσουν ο έλεγχος της αντοχής του στύλου θα καθορισθεί από τον Συντελεστή Αντοχής (Strength Factor). Στα σημεία που προκύπτει αστοχία του λιγνιτικού υλικού που απαρτίζει τον στύλο ο Συντελεστής Αντοχής παίρνει τιμή $SF = 1$. Ενώ όσο αυτός ο αριθμός αυξάνεται, το υλικό περνάει σταδιακά σε μία «υγιή» κατάσταση και απομακρύνεται από αυτή της αστοχίας.

8.1.1 Αντοχή λιγνιτικού στύλου για υπερκείμενα πάχους 75m.

Στην εικόνα 8.1 παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας κατά μήκος του στύλου σε μία τομή στον κεντρικό στύλο του τρισδιάστατου μοντέλου. Η τομή που επιλέχθηκε εκπροσωπεί το επίπεδο όπου παρουσιάστηκε η δυσμενέστερη κατάσταση της συγκεκριμένης ανάλυσης.



Εικόνα 8.1: Συντελεστής Αντοχής (Strength Factor) κατά μήκος του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα 75 m ($W_p = 9m$)

Παρατηρείται η ζώνη πλαστικοποίησης που εκτείνεται στις παρειές του ανοίγματος και εντός του λιγνιτικού στύλου. Η ακτίνα της ζώνη διαρροής που παρουσιάζεται ισούται περίπου με $r_p = 1,5$ m. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία ενός υγί πυρήνα, σε σχήμα κλεψύδρας, όπως φαίνεται στην εικόνα 8.1.

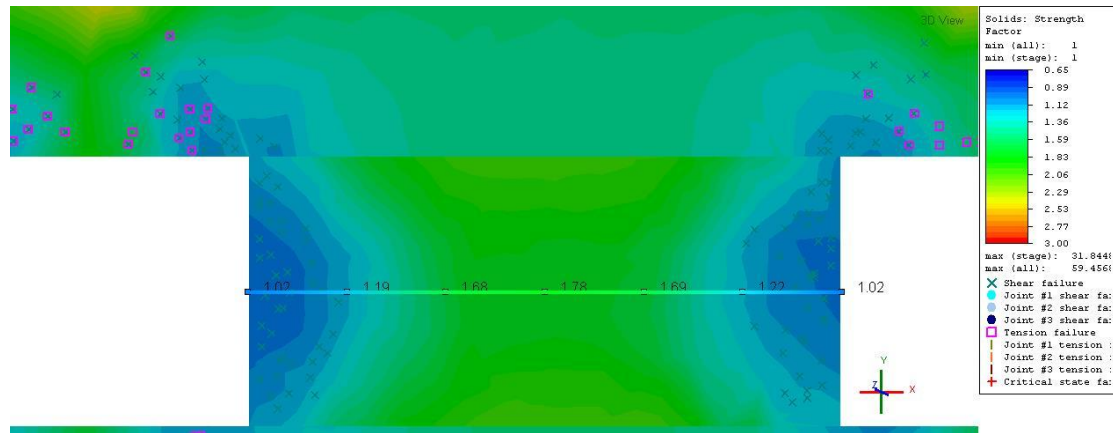
Το υλικό των παρειών, που αποτελεί το εξωτερικό μέρος του στύλου, φαίνεται να βρίσκεται σε μία κατάσταση στα όρια της αστοχίας. Ο συντελεστής αντοχής παραμένει σε σχετικά χαμηλά επίπεδα για την ακτίνα της πλαστικοποιημένης ζώνης. Στα όρια αυτής, περνάει σε ικανοποιητικές τιμές, οι οποίες είναι μεγαλύτερες του 1,3 ($SF > 1,3$). Αυτές οι τιμές αντιστοιχούν στην αντοχή σε οποιοδήποτε σημείο του πυρήνα, ο οποίος αποτελείται από ελάχιστο πλάτος 6 m, ενώ το κέντρο του στύλου παρουσιάζει ένα συντελεστή αντοχής ίσο με $SF = 1,63$.

Συμπέρασμα όλων των παραπάνω είναι ότι στο μεγαλύτερο μέρος του στύλου η κατάσταση του υλικού απέχει από την αστοχία, με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται η ευστάθεια του.

8.1.2 Αντοχή λιγνιτικού στύλου για υπερκείμενα πάχους 100 m.

Σε προηγούμενο κεφάλαιο έχει οριστεί ότι για πάχη υπερκείμενων γαιών που βρίσκονται εντός του εύρους 75 m – 100 m, ο στύλος θα έχει πλάτος ίσο με $W_p =$

11m. Στην εικόνα 8.2 φαίνεται η μεταβολή του Συντελεστή Αντοχής κατά μήκος του τετραγωνικού στύλου, όταν τα υπερκείμενα του υπόγειου ανοίγματος είναι πάχους 100 m.



Εικόνα 8.2: Συντελεστής Αντοχής (Strength Factor) κατά μήκος του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα 100 m ($W_p = 11\text{m}$).

Σε αυτήν την τομή είναι ευδιάκριτη η παρουσία μιας μεγαλύτερης σε έκταση ζώνης διαρροής μέσα στον λιγνιτικό στύλο. Η ακτίνα αυτής της ζώνης όπου εμφανίζεται πλαστικοποίηση του υλικού είναι ίση με $r_p = 2\text{ m}$. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία ενός υγί πυρήνα, στον οποίο το ελάχιστο πλάτος επιφάνειας ανέρχεται σε 7 m.

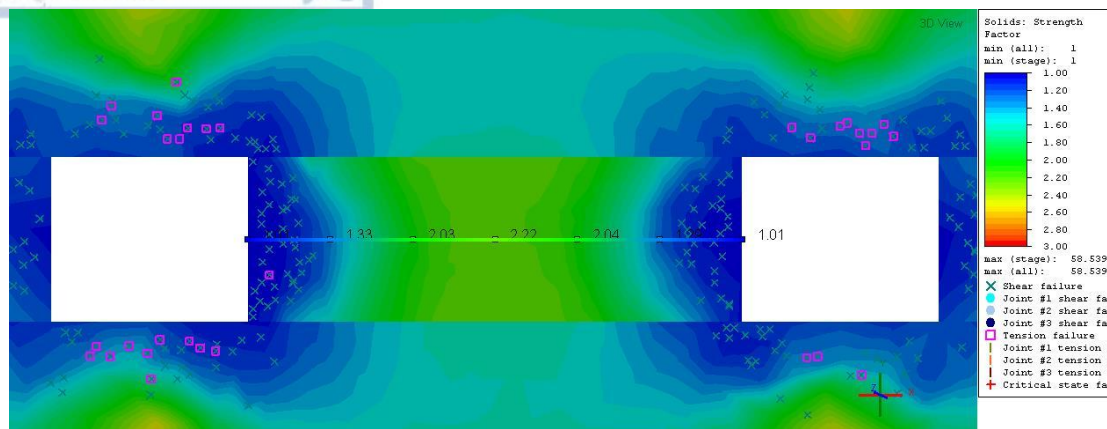
Στις παρειές της στοάς, δηλαδή στον εξωτερικό φλοιό του στύλου, το υλικό βρίσκεται σε μία κατάσταση αστοχίας, με τον Συντελεστή Αντοχής να παίρνει τιμές κοντά στην μονάδα. Στα όρια του πυρήνα, δηλαδή στα όρια όπου τελειώνει η πλαστική ζώνη, το υλικό απέχει από την αστοχία αφού ο Συντελεστής Αντοχής ξεπερνά την τιμή $SF = 1,3$. Πλησιάζοντας προς το κέντρο του στύλου ο Συντελεστής Ασφαλείας αυξάνεται ακόμα περισσότερο με την μέγιστη τιμή του να αγγίζει την τιμή $SF = 1,78$.

Το αποτέλεσμα όλων όσων αναλύθηκαν οδηγεί σε μία κατάσταση, στην οποία ένα μεγάλο τμήμα του λιγνιτικού στύλου μπορεί να λάβει με επιτυχία τα φορτία που θα του ασκηθούν από την υπερκείμενη μαργαϊκή στρώση. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται η ευστάθεια του.

8.1.3 Αντοχή λιγνιτικού στύλου για υπερκείμενα πάχους 135 m.

Για υπερκείμενη μαργαϊκή στρώση πάχους από 100 m έως και 135 m έχει προταθεί για τον σχεδιασμό της υπόγειας εκμετάλλευσης πλάτος τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου ίσο με $W_p = 15\text{ m}$. Στην εικόνα που ακολουθεί εμφανίζεται η τομή ενός

επιπέδου, το οποίο διέρχεται από το κέντρο του λιγνιτικού στύλου, με τους αριθμούς να αντικατοπτρίζουν τον Συντελεστή Αντοχής του στύλου.



Εικόνα 8.3: Συντελεστής Αντοχής (Strength Factor) κατά μήκος του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου σε υπερκείμενα 135 m ($W_p = 15$ m).

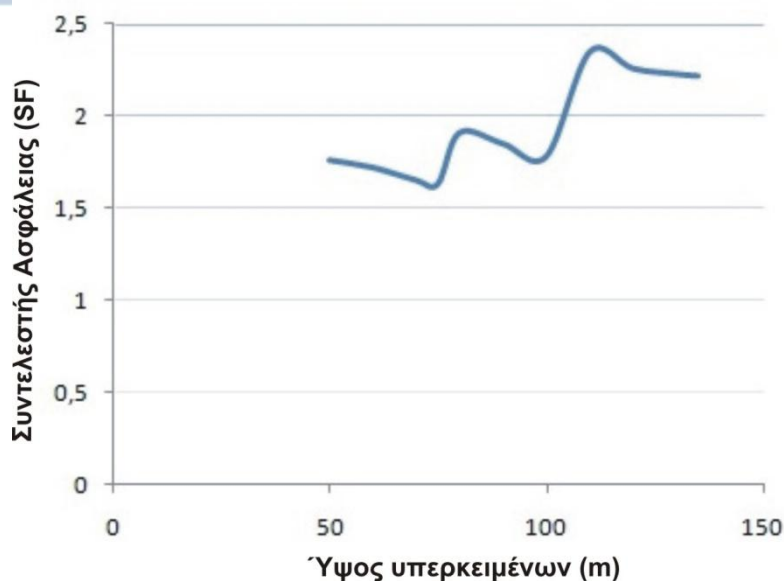
Το βάθος στο οποίο εκτείνεται η ζώνη πλαστικοποίησης όντος του λιγνιτικού στύλου φτάνει τα 1,9 m. Συναξιολογώντας με το παραπάνω ότι το πλάτος του ανέρχεται σε $W_p = 15$ m, το πλάτος του υγιή πυρήνα του στύλου το οποίο απέχει από τη διαρροή ισούται με 11,2 m.

Το υλικό που απαρτίζει τον στύλο και βρίσκεται στο εξωτερικό μέρος αυτού, παρουσιάζει τιμές Συντελεστή Αντοχής ίσες με 1,02 και φαίνεται να αστοχεί. Φτάνοντας στα σημεία που αντιστοιχούν σε βάθος 1,9 m από την παρειά του, η τιμή του Συντελεστή Αντοχής του υλικού ανέρχεται σε $SF = 1,4$. Έτσι, για τα σημεία που απέχουν από την παρειά απόσταση μεγαλύτερη από την ακτίνα διαρροής το υλικό δεν βρίσκεται σε κατάσταση αστοχίας. Πλησιάζοντας στο κέντρο του πυρήνα ο Συντελεστής αυτός αυξάνεται και μαζί αυξάνεται η αντοχή του λιγνιτικού στύλου. Στο κέντρο του εμφανίζεται η μεγαλύτερη τιμή του Συντελεστή Αντοχής η οποία είναι ίση με $SF = 2,22$, μεγαλύτερη από όλες τις τιμές που έχουν παρουσιαστεί για τα προηγούμενα πλάτη.

Όλα τα παραπάνω οδηγούν στο συμπέρασμα πως ο τετραγωνικός στύλος πλάτους $W_p = 15$ m, που έχει προταθεί για συναντώμενες υπερκείμενες γαίες πάχους 135 m, μπορεί να δεχθεί τις τάσεις που προκαλούνται από αυτές χωρίς να αστοχήσει.

Από τις αναλύσεις που παρουσιάστηκαν σε αυτήν την ενότητα, σχετικά με την αντοχή του τετραγωνικού στύλου, και από παραμετρικές αναλύσεις που προέκυψαν μεταβάλλοντας το ύψος των υπερκειμένων σχηματίστηκε το διάγραμμα της εικόνας

8.4, στο οποίο παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας στον πυρήνα του λιγνιτικού στύλου σε σχέση με το ύψος των υπερκειμένων.



Εικόνα 8.4: Μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με την αύξηση των υπερκειμένων.

Το διάγραμμα αποτελείται από τρία επιμέρους τμήματα στα οποία έχει φθίνουσα πορεία, ενώ αυτά χωρίζονται με δύο απότομες αυξήσεις της τιμής του συντελεστή ασφαλείας. Αυτό είναι απολύτως λογικό, αφού στα δύο αυτά σημεία υπάρχει η αύξηση του πλάτους του τετραγωνικού στύλου.

8.2 Μηχανική συμπεριφορά συστήματος υποστήριξης.

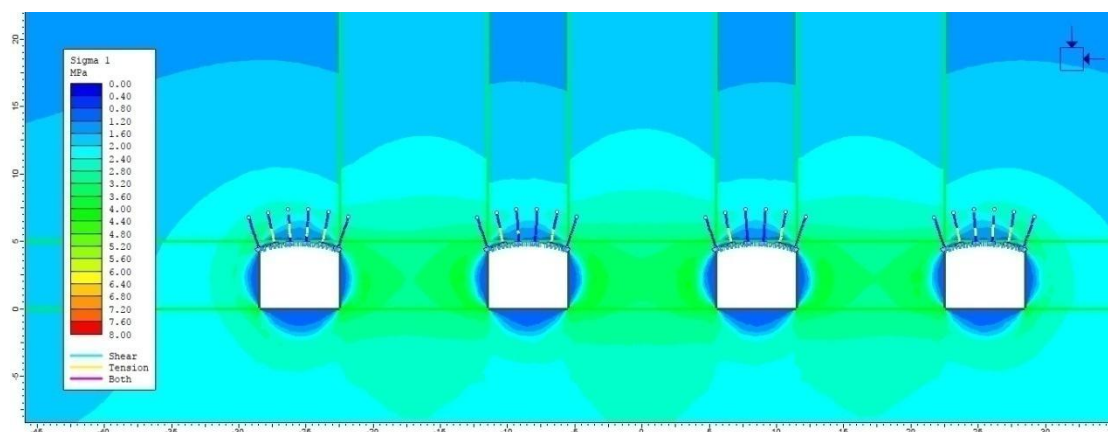
Για την μηχανική συμπεριφορά του προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης των υπόγειων ανοιγμάτων, οι αναλύσεις προέρχονται από το λογισμικό Phase 2 της Rocscience, διότι διαπιστώθηκε πρόβλημα στον υπολογισμό της λειτουργίας των μέτρων υποστήριξης μέσω του τρισδιάστατου λογισμικού.

Στις αναλύσεις που θα ακολουθήσουν, ως προς την συμπεριφορά της αγκύρωσης, με κίτρινο χρώμα εμφανίζονται τα σημεία εφελκυστικής αστοχίας, με γαλάζιο χρώμα η αστοχία του αγκυρίου σε διάτμηση, ενώ με μοβ χρώμα η αστοχία του σε εφελκυσμό αλλά και διάτμηση.

8.2.1 Μηχανική συμπεριφορά μέτρων υποστήριξης για υπερκείμενα ύψους 85 m.

Για αυτήν την περίπτωση έχει προταθεί εφαρμογή αγκυρίων τύπου Swellex Pm12 και μήκους 2,4 m στην οροφή της διατομής σε συνδυασμό με την εφαρμογή συγκολλημένου χαλύβδινου πλέγματος.

Όπως φαίνεται στην εικόνα 8.5 στα περισσότερα από τα αγκυριών προκύπτει αστοχία σε εφελκυσμό, ενώ δεν λείπουν και οι διατμητικές αστοχίες, οι οποίες εμφανίζονται σε μικρότερο ποσοστό.



Εικόνα 8.5: Αστοχία αγκυρίων τύπου Swellex Pm12 σε εφελκυσμό (κίτρινο χρώμα) και σε διάτμηση (γαλάζιο χρώμα).

Στη συνέχεια, το σύστημα της υποστήριξης βελτιώθηκε αντικαθιστώντας τα αγκύρια Pm12 με τα Pm16. Από την εικόνα 6.7 υπολογίστηκαν τα τεχνολογικά χαρακτηριστικά των νέων αγκυρίων προς εφαρμογή. Από τον κατασκευαστή (Atlas Corco) η τάση συνάφειας αυτών αντιστοιχεί σε 0,17 MN/m και η διατμητική ακαμψία του αγκυρίου σε 100 MN / m / m. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά εισαγωγής κατά την μοντελοποίηση τους απεικονίζονται στην εικόνα 8.6.

Bolt 2

Name: Bolt 2 Bolt Color: █

Bolt Properties

Bolt Type: Swellex / Split-Sets

Tensile Capacity (MN): 0.16

Tributary Area (mm²): 160

Bolt Modulus, E (MPa): 200000

Bond Strength (MN/m): 0.17

Out-of-plane Spacing (m): 1.2

Bond Shear Stiffness (MN/m/m): 100

Residual Tensile Capacity (MN): 0

Face Plates

☒ Attached Face Plates

☐ Add Pull-Out Force

Force (MN): 0

☐ Constant Shear Stiffness

Stiffness (MN/m/m): 0

☐ Add Bulges Define Bulges...

Bond Length

☐ Percent of Length: 20

☐ Length (m): 1

☐ Secondary Bond Length Define...

Bolt Model

☐ Elastic ☒ Plastic ☒ Joint Shear

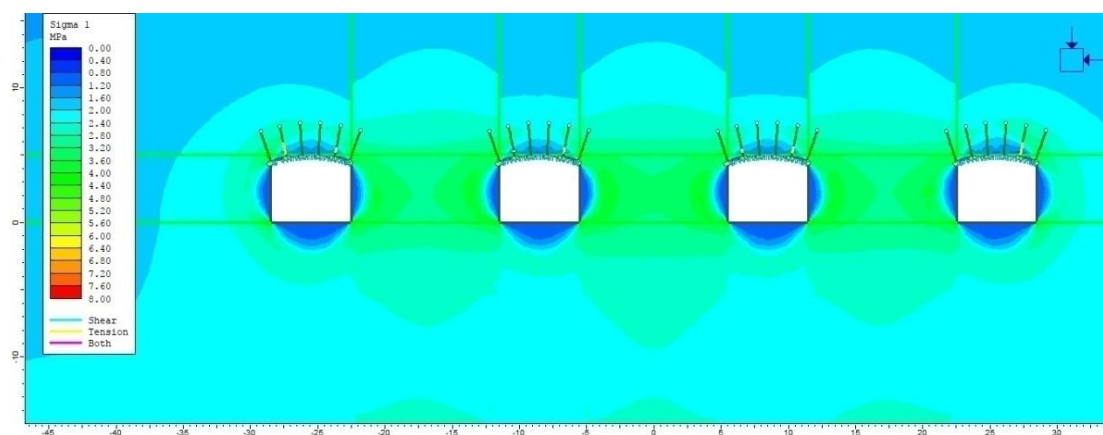
Pre-Tensioning

Pre-Tensioning Force (MN): 0 ☒ Constant Force in Install Stage

Copy To... ☐ Show only properties used in model OK Cancel

Εικόνα 8.6: Εισαγωγή χαρακτηριστικών των αγκυρίων τύπου SwellexPm16.

Στο νέο προτεινόμενο σύστημα υποστήριξης εξακολουθεί να παρατηρείται αστοχία των αγκυρίων, σαφώς όχι στον βαθμό του προηγούμενου τύπου (Pm12). Στην εικόνα 8.7 φαίνεται πως και σε αυτήν την περίπτωση προκύπτουν αστοχίες των αγκυρίων σε εφελκυσμό. Ωστόσο η κατάσταση είναι εμφανώς βελτιωμένη από την προηγούμενη.



Εικόνα 8.7: Αστοχίες σε εφελκυσμό των αγκυρίων τύπου Swellex Pm16.

Η παραπάνω ανάλυση οδηγεί στην επιλογή της περαιτέρω βελτίωσης των μέτρων υποστήριξης του υπόγειου ανοίγματος. Έτσι λοιπόν τα αγκύρια θα αντικατασταθούν εκ νέου από τα αγκύρια τύπου Swellex Pm24, μεγαλύτερης εφελκυστικής αντοχής. Μέσω της εικόνας 6.7, υπολογίζονται τα νέα χαρακτηριστικά α οποία χρειάζονται για την μοντελοποίηση των αγκυρίων. Ακόμα η τάση συνάφειας των νέων προτεινόμενων αγκυρίων είναι 2 MN / m και η διατμητική ακαμψία τους είναι ίση με 150 MN / m / m (Atlas Corco). Τα χαρακτηριστικά που εισήχθησαν κατά την μοντελοποίηση φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.

Define Bolt Properties

Bolt 4

Name: Bolt 4 Bolt Color: [Orange]

Bolt Properties

Bolt Type: Swellex / Split-Sets

Tensile Capacity (MN): 0.24

Tributary Area (mm²): 200

Bolt Modulus, E (MPa): 200000

Bond Strength (MN/m): 0.2

Out-of-plane Spacing (m): 1.2

Bond Shear Stiffness (MN/m/m): 150

Residual Tensile Capacity (MN): 0

Bolt Model

☐ Elastic ☒ Plastic ☒ Joint Shear

Pre-Tensioning

Pre-Tensioning Force (MN): 0 ☒ Constant Force in Install Stage

Face Plates

☒ Attached Face Plates

☐ Add Pull-Out Force Force (MN): 0

☐ Constant Shear Stiffness Stiffness (MN/m/m): 0

☐ Add Bulges Define Bulges ...

Bond Length

☐ Percent of Length: 20

☐ Length (m): 1

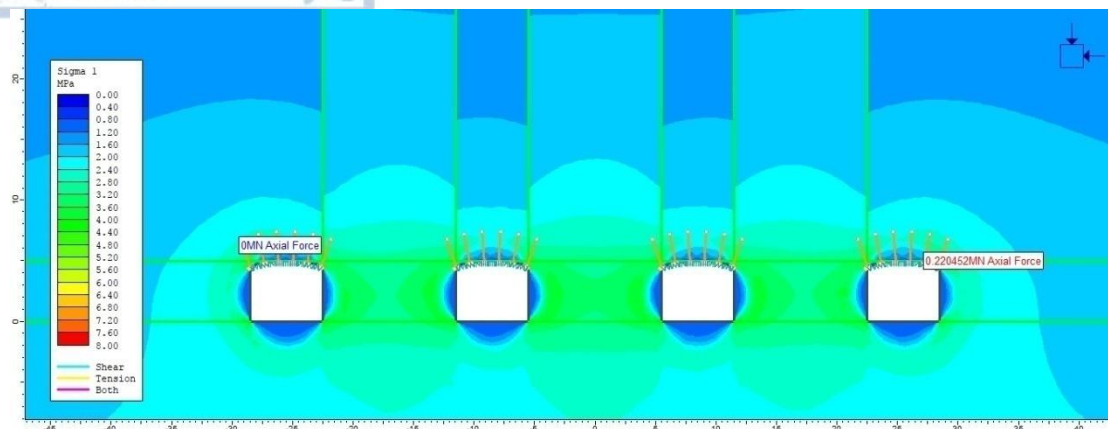
☐ Secondary Bond Length Define...

Copy To... ☐ Show only properties used in model OK Cancel

Εικόνα 8.8: Εισαγωγή χαρακτηριστικών των αγκυρίων τύπου Swellex Pm24.

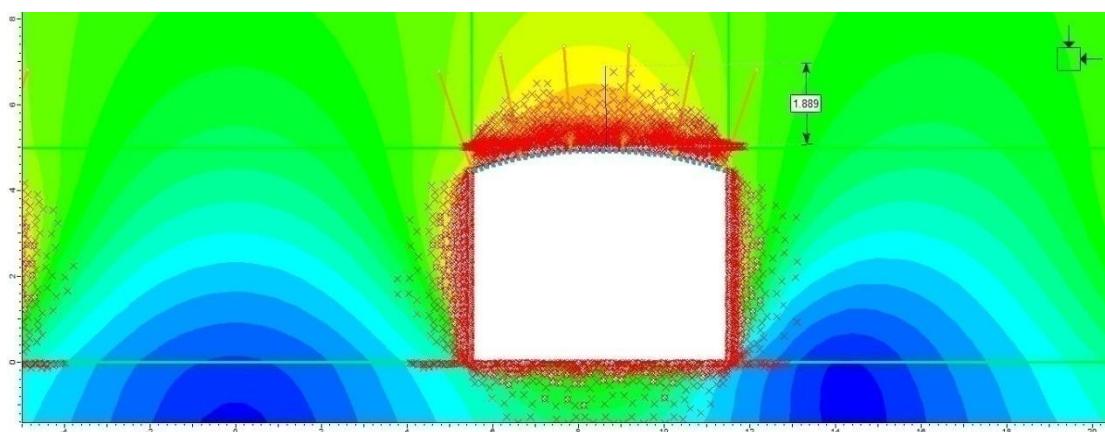
Το σύστημα μέτρων υποστήριξης που περιλαμβάνει τη χρήση των αγκυρίων τύπου Swellex Pm24 φαίνεται πως δεν έχει κανένα πρόβλημα να αναλάβει της δυνάμεις που παράγονται από τα υπερκείμενα ύψους 85 m. Δεν προκύπτει καμία αστοχία ούτε σε εφελκυσμό αλλά ούτε και σε διάτμηση, όπως φαίνεται στην εικόνα 8.9. Ακόμα με κόκκινο χρώμα εμφανίζεται η μέγιστη τιμή της αξονικής δύναμης η οποία ασκείται στα αγκύρια. Αυτή ισοδυναμεί με 0,22 MN, η οποία είναι σαφώς μικρότερη από την αντίστοιχη που μπορεί να δεχθεί το αγκύριο συγκεκριμένου τύπου (0,24 MN).

Επομένως, για την δυσμενέστερη κατάσταση ο συντελεστής ασφαλείας του αγκυρίου ανέρχεται σε $SF = 1.1$.



Εικόνα 8.9: Επιτυχής λειτουργία αγκυρίων τύπου Swellex Pm24, με την μέγιστη και ελάχιστη αξονική δύναμη που ασκείται σε αυτά.

Τέλος, για να κριθεί επαρκής η υποστήριξη εκτός από την αντοχή των αγκυρίων, πρέπει και το μήκος τους να είναι αρκετό για να κρατήσει την ζώνη διαρροής της οροφής των στοών. Στην εικόνα 8.10, φαίνεται η ζώνη πλαστικοποίησης του περιβάλλοντος υλικού της οροφής φτάνει περίπου 1,9 m πάνω από αυτή με το προτεινόμενο μήκος των αγκυρίων να είναι ίσο με 2,4 m. Επομένως το μήκος τους κρίνεται επαρκές αφού ξεπερνάει κατά 0,5 m τη ζώνη διαρροής στην οροφή των ανοιγμάτων, το οποίο βρίσκεται σε υγιές τμήμα της μάργας.



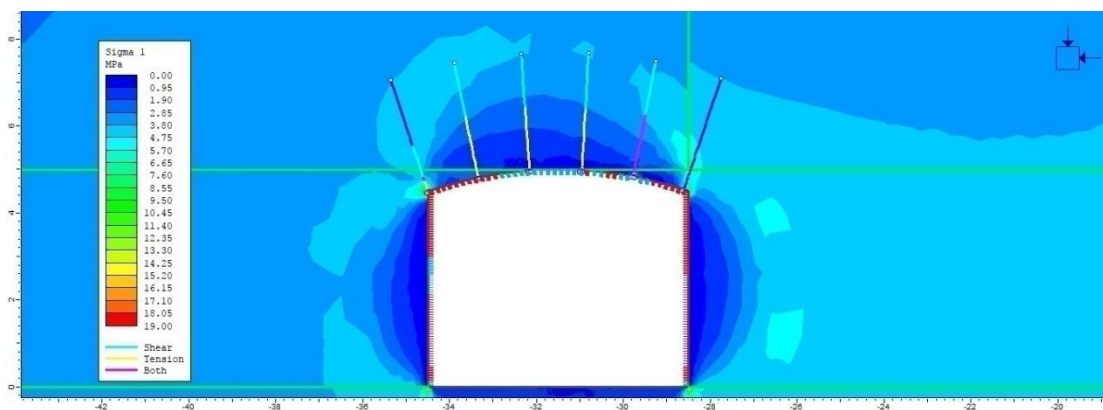
Εικόνα 8.10: Ζώνη διαρροής της οροφής του υπόγειου ανοίγματος.

8.2.2 Μηχανική συμπεριφορά μέτρων υποστήριξης για υπερκείμενα ύψους 135 m.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση, από την προσέγγιση που έχει γίνει σε προηγούμενα κεφάλαια της παρούσας εργασίας, έχει προταθεί μείωση του βήματος προχώρησης

σε 0,5 μενών ως καταλληλότερο σύστημα υποστήριξης των στοών, η εφαρμογή αγκυρίων τύπου Swellex στην οροφή σε συνδυασμό με την εφαρμογή χαλύβδινου συγκολλημένου πλέγματος αλλά και μιας λεπτής στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm. Ως αποτέλεσμα των αναλύσεων που παρουσιάστηκαν για την περίπτωση των υπερκειμένων ύψους 85 m, θεωρήθηκε εύλογο να εφαρμοστούν κατευθείαν τα ισχυρότερα αγκύρια τύπου Swellex που χρησιμοποιήθηκαν στις προηγούμενες αναλύσεις, δηλαδή τα Pm24.

Όπως γίνεται εύκολα κατανοητό, παρατηρώντας την εικόνα 8.11, τα μέτρα υποστήριξης κρίνονται απολύτως ανεπαρκή για την ευστάθεια της διατομής.



Εικόνα 8.11: Αστοχία των αγκυρίων σε εφελκυσμό και σε διάτμηση και αστοχία του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Όπως φαίνεται στην ανάλυση περίπου όλα τα αγκύρια αστοχούν, και αυτό συμβαίνει σε όλο το μήκος τους. Ακόμα υπάρχει τμήμα αγκυρίου που αστοχεί ταυτόχρονα και σε εφελκυσμό αλλά και σε διάτμηση και φαίνεται με μοβ χρώμα. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αστοχεί στο μεγαλύτερο μέρος της επιφάνειας που καλύπτει, τόσο στις παρειές τις διατομής όσο και στην οροφή της.

Η βελτίωση αυτού του συστήματος θεωρείται βέβαιο ότι χρειάζεται μόνιμη εφαρμογή πλαισίων για την επίτευξη της ευστάθειας της, κάτι που όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο της εργασίας, κρίνεται οικονομικά ασύμφορο για μία λιγνιτική εξόρυξη.

Αξιίζει να σημειωθεί, πως είναι πιθανό να βελτιωθεί η λειτουργία των μέτρων υποστήριξης με την αύξηση της καμπυλότητας της οροφής του υπόγειου ανοίγματος. Με αυτόν τον τρόπο θα επιτευχθεί ευνοϊκότερη κατανομή των γεωστατικών τάσεων που φορτίζουν την υποστήριξη και θα προκληθεί αύξηση της σ_3 . Αυτό οδηγεί στο

συμπέρασμα ότι είναι πιθανό να μην προκύψουν εφελκυστικές αστοχίες στα αγκύρια της οροφής. Επομένως, αυτό είναι ένα ζήτημα που μελλοντικά αξίζει και πρέπει να διερευνηθεί.

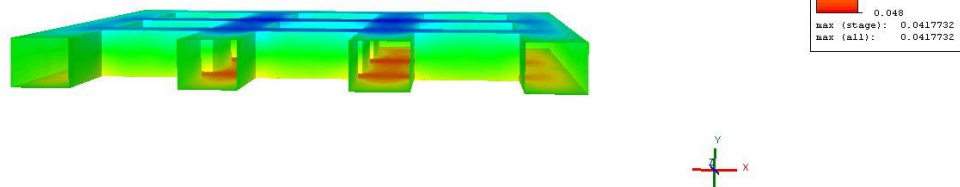
8.3 Συγκλίσεις υπόγειου ανοίγματος.

Σε αυτό το σημείο θα παρουσιαστούν οι μετακινήσεις στον κατακόρυφο άξονα, δηλαδή στην οροφή αλλά και το δάπεδο, της στοάς. Ακόμα μέσω του τρισδιάστατου λογισμικού επίλυσης πεπερασμένων στοιχείων υπολογίστηκαν και οι οριζόντιες μετακινήσεις στις παρειές του υπόγειου ανοίγματος, οι οποίες αποτελούν το φούσκωμα του λιγνιτικού στύλου. Στη συνέχεια ακολουθούν τα αποτελέσματα τόσο της τρισδιάστατης αριθμητικής ανάλυσης αλλά και τα αποτελέσματα που προήλθαν από τη δισδιάστατη αριθμητική ανάλυση. Με αυτόν τον τρόπο και με τη σύγκρισή τους, θα φανεί η ορθότητα της προσέγγισης του ζητήματος στις δύο διαστάσεις.

8.3.1 Συγκλίσεις υπόγειου ανοίγματος για πάχος υπερκείμενων γαιών 85 m τρισδιάστατης ανάλυσης.

Για την υποστήριξη της στοάς μέχρι το πάχος των υπερκείμενων γαιών να ξεπεράσει τα 85m, το σύστημα που έχει προταθεί για την υποστήριξη της διατομής είναι η εφαρμογή αγκυρίων τύπου Swellex σε τετραγωνικό κάνναβο 1,2 x 1,2, με τα μηχανικά χαρακτηριστικά που έχουν προσδιοριστεί σε προηγούμενη ενότητα της παρούσας εργασίας, σε συνδυασμό με την εφαρμογή χαλύβδινου πλέγματος στην οροφή.

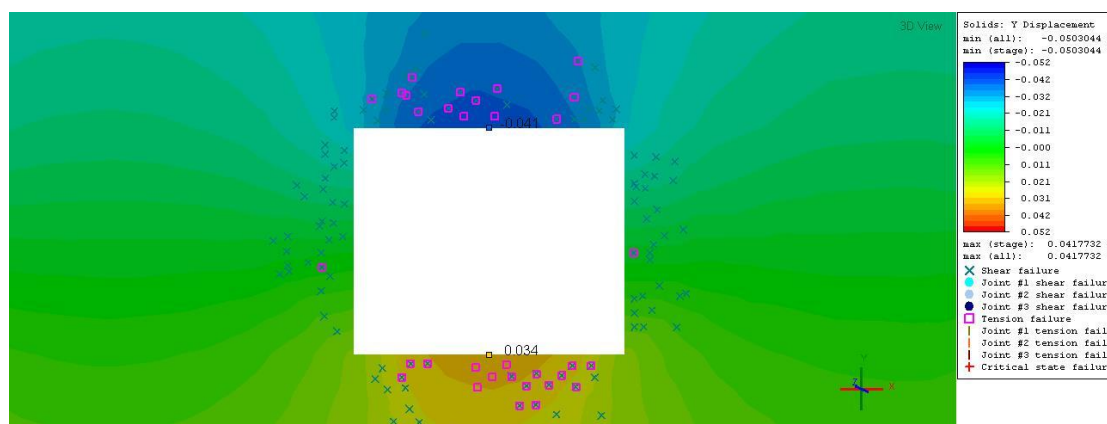
Στην εικόνα 8.12 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα σχετικά με το μέγεθος των μετακινήσεων στον κατακόρυφο άξονα, δηλαδή στην οροφή αλλά και το δάπεδο της στοάς.



Εικόνα 8.12: Μετακινήσεις στον άξονα y σε υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m (RS3).

Οι μέγιστες μετακινήσεις στην οροφή και το δάπεδο του υπόγειου ανοίγματος εντοπίζονται στις διασταυρώσεις των επιμηκών και εγκάρσιων θαλάμων. Η μέγιστη μετατόπιση της οροφής της στοάς ισούται με 5 cm ενώ η αντίστοιχη του δαπέδου είναι της τάξης των 4,2 cm.

Στην εικόνα 8.13 φαίνεται ο τρόπος με τον οποίο κατανέμονται οι μετακινήσεις κατά μήκος της οροφής αλλά και του δαπέδου σε μία χαρακτηριστική τομή.

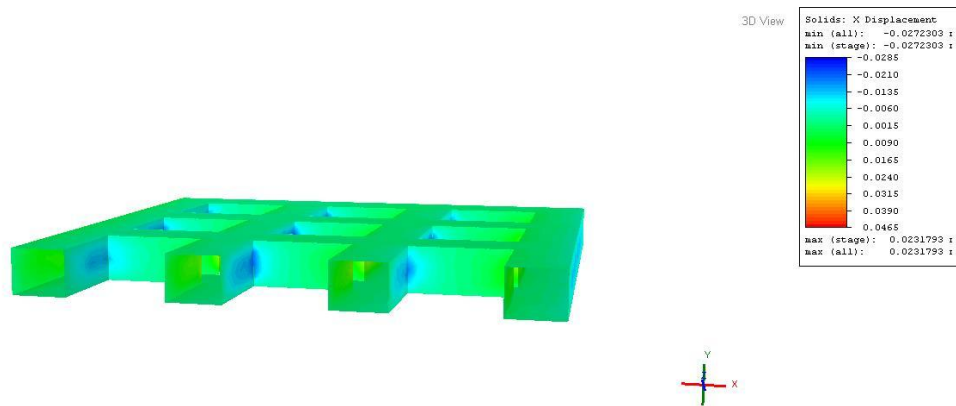


Εικόνα 8.13: Μετακινήσεις στον άξονα y καταμήκος της διατομής του υπόγειου ανοίγματος για υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m.

Στο κέντρο της οροφής παρατηρείται η μεγαλύτερη σύγκλιση κατά απόλυτη τιμή. Ενώ αντίστοιχα για το δάπεδο του ανοίγματος η μέγιστη μετατόπιση παρουσιάζεται στο κέντρο του, αλλά η τιμή της είναι μικρότερη από αυτή της οροφής. Η πλαστική ζώνη στην οροφή εκτείνεται σε 1,5 m, με το μήκος των αγκυρίων που εφαρμόζονται να είναι ίσο με 2,4 m. Δηλαδή τα αγκύρια φτάνουν στην υγιή βραχώμαζα με αποτέλεσμα το μήκος τους να κρίνεται περισσότερο από επαρκές. Αξίζει να σημειωθεί ότι στη δισδιάστατη ανάλυση το αντίστοιχο μήκος που εξαπλώνεται η

πλαστική ζώνη της οροφής υπολογίστηκε σε 1,8 m, δηλαδή 0,3 m περισσότερο από ότι στην τρισδιάστατη.

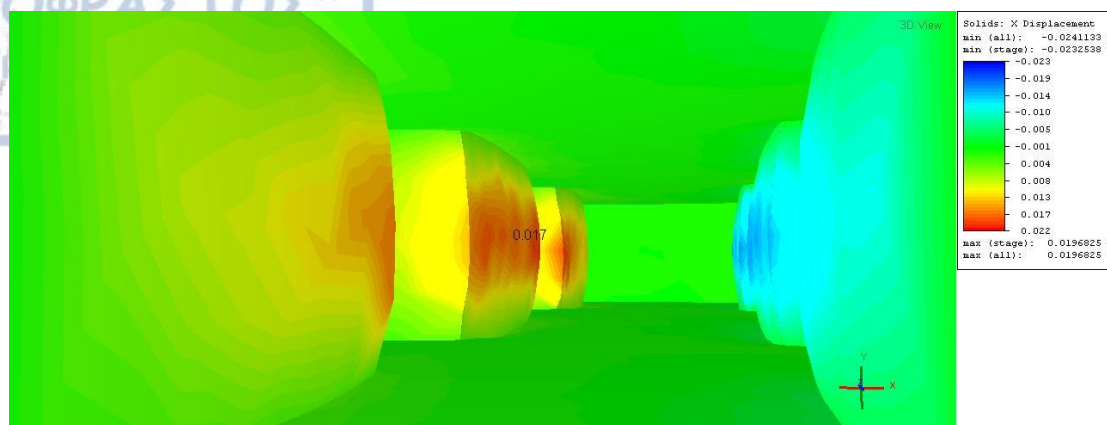
Όσον αφορά τώρα τις οριζόντιες μετακινήσεις της στοάς, τα αποτελέσματα της ανάλυσης απεικονίζονται στην εικόνα που ακολουθεί.



Εικόνα 8.14: Οριζόντιες μετακινήσεις στον λιγνιτικό στύλο για υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m (RS3).

Στην εικόνα 7.14 εμφανίζεται ο τρόπος με τον οποίο εκτείνονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις στις παρειές της στοάς, με την μέγιστη τιμή να εντοπίζεται στο μέσο της παρειάς. Η μεγαλύτερη τιμή υπολογίστηκε σε 2,7 cm, αρκετά μικρότερη από τις αντίστοιχες οροφής και δαπέδου.

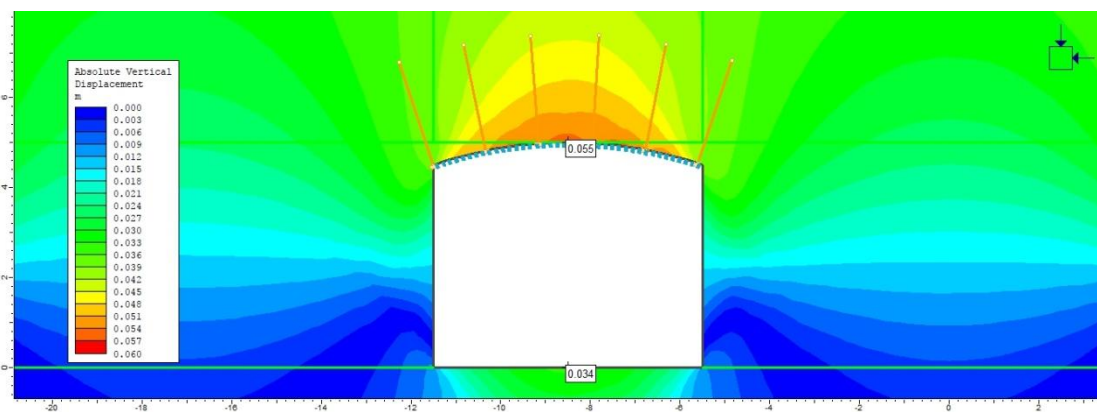
Ο τρόπος με τον οποίο εμφανίζεται η οριζόντια μετατόπιση είναι με τη μορφή «φουσκώματος» στον τετραγωνικό λιγνιτικό στύλο, στο μέσο αυτού. Η συγκεκριμένη κατάσταση εμφανίζεται στην εικόνα 8.15 που ακολουθεί και προέρχεται από το τρισδιάστατο αριθμητικό μοντέλο. Αξίζει να σημειωθεί ότι η φωτογραφία προέρχεται από την ανάλυση σε ύψος υπερκειμένων 75 μέτρων, αλλά παρουσιάζει πλήρως των τρόπο που εμφανίζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις στα τοιχώματα των ανοιγμάτων.



Εικόνα 8.15: Τρόπος εμφάνισης οριζόντιων μετατοπίσεων στο στύλο, με την μορφή «φουσκώματος».

8.3.2 Συγκλίσεις υπόγειου ανοίγματος για πάχος υπερκείμενων γαιών 85 m δισδιάστατης ανάλυσης.

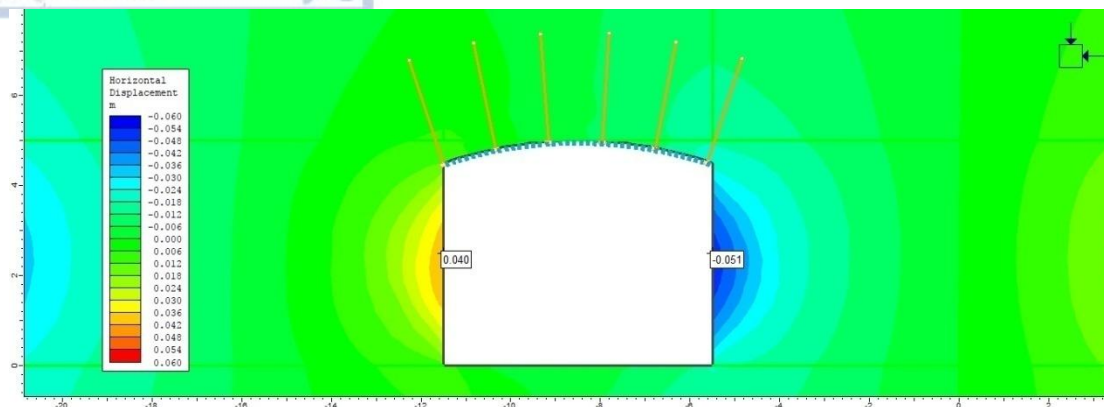
Στην εικόνα 8.16 απεικονίζονται οι συγκλίσεις της οροφής και του δαπέδου που προέκυψαν από την ανάλυση του δισδιάστατου αριθμητικού μοντέλου. Η μετακίνηση της οροφής ανέρχεται σε 5,5 cm, δηλαδή κατά 0,5cm μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή της ανάλυσης του τρισδιάστατου αριθμητικού μοντέλου. Η ανύψωση του μέσου του δαπέδου είναι ίση με 3,4 cm, 0,8 cm μικρότερη σχετικά με την αντίστοιχη τιμή της προηγούμενης ανάλυσης. Έτσι στον κατακόρυφο άξονα η σύγκλιση ανάμεσα στα δύο αριθμητικά μοντέλα διαφέρει μόλις 0,3 cm αφού η σύγκλιση της ανάλυσης του δισδιάστατου μοντέλου υπολογίστηκε σε 8,9 cm ενώ του τρισδιάστατου σε 9,2 cm.



Εικόνα 8.16: Μετακινήσεις στον κατακόρυφο άξονα σε υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m (Phase 2).

Το μεγαλύτερο μέγεθος οριζόντιας μετατόπισης που παρουσιάζεται στις παρειές είναι της τάξης των 5,1 cm (εικόνα 8,17). Η αντίστοιχη μετατόπιση στο μέσο του λιγνιτικού στύλου υπολογίστηκε σε 2,7 cm μέσω της τρισδιάστατης ανάλυσης.

Δηλαδή στην ανάλυση του αριθμητικού μοντέλου δύο διαστάσεων η τιμή είναι περίπου διπλάσια και πιο συγκεκριμένα αυξημένη κατά 2,4 cm.



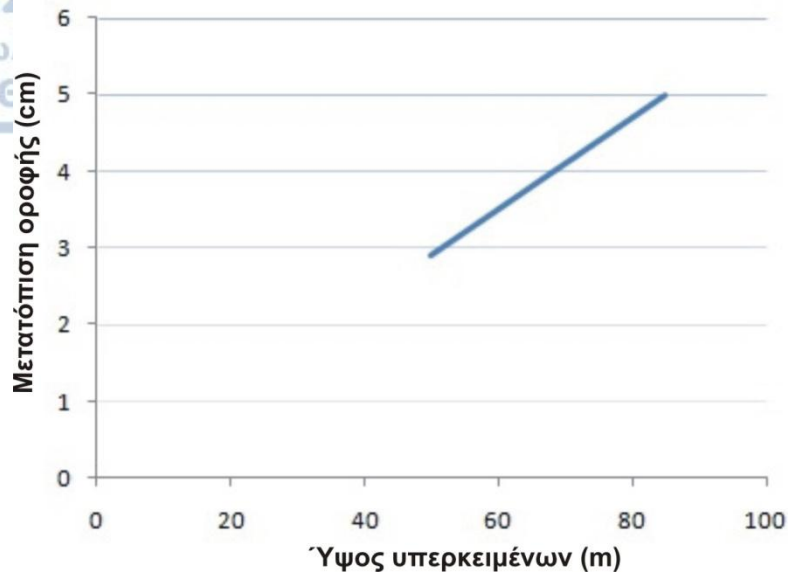
Εικόνα 8.17: Οριζόντιες μετακινήσεις στον λιγνιτικό στύλο για υπερκείμενη στρώση μάργας πάχους 85 m (Phase 2).

Συναξιολογώντας όλα τα παραπάνω, το μόνο σημείο με αξιοσημείωτη διαφορά μεταξύ των τιμών που υπολογίστηκαν στα δύο αριθμητικά μοντέλα, σχετικά με τις μετακινήσεις και της ζώνης διαρροής, είναι αυτό της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης των παρειών.

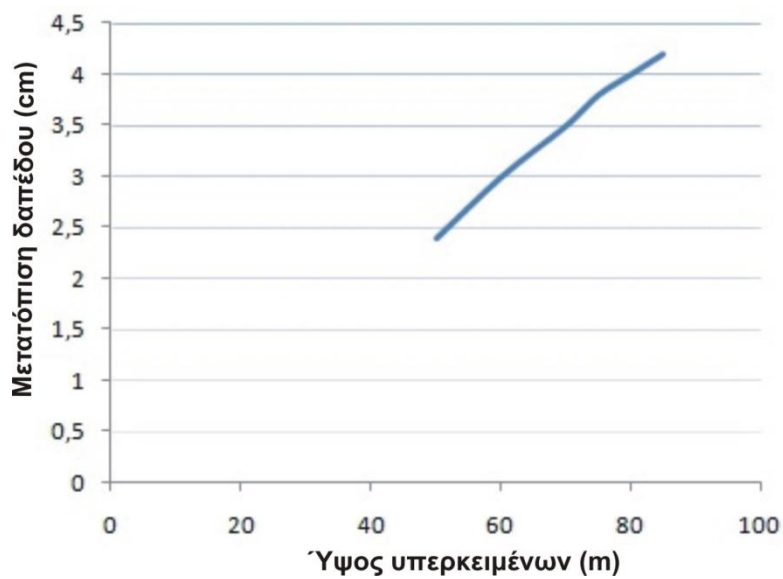
Το αποτέλεσμα των παραπάνω αναλύσεων είναι πως η ζώνη διαρροής της οροφής δεν ξεπερνά τα 1,9 m, με το μήκος των προτεινόμενων αγκυρίων να κρίνεται επαρκές. Ακόμα, η συγκλίσεις που εμφανίζονται τόσο στην κατακόρυφη αλλά και την οριζόντια διεύθυνση δεν ξεπερνούν σε καμία από τις αναλύσεις το 1,8 %. Επομένως, οι συγκλίσεις που παρουσιάστηκαν για το υπόγειο άνοιγμα, σε μέγιστη φόρτιση που θα ασκηθεί σε αυτό με το συγκεκριμένο σύστημα υποστήριξης είναι αρκετά μικρές, με τα μέτρα υποστήριξης που προτάθηκαν να κρίνονται επαρκή.

Τέλος, ακολουθούν 3 εικόνες στις οποίες αποτυπώνεται ο ρυθμός αύξησης των μετακινήσεων με την αύξηση του ύψους των υπερκειμένων έως και τα 85 m, όπου τα μέτρα υποστήριξης λειτουργούν με επιτυχία, όπως αναλύθηκε παραπάνω. Αξίζει να σημειωθεί ότι αυτά είναι αποτέλεσμα παραμετρικών αναλύσεων του τρισδιάστατου αριθμητικού μοντέλου. Στο πρώτο από αυτά απεικονίζεται ο ρυθμός αύξησης της μετακίνησης στο μέσο της οροφής, στο δεύτερο στο μέσο του δαπέδου, ενώ στο τρίτο στο μέσο των παρειών.

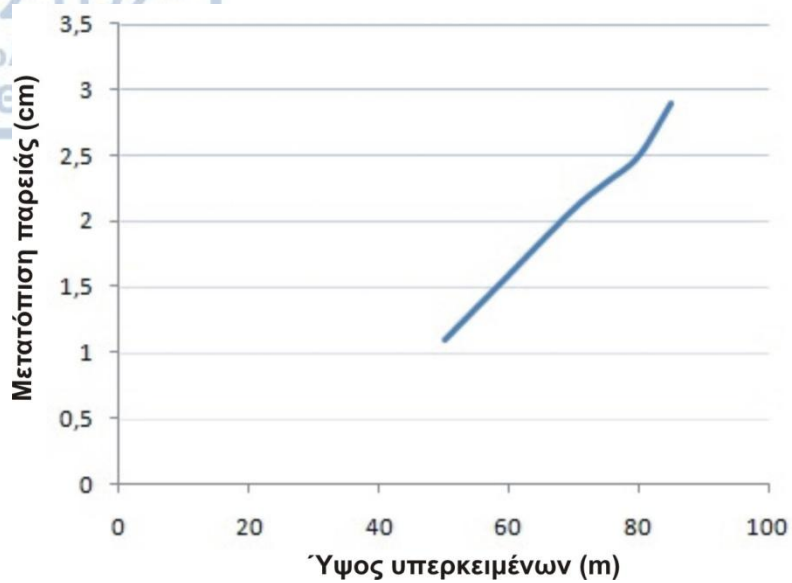
Παρατηρώντας αυτά τα τρία διαγράμματα (εικόνες 8.18 – 8.20), διαπιστώνεται μία ομαλή γραμμική αύξηση των μετατοπίσεων στον κατακόρυφο, αλλά και τον οριζόντιο άξονα, σε σχέση με την αύξηση του ύψους των υπερκειμένων.



Εικόνα 8.18: Μεταβολή της μετατόπισης στο μέσο της οροφής του υπόγειου ανοίγματος σε σχέση με την αύξηση των υπερκειμένων.



Εικόνα 8.19: Μεταβολή της μετατόπισης στο μέσο του δαπέδου του υπόγειου ανοίγματος σε σχέση με την αύξηση των υπερκειμένων.



Εικόνα 8.20: Μεταβολή της μετατόπισης στο μέσο της παρειάς του υπόγειου ανοίγματος σε σχέση με την αύξηση των υπερκειμένων.

9 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΑΝΩΝ.

Στο παρόν κεφάλαιο θα πραγματοποιηθεί μία προσπάθεια εκτίμησης της ευστάθειας των τεχνητών πρανών που απαρτίζουν την επιφανειακή εκμετάλλευση του λιγνιτωρυχείου.

Τα διαθέσιμα στοιχεία δεν επαρκούν για έναν ολοκληρωμένο έλεγχο σχετικά με την ευστάθεια του εκάστοτε πρανούς που σχηματίζεται κατά την εξόρυξη.

Για τον λόγο αυτό κρίθηκε εύλογο να πραγματοποιηθεί ένας τέτοιος έλεγχος για το τεχνητό πρανές που σχηματίζεται στο ανατολικό τμήμα του χώρου του έργου. Η ευστάθεια αυτού έχει διπλή σημασία για την πραγματοποίησή του, για το λόγο ότι σε αυτό δημιουργούνται τα μέτωπα προσβολής της υπόγειας εκμετάλλευσης. Ακόμα, το πρανές που θα σχηματιστεί, σύμφωνα με το σχεδιασμό, στο σημείο της τομής Γ - Γ' είναι το μεγαλύτερο σε ύψος τεχνητό πρανές της επιφανειακής εκμετάλλευσης.



Εικόνα 9.1: Απεικόνιση του υπό μελέτη τεχνητού πρανού (Γ – Γ') στον τοπογραφικό χάρτη της εκμετάλλευσης (κλίμακα 1:100).

9.1 Μεθοδολογία επίλυσης.

Τα υλικά που συναντώνται στην περιοχή που θα ερευνηθεί παρουσιάζουν περισσότερο εδαφική από βραχώδη συμπεριφορά. Για τον λόγο αυτό, οι συνθήκες ολικής ευστάθειας εξετάστηκαν με σειρά επιλύσεων, όπου πραγματοποιήθηκε έλεγχος ευστάθειας σε στατικές αλλά και δυναμικές συνθήκες, με το λογισμικό Slide

της Rocscience, το οποίο χρησιμοποιεί τη μέθοδος οριακής ισορροπίας ροπών και δυνάμεων για την εκτίμηση της ευστάθειας, υπολογίζοντας ταυτόχρονα τους συντελεστές ασφαλείας (SF) με τις διαθέσιμες επιστημονικά αποδεκτές μεθόδους. Το λογισμικό έχει την δυνατότητα επίλυσης σύνθετων προβλημάτων από άποψη γεωμετρίας και στρωματογραφίας. Οι μέθοδοι υπολογισμού που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση είναι οι κάτωθι:

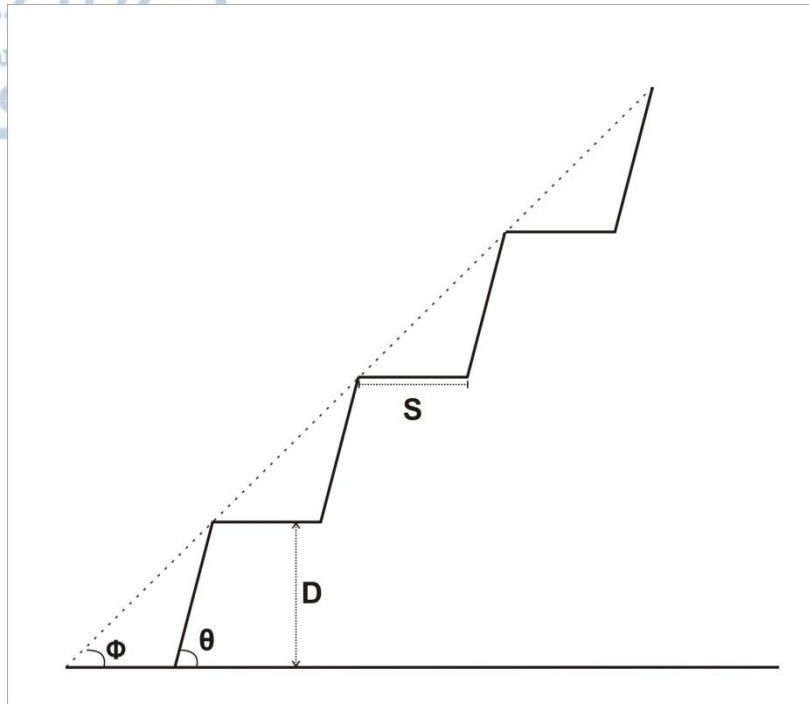
- Bishop
- GLE – Morgenster Price
- Spencer

9.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά τεχνητού πρανούς.

9.2.1 Γενικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά των τεχνητών πρανών της εκμετάλλευσης.

Η γωνία του τεχνητού πρανούς της επιφανειακή εκμετάλλευσης λαμβάνονται σύμφωνα με τον Κανονισμό Μεταλλευτικών και Λατομικών Εργασιών. Η γωνία αυτή, σε όλες τις φάσεις των εργασιών, για σαθρά, αμμώδη, προσχωσιγενή και γενικά σε επιρρεπή για κατολίσθηση πετρώματα, δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 45° . Ακόμα η κλίση της κάθε βαθμίδας δεν πρέπει να ξεπερνά αυτήν των 70° (ΚΜΛΕ).

Ο σχεδιασμός με τα κύρια γεωμετρικά χαρακτηριστικά φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 9.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του σχεδιασμού των τεχνητών πρανών της επιφανειακής εκμετάλλευσης του λιγνιτωρυχείου.

Αναλυτικότερα αυτά είναι τα εξής:

- Το πλάτος της εκάστοτε βαθμίδας S ισούται με 6 m.
- Το κατακόρυφο ύψος της κάθε βαθμίδας ανέρχεται 8 m.
- Η κλίση της βαθμίδας θ είναι ίση με 70° .
- Η κλίση του συνολικού τεχνητού πρανούς ϕ ισούται με 45° .

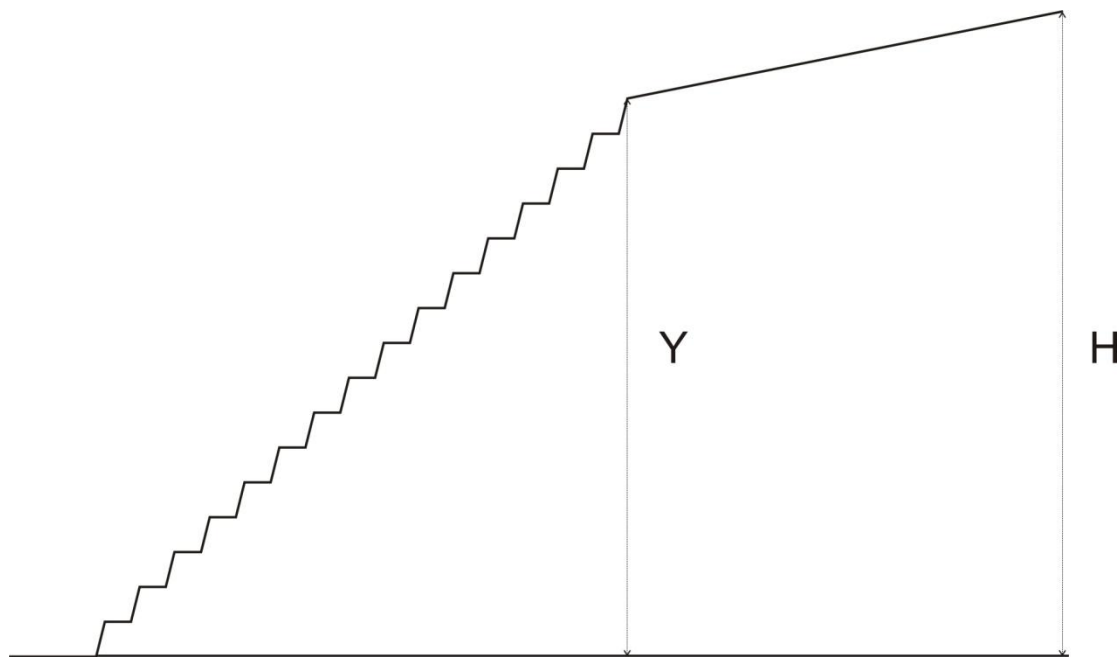
9.2.2 Γεωμετρία του υπό μελέτη τεχνητού πρανούς.

Πιο συγκεκριμένα, για το πρανές που θα εξετασθεί στην παρούσα διπλωματική εργασία οι βαθμίδες του ξεκινάν περίπου 10 m δυτικότερα από την γεώτρηση Γ16/12. Σύμφωνα με τα γεωλογικά στοιχεία της συγκεκριμένης γεώτρησης το δάπεδο του λιγνιτικού κοιτάσματος βρίσκεται σε βάθος 131,8 m από την επιφάνεια του εδάφους. Η γεώτρηση λαμβάνει μέρος στο απόλυτο υψόμετρο $z = 627,69$ m, δηλαδή ο ξυλίτης συναντάται σε απόλυτο υψόμετρο $z = 495,8$ m. Σύμφωνα με τις γεωλογικές τομές του δεύτερου κεφαλαίου τα στρώματα βυθίζονται 3 m / 100 m προς τα ανατολικά. Επομένως, οι βαθμίδες του σχεδιασμού συναντούν το κοιτάσμα περίπου 130 m δυτικότερα από το σημείο εκκίνησης τους και σε απόλυτο υψόμετρο που ισούται περίπου με $z = 500$ m. Τέλος η τομή $\Gamma - \Gamma'$ η οποία θα εξετασθεί στα

ανατολικά οριοθετείται από την γεώτρηση Γ1/15 η οποία βρίσκεται σε υψόμετρο $z = 647,25 \text{ m}$.

Συμπερασματικά, από όλα τα παραπάνω το πρανές που απεικονίζεται στην τομή Γ - Γ' (εικόνα 9.3) :

- Έχει ύψος τεχνητού πρανούς $Y = 128 \text{ m}$.
- Το συνολικό ύψος του υπό μελέτη πρανούς είναι ίσο με $H = 148 \text{ m}$.



Εικόνα 9.3: Χαρακτηριστικά του υπό μελέτη πρανούς.

9.3 Γεωτεχνικές παράμετροι σχεδιασμού.

Από τις εργαστηριακές δοκιμές της εδαφομηχανικής έχουν προσδιοριστεί οι γεωτεχνικές παράμετροι c και ϕ περίπου όλων των στρωμάτων που περιέχονται στο πρανές που πρόκειται να εξετασθεί. Παρόλα αυτά, δεν είναι διαθέσιμες εργαστηριακές δοκιμές προσδιορισμού αυτών των παραμέτρων του λιγνιτικού κοιτάσματος (ξυλίτη).

Στην συγκεκριμένη ενότητα θα προσδιοριστούν οι γεωτεχνικές παράμετροι του ξυλίτη με την βοήθεια του λογισμικού RocLab της εταιρείας Rocscience, λογισμικό αντίστοιχο του RocData που χρησιμοποιήθηκε σε προηγούμενη ενότητα της εργασίας.

Στη συνέχεια θα διαχωριστούν οι γεωτεχνικές ενότητες σύμφωνα με τις παραμέτρους των εργαστηριακών δοκιμών του δεύτερου κεφαλαίου και θα παρατεθεί η γεωτεχνική τομή, σύμφωνα με την οποία θα πραγματοποιηθεί ο έλεγχος ευστάθειας του πρανούς.

9.3.1 Γεωτεχνικές παράμετροι λιγνίτη - ξυλίτη.

Οι μηχανικές ιδιότητες όπως προαναφέρθηκε, θα υπολογιστούν μέσω του λογισμικού RocLab, ως ισοδύναμες παράμετροι διατμητικής αντοχής c και ϕ .

Όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 3 της παρούσας εργασίας, όπου υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες παράμετροι, με σκοπό την χρησιμοποίησή τους για το τμήμα της υπόγειας εκμετάλλευσης, ο υπολογισμός πραγματοποιείται μέσω της προσαρμογής μιας περιβάλλουσας του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb στην μη γραμμική περιβάλλουσα του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown.

Στην εν λόγω διαδικασία καθοριστικό είναι ο ρόλος του εύρους της προσαρμογής της γραμμικής περιβάλλουσας του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb σε σχέση με την περιοριστική τάση σ_3 στον χώρο των δύο διαστάσεων του διαγράμματος του κριτηρίου σχετικά με τις κύριες τάσεις σ_1 και σ_3 .

Το εύρος που προαναφέρθηκε ορίζεται μεταξύ του διαστήματος $[\sigma_t, \sigma_{3\max}]$. Ως σ_t ορίζεται η αντοχή της βραχόμαζας σε εφελκυσμό, ενώ η μαθηματική σχέση από την οποία αυτή υπολογίζεται είναι:

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$$

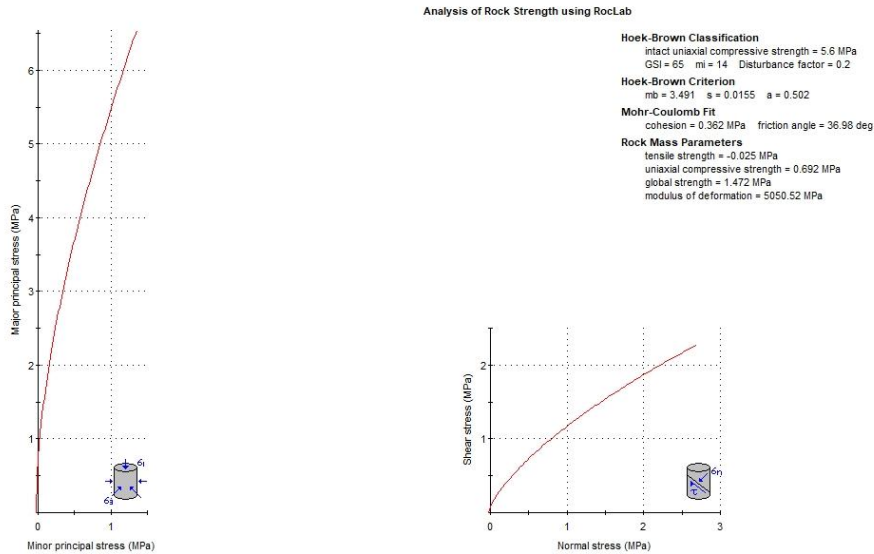
Όπου s και m_b οι σταθερές του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown.

Όταν πρόκειται για μελέτη σχετικά με την ευστάθεια πρανών, το άνω όριο του εύρους υπολογίζεται από την ακόλουθη μαθηματική σχέση:

$$\sigma_{3\max} = \sigma_{cm} \cdot 0,72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)$$

Στην παραπάνω σχέση ως H ορίζεται το ύψος του εν λόγω πρανούς.

Στην εικόνα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι παράμετροι όπως εμφανίστηκαν μετά τη χρήση του λογισμικού RocLab.



Εικόνα 9.4: Υπολογισμός ισοδύναμων παραμέτρων c και ϕ λιγνίτη (ξυλίτη) με τη χρήση του λογισμικού RocLab.

9.3.2 Γεωτεχνικές Ενότητες.

Δίνοντας βάση στα στοιχεία που παρουσιάστηκαν στο δεύτερο κεφάλαιο της εργασίας, δηλαδή τα γεωλογικά στοιχεία των γεωτρήσεων, τα γεωλογικά μοντέλα που σχεδιάστηκαν, τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών της γεώτρησης Γ1/15 αλλά και από των υπολογισμό των ισοδύναμων παραμέτρων του ξυλίτη της προηγούμενης ενότητας, διαμορφώνονται οι παρακάτω γεωτεχνικές ενότητες:

- **Γεωτεχνική Ενότητα ΓΕ1:** Επιφανειακή «αποσαθρωμένη» ζώνη αμμώδους μάργας.
- **Γεωτεχνική Ενότητα ΓΕ2:** Η συγκεκριμένη ενότητα περιέχει τη στρώση της αργιλομάργας.
- **Γεωτεχνική Ενότητα ΓΕ3:** Μη αποσαθρωμένη ζώνη, γκριζοπράσινης έως γκριζωπής συνεκτικής μάργας.
- **Γεωτεχνική Ενότητα ΓΕ4:** Αποτελείται από ενστρώσεις αμμώδους μάργας, σε μεγάλο βάθος.
- **Γεωτεχνική Ενότητα ΓΕ5:** Λιγνίτης (Ξυλίτης).

Η γεωμετρία καθώς και το πάχος της κάθε ενότητας έχει εκτιμηθεί από τα δεδομένα των γεωτρήσεων Γ16/12 και Γ1/15 που βρίσκονται στο υπό μελέτη πρηνές και θα ληφθεί υπόψη στον σχεδιασμό του γεωτεχνικού μοντέλου, στο οποίο βασίζονται οι αναλύσεις που θα ακολουθήσουν.

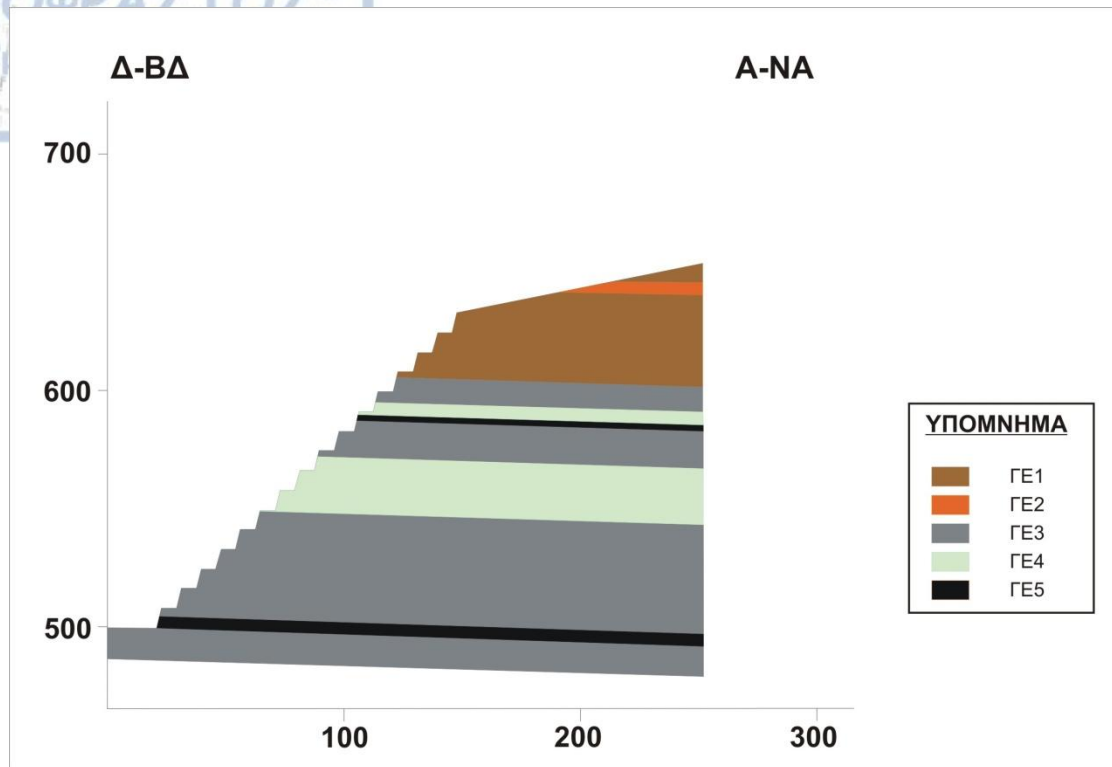
Τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά για την καθεμία από τις ενότητες που παρουσιάστηκαν παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 9.1: Γεωτεχνικές παράμετροι γεωτεχνικών ενότητων.

Γεωτεχνική Ενότητα	γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)
ΓΕ1	19	60	24
ΓΕ2	19	24	31
ΓΕ3	19	100	24
ΓΕ4	18	322	35
ΓΕ5	13	360	37

9.3.3 Γεωτεχνική τομή του πρανούς.

Στη συνέχεια, ως αποτέλεσμα της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφικών σχηματισμών και του διαχωρισμού τους σε 5 διαφορετικές γεωτεχνικές ενότητες, σχεδιάστηκε η γεωτεχνική τομή του υπό μελέτη πρανούς, όπως φαίνεται στην εικόνα 9.5. Στο παρακάτω γεωτεχνικό μοντέλο βασίστηκαν όλες οι αναλύσεις ευστάθειας που θα ακολουθήσουν σε αυτό το κεφάλαιο.



Εικόνα 9.5: Γεωτεχνικό μοντέλο κατά μήκος της τομής Γ – Γ'.

9.4 Παραδοχές υπολογισμού.

9.4.1 Υπολογισμός σεισμικής δράσης.

Σχετικά με την ανάλυση σε δυναμικές συνθήκες, θα εφαρμοστεί ότι ορίζεται από τον Ε.Α.Κ. 2000. Συγκεκριμένα, για ελέγχους ευστάθειας φυσικών ή τεχνητών πρανών κατά το σεισμικό κραδασμό, οι πρόσθετες ενεργές επιταχύνσεις που δρουν στην εδαφική μάζα υπολογίζονται σύμφωνα με τις μαθηματικές σχέσεις που ακολουθούν:

$$\alpha_h = \alpha_\pi = 0,5 \times \alpha$$

$$\alpha_v = 0,5 \times \alpha_\pi$$

όπου α η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση ($\alpha = 0,16$ – Ζώνη Ι), α_h και α_v η οριζόντια και η κατακόρυφη ενεργή σεισμική επιτάχυνση αντίστοιχα και α_π η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του πρανούς.

Επομένως στις αναλύσεις σε δυναμικές συνθήκες που θα ακολουθήσουν, η οριζόντια σεισμική επιτάχυνση ισούται με $\alpha_h = 0,08$ και η κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση με $\alpha_v = 0,04$.

9.4.2 Συντελεστής πίεσης πόρων (R_u).

Η τιμή του συντελεστή της πίεσης των πόρων R_u εξετάστηκε παραμετρικά. Πιο συγκεκριμένα, για τη συγκεκριμένη παράμετρο δόθηκαν οι παρακάτω τιμές:

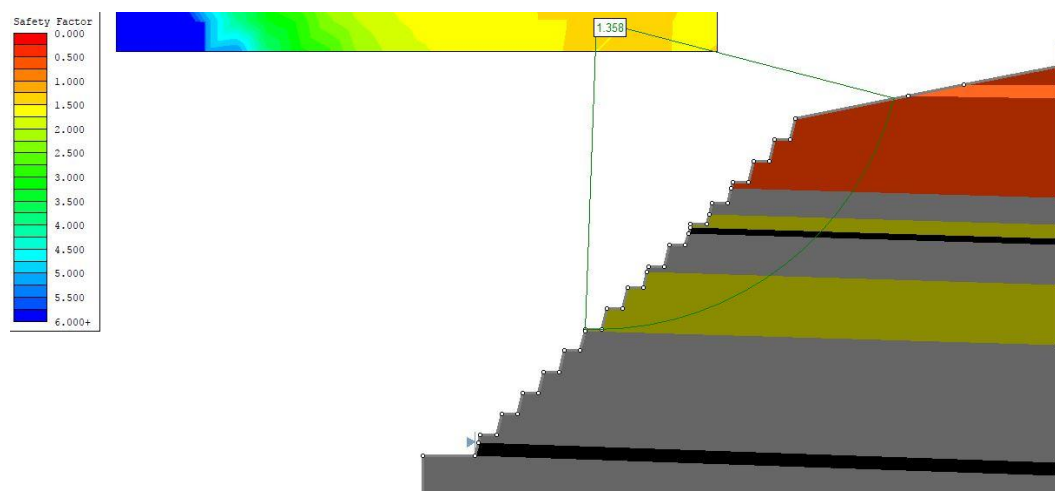
- $R_u = 0,10$
- $R_u = 0,15$
- $R_u = 0,20$

Σύμφωνα με το κλίμα της περιοχής του έργου και τα υδρολογικά στοιχεία, στα οποία υπάρχει αναφορά στο πρώτο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, θεωρήθηκε κατάλληλη ελάχιστη τιμή του δείκτη πιέσεων των πόρων ίση με $R_u = 0,10$, που αντιστοιχεί στους καλοκαιρινούς μήνες (ξηρό κλίμα). Ενώ, ως μέγιστη τιμή αυτού λήφθηκε η τιμή $R_u = 0,20$ η οποία κρίθηκε επαρκής για τους χειμερινούς μήνες και μέσω αυτής παρουσιάζεται το δυσμενέστερο σενάριο στο οποίο και αναμένεται ο μικρότερος συντελεστής ασφαλείας ως προς την ευστάθεια του πρανούς.

9.5 Αναλύσεις ευστάθειας

9.5.1 Ανάλυση ευστάθειας πρανούς σε στατικές συνθήκες φόρτισης.

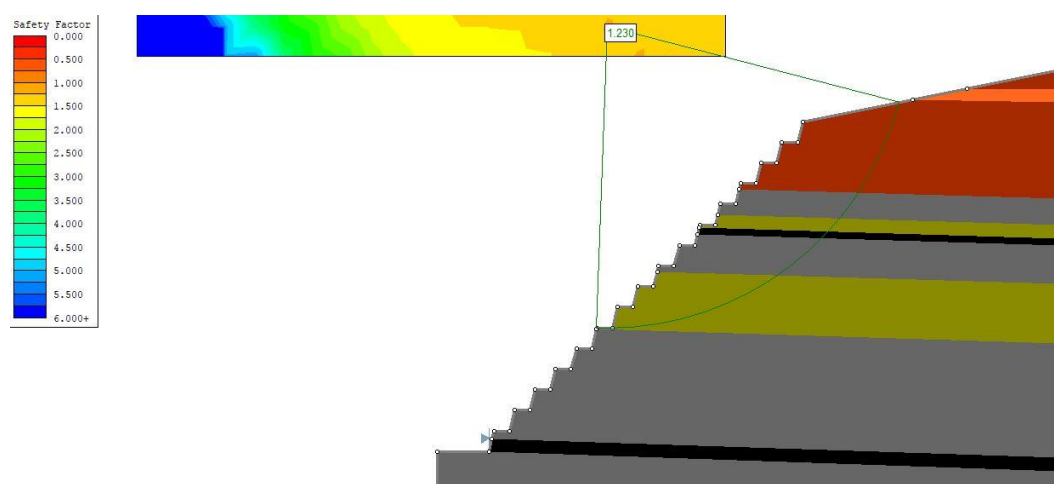
Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι τρεις αναλύσεις ευστάθειας του υπό εξέταση πρανούς σε στατικές συνθήκες φόρτισης. Η ανάλυση της εικόνας 9.6 αναφέρεται στους καλοκαιρινούς μήνες, με $R_u = 0,1$, ενώ αυτή της εικόνας 9.8 στους χειμερινούς μήνες, με $R_u = 0,2$. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο συντελεστής ασφαλείας που εμφανίζεται σε αυτές τις αναλύσεις είναι κατά Bishop.



Εικόνα 9.6: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανούς σε στατικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,1$).



Εικόνα 9.7: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανούς σε στατικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,15$).



Εικόνα 9.8: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανούς σε στατικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,2$).

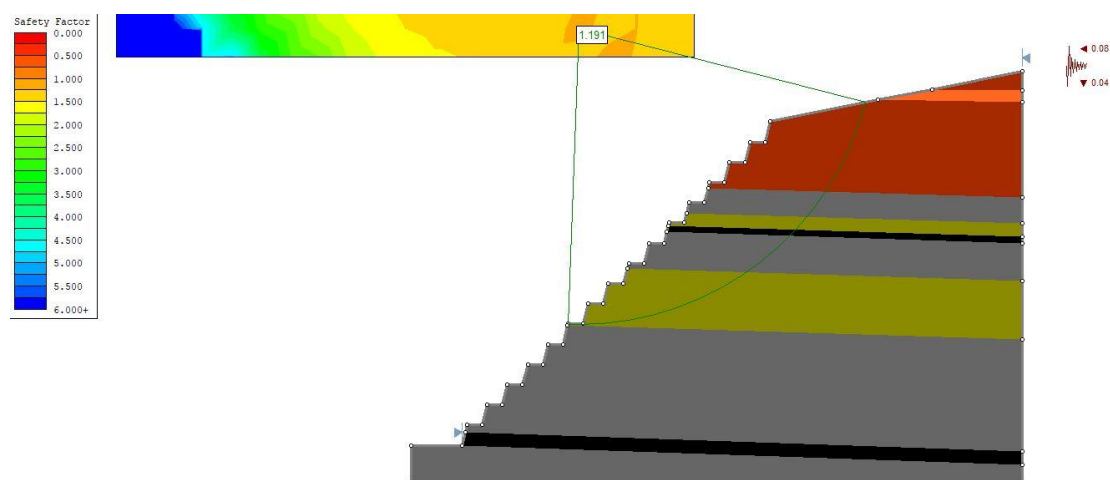
Στον πίνακα 9.2 που ακολουθεί παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων. Δίνονται οι Συντελεστές Ασφαλείας όλων των μεθόδων υπολογισμού που χρησιμοποιήθηκαν στην επίλυση, μέσω του λογισμικού Slide της Rocscience.

Πίνακας 9.2: Αποτελέσματα αναλύσεων ευστάθειας του εξεταζόμενου πρανού σε στατικές συνθήκες φόρτισης.

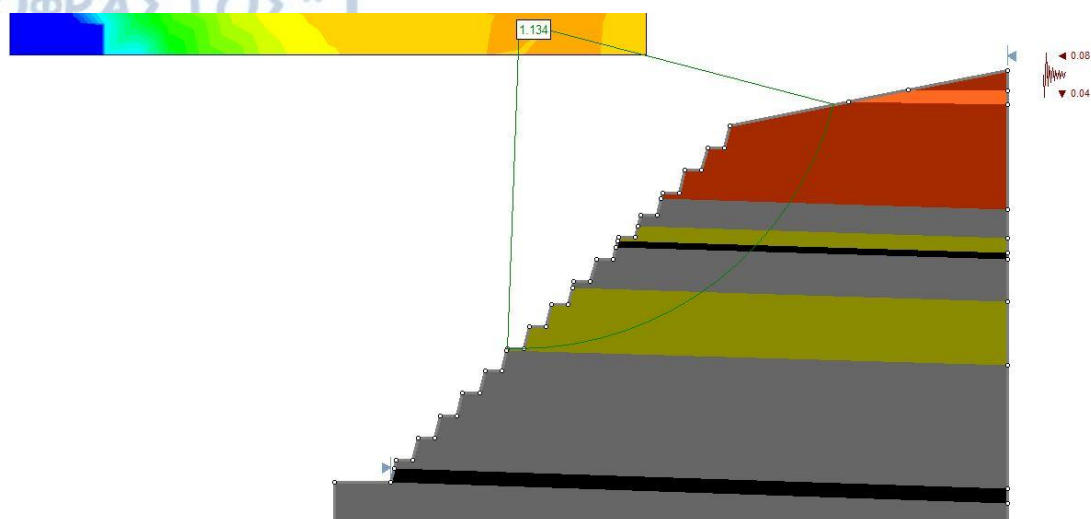
Συντελεστής πίεσεων πόρων Ru	Συντελεστής Ασφάλειας (Bishop)	Συντελεστής Ασφάλειας (GLE – MorgensterPrice)	Συντελεστής Ασφάλειας (Spencer)
0,1	1,35825	1,34943	1,37909
0,15	1,29474	1,28364	1,28941
0,2	1,22988	1,21749	1,24583

9.5.2 Ανάλυση ευστάθειας πρανού σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης.

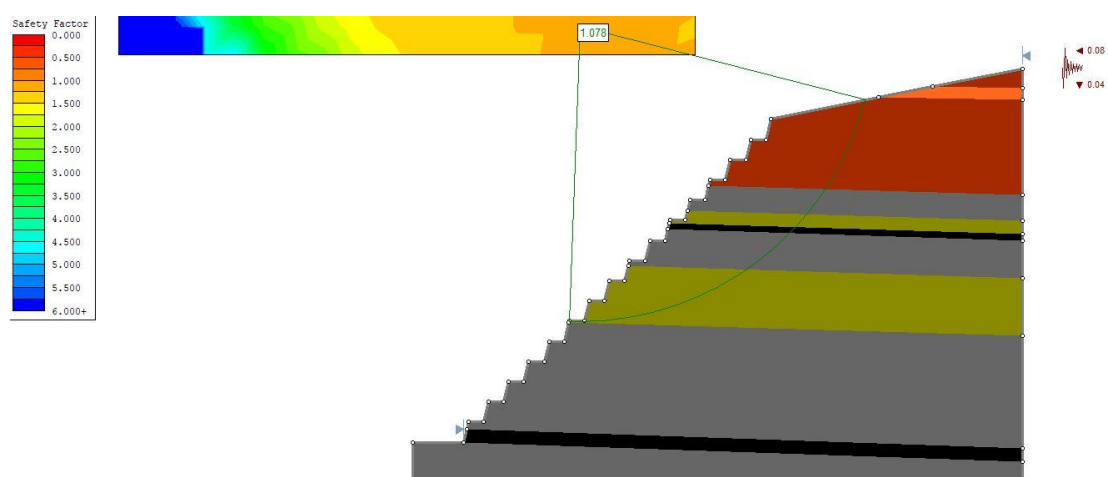
Αντίστοιχα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευστάθειας του υπο μελέτη πρανού σε συνθήκες δυναμικής φόρτισης. Στην εικόνα 9.9 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης τους καλοκαιρινούς μήνες, δηλαδή για $R_u = 0,1$, ενώ στην εικόνα 9.11 τα αντίστοιχα αποτελέσματα τους χειμερινούς μήνες, δηλαδή για $R_u = 0,2$. Ο Συντελεστής Ασφάλειας που εμφανίζεται είναι αυτός που προκύπτει από την μέθοδο υπολογισμού Bishop.



Εικόνα 9.9: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανού σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,1$).



Εικόνα 9.10: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανού σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,15$).



Εικόνα 9.11: Ανάλυση ευστάθειας υπό εξέταση πρανού σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης ($R_u = 0,2$).

Στον πίνακα 9.3 που ακολουθεί παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων για δυναμικές συνθήκες φόρτισης.

Πίνακας 9.3: Αποτελέσματα αναλύσεων ευστάθειας του εξεταζόμενου πρανού σε δυναμικές συνθήκες φόρτισης.

Συντελεστής πίεσεων πόρων R_u	Συντελεστής Ασφάλειας (Bishop)	Συντελεστής Ασφάλειας (GLE – MorgensterPrice)	Συντελεστής Ασφάλειας (Spencer)
0,1	1,19082	1,177	1,19942
0,15	1,13409	1,1215	1,14893
0,2	1,07762	1,06583	1,09301

10 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν να προσδιοριστεί η μηχανική συμπεριφορά και η γεωτεχνική ευστάθεια της λιγνιτικής υπόγειας, καθώς και της επιφανειακής εκμετάλλευσης του λιγνιτωρυχείου Προσηλίου Κοζάνης.

Αφού έγινε αναφορά σε διάφορα γενικά στοιχεία που αφορούν την ευρύτερη περιοχή του έργου, όπως η γεωλογία, ο τεκτονισμός, η σεισμικότητα και η υδρολογία, παρουσιάστηκαν τα διαθέσιμα στοιχεία που αναφέρονται στην υπό μελέτη περιοχή. Ύστερα από την αξιολόγηση των ερευνητικών γεωτρήσεων σχεδιάστηκαν δύο χαρακτηριστικές τομές, από τις οποίες προσδιορίστηκε η γεωμετρία των εδαφικών στρωμάτων και του ξιλίτη που πρόκειται να εξορυχθεί. Τα στρώματα με διεύθυνση βόρεια – βορειοανατολικά προς νότια – νοτιοδυτικά εμφανίζονται παραοριζόντια χωρίς κάποια κλίση, ενώ τα αντίστοιχα με διεύθυνση δυτικά – βορειοδυτικά προς ανατολικά – νοτιοανατολικά παρουσιάζουν βύθιση 3 m / 100 m. Ακόμα, το μέσο πάχος του λιγνιτικού προς εκμετάλλευση κοιτάσματος ανέρχεται σε 5 m.

Μετά τον υπολογισμό των μηχανικών παραμέτρων σχεδιασμού της περιβάλλουσας βραχομάζας και με τη χρήση των κατάλληλων εμπειρικών μεθόδων έγινε μία πρόβλεψη των αναμενόμενων συγκλίσεων των υπόγειων ανοιγμάτων, καθώς προσδιορίστηκαν τα μέτρα υποστήριξης που θα χρειαστούν για την υποστήριξη της διατομής. Αυτά σε συνδυασμό με τον περιορισμό πως στην υποστήριξη της υπόγειας εκσκαφής δεν πρέπει να γίνει συστηματική χρήση πλαισίων, διότι κρίνεται οικονομικά ασύμφορο, οδήγησαν στο αποτέλεσμα ο υπόγειος χώρος να φτάσει σε σημείο που τα υπερκείμενα δεν ξεπερνούν σε πάχος τα 135 m.

Πιο συγκεκριμένα, το βήμα προχώρησης του μετώπου προτάθηκε σε 2 m έως το πάχος των υπερκειμένων των υπόγειων ανοιγμάτων να φτάσει τα 85 m, με το σύστημα υποστήριξης να είναι η εφαρμογή αγκυρίων τύπου Swellex Pm12 μήκους $l = 2,40\text{m}$ σε κάνναβο 1,20 m x 1,20 m και χαλύβδινου συγκολλημένου δομικού πλέγματος. Από το σημείο που η στοά βρίσκεται 85 m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, έως και το βάθος των 135 m στα μέτρα άμεσης υποστήριξης προστέθηκε και η εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος μιας λεπτής στρώσης πάχους 10 cm, ενώ το βήμα προχώρησης μειώνεται σε 0,5 m.

Σε μία υπόγεια εκμετάλλευση με την μέθοδο των θαλάμων και στύλων, πρωταρχικής σημασίας ζήτημα για την ευστάθεια της είναι να μπορεί το σύστημα των στύλων να αναλάβει τα γεωστατικά φορτία. Με τη χρήση της εμπειρικής μεθόδου SalamonandMunrouπολογίστηκε το βέλτιστο πλάτος του τετραγωνικού λιγνιτικού στύλου. Αυτό έως τα υπερκείμενα των 75 m υπολογίστηκε σε $W_p = 9$ m, έως τα 100 m σε $W_p = 11$ m και έως τα 135 m σε $W_p = 15$ m. Ο συντελεστής απόληψης υπολογίστηκε σε 0,64, 0,58 και 0,49 για τον σχεδιασμό με κάθε πλάτος στύλου αντίστοιχα.

Τα αποτελέσματα των τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων έδειξαν πως οι στύλοι του πλάτους που προτάθηκαν είναι ικανοί να αναλάβουν με επιτυχία τα γεωστατικά φορτία. Πιο αναλυτικά:

- Για τον σχεδιασμό με πλάτος στύλου $W_p = 9$ m, για υπερκείμενα πάχους 75 m, προέκυψε Συντελεστής Ασφάλειας $SF = 1,63$.
- Για τον σχεδιασμό με πλάτος στύλου $W_p = 11$ m, για υπερκείμενα πάχους 100 m, ο Συντελεστής Ασφάλειας υπολογίστηκε σε $SF = 1,78$.
- Για τον σχεδιασμό με πλάτος στύλου $W_p = 15$ m, για υπερκείμενα πάχους 135 m, ο Συντελεστής Ασφάλειας υπολογίστηκε σε $SF = 2,22$.

Τα μέτρα υποστήριξης που προτάθηκαν για την ευστάθεια της διατομής εξετάστηκαν ως προς την μηχανική τους συμπεριφορά μέσω δισδιάστατων αναλύσεων.

Στην πρώτη περίπτωση, δηλαδή έως και ύψος υπερκειμένων 85 m, τα περισσότερα αγκύρια τύπου Swellex Pm12 που χρησιμοποιήθηκαν, αστόχησαν τόσο σε εφελκυσμό, όσο και σε διάτμηση. Στη συνέχεια, εφαρμόστηκαν αγκύρια τύπου Swellex Pm16 ίδιου μήκους, όμως και πάλι το μεγαλύτερο μέρος αυτών αστόχησε, κυρίως σε εφελκυσμό. Τέλος, εφαρμόστηκαν αγκύρια τύπου Swellex Pm24 ίδιου μήκους, με την συμπεριφορά τους να είναι ικανοποιητική τόσο ως προς την αντοχή αλλά και το μήκος τους το οποίο ξεπερνάει κατά 0,5 m την ακτίνα που εκτείνεται η πλαστική ζώνη. Οι συγκλίσεις των τοιχωμάτων της διατομής εξεταστηκαν από αναλύσεις τόσο στις τρεις όσο και στις δύο διαστάσεις και κρίθηκαν ικανοποιητικές για την υπόγειας εξόρυξη, αφού δεν ξεπερνούν το 1,8 %. Η μέγιστη μετατόπιση παρουσιάζεται στο μέσω της οροφής (5 cm), ενώ στον οριζόντιο άξονα στο μέσο του στύλου (2,7 cm).

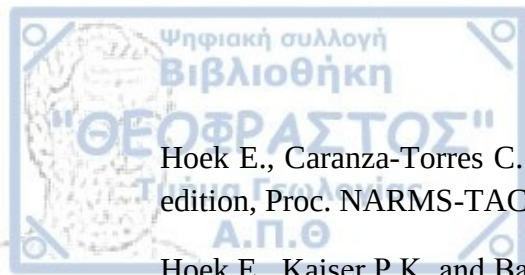
Στη δεύτερη περίπτωση, από τις αντίστοιχες αναλύσεις, το κέλυφος υποστήριξης της διατομής ανάμεσα σε υπερκείμενα ύψους 85 και 135 m κρίθηκε ακατάλληλο. Πιο συγκεκριμένα, περίπου όλα τα αγκύρια τύπου Swellex Pm24 αστοχούν σε εφελκυσμό, σε διάτμηση και σε κάποια σημεία και παρουσιάζουν και τους δύο τρόπους αστοχίας ταυτοχρόνως. Ακόμα, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αστοχεί σε όλη την επιφάνεια των παρειών αλλά και στο μεγαλύτερο μέρος της οροφής. Έτσι λοιπόν στην περίπτωση που το ύψος των υπερκειμένων ισούται με 135 m, το ζήτημα της ευστάθειας χρίζει περαιτέρω διερεύνησης.

Για τον λόγο αυτό προτάθηκε επιτακτική η ανάγκη του ανασχεδιασμού της διατομής των στοών με αύξηση της καμπυλότητας της τοξοτής οροφής και επανεξέταση της λειτουργίας της προτεινόμενης υποστήριξης η οποία αποτελείται από την εφαρμογή αγκυρίων τύπου Swellex Pm24, χαλύβδινου συγκολλημένου πλέγματος και εφαρμογή μιας λεπτής στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 10 cm.

Τέλος, εξετάστηκε η ευστάθεια του ψηλότερου τεχνητού πρανούς της υπαίθριας εκμετάλλευσης στο ανατολικό τμήμα του έργου και σχηματίζεται πάνω από την υπόγεια εκσκαφή που πρόκειται να εφαρμοστεί. Σε αυτό διακρίνονται πέντε διαφορετικές γεωτεχνικές ενότητες, σχετικά με τα μηχανικά χαρακτηριστικά των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών αλλά και τη σύσταση του εδάφους. Για τον έλεγχο της ευστάθειας, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος οριακής ισορροπίας ροπών και δυνάμεων, με τη χρήση του λογισμικού Slide της Rocscience. Εξετάστηκαν τρεις περιπτώσεις, μεταβάλλοντας το συντελεστή της πίεσης των πόρων, με δυσμενέστερη αυτών το $R_u = 0,2$ (χειμερινή περίοδος), σε στατικές και δυναμικές συνθήκες. Σε όλες τις περιπτώσεις ο συντελεστής ασφάλειας που προέκυψε, κρίθηκε ικανοποιητικός, αφού μέχρι και στο δυσμενέστερο σενάριο, όπου $R_u = 0,2$ και σε κατάσταση σεισμικής φόρτισης, αυτός είναι μεγαλύτερος της μονάδας.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Anagnostou G. & Kovari K. (1993), "Significant parameters in elastoplastic analysis of underground openings", *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(3), pp. 401-419.
- Barton N. (2013), "Shear Strength Criteria for Rock, Rock Joints, Rockfill and Rock Masses: Problems and Some Solutions" *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5 (4), pp. 249-261.
- Barton N., Grimstad E. (1994), "The Q-System Following Twenty Years of Application in NMT Support Selection", *Felsbau* 12(6), pp. 428-436 .
- Barton N., Lien R., Lunde J. (1974), "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", *Rock Mechanics and Rock Engineering* 6(4), pp. 189-236.
- Brady B.H.G. and Brown E.T. (2004), "Rock Mechanics for Underground Mining", 3rd Edition, Kluwer Academic Publishers, New York.
- Cavounidis S. (1987), "On the ratio of factor of safety in slope stability analyses", *Geotechnique*, 37, pp. 207-210.
- Cavounidis S. and Sotiropoulos E. (1980), "Hypothesis for Progressive Failure in Marl", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 106, pp. 659-571.
- Coggan J., Gao F., Stead D. and Elmo D. (2012), "Numerical Modelling of the Effects of Weak Immediate Roof Lithology on Coal Mine Roadway Stability", *International Journal of Coal Geology*, 90-91, pp. 100-109.
- Deliveris A.V. & Benardos A. (2017), "Evaluating performance of lignite pillars with 2D approximation techniques and 3D numerical analyses", *International Journal of Mining Science and Technology*, (in Press).
- Gadde M. et al. (2007), "On Rock Failure Criteria for Coal Measure Rocks", 26th International Conference on Ground Control in Mining, At Morgantown, July 31 – August 2.
- Gercek H. (2007), "Poisson's ratio values for rocks", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(1), pp. 1-13.
- Hoek E. (1990), "Estimating Mohr – Coulomb friction and cohesion values from the Hoek – Brown Failure criterion", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 27(3), pp. 227-229
- Hoek E. (2012) , "Blast Damage Factor D", Technical note for RocNews, Winter Issue.



Hoek E., Caranza-Torres C. and Corkum B. (2002), “Hoek – Brown criterion”, 2002 edition, Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, pp. 267-273.

Hoek E., Kaiser P.K. and Bawden W.F. (1993), “Support of Underground Excavations in Hard Rock”, Hoek’s Corner Rocsience Website.

Hoek E. and Brown E.T. (1997), “Practical Estimates of Rock Mass Strength”, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 34 (8), pp. 1165-1186

Hoek E. and Diederichs M.S. (2006), “Empirical estimation of rock mass modulus”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43, pp. 203-215.

Jaiswal A. and Shrivastva B.K. (2009), “Numerical Simulation of Coal Pillar Strength”, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 46 (4), pp. 779-788.

Jiavi S. and Murat K. (2014), “Simplified Method for Estimating the Hoek – Brown Constant for Intact Rocks”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(6).

Lang T.A. (1961), “Theory and Practice of Rockbolting”, Transaction of American Institute of Mining Engineers, 220, pp. 333-348.

Marinos P. and Hoek E. (2000), “GSI – A geological friendly tool for rock mass strength estimation, Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne, pp. 1422-1442.

Marinos V., Marinos P. and Hoek E. (2005), “The Geological Strength Index: Applications and Limitations”, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 64, pp. 55-65.

Medhurst T.P. & Brown E.T. (1998), “A Study of the Mechanical Behaviour of Coal for Pillar Design”, International Journal of Rock Mechanics Mining Science, 35, pp. 1087-1105.

Mountrakis, D., Sapountzis, E., Kiliyas, A., Eleftheriadis, G. and Christofides, G. (1983), “Paleogeographic conditions in the western pelagonian margin in Greece during the initial rifting of the continental area”. Canadian Journal of Earth Sciences, 20, pp. 1673-1681.

Panet M. & Guenot A. (1982), “Analysis of convergence behind the face of the tunnel”, Proceedings of the International Conference on Tunnelling, Brighton – The Institution of Mining and Metallurgy, pp. 197-204.

Papakonstantinou D. & Benardos A. (2014), “Pillar Stability Analysis Using the Finite Element Method at the Lavrion Technological and Cultural Park’s Underground Hazardous Waste Repository, Tunnelling in Challenging Environment, 2nd Eastern European Tunnelling Conference, Athens Greece 28 September – 1 October, Greek Tunnelling Society.

Parissau G.W., Sorensen W.K. (1979), “3D mine pillar design information from 2D FEM analysis”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 3(2), pp. 145-157.

Sabatakakis N., Koukis G., Tsiambaos G. & Papanakli S. (2007), “Index properties and strength variation controlled by microstructure for sedimentary rocks”, Engineering Geology 97, pp. 80-90.

Salamon M.D.G. & Munro A.H. (1967), “A Study of the Strength of Coal Pillars”, Journal of South African Inst. Of Mining – Metallurgy.

Sonmez H., Gokceoglu C., Nefeslioglu H.A. & Kayabasi A. (2006), “Estimation of rock modulus: For intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 43(2), pp. 224-235.

Stillborg B. (1994), “Professional Users Handbook for Rock Bolting” 2nd Edition, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld.

Zingano A.C., Carvalho A., Feijo F. & Koppe J.C. (2013), “Slope stability at Open Cut Mining due to subsidence on old underground mining area”, 32nd International Conference on Ground Control in Mining, At Morgantown, 1.

Βαρβαρούσης Γ., Μεταξάς Α., Κώτης Θ., Πλουμίδης Μ., Βρεττός Κ. (2000), «Έρευνα και Αποτίμηση Λιγνιτικών Κοιτασμάτων Λεκανών Κοζάνης – Σερβίων, Σαρανταπόρου, Καστοριάς, Λεκάνη Κοζάνης – Σερβίων», Ι.Γ.Μ.Ε., Αθήνα.

Καββαδάς Μ. (2005), «Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπόγειων Έργων», Σημειώσεις Μαθήματος Π.Μ.Σ «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπόγειων Έργων» Ε.Μ.Π.

Μπενάρδος Α. & Καλιαμπάκος Δ. (2010), «Υπόγεια Έργα», Σημειώσεις Μαθήματος Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών Ε.Μ.Π.

Παναγιώτου Γ.Ν. (1982), «Βασικές Αρχές Σχεδιασμού Εκμεταλλεύσεως με την Μέθοδο των Θαλάμων και Στύλων», Μ.Μ.Χ. Ιούλιος - Αυγούστος

Παυλίδης Σ. (1985), «Νεοτεκονική εξέλιξη της λεκάνης Φλώρινας – Βεγορίτιδας – Πτολεμαΐδας (Δ. Μακεδονία)», Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.

Προυντζόπουλος Γ., Φορτσάκης Π., Μαρίνος Π. & Καββαδάς Μ. (2010), «Ανάλυση κατολισθητικών φαινομένων πρηνούς λιγνιτωρυχείου σε μαργαϊκούς σχηματισμούς με εξαιρετικά χαμηλή αντοχή», 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Βόλος, Ελλάδα, 29 Σεπτεμβρίου – 1 Οκτωβρίου, 2, σελ. 177-184. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.

ΝΟΜΟΘΕΣΙΑ



Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000)

Κανονισμός Μεταλλευτικών και Λατομικών Εργασιών

ΧΑΡΤΕΣ

Ι.Γ.Μ.Ε., απόσπασμα του Γεωλογικού Χάρτη της Ελλάδος κλίμακας 1:500.000