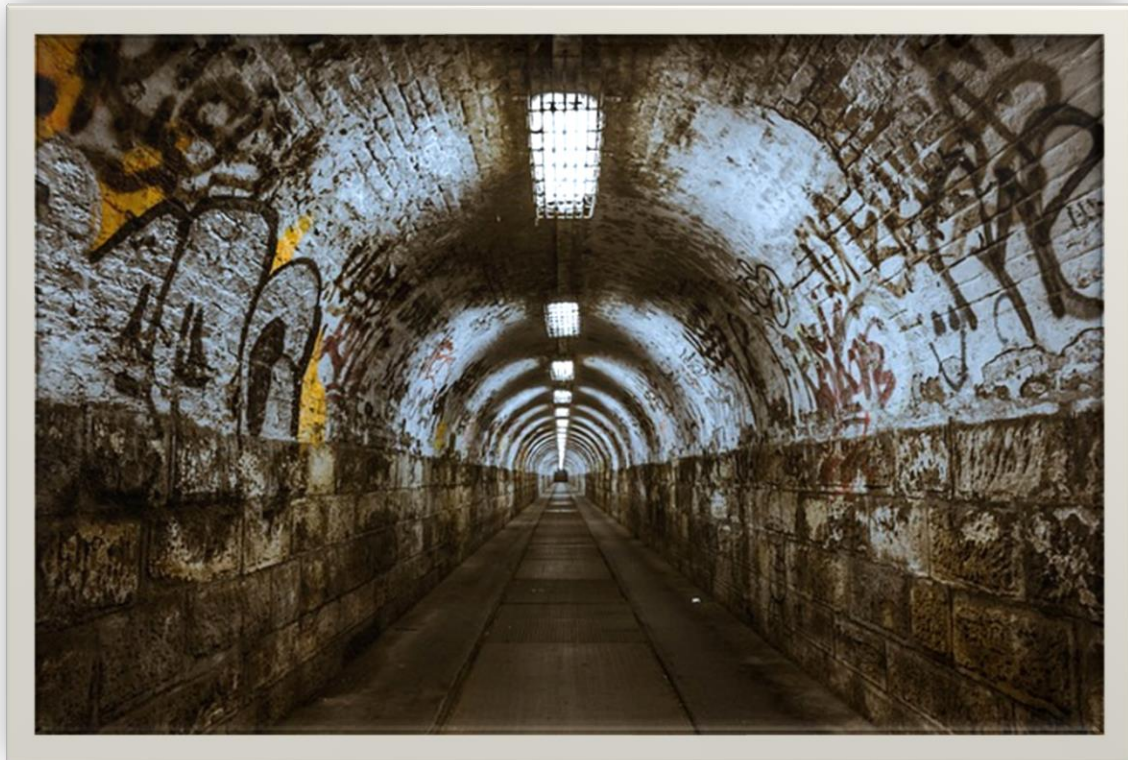




ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

**ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΕ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑ ΣΕ
ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ
ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ**



Φοιτητής: ΑΝΤΩΝΙΟΥ Ν. ΓΕΩΡΓΙΟΣ
ΑΜ: 44368320226

Επιβλέπουσα Καθηγήτρια
ΟΛΓΑ-ΧΡΙΣΤΙΝΑ ΜΑΥΡΟΥΛΗ

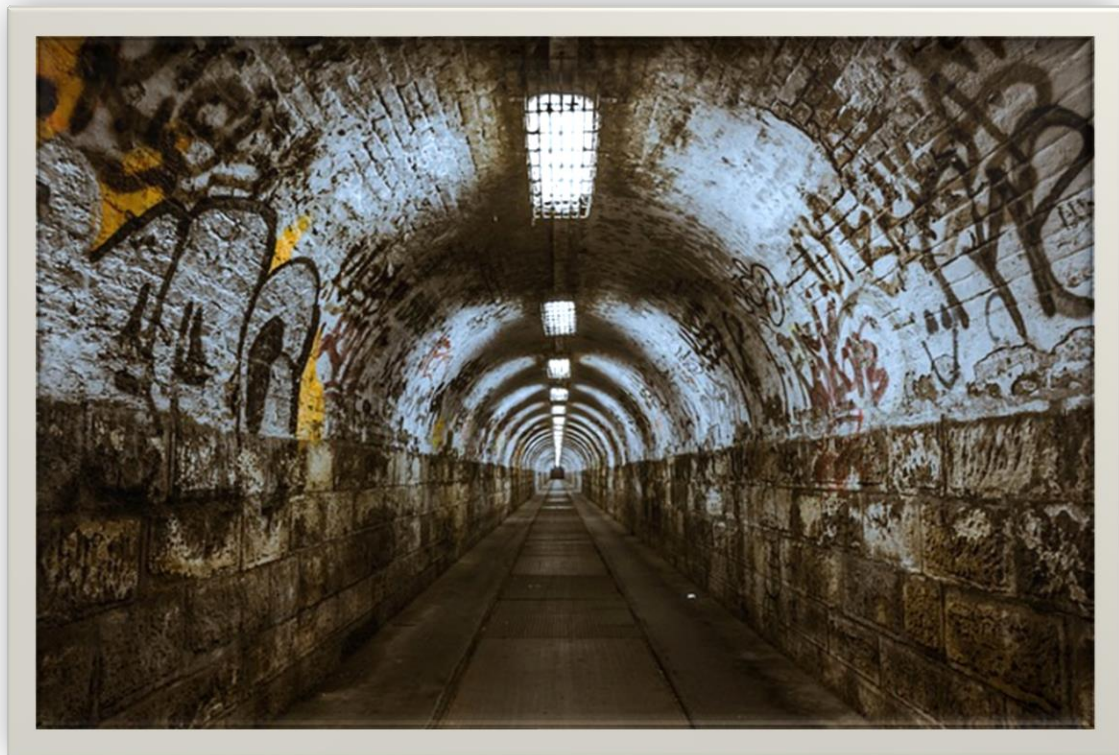
ΕΠΙΚΟΥΡΗ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ

ΑΘΗΝΑ-ΑΙΓΑΛΕΩ, ΙΟΥΝΙΟΣ 2024



**UNIVERSITY OF WEST ATTICA
FACULTY OF ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

Diploma Thesis
**DEFORMATION ANALYSIS OF TUNNELS IN SQUEEZING ROCKS AND
COMPARISON WITH EMPIRICAL METHOD**



**Student: ANTONIOU NGEORGIOS
Registration Number: 6832**

Supervisor

**OLGA-CHISTINA MAVROULI
ASSISTANT PROFESSOR**

ATHENS-EGALEO, JUNE, 2024

Copyright © Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ και ΑΝΤΩΝΙΟΥ ΓΕΩΡΓΙΟΣ , ΙΟΥΝΙΟΣ, 2023

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 την 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 τους συγγραφείς.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον/την συγγραφέα του και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις θέσεις του επιβλέποντος, της επιτροπής εξέτασης ή τις επίσημες θέσεις του Τμήματος και του Ιδρύματος.

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος ΑΝΤΩΝΙΟΥ ΓΕΩΡΓΙΟΣ του ΝΙΚΟΛΑΟΥ , με αριθμό μητρώου 44368320226 φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ του Τμήματος ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ,

δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του διπλώματός μου.

Τέλος δηλώνω ενυπόγραφα ότι αναλαμβάνω πλήρως, ατομικά και προσωπικά, όλες τις νομικές και διοικητικές συνέπειες στην περίπτωση κατά την οποία αποδειχθεί, διαχρονικά, ότι η εργασία αυτή ή τμήμα της είναι προϊόν λογοκλοπής.

Ο Δηλών

ΑΝΤΩΝΙΟΥ ΓΕΩΡΓΙΟΣ



ΑΝΤΩΝΙΟΥ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

Αφιερώνεται στα 57 θέματα του δυστυχήματος -κρατικού εγκλήματος των Τεμπών, το οποίο και συνέβη κατά την διάρκεια εκπόνησης της εν λόγω διπλωματικής.

Περίληψη

Ο σχεδιασμός των σηράγγων σε βραχώδη εδάφη εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βραχώμαζας. Ανάλογα με αυτά εκτιμώνται οι αναμένουσες παραμορφώσεις κατά τη διάνοιξη της σήραγγας και σχεδιάζονται τα προσωρινά και μόνιμα μέτρα υποστήριξης της σήραγγας.

Το φαινόμενο σύνθλιψης βράχου κατά την κατασκευή σηράγγων αναφέρεται σε εν δύναμι αναδυόμενες μόνιμες παραμορφώσεις προκύπτουσες από την αλλοίωση του εδαφικού υλικού στην περίμετρο της σήραγγας. Για την ανάλυση του φαινομένου και την επιρροή του στις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις έχουν προταθεί διαφορετικές μέθοδοι οι οποίες στην πλειοψηφία τους παρέχουν αποτελέσματα σχετικά με την ύπαρξη ή μη του φαινομένου σύνθλιψης, βάσει εμπειρικών εξισώσεων. Αριθμητικές μέθοδοι όπως η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχουν επίσης χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση του φαινομένου.

Η παρούσα εργασία στοχεύει στη διερεύνηση της επιρροής του φαινομένου σύνθλιψης της βραχώμαζας στην ανάπτυξη των παραμορφώσεων γύρω από άνοιγμα σήραγγας. Μέσα από εκτενή ανάλυση των σημαντικότερων εμπειρικών μεθόδων καθώς και με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων διερευνάται η ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων μέσω της σύνθλιψης της υπερκείμενης βραχώμαζας. Στόχος είναι να συγκριθούν τα αποτελέσματα από την εφαρμογή διαφορετικών μεθόδων και να εκτιμηθεί ποσοτικά η συμφωνία ή απόκλιση μεταξύ τους.

Αρχικά, στο κεφάλαιο 1 πραγματοποιείται μια ιστορική αναδρομή σε χαρακτηριστικές σήραγγες του 20^{ου} και 21^{ου} αιώνα. Αναφέρεται το γενικό πλαίσιο των βασικών αξόνων μελέτης για την κατασκευή μια σήραγγας.

Στη συνέχεια, στο κεφάλαιο 2, αναλύεται το φαινόμενο της σύνθλιψης και οι επιπτώσεις του στη συμπεριφορά της βραχώμαζας γύρω από υπόγειο άνοιγμα. Γίνεται εκτενής αναφορά σε εμπειρικές μεθόδους ανάλυσης. Διερευνάται η προσομοίωση της σύνθλιψης κατά την διάνοιξη σήραγγας με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Συγκεκριμένα, στο κεφάλαιο 3, παρουσιάζονται οι εμπειρικές μέθοδοι των Singh (1992), Goel (1995) και οι ημι-εμπειρικές προσεγγίσεις των Jethwa (1984), Aydan (1993), Hoek-Marinos (1998) και η προσέγγιση του Barla (1995), καθώς και οι αναλύσεις των πεπερασμένων στοιχείων, με τρεις θεωρήσεις: χωρίς ερπυστική συμπεριφορά και με δυο ερπυστικά μοντέλα 100 ετών με ερπυστικούς συντελεστές 0.05 και 0.15, αντίστοιχα.

Στο κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται οι παραδοχές και οι παράμετροι για τις εναλλακτικές μεθόδους ανάλυσης παραμορφώσεων σε επιλεγμένη τυπική διατομή σήραγγας καθώς και τα βήματα της ΜΠΣ.

Ακολούθως στο κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των επιλεγμένων μεθόδων ανάλυσης, και πραγματοποιείται η ποσοτική και ποιοτική σύγκριση των μεθόδων αυτών.

Τέλος από την παραπάνω συγκριτική διερεύνηση, στο κεφάλαιο 6, εξάγονται συμπεράσματα σχετικά με την συμφωνία των μεθόδων διερεύνησης του φαινομένου σύνθλιψης ως την εμφάνισης σύνθλιψης και το επίπεδο σύνθλιψης, το οποίο και επηρεάζει την τελική μελετητική προσέγγιση και την επιλογή μέτρων υποστήριξης της σήραγγας.

Λέξεις – κλειδιά

Σήραγγες , βραχόμαζας , σύνθλιψη βραχόμαζα , ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία

Abstract

The design of tunnels in rocky terrains depends on the mechanical characteristics of the rock mass. Based on these characteristics, the expected deformations during tunnel excavation are estimated, and both temporary and permanent support measures for the tunnel are designed.

The phenomenon of rock compression during tunnel construction refers to dynamically emerging permanent deformations resulting from alterations in the soil material around the tunnel perimeter. Various methods have been proposed to analyze this phenomenon and its influence on developing deformations, most of which provide results related to the existence or absence of the compression phenomenon based on empirical equations. Numerical methods, such as the finite element method, have also been used for analyzing the phenomenon.

This study aims to investigate the influence of rock compression on the development of deformations around a tunnel opening. Through an extensive analysis of the most significant empirical methods and the finite element method, the development of creep deformations due to the compression of the overlying rock mass is explored. The goal is to compare the results from applying different methods and to quantitatively assess their agreement or divergence.

Initially, Chapter 1 provides a historical overview of characteristic tunnels from the 20th and 21st centuries. It outlines the general framework of the main study axes for tunnel construction.

Subsequently, in Chapter 2, the compression phenomenon and its effects on the behavior of the rock mass around an underground opening are analyzed. A detailed discussion on empirical analysis methods is provided. The simulation of compression during tunnel excavation using the finite element method is explored.

Specifically, Chapter 3 presents the empirical methods of Singh (1992), Goel (1995), and semi-empirical approaches of Jethwa (1984), Aydan (1993), Hoek-Marinos (1998), and Barla (1995), as well as finite element analyses, with three considerations: without creep behavior and with two creep models of 100 years with creep coefficients of 0.05 and 0.15, respectively.

In Chapter 4, assumptions and parameters for alternative deformation analysis methods are presented for a selected typical tunnel cross-section, along with the steps of the back analysis.

Next, Chapter 5 presents the results of the selected analysis methods, and a quantitative and qualitative comparison of these methods is conducted.

Finally, from the above comparative investigation, Chapter 6 draws conclusions regarding the agreement of the methods in investigating the compression phenomenon, its appearance, and the level of compression, which influences the final analytical approach and the selection of tunnel support measures.

Keywords

Tunnels, rock mass, rock mass squeezing, Finite element analysis.

Περιεχόμενα

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ.....	12
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ.....	12
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	19
ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	20
ΣΚΟΠΟΣ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ.....	20
ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ.....	20
ΚΑΙΝΟΤΟΜΙΑ.....	21
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο : ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ.....	22
1.1 ΜΕΤΑΒΑΣΗ ΣΤΗΝ ΣΥΓΧΡΟΝΗ ΕΠΟΧΗ.....	24
1.1.1 <i>Σήραγγα του Hoosac</i>	25
1.1.2 <i>Η σήραγγα Mont Cenis</i>	26
1.2 ΟΙ ΣΗΡΑΓΓΕΣ ΤΟΥ 20 ^{ΟΥ} ΚΑΙ 21 ^{ΟΥ} ΑΙΩΝΑ.....	26
1.2.1 <i>Το μετρό της Μόσχας</i>	28
1.2.2 <i>Σήραγγα βάσης Gotthard – Τμηματική Σιδηροδρομική σήραγγα Άλπειων</i>	34
1.3 ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΗΡΑΓΓΩΝ, ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ.....	40
1.3.1 <i>Χάραξη του άξονα</i>	41
1.3.2 <i>Γεωλογικές και γεωτεχνικές έρευνες</i>	41
1.3.3 <i>Εκτίμηση γεωλογικών συνθήκων</i>	41
1.3.4 <i>Διατύπωση τυπικών συνδυασμών σχεδιασμού</i>	42
1.3.5 <i>Τυπικές διατομές σχεδιασμού- πεδίο εφαρμογής</i>	42
1.3.6 <i>Αναλύσεις διάνοιξης και προσωρινής υποστήριξης</i>	42
1.3.7 <i>Διαστασιολόγηση και τελική επένδυση</i>	43
2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΚΑΙ ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ.....	44
2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ.....	44
2.1.1 <i>Μηχανική αντοχή του πετρώματος</i>	44
2.1.2 <i>Δείκτης κερματισμού της βραχώμαζας (RQD)</i>	46
2.1.3 <i>Οι Ασυνέχειες και τα χαρακτηριστικά τους</i>	47
2.1.4 <i>Το υπόγειο νερό και η επιρροή του</i>	48
2.1.5 <i>Συστήματα αναφορικά στην ταξινόμηση της βραχώμαζας</i>	48
2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ.....	60
2.2.1 <i>Πρώιμες εντατικές καταστάσεις</i>	60
2.2.2 <i>Παράμετροι παραμορφωσιμότητας βραχώμαζας</i>	61
2.2.3 <i>Παράμετροι αντοχής βραχώμαζας</i>	62
2.2.4 <i>Μακροχρόνια συμπεριφορά της βραχώμαζας</i>	65
2.3 ΚΑΤΑΝΟΜΕΣ ΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ΓΥΡΩ ΑΠΟ ΚΥΚΛΙΚΗ ΣΗΡΑΓΓΑ ΜΕΣΩ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ- ΑΠΟΤΟΝΩΣΗΣ.....	67
2.3.1 <i>Παραδοχές ανάλυσης</i>	67
2.3.2 <i>Ανάλυση σε μη αναπτυσσόμενη πλαστική ζώνη πέριξ της σήραγγας</i>	69
2.3.3 <i>Ανάλυση σε αναπτυσσόμενη πλαστική ζώνη πέριξ της σήραγγας</i>	72
2.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ-ΑΠΟΤΟΝΩΣΗΣ.....	76
2.4.1 <i>Μέθοδος Panet</i>	78
2.4.2 <i>Μέθοδος του Chern</i>	80
2.4.3 <i>Προσωρινή υποστήριξη σηράγγων</i>	80
2.4.4 <i>Υπολογισμός της έντασης της επένδυσης σήραγγας</i>	82
2.4.5 <i>Υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια</i>	84
2.4.6 <i>Υποστήριξη με αγκύρια και βλήτρα</i>	85
2.4.7 <i>Ανάλυση με τη μέθοδο Rabcewicz</i>	86
2.4.8 <i>Υπολογισμός της πίεσης της βραχώμαζας στην επένδυση</i>	88

2.4.9	Απλοποιημένη ελαστοπλαστική ανάλυση.....	90
2.4.10	Έλεγχος ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής.....	94
2.4.11	Έλεγχος ευστάθειας των στομιών της σήραγγας.....	98
3	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟΥ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ ΒΡΑΧΩΝ	100
3.1	ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ ΒΡΑΧΩΝ (SQUEEZING ROCKS)	100
3.2	ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ ΒΡΑΧΩΝ ΓΥΡΩ ΑΠΟ ΥΠΟΓΕΙΑ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ	100
3.3	ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΑΙ ΠΟΣΟΤΙΚΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ.....	101
3.3.1	Κατά Singh (1992).....	102
3.3.2	Κατά Goel (1995).....	103
3.4	ΗΜΙ- ΕΜΠΕΙΡΙΚΕΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΕΙΣ ΤΟΥ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟΥ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ ΒΡΑΧΩΝ.....	105
3.4.1	Κατά Jethwa(1984).....	105
3.4.2	Κατά Aydan (1993).....	107
3.4.3	Η προσέγγιση των Hoek και Marinos (2000).....	109
3.4.4	Κατά Barla (1999).....	113
3.4.5	Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων	113
4	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΗΡΑΓΓΑΣ	116
4.1	ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΥΠΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ – ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	117
4.2	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΜΕΤΡΑ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	118
4.3	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	118
4.3.1	Ταξινόμηση βραχομάζας και μηχανικά χαρακτηριστικά	118
4.4	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΠΣ.....	123
5	ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ- ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	127
5.1	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΗΟΕΚ- ΜΑΡΙΝΟΣ.....	127
5.2	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΕΙΣ SINGH ΚΑΙ JETHWA.....	129
5.3	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΤΟΥ ΒΑΡΛΑ	131
5.4	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΠΣ ΧΩΡΙΣ ΕΡΠΥΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ.....	132
5.4.1	Αποτελέσματα ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό	133
5.4.2	Προσδιορισμός εύρους σύνθλιψης χωρίς ερπυσμό	143
5.5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΠΣ ΘΕΩΡΩΝΤΑΣ ΕΡΠΥΣΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ 100 ΕΤΩΝ ΚΑΙ $\kappa=0.05\%$	144
5.5.1	ΜΠΣ θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο 100 ετων και $\kappa=0.05\%$	145
5.5.2	Προσδιορισμός εύρους σύνθλιψης θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο 100 ετών και $\kappa=0.05\%$	155
5.6	ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΕ ΤΗΝ ΜΠΣ ΘΕΩΡΩΝΤΑΣ ΕΡΠΥΣΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ (100 ΕΤΗ , $\kappa=0.15$)	156
5.6.1	ΜΠΣ θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο 100 ετων και $\kappa=0.15\%$	157
5.6.2	Αποτελέσματα ανάλυσης με την ΜΠΣ θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο 100 ετων και $\kappa=0.15\%$	166
5.7	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΣΥΝΟΛΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ -ΠΡΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ GSI	167
5.8	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΦΟΡΙΚΑ ΜΕ ΤΗΝ ΥΠΑΡΞΗ Η ΜΗ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ (SQUEEZING ROCKS).....	169
5.9	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ.....	171
5.10	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΠΣ ΧΩΡΙΣ ΕΡΠΥΣΜΟ - ΜΕΘΟΔΟ ΗΟΕΚ-ΜΑΡΙΝΟΣ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ.	173
5.11	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΠΣ ΜΕ ΕΡΠΥΣΜΟ 1 -ΜΕΘΟΔΟ ΗΟΕΚ-ΜΑΡΙΝΟΣ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ.....	175
5.12	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΠΣ ΜΕ ΕΡΠΥΣΜΟ 2 -ΜΕΘΟΔΟ ΗΟΕΚ-ΜΑΡΙΝΟΣ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ.....	177
5.13	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΠΣ ΧΩΡΙΣ ΕΡΠΥΣΜΟ - ΜΠΣ ΜΕ ΕΡΠΥΣΜΟ 1 ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ.....	179
5.14	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΠΣ ΧΩΡΙΣ ΕΡΠΥΣΜΟ - ΜΠΣ ΜΕ ΕΡΠΥΣΜΟ 2 ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗΣ.....	181
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	184
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ – ΑΝΑΦΟΡΕΣ.....		ΣΦΑΛΜΑ! ΔΕΝ ΕΧΕΙ ΟΡΙΣΤΕΙ ΣΕΛΙΔΟΔΕΙΚΤΗΣ.
7	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ-ΑΝΑΦΟΡΕΣ- ΔΙΑΔΙΚΤΥΑΚΕΣ ΠΗΓΕΣ	186

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΕΤΡΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ (ISRM, 1981).....	45
Πίνακας 2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΕΤΡΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ ΒΑΘΜΟ ΑΠΟΣΑΘΡΩΣΗΣ(κατά την British Geological Society, 1970)).....	45
Πίνακας 3 ταξινόμηση της συμπεριφοράς σύνθλιψης σύμφωνα με τον Jethwa. (Jethwa, 1984).....	105
Πίνακας 4 Ταξινόμηση συμπεριφοράς σύνθλιψης σύμφωνα με τον Aydan.	109
Πίνακας 5 Η παράμετρος m_i (Hoek, 1999).	120
Πίνακας 6 Πίνακας D. (Brown&Hoek, 2002).....	121
Πίνακας 7 Αποτελέσματα σύμφωνα με (Hoek & Marinos, 2000).....	128
Πίνακας 8 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με τον Singh.	129
Πίνακας 9 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με τον Jethwa.	130
Πίνακας 10 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με τον Barla.....	131
Πίνακας 11 Αποτελέσματα ανάλυσης με ΜΠΣ χωρίς ερπυστική δραστηριότητα	132
Πίνακας 12 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με την ΜΠΣ	143
Πίνακας 13 Προσδιορισμός E_m' και σ_i' για ερπυστικό μοντέλο.	144
Πίνακας 14 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με το γενικό κριτήριο Hoek-Marinos ΜΠΣ με ερπυστικό συντελεστή 0.05.	155
Πίνακας 15 Προσδιορισμός E_m'' και σ_i'' για ερπυστικό μοντέλο.....	156
Πίνακας 16 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με το γενικό κριτήριο Hoek-Marinos ΜΠΣ με ερπυστικό συντελεστή 0.15.	166

.....

Κατάλογος Εικόνων

Εικόνα 1.1 Εσωτερικό Ευπαλίνιο ορύγματος.....	22
Εικόνα 1.2 Οριζόντια τομή του σχεδιασμού του Ευπαλίνου για το ορύγμα.....	23
Εικόνα 1.3 Καθετή τομή του σχεδιασμού του Ευπαλίνου για το ορύγμα.....	23
Εικόνα 1.4 Canal du Midi.....	24
Εικόνα 1.5 Χαρακτηριστική τοπογραφική τομή του Hoosac mountain με διακριτές της διατρήσεις σε δυο μεριές του βουνού είσοδος- έξοδος σήραγγας (Lane, 2023).	25
Εικόνα 1.6 Σιδηροδρομική σήραγγα Mont Cenis (επίσης γνωστή ως Fréjus) σύνδεσης Ρώμης - Παρισιού μέσω Άλπεων (Pichler, Uwe Restner & Josef, 2006).....	26

Εικόνα 1.7 Η Σύγχρονη Σήραγγα Lærdalstunnelen – Η μεγαλύτερη σήραγγα της Νορβηγίας στον κεντρικό οδικό άξονα Μπεργκεν- Όσλο συνολικού μήκους 24.51 χιλιομέτρων.	27
Εικόνα 1.8 Χάρτης αύξησης κόστους κατασκευών - Μετρό Μόσχα (Medvedeva, 1997).....	29
Εικόνα 1.9 Παράδειγμα ατυχήματος επιφανειακής καθίζησης με αστοχίες σε επίγεια κτηριακή δομή λόγω ανωμαλιών στην γεωλογική στρώση στον άξονα του TBM (Khokhlon, 2021).....	30
Εικόνα 1.10 Παράδειγμα ατυχήματος επιφανειακής καθίζησης με ζημιές σε επίγεια κτηριακή δομή προκληθέν από άγνωστα Καρστικά κενά κατά την εξόρυξη της σήραγγας κλιμάκωσης του εδάφους (Khokhlon, 2021)	30
Εικόνα 1.11 Παράδειγμα ατυχήματος: Καθιζήσεις της τμηματικής επένδυσης που προκαλούνται από παρουσία φτωχού στρώματος εδάφους κάτω από τη σήραγγα (Khokhlon, 2021).....	30
Εικόνα 1.12 FEM- χαρακτηριστική ανάλυση μετατόπισης επένδυσης σήραγγας στο λογισμικό Karst (Khokhlon, 2021).	32
Εικόνα 1.13 Εργασίες αρμολόγησης εδάφους κατά τη διάρκεια της κατασκευής υπό υφιστάμενα θεμέλια για την αποφυγή καθιζήσεων που προκαλούνται από σήραγγες (Khokhlon, 2021).....	33
Εικόνα 1.14 Gotthard Base Tunnel: Επισκόπηση.	34
Εικόνα 1.15 Σήραγγα Βάσης Gotthard: γενική διαμήκης τομή με μεθόδους εκσκαφής.....	35
Εικόνα 1.16 Γενικές πτυχές διαχείρισης κινδύνου (THE INTERNATIONAL TUNNELLING INSURANCE, 2006).....	36
Εικόνα 1.17 Τμήμα Sedrun, διαμήκη γεωλογικό προφίλ.	36
Εικόνα 1.18 Εμπειρία στη διάνοιξη σήραγγας στη σύνθλιψη βράχου και αρχή στήριξης μέσω ατσάλινων νευρώσεων.....	37
Εικόνα 1.19 Εμπειρία στη διάνοιξη σήραγγας στη σύνθλιψη βράχου και αρχή στήριξης ατσάλινων νευρώσεων.....	37
Εικόνα 1.20 Διαδικασία κατασκευής (Ehrbar, 2008).....	38
Εικόνα 1.21 Μέθοδοι εδαφικής υποστήριξης (Ehrbar, 2008).	39
Εικόνα 1.22 Μέθοδοι εδαφικής υποστήριξης (Ehrbar, 2008)	39
Εικόνα 1.23 GTA 7500 tunnel lining machine (Ehrbar, 2008).	40
Εικόνα 2.1 Ταξινόμηση της βραχώμαζας κατά το σύστημα GSI.....	52
Εικόνα 2.2 Τροποποίηση του συστήματος GSI για βραχώμαζες χωρίς αλληλεμπλοκή κόκκων. Εφαρμόζεται σε βραχώμαζες με μεγάλο ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (τυπικά περισσότερο από 20% του συνολικού όγκου της βραχώμαζας).	53
Εικόνα 2.3 a. Έντονα διατμημένη, b. Στρωσιγενής με εναλλαγές (φλύσχης).....	53
Εικόνα 2.4 Απομείωση της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης (p)σε διάφορες θέσεις κατά μήκος της σήραγγας. (Καββαδάς, 2012)	68

Εικόνα 2.5 Κατανομή τάσεων γύρω από κυκλική οπή. Παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους (Καββαδάς, 2012).....	72
Εικόνα 2.6 Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από σήραγγα (Καββαδάς, 2012).....	73
Εικόνα 2.7 Ακτίνα πλαστικής ζώνης για διάφορες τιμές των N_s και «φ» στην πλήρη αποτόνωση ($\lambda=1$) (Καββαδάς, 2012).....	74
Εικόνα 2.8 Σχηματική καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης κυκλικής σήραγγας (ακτίνα R) (Καββαδάς, 2012).....	75
Εικόνα 2.9: Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης για διάφορους τύπους συμπεριφοράς τάσεων-παραμορφώσεων της βραχώμαζας. Στην περίπτωση έντονης χαλάρωσης προκαλείται κατάρρευση της οροφής της σήραγγας (Καββαδάς, 2012).	75
Εικόνα 2.10 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα (M.Panet, 1995).....	76
Εικόνα 2.11 Τυπικές μορφές καμπύλων Panet κατά μήκος του άξονα της σήραγγας, για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης (N_s).	77
Εικόνα 2.12 Συντελεστές λ κατά Panet.	79
Εικόνα 2.13 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε σήραγγα υποστηριζόμενη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Καββαδάς, 2012).....	79
Εικόνα 2.14 Συντελεστής λ κατά Chern.....	80
Εικόνα 2.15 Καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης σε σήραγγα με προσωρινή υποστήριξη από αγκύρια (Καββαδάς, 2012).....	81
Εικόνα 2.16 Καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης σε σήραγγα με προσωρινή υποστήριξη από αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Καββαδάς, 2012).....	82
Εικόνα 2.17 Μέθοδος Rabcewicz – χρήση της καμπύλη σύγκλισης- αποτόνωσης κατά την εφαρμογή της μεθόδου Rabcewicz (Rabcewicz, 1973).....	88
Εικόνα 2.18 Έλεγχος επάρκειας της άμεσης υποστήριξης (Καββαδάς, 2012).	93
Εικόνα 2.19 Σχήμα αναφορικά με τον έλεγχο ευστάθειας μετώπου εκσκαφής (Καββαδάς, 2012).	97
Εικόνα 3.1 Η εμπειρική προσέγγιση του Singh (Singh, 1992).....	102
Εικόνα 3.2 Προσέγγιση του Goel περί πρόβλεψης φαινομένου σύνθλιψης βράχων (Goel, 1995).	104
Εικόνα 3.3 Η προσέγγιση του Jethwa (Jethwa, 1984)	107
Εικόνα 3.4 Εξιδανικευμένη καμπύλη τάσης- παραμόρφωσης και συναφείς καταστάσεις υπό σύνθλιψη πετρωμάτων (Aydan, 1993).....	108
Εικόνα 3.5 παραμορφώσεις σήραγγας $\epsilon t\%$	111
Εικόνα 3.6 παραμορφώσεις μετώπου εκσκαφής $\epsilon f\%$	111
Εικόνα 3.7 Συγκριτικός πίνακας Aydan - Hoek Brown (Barla, 1999).....	112

Εικόνα 3.8 Γενικό κριτήριο προσδιορισμού της σύνθλιψής σύμφωνα με τον Hoek (Hoek, 1999).	112
Εικόνα 4.1 Πρότυπη διατομή διπλής σιδηροδρομικής σήραγγας (Bernhard Maidl, Markus Thewes, Ulrich Maidl, 2014)	117
Εικόνα 4.2 Χαρακτηριστικό παράδειγμα εδαφικού προφίλ.	123
Εικόνα 4.3 Προδιάγραφες εδαφικού μοντέλου.	124
Εικόνα 4.4 Ορισμός διατομής και ζώνης ερπυστικής συμπεριφοράς	124
Εικόνα 4.5 Χαρακτηριστικός διαχωρισμός εδαφικού μοντέλου σε πεπερασμένα στοιχεία.....	125
Εικόνα 4.6 Υπολογισμός συνολικών γεωστατικών τάσεων	125
Εικόνα 4.7 Υπολογισμός συνολικών παραμορφώσεων.	126
Εικόνα 5.1 Παραμορφώσεις ed για GSI =15 & H=150m.....	133
Εικόνα 5.2 Παραμορφώσεις ed για GSI =15 & H=350m.....	134
Εικόνα 5.3 Παραμορφώσεις ed για GSI =15 & H=550m.....	134
Εικόνα 5.4 Παραμορφώσεις ed για GSI =20 & H=150m.....	135
Εικόνα 5.5 Παραμορφώσεις ed για GSI =20 & H=350m.....	135
Εικόνα 5.6 Παραμορφώσεις ed για GSI =20 & H=550m.....	136
Εικόνα 5.7 Παραμορφώσεις ed για GSI =25 & H=150m.....	136
Εικόνα 5.8 Παραμορφώσεις ed για GSI =25 & H=350m.....	137
Εικόνα 5.9 Παραμορφώσεις ed για GSI =25 & H=550m.....	137
Εικόνα 5.10 Παραμορφώσεις ed για GSI =30 & H=150m.	138
Εικόνα 5.11 Παραμορφώσεις ed για GSI =30 & H=350m.....	138
Εικόνα 5.12 Παραμορφώσεις ed για GSI =30 & H=550m.....	139
Εικόνα 5.13 Παραμορφώσεις ed για GSI =35 & H=150m.....	139
Εικόνα 5.14 Παραμορφώσεις ed για GSI =35 & H=350m.....	140
Εικόνα 5.15 Παραμορφώσεις ed για GSI =35 & H=550m.....	140
Εικόνα 5.16 Παραμορφώσεις ed για GSI =40 & H=150m.	141
Εικόνα 5.17 Παραμορφώσεις ed για GSI =40 & H=350m.....	141
Εικόνα 5.18 Παραμορφώσεις ed για GSI =40 & H=550m.....	142
Εικόνα 5.19 Παραμορφώσεις ed' για GSI =15 & H=150m.....	145
Εικόνα 5.20 Παραμορφώσεις ed' για GSI =15 & H=350m.	146

Εικόνα 5.21 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =15 & H=550m.	146
Εικόνα 5.22 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =20 & H=150m.	147
Εικόνα 5.23 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =20 & H=350m.	147
Εικόνα 5.24 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =20 & H=550m.	148
Εικόνα 5.25 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =25 & H=150m.	148
Εικόνα 5.26 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =25 & H=350m.	149
Εικόνα 5.27 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =25 & H=550m.	149
Εικόνα 5.28 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =30 & H=150m.	150
Εικόνα 5.29 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =30 & H=350m.	150
Εικόνα 5.30 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =30 & H=550m.	151
Εικόνα 5.31 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =35 & H=150m.	151
Εικόνα 5.32 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =35 & H=350m.	152
Εικόνα 5.33 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =35 & H=550m.	152
Εικόνα 5.34 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =40 & H=150m.	153
Εικόνα 5.35 Παραμορφώσεις εδ' για GSI=40& H=350m.	153
Εικόνα 5.36 Παραμορφώσεις εδ' για GSI=40 & H=550m.	154
Εικόνα 5.37 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =15 & H=150m.	157
Εικόνα 5.38 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =15 & H=350m.	157
Εικόνα 5.39 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =15 & H=550m.	158
Εικόνα 5.40 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =20 & H=150m.....	158
Εικόνα 5.41 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =20 & H=350m.	159
Εικόνα 5.42 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =20 & H=550m.	159
Εικόνα 5.43 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =25 & H=150m.	160
Εικόνα 5.44 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =25 & H=350m.....	160
Εικόνα 5.45 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =25 & H=550m.	161
Εικόνα 5.46 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =30 & H=150m.....	161
Εικόνα 5.47 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =30 & H=350m.	162
Εικόνα 5.48 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =30 & H=550m.....	162
Εικόνα 5.49 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =35 & H=150m.	163

Εικόνα 5.50 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =35 & H=350m.	163
Εικόνα 5.51 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =35 & H=550m.	164
Εικόνα 5.52 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI =40 & H=150m.	164
Εικόνα 5.53 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI=40& H=350m.	165
Εικόνα 5.54 Παραμορφώσεις εδ'' για GSI=40 & H=550m.	165
Εικόνα 5.55 Διάγραμμα ε(%)-GSI στα 150m.	167
Εικόνα 5.56 Διάγραμμα ε(%)-GSI στα 350m.	167
Εικόνα 5.57 Διάγραμμα ε(%)-GSI στα 550m.	168
Εικόνα 5.58 Συμφωνία μεθόδων αναφορικά με την ύπαρξη η μη σύνθλιψης (squeezing) στα 150m.	169
Εικόνα 5.59 Συμφωνία μεθόδων αναφορικά με την ύπαρξη η μη σύνθλιψης squeezing στα 350m.	169
Εικόνα 5.60 Συμφωνία μεθόδων αναφορικά με την ύπαρξη η μη σύνθλιψης squeezing στα 350m.	170
Εικόνα 5.61 Σύγκριση μεθόδων ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.	171
Εικόνα 5.62 Σύγκριση μεθόδων ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.	172
Εικόνα 5.63 Σύγκριση μεθόδων ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.	172
Εικόνα 5.64 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.	173
Εικόνα 5.65 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.	174
Εικόνα 5.66 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.	174
Εικόνα 5.67 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 1 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.	175
Εικόνα 5.68 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 1 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.	176
Εικόνα 5.69 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 1 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.	176
Εικόνα 5.70 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 2 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.	177
Εικόνα 5.71 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 2 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.	178
Εικόνα 5.72 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 2 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.	178

Εικόνα 5.73 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό – ΜΠΣ με ερπυσμό 1 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.	179
Εικόνα 5.74 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό – ΜΠΣ με ερπυσμό 1 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.	180
Εικόνα 5.75 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό – ΜΠΣ με ερπυσμό 1 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.	180
Εικόνα 5.76 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ ερπυσμό 1 – ΜΠΣ με ερπυσμό 2 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.	181
Εικόνα 5.77 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ ερπυσμό 1 – ΜΠΣ με ερπυσμό 2 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.	182
Εικόνα 5.78 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ ερπυσμό 1 – ΜΠΣ με ερπυσμό 2 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.	182

Εισαγωγή

Οι σήραγγες αποτελούν θεμελιώδη γεωτεχνικά έργα που εξυπηρετούν εδώ και αρκετούς αιώνες τόσο την αστική όσο και υπεραστική ζωή των πολιτών. Έχουν μεγάλη επιρροή στην καθημερινότητα της σύγχρονης κοινωνίας σε ότι έχει να κάνει με ασφαλείς μετακινήσεις, μεταφορές και λειτουργικές διαδικασίες της ανθρώπινης φύσης. Η μελέτη και ανάλυση των σηράγγων παρουσιάζεται σαν ένα πολύπλοκο πρόβλημα που ασχολείται κατά κύριο λόγο η επιστήμη του πολιτικού μηχανικού. Με την πάροδο των αιώνων έχουν εφαρμοστεί ποικίλες τεχνικές αλλά και εκτενείς αναλύσεις που έχουν να κάνουν με την ασφαλή κατασκευή αλλά και την συντήρηση των σηράγγων στην διάρκεια του χρόνου. Η χώρα μας, η οποία διακρίνεται από εκτενείς γεωμορφολογικές ιδιαιτερότητες έχει να παρουσιάσει διάφορες μορφές σηράγγων.

Οι βασικές κατηγορίες σηράγγων καθορίζονται κατά κύριο λόγο από το περιβάλλον που τις διέπει. Σε ένα αστικό περιβάλλον θα συναντήσουμε κατά κύριο λόγο τις λεγόμενες αβαθείς σήραγγες με υπερκείμενο ύψος 20-30 μετρά μέτρα από την επιφάνεια του εδάφους. Έχουν να κάνουν κυρίως με την εξυπηρέτηση κοινωφελών αστικών δικτύων μεταφορών (μετρό), αναπτυχθήκαν στις αρχές του 20ου αιώνα κατόπιν εκτενής αστικοποίησης και εγκαθιδρυθήκαν μετρά την δυσλειτουργία του επίγειου αυτοκινητιστικού δικτύου. Οι μέθοδοι ανάλυσης και κατασκευής των συγκεκριμένων δικτύων έχει διερευνηθεί αρκετά και αποτελεί πλέον μια κοινά αποδεκτή μέθοδο που χρησιμοποιείται από την κοινότητα των μηχανικών. Από την άλλη μεριά έχουμε σήραγγες εκτός αστικού τοπιού κυρίως σε βραχώδης περιοχές που χαρακτηρίζονται από εκτενής υψομετρικές διαφορές. Οι συγκεκριμένες σήραγγες έχουν μεγάλη ποικιλία όσο αναφορά τις μεθόδους ανάλυσης και διάνοιξης καθώς τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του εδάφους στο οποίο αναφερόμαστε ποικίλει.

Οι μέθοδοι διάνοιξης που καθορίζουν τις σύγχρονες σήραγγες και επικρατούν άλλων μεθόδων είναι η μέθοδος NATM που εισηγήθηκε από τον (Rabcewicz, 1973) και έχει σαν κύριο θέμα την σταδιακή εκσκαφή και διάνοιξη της σήραγγας με την χρήση προσωρινών μέτρων υποστήριξης (εκτοξευμένο σκυρόδεμα, χαλύβδινα πλαίσια, δοκοί προπορείας) έτσι ώστε να επιτευχθεί σταδιακή και ελεγχόμενη αφομοίωση των αναμενόμενων παραμορφώσεων. αναμενόμενος μέθοδος διάνοιξης και πιο διαδεδομένη στον 21^ο αιώνα είναι αυτή του TBM, μέθοδο κατά την οποία γίνεται ολική εκσκαφή του μετώπου με άμεση πλήρη υποστήριξη και άμεση επένδυση, πετυχαίνοντας έτσι πλήρη αφομοίωση των αναμενόμενων παραμορφώσεων πέριξ της σήραγγας αλλά και καλύτερο έλεγχο των επακόλουθων καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους ενδιαφέροντος

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας

Η παρούσα εργασία στοχεύει στη διερεύνηση της επιρροής του φαινομένου σύνθλιψης της βραχόμαζας στην ανάπτυξη των παραμορφώσεων γύρω από άνοιγμα σήραγγας.

Μέσα από εκτενή ανάλυση όλων των εμπειρικών και ημι-εμπειρικών μεθόδων καθώς και με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων διερευνάται η ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων μέσω της σύνθλιψης της υπερκείμενης βραχόμαζας. Στόχος είναι να συγκριθούν τα αποτελέσματα από την εφαρμογή διαφορετικών μεθόδων και να εκτιμηθεί ποσοτικά η συμφωνία ή απόκλιση μεταξύ τους.

Σκοπός και στόχοι

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η συγκριτική διερεύνηση των μεθόδων προσδιορισμού του φαινομένου σύνθλιψης σε σήραγγες μεγάλων βαθών και πτωχής ποιότητας βραχόμαζας, με εμπειρικές και αναλυτικές μεθόδους βάσει δημοσιευμένων βιβλιογραφικών ερευνών και με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Οι επιμέρους στόχοι συμπεριλαμβάνουν τα ακόλουθα:

- Βιβλιογραφική ανασκόπηση εμπειρικών μεθόδων για την εκτίμηση της ανάπτυξης συνθηκών σύνθλιψης βραχόμαζας
- Παραμετρικές αναλύσεις με βάση εμπειρικές/αναλυτικές μεθόδους για τη διερεύνηση της σύνθλιψης βραχόμαζας
- Επιλογή τυπικής διατομής
- Προσδιορισμός μηχανικών χαρακτηρισμών βραχομάζας.
- Παραμετρικές αναλύσεις
- Ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων
- Σύγκριση αποτελεσμάτων

Μεθοδολογία

Οι μέθοδοι ανάλυσης των παραμορφώσεων σε άνοιγμα σήραγγας είναι εμπειρικές – αναλυτικές και αριθμητικές. Οι εμπειρικές – αναλυτικές μέθοδοι επιλέγονται με βάση την βιβλιογραφική ανασκόπηση. Επιπλέον ως αριθμητική μέθοδος επιλέγεται η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων. Λαμβάνουν χώρα παραμετρικές αναλύσεις θεωρώντας τρία εναλλακτικά βάθη εκσκαφής και διαφορετικές ποιότητες βραχομάζας. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται ως προς τα εξής:

- α) ανάπτυξη ή όχι σύνθλιψης
- β) εκτιμώμενο επίπεδο σύνθλιψης
- γ) αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις.

Καινοτομία

Η καινοτομία της παρούσας εργασίας έγκειται στην εκτενή σύγκριση ανάμεσα στις υπάρχουσες εμπειρικές και αριθμητικές μεθόδους για τον προσδιορισμό του φαινομένου σύνθλιψης.

1 : Ιστορική αναδρομή και παραδείγματα

Στο 1^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται γενικά στοιχεία αναφορικά με τις σήραγγες ως δομικά έργα ανά τους αιώνες , προσεγγίσεις και τρόποι αναλύσεις αλλά και οι διαδικασίες μελέτης στην πράξη.

Οι σήραγγες αποτελούσαν ανέκαθεν έργα σημαντικά για την εξυπηρέτηση καθημερινών ανθρωπίνων αναγκών. Από τους πρώτους λοιπόν πολιτισμούς παρατηρούνται εκτενή έργα ως προς την εκμετάλλευση του υπογείου χώρου κυρίας για την εξυπηρέτηση κεντρικών πόλεων- κρατών.

Η καθομολογουμένη χρήση τους αφορούσε ανάγκες όπως την παροχή νερού είτε την μεταφορά όμβριων εντός και εκτός πόλεως. Στον αρχαίο ελληνικό πολιτισμό συναντούμε χαρακτηριστικά έργα τέτοιας φύσεως όπως για παράδειγμα : το Ευπαλίνειο ορύγμα το οποίο αποτελεί σύμφωνα με τον Ηρόδοτο ένα από τα σημαντικότερα έργα στην ιστορία της μηχανικής από το 1992 έχει χαρακτηριστεί από την UNESCO Μνημείο Παγκόσμιας Πολιτιστικής Κληρονομιάς. Πρόκειται για μια σήραγγα μήκους 1.036 μέτρων κοντά στο Πυθαγόρειο της Σάμου, η οποία κατασκευάστηκε κατά τον 6ο αιώνα π.Χ. για να χρησιμεύσει σαν υδραγωγείο. Το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό του ήταν ότι ανοίχθηκε ταυτόχρονα και από τις δύο πλευρές του βουνού: το ορύγμα αυτό ήταν αμφίστομων , όπως το χαρακτήρισε ο Ηρόδοτος, χάρις στον οποίον έγινε γνωστό.

Οι δύο σήραγγες συναντήθηκαν περίπου στο μέσον με αξιοθαύμαστη ακρίβεια, κάτι που ήταν σημαντικό επίτευγμα για την εποχή(UNESCO World Heritage convection, 1992).

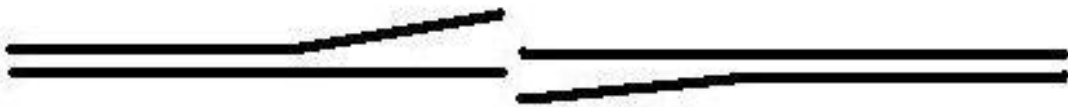
Εικόνα 1.1 Εσωτερικό Ευπαλίνειο ορύγματος.



Στο παραπάνω έργο αποδόθηκε δικαίως ο τίτλος "θαύμα της μηχανικής" όχι λόγω του εκτενούς μήκους ούτε του αξιοσημείωτου βάθους αλλά όπως παρατηρείται και στις παρακάτω τομές , λόγω της μεγάλης ακρίβειας που διέπει η συνάντηση των δυο ανοιγμάτων σύμφωνα πάντα με τα μέσα και γνωρίσματα του 6^{ου} αιώνα π.Χ..



Εικόνα 1.2 Οριζόντια τομή του σχεδιασμού του Ευπαλίνου για το όρυγμα



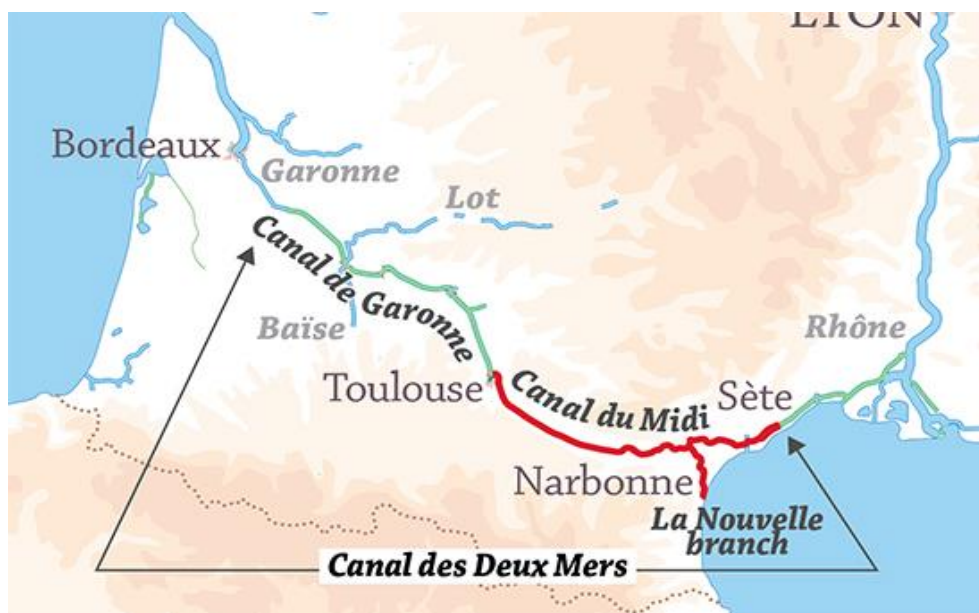
Εικόνα 1.3 Καθετή τομή του σχεδιασμού του Ευπαλίνου για το όρυγμα

1.1 Μετάβαση στην σύγχρονη εποχή

Οι αναφορές σε γενικότερες υπόγειες κατασκευές από την αρχαιότητα έως και τις αρχές του 17^{ου} αιώνα περιορίζονται σε έργα που εξυπηρετούν στρατιωτικές δραστηριότητες και επιχειρήσεις ενώ η οποία εξέλιξη σχετικά με τα υπόγεια γεωτεχνικά έργα αφορούσε τις εξορύξεις. Η πρώτη άξια αναφοράς δημιουργία συναντάται γύρω στο 1666 μ.Χ. οπότε και παρατηρείται ραγδαία αύξηση των υπογείων καναλιών.

Χαρακτηριστικότερο και δραστικότερο της εξέλιξης αυτό το CAN (γνωστό και ως CAN), κανάλι οπότε συναντάτε πιθανώς την πρώτη σημαντική χρήση εκρηκτικών σε σήραγγες δημοσίων έργων, ενώ γίνεται και εισαγωγή πυρίτιδας που τοποθετήθηκε σε τρύπες που ανοίχτηκαν πρώτη φορά με φορητά τρυπάνια σιδήρου. (Lane, 2023) .

Η σημασία του έργου έχει να κάνει με την σημειολογική ένωση πλέον δυο ωκεανών αλλά και με την πεποίθηση πλέον ότι δεν είναι ουτοπικό ένα τέτοιο έργο υπό τις κοινωνικές εξαθλίωσης του μεσαίωνα. Τα εμπορεύματα πλέον είναι διαθέσιμα, άμεσα σε μεγάλες εκτάσεις και δεν αφορούν μόνο τον αστικό και πλούσιο κοινωνικό ιστό



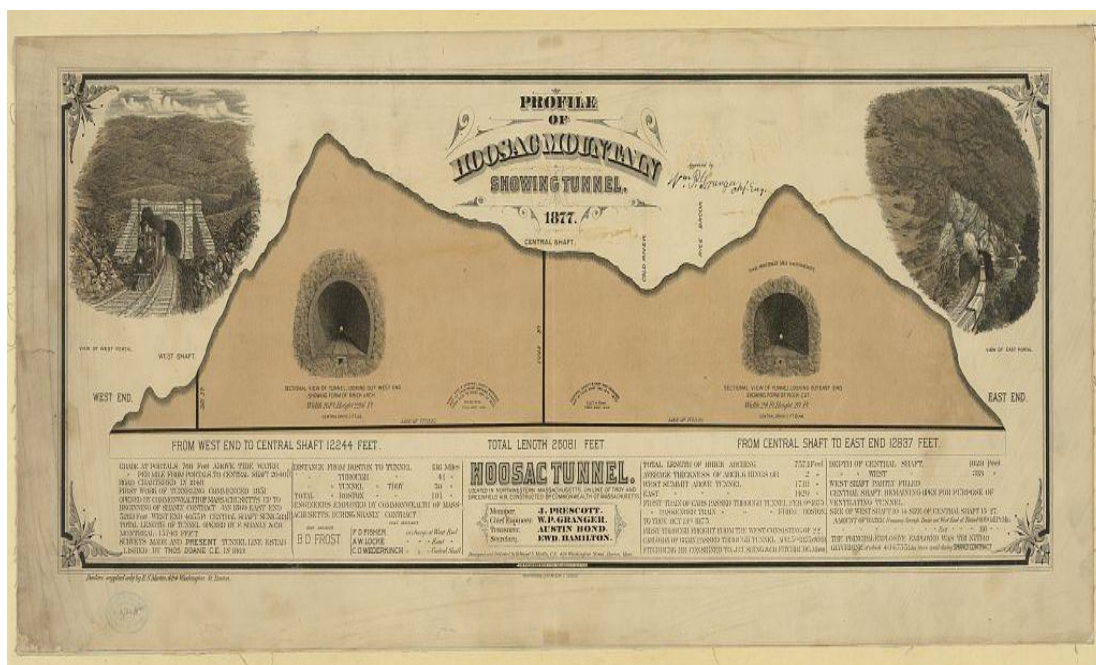
Εικόνα 1.4 Canal du Midi.

1.1.1 Σήραγγα του Hoosac

Η πρώτη αναφορά σε σήραγγες με την μορφή που είναι γνωστές στις μέρες μας γίνεται το 1830 οπου έχουμε σαν γνώρισμα πλέον την ίδρυση σιδηροδρομικού δικτύου ανά την επικράτεια. Αρά λοιπόν, αμελούνται οι διανοίξεις νέων καναλιών και εμμένουμε τώρα στην σιδηροδρομική μετακίνηση για εμπορική κατά κύριο λόγο χρήση.

Η πρώτη σιδηροδρομική σήραγγα ήταν μια κατασκευή 701 ποδιών στο Allegheny Portage Railroad. Χτίστηκε το 1831-33, ήταν ένας συνδυασμός καναλιών και σιδηροδρομικών συστημάτων, που μετέφεραν εμπορικά φορτία πάνω από μια κορυφή. Χαρακτηριστικότερο παράδειγμα αποτελεί η συγκοινωνιακή σύνδεση από τη Βοστώνη στον ποταμό Hudson είχε αρχικά μελετηθεί μια σήραγγα καναλιού να περάσει κάτω από τα βουνά Berkshire, μέχρι το 1855, όταν ξεκίνησε η σήραγγα Hoosac, οι σιδηρόδρομοι είχαν ήδη αποδείξει την αξία τους τότε τα σχέδια άλλαξαν σε μια σιδηροδρομική γραμμή διπλής τροχιάς με διαστάσεις 24 επί 22 πόδια και μήκος 4,5 μιλίων. Οι αρχικές εκτιμήσεις προέβλεπαν την ολοκλήρωση σε 3 χρόνια. Χρειάστηκαν 21 στην πραγματικότητα, εν μέρει επειδή ο βράχος αποδείχθηκε πολύ σκληρός είτε για διάτρηση με το χέρι είτε για ένα πρωτόγονο ηλεκτρικό πριόνι της εποχής .

Όταν η πολιτεία της Μασαχουσέτης ανέλαβε τελικά το έργο, το ολοκλήρωσε το 1876 με πέντε φορές το αρχικό κόστος. Παρά την χαρακτηριστική απογοήτευση, η σήραγγα Hoosac συνέβαλε αξιοσημείωτες προόδους στην μηχανική υπογείων έργων και πιο συγκεκριμένα των σηράγγων , έχουμε χαρακτηριστικά μιας από τις πρώτες χρήσεις δυναμίτη, της πρώτης χρήσης ηλεκτρικής πυροδότησης εκρηκτικών και της πρώτης χρήσης ενεργειακών μηχανών διάτρησης εδάφους , αρχικά ατμού και αργότερα αέρα, από την οποία τελικά αναπτύχθηκε η τεχνολογία του αεροσυμπιεστή(κομπρεσέρ).(Lane,2023)

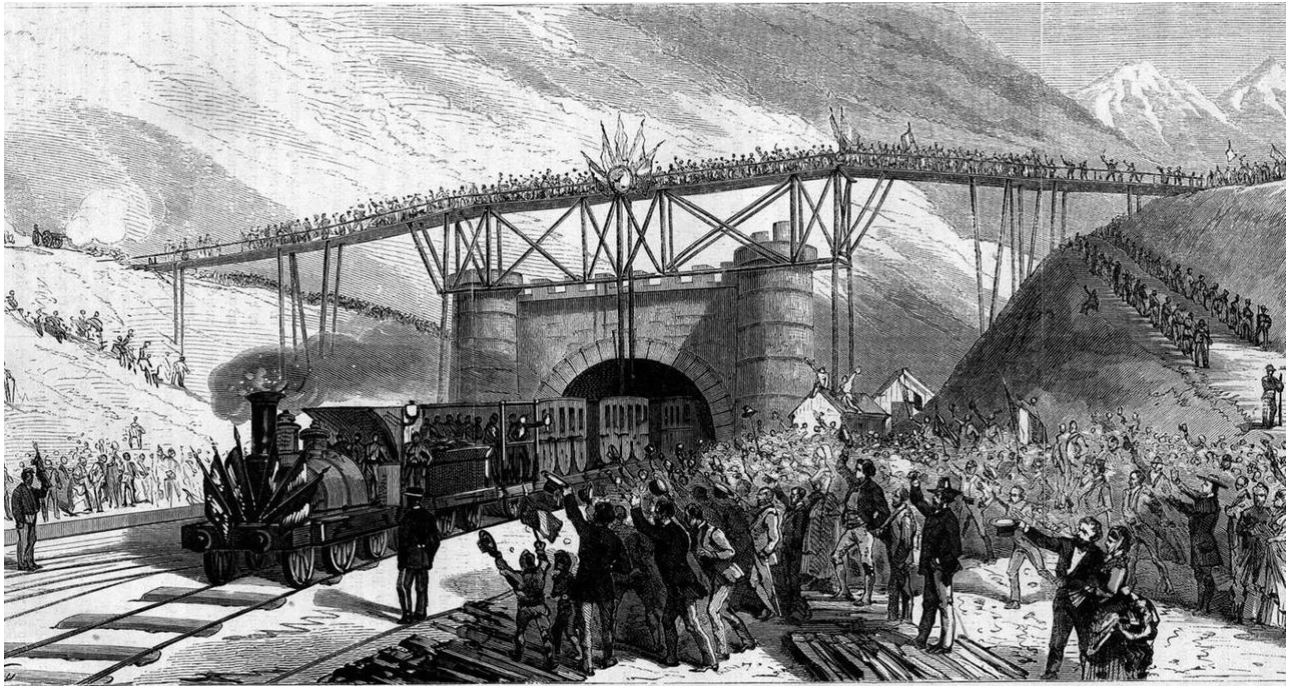


Εικόνα 1.5 Χαρακτηριστική τοπογραφική τομή του Hoosac mountain με διακριτές της διατρήσεις σε δυο μεριές του βουνού είσοδος- έξοδος σήραγγας (Lane, 2023).

1.1.2 Η σήραγγα Mont Cenis

Ταυτόχρονα, πιο εντυπωσιακές σιδηροδρομικές σήραγγες ξεκινούσαν να δημιουργούνται στην περιοχή των Άλπειων. Η πρώτη από αυτές, η σήραγγα Mont Cenis (επίσης γνωστή ως Fréjus), χρειάστηκε 14 χρόνια (1857–71) για να ολοκληρωθεί το μήκος 8,5 μιλίων της. Ο μηχανικός της, Germain Sommeiller, εισήγαγε πολλές πρωτοποριακές τεχνικές, συμπεριλαμβανομένων βαγονιών- τρυπανιών, υδραυλικών αεροσυμπιεστών και κατασκηνώσεις για εργάτες με κοιτώνες, οικογενειακές κατοικίες, σχολεία, νοσοκομεία, κτίρια αναψυχής και συνεργεία επισκευής άμεσα διαθέσιμα στην κατασκευή και στην ομαλή λειτουργία του έργου.

Ο Sommeiller σχεδίασε επίσης ένα τρυπάνι συμπιεσμένου αέρα που τελικά κατέστησε δυνατή τη μετακίνηση της σήραγγας προς τα εμπρός με ταχύτητα 15 ποδιών την ημέρα και χρησιμοποιήθηκε σε αρκετές μεταγενέστερες ευρωπαϊκές σήραγγες μέχρι να αντικατασταθεί από πιο ανθεκτικά τρυπάνια που αναπτύχθηκαν στις Ηνωμένες Πολιτείες από τον Simon Ingersoll και άλλους στην προαναφερθείσα Σήραγγα Hoosac. (Pichler, 2006)

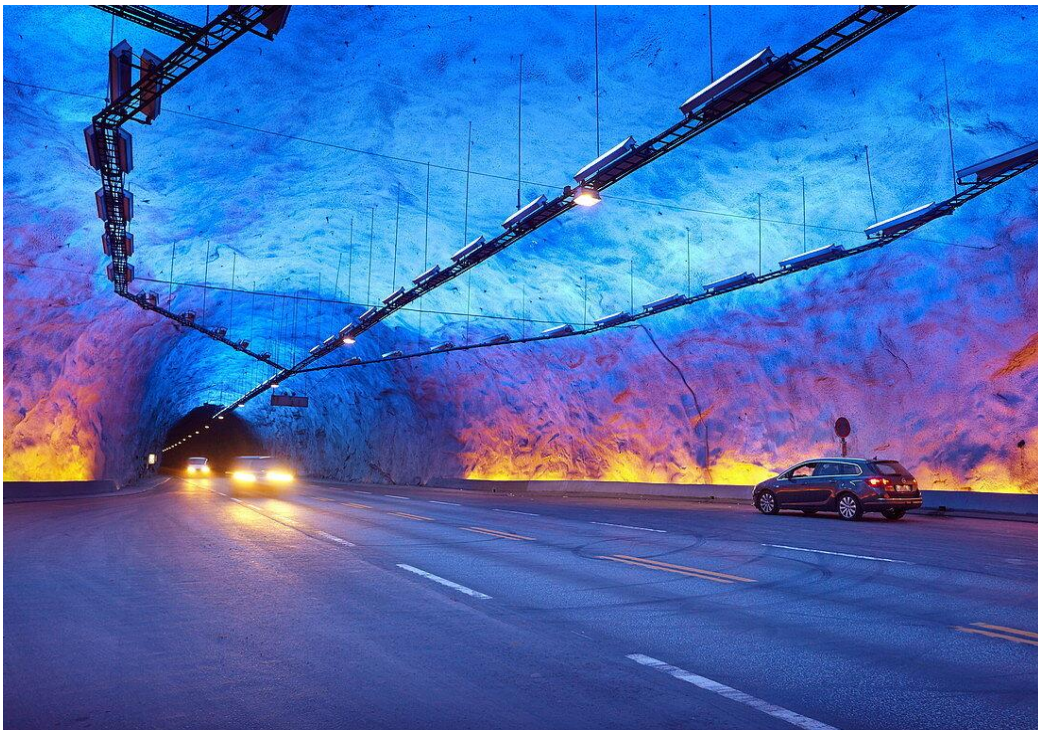


Εικόνα 1.6 Σιδηροδρομική σήραγγα Mont Cenis (επίσης γνωστή ως Fréjus) σύνδεσης Ρώμης - Παρισιού μέσω Άλπειων (Pichler, Uwe Restner & Josef, 2006).

1.2 Οι σήραγγες του 20^{ου} και 21^{ου} αιώνα

Στην σύγχρονη εποχή, οι ανάγκες του σιδηροδρομικού δικτύου έχουν επεκταθεί οι εμπορικές αλλά και ανάγκες γενικής μετακίνησης έχουν διογκωθεί. Το δίκτυο των σιδηρόδρομων έχει επεκταθεί παγκοσμίως την ακολουθία αυτή σχεδόν παράλληλα βιώνει και η μηχανική πρόοδος της μηχανικής θεωρίας αλλά και της τεχνολογικής επάρκειας που εξυπηρετεί πλέον τις ανάγκες στην δημιουργία σιδηρόδρομων υπό διάφορες συνθήκες.

Η μελέτη και ανάλυση των γεωλογικών χαρακτηριστικών της εκάστοτε περιοχής γίνεται με σύγχρονα μέσα και μεθόδους εμπειρικούς και μη. Πλέον σε ένα τέτοιο έργο συμμετέχουν αρκετοί κλάδοι επιστημονικοί που τοποθετούν το έργο στην βάση μια ομαλής δημιουργίας αλλά και ασφαλούς συντήρησης ανά τους αιώνες. Ο όγκος των πληροφοριών είναι τεράστιος ενώ οι τεχνικές και ακολουθίες πληθώρες, θέτουν έτσι λοιπόν στο μηχανικό το πλαίσιο δημιουργίας του έργου με εμμονή στο τομέα της ασφάλειας με όσο δυνατό την οικονομικότερη και αρτιότερη λύση.



Εικόνα 1.7 Η Σύγχρονη Σήραγγα Lærdalstunnelen – Η μεγαλύτερη σήραγγα της Νορβηγίας στον κεντρικό οδικό άξονα Μπεργκεν- Όσλο συνολικού μήκους 24.51 χιλιομέτρων.

1.2.1 Το μετρό της Μόσχας

Το δίκτυο υπογείων σηράγγων στο αστικό περιβάλλον της ρωσικής πρωτεύουσας αποτελεί ενδεχομένως το μεγαλύτερο δίκτυο παγκοσμίως. Στην πλήρη μορφή του έχει 13 γραμμές οι οποίες είναι κυρίως τοποθετημένες υπόγεια. Το συνολικό μήκος των γραμμών του μετρό της Μόσχας είναι 327 χιλιόμετρα με 228 σταθμούς. Μερικοί από τους σταθμούς λειτουργούν στα όρια της μεταφορικής τους ικανότητας, μεταφέροντας πάνω από 50.000 επιβάτες καθημερινά και περισσότερους από 85.000 – 150.000 στην αιχμή (Khokhlov, 2021). Υπάρχουν δύο κύρια σχέδια κατασκευής γραμμών του μετρό στη Μόσχα:

- Κατασκευή γραμμών σε βάθος, όταν οι σταθμοί και οι σήραγγες κατασκευάζονται με μεθόδους εξόρυξης και διάνοιξης χωρίς διαταραχή της επιφάνειας του εδάφους.

- Κατασκευή ρηχών γραμμών, όταν οι σταθμοί κατασκευάζονται με μέθοδο cut and cover και η συραγγα οδηγείται με μεθόδους cut & cover ή αμμεσης διάτρησης (Kharchenko, 2019).

Ωστόσο, η ευρεία εφαρμογή προοδευτικών μεθόδων κατασκευής δεν επιτρέπει πάντα να επιτύχει η αξιόπιστη απόδοση στην κατασκευή υπόγειου μετρό, όχι μόνο λόγω του λεγόμενου «ανθρώπινου» παράγοντα», αλλά και ως αποτέλεσμα των επιπτώσεων γεωτεχνικών κινδύνων (Garber, 2014).

Η γεωτεχνική κατάσταση στην περιοχή της Μόσχας είναι περίπλοκη, αναφορικά με την επέκταση του μετρό και την γενικότερη ανάπτυξη υπόγειων κατασκευών, με αποτέλεσμα να περιορίζεται το ουσιαστικό δυναμικό τους. Οι κύριοι παράγοντες που επηρεάζουν αρνητικά την ανάπτυξη του υπόγειου δικτύου εμπίπτουν στις παρακατω γεωλογικές συνθήκες:

Οι γεωλογικές συνθήκες της Μόσχας είναι:

- Υποβάθμιση ιδιοτήτων εδάφους: αποσυμπίεση και μετασχηματισμός δομών.

- εδαφικές παραποιήσεις λόγω νέων κατασκευών.

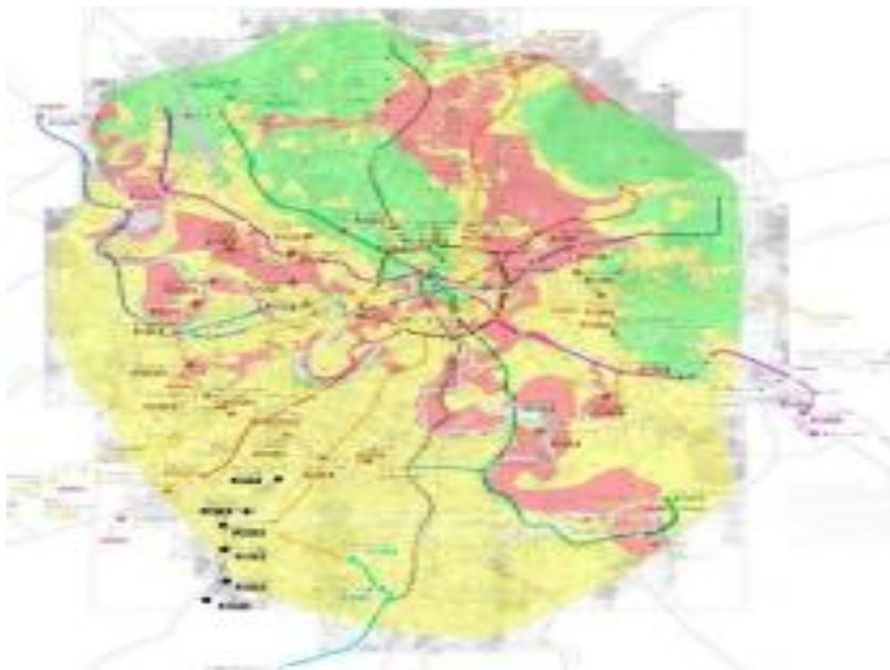
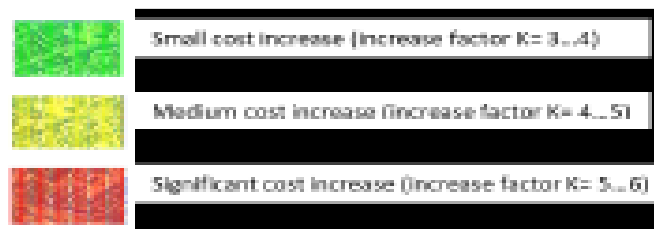
- Η παρουσία θιξοτροπικών (υγρή άμμο) και παγετώνων εντος των εδαφών.

- Ρύπανση των υδάτων, σύγχρονες τεκτονικές αλλαγές, και άλλες ανθρωπογενείς επιπτώσεις.

- Κατολισθήσεις και διάβρωση.

- Καρστικές διεργασίες και διασπορά, που επιδεινώνονται με διαρροή ομβρίων οδηγοντας σε μείωση νερού κατά τη διάρκεια δημιουργίας της υπόγεια κατασκευής αλλά και κατά την χρήση της.

Ως αποτέλεσμα της δράσης των παραπάνω παραγόντων, το 30% του κόστους λειτουργίας της κατασκευής δαπανάται για τρέχουσες επισκευές: αδιάβροχη στεγανοποίηση, ενίσχυση κατασκευής, σταθεροποιήσεις, αρμολόγηση κ.λπ. (Khokhlov, 2021).



Εικόνα 1.8 Χάρτης αύξησης κόστους κατασκευών - Μετρό Μόσχα (Medvedeva, 1997)

Η Ρωσική Ακαδημία Επιστημών μετά τη μελέτη των συνθηκών του εδάφους σε ολόκληρη την επικράτεια της πόλης έκανε μια χωροταξική αύξηση του κόστους υπόγειων κατασκευών από 3 σε 6 φορές σε σύγκριση με την αρχική εκτίμηση κόστους η οποία δεν περιλάμβανε λεπτομερή ανάλυση κινδύνου. Το αποτέλεσμα αυτών των μελετών έδειξε ότι σχεδόν το μισό (48%) της επικράτειας της πόλης βρίσκεται στη ζώνη γεωλογικού κινδύνου, τα άλλα τμήματα της επικράτειας βρίσκονται σε δυνητική ζώνη κινδύνου (12%) και ζώνη ασφαλείας είναι (40%) (Medvedeva, 1997).

Αν και τα περιστατικά αστοχιών κατά την υπόγεια κατασκευή ήταν ασυνήθιστα, συχνά αποτελούσαν ευκαιρία για ανάλυση των αιτιών εμφάνισής τους και μετριασμό των επιπτώσεών τους. Οι περισσότερες από τις περιπτώσεις είναι αποτελέσματα μη επαρκούς γεωλογικής έρευνας, αποκλίσεων κατά τη διάρκεια υπόγειων έργων που προκαλούνται από «ανθρώπινους παράγοντες» καθώς και σε ανεπάρκεια σχεδιαστικών λύσεων.



Εικόνα 1.9 Παράδειγμα ατυχήματος επιφανειακής καθίζησης με αστοχίες σε επίγεια κτηριακή δομή λόγω ανωμαλιών στην γεωλογική στρώση στον άξονα του TBM (Khokhlov, 2021)



Εικόνα 1.10 Παράδειγμα ατυχήματος επιφανειακής καθίζησης με ζημιές σε επίγεια κτηριακή δομή προκληθέν από άγνωστα Καρστικά κενά κατά την εξόρυξη της σήραγγας κλιμάκωσης του εδάφους (Khokhlov, 2021)



Εικόνα 1.11 Παράδειγμα ατυχήματος: Καθιζήσεις της τμηματικής επένδυσης που προκαλούνται από παρουσία φτωχού στρώματος εδάφους κάτω από τη σήραγγα (Khokhlov, 2021).

Γενικά, η αλληλεπίδραση των κατασκευών του μετρό με το περιβάλλον έδαφος καθορίζεται από την απόκριση σε όρους τάσεων-παραμορφώσεων των εδαφών και των δομών, συμπεριλαμβανομένων των ακόλουθων επαγόμενων αρνητικών παραγόντων (S.Kazachenko, Konyukhov D, 2017).

- Φόρτωση και αποφόρτιση εδάφους κατά τις εκσκαφές και την περαιτέρω συντήρηση της κατασκευής,
- Επιρροή στις στατικές συνθήκες της αλληλεπίδρασης εδάφους-δομής.
- Επίδραση νερού , σύμφωνα με τις διάφορες αυξομειώσεις της στάθμης του νερού.
- Τεχνολογικές επιπτώσεις, που προκαλούνται από την αποφόρτιση κατά την κατασκευή των γεωτεχνικών έργων.

Ανάλογα με τον βαθμό των γεωτεχνικών δυσκολιών στο πεδίο παρουσιάζονται τρεις κατηγορίες πολυπλοκότητας γεωτεχνικών κατασκευών.

I – συμπεριλαμβανομένων κτιρίων και κατασκευών χαμηλότερου επιπέδου ευθύνης σε απλές συνθήκες εδάφους με μικρή πιθανότητα γεωτεχνικού κινδύνου.

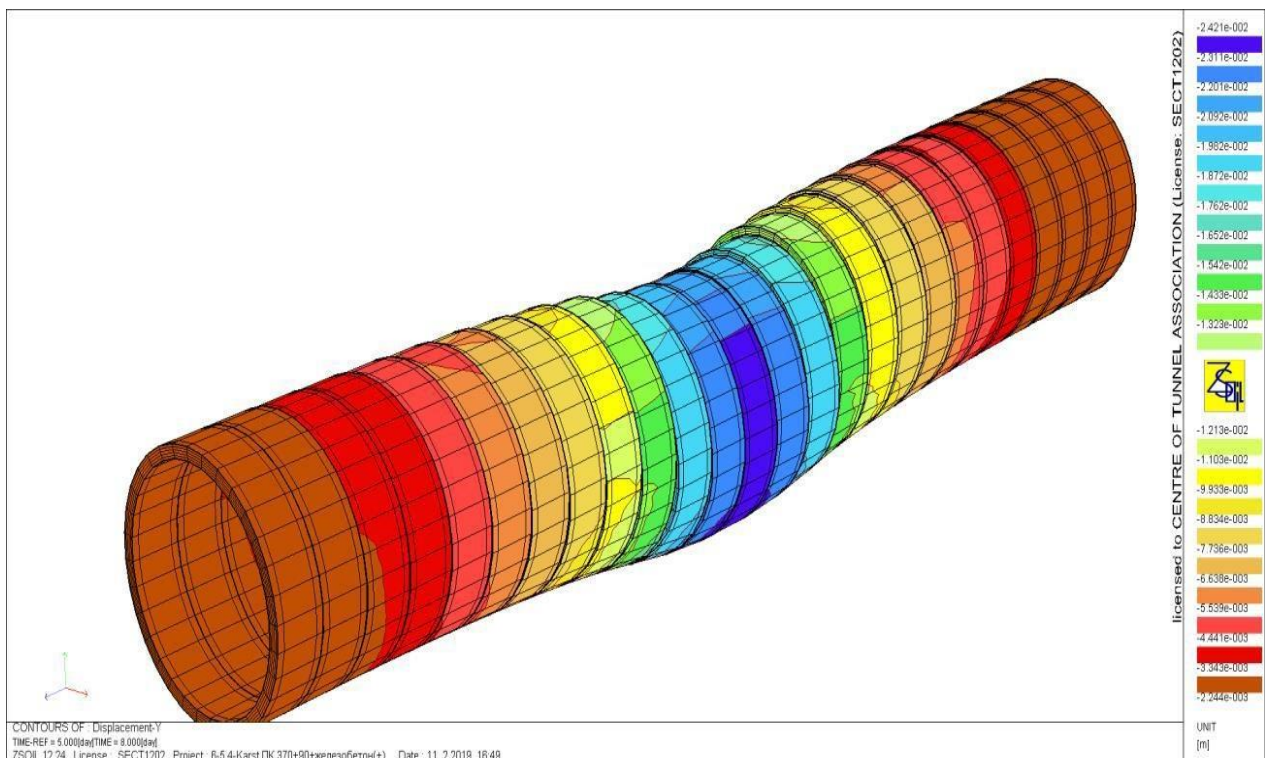
II – συμπεριλαμβανομένων κτιρίων και κατασκευών κανονικού και υψηλού επιπέδου ευθύνης σε απλά και μέτριας δυσκολίας συνθήκες εδάφους.

III – συμπεριλαμβανομένων κτιρίων και κατασκευών υψηλού επιπέδου ευθύνης σε δύσκολες συνθήκες εδάφους με μεγάλη πιθανότητα γεωτεχνικού κινδύνου. Οι κατασκευές του μετρό αναφέρονται συνήθως σε αυτήν την κατηγορία.

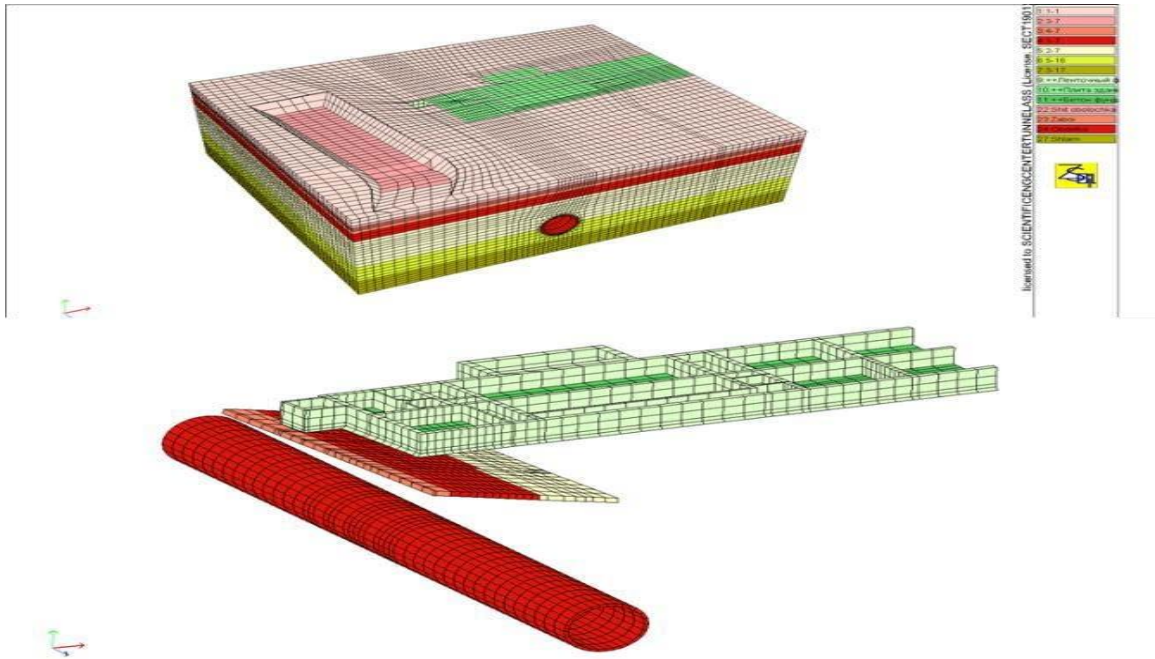
Σε αυτή την περίπτωση η επιστημονική συντήρηση της κατασκευής είναι υποχρέωση.

Κατά την εκτέλεση της επιστημονικής συντήρησης γίνονται οι ακόλουθες εργασίες έρευνας και ανάλυσης (Ustinov, 2018).

- Τόπος και κατεύθυνση της σήραγγας αναφορικά με τα ομοια κτίρια, τις κατασκευές αλλά και τις επιχειρήσεις κοινής ωφέλειας, που βρίσκονται στην ζώνη επιρροής των κατασκευαστικών εργασιών.
- Γεωτεχνική ανάλυση συμπεριφοράς τάσης-παραμόρφωσης εδαφών και κατασκευών κατά τη διάρκεια της κατασκευής του μετρώ.
- Γεωτεχνική εκτίμηση κινδύνου.
- Ανάλυση οριακής κατάστασης υπόγειων κατασκευών και επενδύσεων σήραγγας.
- Σχεδιασμός και εγκατάσταση συστημάτων παρακολούθησης.
- Κτίρια και κατασκευές που υποστηρίζουν.
- Βελτιστοποίηση κατασκευαστικών και σχεδιαστικών λύσεων μετά από λεπτομέρεια γεωτεχνικών συνθηκών.
- Ποιοτικός έλεγχος σε δύσκολες γεωτεχνικές εργασίες.



Εικόνα 1.12 FEM- χαρακτηριστική ανάλυση μετατόπισης επένδυσης σήραγγας στο λογισμικό Karst (Khokhlov, 2021).

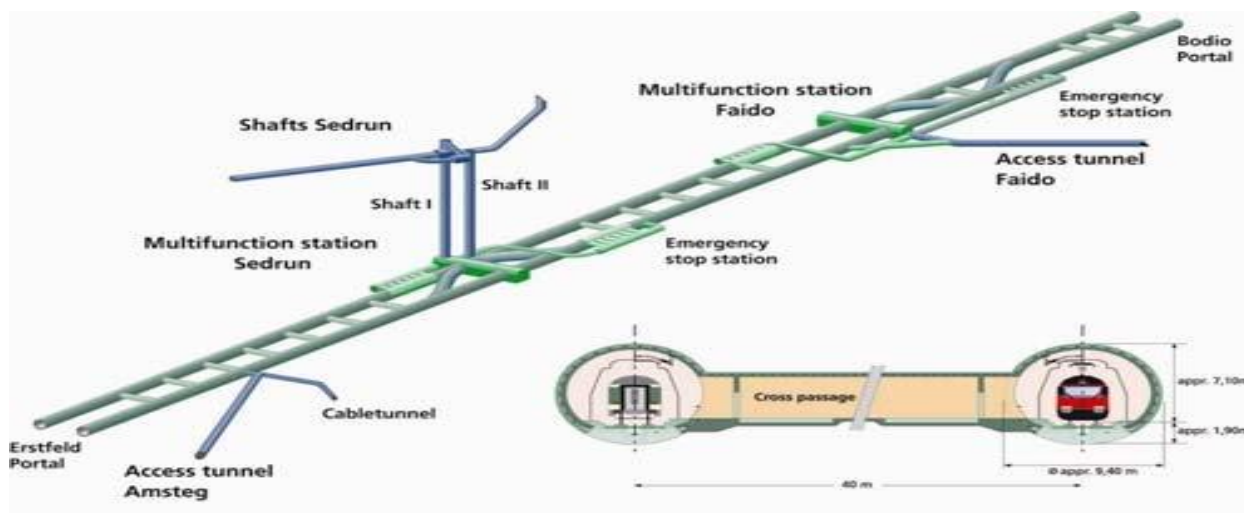


Εικόνα 1.13 Εργασίες αρμολόγησης εδάφους κατά τη διάρκεια της κατασκευής υπό υφιστάμενα θεμέλια για την αποφυγή καθιζήσεων που προκαλούνται από σήραγγες (Khokhlov, 2021).

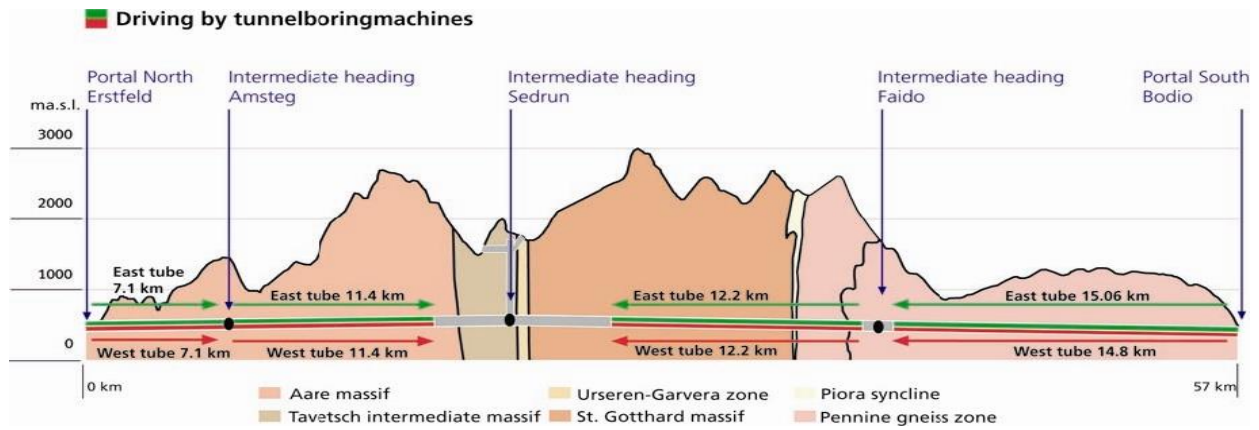
1.2.2 Σήραγγα βάσης Gotthard – Τμηματική Σιδηροδρομική σήραγγα Άλπειων

Από την ώρα που ολοκληρώθηκε, η σήραγγα βάσης Gotthard στην Ελβετία, συνολικού μήκους 57 km, αποτελεί την μεγαλύτερη σιδηροδρομική σήραγγα στον κόσμο. Το πλήρες σύστημα σήραγγας αποτελείται από 153,3 km τούνελ πρόσβασης, φρεάτια, σιδηροδρομικές σήραγγες, συνδετικές στοές και βοηθητικές κατασκευές. Η ανασκαφή του κύριου συστήματος ξεκίνησε το 2002. Περισσότερα από 108 km, ή περισσότερο από το 70% του συνόλου των 153,3 km του συστήματος σήραγγας, είχαν ολοκληρωθεί μέχρι τα τέλη Μαρτίου 2008. Έχουν χρησιμοποιηθεί συμβατικές σήραγγες καθώς και εκσκαφές με TBM. Η εμπειρία που αποκτήθηκε είναι επαρκής για να επιτραπεί η εξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με την εκάστοτε μέθοδο διάνοιξης (Ehrbar, 2008).

Η σήραγγα βάσης Gotthard αποτελείται από δύο παράλληλους άξονες μονής τροχιάς με διάμετρο εκσκαφής που κυμαίνεται από 8,8 έως 9,5 m και συνδέονται με διασταυρώσεις περίπου κάθε 312 m. Δύο πολύ λειτουργικοί σταθμοί (MFS) βρίσκονται στα τμήματα Sedrun και Faido, το ένα τρίτο και τα δύο τρίτα κατά μήκος της σήραγγας αντίστοιχα. Αυτά θα χρησιμοποιηθούν για την εκτροπή των τρένων στον άλλο άξονα μέσω crossover, για τη στέγαση τεχνικής υποδομής και εξοπλισμού και σταθμούς έκτακτης ανάγκης για την εκκένωση επιβατών. Για να μειωθεί ο χρόνος κατασκευής, το μήκος της σήραγγας έχει χωριστεί σε πέντε τμήματα και ανασκάπτεται από πολλές τοποθεσίες ταυτόχρονα. Η ανασκαφή πραγματοποιείται από τις πύλες στο Erstfeld στο βορρά και στο Bodio στο νότο, καθώς και από τρία ενδιάμεσα σημεία διάνοιξης μέσω σηράγγων πρόσβασης στο Amsteg και το Faido και δύο κάθετα φρεάτια στο Sedrun. (Ehrbar, 2008).



Εικόνα 1.14 Gotthard Base Tunnel: Επισκόπηση.



Εικόνα 1.15 Σήραγγα Βάσης Gotthard: γενική διαμήκης τομή με μεθόδους εκσκαφής.

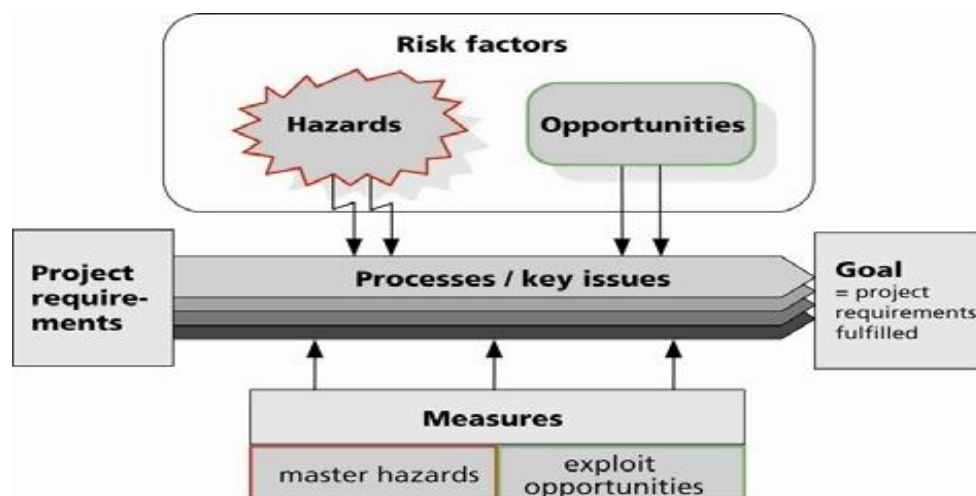
Συμβατική διάνοιξη σήραγγας σημαίνει την κατασκευή υπόγειων ανοιγμάτων οποιουδήποτε σχήματος με μια κυκλική διαδικασία κατασκευής που περιλαμβάνει (GROUP, THE INTERNATIONAL TUNNELLING INSURANCE, 2006).

- Εκσκαφή, με χρήση γεωτρήσεων και ανατινάξεων ή μηχανικούς εκσκαφείς εκτός από TBM πλήρους όψης
- Mucking(απομάκρυνση της σκαμμένης βραχώμαζας εκτός του πεδίου εκσκαφής και πορείας του έργου)
- Τοποθέτηση των βασικών στοιχείων στήριξης όπως χαλύβδινες νευρώσεις. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή χυτευμένο επί τόπου σκυρόδεμα, είτε όχι ενισχυμένο είτε ενισχυμένο με συρμάτινο πλέγμα ή ίνες.

Δεν υπάρχει γενικός κανόνας για την επιλογή της μεθόδου εκσκαφής. Η επιλογή της μεθόδου εκσκαφής πρέπει να γίνει με βάση συγκεκριμένα κριτήρια του έργου ανάλογα με τις απαιτήσεις του έργου. Οι απαιτήσεις του έργου μπορεί να είναι:

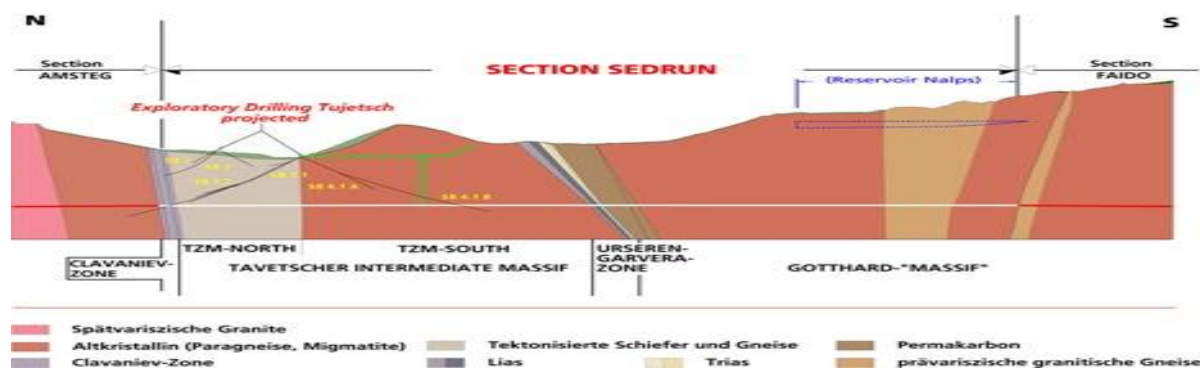
- Υγεία και ασφάλεια
- Περιβαλλοντικές πτυχές
- Πτυχές μελλοντικής λειτουργίας
- Σχεδιασμός (συμπεριλαμβανομένου του χρονοδιαγράμματος και του κόστους)
- Κατασκευή (συμπεριλαμβανομένου του χρονοδιαγράμματος και του κόστους)
- Τρίτες και υφιστάμενες εγκαταστάσεις, συμπεριλαμβανομένων κτιρίων, γεφυρών, σιδηροδρόμων, δρόμων, επιφανειακών και υπόγειων σιδηροδρόμων, πεζοδρόμια, πλατές οδούς, έργα αντιπλημμυρικής προστασίας, επιχειρήσεις κοινής ωφέλειας επιφανείας και υπόγειας και όλες οι άλλες κατασκευές/υποδομές που μπορεί να επηρεαστούν από την εκτέλεση των έργων.

Από τον καθορισμό των απαιτήσεων του έργου έως την υλοποίηση του έργου, οι παράγοντες κινδύνου μπορεί να περιπλέξουν (κίνδυνοι) ή διευκολύνουν (ευκαιρίες) την επίτευξη του στόχου (THE INTERNATIONAL TUNNELLING INSURANCE, 2006).



Εικόνα 1.16 Γενικές πτυχές διαχείρισης κινδύνου (THE INTERNATIONAL TUNNELLING INSURANCE, 2006).

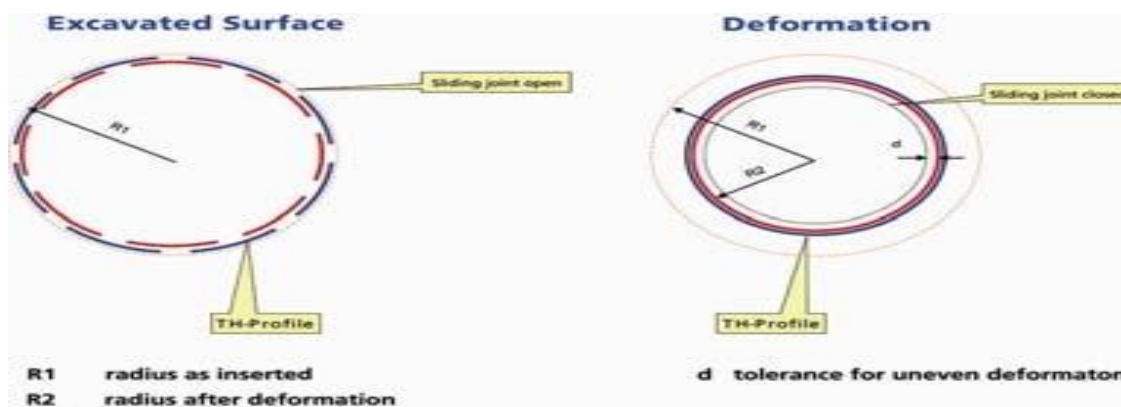
Ο βόρειος δρόμος του τμήματος Sedrun πρέπει να διασχίσει το Tavetsch Intermediate Massif North. Αυτή η ενδιάμεση οροσειρά υπέστη πολύ ισχυρή τεκτονική παραμόρφωση κατά τη διάρκεια του σχηματισμού των Άλπεων. Σύμφωνα με τις διερευνητικές γεωτρήσεις μήκους άνω των 3 χιλιομέτρων, στη ζώνη αυτή αναμενόταν να συναντηθούν συνθήκες σύνθλιψης βράχων.



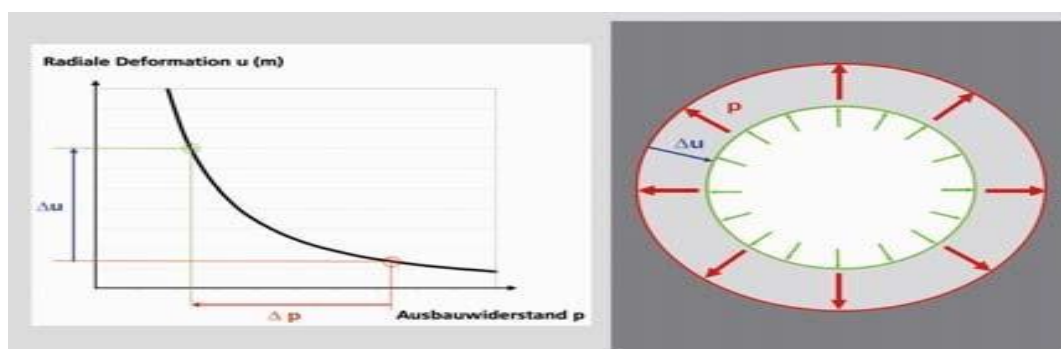
Εικόνα 1.17 Τμήμα Sedrun, διαμήκη γεωλογικό προφίλ.

Οι δοκιμαστικές οπές στα βόρεια έδειξαν ότι η ενδιάμεση οροσειρά Tavetsch North, μήκους 1,1 χιλιομέτρων, αποτελείται κατά περίπου 70% από μαλακούς -Καρστικούς βράχους που εμφανίζουν συμπεριφορά όλκιμου σπασίματος. Περίπου το 30% του βράχου είναι σκληρό και εμφανίζει εύθραυστη συμπεριφορά. Σκληροί και μαλακοί βράχοι εναλλάσσονται σε στενά κάθετα στρώματα. Ο κυρίαρχος κίνδυνος είναι το φαινόμενο της σύνθλιψης του βράχου. Το φαινόμενο της σύνθλιψης του βράχου εκδηλώνεται τόσο ακτινικά όσο και στην επιφάνεια εργασίας ως τάση σύγκλισης της ανασκαμμένης κοιλότητας. Στη διαμήκη κατεύθυνση, δεδομένης της αναμενόμενης εναλλαγής διαφορετικών κατακόρυφων στρωμάτων βράχου, το φαινόμενο θα τονιστεί με πιθανές αστάθειες στο πεδίο εργασίας. Η σύνθλιψη του βράχου προκαλεί εξαιρετικά υψηλή πίεση βραχώδης μάζας

σε περίπτωση πολύ περιορισμένων παραμορφώσεων (Kovari K. Amberg, F. Ehrbar, H. (2000);, 2000).



Εικόνα 1.18 Εμπειρία στη διάνοιξη σήραγγας στη σύνθλιψη βράχου και αρχή στήριξης μέσω ατσάλινων νευρώσεων.



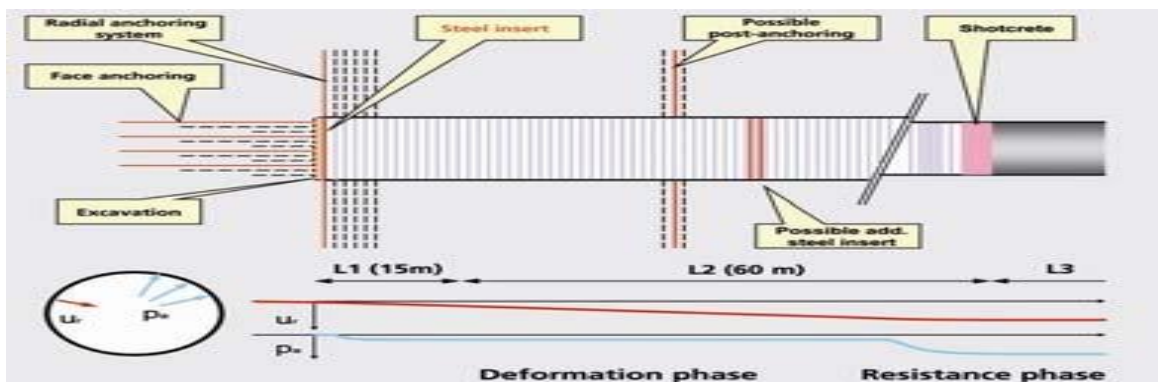
Εικόνα 1.19 Εμπειρία στη διάνοιξη σήραγγας στη σύνθλιψη βράχου και αρχή στήριξης ατσάλινων νευρώσεων.

Η εμπειρία κατασκευής της σήραγγας δείχνει ότι η πίεση του βράχου μειώνεται καθώς αυξάνεται η ποσότητα της παραμόρφωσης των πετρωμάτων. Επομένως, το έργο για την εκσκαφή των ζωνών με συμπίεση βράχου στο κατασκευαστικό τμήμα Sedrun βασίζεται στις ακόλουθες αρχές (I.Kallin, J. Ehrbar H. SCHÄLLIBAUM, 2001):

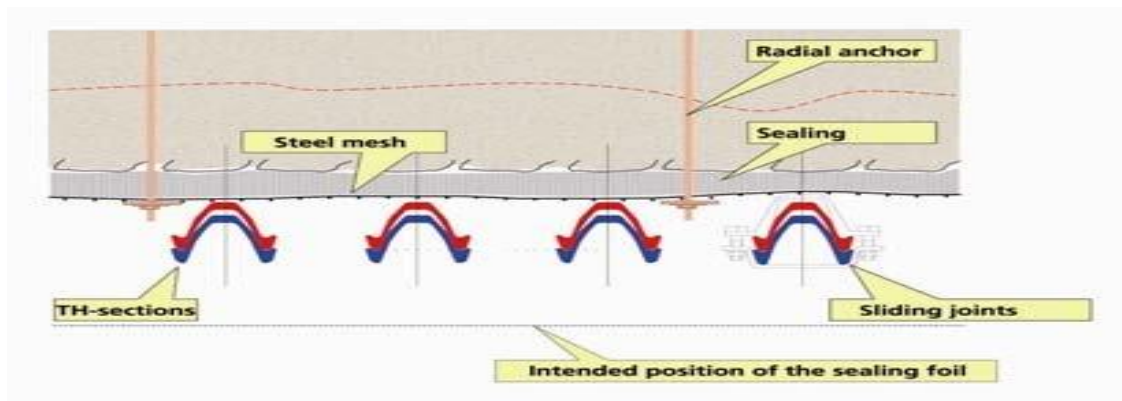
- Το προφίλ θα ανασκαφεί στο ιδανικό κυκλικό σχήμα στατικής-δύναμης με επιπλέον χώρο για παραμορφώσεις έως 70 εκατοστά. Τα στοιχεία στήριξης βράχου θα πρέπει να μπορούν να διατηρούν αρχικές μεγάλες παραμορφώσεις. Για την πρώτη στήριξη βράχου θα επιτρέπονται μόνο υλικά υψηλής παραμόρφωσης με τρόπο πλαστικής αστοχίας, όπως ατσάλινες νευρώσεις (με ειδικές ολισθαίνουσες συνδέσεις) και αγκυρώσεις βράχου. Η στήριξη του εδάφους θα είναι συγκριτικά χαμηλή στην πρώτη φάση (φάση διαρροής)
- Υλικά στήριξης με εύθραυστο τρόπο αστοχίας, όπως το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, θα τοποθετηθούν μόνο όταν οι παραμορφώσεις τελειώσουν πρακτικά. Σε αυτή τη φάση (φάση αντίστασης) οι δυνάμεις στήριξης θα ανυψωθούν στο απαραίτητο επίπεδο για μια σταθερή ισορροπία.

Στόχος ήταν να βρεθεί μια διαδικασία κατασκευής με άμεσο κλείσιμο δακτυλίου. Μόνο η πλήρης εκσκαφή επιτρέπει τον ταχύτερο δυνατό χρόνο κλεισίματος του δακτυλίου. Η διαδικασία για το κλείσιμο του δακτυλίου ήταν η εξής:

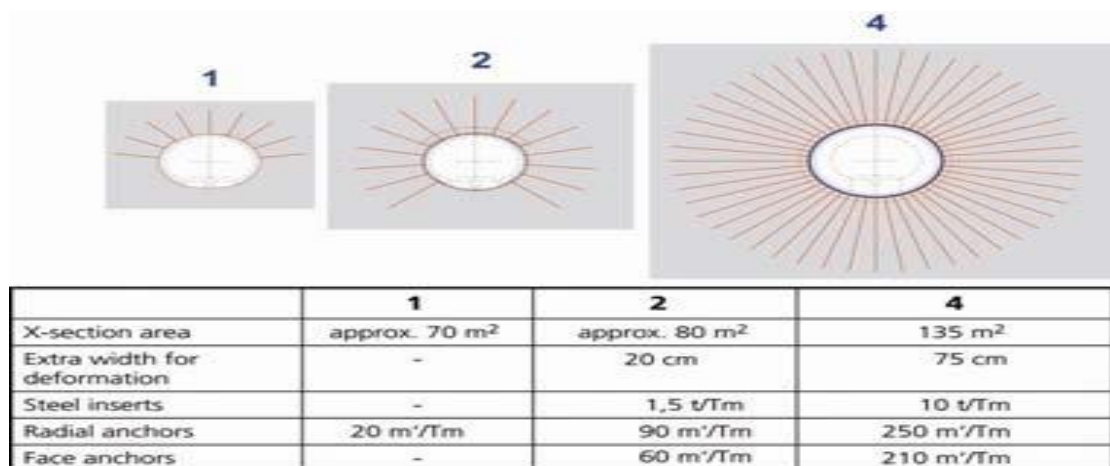
- Ολόσωμη εκσκαφή σε κυκλικό σχήμα (80m² έως 135 m²) σε βήματα 1,3 m
- Τοποθέτηση χαλύβδινων νευρώσεων μετά από κάθε προώθηση (2 x TH 44, αποστάσεις 33 cm, 50 cm, 66 cm και 100 cm).
- Τοποθέτηση Ακτινικές αγκυρώσεις αυτοδιάτρησης μήκους 12 μέτρων μετά από κάθε γύρο
- Τοποθέτηση αγκυρίων αυτοδιάτρησης με όψη σήραγγας μήκους 18 μέτρων μετά από κάθε 6 μέτρα προώθησης.
- Όταν το μήκος της ολισθαίνουσας σύνδεσης έχει πιάσει όλο το εύρος, αυξάνεται η κυκλική δύναμη στο χαλύβδινο ένθεμα και μαζί με αυτήν ο κίνδυνος λογισμού. Για τέλεια ενσωμάτωση και για να εξασφαλιστεί η πλήρης φέρουσα ικανότητα, οι χαλύβδινες νευρώσεις στη συνέχεια σκυροδετούνται πλήρως. Στο έργο, θεωρείται ότι η φάση υποχώρησης έχει ολοκληρωθεί 75μετρα πίσω από την επιφάνεια της σήραγγας.
- Σε αυτή την απόσταση των 75 μέτρων, ορίζεται ότι σε ολόκληρη τη διατομή πρέπει να είναι δυνατά πρόσθετα μέτρα στήριξης, δηλαδή : Εισαγωγή πρόσθετων χαλύβδινων δακτυλίων τύπου J
Επαναγκύρωση κατά τη διαδικασία παραμόρφωσης των δακτυλίων τύπου J. Εφαρμογή επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος μετά την ολοκλήρωση της διαδικασίας παραμόρφωσης. Η συνολική ιδέα στήριξης εδάφους είναι αρθρωτή, έτσι ώστε να επιτρέπουν τη βέλτιστη ανάπτυξη των σχετικών μηχανημάτων (Ehrbar, 2008).



Εικόνα 1.20 Διαδικασία κατασκευής (Ehrbar, 2008).

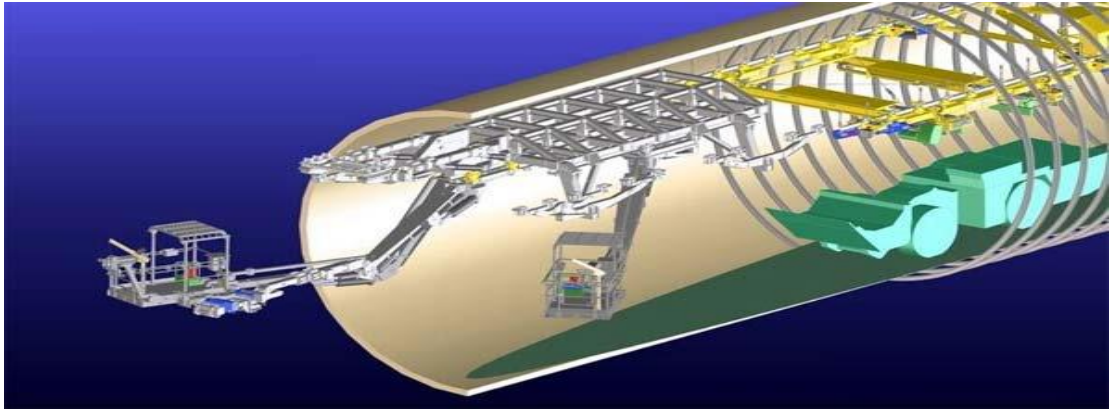


Εικόνα 1.21 Μέθοδοι εδαφικής υποστήριξης (Ehrbar, 2008).



Εικόνα 1.22 Μέθοδοι εδαφικής υποστήριξης (Ehrbar, 2008)

Για να είναι δυνατή αυτή η διαδικασία κατασκευής, πρέπει να αντιμετωπιστούν ορισμένες σημαντικές υλικοτεχνικές προκλήσεις. Ο εξοπλισμός οδήγησης πρέπει να μπορεί να ανταπεξέλθει σε εξαιρετικά διαφορετικές διαστάσεις (π.χ. όψεις σήραγγας από 65 m² έως 135 m²). Επίσης, ο περιορισμένος χώρος στην προσωρινή βάση της σήραγγας περιορίζει τον βαθμό στον οποίο οι μηχανές μπορούν να περάσουν από την μια στην άλλη. Εξαιτίας αυτού, μεγάλα τμήματα των εγκαταστάσεων τοποθετούνται σε μια ακόλουθη πλατφόρμα ανάρτησης. Για την εγκατάσταση των χαλύβδινων δακτυλίων, καθώς και για διάφορες εργασίες στην πρόσοψη της σήραγγας, τα λεγόμενα μηχανήματα επένδυσης σήραγγας χρησιμοποιούνται για πρώτη φορά στην σιδηροδρομική κατασκευή σήραγγας. Αυτά τα μηχανήματα επιτρέπουν την εισαγωγή χαλύβδινων ενθεμάτων χρησιμοποιώντας δύο πλατφόρμες εργασίας και έναν βραχίονα χειριστή. Εφαρμογή της στεγανοποίησης της επιφάνειας σήραγγας από την πλατφόρμα εργασίας με ακροφύσια ψεκασμού. κόβοντας κατά μήκος τις αγκυρώσεις της πρόσοψης της σήραγγας με υδραυλικές λαβίδες.



Εικόνα 1.23 GTA 7500 tunnel lining machine (Ehrbar, 2008).

Οι εγκαταστάσεις για την εισαγωγή χαλύβδινων στηριγμάτων χρησιμοποιούνται στην εξόρυξη, αλλά όχι με τις διαστάσεις που απαιτούνται στο τμήμα Sedrun, όπου ένα βάρος 50 τόνων πρέπει να αναρτηθεί από εναέριες ράγες. Η σύμβαση υπογράφηκε τον Απρίλιο του 2002. Μέχρι το φθινόπωρο του 2004, ακόμη και σε ζώνες κακής ποιότητας βράχου, δεν εμφανίστηκαν φαινόμενα σύνθλιψης βράχου στο Sedrun. Τον Δεκέμβριο του 2004, στις ερευνητικές γεωτρήσεις εντοπίστηκαν βραχώδεις μάζες με υψηλή δυνατότητα σύνθλιψης. Έκτοτε έχει ανασκαφεί η ζώνη σύνθλιψης βράχου μήκους 1,1 χιλιομέτρου. Παρατηρήθηκαν ακτινικές παραμορφώσεις στην περιοχή από 20 cm έως 30 cm κατά μέσο όρο και 75 cm στο μέγιστο (I.Kallin, J. Ehrbar H. SCHÄLLIBAUM, 2001).

Οι εν λόγω σήραγγες αποτελούν αποτελέσματα χρονιών ερευνών και μελετών. Στο παρακάτω κεφάλαιο θα αναλυθεί εις βάθος όλη αυτή η τεχνική προσέγγιση που διέπει τις κατασκευαστικές αναλύσεις των σηράγγων. Θα ειπωθούν τόσο οι σύγχρονες μέθοδοι αντιμετώπισης αλλά και οι γενετήσιες μέθοδοι που οδήγησαν στην σημερινή ανάλυση.

1.3 Αρχές σχεδιασμού σηράγγων, διαδικασία σχεδιασμού και αναλύσεις

Οι σήραγγες σαν γεωτεχνικά έργα υψηλών απαιτήσεων διακρίνονται από χρονοβόρες και εκτενής μελέτες. Η οικονομοτεχνική μελέτη αποτελεί μεγάλη πρόκληση για τον μηχανικό και βέβαια η ασφαλής και επι του πρακτέου δημιουργία του έργου δημιουργεί ένα πλαίσιο καθημερινής και συνεχής επικοινωνίας πολλών επιστημονικών κλάδων. Οι αρχές σχεδιασμού αναλύονται παρακάτω.

1.3.1 Χάραξη του άξονα

Η χάραξη του οδικού ή σιδηροδρομικού άξονα αποτελεί το εναρκτήριο βήμα στην οποία ενδεχομένη διάνοιξη μια σήραγγας. Η χάραξη οφείλει να περιλαμβάνει οριζοντιογραφικές και υψομετρικές αναφορές και να έχει σαν βάση τις συγκοινωνιακές απαιτήσεις και διευκολύνσεις. Καθ' όλη την δημιουργική διαδικασία της χάραξης του άξονα οφείλεται να γίνεται:

- Συνεκτίμηση γεωλογικών και γεωτεχνικών συνθήκων.
- Σε μεγάλους μήκους σήραγγες επιλέγεται αμφικλινής μηκοτομή η οποία σαν αποτέλεσμα διευκολύνει σε μεγάλο βαθμό την διάτρηση.
- Τονίζονται μεγάλου μήκους σήραγγες κατά τις οποίες η χάραξη οφείλει να εξυπηρετεί την δημιουργία ενδιάμεσων μετώπων προσβολής.

1.3.2 Γεωλογικές και γεωτεχνικές έρευνες

Οι γεωλογικές και γεωτεχνικές έρευνες αποτελούν ένα ακόμα στάδιο βασικής προ-μελέτης του έργου, ακολουθώντας αυτό της χάραξης καθώς θα πρέπει με ιδιαίτερη προσοχή να καθοριστούν τα σημεία ερευνάς εξυπηρετώντας χρονικά την αρχή διεκπεραίωσης του έργου, με βάση:

- Στην ερευνά για συγκεκριμένο σκοπό.
- Στις επερχόμενες γεωτρήσεις τίθεται αντικειμενικός σκοπός η συγκεκριμενοποίηση των προβλημάτων που πρέπει να διερευνηθούν.

1.3.3 Εκτίμηση γεωλογικών συνθήκων

Η εκτίμηση των γεωλογικών συνθήκων αποτελεί την θεμελιώδη πληροφορία που θέλει προ-μελετητικά να γνωρίζει ο μηχανικός πριν προχωρήσει στην ουσιαστική μελέτη και προσομοίωση του έργου μιας σήραγγας. Σαν αποτέλεσμα λοιπόν των παραπάνω έχουμε:

- Αναλυτική περιγραφή και ταξινόμηση της ενδιαφερομένης βραχώμαζας.
- Μηχανικές ιδιότητες της βραχώμαζας.
- Καθορισμός ενδεχομένων προβλημάτων και τρόπων αντιμετώπισης τους.

1.3.4 Διατύπωση τυπικών συνδυασμών σχεδιασμού

Η βασική αντίληψη στην διατύπωση των τυπικών συνδυασμών σχεδιασμού προκύπτει από την ανάλυση της βραχύμαζας και την ορθή κατάταξη της σε κατηγορία και πως αυτή αλληλοεπιδρά με το ύψος των υπερκείμενων αναφορικά με την σήραγγα.

1.3.5 Τυπικές διατομές σχεδιασμού- πεδίο εφαρμογής

Ο κανονισμός που έχει να κάνει με την χρήση τυπικών διατομών και στο πως εφαρμόζονται επι του πρακτέου στην κατασκευή ποικίλει. Ενώ μπορεί να ποθεί ότι εναπόκειται σε μεγάλο βαθμό στην κρίση του μηχανικού καθώς δεν υπάρχουν συγκεκριμένες ευρωπαϊκές οδηγίες (βλ. Ευρωκώδικα) αλλά εθνικό προσάρτημα (ΟΜΟΕ) που αναπτύχθηκε με την τριβή σε τεχνικά έργα (βλ. ΕΓΝΑΤΙΑ Οδό) στην ελληνική επικράτεια. Όπως και να έχει πρέπει:

- Η επιλογή των τυπικών διατομών σχεδιασμού να προσαρμόζεται ανάλογα με την εξέλιξη του έργου , τον αριθμό δηλαδή των φάσεων εκσκαφής αλλά και τα μετρά προσωρινής υποστήριξης.
- Οι τυπικές διατομές να καλύπτουν το σύνολο των γεωτεχνικών συνθήκων (πολύ καλές-πολύ κακές) και ύψος γαιών.
- Να υφίστανται εκτενής ανάλυση ως προς το πεδίο εφαρμογής δηλαδή που εφαρμόζεται η κάθε τυπική διατομή σύμφωνα πάντα με την αλληλεπίδραση της κατηγορίας της βραχύμαζας και το ύψος υπερκείμενων γαιών.

1.3.6 Αναλύσεις διάνοιξης και προσωρινής υποστήριξης

Ίσως η χρηστικότερη κατηγορία διακριτοποίησης στην εκτέλεση και δημιουργία μιας σήραγγας. Καθορίζεται στην εν λόγω διαδικασία η ουσιαστική ενεργοποίηση του μηχανικού όσο αναφορά την εκτέλεση του έργου. Πιο συγκεκριμένα καλείται:

- Να πραγματοποιείται εκτενής και συνεχής έλεγχος επάρκειας των μέτρων υποστήριξης (ασφάλεια έναντι αστοχίας).
- Να ελέγχει ανά φάσεις τις αποδέκτες συγκλίσεις των τοιχωμάτων.
- Να ελέγχει για δυνητικές αποσφηνώσεις τόσο στην οροφή όσο και στην στις παρειές της σήραγγας.

- Να διενεργείται τακτικός και αναλυτικός έλεγχος ως προς την ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής.
- Να διενεργείται τακτικός και αναλυτικός έλεγχος ως προς την ευστάθεια των στομιών.

1.3.7 Διαστασιολόγηση και τελική επένδυση

Η Διαστασιολόγηση μια σήραγγας καλύπτει τόσο το κομμάτι της διάνοιξης όσο και αυτό της προσωρινής υποστήριξης , αντικειμενικός και καθολικός σκοπός είναι η πρόιμη ευστάθεια κατά την εξέλιξη και δημιουργία του έργου ενώ και ο πειρασμός των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων επι της διατομής ενδιαφέροντος.

Η τελική επένδυση της σήραγγας προσανατολίζεται στην ανάληψη μακροχρόνιων και υδραυλικών φορτίων με άξονα δε τόσο την στεγανότητα αλλά και την αισθητική του εσωράχιου.

Η τελική επένδυση οφείλει να σχεδιάζεται για τα πλήρη φορτία της βραχόμαζας και όχι τις αρχικές γεωστατικές τάσεις που επιδρούν στα προσωρινά μετρά υποστήριξης

2 Χαρακτηριστικά βραχομάζας και διάνοιξη σηράγγων

2.1 Περιγραφή και ταξινόμηση της βραχομάζας

Η βραχομάζα σπανίως είναι συνεχής, ομογενής και ισότροπη. Συνήθως είναι ρηγματωμένη, διακρίνεται από ποικίλα συστήματα ασυνεχειών, παρουσιάζει μεταβλητό (από θέση σε θέση) βαθμό αποσάθρωσης και εξαλλοίωσης και έχει ανισότροπη συμπεριφορά. Συνεπώς, η εκτίμηση αντιπροσωπευτικών τιμών των μηχανικών ιδιοτήτων της βραχομάζας δεν γίνεται με άμεσο τρόπο (π.χ. με εργαστηριακές ή επιτόπου δοκιμές) αλλά έμμεσα, δηλαδή μέσω της περιγραφής και ταξινόμησης της βραχομάζας σε κατηγορίες και στη συνέχεια γίνεται εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων κάθε κατηγορίας με εμπειρικές σχέσεις. Για την περιγραφή και ταξινόμηση της βραχομάζας συνήθως χρησιμοποιούνται οι εξής παράμετροι: (Καββαδάς, 2012)

- Η μηχανική αντοχή του πετρώματος που δοθεί τη βραχομάζα.
- Ο δείκτης κερματισμού της βραχομάζας (RQD).
- Οι ασυνέχειες και τα χαρακτηριστικά τους.
- Η παρουσία υπόγειου νερού.

2.1.1 Μηχανική αντοχή του πετρώματος

Η μηχανική αντοχή του πετρώματος εξαρτάται από τις μηχανικές ιδιότητες του άρρηκτου βράχου και των ασυνεχειών. Η θλιπτική αντοχή του άρρηκτου βράχου(σκι) έχει καθοριστικό ρόλο για την αντοχή της βραχομάζας και προκύπτει κατά τη δοκιμή μονοαξονικής θλίψης (uniaxial compression strength) σε κυλινδρικά δοκίμια του συμπαγούς πετρώματος. Συνήθως δε , τα αποτελέσματα των δοκιμών επηρεάζονται από την παρουσία εντός των δοκιμίων επιφανειών μικρής αντοχής σε μια δυσμενή διεύθυνση, όπως επιφανειών στρώσης, διακλάσεων ή άλλων ασυνεχειών, με συνέπεια οι μετρούμενες τιμές της αντοχής να μην είναι αντιπροσωπευτικές της αντοχής του "συμπαγούς" πετρώματος (Καββαδάς, 2012)

Αντοχή σ_{ci} (MPa)	Κατηγορία πετρώματος	Περιγραφή
> 250	Εξαιρετικά ισχυρό	Δεν θραύεται με γεωλογικό σφυρί
100-250	Πολύ ισχυρό	Θραύεται μετά από αρκετούς κτύπους με γεωλογικό σφυρί
50-100	Ισχυρό	Θραύεται με περισσότερους από ένα κτύπους με γεωλογικό σφυρί
25-50	Μετρίως ισχυρό	Δεν χαράσσεται με μαχαίρι
5-25	Ασθενές	Δύσκολα χαράσσεται με μαχαίρι
1-5	Πολύ ασθενές	Χαράσσεται εύκολα με μαχαίρι. Δεν χαράσσεται με το νύχι
0.25-1	Εξαιρετικά ασθενές	Χαράσσεται με το νύχι

Πίνακας 1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΕΤΡΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ
(ISRM, 1981)

Η μηχανική αντοχή του συμπαγούς πετρώματος εξαρτάται από το είδος του πετρώματος και το βαθμό αποσάθρωσης. Με σημείο αναφοράς το βαθμό αποσάθρωσης, τα πετρώματα μπορούν να καταταγούν στις εξής κατηγορίες:

Κατηγορία πετρώματος	Περιγραφή
Υγιές (F)	Χωρίς ίχνη αποσάθρωσης
Ελάχιστα αποσαθρωμένο (F.W)	Η αποσάθρωση περιορίζεται στις επιφάνειες των ασυνεχειών
Ολίγον αποσαθρωμένο (S.W)	Έντονη αποσάθρωση στις επιφάνειες των ασυνεχειών και ελαφρά αποσάθρωση στη μάζα του υλικού
Μετρίως αποσαθρωμένο (M.W)	Εκτεταμένη αποσάθρωση στη μάζα του υλικού, χωρίς το υλικό να παρουσιάζει ευθρυπτότητα
Έντονα αποσαθρωμένο (H.W)	Εκτεταμένη αποσάθρωση στη μάζα του υλικού, με τοπική ευθρυπτότητα του υλικού
Πλήρως αποσαθρωμένο (C.W)	Πλήρης αποσάθρωση και μεγάλη ευθρυπτότητα του υλικού, με διατήρηση της υφής και της δομής
Έδαφος (R.S)	Η υφή και δομή του υλικού έχει καταστραφεί και το υλικό μπορεί να χαρακτηριστεί ως έδαφος (υπολειμματικός σχηματισμός)

Πίνακας 2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΕΤΡΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ ΒΑΘΜΟ ΑΠΟΣΑΘΡΩΣΗΣ (κατά την British Geological Society, 1970))

2.1.2 Δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας (RQD)

Ο δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας (Rock Quality Designation - RQD) αποτελεί ποσοτική εκτίμηση του κερματισμού της βραχόμαζας με βάση τους πυρήνες γεωτρήσεων. Ο δείκτης RQD ορίζεται ως το ποσοστό (επί τοις εκατό) των τεμαχών μήκους άνω των 100mm σε κάποιο μήκος της γεώτρησης, δηλαδή:

$$RQD = \frac{\sum \text{μήκους τεμαχών μήκους} > 10\text{cm}}{\text{Ολικό μήκος του πυρήνα}} \times 100\%$$

Ο δείκτης RQD αποτελεί έναν από τους συνηθέστερα χρησιμοποιούμενους δείκτες περιγραφής της βραχόμαζας αν και παρουσιάζει τα εξής μειονεκτήματα:

- Είναι πολύ ευαίσθητος σε μικρές μεταβολές του μήκους των πυρήνων. Για παράδειγμα ένας πυρήνας μήκους 101mm αυξάνει τον δείκτη RQD κατά 10% ενώ ένας πυρήνας μήκους 99mm δεν προκαλεί καμία αύξηση του δείκτη RQD.
- Είναι πολύ ευαίσθητος στον τρόπο της δειγματοληψίας (είδος και διάμετρος του δειγματολήπτη) αλλά και σε "λεπτομέρειες" της γεώτρησης, όπως η ταχύτητα περιστροφής, η πίεση στην κοπτική κεφαλή, το είδος της κοπτικής κεφαλής κλπ. Όλοι οι παραπάνω παράγοντες επηρεάζουν το βαθμό της πυρηνοληψίας και μπορούν να προκαλέσουν δευτερογενή κερματισμό του επιτόπου πετρώματος.
- Εξαρτάται από το σχετικό προσανατολισμό της γεώτρησης ως προς τις ασυνέχειες της βραχόμαζας. Για παράδειγμα, ο δείκτης RQD μιας γεώτρησης με άξονα παράλληλο προς τις ασυνέχειες δίνει πολύ υψηλότερο δείκτη RQD απ' ό,τι μια γεώτρηση κάθετα στις ασυνέχειες.

2.1.3 Οι Ασυνέχειες και τα χαρακτηριστικά τους

Οι ασυνέχειες (discontinuities) της βραχώμαζας μπορεί να οφείλονται σε:

- Ρήγματα (faults)
- Διακλάσεις (joints)
- Επιφάνειες στρώσης (bedding planes)
- Επιφάνειες σχιστότητας (foliation)

Ο αριθμός των ασυνεχειών της βραχώμαζας καθορίζεται από:

- I. Τον αριθμό των συστημάτων (οικογενειών) ασυνεχειών (number of joint sets). Κάθε σύστημα ασυνεχειών αποτελείται από παράλληλες ασυνέχειες του ίδιου τύπου. Για παράδειγμα οι επιφάνειες στρώσης αποτελούν ένα σύστημα ασυνεχειών.
- II. Την απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών ενός συστήματος (joint spacing). Η απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών χαρακτηρίζεται ως εξής:

Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών	Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών
> 2 m	Μεγάλη
0.6 - 2 m	Αρκετά μεγάλη
0.2 - 0.6 m	Μέση
0.06 - 0.2 m	Μικρή
< 0.06 m	Πολύ μικρή

Η κατάσταση των ασυνεχειών της βραχώμαζας καθορίζεται από:

- Την τραχύτητα (roughness). Αναλόγως του βαθμού τραχύτητας, οι ασυνέχειες χαρακτηρίζονται ως: πολύ τραχείες, ελαφρώς τραχείες, πρακτικώς λείες, ολισθηρές (slickensided).
- Το βαθμό εξαλλοίωσης (alteration) των επιφανειών των ασυνεχειών που χαρακτηρίζεται από τη σχετική ολίσθηση που απαιτείται να συμβεί κατά μήκος της ασυνέχειας ώστε να αποκατασταθεί η επαφή των εκατέρωθεν βραχωδών τεμαχών:

- A. Μηδενική ολίσθηση (δηλαδή υφίσταται επαφή)
- B. Ολίσθηση έως 100 mm
- C. Ολίσθηση άνω των 100mm

Εναλλακτικά, ο βαθμός εξαλλοίωσης χαρακτηρίζεται από το πάχος του υλικού πλήρωσης των ασυνεχειών (συνήθως προϊόν της εξαλλοίωσης του πετρώματος): πάχος 0, πάχος έως 1mm, πάχος 1-5mm, πάχος άνω των 5mm.

2.1.4 Το υπόγειο νερό και η επιρροή του

Η παρουσία υπόγειου νερού επηρεάζει δυσμενώς τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βραχώμαζας, ιδίως σε βραχώμαζες μικρής αντοχής με σημαντική εξαλλοίωση κατά μήκος των ασυνεχειών (προς αργιλικό υλικό) και σημαντική αποσάθρωση του πετρώματος. Στις περιπτώσεις αυτές, η παρουσία υπόγειου νερού προκαλεί διόγκωση των αργιλικών ορυκτών, υποβάθμιση της συνοχής και της δομής της βραχώμαζας και μείωση της γωνίας διατμητικής αντοχής. Σε βραχώμαζες χωρίς αξιόλογη αποσάθρωση και με υγιείς ασυνέχειες (χωρίς υλικό πλήρωσης), η δυσμενής επιρροή του υπόγειου νερού είναι μικρή έως αμελητέα, με εξαίρεση τις περιπτώσεις βραχώμαζας με μεγάλη διαπερατότητα και μεγάλο υδραυλικό φορτίο οπότε μπορεί να δημιουργηθούν προβλήματα αστάθειας λόγω των μεγάλων υδατικών παροχών και των μεγάλων δυνάμεων διηθήσεως. (Καββαδάς, 2012)

2.1.5 Συστήματα αναφορικά στην ταξινόμηση της βραχομάζας

Η ταξινόμηση της βραχομάζας σε κατηγορίες είναι απαραίτητη τόσο κατά το σχεδιασμό όσο και κατά την επακόλουθη κατασκευή των υπογείων έργων. Τυπικά, ο σχεδιασμός των υπογείων έργων μεγάλου μήκους (σήραγγες) γίνεται για περισσότερες της μιας κατηγορίες βραχώμαζας (που αντιστοιχούν σε κάποιες τυπικές διατομές σχεδιασμού), με διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά. Κατά τη φάση της κατασκευής, η ταξινόμηση της επιτόπου βραχώμαζας σε κατηγορίες είναι απαραίτητη στην απόφαση περί της εφαρμοστέας τυπικής διατομής της μελέτης του έργου.

Τα πλέον διαδεδομένα συστήματα ταξινόμησης της βραχώμαζας είναι:

Το σύστημα RMR (Bieniawski)

Το σύστημα Q (NGI)

Το σύστημα GSI (Hoek)

2.1.5.1 Σύστημα RMR

Το σύστημα RMR (Rock Mass Rating) προτάθηκε από τον Bieniawski το 1976, έλαβε την τελική του μορφή το 1979 (Bieniawski, 1979) και παρουσιάστηκε (χωρίς ουσιαστικές τροποποιήσεις) εκ νέου το 1989 (Bieniawski, 1989). Κατά το σύστημα αυτό, η ταξινόμηση της βραχώμαζας γίνεται με έξι (6) παραμέτρους εκάστη των οποίων λαμβάνει μια τιμή. Το άθροισμα των τιμών των έξι παραμέτρων αποτελεί την τιμή του δείκτη RMR. Οι

έξι παράμετροι και οι τιμές τους είναι (Bieniawski, 1989):

1. Αντοχή του "συμπαγούς" πετρώματος σε μοναξονική θλίψη (σ_{ci})

Αντοχή σ_{ci} (MPa)	Δείκτης R1
> 250	15
100 - 250	12 - 15
50 - 100	7 - 12
25 - 50	4 - 7
5 - 25	2 - 4
1 - 5	1 - 2
< 1	0

2. Δείκτης κερματισμού της βραχώμαζας (RQD)

RQD (%)	Δείκτης R2
> 90	20
75 - 90	17 - 20
50 - 75	13 - 17
25 - 50	8 - 13
< 25	3

3. Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών

Απόσταση (m)	Δείκτης R3
> 2	20
0.6 - 2	15 - 20
0.2 - 0.6	10 - 15
0.06 - 0.2	8 - 10
< 0.06	5

4. Κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών

Κατάσταση επιφανειών ασυνεχειών	Δείκτης R4
Πολύ τραχείες, γωρίς εξαλλοίωση	30
Ελαφρώς τραχείες, ελαφρά εξαλλοιωμένες, υλικό πλήρωσης < 1mm	25
Ελαφρώς τραχείες, πολύ εξαλλοιωμένες, υλικό πλήρωσης < 1mm	20
Λείες ή γυαλιστερές (slickensided), υλικό πλήρωσης 1-5mm	10
Υλικό πλήρωσης πάχους άνω των 5mm	0

5. Παρουσία υπόγειου νερού

Παρουσία υπόγειου νερού	Δείκτης R5
Καθόλου νερό	15
Παρουσία υγρασίας	10
Υγρές επιφάνειες	7
Στάγδην	4
Με ροή	0

6. Προσανατολισμός των ασυνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης του έργου

Προσανατολισμός ασυνεχειών	Δείκτης R6
Πολύ ευμενής	0
Ευμενής	-2
Αδιάφορος	-5
Δυσμενής	-10
Πολύ δυσμενής	-12

Ο δείκτης RMR υπολογίζεται ως το άθροισμα των δεικτών R1 έως R6. Με βάση την τιμή του δείκτη RMR, η βραχώμαζα κατατάσσεται στις εξής κατηγορίες:

Κατηγορία βραχώμαζας	Τιμές του δείκτη RMR
Πολύ καλή - I	81 - 100
Καλή - II	61 - 80
Μέτρια - III	41 - 60
Πτωχή - IV	21 - 40
Πολύ πτωχή - V	0 - 20

Παράμετρος	Τιμές	Πιθανές τιμές του δείκτη
Αντοχή	< 5 MPa	0, 1, 2
RQD	< 25%	3
Απόσταση ασυνεχειών	< 15 cm	5, 8, 9
Κατάσταση ασυνεχειών	Με υλικό πλήρωσης	0, 10
Παρουσία νερού	Υγρές - Στάγδην	4, 7
Προσανατολισμός ασυνεχειών	Αδιάφορος	-5

2.1.5.2 Σύστημα GSI







Το σύστημα GSI (Geological Strength Index) αρχικώς προτάθηκε από τον Hoek (1995), και με βελτιώσεις από τους Hoek, Marinos & Benissi το 1998 και το 2000, και δίνει ιδιαίτερη έμφαση σε σχετικώς πτωχής ποιότητας βραχώμαζες με $RMR < 40$ αλλά με λειτουργία αλληλεμπλοκής μεταξύ των βραχωδών τεμαχών. Τέτοιου τύπου βραχώμαζες δομούν ένα σημαντικό ποσοστό του Ελληνικού χώρου και συνεπώς έχουν μεγάλη σημασία στο σχεδιασμό υπογείων έργων (Hoek E., Marinos P. and Benissi M., 1998).

Το σύστημα GSI σχεδιάσθηκε ώστε εν γένει να είναι συμβατό με το σύστημα RMR για βραχώμαζες με $RMR > 40$, δηλαδή οι τιμές του δείκτη GSI είναι περίπου ίσες με τις αντίστοιχες τιμές του δείκτη RMR. Για βραχώμαζες με $RMR < 40$, το σύστημα GSI πλεονεκτεί επειδή παρέχει καλύτερη διακριτοποίηση, χωρίς απότομες μεταβολές της τιμής του δείκτη, ενώ ταυτοχρόνως παραμένει συμβατό με το σύστημα RMR.

Το σύστημα GSI βασίζεται στη συναξιολόγηση δυο παραμέτρων:

- Της δομής της βραχώμαζας, που χαρακτηρίζει το βαθμό αλληλεμπλοκής των βραχωδών τεμαχών.
- Της κατάστασης των επιφανειών των ασυνεχειών που χαρακτηρίζει το μέγεθος της
- διατμητικής αντοχής τους.

Η συναξιολόγηση των παραμέτρων και οι αντίστοιχες τιμές του δείκτη GSI φαίνονται στο Σχήμα 1. Το σύστημα GSI εφαρμόζεται σε βραχώμαζες με αλληλεμπλοκή μεταξύ των βραχωδών τεμαχών, δηλαδή σε βραχώμαζες με μικρό ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (τυπικά λιγότερο από 20% του συνολικού όγκου της βραχώμαζας).

<p>ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟΥΣ ΒΡΑΧΟΥΣ (Hoek and Marinos, 2000) Βασιζόμενοι στην εμφάνιση της βραχώμαζας (περιγραφή δομής και κατάσταση επιφάνειας ασυνεχειών) εκτιμήστε τη μέση τιμή του GSI, χωρίς υποχρεωτικά μεγάλη ακρίβεια. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 ως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι GSI=35. Σημειώνεται ότι ο Πίνακας δεν εφαρμόζεται σε κινηματικά ελεγχόμενες αστάθειες. Στην περίπτωση που οι ασθενείς επίπεδες επιφάνειες έχουν μη ευνοϊκό προσανατολισμό σε σχέση με το πρηνές εκσκαφής, τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχώμαζας. Η διατμητική αντοχή επιφανειών σε βράχους που υπόκεινται σε εξασθένηση λόγω διακύμανσης της περιεκτικότητας σε υγρασία, είναι περαιτέρω μειωμένη όταν υπάρχει νερό. Όταν, οι βραχώμαζες ανήκουν στις μέτριες έως πτωχές κατηγορίες και υπάρχει νερό τότε μετακινούμαστε προς τα δεξιά. Η υδροστατική πίεση λαμβάνεται υπόψη με την ανάλυση ενεργών τάσεων.</p> <p>ΔΟΜΗ</p>	<p>ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ</p> <p>ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ Πολύ τραχείες, μη αποσαθρωμένες επιφάνειες</p>	<p>ΚΑΛΗ Τραχείες, ελαφρά αποσαθρωμένες και οξειδωμένες επιφάνειες</p>	<p>ΜΕΤΡΙΑ Λείες, μετρίως αποσαθρωμένες και εξαλλοιωμένες επιφάνειες</p>	<p>ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης, πολύ αποσαθρωμένες με συμπταγή επιφλοισμάτα ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη θραύσματα</p>	<p>ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης πολύ αποσαθρωμένες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης</p>
	ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →				
 <p>INTACT OR MASSIVE - Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση</p>	90			N/A	N/A
 <p>BLOCKY - Αδιατάρακτη βραχώμαζα με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών</p>	80	70			
 <p>VERY BLOCKY- Μερικώς διαταραγμένη βραχώμαζα με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών</p>	60	50			
 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας</p>	40	30			
 <p>DISINTEGRATED - Ισχυρά κερματισμένη βραχώμαζα με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστρωγυλωμένων τεμαχίων</p>	20	10			
 <p>LAMINATED/SHEARED - Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενής βραχώμαζα. Η σχιστότητα επικρατεί έναντι οποιασδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιωδών τεμαχίων</p>	N/A	N/A			10

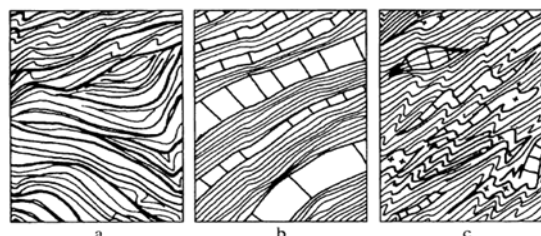
Εικόνα 2.1 Ταξινόμηση της βραχώμαζας κατά το σύστημα GSI.

Extension of the GSI index for non-competent rock-masses
 Non-competence means lack of interlocking between rock pieces due to the presence of an appreciable fraction of soil material (> 20% by volume)

		Plasticity index of the soil-fraction				
		Non-plastic	20%	40%	60%	80%
Rock-fraction (%)	Soil-fraction (%)	Friction angle of the soil-fraction				
		27.5°	25°	22.5°	20°	17.5°
above 80%	below 20%	<i>Rock-mass is competent – use standard GSI values</i>				
80%	20%					
60%	40%					
40%	60%					
20%	80%					
below 20%	above 80%	<i>Engineering soil - Use a soil mechanics description</i>				
<p>In strongly anisotropic rock-masses, the shear strength parameters obtained from the GSI values correspond to failure planes normal to the layers. For failure planes in a direction forming an angle θ with respect to the layer, use:</p> $\varphi = \varphi_s + (\varphi_n - \varphi_s) \sqrt{\frac{\theta}{90}} \quad c = c_s + (c_n - c_s) \sqrt{\frac{\theta}{90}}$ <p>(c_n, φ_n) = shear strength parameters along the direction normal to the layer (c_s, φ_s) = shear strength parameters of the soil-fraction along the layer</p>						

Εικόνα 2.2 Τροποποίηση του συστήματος GSI για βραχώμαζες χωρίς αλληλεμπλοκή κόκκων.

Εφαρμόζεται σε βραχώμαζες με μεγάλο ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (τυπικά περισσότερο από 20% του συνολικού όγκου της βραχώμαζας).



Εικόνα 2.3 α. Έντονα διατμημένη, β. Στρωσιγενής με εναλλαγές (φλύσσης)
 γ. Χαοτική δομή λόγω έντονου τεκτονισμού

Μόνο σε βραχόμαζες με αξιόλογο ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (π.χ. βραχόμαζες με σημαντικό βαθμό εξαλλοίωσης), όπου η αλληλεμπλοκή μεταξύ των βραχωδών τεμαχίων είναι περιορισμένη έως ανύπαρκτη, μπορεί να χρησιμοποιείται η τροποποίηση της ταξινόμησης του συστήματος GSI που φαίνεται στο Σχήμα 2.2.

2.1.5.3 Σύστημα Q (NGI)

Το σύστημα Q αναπτύχθηκε στο Νορβηγικό Γεωτεχνικό Ινστιτούτο (NGI) από τους Barton, Lien and Lunde το 1974 με σκοπό τον εμπειρικό σχεδιασμό των μέτρων άμεσης υποστήριξης σηράγγων που διανοίγονται με τη "μέθοδο NATM". Η μέθοδος βασίζεται στον υπολογισμό του δείκτη Q από τη σχέση (Barton, 1974):

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_n} \right] \left[\frac{J_r}{J_a} \right] \left[\frac{J_w}{SRF} \right]$$

RQD = δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας

J_n = δείκτης του αριθμού των συστημάτων των ασυνεχειών

J_r = βαθμός τραχύτητας των επιφανειών των ασυνεχειών

J_a = βαθμός εξαλλοίωσης των επιφανειών των ασυνεχειών

J_w = συντελεστής επιρροής του υπόγειου νερού

SRF = συντελεστής απομείωσης λόγω υψηλών τάσεων (Stress Reduction Factor).

Στην παραπάνω σχέση, ο πρώτος λόγος (RQD/J_n) εκφράζει το μέσο μέγεθος των τεμαχών που συνιστούν τη βραχώμαζα. Ο δεύτερος λόγος (J_r/J_a) εκφράζει τα χαρακτηριστικά διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών της βραχώμαζας. Τέλος, ο τρίτος λόγος (J_w/SRF) εκφράζει τις τάσεις που επικρατούν στη βραχώμαζα. Οι τιμές των παραπάνω παραμέτρων συνοψίζονται στα επόμενα

1. Συντελεστής RQD.

Χρησιμοποιείται η τιμή του δείκτη RQD. Εάν RQD < 10%, χρησιμοποιείται η συμβατική τιμή 10.

2. Συντελεστής J_n

Οικογένειες ασυνεχειών	Τιμή του J _n
Συμπανές πέτρωμα ή λίγες ασυνέχειες	0.5 - 1.0
Μια οικογένεια	2
Μια οικογένεια και μερικές τυχαίες ασυνέχειες	3
Δυο οικογένειες	4
Δυο οικογένειες και μερικές τυχαίες ασυνέχειες	6
Τρεις οικογένειες	9
Τρεις οικογένειες και μερικές τυχαίες ασυνέχειες	12
Τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες	15
Θρυμματισμένο πέτρωμα	20

Σε περιοχές διασταύρωσης σιράγγων, η τιμή του J_n τριπλασιάζεται. Σε περιοχές στομίων, η τιμή του J_n διπλασιάζεται.

3. Συντελεστής J_r

α) Περίπτωση βραχώμαζας με ασυνέχειες χωρίς υλικό πλήρωσης ή με υλικό πλήρωσης μικρού πάχους (ώστε να αποκαθίσταται επαφή των εκατέρωθεν της ασυνέχειας τεμαχών για σχετική ολίσθηση μικρότερη των 10cm).

Κατάσταση επιφάνειας των ασυνεχειών	Τιμή του J_r
Ασυνεχείς διακλάσεις	4
Τραχείες και ακανόνιστες, κυματώδεις	3
Ομαλές, κυματώδεις	2
Ολισθηρές (slickensided), κυματώδεις	1.5
Τραχείες ή ακανόνιστες, επίπεδες	1.5
Ομαλές επίπεδες	1.0
Ολισθηρές επίπεδες	0.5

β) Περίπτωση βραχώμαζας χωρίς επαφή των εκατέρωθεν της ασυνέχειας τοιχωμάτων του πετρώματος ακόμη και μετά σημαντική σχετική ολίσθηση κατά μήκος της ασυνέχειας.

Κατάσταση επιφάνειας των ασυνεχειών	Τιμή του J_r
Με υλικό πλήρωσης από αργιλικό υλικό σε επαρκές πάχος, ώστε παρεμποδίζεται η επαφή των τοιχωμάτων του πετρώματος	1.0
Με υλικό πλήρωσης από αμμώδες ή χαλικώδες υλικό σε επαρκές πάχος ώστε να παρεμποδίζεται η επαφή των τοιχωμάτων του πετρώματος	1.0

Στην περίπτωση που η μέση απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών υπερβαίνει τα τρία μέτρα, η τιμή του J_r αυξάνεται κατά 1.

4. Συντελεστής J_a

- (α) Περίπτωση βραχώμαζας με επαφή των εκατέρωθεν της ασυνέχειας τοιχωμάτων του πετρώματος.

Κατάσταση εξαλλοίωσης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών	Τιμή του J_a
Υγιή και πλήρως "επουλωμένα" τοιχώματα	0.75
Οξειδωμένα τοιχώματα χωρίς αποσάθρωση	1.0
Ελαφρώς αποσαθρωμένα τοιχώματα με αμμώδες (όχι αργιλικό) υλικό πλήρωσης	2.0
Αμμώδες ή ιλυώδες υλικό πλήρωσης	3.0
Υλικό πλήρωσης από αργιλικά ορυκτά πάχους έως 2mm	4.0

(β) Περίπτωση βραχώμαζας με υλικό πλήρωσης μικρού πάχους (ώστε να αποκαθίσταται επαφή των εκατέρωθεν της ασυνέχειας τεμαχών για σχετική ολίσθηση μικρότερη των 10cm).

Κατάσταση εξαλλοίωσης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών	Τιμή του J_a
Υλικό πλήρωσης από αμμώδη συστατικά	4.
0 Υλικό πλήρωσης από στιφρή άργιλο πάχους έως 5mm	6.
Υλικό πλήρωσης από μαλακή άργιλο πάχους έως 5mm	8.0
Υλικό πλήρωσης από διογκούμενη άργιλο πάχους έως 5mm. Η τιμή του J_a εξαρτάται από το ποσοστό της διογκούμενης αργίλου	8 - 12

.Συντελεστής J_w

Παρουσία Υπογείων Υδάτων Τιμή του J_w

Στεγνή εκσκαφή ή μικρή τοπική εισροή νερού έως 5 lt/min	1.0
Μέτρια εισροή νερού με μερική απόπλυση του υλικού πλήρωσης	0.66
Μεγάλη εισροή νερού σε καλό πέτρωμα με ρωγμές χωρίς υλικό πλήρωσης	0.50

6. Συντελεστής SRF

(α) Διέλευση από ζώνες ρηγμάτων. Διέλευση από ασθενείς ζώνες που είναι δυνατόν να προκαλέσουν χαλάρωση της βραχόμαζας.

Περίπτωση	Τιμή του SRF
Αφθονες ασθενείς ζώνες με αργιλικό ή αποσαθρωμένο πέτρωμα, πολύ χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα (για οποιοδήποτε βάθος)	10
Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες ως ανωτέρω (βάθος σήραγγας < 50m)	5
Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες ως ανωτέρω (βάθος σήραγγας > 50m)	2.5
Αφθονες ζώνες διάτμησης σε σκληρό πέτρωμα, χωρίς αργιλικό υλικό, χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα (για οποιοδήποτε βάθος)	7.5
Μεμονωμένες ζώνες διάτμησης ως ανωτέρω (βάθος σήραγγας < 50m)	
Μεμονωμένες ζώνες διάτμησης ως ανωτέρω (βάθος σήραγγας > 50m)	
Χαλαρές ανοιχτές ασυνέχειες, έντονα διακλασμένη μάζα (για οποιοδήποτε βάθος)	

(γ) Συνθλίβον πέτρωμα, έντονες πλαστικές παραμορφώσεις λόγω πολύ υψηλών

Περίπτωση	Τιμή του SRF
Μέτρια πίεση εξαιτίας της συμπίεσης	5 - 10
Μεγάλη πίεση εξαιτίας της συμπίεσης	10 - 20

(δ) Διογκούμενο πέτρωμα, λόγω χημικής ενεργότητας με προσρόφηση νερού.

Περίπτωση	Τιμή του SRF
Μέτρια πίεση εξαιτίας της διόγκωσης	5 - 10
Μεγάλη πίεση εξαιτίας της διόγκωσης	10 - 15

Με βάση το δείκτη ποιότητας κατά το σύστημα Q, η βραχώμαζα μπορεί να καταταγεί στις ακόλουθες κατηγορίες (Barton, 1974):

ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΚΑΤΑ ΤΟ Q-SYSTEM

Q	Κλάση	Χαρακτηρισμός
>400	Q-Ia	εξαιρετικά καλή
100-400	Q-Ib	πάρα πολύ καλή
40-100	Q-II	πολύ καλή
10-40	Q-IIIa	καλή
4-10	Q-IIIb	μέτρια
1-4	Q-IVa	πτωχή
0.1-1	Q-IVb	πολύ πτωχή
0.01-0.1	Q-Va	πάρα πολύ πτωχή
<0.01	Q-Vb	εξαιρετικά πτωχή

2.2 Μηχανική συμπεριφορά της βραχώμαζας

Η εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας είναι ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα κατά το σχεδιασμό της διάνοιξης και υποστήριξης υπογείων έργων. Η κυριότερη δυσχέρεια στην επίλυση του προβλήματος είναι ότι οι εργαστηριακές δοκιμές γίνονται σε δείγματα βράχου χωρίς ασυνέχειες και συνεπώς δεν είναι αντιπροσωπευτικές της μηχανικής συμπεριφοράς της βραχώμαζας που περιλαμβάνει και ασυνέχειες.

Σημειώνεται ότι για την εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών συνήθως επιλέγονται τα υγιέστερα δείγματα βράχου (επειδή σ' αυτά είναι ευχερέστερη η μόρφωση δοκιμίων), πράγμα που επιτείνει τη μη-αντιπροσωπευτικότητα των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών. Τέλος, ακόμη και οι επιτόπου δοκιμές γίνονται σε περιορισμένου όγκου δείγματα και συνεπώς δεν είναι αντιπροσωπευτικές των επιτόπου συνθηκών και δεν παρέχουν αντιπροσωπευτικές τιμές των μηχανικών παραμέτρων της βραχώμαζας.

Ως εκ τούτου οι μηχανικές παράμετροι της βραχώμαζας συνήθως εκτιμώνται με έμμεσο τρόπο επί τη βάσει εμπειρικών συσχετίσεων με δείκτες ποιότητας της βραχώμαζας που προκύπτουν από τις μεθόδους ταξινόμησης της βραχώμαζας (Καββαδάς, 2012).

2.2.1 Πρώιμες εντατικές καταστάσεις

Η εντατική κατάσταση της βραχώμαζας πριν από την κατασκευή υπογείων έργων συνήθως είναι η γεωστατική, δηλαδή περιγράφεται από κατακόρυφες και οριζόντιες κύριες ενεργές τάσεις (σ'_v και σ'_h αντιστοίχως) με τιμές:

$$\sigma'_v = \gamma h - U_o \quad , \quad \sigma'_h = K_o \sigma'_v$$

όπου:

h = το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους

γ = το ειδικό βάρος της βραχώμαζας

u_o = η υδατική πίεση πόρων

K_o = ο συντελεστής οριζόντιας πίεσης

Το ειδικό βάρος της βραχώμαζας κυμαίνεται μεταξύ 23-26 kN/m³. Στην περίπτωση υδροστατικής πίεσης πόρων: $u_o = \gamma_w d$ όπου (γ_w) είναι το ειδικό βάρος του νερού (10 kN/m³) και (d) είναι το πιεζομετρικό ύψος. Τέλος, ο συντελεστής (K_o) συνήθως κυμαίνεται μεταξύ 0.4-1.0 χωρίς να αποκλείονται και μικρότερες ή μεγαλύτερες τιμές. Ειδικότερα, σε υγιείς βραχώμαζες χωρίς επιρροή από τεκτονικές πιέσεις: $K_o = 0.6-1.0$.

Σε αποσαθρωμένες βραχώμαζες: $K_o = 0.4-0.7$. Στην περίπτωση όπου η βραχώμαζα επηρεάζεται από τεκτονικές πιέσεις ο συντελεστής K_o μπορεί να υπερβαίνει σημαντικά τη μονάδα (έχουν μετρηθεί τιμές έως και 4 στην περίπτωση έντονου θλιπτικού τεκτονικού καθεστώτος) αλλά και να έχει πολύ

μικρές τιμές ($K_0 = 0-0.3$ στην περίπτωση έντονου εφελκυστικού τεκτονικού καθεστώτος) (Καββαδάς, 2012).

Η διεθνής εμπειρία δείχνει ότι σε μεγάλα βάθη (άνω των 400-500 μέτρων) η γεωστατική εντατική κατάσταση είναι πρακτικώς ισότροπη ($K_0 = 1$), ενώ αντίθετα, σε μικρά βάθη (100-400m) συνήθως μετρώνται τιμές του K_0 αρκετά μεγαλύτερες από τη μονάδα. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι τιμές του K_0 που υπερβαίνουν τη μονάδα έχουν μετρηθεί σε χώρες που τελούν υπό έντονο θλιπτικό τεκτονικό καθεστώς (Νότιος Αφρική, Σκανδιναβικές χώρες, Καναδάς) και δεν είναι βέβαιο ότι μπορούν να εφαρμοσθούν στην Ελλάδα (όπου οι τεκτονικές τάσεις στον παρόντα γεωλογικό χρόνο είναι εφελκυστικές).

Σημειώνεται ότι η αξιόπιστη μέτρηση του συντελεστή (K_0) είναι δυσχερής και τα αποτελέσματα δεν είναι εύκολα ερμηνεύσιμα. Οι μέθοδοι που συνήθως χρησιμοποιούνται για τη μέτρηση του K_0 είναι (Καββαδάς, 2012):

- ο Η δοκιμή πρεσσιομέτρου ή ντιλατομέτρου.
- ο Η μέθοδος της υδραυλικής θραύσης.
- ο Η μέθοδος της δειγματοληπτικής αποτόνωσης των τάσεων (overcoring).

Σε αρκετές περιπτώσεις, η αρχική εντατική κατάσταση της βραχόμαζας δεν είναι γεωστατική όπως:

1. Κοντά στην επιφάνεια εδαφικών πρηνών. Στην περίπτωση αυτή οι κύριες τάσεις δεν είναι κατά τον κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα λόγω των διατμητικών τάσεων που οφείλονται στην κλίση της επιφάνειας του εδάφους.
2. Σε μεγάλα βάθη, εφόσον το καθεστώς των τεκτονικών τάσεων δεν ακολουθεί την κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση.
3. Σε έντονα ανισότροπους σχηματισμούς (π.χ. σχηματισμούς με έντονη στρωσιγένεια) εφόσον οι κύριες διευθύνσεις της ανισοτροπίας δεν συμπίπτουν με την κατακορυφή ή την οριζόντια.

2.2.2 Παράμετροι παραμορφωσιμότητας βραχόμαζας

Το μέτρο ελαστικότητας της βραχόμαζας μπορεί να εκτιμηθεί από την εμπειρική σχέση:

$$(1) E = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times a \log \left(\frac{RMR-10}{40} \right)$$

Όπου σ_{ci} (σε MPa) είναι η μοναξονική αντοχή του πετρώματος (χωρίς ασυνέχειες), RMR είναι ο δείκτης Bieniawski (Rock Mass Rating) ή ο δείκτης GSI (Geological Strength Index) και το μέτρο ελαστικότητας προκύπτει σε GPa. Η σχέση αυτή προτάθηκε προσφάτως από τον Hoek (1997) και αποτελεί τροποποίηση της εμπειρικής σχέσης των Serafim and Pereira (1983).

Ο λόγος του Poisson μπορεί να εκτιμηθεί κατά προσέγγιση από τον ακόλουθο πίνακα:

Τύπος βραχώμαζας	Λόγος Poisson
Τεμαχώδης με καλή αλληλεμπλοκή των κόκκων χωρίς διαταραχή	0.20-0.25
Τεμαχώδης ελαφρώς διαταραγμένη	0.30-0.35
Διαταραγμένη, πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια	0.35-0.40
Πολύ διαταραγμένη με γωνιώδη και στρογγυλεμένα τεμάχια	0.30-0.35
Τελείως εξαλλοιωμένη βραχώμαζα	0.25-0.30

2.2.3 Παράμετροι αντοχής βραχώμαζας

Η ρηγματωμένη βραχώμαζα συνήθως έχει καμπύλη περιβάλλουσα των κύκλων Mohr στην κατάσταση αστοχίας και συνεπώς η συμπεριφορά της δεν μπορεί να προσομοιωθεί ικανοποιητικά μέσω του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb (το οποίο διαθέτει ευθύγραμμη περιβάλλουσα αστοχίας). Για το λόγο αυτό οι βραχώμαζες συνήθως προσομοιάζονται μέσω του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown το οποίο έχει καμπύλη περιβάλλουσα αστοχίας. Το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown περιγράφεται από τη σχέση (Brown & Hoek, 1980)

$$(2) \sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(mb \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

όπου:

σ_1, σ_3 = μέγιστη και ελάχιστη κύρια ενεργός τάση στην κατάσταση αστοχίας.

σ_{ci} = μοναξονική θλιπτική αντοχή του πετρώματος (χωρίς ασυνέχειες).

mb, s, α = σταθερές που χαρακτηρίζουν την ποιότητα της βραχώμαζας.

Η μοναξονική θλιπτική αντοχή (σ_{ci}) του πετρώματος μπορεί να εκτιμηθεί από εργαστηριακές δοκιμές σε δοκίμια χωρίς ασυνέχειες δεδομένου ότι η επιρροή των ασυνεχειών της βραχώμαζας λαμβάνεται υπόψη μέσω άλλων παραμέτρων του κριτηρίου Hoek-Brown.

Οι σταθερές (mb, s, α) εκφράζουν το βαθμό κερματισμού και αποσάθρωσης της βραχώμαζας και μπορούν να υπολογισθούν από τις εξής σχέσεις:

$$(3) mb = mi \exp \left(\frac{RMR-100}{28} \right)$$

$$a) s = \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right) \text{ για } RMR > 25, \alpha=0.50$$

$$b) s = 0, \alpha = 0.65 \left(\frac{RMR}{200}\right) \text{ για } RMR < 25$$

Ο συντελεστής (mi) εξαρτάται από το είδος του πετρώματος. Στις ανωτέρω σχέσεις, ο δείκτης RMR μπορεί να αντικατασταθεί από το δείκτη GSI (ιδίως για βραχώμαζες με RMR < 40 όπου η χρήση του δείκτη RMR δεν είναι αξιόπιστη).

Με βάση το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown (σχέση 2) μπορεί να εκτιμηθεί η αντοχή της βραχομάζας σε μοναξονική θλίψη ($\sigma_c = \sigma_1$ και $\sigma_3 = 0$) από τη σχέση:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$$

Από την ανωτέρω σχέση προκύπτουν οι τιμές που φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

RMR ή GSI	σ_c / σ_{ci}
80	0.329
70	0.189
60	0.108
50	0.062
40	0.036
30	0.020
20	-
10	-

Οι τιμές που προκύπτουν από την ανωτέρω σχέση είναι γενικώς μικρότερες από τις μέσες αντοχές της βραχομάζας σε μοναξονική θλίψη. Τούτο οφείλεται στην έντονη καμπυλότητα του κριτηρίου Hoek-Brown σε πολύ μικρές τάσεις. Για το λόγο αυτό, ο Hoek έχει προτείνει την ακόλουθη εμπειρική σχέση (Hoek, 1999):

$$\sigma_{cm} = 0.019 \sigma_{ci} \exp\left(\frac{GSI}{20}\right)$$

Πρόσφατη βελτίωση της ανωτέρω σχέσης από τον υπογράφοινα αποτελεί η :

$$\sigma_{cm} = 0.02 \sigma_{ci} \exp\left(\frac{GSI}{25.5}\right)$$

Αντιστοίχως, από τη σχέση (2) μπορεί να εκτιμηθεί και η αντοχή της βραχόμαζας σε μοναξονικό εφελκυσμό ($\sigma_t = -\sigma_3$ και $\sigma_1 = 0$):

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2} [\sqrt{mb^2 + 4s - mb}]$$

Η μή-μηδενική τιμή της εφελκυστικής αντοχής της βραχόμαζας οφείλεται στην αλληλεμπλοκή των κόκκων λόγω διασταλτικότητας (η οποία δημιουργεί μια φαινόμενη συνοχή σε βραχόμαζες με $RMR > 25$).

Αρκετά προγράμματα μή-γραμμικής ανάλυσης της συμπεριφοράς της βραχόμαζας γύρω από υπόγειες εκσκαφές δεν περιλαμβάνουν το κριτήριο Hoek-Brown αλλά το κριτήριο Mohr-Coulomb. Στις περιπτώσεις αυτές είναι χρήσιμη η συσχέτιση μεταξύ των δυο αυτών κριτηρίων, δηλαδή ο υπολογισμός των παραμέτρων αντοχής (c , ϕ) του κριτηρίου Mohr-Coulomb που αντιστοιχούν σε συγκεκριμένες τιμές των παραμέτρων του κριτηρίου Hoek-Brown.

Είναι προφανές ότι λόγω της διαφορετικής μορφής της περιβάλλουσας αστοχίας (καμπύλη περιβάλλουσα στο κριτήριο Hoek-Brown και ευθύγραμμη στο κριτήριο Mohr-Coulomb) η αντιστοιχία μεταξύ των δυο κριτηρίων αναφέρεται σε συγκεκριμένη περιοχή τάσεων όπου η καμπύλη περιβάλλουσα του κριτηρίου Hoek-Brown προσεγγίζεται με μια ευθεία.

Η μέθοδος υπολογισμού των ισοδύναμων παραμέτρων (c , ϕ) από τις παραμέτρους του κριτηρίου Hoek-Brown περιγράφεται παρακάτω (για δεδομένη τιμή της ελάχιστης κύριας τάσης σ_3) (Καββαδάς, 2012):

(1) Αρχικά από την παρακάτω σχέση υπολογίζεται η σ_1

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(mb \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

(2) Έπειτα από την παρακάτω σχέση υπολογίζεται η ποσότητα $k = (\partial\sigma_1 / \partial\sigma_3)$.

$$k = \frac{\partial\sigma_1}{\partial\sigma_3} = 1 + a mb \left(mb \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}$$

(3) Από τις παρακάτω σχέσεις υπολογίζονται η ορθή τάση (σ_α) και η διατμητική τάση (τ_α) στο επίπεδο αστοχίας:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3 k}{1+k} \quad \text{και} \quad \tau_\alpha = (\sigma_\alpha - \sigma_3) \sqrt{k} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \sqrt{k}}{1+k}$$

(4) Η ισοδύναμη γωνία τριβής (φ) και συνοχή (c) υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\tan\varphi = \frac{1}{\tau\alpha} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \sigma\alpha \right) \quad \eta \quad \sin\varphi = \frac{\kappa - 1}{\kappa + 1}$$

$$c = ta - \sigma_\alpha \tan\varphi$$

(5) Τέλος, η γωνία (α) που σχηματίζει το επίπεδο αστοχίας με το επίπεδο επί του οποίου ασκείται η τάση (σ_1) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\tan\alpha = \frac{\tau\alpha}{\sigma_\alpha - \sigma_3} = \sqrt{k}$$

2.2.4 Μακροχρόνια συμπεριφορά της βραχώμαζας

Με την πάροδο του χρόνου, η βραχώμαζα που περιβάλλει ένα υπόγειο έργο όπου υπόκειται σε ερπυστικές παραμορφώσεις με συνέπεια:

1. Την αύξηση των παραμορφώσεων της βραχώμαζας (π.χ. σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας) εφόσον οι παραμορφώσεις δεν παρεμποδίζονται από έργα υποστήριξης.
2. Την αύξηση της φόρτισης των έργων υποστήριξης στις περιπτώσεις όπου οι παραμορφώσεις της βραχώμαζας παρεμποδίζονται (π.χ. στην περίπτωση σιράγγων μετά την κατασκευή της τελικής επένδυσης).

Ο βαθμός ερπυσμού της βραχώμαζας ποικίλει μεταξύ πρακτικώς μηδέν (για βραχώμαζες με μεγάλες τιμές του δείκτη RMR) και αρκετά υψηλών τιμών (για βραχώμαζες με πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά και εδαφικούς σχηματισμούς). Τυπικά, ο βαθμός ερπυσμού μπορεί να περιγραφεί μέσω του ερπυστικού συντελεστή (k) ο οποίος εκφράζει τον ρυθμό της ερπυστικής παραμόρφωσης της βραχώμαζας υπό μοναξονική θλίψη. Μια σχετικώς υψηλή τιμή του ερπυστικού συντελεστή (που αφορά κυρίως στιφρές-σκληρές αργίλους) είναι $k=0.10$, δηλαδή η αύξηση της παραμόρφωσης ανά λογαριθμικό κύκλο του χρόνου είναι ίση με το 10% της ελαστικής (αρχικής) παραμόρφωσης. Έτσι, για παράδειγμα, εάν η αρχική (ελαστική) παραμόρφωση είναι 2%, η παραμόρφωση θα γίνει 2.2% σε ένα έτος, 2.4% εντός δέκα ετών και 2.6% εντός εκατό ετών. Στην περίπτωση παρεμπόδισης ανάπτυξης της ανωτέρω παραμόρφωσης, είναι προφανές ότι θα αυξηθεί η φόρτιση στην επένδυση της σήραγγας (Καββαδάς, 2012).

Το παραπάνω μοντέλο ερπυσμού της βραχώμαζας μπορεί να περιγραφεί από τη σχέση:

$$\varepsilon^t = k\varepsilon^e \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \Rightarrow \varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^t = \varepsilon^e \left[1 + k \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \right]$$

Όπου

k είναι ο ερπυστικός συντελεστής

ε^t , είναι η ερπυστική παραμόρφωση την χρονική στιγμή (t), ε^e είναι η αρχική (ελαστική) παραμόρφωση, ε είναι η συνολική παραμόρφωση.

και (t_0) είναι ο χρόνος έναρξης των ερπυστικών παραμορφώσεων.

Εναλλακτικά, η ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων μπορεί να προσομοιωθεί μέσω απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας σε σχέση με τη βραχυχρόνια τιμή του. Στην περίπτωση αυτή, εάν $E_0 \equiv \sigma / \varepsilon^e$ είναι η βραχυχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας (τη χρονική στιγμή t_0) και $E \equiv \sigma / \varepsilon$ είναι η μειωμένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας τη χρονική στιγμή (t), τότε:

$$E = E_0 \frac{1}{1 + k \log\left(\frac{t}{t_0}\right)}$$

Ειδικότερα, η τιμή του μέτρου ελαστικότητας μετά από n -χρονικούς κύκλους ($t = n \cdot t_0$), θεωρώντας ότι $t_0=1.2$ μήνες ($n = 1$ για 1 έτος, $n = 2$ για 10 έτη και $n = 3$ για 100 έτη) θα είναι:

$$E = E_0 \frac{1}{1 + nk}$$

Τυπικές τιμές εφαρμογής της ανωτέρω σχέσης φαίνονται στο ακόλουθο πίνακα:

ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ E/E_0

Ερπυστικός συντελεστής k	Χρονική περίοδος		
	1 έτος	10 έτη	100 έτη
0.02	0.980	0.961	0.943
0.05	0.952	0.909	0.870
0.10	0.909	0.833	0.769
0.15	0.870	0.769	0.690

Από τον ανωτέρω πίνακα φαίνεται ότι η απομείωση του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας λόγω ερπυσμού μπορεί να φθάσει και το 30% στην περίπτωση εδαφών με έντονα ερπυστική συμπεριφορά (Hoek, 1999).

2.3 Κατανομές τάσεων και παραμορφώσεων γύρω από κυκλική σήραγγα μέσω καμπυλών σύγκλισης- αποτόνωσης

Στο κεφάλαιο αυτό αναλύεται η κατανομή των τάσεων και παραμορφώσεων γύρω από σήραγγα κυκλικής διατομής σε ελαστοπλαστικό έδαφος και παράγονται οι καμπύλες σύγκλισης -αποτόνωσης ($p - u$). Οι καμπύλες αυτές είναι χρήσιμες στην ανάλυση των μέτρων υποστήριξης σιηράγγων.

2.3.1 Παραδοχές ανάλυσης

- Σήραγγα κυκλικής διατομής με ακτίνα R
- Συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (κατά τον άξονα της σήραγγας z), δηλαδή ανάλυση αρκετά πίσω από το μέτωπο εκσκαφής (όπου οι συνθήκες είναι έντονα τρι-διάστατες).
- Ισότροπη γεωστατική ένταση ($\sigma_{\theta} = \sigma_{ho} = p_0$) πριν τη διάνοιξη της σήραγγας

Παρατήρηση : Λόγω της επίπεδης παραμόρφωσης ($\partial \partial z = 0$), της κυκλικής σήραγγας και της ισότροπης γεωστατικής τάσης ($\partial \partial \theta = 0$) το αξονο-συμμετρικό (περί τον άξονα z) πρόβλημα γίνεται μονοδιάστατο, με μεταβολές μόνον κατά την ακτίνα της

- Έδαφος ελαστικό-απολύτως πλαστικό.

Ελαστικές ιδιότητες βραχώμαζας :

$$G, \nu, \text{ οπότε το μέτρο ελαστικότητας είναι : } E = 2G(1+\nu).$$

Αστοχία της βραχώμαζας :

Κατά το κριτήριο Mohr-Coulomb με παραμέτρους αντοχής c, φ (συνοχή και γωνία τριβής).

$$\sigma_1 = \sigma_3 K + \sigma_{cm}$$

$$\text{όπου } k = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \geq 1 \text{ και } \sigma_{cm} = 2c\sqrt{k}$$

- Ορισμός του συντελεστή υπερφόρτισης : $NS = \frac{2p_0}{\sigma_{cm}}$

- Παραμόρφωση με διαστολικότητα (δ) στην ζώνη πλαστικοποίησης, όπου

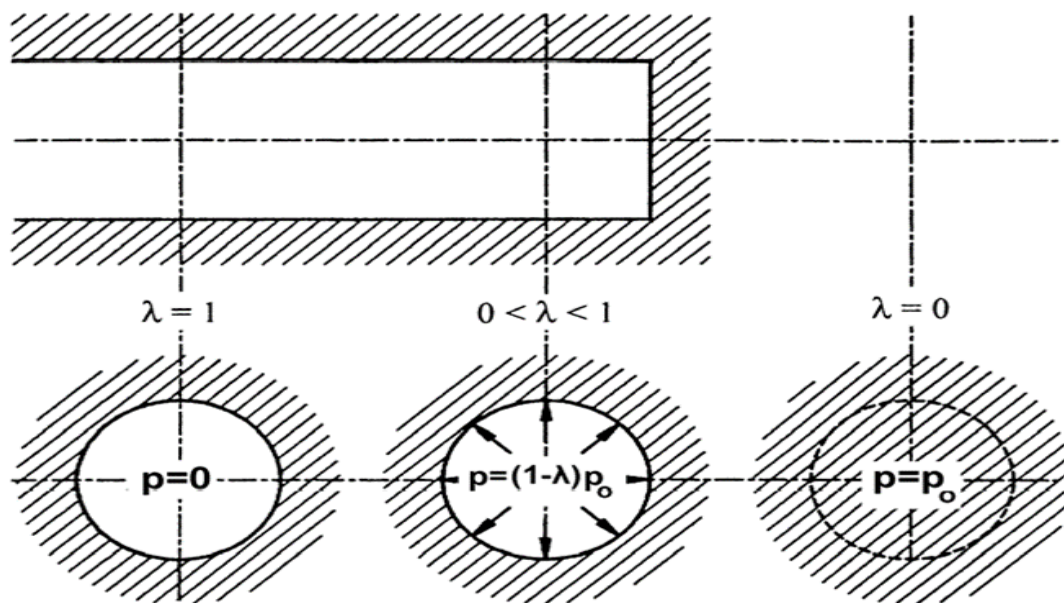
$$\tan \delta = \frac{\epsilon_{vol}}{\epsilon_{shear}} = \frac{\epsilon_r + \epsilon_\theta}{\epsilon_r - \epsilon_\theta} \geq 0$$

όπου $\epsilon_{vol} = \epsilon_r + \epsilon_\theta$ και $\epsilon_{shear} = \epsilon_r - \epsilon_\theta$ και $\epsilon_r = \frac{du}{dr}$, $\epsilon_\theta = \frac{u}{r}$

u = ακτινική μετακίνηση (θετική προς το εσωτερικό της σήραγγας)

Ισό-ογκη παραμόρφωση της βραχόμαζας : $\epsilon_{vol} = 0 \Rightarrow K = 1 \Rightarrow \delta = 0$ Στην περίπτωση διαστολικότητας (αύξηση του όγκου της βραχόμαζας κατά την παραμόρφωση) : $\epsilon_{vol} < 0$ και $\epsilon_{shear} < 0 \Rightarrow \delta > 0 \Rightarrow K > 1$.

- g. Μέθοδος προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας : Η αρχική εσωτερική πίεση (p_0) μειώνεται βαθμιαία σε (p) και τελικώς μηδενίζεται.



Εικόνα 2.4 Απομείωση της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης (p) σε διάφορες θέσεις κατά μήκος της σήραγγας. (Καββαδάς, 2012)

- h. Ορισμός του συντελεστή αποτόνωσης : $\lambda = 1 - \frac{p}{p_0} \rightarrow p = p_0 (1 - \lambda)$

Αρχική κατάσταση : $\lambda = 0$

Τελική κατάσταση : $\lambda = 1$

Συνεπώς, η βαθμιαία μείωση της εσωτερικής πίεσης (p) από την αρχική τιμή (p_0) μέχρι μηδενισμού αντιστοιχεί σε βαθμιαία αύξηση του συντελεστή αποτόνωσης από την αρχική τιμή ($\lambda=0$) σε $\lambda=1$.

Παρατήρηση : Όπως θα αποδειχθεί παρακάτω, με την βαθμιαία αύξηση του συντελεστή αποτόνωσης (λ) η αρχικώς ελαστική συμπεριφορά της βραχομάζας (αφού οι αρχικές τάσεις είναι ισότροπες : $\sigma_{vo} = \sigma_{ho} = p_0$) κάποια στιγμή γίνεται πλαστική κοντά στο τοίχωμα της

σήραγγας. Ο συντελεστής αποτόνωσης που αντιστοιχεί στην έναρξη της πλαστικοποίησης (δηλαδή πλαστική συμπεριφορά στο τοίχωμα της σήραγγας) ονομάζεται «κρίσιμος» και δίνεται από τη σχέση :

$$\lambda_{cr} = 1 - \left(\frac{2}{1+k} \right) \left(\frac{N_s - 1}{N_s} \right)$$

Εάν $N_s \leq 1$, τότε $\lambda_{cr} \geq 1$, δηλαδή δεν υπάρχει πλαστικοποίηση γύρω από τη σήραγγα (το έδαφος συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι πλήρους αποτόνωσης : $\lambda=1$). Εάν όμως $N_s > 1$, τότε υπάρχει κάποια τιμή του $\lambda = \lambda_{cr} < 1$ πέραν της οποίας η βραχομάζα συμπεριφέρεται πλαστικά

Συνεπώς :

- (1) Η βραχομάζα παραμένει ελαστική εάν $N_s \leq 1$, ή εάν $N_s > 1$ αλλά $\lambda < \lambda_{cr}$.
- (2) Η βραχομάζα περιλαμβάνει πλαστική ζώνη εάν $N_s > 1$ και $\lambda > \lambda_{cr}$.
- (3) Στην περίπτωση όπου $N_s > 1$ και $\lambda = \lambda_{cr}$, η πλαστική ζώνη περιορίζεται ακριβώς στο τοίχωμα της σήραγγας.

2.3.2 Ανάλυση σε μη αναπτυσσόμενη πλαστική ζώνη πέριξ της σήραγγας

Στην περίπτωση που :

$$\lambda_{cr} \geq 1 \quad (\Leftrightarrow N_s \leq 1, \text{ δηλ. ελαστική βραχομάζα})$$

$$\lambda_{cr} < 1 \quad (\Leftrightarrow N_s > 1, \text{ δηλ. ελαστοπλαστική βραχομάζα}) \quad \text{και} \quad \lambda \leq \lambda_{cr}$$

Σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων στην ελαστική περιοχή (επίπεδη παραμόρφωση και κυλινδρικές συντεταγμένες) :

$$\varepsilon_r = \frac{1}{\Lambda} \{ \dot{\sigma}_r - K_o \dot{\sigma}_\theta \} \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{\Lambda} \{ \dot{\sigma}_\theta - K_o \dot{\sigma}_r \} \quad (1)$$

$$K_o = \frac{\nu}{1-\nu}, \quad \Lambda = \frac{E}{(1+\nu)(1-\nu)}, \quad \& \quad \sigma_r = \sigma_\rho - p_o \quad \text{και} \quad \sigma_\theta = \sigma_\theta - p_o$$

Επιλύοντας τις σχέσεις παραπάνω σχέσεις ως προς τις τάσεις προκύπτει

$$\dot{\sigma}r = D \{e_r + K_0 \varepsilon_\theta\} \quad \dot{\sigma}\theta = D \{e_\theta + K_0 \varepsilon_r\} \quad (2a)$$

$$\text{Όπου } D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} = \frac{2G(1-\nu)}{(1-2\nu)} \text{ και } K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \rightarrow 2G = D(1-K_0) \quad (2b)$$

i. Εξίσωση ισοροπίας σε κυλινδρικές συντεταγμένες (κατά τον άξονα r):

$$\frac{d\sigma r}{dr} + \frac{(\sigma r - \sigma\theta)}{r} = 0 \rightarrow \frac{d\dot{\sigma}r}{dr} + \frac{(\dot{\sigma}r - \dot{\sigma}\theta)}{r} = 0 \quad (3)$$

Λόγω συμμετρίας οι υπόλοιπες εξισώσεις ισοροπίας ικανοποιούνται αυτομάτως.

j. Σχέσεις παραμορφώσεων-μετακινήσεων

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad \varepsilon_z = 0 \quad (4)$$

όπου (u) είναι η ακτινική μετακίνηση (θετική προς το εσωτερικό της σήραγγας).

Αντικατάσταση των σχέσεων (4) στην (2a) και του αποτελέσματος στην διαφορική εξίσωση (3) δίνει:

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \rightarrow u = c_1 r + \frac{c_2}{r}$$

Με συνοριακή συνθήκη $r \rightarrow \infty \rightarrow u = 0 \rightarrow c_1 = 0$

Προκύπτει λοιπόν : $u = \frac{c_2}{r}$

$$\text{Σημείωση : με } \varepsilon_{\theta} = \frac{u}{r} = \frac{c_2}{r^2}, \varepsilon_r = \frac{du}{dr} = -\frac{c_2}{r} \text{ και } \varepsilon_z = 0$$

Έχω $p_0 \varepsilon_r + \varepsilon_{\theta} + \varepsilon_z = 0$ συνεπώς στην ελαστική περιοχή η παραμόρφωση γίνεται χωρίς μεταβολή όγκου.

Αναφορικά με το συντελεστή c_2 γνωρίζω ότι :

$$1. \text{ στο τοίχωμα της σήραγγας : } r = R \rightarrow \sigma_r = p(1 - \lambda)p_0$$

$$2. \text{ από } u = \frac{c_2}{r} \rightarrow \varepsilon_r = \frac{du}{dr} = -\frac{c_2}{r^2} \ \& \ \varepsilon_{\theta} = \frac{u}{r} = \frac{c_2}{r^2}$$

έχω λοιπόν:

$$\sigma_r = p_0 - c_2 D(1 - K_0) \frac{1}{r^2} = p_0 - c_2 \frac{2G}{r^2}$$

$$\sigma_{\theta} = p_0 - c_2 D(1 - K_0) \frac{1}{r^2} = p_0 + c_2 \frac{2G}{r^2}$$

$$\text{Προκύπτει: } c_2 = \frac{(\lambda p_0(R^2))}{D(1 - K_0)} \rightarrow c_2 = \lambda \frac{(p_0(R^2))}{2G}$$

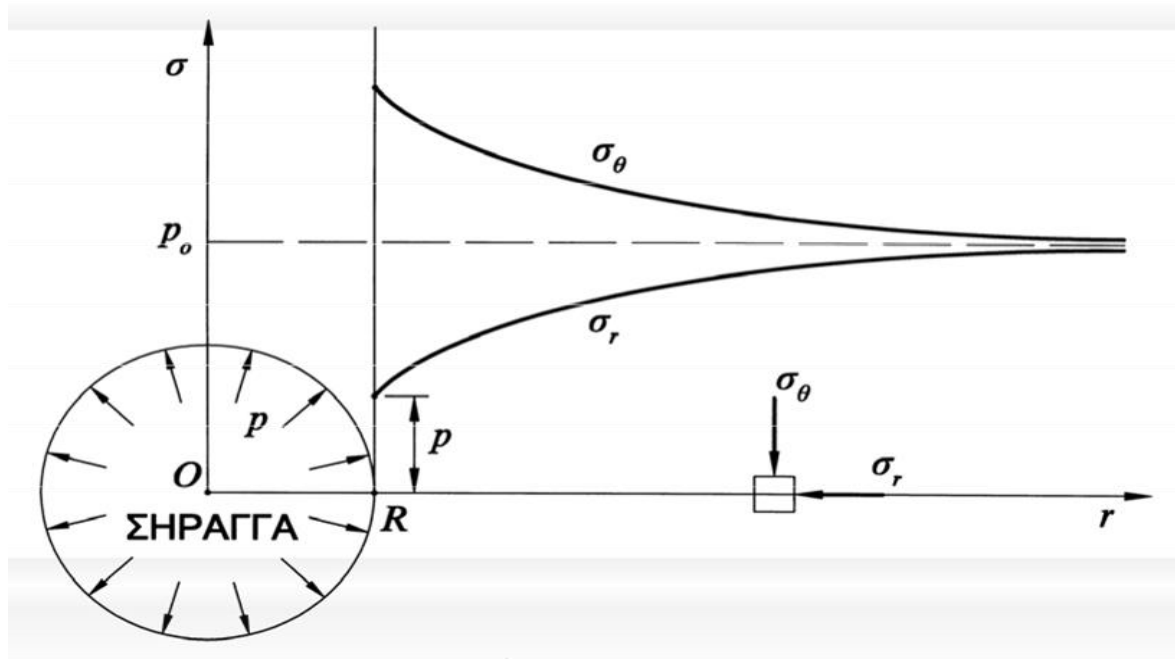
$$\text{οπότε : μετακίνηση (u) στην θέση (r) : } \frac{U}{R} = \lambda \left(\frac{p_0}{2G} \right) \left(\frac{R}{r} \right)$$

Τάσεις στην θέση (r) γύρω από τη σήραγγα :

$$\sigma_r = p_0 \left[1 - \lambda \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \quad \sigma_{\theta} = p_0 [1 - \lambda (R/r)^2]$$

Αναφορικά με το τοίχωμα της σήραγγας όπου $R=r$ έχουμε :

$$\sigma_r = p_0 [1 - \lambda] \quad \sigma_{\theta} = p_0 [1 + \lambda]$$



Εικόνα 2.5 Κατανομή τάσεων γύρω από κυκλική οπή. Παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους (Καββαδάς, 2012).

2.3.3 Ανάλυση σε αναπτυσσόμενη πλαστική ζώνη πέριξ της σήραγγας

Δηλαδή : εάν $\lambda_{cr} < 1$ ($\Leftrightarrow N_s > 1$) και $\lambda > \lambda_{cr}$, οπότε :

r_p = ακτίνα της πλαστικής ζώνης γύρω από τη σήραγγα ($r_p > R$)

Ελαστο-πλαστική συμπεριφορά στην περιοχή : $R \leq r \leq r_p$

Ελαστική συμπεριφορά στην περιοχή : $r > r_p$

Στην περιοχή αυτή ικανοποιείται η εξίσωση ισορροπίας το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb.

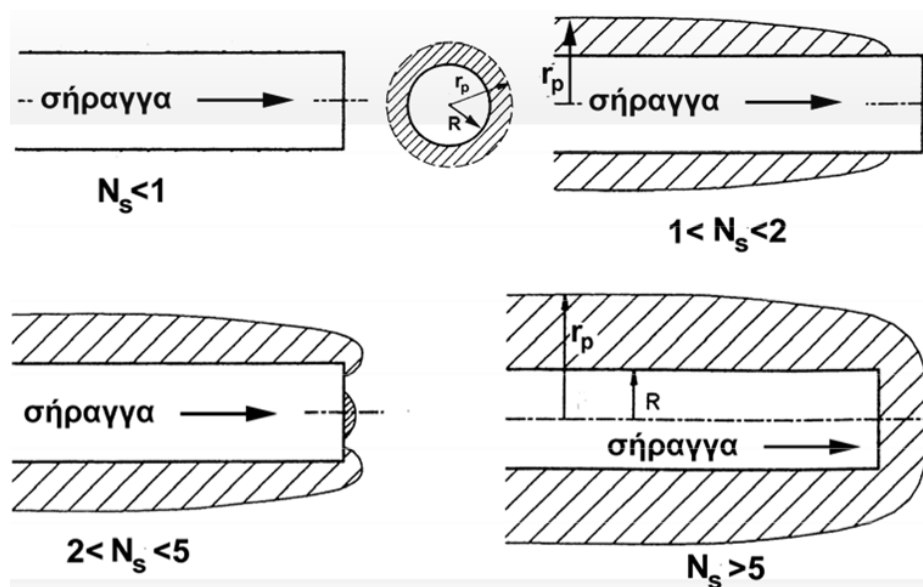
$$\text{Εξίσωση ισορροπίας : } \frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0$$

$$\text{Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb : } \sigma_\theta = k \sigma_r + \sigma_{cm}$$

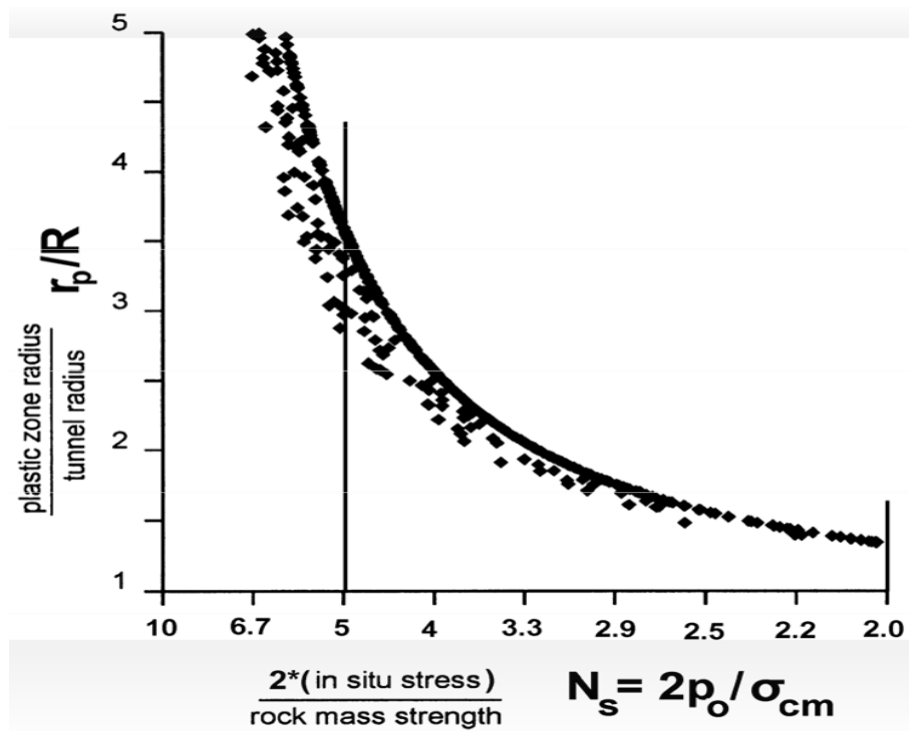
Η «κρίσιμη» τιμή του συντελεστή αποτόνωσης $\lambda = \lambda_{cr}$ αντιστοιχεί στην κατάσταση όπου η πλαστική ζώνη περιορίζεται ακριβώς στο τοίχωμα της σήραγγας, δηλαδή εάν: $r_p = R$.

Συμπερασματικά σύμφωνα με τους συντελεστές N_s και λ_{cr} καταλήγω ότι:

1. Εάν $N_s < 1$ τότε $\lambda_{cr} > 1$, δηλαδή γύρω από τη σήραγγα δεν αναπτύσσεται πλαστική ζώνη (ακόμη και στην πλήρη αποτόνωση $\lambda=1$).
2. Εάν $N_s = 1$ τότε $\lambda_{cr} = 1$, δηλαδή γύρω από τη σήραγγα αναπτύσσεται πλαστική ζώνη μόνον στην πλήρη αποτόνωση ($\lambda=1$).
3. Εάν $N_s > 1$ τότε $\lambda_{cr} < 1$, δηλαδή γύρω από τη σήραγγα αναπτύσσεται πλαστική ζώνη όταν ο συντελεστής αποτόνωσης υπερβεί την τιμή λ_{cr} (δηλαδή για $\lambda > \lambda_{cr}$).



Εικόνα 2.6 Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από σήραγγα (Καββαδάς, 2012).



Εικόνα 2.7 Ακτίνα πλαστικής ζώνης για διάφορες τιμές των N_s και «φ» στην πλήρη αποτόνωση ($\lambda=1$) (Καββαδάς, 2012).

Σχετικά με τις μετακινήσεις προσδιορίζοντας την συνάρτηση $\frac{UR}{UR_\infty}$

u_R = σύγκλιση του τοιχώματος για κάποιο λ

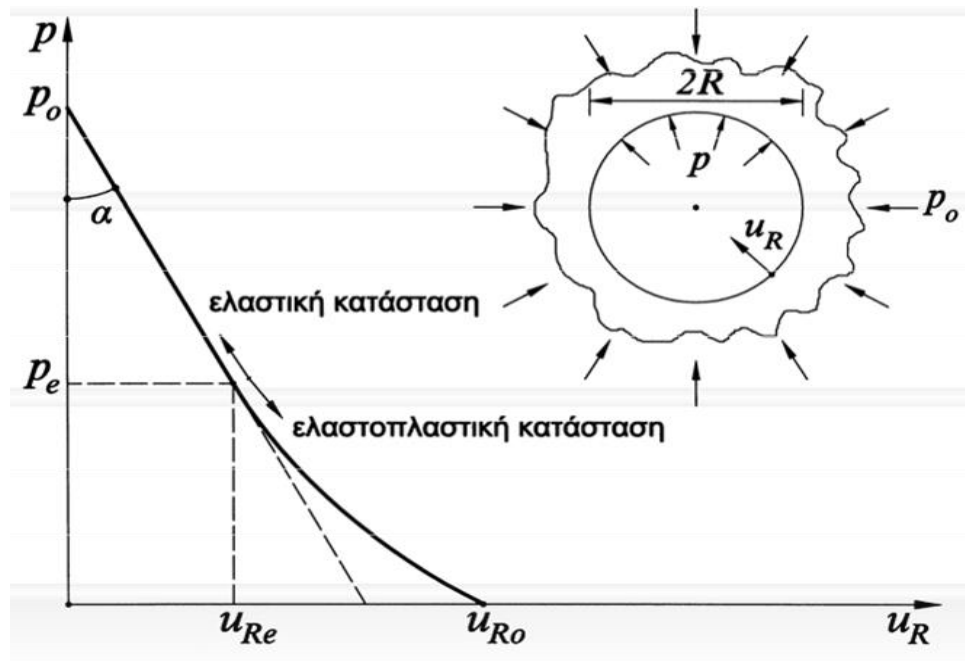
u_{R_∞} = σύγκλιση του τοιχώματος για $\lambda=1$

A. Εάν δεν υπάρχει πλαστική ζώνη :

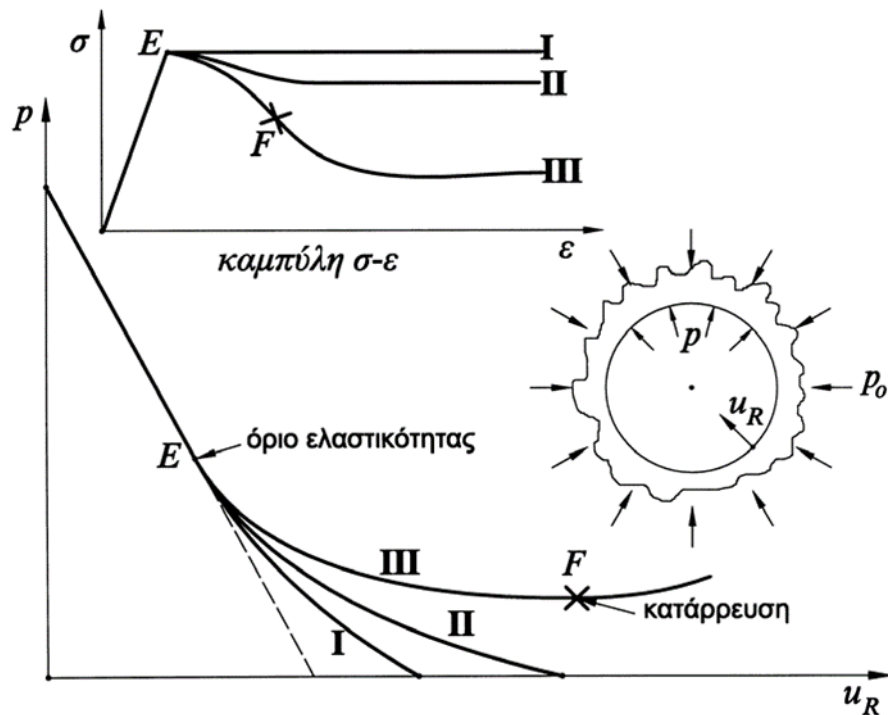
$$\frac{UR}{UR_\infty} = \lambda$$

B. Εάν υπάρχει πλαστική ζώνη :

$$\frac{UR}{UR_\infty} = \left(\frac{rp}{rp_\infty} \right)^{k+1}$$



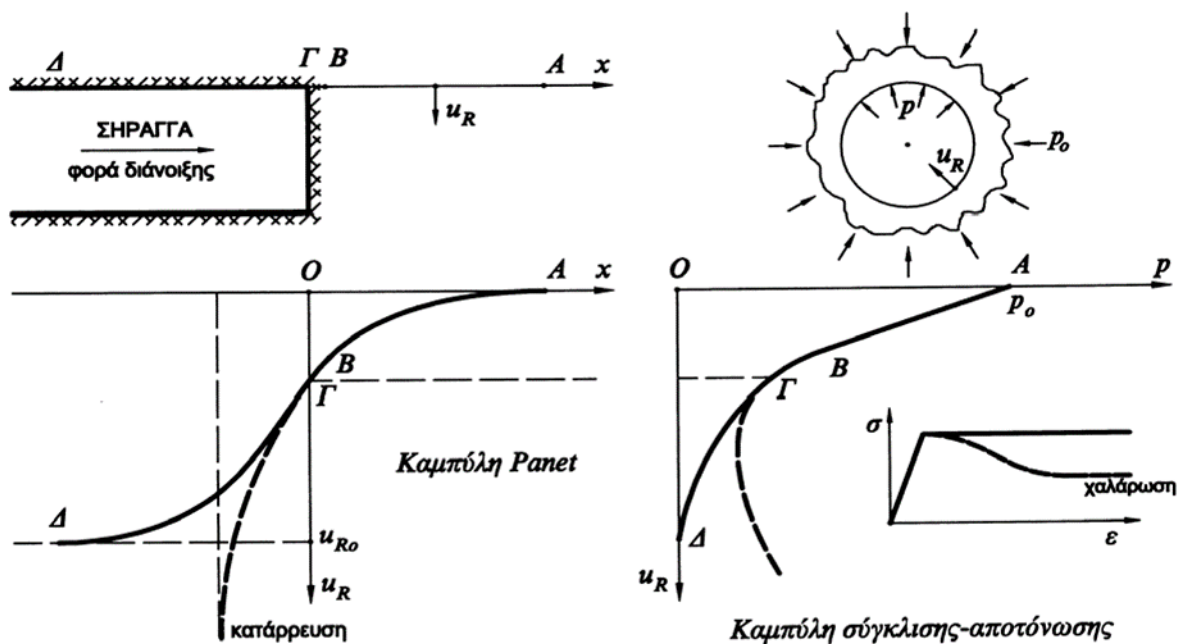
Εικόνα 2.8 Σχηματική καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης κυκλικής σήραγγας (ακτίνα R) (Καββαδάς, 2012).



Εικόνα 2.9: Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης για διάφορους τύπους συμπεριφοράς τάσεων-παραμορφώσεων της βραχόμαζας. Στην περίπτωση έντονης χαλάρωσης προκαλείται κατάρρευση της οροφής της σήραγγας (Καββαδάς, 2012).

2.4 Ανάλυση διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων σύμφωνα με καμπύλες Σύγκλισης-Αποτόνωσης

Κατά τη διάνοιξη σηράγγων οι μετακινήσεις του εδάφους αρχίζουν σε θέσεις αρκετά εμπρός από το μέτωπο διάνοιξης, δηλαδή πριν το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας φθάσει σε κάποια συγκεκριμένη θέση. Η παρακάτω εικόνα παρουσιάζει μια τέτοια καμπύλη (ΑΒΓΔ) εξέλιξης της σύγκλισης για ανυποστήρικτη σήραγγα, σε διάγραμμα $x - u_R$ όπου (u_R) είναι η σύγκλιση της οροφής της σήραγγας και (x) είναι η απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής. Από την εικόνα φαίνεται ότι ένα σημαντικό ποσοστό της συνολικής σύγκλισης (u_{RO}), της τάξεως του 30-35% της συνολικής σύγκλισης, συμβαίνει εμπρός από το μέτωπο της σήραγγας. Στο ίδιο σχήμα φαίνεται και η αντίστοιχη καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης. Συνεπώς, σε κάθε θέση (x) κατά μήκος του άξονα της σήραγγας αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης $x-u_R$ μια τιμή της σύγκλισης του τοιχώματος (u_R). Για τη συγκεκριμένη τιμή (u_R) αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης μια τιμή της πίεσης (p), η οποία είναι μικρότερη από την αρχική γεωστατική πίεση (p_0). Η πίεση (p) ονομάζεται ισοδύναμη εσωτερική πίεση επειδή προκαλεί την ίδια σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας με αυτήν που συμβαίνει σε απόσταση (x) από το μέτωπο της σήραγγας. Σημειώνεται ότι εάν η συμπεριφορά του εδάφους παρουσιάζει χαρακτηριστικά έντονης χαλάρωσης (δηλαδή μείωση της αντοχής με παρατεταμένη παραμόρφωση) τότε η διατομή της σήραγγας δεν ισορροπεί, η σύγκλιση της οροφής αυξάνει απεριόριστα και η διατομή καταρρέει.

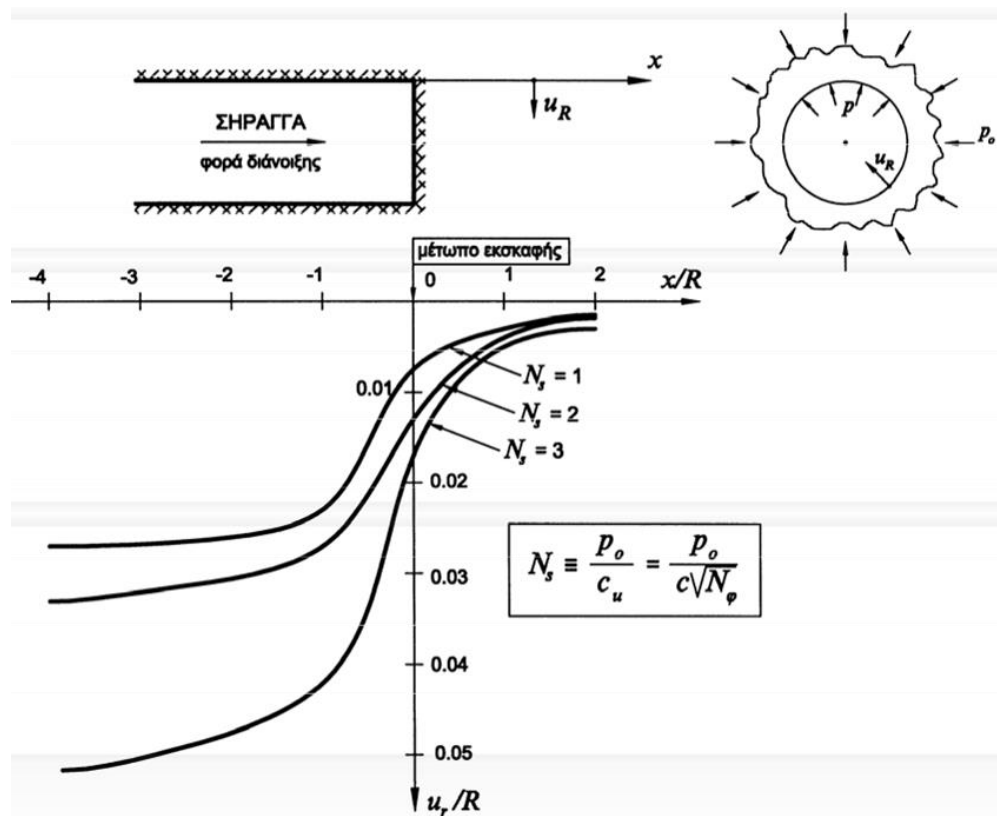


Εικόνα 2.10 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα (M.Panet, 1995).

Η συσχέτιση της σύγκλισης (u_R) του τοιχώματος της σήραγγας με την απόσταση (x) από το μέτωπο εκσκαφής είναι πολύ χρήσιμη γιατί επιτρέπει την εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας που έχει συμβεί πριν από την εφαρμογή της προσωρινής υποστήριξης.

Σημειώνεται ότι ακόμη και στην περίπτωση όπου η προσωρινή υποστήριξη εφαρμόζεται ακριβώς στη θέση του μετώπου της σήραγγας, κάποια σύγκλιση έχει ήδη συμβεί (της τάξεως του 30-35% της συνολικής σύγκλισης). Η σύγκλιση της βραχόμαζας πριν από την εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης συντελεί στην αποτόνωση της βραχόμαζας και τη μείωση των πιέσεων που θα ασκηθούν επί των μέτρων υποστήριξης. Κατά συνέπεια, η εκτίμηση της ως άνω σύγκλισης επηρεάζει σημαντικά το σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης.

Στα επόμενα εκτιμάται η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας συναρτήσει της απόστασης (x) από το μέτωπο εκσκαφής. Η σύγκλιση $u_R(x)$ του τοιχώματος ανυποστήρικτης σήραγγας σε απόσταση ($x < 0$) πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής (που βρίσκεται στη θέση $x = 0$) υπολογίζεται μέσω τρισδιάστατων (ή αξονοσυμμετρικών) αριθμητικών αναλύσεων της περιοχής του μετώπου εκσκαφής της σήραγγας. Από τις αναλύσεις αυτές υπολογίζεται η μετακίνηση του τοιχώματος (u_R) συναρτήσει της αξονικής απόστασης (x) από το μέτωπο, δηλαδή προκύπτει μια σχέση της μορφής : $u_R = f(x)$.



Εικόνα 2.11 Τυπικές μορφές καμπύλων Panet κατά μήκος του άξονα της σήραγγας, για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης (N_s).

2.4.1 Μέθοδος Panet.

Σε περίπτωση που δεν υφίσταται πλαστική ζώνη πέριξ της σήραγγας υπολογίζεται :

$$UR(x)/UR_{\infty} = 1 - 0.75 \left(\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right)} \right)^2$$

όπου:

R = η ακτίνα της σήραγγας

$u_R(x)$ = σύγκλιση του τοιχώματος ανυποστήρικτης σήραγγας σε απόσταση ($x < 0$) πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής, που βρίσκεται στη θέση $x = 0$

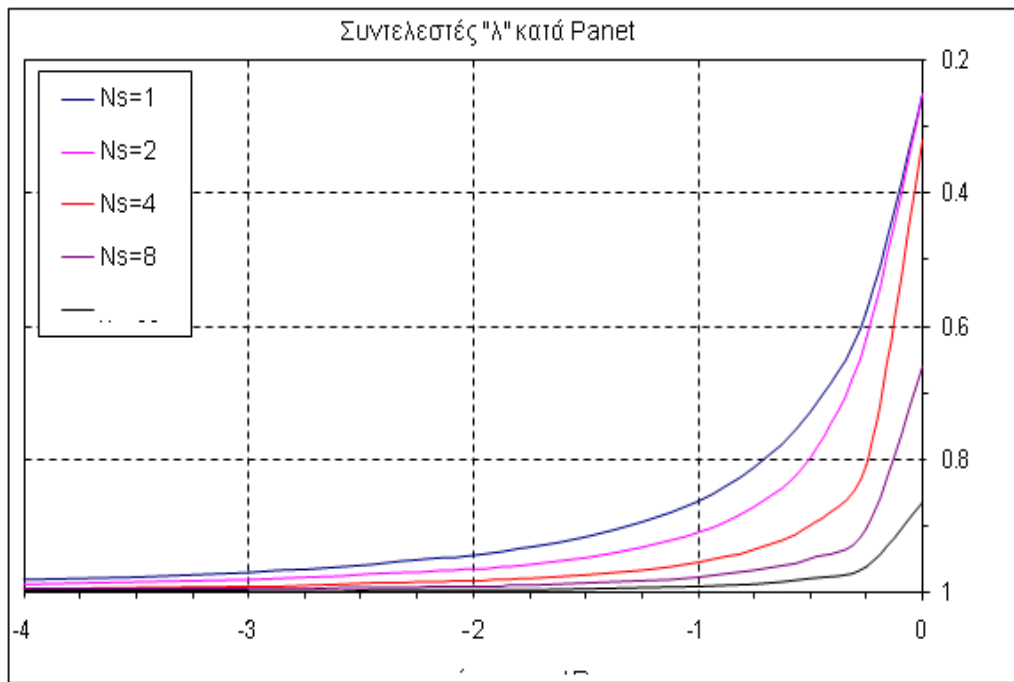
$u_{R\infty}$ = η τελική σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας σε μεγάλη απόσταση ($x = -\infty$) πίσω από το μέτωπο εκσκαφής. Για ελαστοπλαστική βραχομάζας και ισότροπες γεωστατικές τάσεις ($\sigma_v = \sigma_h = p_0$) η τελική σύγκλιση μπορεί να υπολογισθεί για μηδενική εσωτερική πίεση ($p=0$). Η σύγκλιση αυτή μπορεί να υπολογισθεί και με αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης της συμπεριφοράς της βραχομάζας κατά τη διάνοιξη της σήραγγας (π.χ. την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων), για μηδενική τιμή της εσωτερικής πίεσης.

Σε περίπτωση που υφίσταται πλαστική ζώνη πέριξ της σήραγγας υπολογίζεται :

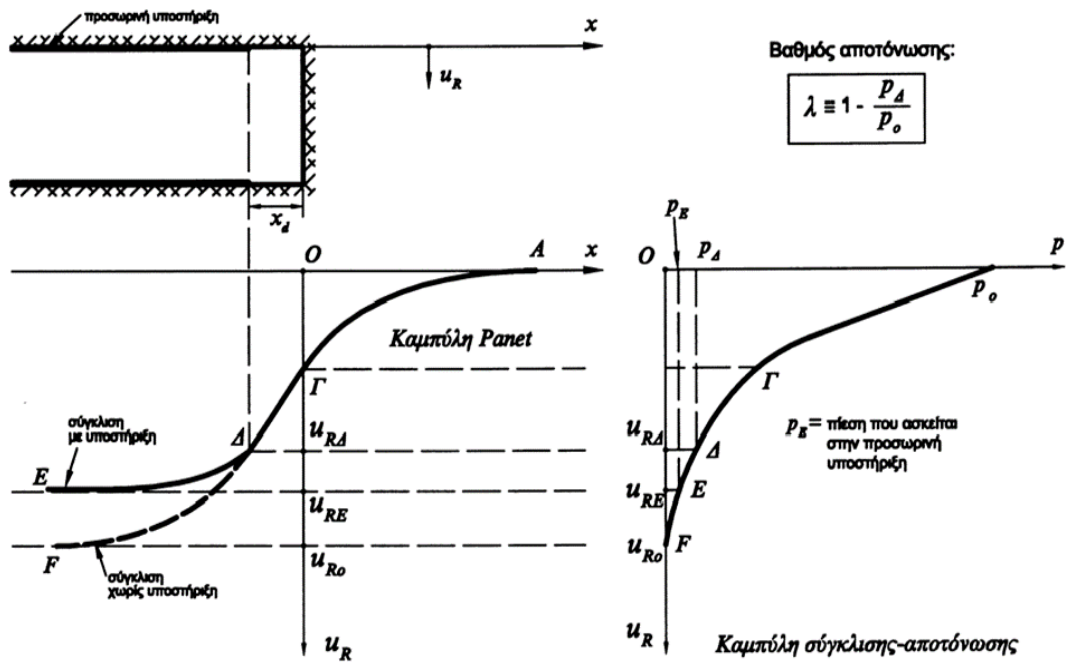
$$UR(x)/UR_{\infty} = 1 - 0.75 \left(\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right) \xi} \right)^2$$

Αποτέλεσμα μονοδιάστατων αναλύσεων σε ελαστική βραχομάζα :

$$\frac{UR(x)}{UR_{\infty}} = \lambda$$



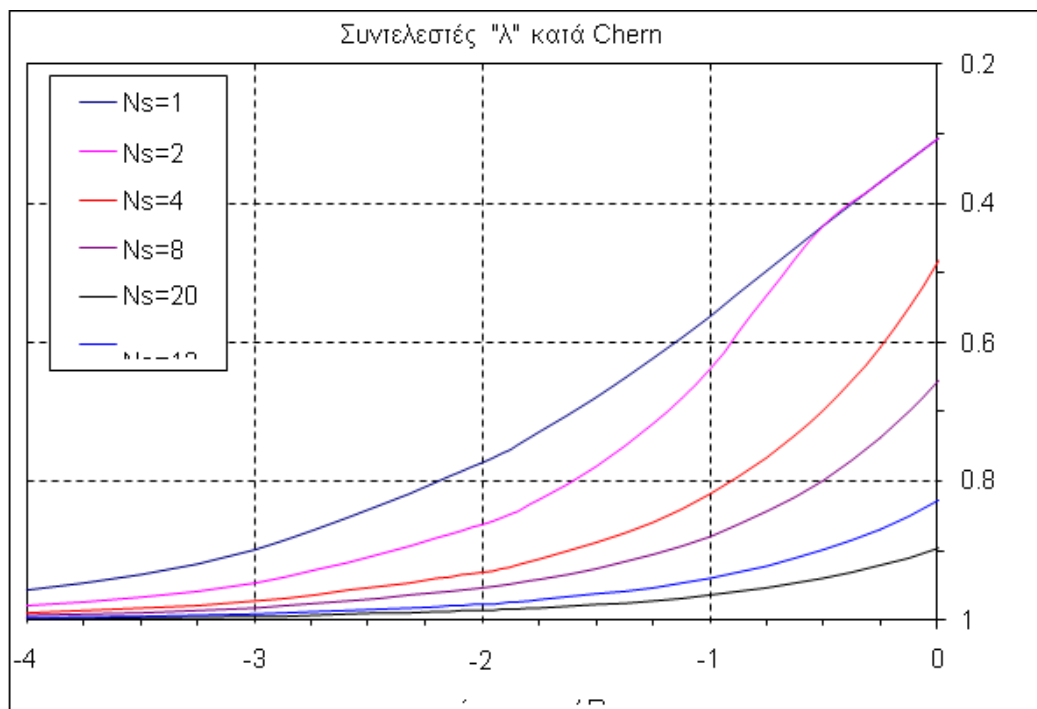
Εικόνα 2.12 Συντελεστές λ κατά Panet.



Εικόνα 2.13 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε σήραγγα υποστηριζόμενη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Καββαδάς, 2012).

2.4.2 Μέθοδος του Chern

Ο chern καταλήγει στον παρακάτω πίνακα αποτύπωσης του συντελεστή αποτόνωσης με λ :



Εικόνα 2.14 Συντελεστής λ κατά Chern.

Ο συνδυασμός των καμπύλων Panet ή Chern και της καμπύλης σύγκλισης- αποτόνωσης της ανυποστήρικτης διατομής επιτρέπει την εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος σε κάθε θέση (x) του άξονα της σήραγγας. Η μέθοδος είναι η εξής:

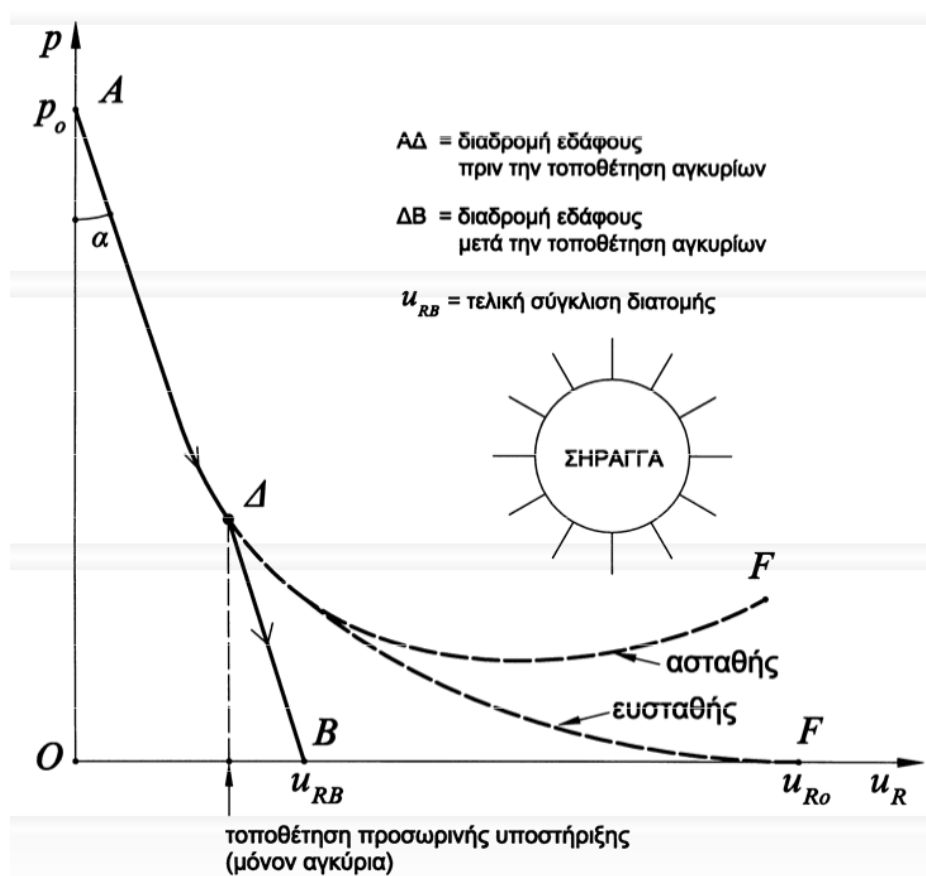
1. Υπολογίζεται ο συντελεστής υπερφόρτισης (N_s).
2. Από τη συγκεκριμένη καμπύλη Panet (Σχήμα 4) και τη συγκεκριμένη τιμή (x) υπολογίζεται ο βαθμός αποτόνωσης (λ) και στη συνέχεια η ισοδύναμη εσωτερική πίεση $p = p_0 (1-\lambda)$.
3. Υπολογίζεται η καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης με βάση τις ελαστικές παραμέτρους (E, ν) και τις παραμέτρους αντοχής (c, ϕ) του εδάφους.
4. Από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης και για την τιμή της πίεσης (p) που υπολογίστηκε παραπάνω, υπολογίζεται η σύγκλιση της διατομής (uR). (M.Panet, 1995)

2.4.3 Προσωρινή υποστήριξη σηράγγων

Συνήθως, σε κάποια (μικρή) απόσταση πίσω από το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας τοποθετούνται τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, χαλύβδινα πλαίσια, αγκύρια κλπ). Σκοπός της τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης είναι ο περιορισμός της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας, η αποφυγή κατάρρευσης της οροφής (στην περίπτωση συμπεριφοράς τύπου χαλάρωσης) καθώς και η αποφυγή αποσφηνώσεων βραχωδών τεμαχών. Με

την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης σε απόσταση x_d από το μέτωπο της εκσκαφής η καμπύλη σύγκλισης ακολουθεί τη διαδρομή της ευστάθειας .

Κατά την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης έχει ήδη συμβεί σύγκλιση του τοιχώματος ίση με (u_{Ri}) ανάλογη του σημείου εφαρμογής . Αμέσως μετά την τοποθέτηση, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι αφόρτιστο (επειδή τοποθετείται σε μια διατομή που ισορροπεί). Με την περαιτέρω προώθηση του μετώπου της σήραγγας, η διατομή τείνει να συγκλίνει περαιτέρω λόγω μείωσης της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης (p). Στην περαιτέρω σύγκλιση της διατομής ανθίσταται ο δακτύλιος από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αναλαμβάνοντας φορτία. Η ανάληψη φορτίων από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα προκαλεί συμπίεση του δακτυλίου και κάποια (μικρή) αύξηση της σύγκλισης της διατομής.



Εικόνα 2.15 Καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης σε σήραγγα με προσωρινή υποστήριξη από αγκύρια (Καββαδάς, 2012).

$$\sigma R = Ksn \left(\frac{u}{R} + \frac{1}{R} \frac{\partial v}{\partial \theta} \right) + Ksf \left(\frac{1}{R} \frac{\partial^4 u}{\partial \theta^4} + \frac{2}{R} \frac{\partial^2 u}{\partial \theta^2} + \frac{u}{R} \right)$$

$$\tau R \theta = -Ksn \left(\frac{1}{R} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{1}{R} \frac{\partial^2 v}{\partial \theta^2} \right)$$

Ξέροντας όπου: $Ksn = \frac{E [R^2 - (R-e)^2]}{(1+\nu) [1-2\nu]R^2 + (R-e)^2}$ αξονική αντίσταση του κελύφους.

Ξέροντας όπου: $Ksf = \frac{E}{12(1-\nu)} \frac{e^3}{R^3}$ καμπτική αντίσταση (δυσκαμψία) του κελύφους.

Στην περίπτωση αξονικής συμμετρίας (περί τον άξονα της σήραγγας) ισχύει: $\nu = 0$, $\partial \theta / \partial u = 0$, οπότε:

$$\sigma R = (Ksn + Ksf) \frac{u}{R}, \quad \tau R \theta = 0$$

Η τελευταία σχέση δίνει την συνδυασμένη δυσ-παραμορφωσιμότητα (ατένεια και δυσκαμψία) της επένδυσης της σήραγγας, δηλαδή την απόκριση (σύγκλιση) της επένδυσης κατά την εφαρμογή πίεσης (σR) εκ της βραχόμαζας.

Οι ανωτέρω διαφορικές εξισώσεις μπορούν να επιλυθούν για διάφορες κατανομές των εξωτερικών πιέσεων της μορφής:

$$\sigma R = \frac{1}{2} [(p_v + p_h) + (p_v - p_h) \cos 2\theta]$$

όπου για $\theta = 0$ (κατακόρυφη διεύθυνση): $\sigma R = p_v$, $\tau R \theta = 0$

για $\theta = 45^\circ$: $\sigma R = \frac{1}{2} [(p_v + p_h)]$, $\tau R \theta = r$

και για $\theta = 90^\circ$ (οριζόντια διεύθυνση): $\sigma R = p_h$, $\tau R \theta = 0$.

Οι κατανομές τάσεων αυτής της μορφής αντιστοιχούν σε ανισότροπες γεωστατικές τάσεις p_v και p_h στην κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση, αντιστοίχως, οπότε: $r = \frac{1}{2}(p_v - p_h)$

Επίλυση των διαφορικών εξισώσεων για την ανωτέρω κατανομή των εξωτερικών τάσεων, δίνει τις εξής μετακινήσεις του κελύφους:

$$\frac{u}{R} = \left(\frac{1}{Ksn + Ksf} \right) p + \frac{1}{9Ksf} \left[q - \frac{1}{2}r \right] \cos 2\theta$$

$$\frac{v}{R} = \left(\frac{4}{Ksn} \right) r \sin 2\theta - 1 \frac{1}{18Ksf} \left[q - \frac{1}{2}r \right] \sin 2\theta$$

Όπου : $p = \frac{1}{2}(p_v + p_h)$ και $q = p - \frac{1}{2}(p_v - p_h)$ Στην περίπτωση όπου p_v και p_h είναι οι ανισότροπες γεωστατικές τάσεις στην κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση, αντιστοίχως ισχύει επιπλέον: $r=q$.

Αντιστοίχως, για την καμπτική ροπή (M) και την αξονική δύναμη στο κέλυφος ισχύουν οι διαφορικές εξισώσεις:

$$\frac{N}{R} + \frac{1}{R^2} \frac{d^2 M}{d\theta^2} = \sigma R$$

,

$$\frac{1}{R^2} \frac{dM}{d\theta} - \frac{1}{R} \frac{dN}{d\theta} = \tau \theta R$$

Για τις ανωτέρω κατανομές των (σR) και ($\tau \theta R$), οι τελευταίες διαφορικές εξισώσεις επιλύονται και δίνουν τις ακόλουθες κατανομές της αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής στο κέλυφος (Καββαδάς, 2012):

$$N = pR + \frac{1}{3} (2r - q) R \cos 2\theta \qquad M = \frac{1}{6} (r - 2q) R^2 \cos 2\theta$$

2.4.5 Υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια

Στην περίπτωση υποστήριξης της σήραγγας με χαλύβδινα πλαίσια σε καλή επαφή με τη βραχώμαζα, η ατένεια και δυσκαμψία των στοιχείων αυτών υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$Ksn = \frac{EaA}{LR} \quad , \quad Ksf = \frac{Eal}{LR^3}$$

όπου:

L = απόσταση μεταξύ των πλαισίων (κατά μήκος του άξονα της σήραγγας)

R = ακτίνα της σήραγγας

Ea = μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα

A = εμβαδόν διατομής του πλαισίου

I = ροπή αδρανείας της διατομής του πλαισίου

2.4.6 Υποστήριξη με αγκύρια και βλήτρα

Στην περίπτωση υποστήριξης της διατομής της σήραγγας με αγκύρια ή βλήτρα, η δυσκαμψία του συστήματος της υποστήριξης είναι μηδέν και η ατένεια (K_{sn}) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\frac{1}{K_{sn}} = \frac{ab}{R} \left(\frac{4L}{\pi d^2 E_b} + Q \right)$$

όπου: (a, b) είναι οι διαστάσεις του κανάβου των αγκυρίων, (R) είναι η ακτίνα της σήραγγας, (d) είναι η διάμετρος των αγκυρίων, (E_b) είναι το μέτρο ελαστικότητας των αγκυρίων, (L) είναι το συνολικό μήκος των αγκυρίων για αγκύρια διαστελλόμενης κεφαλής και το ήμισυ του μήκους για αγκύρια συνεχούς πάκτωσης, ενώ $Q = 0.03 - 0.05 \text{ m/MN}$ που δίνει μια αυξημένη ενδοσιμότητα των παθητικών αγκυρίων λόγω χαλαρότητας (απαιτείται κάποια αρχική παραμόρφωση για να αρχίσουν να αναλαμβάνουν φορτία).

Στην περίπτωση υποστήριξης της διατομής της σήραγγας με περισσότερα του ενός συστήματα (π.χ. αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα) οι δυσκαμψίες και ατένειες αθροίζονται.

Ο ακόλουθος Πίνακας παρουσιάζει ενδεικτικές τιμές της ατένειας (K_{sn}) και δυσκαμψίας (K_{sf}) για διάφορα είδη προσωρινής υποστήριξης κυκλικής σήραγγας διαμέτρου 10 μέτρων.

Είδος υποστήριξης	K_{sn} (MPa)	K_{sf} (MPa)
Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 10cm	210	0.004
Έγχυτο σκυρόδεμα πάχους 40cm	2500	1.35
Δακτύλιος από έξι προκατασκευασμένα στοιχεία μπετόν πάχους 30cm	2800	0.50
Χαλύβδινα πλαίσια HEB140 ανά 1m, σε καλή επαφή με το βράχο	190	0.0025
Αγκύρια διαστελλόμενου άκρου μήκους 4m, d = 18mm, σε κάρναβο 1m x 1m	22.5	0

2.4.7 Ανάλυση με τη μέθοδο Rabcewicz

Κατά τη μέθοδο αυτή ελέγχεται η επάρκεια του συστήματος άμεσης υποστήριξης μιας σήραγγας, δηλαδή υπολογίζεται ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας του συστήματος άμεσης υποστήριξης. Η μέθοδος Rabcewicz βασίζεται στις εξής παραδοχές (Rabcewicz, 1973):

1. Η διατομή της σήραγγας είναι κυκλική με ακτίνα R . Η παραδοχή αυτή δεν περιορίζει σημαντικά το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου επειδή τα αποτελέσματα των υπολογισμών δεν είναι πολύ ευαίσθητα στην τιμή της ακτίνας R . Συνεπώς στις μη-κυκλικές σήραγγες μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια μέση ακτίνα καμπυλότητας του ανώτερου τμήματος της σήραγγας (αφού ο έλεγχος επάρκειας γίνεται στην περιοχή της στέψης της σήραγγας).

2. Οι αρχικές τάσεις είναι ισότροπες, δηλαδή $\sigma_v = \sigma_h = p_0$. Η παραδοχή αυτή είναι αρκετά σημαντική και περιορίζει κάπως το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου. Παρά ταύτα, η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιείται με τη συντηρητική θεώρηση $p_0 = \max(\sigma_v, \sigma_h)$ ή θεωρώντας $p_0 = (\sigma_v + \sigma_h)/2$

Η εφαρμογή της μεθόδου Rabcewicz περιλαμβάνει τα εξής στάδια υπολογισμών:

1. Υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα (p_u) των στοιχείων άμεσης υποστήριξης,

δηλαδή η οριακή πίεση που μπορούν να αναλάβουν το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, τα χαλύβδινα πλαίσια και τα αγκύρια.

2. Από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης της ανυποστήρικτης διατομής, τον συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων που αντιστοιχεί στην εφαρμογή των μέτρων άμεσης υποστήριξης (που υπολογίζεται από τις καμπύλες Panet) και την ακαμψία του δακτυλίου από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα/χαλύβδινα πλαίσια, υπολογίζεται η τελική κατάσταση ισορροπίας του συστήματος βραχόμαζα-υποστήριξη, δηλαδή η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας και η αντίστοιχη πίεση (p_l) της βραχόμαζας στην επένδυση της σήραγγας.

3. Υπολογίζεται ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας της άμεσης υποστήριξης από τη σχέση (Rabcewicz, 1973):

$$FS = \frac{p_u}{p_l}$$

Η φέρουσα ικανότητα (p_u) της άμεσης υποστήριξης υπολογίζεται ως το άθροισμα των αντοχών του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (S), των αγκυριών (A) και των χαλυβδίνων πλαισίων (R) από την σχέση:

$$p_u = p_u^S + p_u^A + p_u^R$$

$$pu^s = \frac{d t^s}{\frac{b}{2} \sin a^s}$$

: φέρουσα ικανότητα του δακτυλίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πάχους (d) και διατμητικής αντοχής: $\tau^s = 0.20 f_c$, όπου f_c είναι η θλιπτική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και $a^s = a^R = 45 - \frac{\varphi}{2}$, $b = 2R \cos a^s$, (R) είναι η μέση ακτίνα καμπυλότητας στην περιοχή της στέψης της σήραγγας.

$$pu^A = \frac{f^A \beta_s}{l x t}$$

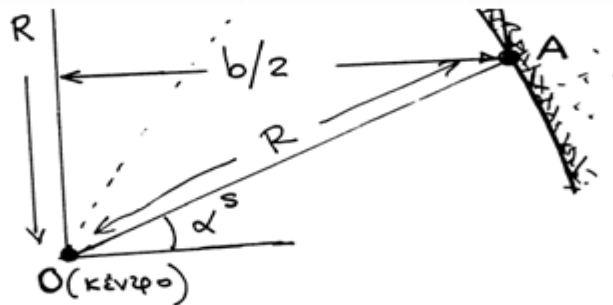
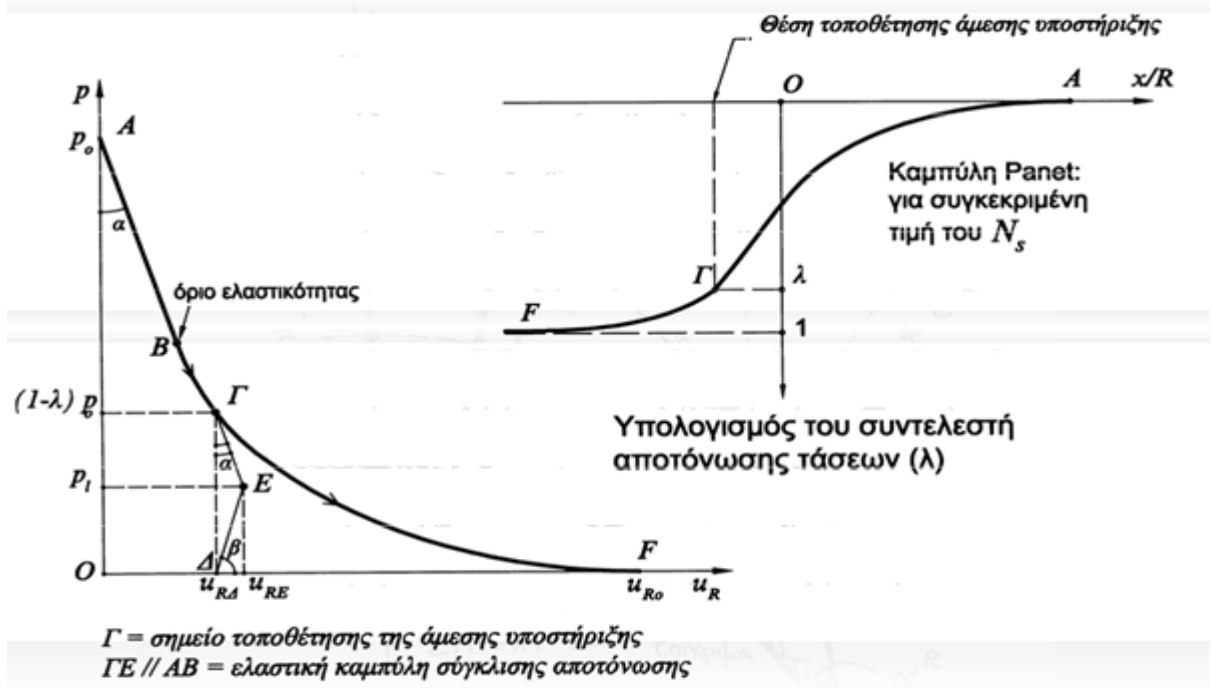
$f^A = \pi D^2/4$: (D = διάμετρος ράβδου του αγκυρίου), β_s = όριο διαρροής του χάλυβα των αγκυριών και (l x t) είναι οι διαστάσεις του κανάβου των αγκυριών. Η ως άνω φέρουσα ικανότητα του κανάβου των αγκυριών προσδιορίστηκε ως η μέση πίεση που αντιστοιχεί στο φορτίο διαρροής των αγκυριών.

$$pu^R = \frac{\left(\frac{f^R}{L^R}\right) t^R}{\frac{b}{2} \sin a^s}$$

: είναι η φέρουσα ικανότητα των χαλύβδινων πλαισίων εμβαδού διατομής f^R , τοποθετημένων σε αποστάσεις L^R ,

$\tau^R = \tau^S \left(\frac{E_R}{E_S} \right)$ είναι η διατμητική τάση στα χαλύβδινα πλαίσια κατά τ διατμητική αστοχία του

εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην περιοχή του σημείου A. Στην τελευταία σχέση, (E_R) είναι το μέτρο ελαστικότητας των χαλύβδινων πλαισίων και (E_S) είναι το μέτρο ελαστικότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.



Εικόνα 2.17 Μέθοδος Rabcewicz – χρήση της καμπύλης σύγκλισης- αποτόνωσης κατά την εφαρμογή της μεθόδου Rabcewicz (Rabcewicz, 1973).

2.4.8 Υπολογισμός της πίεσης της βραχόμαζας στην επένδυση

Η πίεση της βραχόμαζας στην άμεση επένδυση σηράγγων υπολογίζεται μέσω της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης και των καμπύλων Panet.

1. Υπολογίζεται ο συντελεστής υπερφόρτισης (overload factor) N_s :

$$N_s = \frac{p_0}{c\sqrt{N_\phi}} \quad , \quad N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

όπου (p_0) είναι η μέση αρχική γεωστατική πίεση: $p_0 = (\sigma_n + \sigma_h)/2$ και (c, ϕ) είναι οι παράμετροι αστοχίας της βραχόμαζας κατά Mohr-Coulomb. Σε περίπτωση ισχύος του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown, οι αντίστοιχες παράμετροι (c, ϕ) μπορούν να υπολογισθούν για τιμή της ελάχιστης κύριας τάσης $\sigma_3 = p_0/2$ (δηλαδή θεωρώντας ότι ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων είναι περίπου ίσος με 0.50) (Καββαδάς, 2012).

2. Για τη συγκεκριμένη θέση (x) τοποθέτησης της άμεσης υποστήριξης και την ως άνω υπολογισθείσα τιμή του (Ns), υπολογίζεται από τις καμπύλες Panet ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων (λ).
3. Με βάση τα μηχανικά χαρακτηριστικά παραμορφωσιμότητας και αντοχής της βραχόμαζας υπολογίζεται η καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης. Η μορφή της καμπύλης φαίνεται στην εικόνα 2.18 (καμπύλη ABGF). Το αρχικό τμήμα της καμπύλης (AB) αντιστοιχεί στην ελαστική συμπεριφορά της βραχόμαζας και έχει κλίση:

$$\tan a = \frac{(1 + \nu) R}{E}$$

όπου: R = μέση ακτίνα καμπυλότητας της σήραγγας E, ν = ελαστικές σταθερές της βραχόμαζας

4. Από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης και για την ισοδύναμη εσωτερική πίεση $p_{\Gamma} = (1-\lambda) p_0$ υπολογίζεται η θέση του σημείου Γ επί της καμπύλης που αντιστοιχεί στο σημείο τοποθέτησης της άμεσης υποστήριξης.
5. Η ευθεία ΔΕ αντιστοιχεί στην απόκριση (δηλαδή τη σχέση σύγκλισης ως προς φόρτιση) του δακτυλίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και έχει κλίση:

$$\tan \beta = \frac{E_s}{R(1 + \nu_s) \left[1 - \nu_s \left(\frac{R}{d} \right) - \left(\frac{\nu_s}{2} \right) \right]}$$

όπου (E_s , ν_s) είναι οι ελαστικές σταθερές του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και (d) είναι το πάχος του.

6. Η ευθεία ΓΕ είναι παράλληλη με την AB και αντιστοιχεί στην ελαστική καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης της βραχόμαζας, δεδομένου ότι μετά την τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης η αντοχή της βραχόμαζας αυξάνει λόγω εγκιβωτισμού και συνεπώς η περαιτέρω συμπεριφορά της είναι ελαστική. Έτσι, το σημείο Ε αντιστοιχεί στην κατάσταση τελικής ισορροπίας της υποστηριζόμενης διατομής και η πίεση της βραχόμαζας στην επένδυση της σήραγγας είναι:

$$p_l = \left[\frac{(1 - \lambda) \tan a \tan \beta}{1 + \tan a \tan \beta} \right] p_0$$

ενώ η αντίστοιχη σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας είναι:

$$u_{RE} = u_{RA} + (p_l / \tan \beta)$$

όπου (u_{RA}) είναι η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας κατά την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης.

2.4.9 Απλοποιημένη ελαστοπλαστική ανάλυση

Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην απλοποίηση της λειτουργίας των μέτρων άμεσης υποστήριξης της σήραγγας μέσω της αντικατάστασής τους από μια ισοδύναμη αύξηση της διατμητικής αντοχής της βραχόμαζας. Στη συνέχεια αναλύεται η διάνοιξη της σήραγγας (στην ως άνω ενισχυμένη βραχόμαζα) χωρίς πλέον μέτρα άμεσης υποστήριξης και υπολογίζονται οι τάσεις γύρω από τη σήραγγα. Οι τάσεις αυτές χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο της επάρκειας της άμεσης υποστήριξης. μέθοδος είναι ελαφρώς συντηρητική επειδή κατά τον έλεγχο επάρκειας των αγκυρίων θεωρείται ότι το σύνολο των φορτίων της βραχόμαζας αναλαμβάνεται μόνον από τα αγκύρια (δηλαδή σε ορισμένους ελέγχους αμελείται η υποβοηθητική λειτουργία του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των χαλύβδινων πλαισίων).

Σημειώνεται ότι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τα χαλύβδινα πλαίσια δεν αμελούνται πλήρως αφού η λειτουργία τους λαμβάνεται υπόψη κατά τον υπολογισμό της αύξησης της διατμητικής αντοχής της βραχόμαζας. Τέλος, εάν η ανάλυση της διάνοιξης της σήραγγας γίνει μέσω των καμπύλων σύγκλισης-αποτόνωσης, εξ ανάγκης γίνεται η παραδοχή ισότροπων αρχικών γεωστατικών τάσεων ($\sigma_v = \sigma_h = p_0$) που περιορίζει κάπως το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου. Παρά ταύτα η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιείται με τη συντηρητική θεώρηση $p_0 = \max(\sigma_v, \sigma_h)$ ή θεωρώντας ότι $p_0 = (\sigma_v + \sigma_h)/2$. Στα επόμενα περιγράφεται ο τρόπος εφαρμογής της απλοποιημένης ελαστοπλαστικής ανάλυσης (Καββαδάς, 2012).

2.4.9.1 Αύξηση της διατμητικής αντοχής της βραχόμαζας

Η βραχόμαζα που περιβάλλει τη σήραγγα ασκεί πίεση στην άμεση υποστήριξη της διατομής οπότε και η άμεση υποστήριξη ασκεί μια ίση και αντίθετη πίεση στη βραχόμαζα. Η πίεση αυτή προκαλεί εγκιβωτισμό της βραχόμαζας και συνεπώς αυξάνει την αντοχή της (λειτουργία σ_3). Στα επόμενα, υπολογίζεται η ισοδύναμη αύξηση της συνοχής (Δc) της βραχόμαζας που αντιστοιχεί στην παραπάνω πίεση σ_3 . Θεωρείται ότι η βραχόμαζα ακολουθεί το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb με παραμέτρους (c, φ).

- Αντοχή (σ_1) της βραχόμαζας με την παρουσία της πίεσης (σ_3):

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \quad , \quad \text{όπου} \quad N_\varphi = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Αντοχή της βραχόμαζας χωρίς την παρουσία της πίεσης (σ_3) αλλά με αυξημένη συνοχή:

$$\sigma_1 = 2(c + \Delta c)\sqrt{N_\varphi} \rightarrow \Delta c = \frac{1}{2}\sigma_3\sqrt{N_\varphi}$$

η μέγιστη δυνατή τιμή της πίεσης (σ_3) είναι ίση με τη φέρουσα ικανότητα των μέτρων άμεσης υποστήριξης, δηλαδή:

$$\sigma_3 = pu = pu^s + pu^A + pu^R$$

2.4.9.2 *Ανάλυση της διάνοιξης της σήραγγας*

Μετά τον υπολογισμό της αυξημένης αντοχής της βραχώμαζας, αναλύεται η διάνοιξη της σήραγγας στην ενισχυμένη βραχώμαζα (χωρίς πλέον την τοποθέτηση μέτρων άμεσης υποστήριξης αφού αυτά έχουν ληφθεί υπόψη στην αυξημένη αντοχή της βραχώμαζας). Ειδικότερα διανοίγεται (σε μια φάση) μια οπή με τις διαστάσεις της σήραγγας σε υλικό με τις ελαστικές σταθερές (E, ν) της βραχώμαζας και χαρακτηριστικά αστοχίας ($c+\Delta c, \phi$), όπου (c, ϕ) είναι τα χαρακτηριστικά αστοχίας της βραχώμαζας και (Δc) η αύξηση της αντοχής λόγω της άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Η διαδικασία αυτή δεν εισάγει σημαντικό σφάλμα για τους εξής λόγους (Καββαδάς, 2012):

- Είναι γεγονός ότι η αντοχή της βραχώμαζας είναι αυξημένη μόνον σε μια περιορισμένη ζώνη κοντά στο τοίχωμα της σήραγγας και όχι σε όλη την έκταση της βραχώμαζας. Όμως, συνήθως, η περιοχή της βραχώμαζας που αστοχεί περιορίζεται κοντά στο τοίχωμα της σήραγγας ενώ η υπόλοιπη βραχώμαζα παραμένει ελαστική. Κατά συνέπεια, η παραδοχή αυξημένης αντοχής και μακριά από το τοίχωμα της σήραγγας δεν προκαλεί σφάλμα αφού ούτως ή άλλως η περιοχή αυτή δεν αστοχεί.
- Η εξ' αρχής θεώρηση αυξημένης αντοχής της βραχώμαζας δεν είναι απολύτως ορθή αφού η άμεση υποστήριξη τοποθετείται αφού ήδη έχουν συμβεί κάποιες παραμορφώσεις της βραχώμαζας (και πιθανώς έχουν αναπτυχθεί και κάποιες πλαστικές παραμορφώσεις). Όμως, συνήθως η έκταση της πλαστικοποίησης είναι περιορισμένη και συνεπώς μπορεί

πρακτικώς να αμεληθεί. Σε περίπτωση που απαιτείται λεπτομερέστερη θεώρηση, μπορεί να γίνει διάνοιξη της οπής σε δυο φάσεις:

(α) Χαλάρωση κατά τον συντελεστή αποτόνωσης με χαρακτηριστικά βραχώμαζας (c, ϕ), δηλαδή χωρίς βελτίωση.

(β) Ολοκλήρωση της διάνοιξης (δηλαδή μηδενισμός της εσωτερικής πίεσης της οπής) με βελτιωμένα χαρακτηριστικά της βραχώμαζας ($c+\Delta c, \phi$) λόγω της παρουσίας της άμεσης υποστήριξης.

2.4.9.3 Έλεγχος επάρκειας της άμεσης υποστήριξης

Οι ως άνω μέσες τιμές των κύριων τάσεων ($\bar{\sigma}_1$ και $\bar{\sigma}_3$) χρησιμοποιούνται στον έλεγχο της επάρκειας της άμεσης υποστήριξης ως εξής:

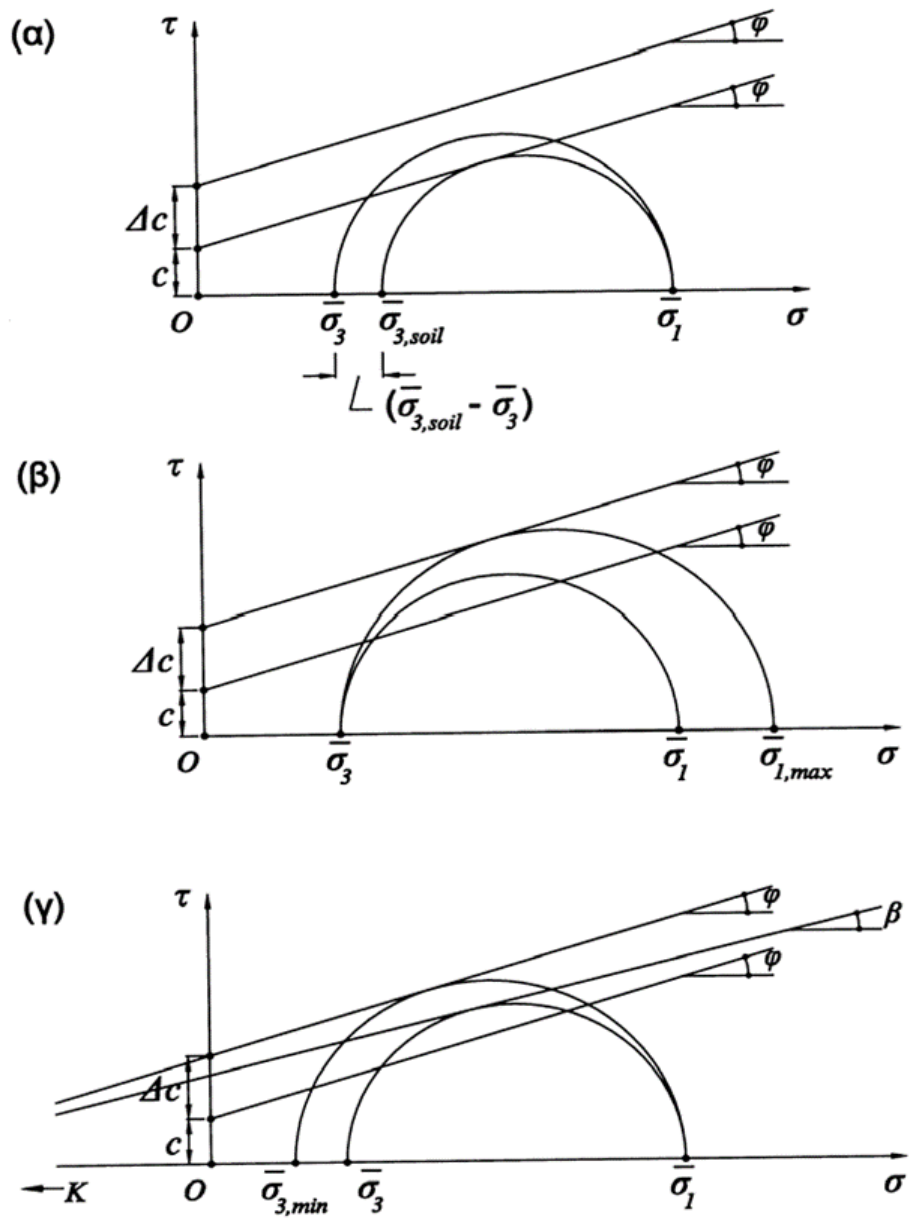
❖ Εκτίμηση του διαθέσιμου συντελεστή ασφαλείας (Σχήμα α).

Οι τάσεις ($\bar{\sigma}_1$ και $\bar{\sigma}_3$) δεν προκαλούν την αστοχία της βελτιωμένης βραχώμαζας που διαθέτει αυξημένη συνοχή ($c+\Delta c$) όμως εν γένει θα προκαλούσαν την αστοχία της μη-βελτιωμένης βραχώμαζας με συνοχή (c). Ειδικότερα, θεωρώντας σταθερή την τάση ($\bar{\sigma}_1$), η τάση ($\bar{\sigma}_{3,soil}$) που θα προκαλούσε την αστοχία της μη-βελτιωμένης βραχώμαζας είναι:

$$\bar{\sigma}_{3,soil} = \frac{\bar{\sigma}_1 - 2c\sqrt{N_\phi}}{N_\phi} \geq \bar{\sigma}_3$$

Συνεπώς, η άμεση υποστήριξη αναλαμβάνει πίεση ($\bar{\sigma}_{3,soil} - \bar{\sigma}_3$), ενώ η φέρουσα ικανότητά της είναι (p_u). Άρα ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας της άμεσης υποστήριξης είναι:

$$FS_1 = \frac{p_u}{\bar{\sigma}_{3,soil} - \bar{\sigma}_3}$$



Εικόνα 2.18 Έλεγχος επάρκειας της άμεσης υποστήριξης (Καββαδάς, 2012).

- ❖ Έλεγχος επάρκειας του μήκους των αγκυρίων (Σχήμα β). Θεωρώντας σταθερή την ελάχιστη κύρια τάση ($\bar{\sigma}_3$), υπολογίζεται η μέγιστη κύρια τάση ($\bar{\sigma}_{1,max}$) που θα προκαλούσε αστοχία της βελτιωμένης βραχώμαζας:

$$\bar{\sigma}_{1,max} = \bar{\sigma}_3 \rightarrow N_\varphi + 2(c + \Delta c)\sqrt{N_\varphi} \geq \bar{\sigma}_1$$

Η τάση αυτή είναι η μέγιστη τιμή της περιφερειακής τάσης (σ_θ) που μπορεί να αναλάβει η βελτιωμένη βραχώμαζα. Το ελάχιστο μήκος αγκυρίων από το οποίο θα μπορούσε να αναληφθεί η τάση αυτή είναι (L_{\min}):

$$\vec{\sigma}_1, \max \times L_{\min} = \vec{\sigma}_1 \quad L = \text{μέση θλιπτική δύναμη στη ζώνη μήκους (L)}$$

Ο συντελεστής ασφαλείας του μήκους των αγκυρίων είναι:

$$FS_2 = \frac{L}{L_{\min}} = \frac{\vec{\sigma}_1, \max}{\vec{\sigma}_1}$$

❖ Έλεγχος επάρκειας έναντι γενικευμένης αστοχίας (Σχήμα γ).

Θεωρώντας σταθερή τη μέγιστη κύρια τάση ($\vec{\sigma}_1$), υπολογίζεται η ελάχιστη κύρια τάση ($\vec{\sigma}_3, \min$) που θα προκαλούσε αστοχία της βελτιωμένης βραχώμαζας:

$$\vec{\sigma}_3, \min = \frac{\vec{\sigma}_1 - 2(c + \Delta c)\sqrt{N_\varphi}}{N_\varphi} \geq \vec{\sigma}_3$$

Από το σημείο τομής (K) της περιβάλλουσας αστοχίας της βελτιωμένης βραχώμαζας άγεται εφαπτομένη στο κύκλο ($\vec{\sigma}_1, \vec{\sigma}_3$) που σχηματίζει γωνία (β) ως προς τον οριζόντιο άξονα. Δεδομένου ότι $\beta \leq \varphi$, ο συντελεστής ασφάλειας της άμεσης υποστήριξης έναντι αστοχίας μπορεί να εκφρασθεί ως:

$$FS_3 = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} = \frac{2 \tan \varphi \sqrt{(\vec{\sigma}_3 \frac{c + \Delta c}{\tan \varphi}) (\vec{\sigma}_1 + \frac{c + \Delta c}{\tan \varphi})}}{(\vec{\sigma}_1 - \vec{\sigma}_3)}$$

2.4.10 Έλεγχος ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής

Στο εδάφιο αυτό παρουσιάζεται μια απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής μιας σήραγγας η οποία βασίζεται στη στερεοστατική ισορροπία ενός πρίσματος στο μέτωπο της σήραγγας (βλ. παρακάτω σχήμα). Η μέθοδος προτάθηκε αρχικώς από τον Horn και στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκε από τους Anagnostou and Kovari.

Στο παρακάτω σχήμα 2.19 φαίνονται οι δυνάμεις που ασκούνται στο πρίσμα (ABΓΑ'Β'Γ') και είναι (Anagnostou, Kovari., 1996):

I. Το βάρος του πρίσματος:

$$W = \gamma B (AB\Gamma) = \frac{1}{2} \gamma D^2 B \tan w$$

II. Η τυχόν ασκούμενη δύναμη (P) στο μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας. Κατά την εκσκαφή με τη μέθοδο NATM, η δύναμη αυτή είναι μηδέν. Κατά την μηχανική εκσκαφή σιλό, η δύναμη αυτή ισούται με την ώθηση του μηχανήματος επί του μετώπου εκσκαφής.

III. Η κατακόρυφη δύναμη (R):

$$R = \sigma_v (B'B\Gamma\Gamma') = \sigma_v B D \tan w$$

όπου (σ_v) είναι η κατακόρυφη πίεση στην επιφάνεια (B'BΓΓ'). Η πίεση αυτή υπολογίζεται από την θεωρία σιλό κατά Terzaghi θεωρώντας ότι το πρίσμα (BΓB'Γ'ΔΕΔ'Ε') λειτουργεί ως σιλό..

IV. Η δύναμη τριβής (Ts) που ασκείται στην παράπλευρη επιφάνεια (ABΓ) του πρίσματος:

$$T_s = \frac{t_f}{F} (AB\Gamma) = \frac{1}{2} (D^2 \tan w) \frac{t_f}{F}$$

όπου (t_f) είναι η οριακή διατμητική τάση στην επιφάνεια (ABΓ):

$$\tau_f = c + k \sigma_{vo} \tan \varphi \quad , \quad \sigma_{vo} = \gamma \left(H + \frac{1}{3} D \right)$$

σ_{vo} = η κατακόρυφη γεωστατική πίεση, k = ο συντελεστής οριζόντιας ώθησης ($k = 0.50-1.00$)

γ = ειδικό βάρος του εδάφους, (c, φ) = οι παράμετροι αντοχής του εδάφους

F = ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής

V. Η ορθή δύναμη (N) στη βάση του πρίσματος.

VI. Η διατμητική δύναμη (T) στη βάση του πρίσματος που δίνεται από τη σχέση:

$$T = \frac{1}{F} [c (A'AG\Gamma') + N \tan \varphi]$$

όπου $(A'AG\Gamma') = BD/\cos w$ και (F) είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής

Οι δυνάμεις αυτές ισορροπούν και συνεπώς:

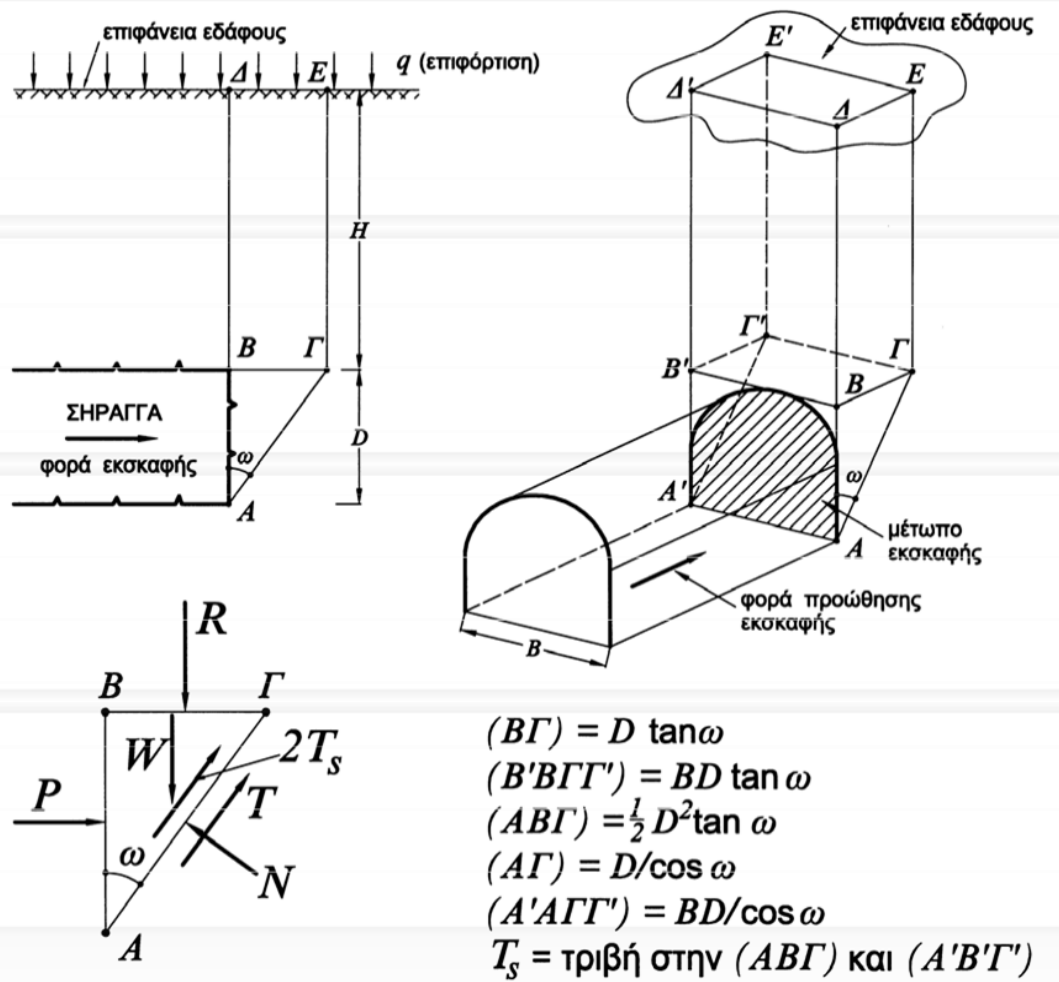
$$N = (R + W) \sin w + P \cos w$$

$$T + 2 T_S = (R + W) \sin w - P \cos w$$

Οι ανωτέρω σχέσεις επιλύονται ως προς (F) και δίνουν:

$$F = \frac{N \tan \varphi + c (A'AG\Gamma') + 2 t_f (AB\Gamma)}{(R + W) \cos w - P \sin w}$$

όπου: $N = (R + W) \sin w + P \cos w$. Η τελευταία σχέση δίνει το συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής της σήραγγας συναρτήσει της γωνίας (w) του πρίσματος, η οποία όμως δεν έχει προσδιορισθεί. Η τιμή του (w) είναι εκείνη που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας (F). Η ελάχιστη αυτή τιμή του (F) είναι ο πραγματικός συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου της εκσκαφής. Σημειώνεται ότι στους ανωτέρω υπολογισμούς δεν έχει ληφθεί υπόψη η επιρροή τυχόν υδατικών πιέσεων πόρων και υδατικών δυνάμεων διηθήσεως προς το εσωτερικό της εκσκαφής. Οι παράγοντες αυτοί δρουν αποσταθεροποιητικά και μειώνουν το συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής (Καββαδάς, 2012).



Εικόνα 2.19 Σχήμα αναφορικά με τον έλεγχο ευστάθειας μετώπου εκσκαφής (Καββαδάς, 2012).

Στο παρόν εδάφιο εκτιμάται η κατακόρυφη πίεση (σ_v) στην άνω επιφάνεια ($B\Gamma\Gamma'B'$) του ωθούντος πρίσματος (βλέπε Εικόνα 2.20) με θεώρηση λειτουργίας τύπου σιλό στις παράπλευρες επιφάνειες του πρίσματος ($B\Gamma\Gamma'B'\Delta E\Delta'$). Το πρίσμα αυτό έχει διαστάσεις κατόψεως (B) επί ($D \tan \omega$) και ύψος (H). Η ισορροπία μιας λωρίδας ύψους (dz) του πρίσματος αυτού δίνει: $dW = A d\sigma_v + \Pi t dz$ όπου: $dW = \gamma BD \tan \omega dz$ είναι το βάρος της λωρίδας, $A = BD \tan \omega$ είναι το εμβαδόν της κατόψεως $\Pi = 2(B + D \tan \omega)$ είναι η περίμετρος της λωρίδας και $\tau = c + K \sigma_v \tan \phi$ είναι η διατμητική τάση στην παράπλευρη επιφάνεια της λωρίδας. Κατά Terzaghi, ο συντελεστής K μπορεί να θεωρηθεί περίπου ίσος με τη μονάδα. Η τελευταία σχέση δίνει τη διαφορική εξίσωση:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} + \Lambda \sigma_v = M$$

Όπου: $\Lambda = 2K \left(\frac{B + D \tan \omega}{BD \tan \omega} \right) \tan \phi$, $M = \gamma - 2c \left(\frac{B + D \tan \omega}{BD \tan \omega} \right)$

Η εξίσωση αυτή επιλύεται με τη συνοριακή συνθήκη $\sigma_v(z=0) = 0$ και δίνει:

$$\sigma_v = \left(q - \frac{M}{\lambda} \right) e^{-\lambda z} + \frac{M}{\lambda}$$

Στη συνέχεια θεωρείται ότι η λειτουργία τύπου σιλό εκτείνεται έως ύψος $H_{max} = 2.5B$ πάνω από τη στέψη της σήραγγας, δηλαδή ότι η πίεση (σ_v) ισούται με τη γεωστατική σε αποστάσεις μεγαλύτερες του H_{max} από τη στέψη της σήραγγας. Με την ανωτέρω παραδοχή, η κατακόρυφη πίεση στην επιφάνεια ΒΓΓ'Β' του πρίσματος είναι:

- Για $H \leq 2.5B$

$$\sigma_v = \left(q - \frac{M}{\lambda} \right) e^{-\lambda H} + \frac{M}{\lambda}$$

- Για $H > 2.5B = H_{max}$

$$\sigma_v = \left[q + \gamma (H - H_{max}) - \frac{M}{\lambda} \right] e^{-\lambda H_{max}} + \frac{M}{\lambda}$$

Όπου:

q = επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους

γ = ειδικό βάρος του εδάφους

2.4.11 Έλεγχος ευστάθειας των στομίων της σήραγγας

Η ευστάθεια των στομίων μιας σήραγγας αποτελεί ιδιαίτερη περίπτωση μελέτης για τους εξής λόγους (Καββαδάς, 2012):

1. Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας δεν είναι δυνατή η πλήρης ανάπτυξη φαινομένου θόλου λόγω του μικρού πάχους των υπερκειμένων γαιών αλλά και της γειτνίασης με το πρανές προσβολής του μετώπου της σήραγγας.
 2. Λόγω γειτνίασης με την επιφάνεια του εδάφους η βραχώμαζα είναι συνήθως αποσαθρωμένη και εξαλλοιωμένη.
 3. Λόγω της κλίσης του φυσικού ή τεχνητού πρανούς του εδάφους, οι αρχικές συνθήκες δεν είναι γεωστατικές, δηλαδή υπάρχουν σημαντικές αρχικές διατμητικές τάσεις.
- ❖ Συχνά ο συντελεστής ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας του φυσικού πρανούς πριν από τη διάνοιξη της σήραγγας είναι ανεπαρκής (δηλαδή ελαφρά μεγαλύτερος της μονάδας). Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας, ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται ακόμη περισσότερο λόγω της διατάραξης της βραχώμαζας και ενίοτε γίνεται μικρότερος της μονάδας με συνέπεια την αστοχία του στομίου της σήραγγας.

Για τους ανωτέρω λόγους κατά τη διαμόρφωση του στομίου της σήραγγας συνήθως εφαρμόζονται τα εξής (Καββαδάς, 2012):

1. Το πρανές γύρω από το μέτωπο προσβολής του στομίου σταθεροποιείται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκυρώσεις (συνήθως παθητικές) ικανού μήκους (6-8 μέτρα).
2. Η περιοχή της στέψης του μετώπου προσβολής ενισχύεται με δοκούς προπορείας (forepoling) για τη βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής.
3. Η άμεση υποστήριξη της σήραγγας περιλαμβάνει και χαλύβδινα πλαίσια για την ενίσχυση της ακαμψίας της. Τα χαλύβδινα πλαίσια συχνά επεκτείνονται σε κάποιο μήκος και εκτός του στομίου της σήραγγας (προπλαίσια) με σκοπό την ενίσχυση της ακαμψίας αλλά και την προστασία του στομίου από τοπικές καταπτώσεις βράχων.
4. Η άμεση υποστήριξη σχεδιάζεται ώστε να αναλάβει τα πλήρη γεωστατικά φορτία των υπερκειμένων γαιών χωρίς απομείωση των πιέσεων της βραχώμαζας λόγω φαινομένου θόλου.

3 Προσδιορισμός του φαινομένου σύνθλιψης βράχων

Στο παρόν κεφάλαιο ορίζεται και περιγράφεται το φαινόμενο της σύνθλιψης βράχων. Γίνεται αναφορά στις μεθόδους αναλύσεις, και συγκεκριμένα στις υπάρχουσες εμπειρικές μεθόδους καθώς και στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

3.1 Το φαινόμενο σύνθλιψης βράχων (squeezing rocks)

Η σύνθλιψη ορίζεται ως μεγάλη σύγκλιση που εξαρτάται από το χρόνο κατά τη διάρκεια της εκσκαφής μιας σήραγγας και έπειτα αυτής. Συμβαίνει όταν ένας συγκεκριμένος συνδυασμός επαγόμενων τάσεων και ιδιοτήτων υλικών ωθεί ορισμένες ζώνες γύρω από τη σήραγγα στα όρια διατμητικής τάσης από το οποίο ξεκινά ο ερπυσμός. Η παραμόρφωση μπορεί να τερματιστεί κατά την διάρκεια κατασκευής ή να συνεχίσει για μεγάλο χρονικό διάστημα. Το μέγεθος της σύγκλισης της σήραγγας, ο ρυθμός παραμόρφωσης και η έκταση της παραμορφωμένης ζώνης γύρω από τη σήραγγα εξαρτώνται από τις γεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες, τι επι τόπου τάσεις σε σχέση με την αντοχή της βραχώμαζας, τη ροή του υπόγειου νερού και την πίεση των πόρων, και τις ιδιότητες της βραχώμαζας. Η σύνθλιψη βράχων είναι ταυτόσημη με την διαρροή (yielding) και εξαρτάται από τον χρόνο, συνδέεται δε στενά με τις τεχνικές εκσκαφής και υποστήριξης που υιοθετούνται (Barla, 1999).

Η συμπεριφορά σύνθλιψης κατά τη διάρκεια της εκσκαφής σήραγγας έχει απασχολήσει τους ειδικούς εδώ και χρόνια, αφού προκύπτουν μεγάλες δυσκολίες για την ολοκλήρωση των υπόγειων έργων, με σημαντικές καθυστερήσεις στα χρονοδιαγράμματα κατασκευής και υπερβάσεις κόστους. Υπάρχουν πολλές περιπτώσεις ιδιαίτερου ενδιαφέροντος στην Ευρώπη όπου έχουν εμφανιστεί φαινόμενα σύνθλιψης παρέχοντας κάποιες πληροφορίες για την απόκριση του εδάφους κατά την εκσκαφή.

3.2 Συνοπτικά χαρακτηριστικά σύνθλιψης βράχων γύρω από υπόγεια ανοίγματα

Στη συνέχεια συνοψίζονται τα χαρακτηριστικά σύνθλιψης βραχομάζας, όπως περιγράφονται από τον Barla (1999):

Η συμπεριφορά σύνθλιψης σχετίζεται με εκτενή παραμόρφωση μάζας βράχου και ιδιότητες αντοχής. με βάση πρότερων καταγεγραμμένων περιστατικών, υπάρχουν πολλά παραδείγματα πετρωμάτων όπου αναμένεται να συμβεί σύνθλιψη, εάν υφίστανται οι συνθήκες φόρτισης που χρειάζονται για την ενεργοποίηση της σύνθλιψης : γενέσιοι λίθοι, μικασχιστικοί λίθοι και ασβεστόλιθοι (τυπικοί για ζώνες επαφής και τεκτονοποιημένες ζώνες και ρήγματα), αργιλόλιθοι, πηλός-σχιστόλιθος, μαρμαρόπηλος κ.λπ.

- Η συμπεριφορά σύνθλιψης υποδηλώνει ότι η διαρροή θα συμβεί γύρω από τη σήραγγα. Η έναρξη δημιουργία μιας παραμορφωμένης ζώνης στο περιβάλλον της σήραγγας οδηγεί σε μια σημαντική αύξηση των συγκλίσεων της σήραγγας και των μετατοπίσεων του μετώπου (εξώθηση). Α, αυτές είναι γενικά μεγάλες, αυξάνονται σταδιακά χρονικά και αποτελούν τις πιο σημαντικές πτυχές της συνθλιπτικής συμπεριφοράς
- Ο προσανατολισμός των ασυνεχειών, όπως τα επίπεδα στρώσεων και οι δεσμοί σχιστότητας παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο στην εμφάνιση και ανάπτυξη μεγάλων παραμορφώσεων γύρω από τις σήραγγες, και επομένως και στη σύνθλιψη. Σε γενικές γραμμές, εάν οι κύριες ασυνέχειες είναι παράλληλες με τον άξονα της σήραγγας, η

παραμόρφωση θα ενισχυθεί σημαντικά, όπως παρατηρείται όσον αφορά τις συγκλίσεις κατά την προώθηση του μετώπου εκσκαφής.

- Η κατανομή της πίεσης των πόρων και η πιεζομετρική κεφαλή φαίνεται ότι επηρεάζουν τη συμπεριφορά τάσης-παραμόρφωσης της βραχομάζας. Μέτρα αποστράγγισης που προκαλούν μείωση του πιεζομετρικού ύψους και του ελέγχου νερού τόσο στο περιβάλλον της σήραγγας όσο και μπροστά από την πρόσοψη της σήραγγας βοηθούν στην αναστολή της ανάπτυξης παραμορφώσεων του εδάφους.
- Οι κατασκευαστικές τεχνικές για εκσκαφή και στήριξη (δηλαδή οι συνθήκες εκσκαφής και οι αντίστοιχες ακολουθίες των σταδίων εκσκαφής που υιοθετούνται, συμπεριλαμβανομένων των μέτρων σταθεροποίησης που λαμβάνονται) ενδέχεται να επηρεάσουν τις συνολικές συνθήκες ευστάθειας της εκσκαφής. Γενικά, η ικανότητα παροχής ενός πρώιμου εγκλεισμού ή εφαρμογή μέτρων υποστήριξης στην περιφέρεια περίμετρο της σήραγγας και κοντά στο μέτωπο, είναι κοινώς αποδεκτό ότι είναι ο πιο σημαντικός παράγοντας για τον έλεγχο των παραμορφώσεων του εδάφους.

3.3 Προσδιορισμός και ποσοτικοποίηση των συνθηκών σύνθλιψης

Ο Terzaghi (1946) προσδιόρισε τον συνθλίβομενο βράχο ως ένα απλό βράχο που περιέχει σημαντική ποσότητα αργίλου. Η άργιλος μπορεί να υπήρχε αρχικά, όπως σε ορισμένους σχιστόλιθους, ή μπορεί να είναι ένα προϊόν τροποποίησης. Ο βράχος μπορεί να είναι μηχανικά άθικτος, ενωμένος ή θρυμματισμένος. Το κλάσμα αργίλου του βράχου μπορεί να κυριαρχείται από αβλαβή μέλη Καολινίτη ή μπορεί να έχει τις δυσοίωνες ιδιότητες των νιτών Montmorillo.

Ως εκ τούτου, οι ιδιότητες των υπό σύνθλιψη πετρωμάτων μπορεί να ποικίλλουν όσο εκτενές είναι και το εύρος των αργιλικών ιδιοτήτων. Προχωρώντας λίγο παρακάτω, τα βήματα που απαιτούνται για την απόκτηση αντίληψης της πίεσης και των συνθηκών εργασίας που πρέπει να προβλεφθούν κατά την κατασκευή σήραγγας σε μια δεδομένη τοποθεσία ο Terzaghi (1946) δίνει μια περιγραφή συμπεριφοράς του υπό σύνθλιψη βράχου ως εξής:

Ο βράχος συνθλίβεται αργά προς την σήραγγα χωρίς αισθητή αύξηση όγκου. Προϋπόθεση της σύνθλιψης είναι ένα υψηλό ποσοστό μικροσκοπικών και υπομικροσκοπικών σωματιδίων μικτών ορυκτών ή ορυκτών αργίλου με χαμηλή διογκωτική ικανότητα (Terzaghi, 1946).

Με βάση την παραπάνω περιγραφή, η οποία έχει σκοπό να «προσδιορίσει» μια κατάσταση βράχου με συνθλιπτικής συμπεριφορά στο στάδιο του σχεδιασμού και κατά την εκσκαφή, μια σειρά από τιμές για το φορτίο βράχου (δεν ισχύει για σήραγγες πλάτους άνω των 9 m) δίνονται από τον Terzaghi για τις κατηγορίες βράχου 7 και 8 που σχετίζονται με το φαινόμενο σύνθλιψης βράχων :

“Rock Condition”	“Rock Load Hp in m of rock on roof of support for m of tunnel length”
Class 7: squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10) (B+Ht)
Class 8: squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50) (B+Ht)

για B (m) και H_t (m) είναι το πλάτος και το ύψος της σήραγγας σε βάθος περισσότερο από $1,5 (B+H_t)$ (Terzaghi, 1946).

Το παραπάνω είναι ίσως η πρώτη απόπειρα στη βραχομηχανική και την κατασκευή σήραγγας να «Ποσοτικοποιηθεί» το ενδεχόμενο σύνθλιψης των πετρωμάτων ως προς τη φόρτιση της αρχικής υποστήριξης (Barla, 1999).

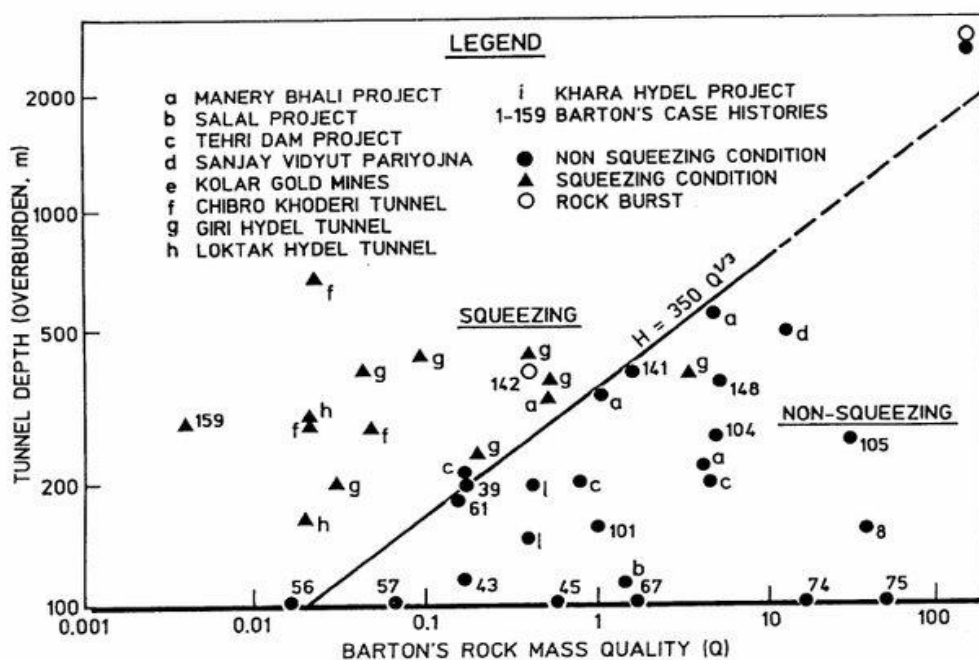
3.3.1 Κατά Singh (1992)

Βασισμένο σε 39 υπαρκτά περιστατικά, και συλλέγοντας δεδομένα για την ποιότητα της βραχώμαζας Q και γεωστατικών τάσεων σε βάθος H σχεδίασε μια σαφή γραμμή οριοθέτησης για να διαφοροποιήσει τις συνθήκες σύνθλιψης από τις συνθήκες χωρίς σύνθλιψη (Singh, 1992).

$$H = 350 Q^{1/3} [m]$$

Όπου η μονοαξονική θλιπτική αντοχή σ_{cm} υπολογίζεται από:

$$\sigma_{cm} = 0.7 \gamma Q^{1/3} [MPa]$$



Εικόνα 3.1 Η εμπειρική προσέγγιση του Singh (Singh, 1992).

Τα σημεία δεδομένων που βρίσκονται πάνω από τη γραμμή αντιπροσωπεύουν συνθήκες σύνθλιψης, ενώ αυτά κάτω από αυτή τη γραμμή αντιπροσωπεύουν συνθήκες μη σύνθλιψης. Αυτό μπορεί να συνοψιστεί ως εξής:

Για συνθήκες σύνθλιψης:

$$H \gg 350 Q^{1/3} [m]$$

Για συνθήκες χωρίς σύνθλιψη:

$$H \ll 350 Q^{1/3} [m]$$

3.3.2 Κατά Goel (1995)

Μια ακόμη εμπειρική προσέγγιση αυτή του Goel βασίζεται στον συντελεστή βραχόμαζας N που ορίζεται προς το Q . (Goel, 1995):

$$N = (Q)_{SRF-1}$$

που χρησιμοποιείται για την αποφυγή προβλημάτων και αβεβαιοτήτων κατά τον προσδιορισμό της παραμέτρου SRF στο (Barton, 1974).

Λαμβάνοντας υπόψη το βάθος της σήραγγας H , το άνοιγμα ή τη διάμετρο της σήραγγας B και τον συντελεστή N από 99 τομές σηράγγων, ο Goel (1995) σχεδίασε τα διαθέσιμα δεδομένα σε ένα λογαριθμικό διάγραμμα και υπολόγισε τη σχέση μεταξύ N και $H \times B^{0.1}$. Η εμφάνιση του φαινομένου σύνθλιψης καθορίζεται από μια ευθεία με εξίσωση (Goel, 1995);

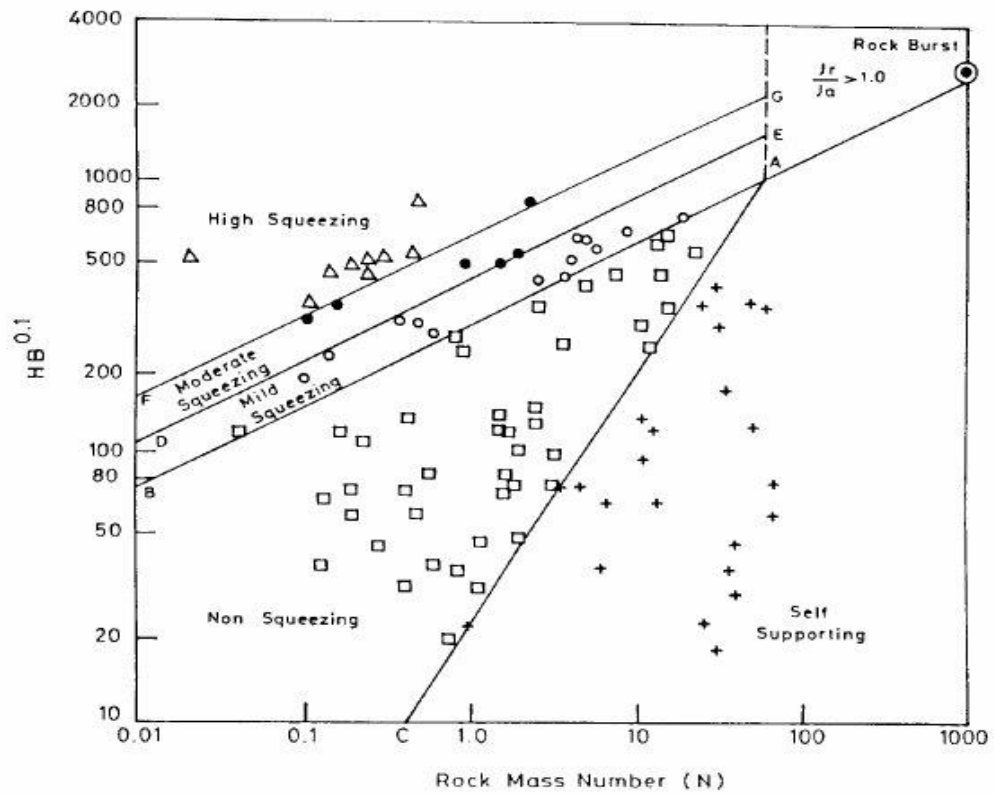
$$H = (275 N^{0.33}) B^{-1} [m]$$

Για συνθήκες σύνθλιψης:

$$H \gg (275 N^{0.33}) B^{-1} [m]$$

Για συνθήκες χωρίς σύνθλιψη:

$$H \ll (275 N^{0.33}) B^{-1} [m]$$



Εικόνα 3.2 Προσέγγιση του Goel περί πρόβλεψης φαινομένου σύνθλιψης βράχων (Goel, 1995).

Και από τις δύο παραπάνω εμπειρικές σχέσεις καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι το εύρος της σύνθλιψης προκύπτει από την σύγκλιση της διαμέτρου της σήραγγας ως εξής (Barla, 1999) :

- | | |
|-------------------------|----------------------------------|
| (i) Mild squeezing | convergence 1-3% tunnel diameter |
| (ii) Moderate squeezing | convergence 3-5% tunnel diameter |
| (iii) High squeezing | convergence >5% tunnel diameter. |

3.4 Ημι- εμπειρικές προσεγγίσεις του φαινομένου σύνθλιψης βράχων

Οι παραπάνω εμπειρικές σχέσεις αποσκοπούν στον εντοπισμό πιθανής σύνθλιψης, κατά την οποία δημιουργούνται προβλήματα στις σήραγγες, λαμβάνοντας υπόψη σαν βασικά μεγέθη, το βάθος της σήραγγας και την ποιότητα της βραχομάζας. Οι ημι-εμπειρικές προσεγγίσεις που παρουσιάζονται παρακάτω δίνουν και πάλι δείκτες για την πρόβλεψη του φαινομένου. Ωστόσο, παρέχουν επίσης ορισμένα εργαλεία για την εκτίμηση των αναμενόμενων παραμορφώσεων γύρω από τη σήραγγα ή και την απαιτούμενη πίεση στήριξης, χρησιμοποιώντας αναλυτικές λύσεις για κυκλική σήραγγα σε ισότροπο πεδίο τάσης. Η κοινή αφετηρία όλων αυτών των μεθόδων ποσοτικοποίησης του φαινομένου σύνθλιψης εναπόκειται στην χρήση του «συντελεστή ικανότητας», ο οποίος καθορίζεται ως το πηλίκο της μονοαξονικής θλιπτικής αντοχής μάζας πετρώματος προς την υπερφόρτωση γH (Barla, 1999).

3.4.1 Κατά Jethwa(1984)

Ο βαθμός σύνθλιψης ορίζεται από τον Jethwa με βάση τα ακόλουθα (Jethwa, 1984):

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{p_o} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H}$$

Οπού:

σ_{cm} = μονοαξονική θλιπτική αντοχή βράχου

p_o = επι τόπου εφαρμοζόμενη τάση

γ = ειδικό βάρος βραχομάζας

H = βάθος σήραγγας από την επιφάνεια του εδάφους.

Πίνακας 3 ταξινόμηση της συμπεριφοράς σύνθλιψης σύμφωνα με τον Jethwa. (Jethwa, 1984)

$\frac{\sigma_{cm}}{p_o}$	type of behaviour
<0.4	highly squeezing
0.4-0.8	moderately squeezing
0.8-2.0	mildly squeezing
>2.0	non squeezing

Χρησιμοποιώντας μια αναλυτική κλειστή μορφή για μια κυκλική σήραγγα κάτω από πεδίο υδροστατικής τάσης και δεδομένα από την επί τόπου παρακολούθηση, δίνεται μια έκφραση για την τελική πίεση βράχου p_u στην επένδυση της σήραγγας ως εξής:

$$\frac{p_u}{p_o} = D M_\varphi (1 - \varphi_\rho) \left(\frac{\sigma_{cm}}{2p_o} \right)$$

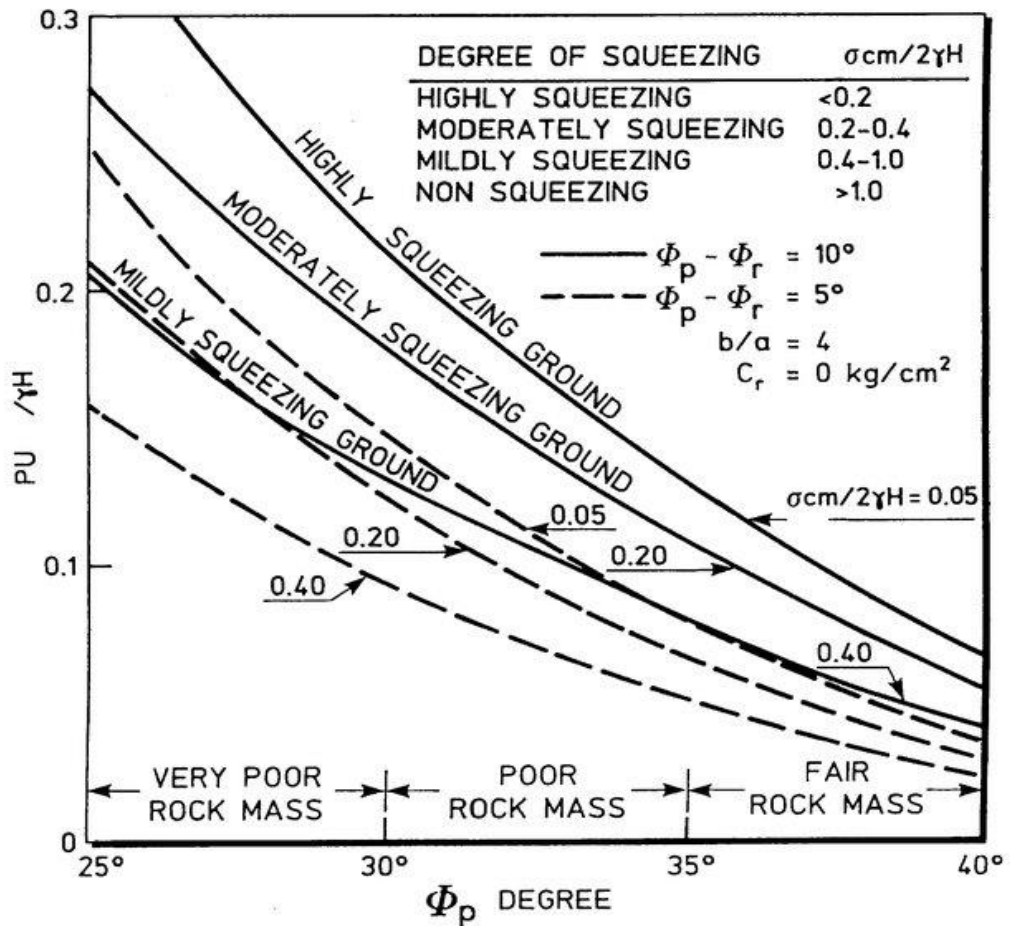
Οπου :

$$D = \frac{\left(\frac{R_c}{R}\right)^a - \left(\frac{R}{R_c}\right)^2}{1 - \left(\frac{a}{R_c}\right)^2}$$

$$M_\varphi = \left(\frac{R}{R_{pl}} \right)^a$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2 \sin \varphi_r}{1 - \sin \varphi_r}$$

Για : R = ακτίνα σήραγγας; R_c = ακτίνα ζώνης συμπίεσης σε επαφή με τις περιβάλλουσα ; R_{pl} = ακτίνα πλαστικής ζώνης. c_p , c_r και φ_r , φ_p = συνοχή βραχομάζας και τιμές τριβής (τιμές κορυφής και υπολειπόμενες τιμές αντίστοιχα).



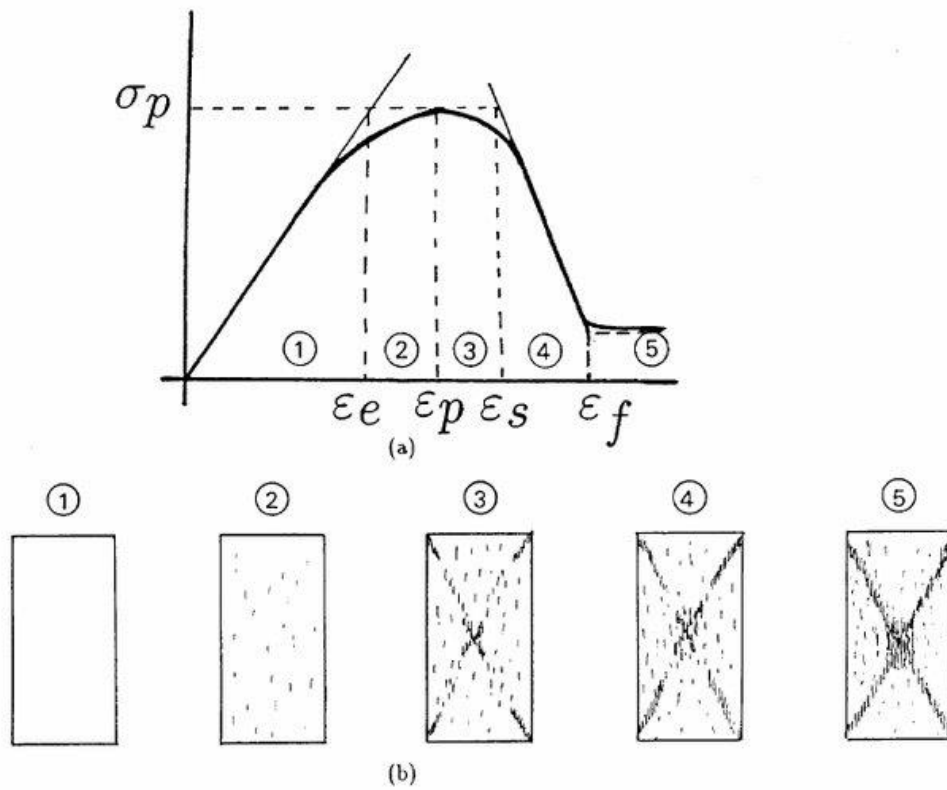
Εικόνα 3.3 Η προσέγγιση του Jethwa (Jethwa, 1984)

3.4.2 Κατά Aydan (1993)

Η θεμελιώδης έννοια της μεθόδου βασίζεται στην αναλογία μεταξύ της τάσης-παραμόρφωσης του πετρώματος σε εργαστηριακές δοκιμές και της εφαπτομενικής τάσης-παραμόρφωσης γύρω από τις σήραγγες. Όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα υπάρχουν πέντε διακριτές καταστάσεις στο δείγμα κατά την επιβολή τάσης σ_3 . Μέσω της συγκεκριμένης απόκρισης ορίζονται οι σχέσεις που δίνουν κανονικοποιημένα επίπεδα καταπόνησης η_p, η_s, η_f (Aydan, 1993):

$$\eta_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} = 2\sigma_{ci}^{-0.17}, \quad \eta_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} = 3\sigma_{ci}^{-0.25}, \quad \eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e} = 5\sigma_{ci}^{-0.32}$$

$\varepsilon_p, \varepsilon_s, \varepsilon_f$: τιμές παραμόρφωσης και ε_e : οριακή ελαστική παραμόρφωση



Εικόνα 3.4 Εξιδανικευμένη καμπύλη τάσης- παραμόρφωσης και συναφείς καταστάσεις υπό σύνθλιψη πετρωμάτων (Aydan, 1993).

Πίνακας 4 Ταξινόμηση συμπεριφοράς σύνθλιψης σύμφωνα με τον Aydan.

class no.	squeezing degree	symbol	theoretical expression	comments on tunnel behaviour
1	non-squeezing	NS	$\varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq 1$	the rock behaves elastically and the tunnel will be stable as the face effect ceases
2	light-squeezing	LS	$1 < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_p$	the rock exhibits a strain-hardening behaviour. As a result, the tunnel will be stable and the displacement will converge as the face effect ceases
3	fair-squeezing	FS	$\eta_p < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_s$	the rock exhibits a strain-softening behaviour and the displacement will be larger. However, it will converge as the face effect ceases
4	heavy-squeezing	HS	$\eta_s < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e \leq \eta_f$	the rock exhibits a strain-softening at much higher rate. Subsequently, displacement will be larger and it will not tend to converge as the face effect ceases
5	very heavy-squeezing	VHS	$\eta_f < \varepsilon_{\theta}^a / \varepsilon_{\theta}^e$	the rock flows, which will result in the col-

3.4.3 Η προσέγγιση των Hoek και Marinos (2000)

Όπως και οι προηγούμενοι συγγραφείς, ο Hoek (1998) χρησιμοποίησε την αναλογία της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη της βραχώμαζας σ_{cm} στην επιτόπια τάση p_o ως ένδειξη πιθανών προβλημάτων εμφάνισης σύνθλιψης. Ειδικότερα, οι Hoek και Marinos (2000) έδειξαν ότι η συνολική παραμόρφωση ε_t (ορίζεται ως η ποσοστιαία αναλογία της ακτινικής μετατόπισης του τοιχώματος της σήραγγας προς την ακτίνα της σήραγγας) σε σχέση με την αναλογία σ_{cm} / p_o μπορεί να χρησιμοποιηθεί αποτελεσματικά για την αξιολόγηση της σήραγγας σε προβλήματα υπό συνθήκες σύνθλιψης.

Ο Hoek μέσω αναλύσεων αξονικά-συμμετρικών πεπερασμένων στοιχείων σε μια σειρά διαφορετικών πετρωμάτων υπό διάφορες επιτόπιες τάσεις και πιέσεις στήριξης p_i έδωσε προσεγγιστικά την σχέση αναφορικά με τις παραμορφώσεις της σήραγγας (Hoek, 2000) :

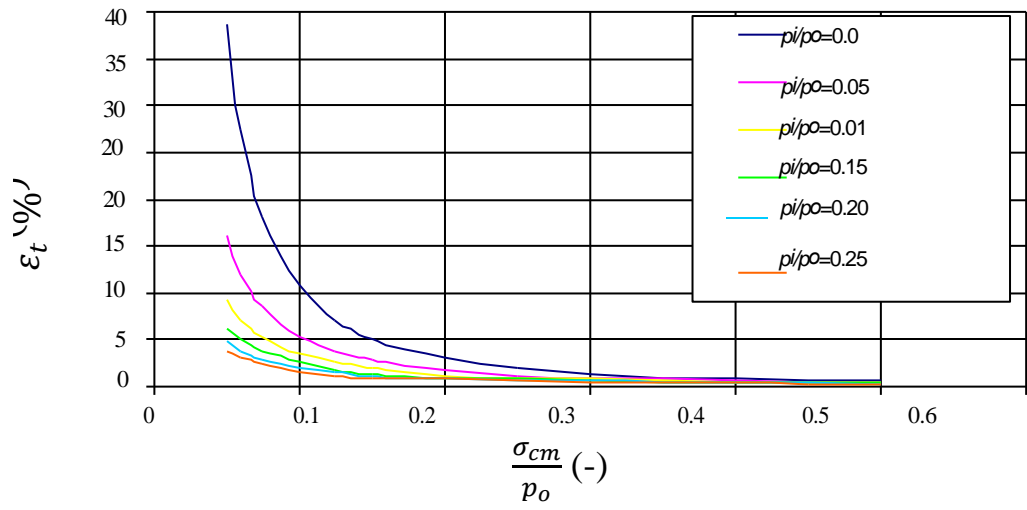
$$\varepsilon_t(\%) = 0.15 \left(1 - \frac{p_i}{p_o}\right) \left(\frac{\sigma_{cm}}{p_o}\right) - \frac{\left(\frac{3p_i}{p_o+1}\right)}{\left(\frac{3.8p_i}{p_o+1}\right)}$$

Ομοίως, αναγνωρίζοντας τη σημασία του ελέγχου της συμπεριφοράς της πρόσοψης της προπορευόμενης σήραγγας σε συνθήκες συνθλιψης βράχου, ο Hoek (2000) έδωσε την ακόλουθη κατά προσέγγιση σχέση για την καταπόνηση του προσώπου (ορίζεται ως η ποσοστιαία αναλογία της αξονικής μετατόπισης της όψης προς την ακτίνα της σήραγγας) (Hoek, 2000):

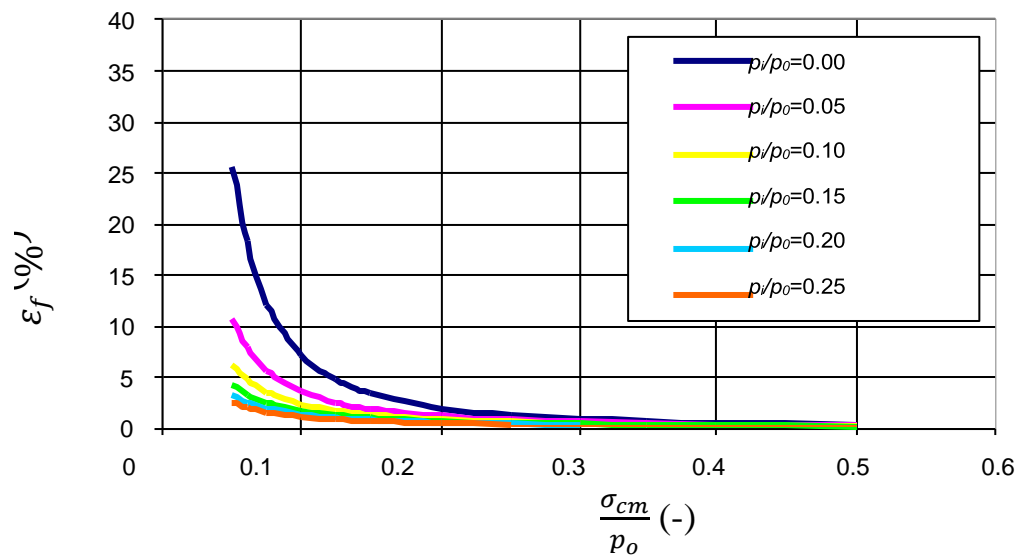
$$\varepsilon_f(\%) = 0.1 \left(1 - \frac{p_i}{p_o}\right) \left(\frac{\sigma_{cm}}{p_o}\right) - \frac{\left(\frac{3p_i}{p_o+1}\right)}{\left(\frac{3.8p_i}{p_o+1}\right)}$$

Για να κατανοήσουμε καλά την τάση της παραμορφωτικής συμπεριφοράς γύρω από τη σήραγγα όπως προτείνουν οι εξισώσεις οι παρακάτω εικόνες παρουσιάζουν τα μεγέθη $\varepsilon_t(\%)$, $\varepsilon_f(\%)$ για μια σειρά από $\frac{\sigma_{cm}}{p_o}$ και εσωτερική πίεση στήριξης p_i .

Εικόνα 3.5 παραμορφώσεις σήραγγας ϵ_t (%)



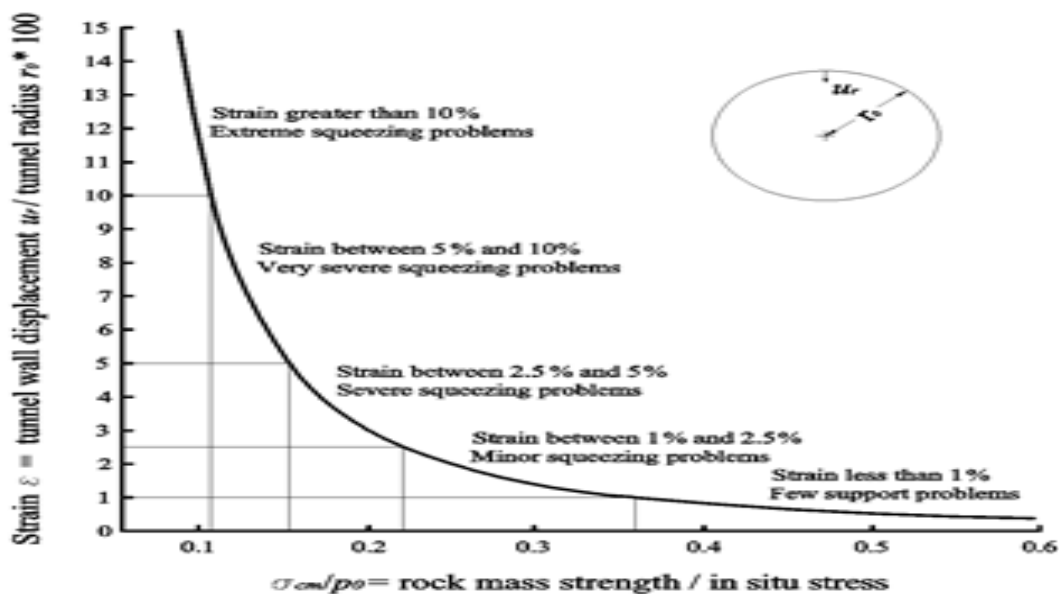
Εικόνα 3.6 παραμορφώσεις μετώπου εκσκαφής ϵ_f (%)



Με βάση τα παραπάνω και την εξέταση διάφορων περιπτώσεων για έναν αριθμό τούνελ στη Βενεζουέλα, την Ταϊβάν και την Ινδία ο Hoek (2000) έδωσε την καμπύλη της εικόνας 3.7 που θα χρησιμοποιηθεί ως πρώτη εκτίμηση των προβλημάτων συνθλιψης της σήραγγας. Προκειμένου να γίνει σύγκριση με τις προηγουμένως αναφερθείσες κατηγορίες συνθηκών συμπίεσης όπως δίνονται από τους Aydan. (1993), ο πίνακας παρακάτω δίνει το εύρος συνθλιψης της σήραγγας που αναμένεται στις δύο περιπτώσεις.

class no.	Aydan et al. (1993) (⁴)		Hoek (2000)	
	squeezing level	tunnel strain (%)	squeezing level	tunnel strain (%)
1	no-squeezing	$E^a \leq 1$ ε	few support problems	$E_t \leq 1$
2	light-squeezing	$1 < E^a \leq 2.0$ ε	minor squeezing	$1 < E_t \leq 2.5$
3	fair-squeezing	$2.0 < E^a \leq 3.0$ ε	severe squeezing	$2.5 < E_t \leq 5.0$
4	heavy-squeezing	$3.0 < E^a \leq 5.0$ ε	very severe squeezing	$5.0 < E_t \leq 10.0$
5	very heavy-squeezing	$E^a \leq 5.0$ ε	extreme squeezing	$E_t > 10.0$

Εικόνα 3.7 Συγκριτικός πίνακας Aydan - Hoek Brown (Barla, 1999)



Εικόνα 3.8 Γενικό κριτήριο προσδιορισμού της σύνθλιψης σύμφωνα με τον Hoek (Hoek, 1999).

3.4.4 Κατά Barla (1999)

Μελετώντας σήραγγες στην Βενεζουέλα την Ταιβάν και την Ινδία πρότεινε την παρακάτω διάκριση συνθήκων σύνθλιψης σύμφωνα με την εξίσωση (Barla, 1999):

$$\frac{q_{cmas}}{P_0} = \gamma H$$

Οπού q_{cmas} = μονοαξονική αντοχή θλίψης της βραχομάζας P_0 = επι τοπου τάση γ = ειδικό βάρος βράχου και H = ύψος υπερκείμενων από την διατομή της σήραγγας από την επιφάνειά

Degree of squeezing	$\frac{q_{cmas}}{\gamma H}$
No squeezing	1.0
Mild squeezing	0.4–1.0
Moderate squeezing	0.2–0.4
High squeezing	0.2

3.4.5 Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (ΜΠΣ) έχει επίσης εφαρμοστεί στη μελέτη του φαινομένου σύνθλιψης της βραχομάζας από τον Barla (1999) και από τους Gioda & Cividini (1996).

Η ΜΠΣ αποτελεί ισχυρό εργαλείο στη μελέτη των κατασκευών και βρίσκει μεγάλο αριθμό εφαρμογών. Στο πεδίο της ανάλυσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί όχι μόνο στο (συμβατικό) ελαστικό πεδίο (θεωρία μικρών μετατοπίσεων) αλλά και για μη-γραμμικά προβλήματα, λυγισμό, δυναμική συμπεριφορά κ.ά. Η μέθοδος χρησιμοποιείται γενικότερα σε προβλήματα μηχανικής συνεχούς μέσου που επιδέχονται διαφορετική διατύπωση. Η βάση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι, όπως και στη μητρική ανάλυση, η δυνατότητα προσομοίωσης της πραγματικής κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία τα οποία συνδέονται σε ένα πεπερασμένο αριθμό κόμβων.

Ο πλέον διαδεδομένος τρόπος διατύπωσης της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων για γραμμικά στατικά προβλήματα βασίζεται στη μέθοδο των μετατοπίσεων. Άλλοι τρόποι κάνουν χρήση της ισορροπίας δυνάμεων, ή άλλων υβριδικών ή και μικτών μεθόδων. Τα βασικά στάδια της μεθόδου είναι (Bathe, 1996):

1. Η προσομοίωση (διακριτοποίηση) της κατασκευής με ένα σύνολο στοιχείων που συνδέονται σε συνοριακούς κόμβους.
2. Ο προσδιορισμός των γενικευμένων (άγνωστων) μετατοπίσεων που θα καθορίσουν πλήρως την απόκριση της κατασκευής.
3. Η διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας που αντιστοιχούν στις άγνωστες κομβικές μετατοπίσεις και η επίλυσή τους.
4. Ο υπολογισμός των εσωτερικών κατανομών των τάσεων των στοιχείων, για δεδομένες μετατοπίσεις στους κόμβους.
5. Η ερμηνεία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης, (μετατοπίσεις και τάσεις), με βάση τις παραδοχές του προβλήματος.

Η ΜΠΣ χρησιμεύει για την ανάλυση γεωτεχνικών προβλημάτων που χαρακτηρίζονται από μια μη γραμμική απόκριση του εδάφους ή του πετρώματος. Μια επιτυχημένη ανάλυση των περισσότερων από αυτά τα προβλήματα απαιτεί μια επαναληπτική λύση ενός δεδομένου προβλήματος οριακής τιμής. Η εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων (FEM) οδηγεί στη συνέχεια σε μια διαφορική μορφή των συνθηκών ισορροπίας που γράφεται ως:

$$K_T \Delta u = \Delta f$$

- K_T - στιγμιαίο μητρώο ακαμψίας.
 Δu - διάνυσμα διαφορικής κομβικής μετατόπισης.
 Δf - διάνυσμα διαφορικής εκτός ισορροπίας δύναμης.

Αυτή η εξίσωση μπορεί να λυθεί μόνο κατά προσέγγιση χρησιμοποιώντας μια κατάλληλη αριθμητική μέθοδο. Ο στόχος της μεθόδου είναι να φτάσει, μέσω επαναληπτικής διαδικασίας σε μια τέτοια κατάσταση τάσης και καταπόνησης που να ικανοποιεί τη συνθήκη $\Delta f = 0$. Για το σκοπό αυτό, το πρόγραμμα προσφέρει δύο βασικές μεθόδους:

1. Newton-Raphson method - NRM
2. Arc-length method – ALM

Χρησιμοποιώντας την με μέθοδο Newton-Raphson η πορεία της επαναληπτικής διαδικασίας καθοδηγείται με τις ακόλουθες παραμέτρους:

- Συντελεστής χαλάρωσης: αντιπροσωπεύει την τιμή της μείωσης του τρέχοντος βήματος φορτίου για την επανεκκίνηση, εφόσον δεν επιτυγχάνεται σύγκλιση και δεν επιλύεται το σύστημα. Μια νέα τιμή του υποτιθέμενου βήματος φόρτισης βρίσκεται από την έκφραση:
$$\text{new load step} = \text{old load step} / \text{relaxation factor}.$$
- Μέγιστος Αριθμός χαλαρώσεων για ένα μόνο βήμα φόρτισης : αυτή η παράμετρος καθορίζει πόσες φορές είναι δυνατή η επανάληψη του παραπάνω βήματος κατά τη διάρκεια ολόκληρης της ανάλυσης. Η υπέρβαση αυτής της τιμής οδηγεί σε τερματισμό της ανάλυσης. Στη συνέχεια, τα αποτελέσματα που είναι διαθέσιμα για το τελευταίο αποδεκτό επίπεδο φορτίο.
- Ελάχιστος αριθμός επαναλήψεων για ένα μόνο βήμα φόρτωσης: αυτή η παράμετρος επιτρέπει την πιθανή επιτάχυνση της ανάλυσης.

4 Εφαρμογή μεθόδων ανάλυσης σε τυπική διατομή σήραγγας

Προκειμένου στην παρούσα εργασία να μελετηθεί το φαινόμενο της σύνθλιψης βραχομάζας κατά τη διάνοιξη τυπικής διατομής σήραγγας, εφαρμόστηκαν οι μέθοδοι που περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 3, σε επιλεγμένες συνθήκες. Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφονται αναλυτικά οι παραδοχές και τα δεδομένα εισόδου των παραμετρικών αναλύσεων. Γίνεται δε αναφορά και στον προσδιορισμό των εδαφικών χαρακτηριστικών και των μηχανικών χαρακτηριστικών των μέτρων υποστήριξης της σήραγγας. Απώτερος σκοπός των αναλύσεων αυτών είναι η σύγκριση των παραμορφώσεων σε κάθε περίπτωση και η διεξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με τη συμφωνία/διαφωνία των αποτελεσμάτων από τις διαφορετικές μεθόδους ανάλυσης.

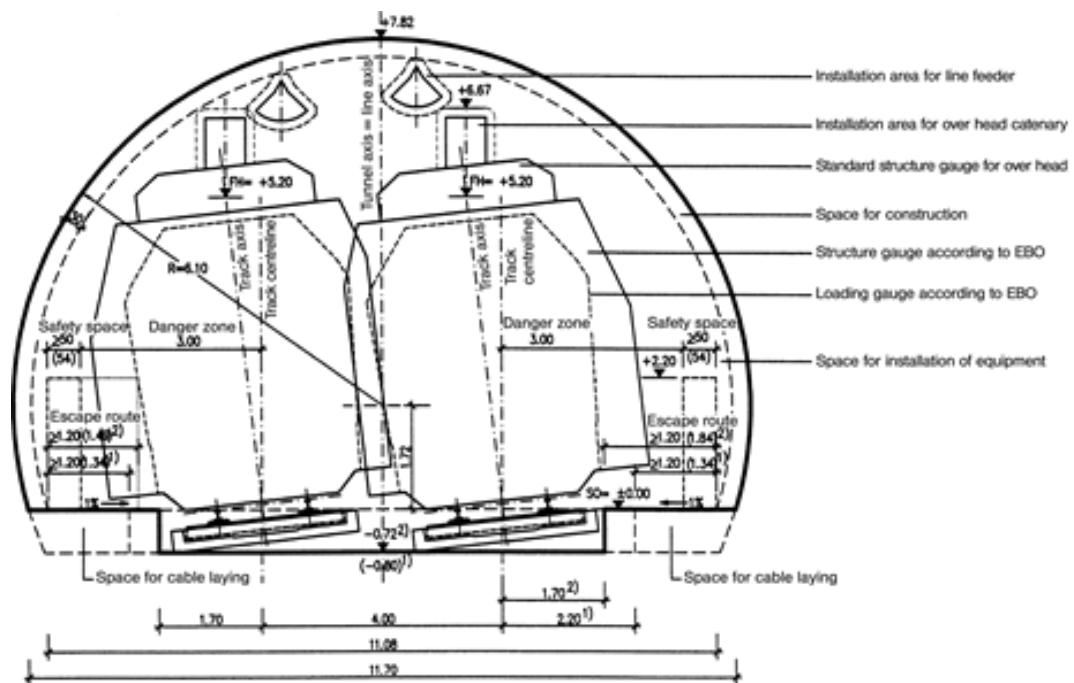
Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν οι εξής εμπειρικές-αναλυτικές μέθοδοι: (Singh, 1992) , (Jethwa, 1984), (Barla, 1999), (Hoek & Marinos, 2000) . Επιπλέον εφαρμόστηκε η ΜΠΣ.

Οι αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία πραγματοποιήθηκαν με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων GEO5 (2D ανάλυσης) και του ειδικό plug in ανάλυσης σηράγγων. Συγκεκριμένα το πρόγραμμα GEO5-FEM περιλαμβάνει ειδικά εργαλεία για τον προσδιορισμό της τελικής επένδυσης της σήραγγας, του συστήματος των αγκυριών και των βλήτρων βράχου καθώς και των περιοχών όπου έχουν εφαρμοστεί μετρά υποστήριξης. Ο συντελεστής χαλάρωσης σε κάθε στάδιο κατασκευής λαμβάνει υπόψιν την επίδραση της τρισδιάστατης συμπεριφοράς της εκσκαφής.

Οι βασικοί άξονες ανάλυσης γίνονται βάσει σταθερών από την ταξινόμηση βραχομαζών (Q, GSI , σ_{ci}), επιτρέποντας την ανάλυση της συμπεριφορά των βραχομαζών χαμηλής ποιότητας σε βαθιές σήραγγες. Συγκεκριμένα στις μετρήσεις λαμβάνεται GSI από 15 έως 40 για βάθος 150, 350, 550 μέτρων από την επιφάνεια και για προδιάγραφες(m_i, D, s, a) σύμφωνα με μοντέλο εδάφους Hoek-Brown και Q σύμφωνα με τον τύπο $GSI = a \ln(Q') + b$ όπου $a=9.75$ και $b=42$ μέσες τιμές (Hoek, 2000).

4.1 Επιλογή τυπικής διατομής σήραγγας – διαστάσεις

Παρακάτω παρουσιάζεται μια πρότυπη διατομή αμαξοστοιχιών εντός σιδηροδρομικού δικτύου βάση του Γερμανικού προτύπου R1853 για ταχύτητα λειτουργίας μεταξύ 160 και 230 χλμ./ώρα, η οποία επιλέχθηκε για την εφαρμογή των μεθόδων ανάλυσης του φαινομένου σύνθλιψης βράχων σε αυτή την εργασία.



Εικόνα 4.1 Πρότυπη διατομή διπλής σιδηροδρομικής σήραγγας (Bernhard Maidl, Markus Thewes, Ulrich Maidl, 2014)

Η εν λόγω διατομή έχει εμβαδόν της τάξης των 79.2m^2 και προσομοιάζεται σαν κυκλική διατομή με ακτίνα 5.02m .

4.2 Χαρακτηριστικά εδάφους και μετρά υποστήριξης

Το έδαφος προσομοιώνεται με το εδαφικό μοντέλο Hoek – Brown, βάσει του δείκτη GSI και των παραμέτρων E , γ και m_i , D από πίνακες που ακολουθούν μετά των γενικό πίνακα των δοκίμων .

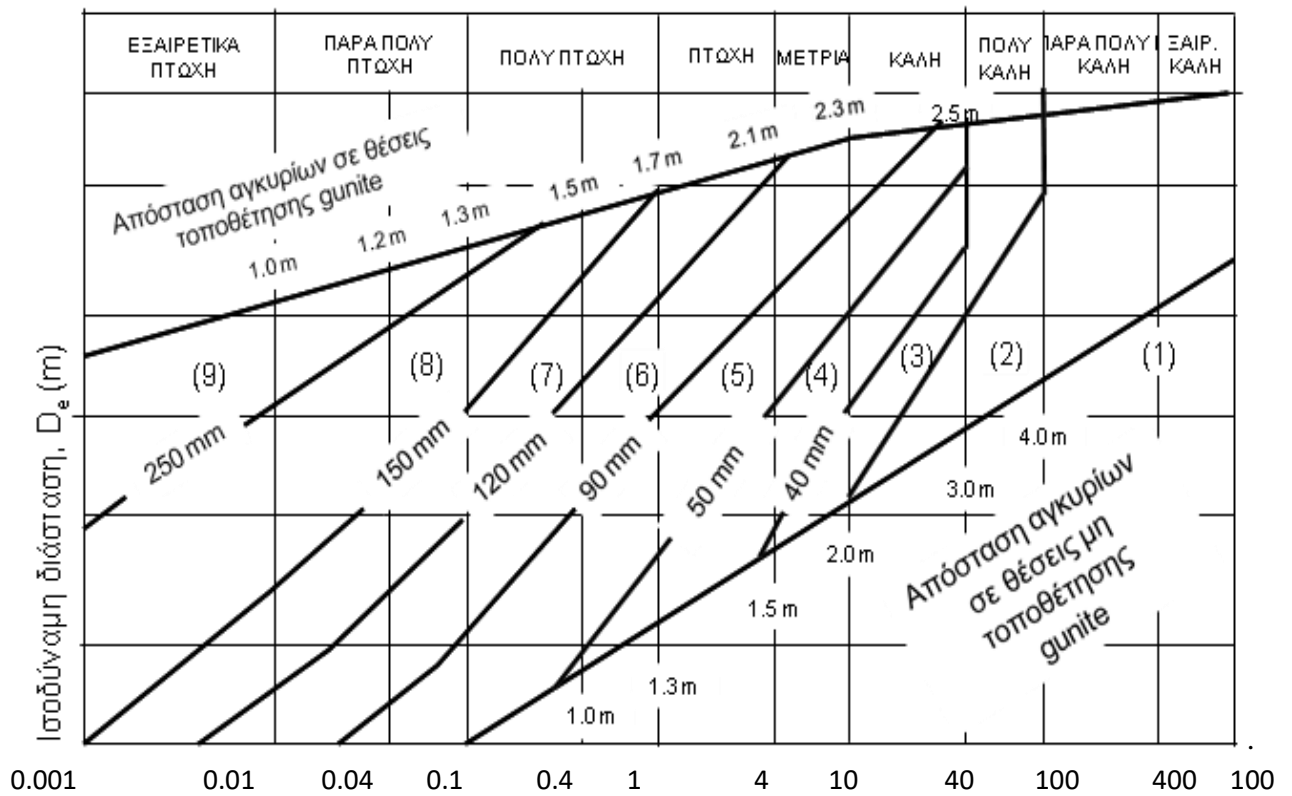
Μετά το πρώτο στάδιο ανάλυσης προκύπτει η εδαφική πλαστικοποιημένη ζώνη. Σε δεύτερο χρόνο δημιουργείται το εδαφικό μοντέλο ερπυστικής συμπεριφοράς μεταβάλλοντας το μέτρο ελαστικότητας (βλ. κεφ. 2.3.4).

Η μελέτη αναφέρεται σε παραμορφώσεις σε καίρια σημεία τις σήραγγας (παρειές της οροφής) και η ανάλυση γίνεται Θεωρώντας φόρτιση λόγω γεωστατικών τάσεων. Οι δοκοί σκυροδέματος που χρησιμοποιούνται στην τελική επένδυση σκυροδέματος συμβαδίζουν με τα πρότυπα κατασκευών από σκυρόδεμα σύμφωνα με τον EN 1992 1-1(ΕC2) η Ευρωκώδικα 2 επιλέγεται σκυρόδεμα κατηγορίας 20/25(ελάχιστα προτεινόμενο για την μόνιμη επένδυσή) για τις αναλύσεις με τα εξής μηχανικά χαρακτηριστικά $E_{cm}=30000$ MPa, $G=12500$ MPa , $\gamma=25$ κN/m³, $F_{ck}=20$ MPa, $F_{ctm}=2.20$ MPa.

4.3 Παράμετροι ανάλυσης

4.3.1 Ταξινόμηση βραχομάζας και μηχανικά χαρακτηριστικά

1. Προκειμένου να αναλυθεί το φαινόμενο σύνθλιψης επιλέγεται για την ανάλυση βραχομάζα πτωχής ποιότητας με αντίστοιχα χαρακτηριστικά(βλ. κεφ 2.2 ταξινόμηση βραχομαζας κατά Barton. Σύμφωνα με την ταξινόμηση βραχομάζας χρησιμοποιώντας το σύστημα Q, όπως φαίνεται και από τον παρακάτω πίνακα για την σήραγγα μελέτης στις περιπτώσεις που αναλύονται για $D_e=10.04$ προκύπτουν μετρα μόνιμης υποστήριξης από σκυρόδεμα πλήρης αντοχής 250mm για όλες τις αναλύσεις.



2. Το D_e όπου υπολογίζεται με τον παρακάτω τύπο:

$$D_e = \frac{\text{άνοιγμα εκσκαφής ή διάμετρος σήραγγας [m]}}{\text{ESR}}$$

Κατηγορία εκσκαφής – Είδος υπόγειου τεχνικού έργου	ESR
Προσωρινά ανοίγματα μεταλλείων	3 – 5
Κατακόρυφα φρεάτια: Κυκλικής διατομής Ορθογώνιας διατομής	2.5 2.0
Μόνιμα ανοίγματα μεταλλείων, σήραγγες νερού (όχι υψηλής πίεσης), διερευνητικές και πιλοτικές σήραγγες	1.6
Υπόγειες αποθήκες, σταθμοί επεξεργασίας νερού, μικρές οδικές και σιδηροδρομικές σήραγγες, σήραγγες πρόσβασης	1.3
Υπόγειες ενεργειακές μονάδες, μεγάλες οδικές και σιδηροδρομικές σήραγγες, υπόγεια καταφύγια, είσοδοι σιδηροδρόμων	1.0
Υπόγειοι πυρηνοληκτρικοί σταθμοί, υπόγειοι σιδηροδρομικοί σταθμοί, υπόγεια αθλητικά κέντρα, υπόγεια εργοστάσια	0.8

3. Λαμβάνεται ειδικό βάρος ίσο με 25 kN/m^3 το οποίο προκύπτει από τον μέσο ορό γνωστών ειδικών βαρών βραχομαζών. Αντίστοιχα λαμβάνεται και ο λόγος του Poisson στο 0.3 βλ. κεφ.2.3.3 παράμετροι αντοχής βραχόμαζας για βραχόμαζες πλήρως αλλοιωμένες
4. Οι δείκτες $m_i=10$ και $D=1.0$ (παράγοντας διατάραξης) λαμβάνονται υπόψιν από τους παρακάτω πίνακες:






Πίνακας 5 Η παράμετρος m_i (Hoek, 1999).

Τύπος	Ομάδα	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ				
		Χονδρή	Μέση	Λεπτή	Πολύ λεπτή	
ΙΖΗΜΑΤΟΓΕΝΗ	Κλαστικό	Κροκαλοπαγή *	Ψαμμίτες 17 ± 4	Ιλυόλιθοι 7 ± 2	Αργιλόλιθοι 4 ± 2	
		Λατυποπαγή *		Γραουβάκες (18 ± 3)	Αργ.σχιστόλιθοι (6 ± 2) Μάργες (7 ± 2)	
	Μη κλαστικό	Ανθρακικά	Κρυσταλλικοί Ασβεστόλιθοι (12 ± 3)	Σπαρτικοί Ασβεστόλιθοι (10 ± 2)	Μικρικοί Ασβεστόλιθοι (9 ± 2)	Δολομίτες (9 ± 3)
		Εβαπορίτες		Γύψος 8 ± 2	Ανυδρίτης 12 ± 2	
	Οργανικά				Κρητίν 7 ± 2	
ΜΕΤΑΜΟΡΦΩΜΕΝΑ	Μη πτυχωμένα	Μάρμαρο 9 ± 3	Κερατόλιθοι (19 ± 4) Μεταψαμμίτες (19 ± 3)	Χαλαζίτες 20 ± 3		
	Ελαφρά πτυχωμένα	Μιγματίτες (29 ± 3)	Αμφιβολίτες 26 ± 6	Γνεύσιοι 28 ± 5		
	Πτυχωμένα**		Σχιστόλιθοι 12 ± 3	Φυλλίτες (7 ± 3)	Σχίστες 7 ± 4	

Στο κριτήριο αποτυχίας του Hoek και Brown, η τιμή " m_i " αντιπροσωπεύει τις τριβικές ιδιότητες των ατόμων και των κόκκων μέσα στο ακέραιο βράχο. Στο πλαίσιο των οφιολιτικών βράχων στην ελληνική αλπική περιοχή, οι τιμές " m_i " μπορούν να ποικίλουν: οι περιδοτίτες έχουν τιμές που υπερβαίνουν το 20, ο σχιστοειδής σερπαντίνης έχει τιμές περίπου 12 ± 2 και το αλλοιωμένο υλικό λόγω κοπής έχει τιμές περίπου 8 ± 2 (P. Marinos, E.Hoek, V.Marinos, 2005).

Χρησιμοποιείται στις αναλύσεις $m_i=10$ από την μελέτη στην σήραγγα Καλλίδρομου (Μαρίνος, 2005).

Πίνακας 6 Πίνακας D. (Brown&Hoek, 2002)

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	<i>D</i> = 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.	<i>D</i> = 0 <i>D</i> = 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.	<i>D</i> = 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.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting <i>D</i> = 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.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation

Τα m_b , a , s υπολογίζονται βάση των τύπων που έχουν αναφερθεί και στο 2^ο κεφ.:

$$I. \quad m_b = m_t \exp[(GSI-100)/(28-14D)]$$

$$II. \quad s = \exp [(GSI-100)/(9-3D)]$$

$$\text{III. } \alpha = 1/2 + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

5. Τα στοιχεία του σκυροδέματος τελικής επένδυσης λαμβάνονται $\sigma_{cc} = 20\text{MPa}$ (C20/25) και $E_c = 30000\text{MPa}$ και r_i σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση (Barla, 1999):

$$P_i, \max = \frac{1}{2} \sigma_{cc} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right]$$

Οπού: E_c = Μετρό ελαστικότητας σκυροδέματος.

t_c = πάχος σκυροδέματος.

r_i = εσωτερική διατομή της σήραγγας.

σ_{cc} = αντοχή σε αξονική θλίψη σκυροδέματος.

6. Τα μεγέθη σ_{cm} και σ_{ci} όπου $\sigma_{ci} = 16\text{MPa}$ σύμφωνα με την μελέτη στην σήραγγα Καλλίδρομου (P. Marinos, E. Hoek, V. Marinos, 2005) και το σ_{cm} προκύπτει σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο βαθιές σήραγγες που προτείνουν οι Marinos και Hoek (Hoek & Marinos, 2000):

$$\sigma_{cm} = (0.0034 m i^{0.8}) \sigma_{ci} \{ 1.029 + 0.025 e^{-0.1 m i} \}^{GSI}$$

7. Οι θεωρητικές γεωστατικές τάσεις P_o προκύπτουν $P_o = \gamma h - U_o$ βέβαια έχει θεωρηθεί υλικό χωρίς παρουσία νερού άρα $P_o = \gamma h$

8. Το E_m που αναφέρεται στο μετρό ελαστικότητας της βραχώμαζας E_m σε σχέση με τον δείκτη του GSI υπολογίζεται βάση (Hoek & Brown, 1997):

$$E_m = \left(\frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{0.5} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

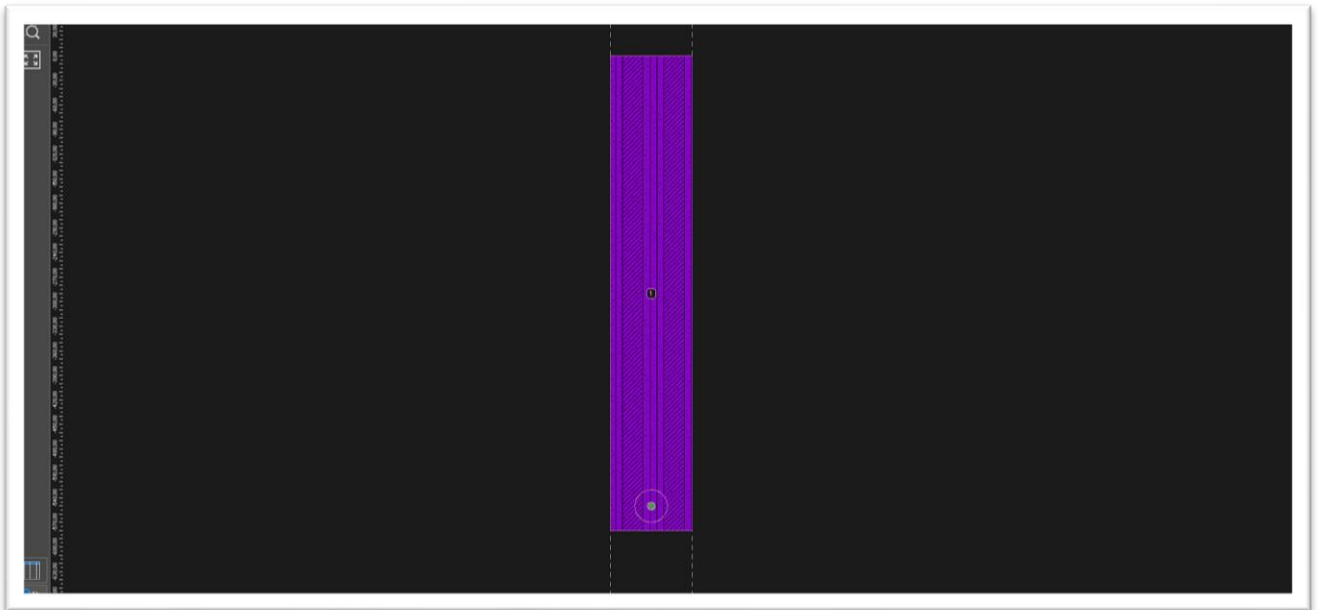
9. Το ερπυστικό μοντέλο προκύπτει μέσω των μεγεθών $E_{m'}$ και σ_{ci}' (βλ.κεφ.2.3.4) και $\sigma_{ci}' =$ αντοχή μονοαξονικής υλικού υπό διαρροή και οι δυο συντελεστές υπολογίζονται θεωρητικά και παρακολουθείται η επίδραση τους στην ανάλυση των πεπερασμένων στοιχείων.

$$\sigma_{ci}' = E_{m'} \left(\frac{100^{0.5}}{10^{\frac{GSI-10}{40}}} \right)$$

4.4 Προσομοίωμα ανάλυσης με ΠΣ

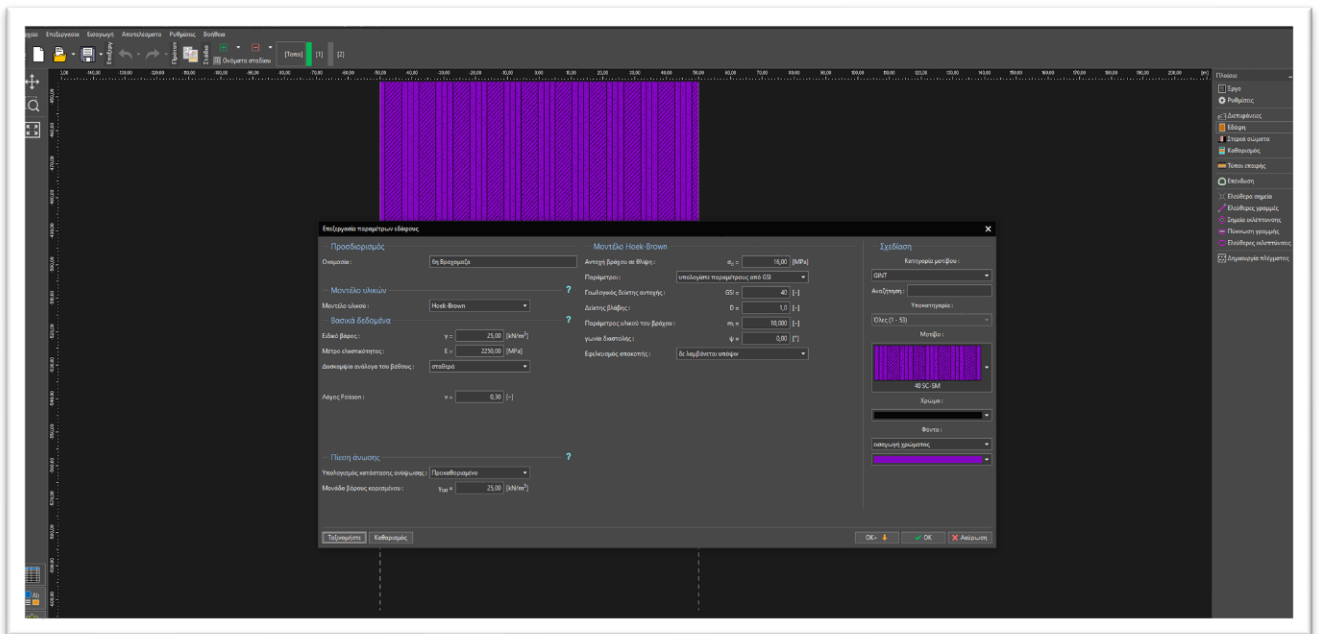
Για το Προσομοίωμα ανάλυσης στο περιβάλλον του προγράμματος ακολουθήθηκαν τα εξής βήματα:

- Θεσμοθέτηση εδαφικού προφίλ δείγματος ορίζοντας μια επιφάνεια βράχου στο εκάστοτε ύψος.



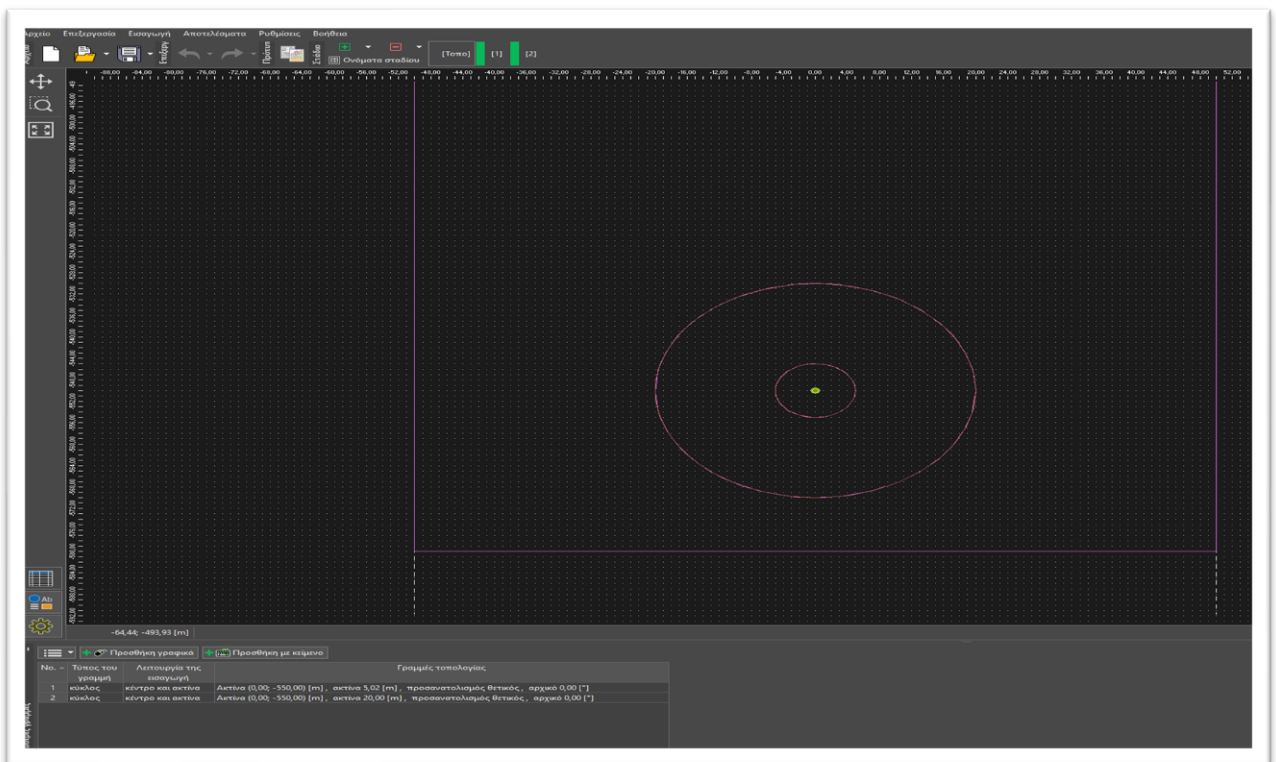
Εικόνα 4.2 Χαρακτηριστικό παράδειγμα εδαφικού προφίλ.

- Δημιουργία εδαφικού προφίλ εντάσσοντας τις παραμέτρους ανάλυσης σύμφωνα με το εδαφικό μοντέλο επιλογής.



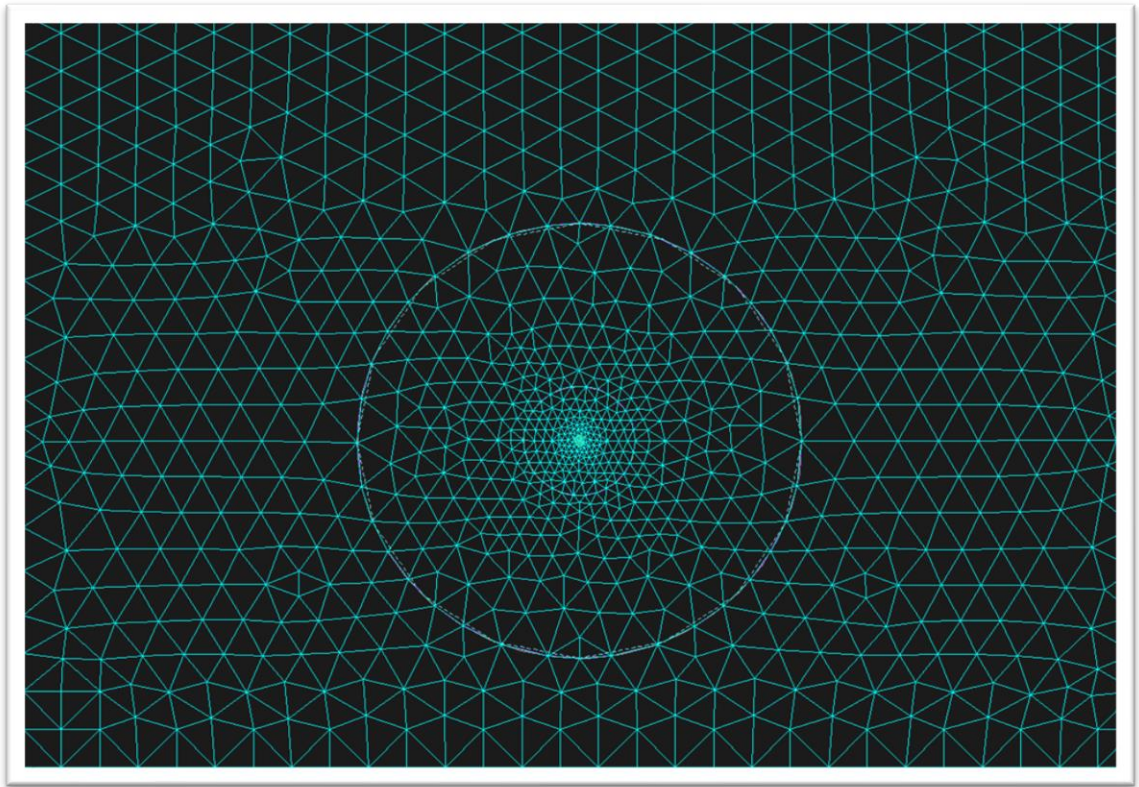
Εικόνα 4.3 Προδιάγραφες εδαφικού μοντέλου.

- Ορισμός διατομών σύμφωνα με τις παραπάνω προδιάγραφες.



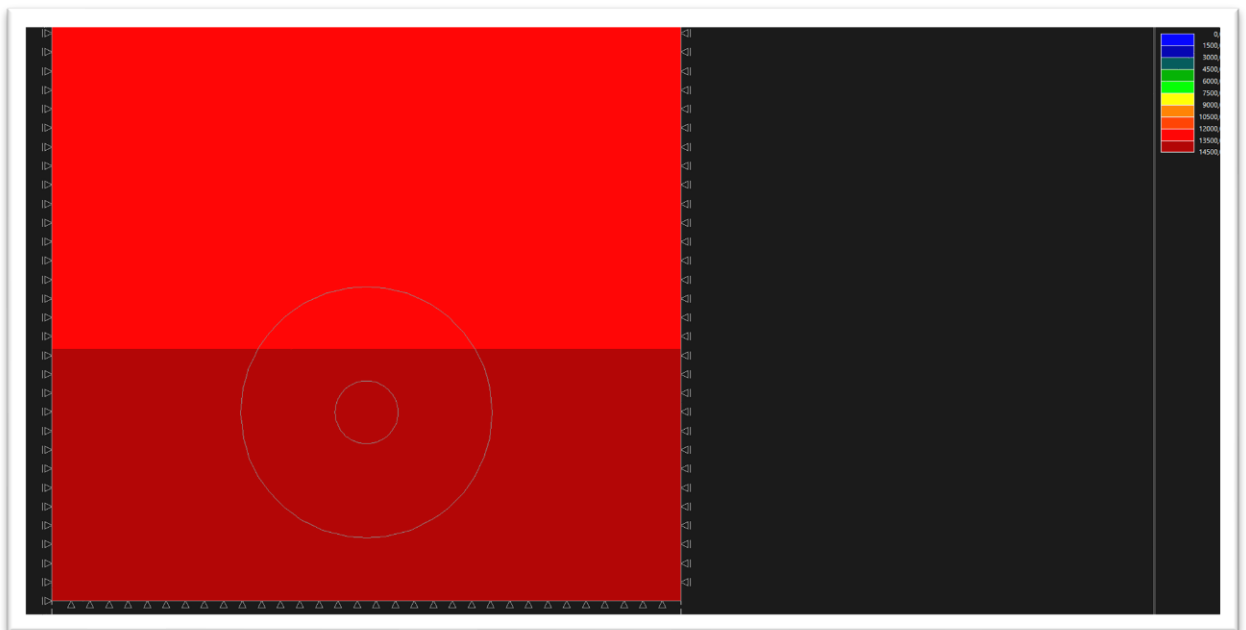
Εικόνα 4.4 Ορισμός διατομής και ζώνης ερπυστικής συμπεριφοράς

- Δημιουργία πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων ανά 3.5m εκτός την ζώνης ερπυστικής συμπεριφοράς και με σταδιακή πύκνωση έως και 0.5m εντός της ζώνης επηρεασμού.



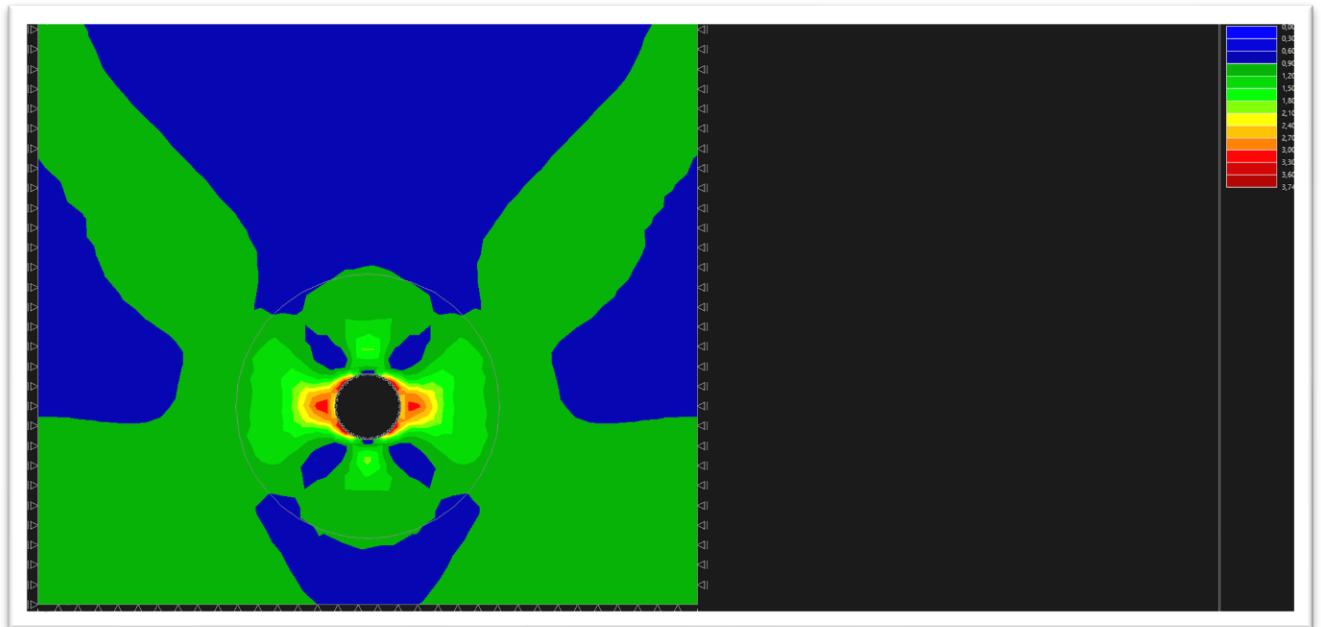
Εικόνα 4.5 Χαρακτηριστικός διαχωρισμός εδαφικού μοντέλου σε πεπερασμένα στοιχεία

- Το 1^ο στάδιο ανάλυσης γίνεται αποκλειστικά για τον υπολογισμό των συνολικών τάσεων για το εδαφικό προφίλ επιλογής χωρίς εκσκαφή.



Εικόνα 4.6 Υπολογισμός συνολικών γεωστατικών τάσεων

- Στο 2^ο στάδιο ανάλυσης γίνεται πλήρης εκσκαφή και προστίθενται τα μετρά υποστήριξης της μόνιμης επένδυσης. Προκύπτουν έτσι οι συνολικές παραμορφώσεις στις παρειές της οροφής της σήραγγας προκειμένου να εκτιμηθεί η επιρροή της σύνθλιψης.



Εικόνα 4.7 Υπολογισμός συνολικών παραμορφώσεων.

5 Αναλύσεις- αποτελέσματα

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα τελικά αποτελέσματα όλων των μεθόδων ανάλυσης με σκοπό για κάθε μέθοδο να προσδιορισθεί το επίπεδο σύνθλιψης και να χαρακτηριστεί αναλόγως βάσει των προτεινόμενων χαρακτηρισμών ανά μέθοδο (πχ. "λίγα προβλήματα στήριξης", "μικρή σύνθλιψη", "ισχυρή σύνθλιψη" κλπ).

Η μέθοδος του Singh περιορίζεται στην ύπαρξη ή μη σύνθλιψης ενώ ο χαρακτηρισμός προσβλέπει στην επιλογή αντίστοιχης αντιμετώπισης κατά την κατασκευή. Ουσιαστικά ο χαρακτηρισμός του επιπέδου σύνθλιψης της βραχόμαζας έχει ως στόχο την εφαρμογή συγκεκριμένων μέτρων υποστήριξης κατά την εκσκαφή, την επιλογή τρόπου εκσκαφής αλλά και την πρόβλεψη των εντατικών καταστάσεων.

Πραγματοποιείται σύγκριση των μεθόδων αναφορικά με την ύπαρξη του φαινομένου σύνθλιψης, στο επίπεδο σύνθλιψης και συγκρίσεις αναμενόμενων παραμορφώσεων για τις αναλυτικές μεθόδους των πεπερασμένων στοιχείων με την ύπαρξη ή μη ερπυσμού καθώς και την αριθμητική προσέγγιση των Hoek- Marinos.

5.1 Αποτελέσματα σύμφωνα με την προσέγγιση Hoek- Marinos

Σύμφωνα με την μέθοδο προσέγγισης (Hoek & Marinos, 2000) προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα :

Πίνακας 7 Αποτελέσματα σύμφωνα με (Hoek & Marinou, 2000)

GSI	H(m)	ed(%) Ισοδύναμες παραμορφώσεις	Επίπεδο σύνθλιψης (squeezing level)
15	150	0.713934543	Λίγα προβλήματα στήριξης(few support problems)
15	350	1.862597654	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
15	550	3.051819366	Δριμύς σύνθλιψη(severe squeezing)
20	150	0.599734882	Λίγα προβλήματα στήριξης(few support problems)
20	350	1.555020754	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
20	550	2.542204468	Εκτενή σύνθλιψη(severe squeezing)
25	150	0.503802389	Λίγα προβλήματα στήριξης(few support problems)
25	350	1.298235043	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
25	550	2.117688756	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
30	150	0.423215082	Λίγα προβλήματα στήριξης(few support problems)
30	350	1.083853204	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
30	550	1.764061752	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
35	150	0.355518373	Λίγα προβλήματα στήριξης(few support problems)
35	350	0.904872946	Λίγα προβλήματα στήριξης(few support problems)
35	550	1.469485945	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
40	150	0.298650306	Λίγα προβλήματα στήριξης(few support problems)
40	350	0.755448289	Λίγα προβλήματα στήριξης(few support problems)
40	550	1.224100541	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)

5.2 Αποτελέσματα σύμφωνα με τις προσεγγίσεις Singh και Jethwa

Σύμφωνα με τον Singh προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα.

Πίνακας 8 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με τον Singh.

α/α	Q	H(m)	$350*Q^{(1/3)}$	Σύνθλιψη
1	0.06271	150	139.0531496	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
2	0.06271	350	139.0531496	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
3	0.06271	550	139.0531496	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
4	0.104726	150	164.975405	ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
5	0.104726	350	164.975405	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
6	0.104726	550	164.975405	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
7	0.174891	150	195.7300812	ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
8	0.174891	350	195.7300812	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
9	0.174891	550	195.7300812	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
10	0.292068	150	232.2180368	ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
11	0.292068	350	232.2180368	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
12	0.292068	550	232.2180368	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
13	0.487752	150	275.5080686	ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
14	0.487752	350	275.5080686	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
15	0.487752	550	275.5080686	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
16	0.814543	150	326.8682178	ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
17	0.814543	350	326.8682178	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ
18	0.814543	550	326.8682178	ΥΠΟ ΣΥΝΘΛΙΨΗ

Σύμφωνα με τον Jethwa χρειάζονται οι δείκτες P_o και σ_{cm} που προκύπτουν από τις παραπάνω μετρήσεις δημιουργείται ο παρακάτω πίνακας:

Πίνακας 9 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με τον Jetwha.

α/α	GSI	H(m)	P_o (MPa)	σ_{cm} (MPa)	σ_{cm}/ p_o	Εύρος σύνθλιψης (squeezing level)
1	15	150	3.75	0.602275721	0.160606859	highly squeezing
2	15	350	8.75	0.602275721	0.068831511	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
3	15	550	13.75	0.602275721	0.043801871	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
4	20	150	3.75	0.726430675	0.193714847	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
5	20	350	8.75	0.726430675	0.083020649	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
6	20	550	13.75	0.726430675	0.052831322	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
7	25	150	3.75	0.87617931	0.233647816	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
8	25	350	8.75	0.87617931	0.100134778	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
9	25	550	13.75	0.87617931	0.063722132	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
10	30	150	3.75	1.056797585	0.281812689	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
11	30	350	8.75	1.056797585	0.120776867	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
12	30	550	13.75	1.056797585	0.076858006	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
13	35	150	3.75	1.274649063	0.339906417	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
14	35	350	8.75	1.274649063	0.145674179	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
15	35	550	13.75	1.274649063	0.09270175	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
16	40	150	3.75	1.537409109	0.409975762	(μέτρια σύνθλιψη)moderately squeezing
17	40	350	8.75	1.537409109	0.175703898	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)
18	40	550	13.75	1.537409109	0.111811572	μεγάλη σύνθλιψη(highly squeezing)

Παρατηρείται ότι με την μέθοδο του Jethwa προκύπτει διευρυμένο επίπεδο σύνθλιψής λόγω κυρίως της χαμηλής ποιότητας βραχόμαζας βλ. σ_{cm} .

5.3 Αποτελέσματα σύμφωνα με την προσέγγιση του Barla

Η προσέγγιση του Barla χρησιμοποιώντας τα μεγέθη q , $mass$ και δεδομένο γ , έδωσε τα αποτελέσματα του παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 10 Προσδιορισμός συνθλιψης σύμφωνα με τον Barla.

H(m)	γ (kN/m ³)	GSI	q_{mass} (kPa)	$q/\gamma \cdot H$	Εύρος σύνθλιψης (squeezing level)
150	25	15	0.6022757	0.160606859	Μεγάλο (High)
350	25	15	0.6022757	0.068831511	Μεγάλο (High)
550	25	15	0.6022757	0.043801871	Μεγάλο (High)
150	25	20	0.7264307	0.193714847	Μεγάλο (High)
350	25	20	0.7264307	0.083020649	Μεγάλο (High)
550	25	20	0.7264307	0.052831322	Μεγάλο (High)
150	25	25	0.8761793	0.233647816	Μέτριο (Moderate)
350	25	25	0.8761793	0.100134778	Μεγάλο (High)
550	25	25	0.8761793	0.063722132	Μεγάλο (High)
150	25	30	1.0567976	0.281812689	Μέτριο (Moderate)
350	25	30	1.0567976	0.120776867	Μεγάλο (High)
550	25	30	1.0567976	0.076858006	Μεγάλο (High)
150	25	35	1.2746491	0.339906417	Μέτριο (Moderate)
350	25	35	1.2746491	0.145674179	Μεγάλο (High)
550	25	35	1.2746491	0.09270175	Μεγάλο (High)
150	25	40	1.5374091	0.409975762	Ηπιο (Mild)
350	25	40	1.5374091	0.175703898	Μεγάλο (High)
550	25	40	1.5374091	0.111811572	Μεγάλο (High)

5.4 Αποτελέσματα ανάλυσης με την ΜΠΣ χωρίς ερπυστική συμπεριφορά

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ΜΠΣ χωρίς ερπυστική συμπεριφορά.

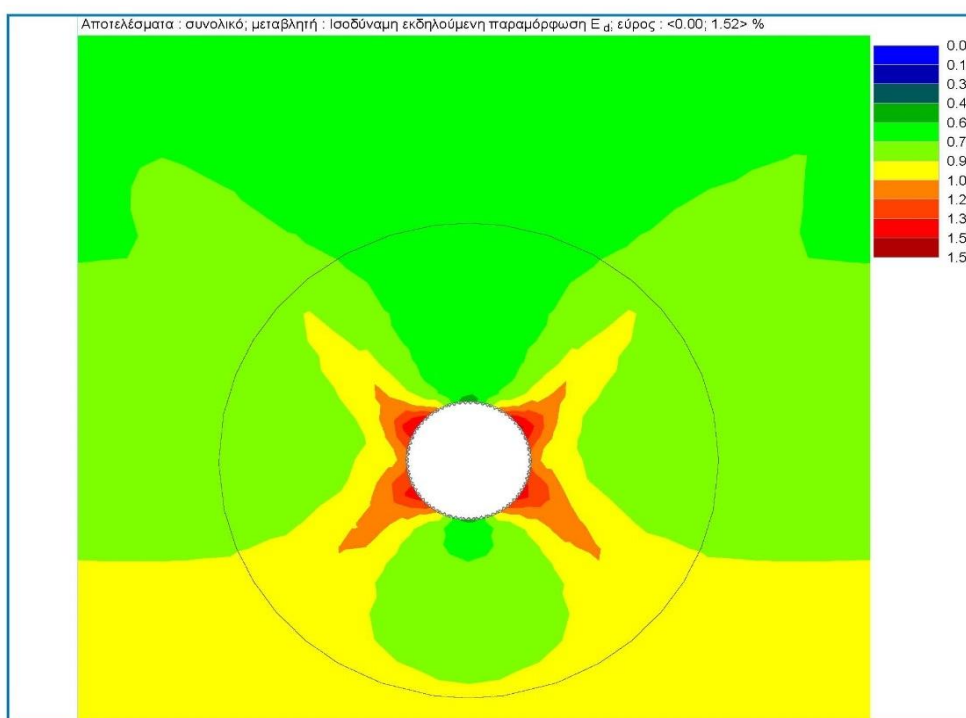
Πίνακας 11 Αποτελέσματα ανάλυσης με ΜΠΣ χωρίς ερπυστική δραστηριότητα .

α/α	Q	H(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	GSI	m_i	D	$\nu(\text{Poisson ratio})$	$\sigma_{ci}(\text{MPa})$	$E_m(\text{GPa})$	$\varepsilon_d(\%)$ Ισοδύναμες παραμορφώσεις
1	0.0627102	150	25	15	10	1	0.3	16	0.533408573	1.52
2	0.0627102	350	25	15	10	1	0.3	16	0.533408573	3.57
3	0.0627102	550	25	15	10	1	0.3	16	0.533408573	5.55
4	0.1047257	150	25	20	10	1	0.3	16	0.711311764	1.22
5	0.1047257	350	25	20	10	1	0.3	16	0.711311764	2.92
6	0.1047257	550	25	20	10	1	0.3	16	0.711311764	4.56
7	0.1748915	150	25	25	10	1	0.3	16	0.948549482	0.98
8	0.1748915	350	25	25	10	1	0.3	16	0.948549482	2.4
9	0.1748915	550	25	25	10	1	0.3	16	0.948549482	3.82
10	0.2920678	150	25	30	10	1	0.3	16	1.264911064	0.8
11	0.2920678	350	25	30	10	1	0.3	16	1.264911064	2
12	0.2920678	550	25	30	10	1	0.3	16	1.264911064	3.23
13	0.4877517	150	25	35	10	1	0.3	16	1.686786014	0.64
14	0.4877517	350	25	35	10	1	0.3	16	1.686786014	1.66
15	0.4877517	550	25	35	10	1	0.3	16	1.686786014	2.73
16	0.8145429	150	25	40	10	1	0.3	16	2.249365301	0.51
17	0.8145429	350	25	40	10	1	0.3	16	2.249365301	1.37
18	0.8145429	550	25	40	10	1	0.3	16	2.249365301	2.31

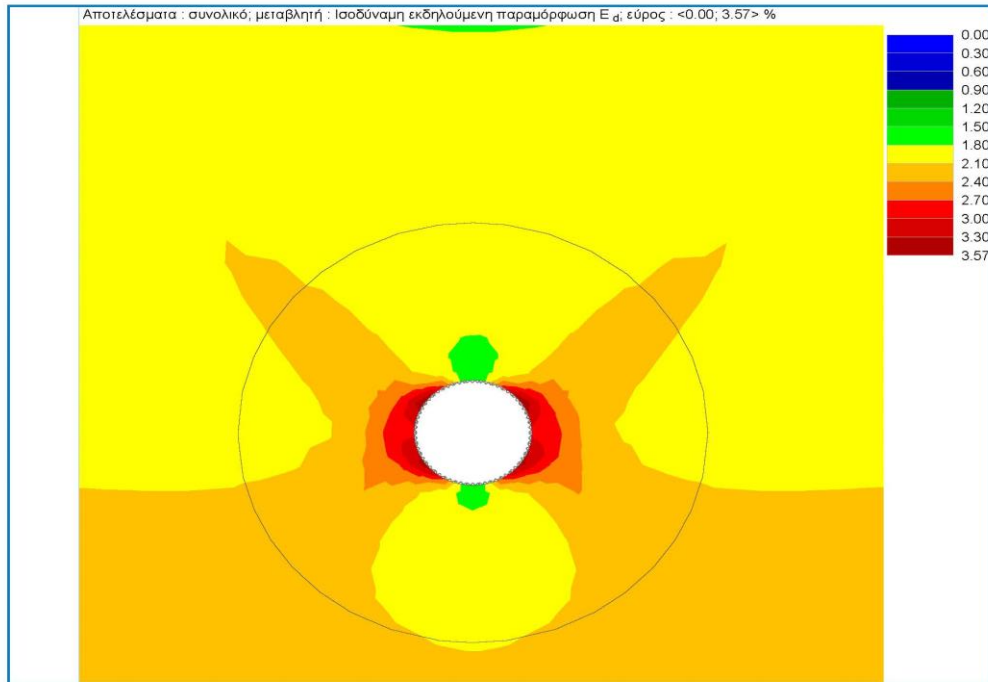
5.4.1 Αποτελέσματα ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό

Τα αποτελέσματα για τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από την εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων φαίνονται στις Εικόνες, 5.1 έως και 5.18 για κάθε μια από τις παραμετρικές αναλύσεις.

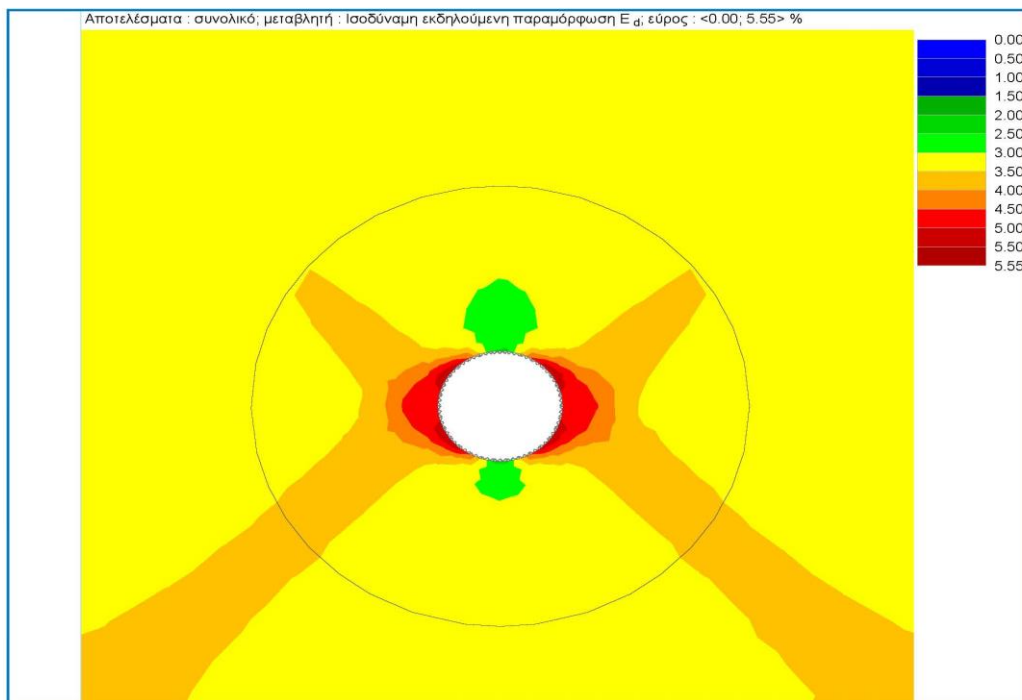
Διακρίνονται για κάθε GSI και ύψος οι προκύπτουσες συνολικές εδαφικές παραμορφώσεις τόσο ελαστικές όσο και πλαστικές στο περιβάλλον της σήραγγας. Θεωρώντας τις μέγιστες παραμορφώσεις στις παρειές της οροφής, προκύπτει ο τελικός πίνακας χαρακτηρισμού του επιπέδου σύνθλιψης.



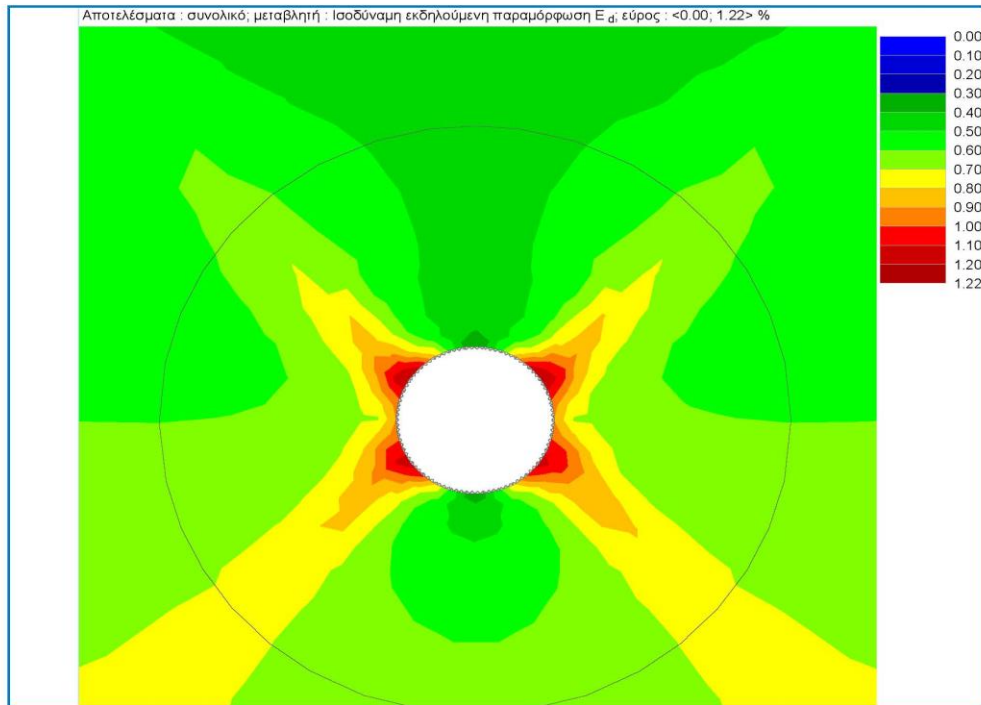
Εικόνα 5.1 Παραμορφώσεις ed για GSI =15 & H=150m.



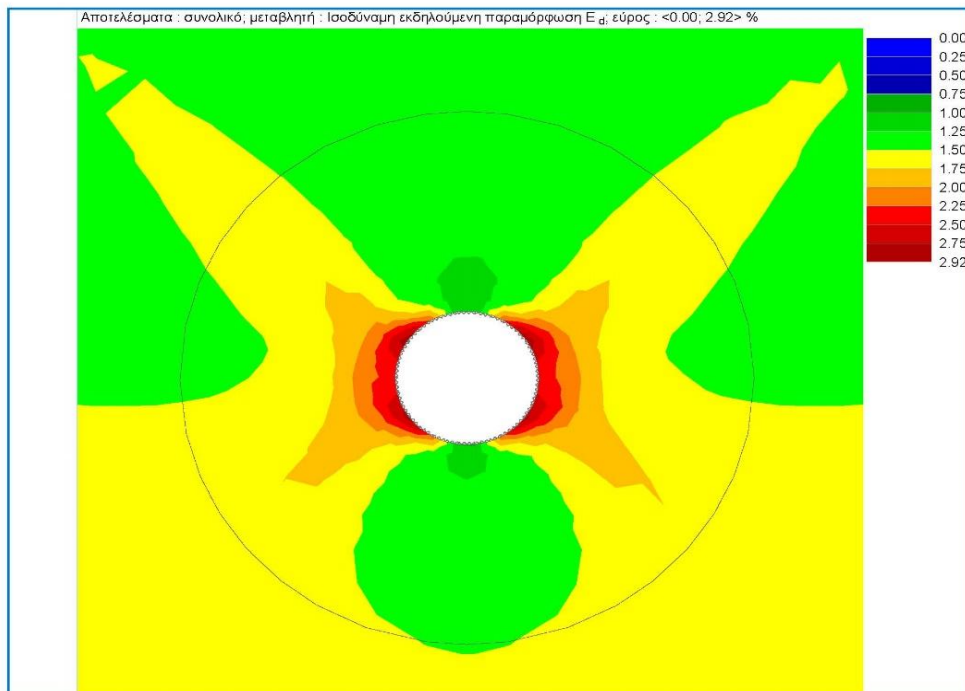
Εικόνα 5.2 Παραμορφώσεις ed για GSI =15 & H=350m.



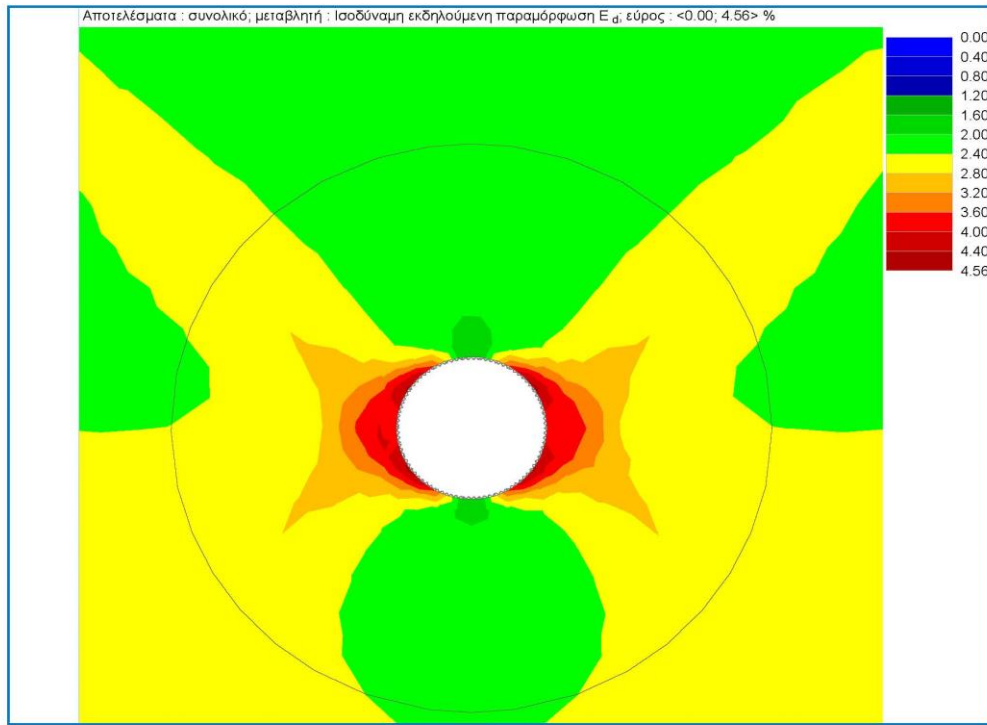
Εικόνα 5.3 Παραμορφώσεις ed για GSI =15 & H=550m.



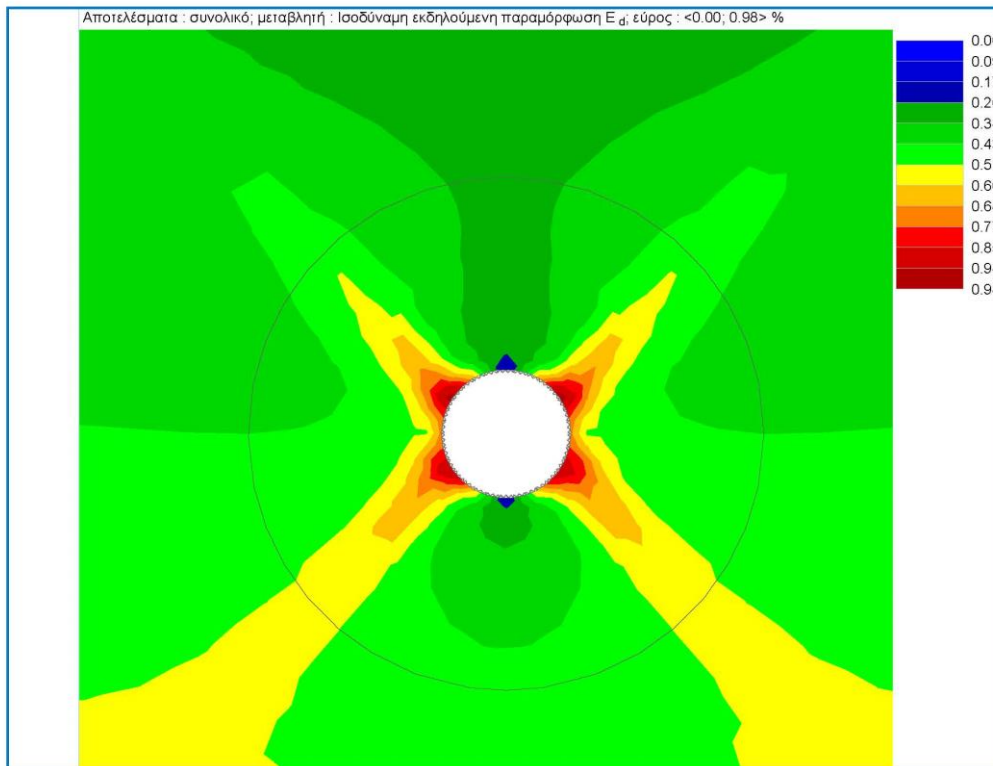
Εικόνα 5.4 Παραμορφώσεις ed για GSI =20 & H=150m.



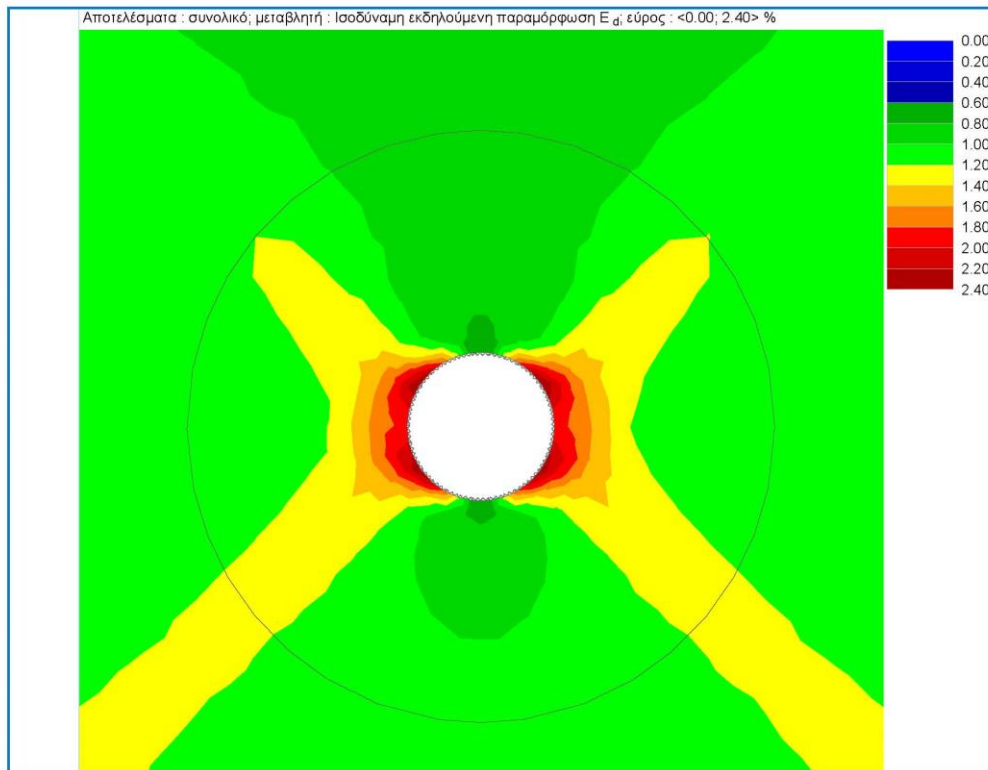
Εικόνα 5.5 Παραμορφώσεις ed για GSI =20 & H=350m.



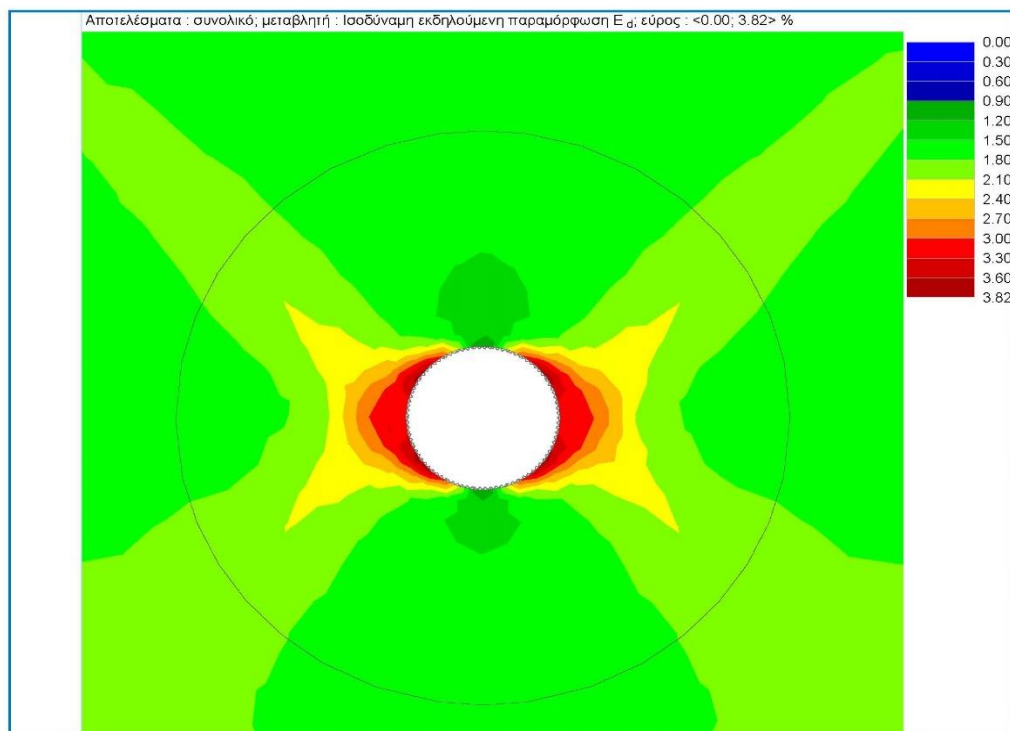
Εικόνα 5.6 Παραμορφώσεις e_d για $GSI=20$ & $H=550m$.



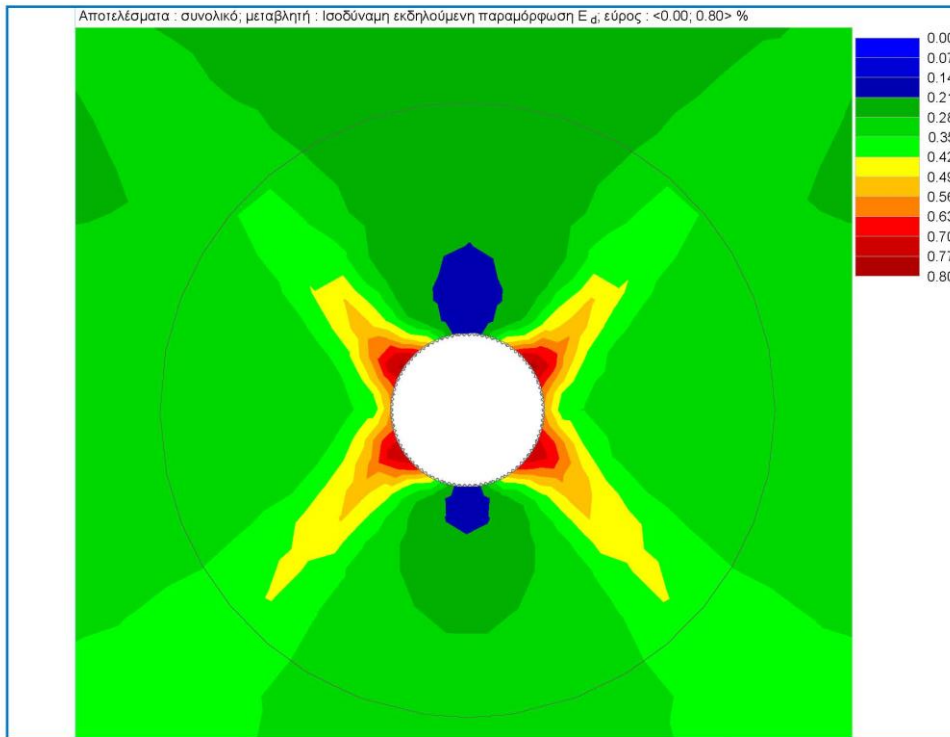
Εικόνα 5.7 Παραμορφώσεις e_d για $GSI=25$ & $H=150m$.



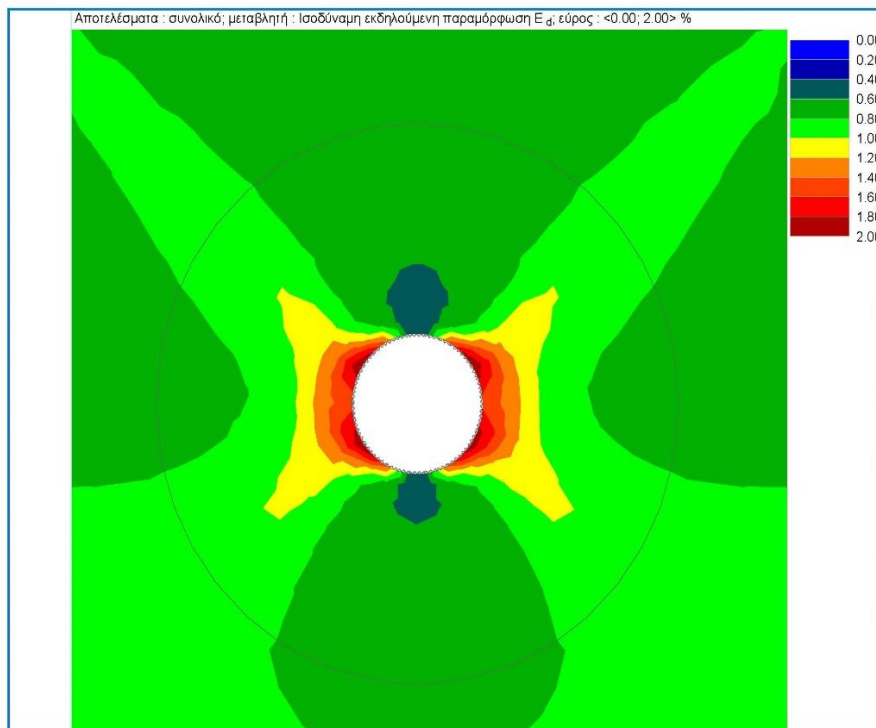
Εικόνα 5.8 Παραμορφώσεις e_d για $GSI=25$ & $H=350m$.



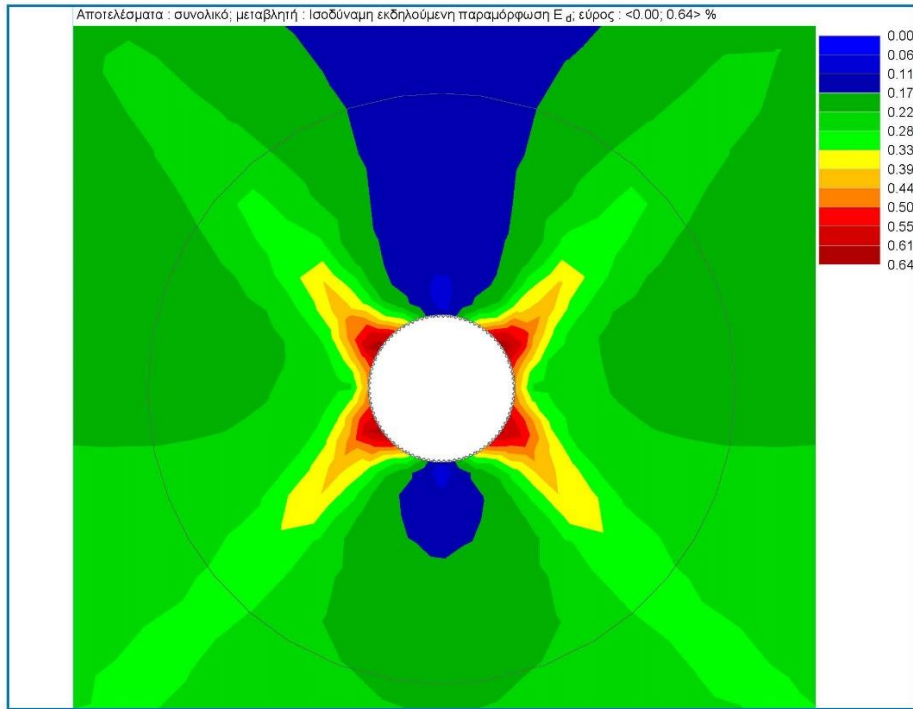
Εικόνα 5.9 Παραμορφώσεις e_d για $GSI=25$ & $H=550m$.



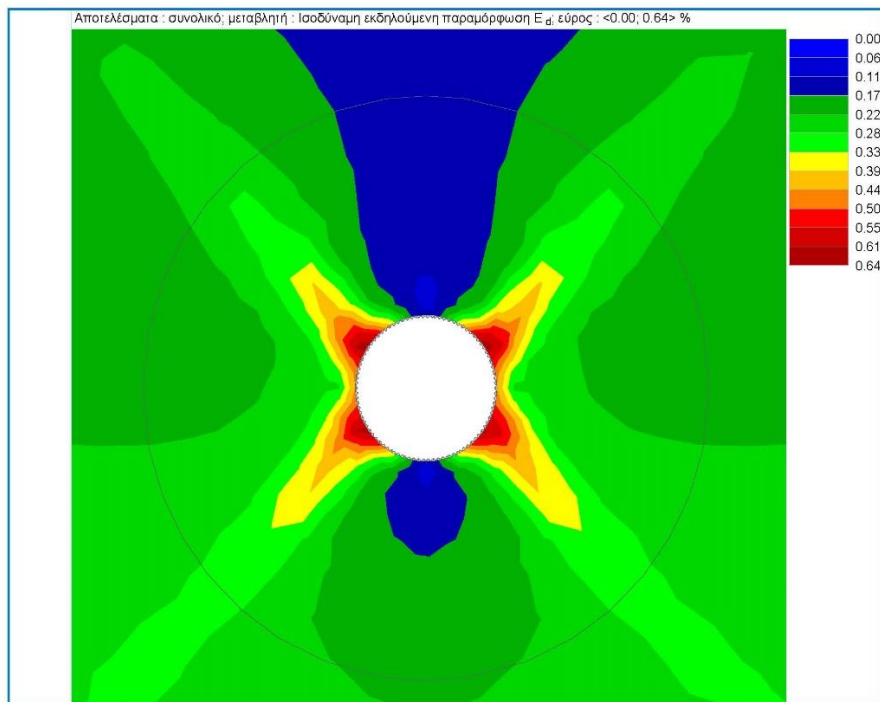
Εικόνα 5.10 Παραμορφώσεις e_d για $GSI = 30$ & $H = 150m$.



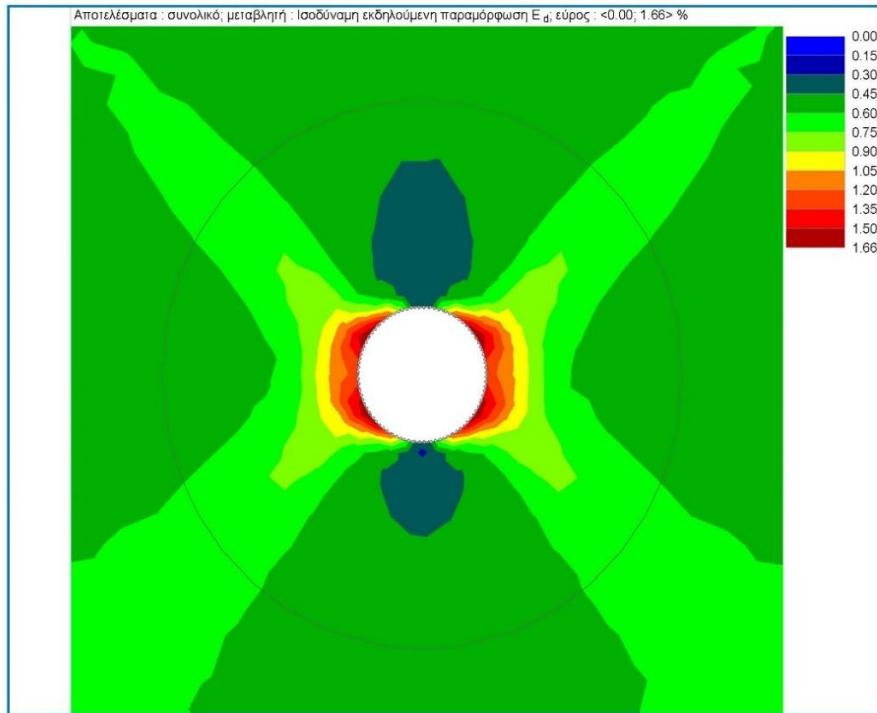
Εικόνα 5.11 Παραμορφώσεις e_d για $GSI = 30$ & $H = 350m$.



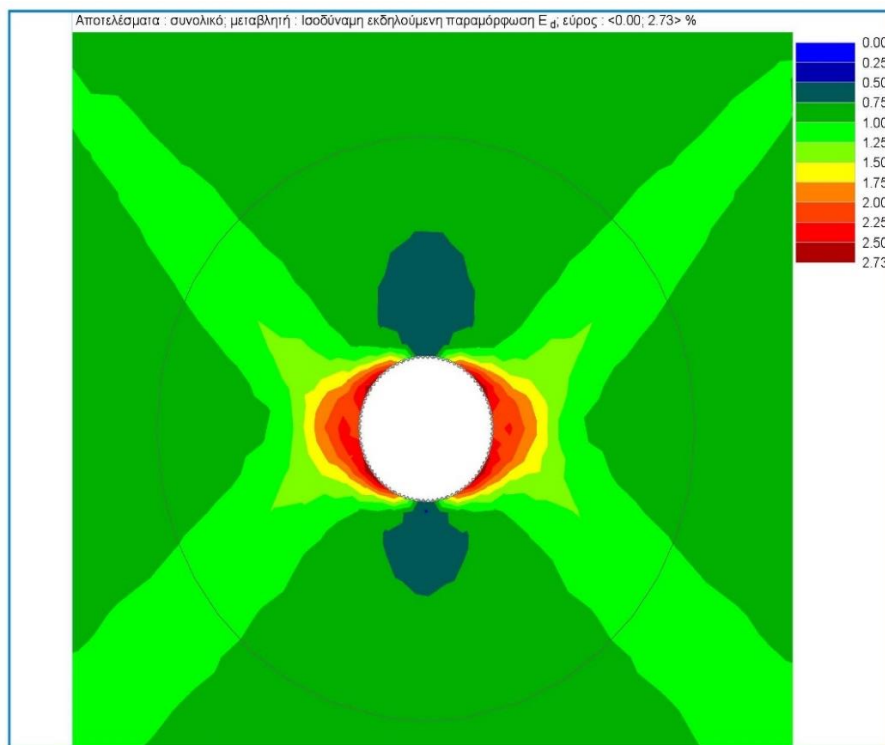
Εικόνα 5.12 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=30$ & $H=550m$.



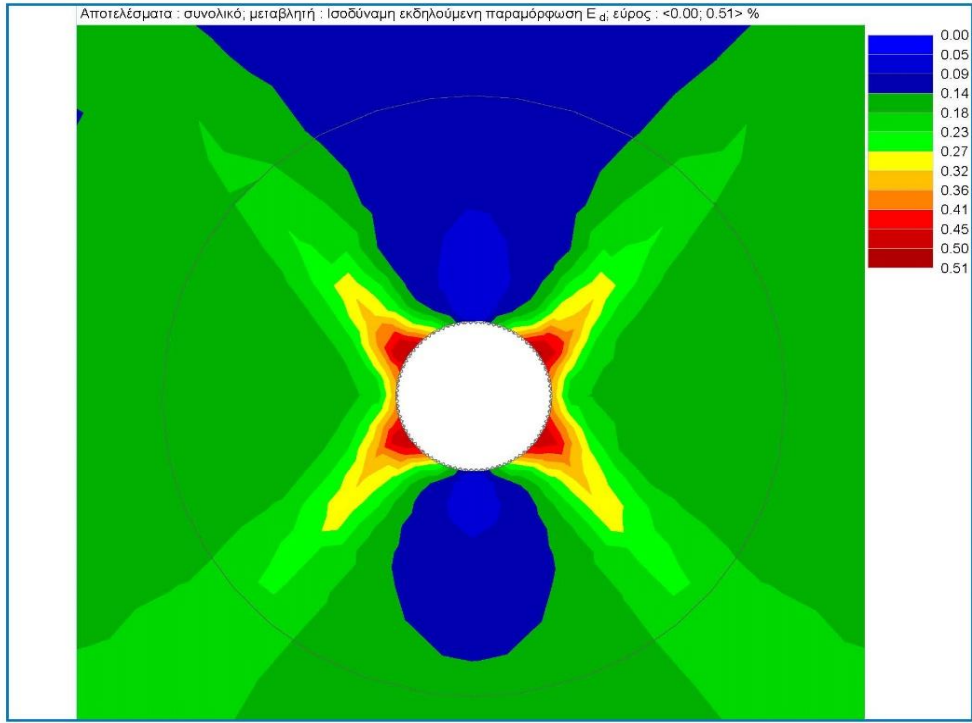
Εικόνα 5.13 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=35$ & $H=150m$.



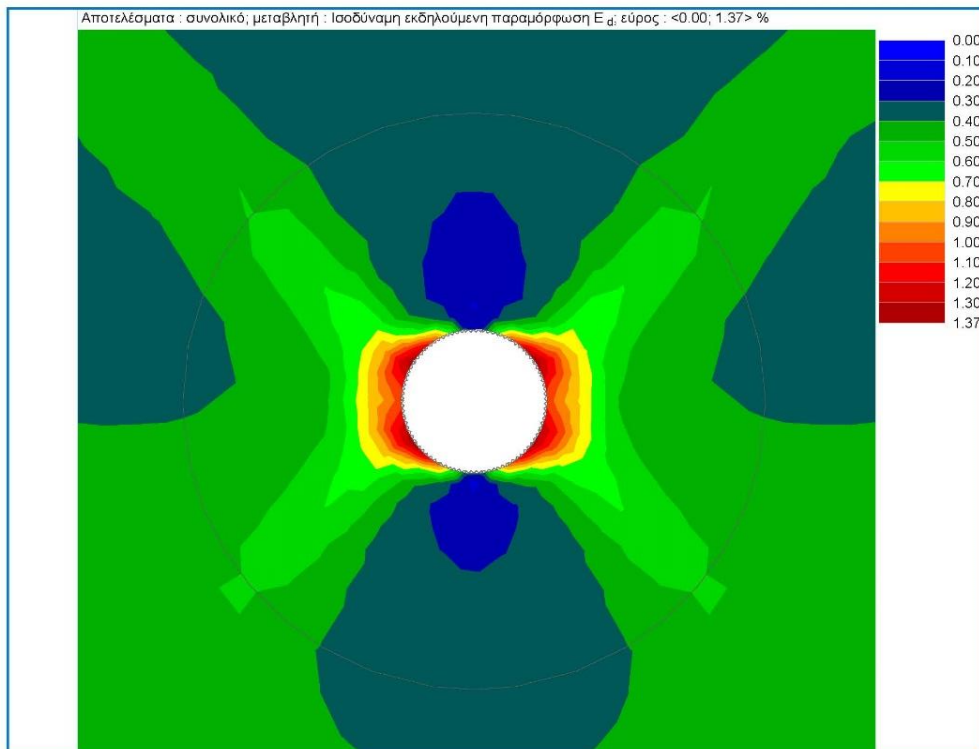
Εικόνα 5.14 Παραμορφώσεις e_d για $GSI=35$ & $H=350m$.



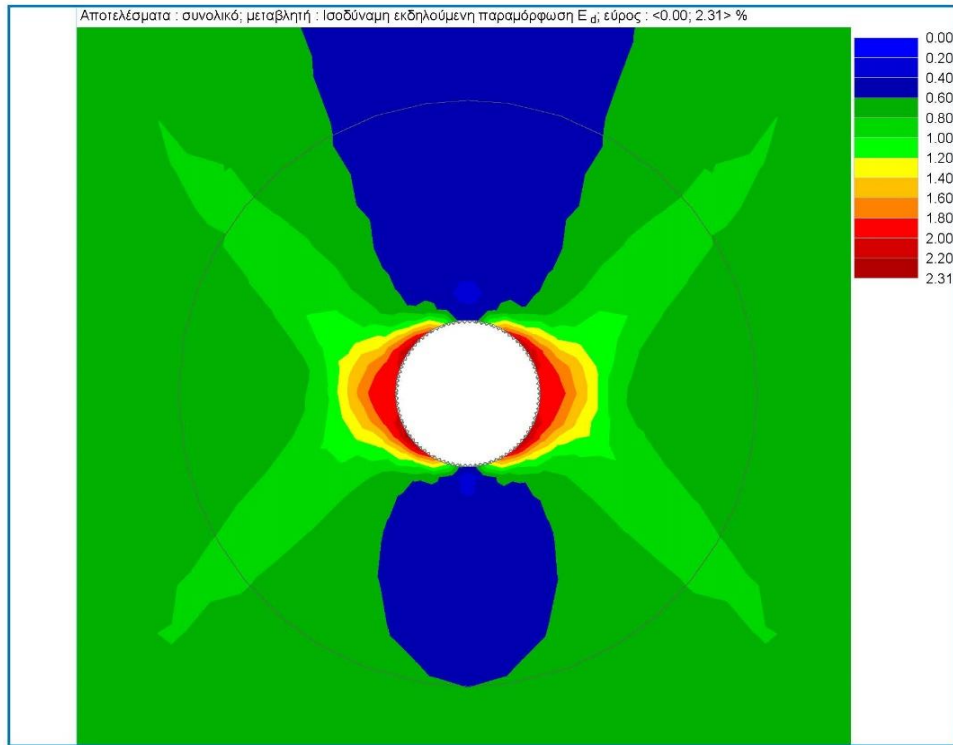
Εικόνα 5.15 Παραμορφώσεις e_d για $GSI=35$ & $H=550m$.



Εικόνα 5.16 Παραμορφώσει ed για GSI =40 & H=150m.



Εικόνα 5.17 Παραμορφώσεις ed για GSI =40 & H=350m.



Εικόνα 5.18 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=40$ & $H=550m$.

5.4.2 Προσδιορισμός επιπέδου σύνθλιψης χωρίς ερπυσμό

Στον πίνακα 12 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την ΜΠΣ χωρίς προσδιορισμό ερπυστικής δραστηριότητας και σε αναλογία ως προς τα επίπεδα σύνθλιψης με την μέθοδο των Hoek- Marinos.

Πίνακας 12 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με την ΜΠΣ .

GSI	H(m)	$\sigma_d(\%)$ Ισοδύναμες παραμορφώσεις	Επίπεδο σύνθλιψης (squeezing level)
15	150	1.52	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
15	350	3.57	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
15	550	5.55	Πολύ Εκτενή σύνθλιψη (very severe squeezing)
20	150	1.22	Μικρή σύνθλιψη (minor squeezing)
20	350	2.92	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
20	550	4.56	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
25	150	0.98	Λίγα προβλήματα στήριξης (few support problems)
25	350	2.4	Μικρή σύνθλιψη (minor squeezing)
25	550	3.82	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
30	150	0.8	Λίγα προβλήματα στήριξης (few support problems)
30	350	2	Μικρή σύνθλιψη (minor squeezing)
30	550	3.23	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
35	150	0.64	Λίγα προβλήματα στήριξης (few support problems)
35	350	1.66	Μικρή σύνθλιψη (minor squeezing)
35	550	2.73	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
40	150	0.51	Λίγα προβλήματα στήριξης(few support problems)
40	350	1.37	Μικρή σύνθλιψη (minor squeezing)
40	550	2.31	Μικρή σύνθλιψη (minor squeezing)

5.5 Αποτελέσματα ανάλυσης με την ΜΠΣ θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο 100 ετών και $\kappa=0.05\%$

Η επιρροή του φαινόμενου ερπυστικής συμπεριφοράς του βράχου σε χρονικό περίοδο 100 ετών εκτιμάται βάσει των παρακάτω παραδοχών :

1. Ο ερπυστικός συντελεστής λαμβάνεται ως $\kappa= 0.05\%$ για πτωχή βραχώμαζα βάσει του κεφ.2.3.4
2. Στην διαδικασία μοντελοποίησης προσδιορίζουμε μια ζώνη ακτίνας 20m από το κέντρο της σήραγγας βάση της ήδη υπάρχουσας πλαστικοποιημένης ζώνης με αλλαγές στις εδαφικές παραμέτρους που προκύπτουν από απομείωση του μέτρου ελαστικότητας βλ. κεφ. 4.5.1

Προκύπτουν λοιπόν οι εξής υπολογισμοί :

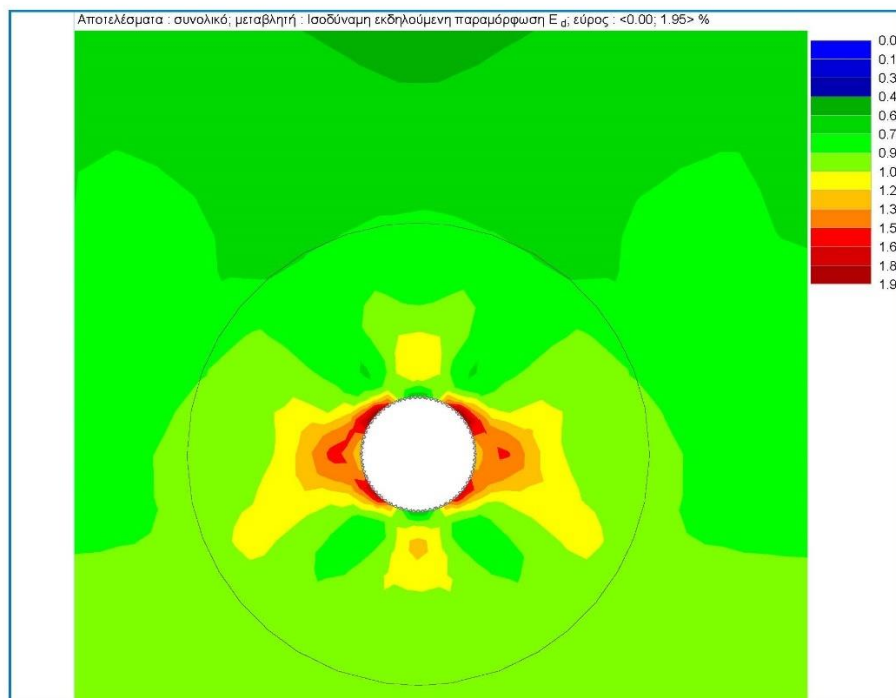
Πίνακας 13 Προσδιορισμός E_m' και σ_{ci}' για ερπυστικό μοντέλο.

α/α	Q	H(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	GSI	m_i	D	$\nu(\text{Poisson ratio})$	$\sigma_{ci}'(\text{MPa})$	$E_m'(\text{GPa})$	$\epsilon_d(\%)$
1	0.0627102	150	25	15	10	0	0.3	3.48	0.464065458	1.95
2	0.0627102	350	25	15	10	0	0.3	3.48	0.464065458	4.09
3	0.0627102	550	25	15	10	0	0.3	3.48	0.464065458	6.12
4	0.1047257	150	25	20	10	0	0.3	3.48	0.618841235	1.65
5	0.1047257	350	25	20	10	0	0.3	3.48	0.618841235	3.77
6	0.1047257	550	25	20	10	0	0.3	3.48	0.618841235	5.24
7	0.1748915	150	25	25	10	0	0.3	3.48	0.82523805	1.4
8	0.1748915	350	25	25	10	0	0.3	3.48	0.82523805	3
9	0.1748915	550	25	25	10	0	0.3	3.48	0.82523805	4.53
10	0.2920678	150	25	30	10	0	0.3	3.48	1.100472626	1.18
11	0.2920678	350	25	30	10	0	0.3	3.48	1.100472626	2.62
12	0.2920678	550	25	30	10	0	0.3	3.48	1.100472626	3.94
13	0.4877517	150	25	35	10	0	0.3	3.48	1.467503832	1.01
14	0.4877517	350	25	35	10	0	0.3	3.48	1.467503832	2.26
15	0.4877517	550	25	35	10	0	0.3	3.48	1.467503832	3.41
16	0.8145429	150	25	40	10	0	0.3	3.48	1.956947812	0.85
17	0.8145429	350	25	40	10	0	0.3	3.48	1.956947812	1.95
18	0.8145429	550	25	40	10	0	0.3	3.48	1.956947812	2.96

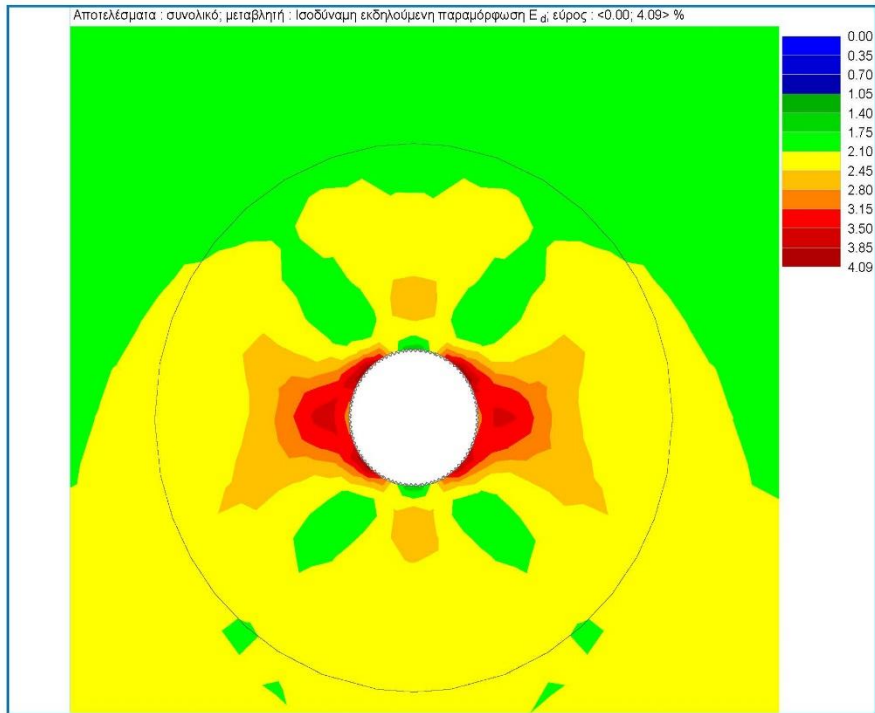
5.5.1 ΜΠΣ θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο 100 ετών και $\kappa=0.05\%$

Τα αποτελέσματα για τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από την εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων φαίνονται στις Εικόνες, 5.19 έως και 5.36 για κάθε μια από τις παραμετρικές αναλύσεις.

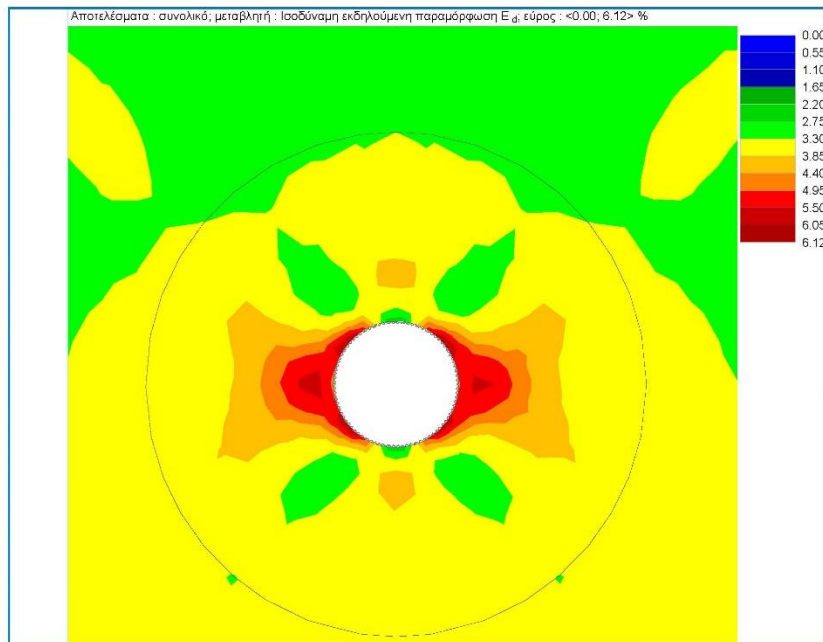
Διακρίνονται για κάθε GSI και ύψος οι προκύπτουσες συνολικές εδαφικές παραμορφώσεις τόσο ελαστικές όσο και πλαστικές στο περιβάλλον της σήραγγας. Λαμβάνονται οι μέγιστες παραμορφώσεις στις παρειές της οροφής, ώστε να προκύψει ο πίνακας χαρακτηρισμού του επιπέδου σύνθλιψης.



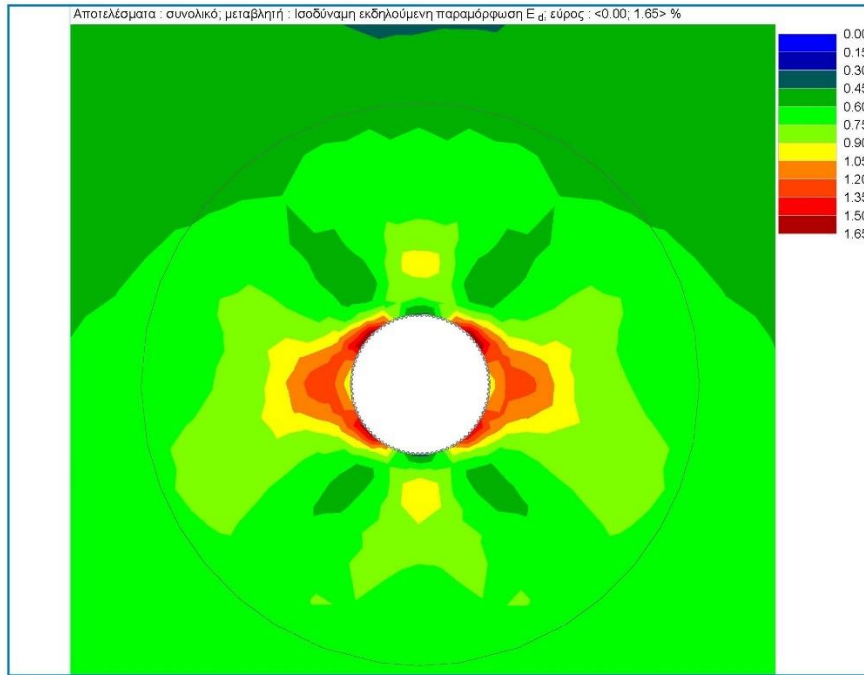
Εικόνα 5.19 Παραμορφώσεις ed' για GSI =15 & H=150m.



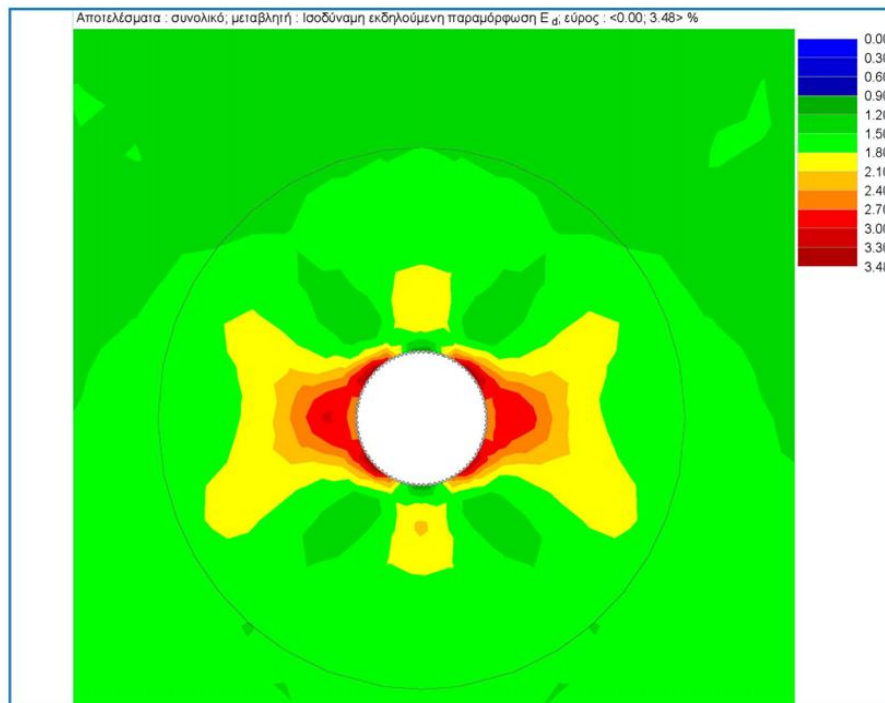
Εικόνα 5.20 Παραμορφώσεις εδ' για GSI=15 & H=350m.



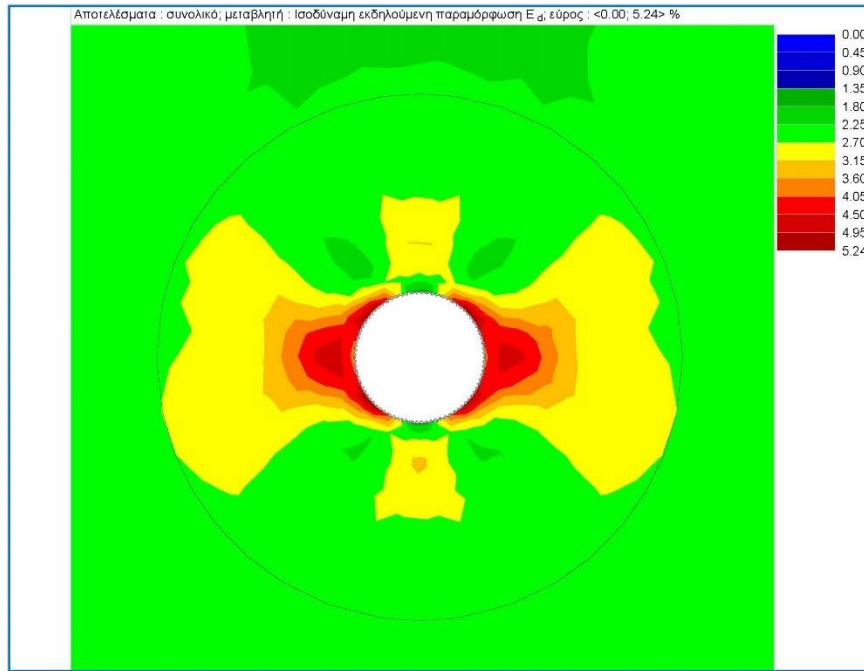
Εικόνα 5.21 Παραμορφώσεις εδ' για GSI=15 & H=550m.



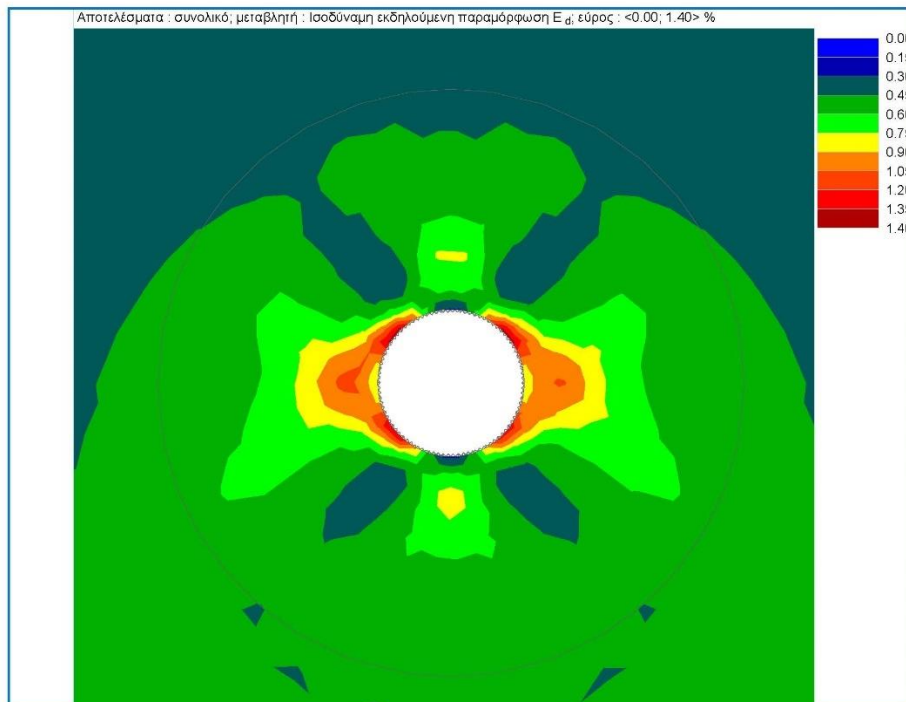
Εικόνα 5.22 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =20 & H=150m.



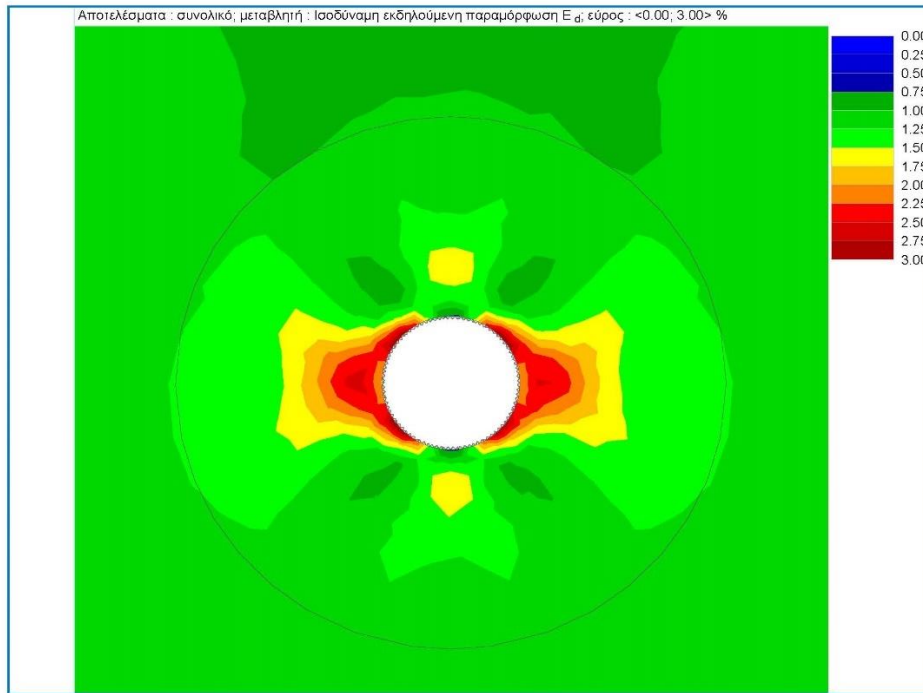
Εικόνα 5.23 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =20 & H=350m.



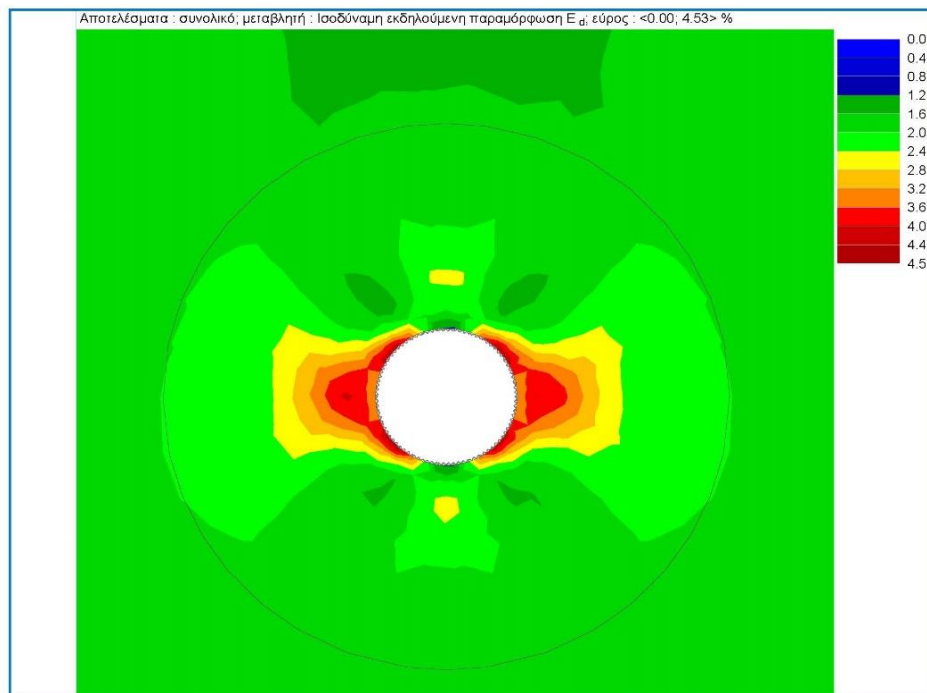
Εικόνα 5.24 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =20 & H=550m.



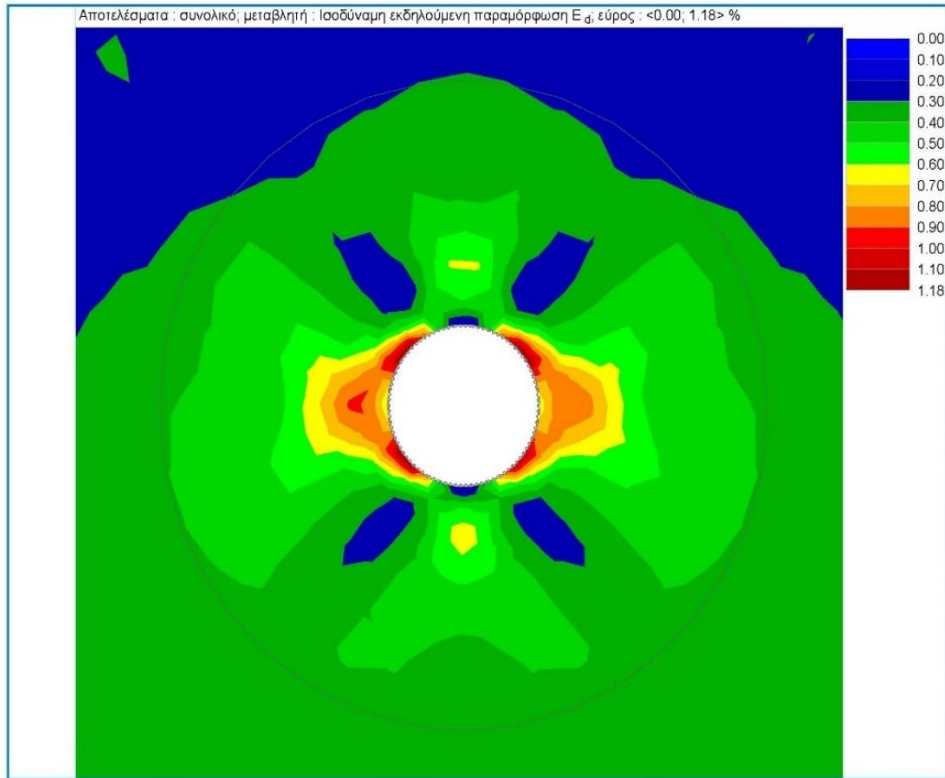
Εικόνα 5.25 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =25 & H=150m.



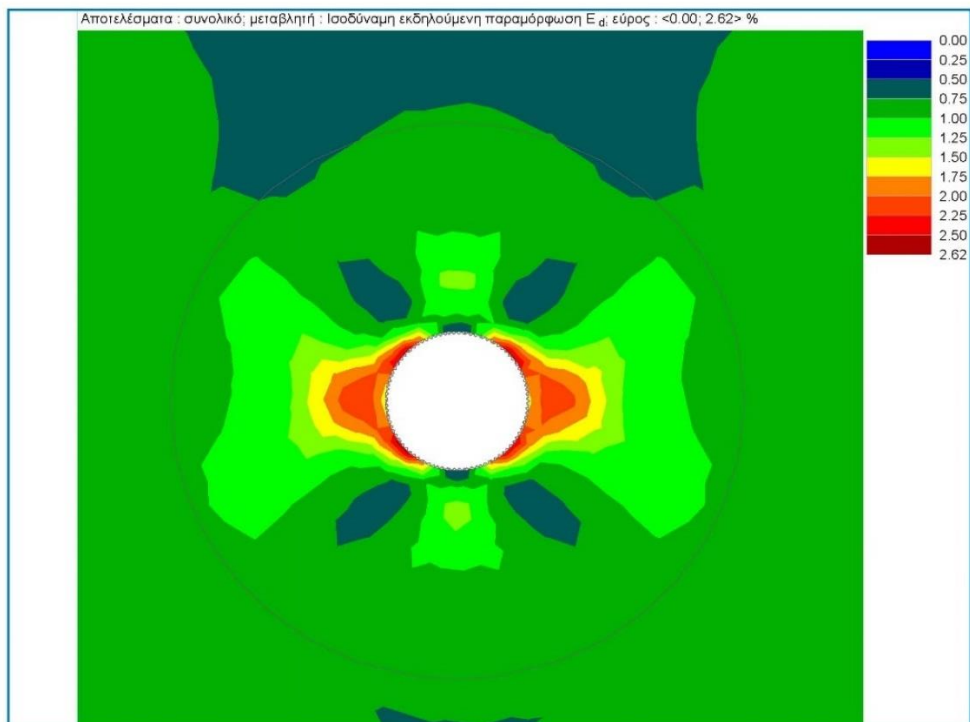
Εικόνα 5.26 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =25 & H=350m.



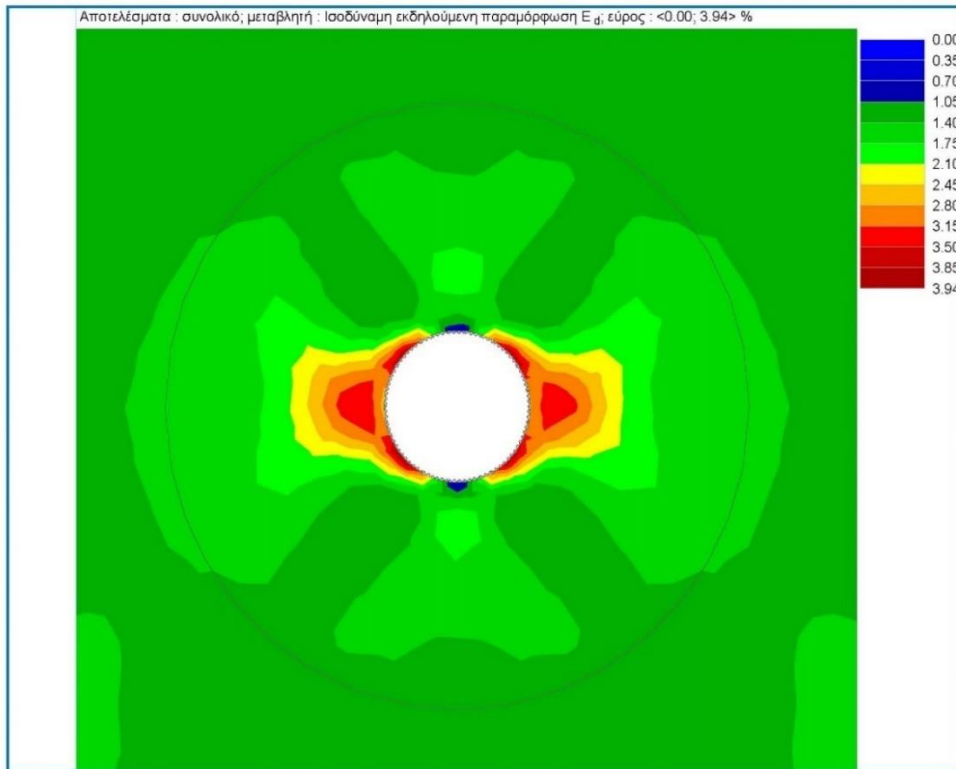
Εικόνα 5.27 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =25 & H=550m.



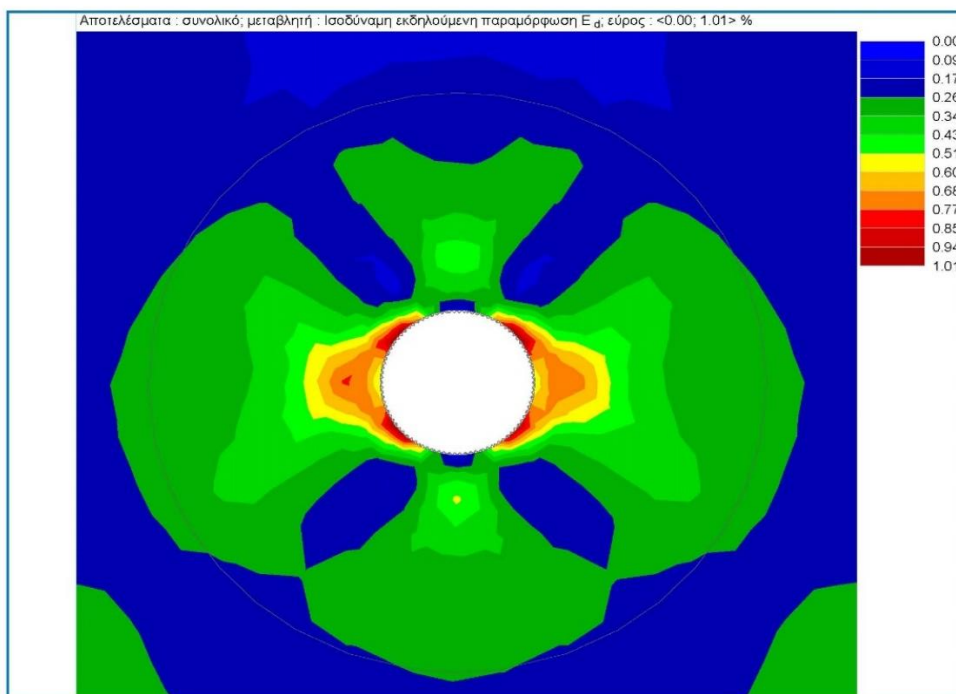
Εικόνα 5.28 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =30 & H=150m.



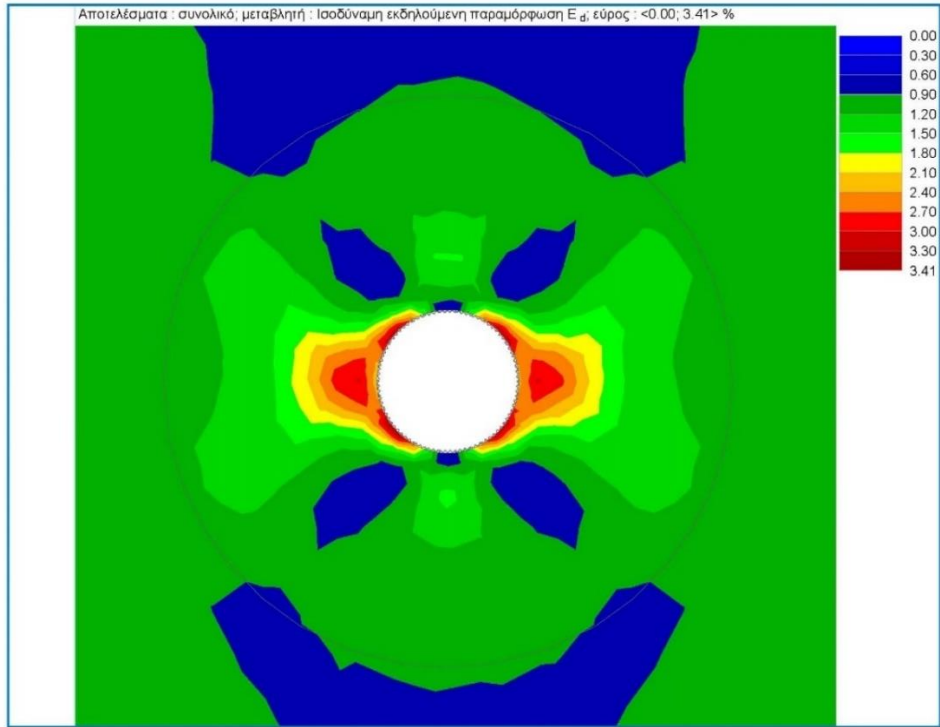
Εικόνα 5.29 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =30 & H=350m.



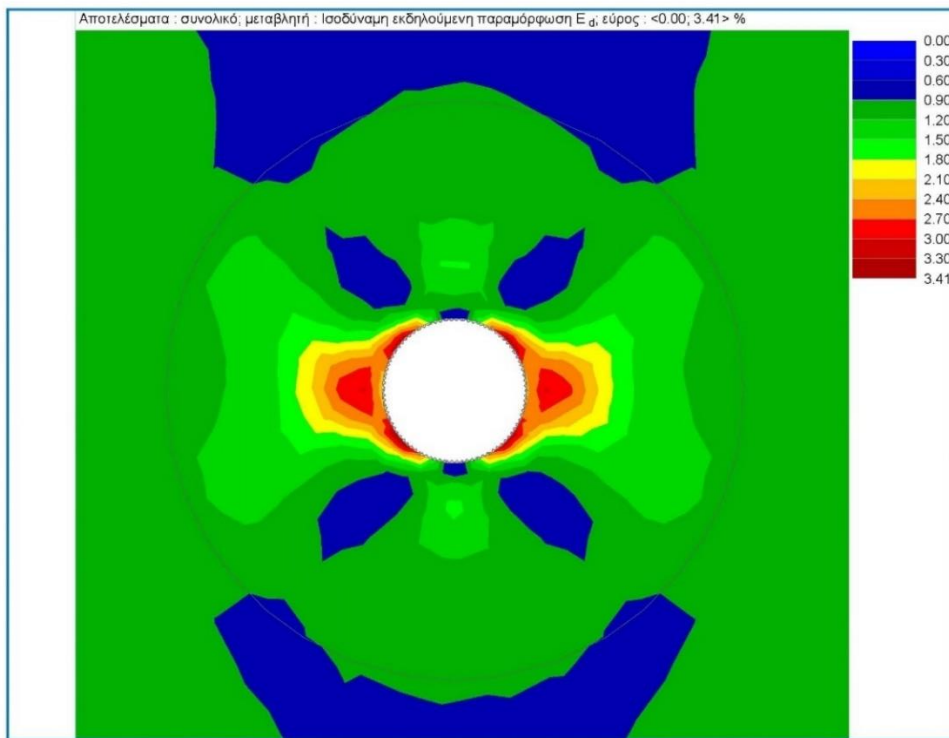
Εικόνα 5.30 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=30$ & $H=550m$.



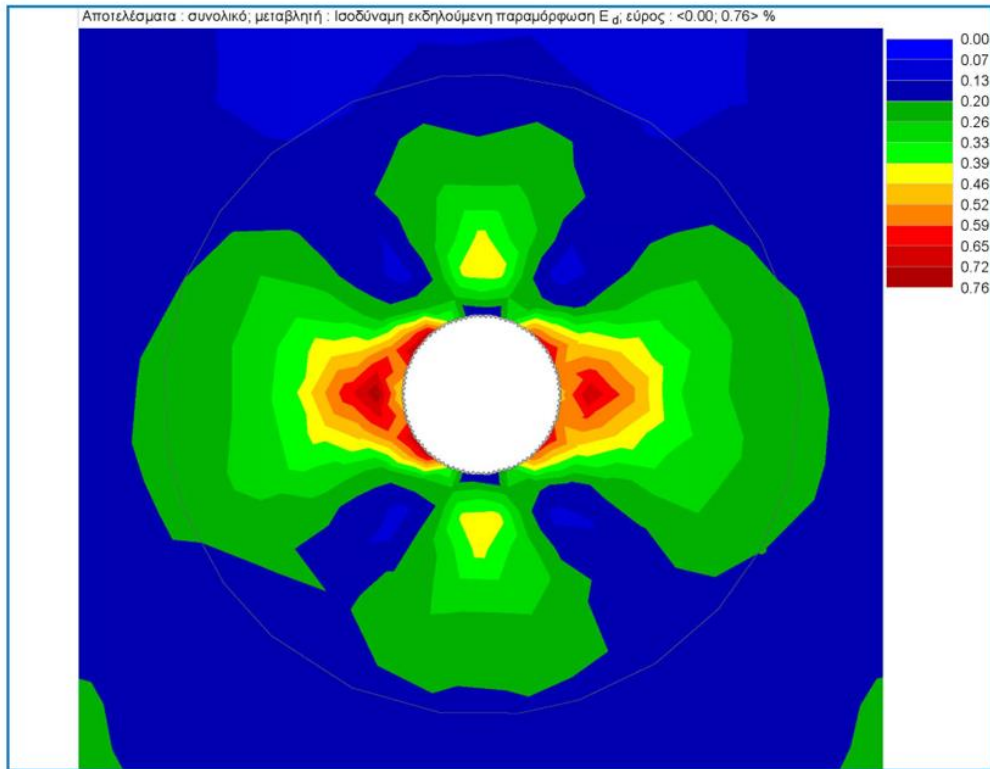
Εικόνα 5.31 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=35$ & $H=150m$.



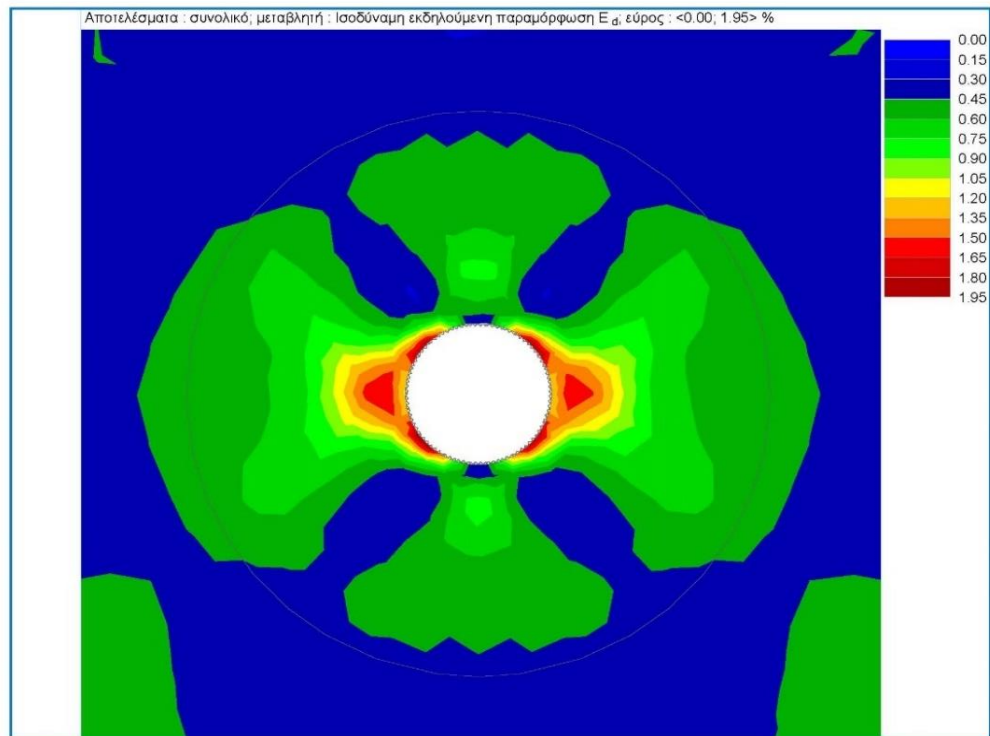
Εικόνα 5.32 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =35 & H=350m.



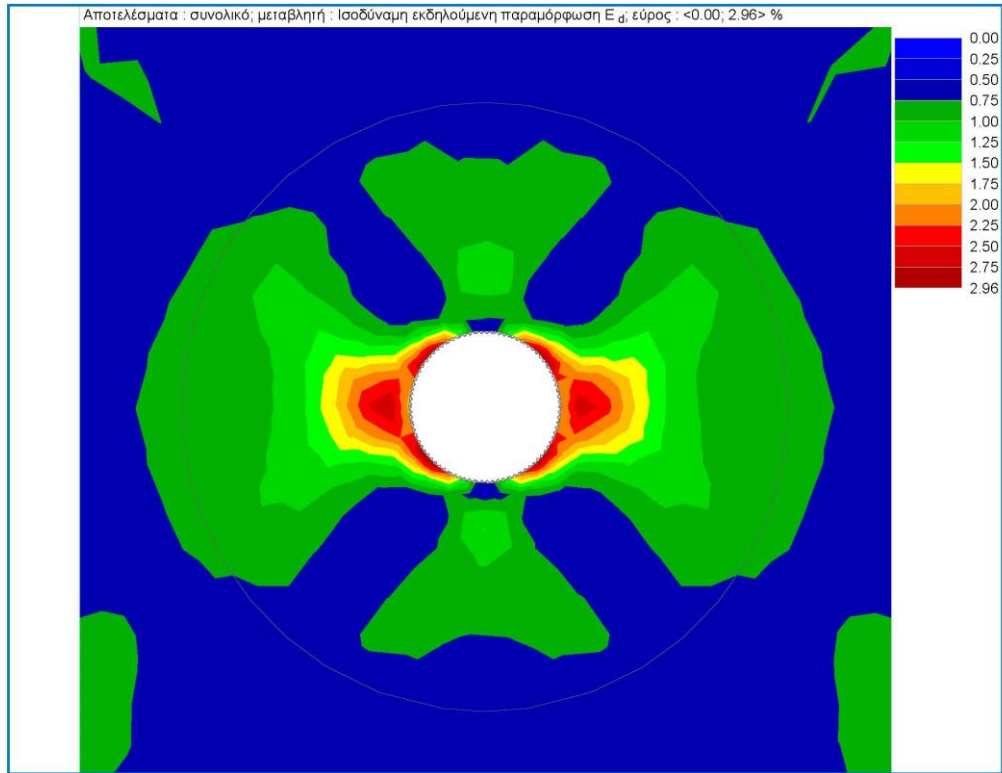
Εικόνα 5.33 Παραμορφώσεις εδ' για GSI =35 & H=550m.



Εικόνα 5.34 Παραμορφώσεις εδ' για GSI=40 & H=150m.



Εικόνα 5.35 Παραμορφώσεις εδ' για GSI=40 & H=350m.



Εικόνα 5.36 Παραμορφώσεις εδ' για GSI=40 & H=550m.

5.5.2 Προσδιορισμός επιπέδου σύνθλιψης θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο 100 ετών και $\kappa=0.05\%$

Στον πίνακα 14 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την ΜΠΣ με προσδιορισμό ερπυστικής συμπεριφοράς στην περίμετρο της σήραγγας με $\kappa=0.05\%$,σε αναλογία ως προς τα επίπεδα σύνθλιψης με την μέθοδο των Hoek- Marinos.

Πίνακας 14 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με το γενικό κριτήριο Hoek-Marinos ΜΠΣ με ερπυστικό συντελεστή 0.05.

GSI	H(m)	ed(%) Ισοδύναμες παραμορφώσεις	Επίπεδο σύνθλιψης (squeezing level)
15	150	1.95	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
15	350	4.09	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
15	550	6.12	Πολύ Εκτενή σύνθλιψη (very severe squeezing)
20	150	1.65	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
20	350	3.48	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
20	550	5.24	Πολύ Εκτενή σύνθλιψη (very severe squeezing)
25	150	1.4	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
25	350	3	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
25	550	4.53	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
30	150	1.18	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
30	350	2.62	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
30	550	3.94	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
35	150	1.01	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
35	350	2.26	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
35	550	3.41	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
40	150	0.76	Λίγα προβλήματα στήριξης (few support problems)
40	350	1.95	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
40	550	2.96	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)

5.6 Αναλυτικά αποτελέσματα με την ΜΠΣ θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο (100 έτη , $\kappa= 0.15$)

Αναφορικά με την διαδικασία ανάλυσης στο υπάρχον εδαφικό περιβάλλον προσδιορίζεται το φαινόμενο ερπυστικής συμπεριφοράς του βράχου σε χρονικό περιθώριο 100 ετών βάσει των παρακάτω παραδοχών :

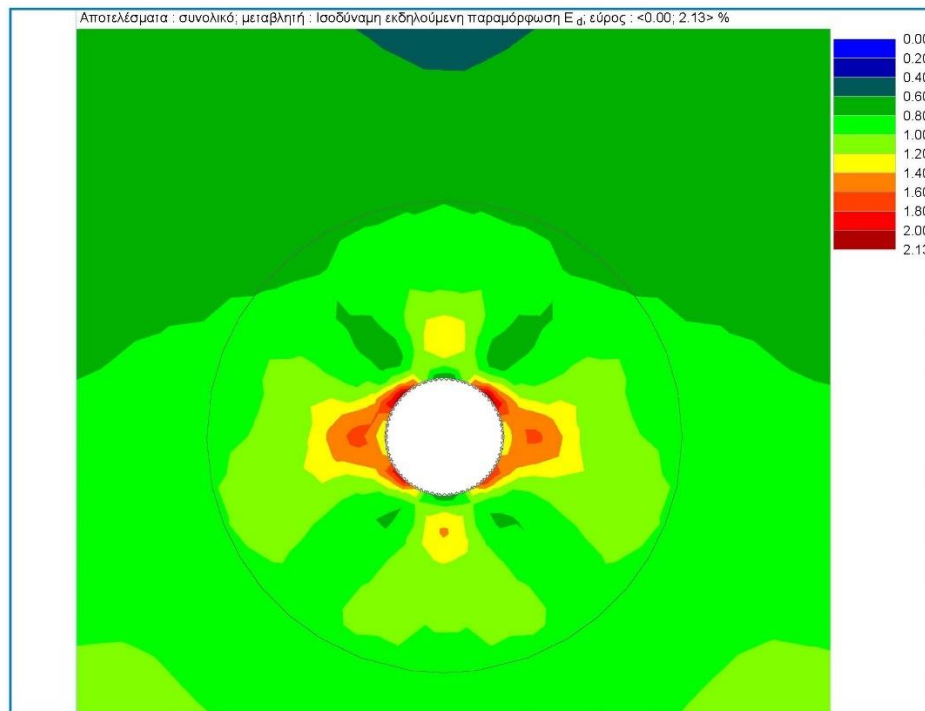
1. Ο ερπυστικός συντελεστής λαμβάνεται ως $\kappa=0.15\%$ για πτωχή βραχώμαζα βάσει του κεφ.2.3.4
2. Στην διαδικασία μοντελοποίησης προσδιορίζουμε μια ζώνη ακτίνας 20m από το κέντρο της σήραγγας βάσει της ήδη υπάρχουσας πλαστικοποιημένης ζώνης με αλλαγές στις εδαφικές παραμέτρους που προκύπτουν από απομείωση του μέτρου ελαστικότητας βλ. κεφ. 4.5.1

Πίνακας 15 Προσδιορισμός E_m και σ_{ci} για ερπυστικό μοντέλο.

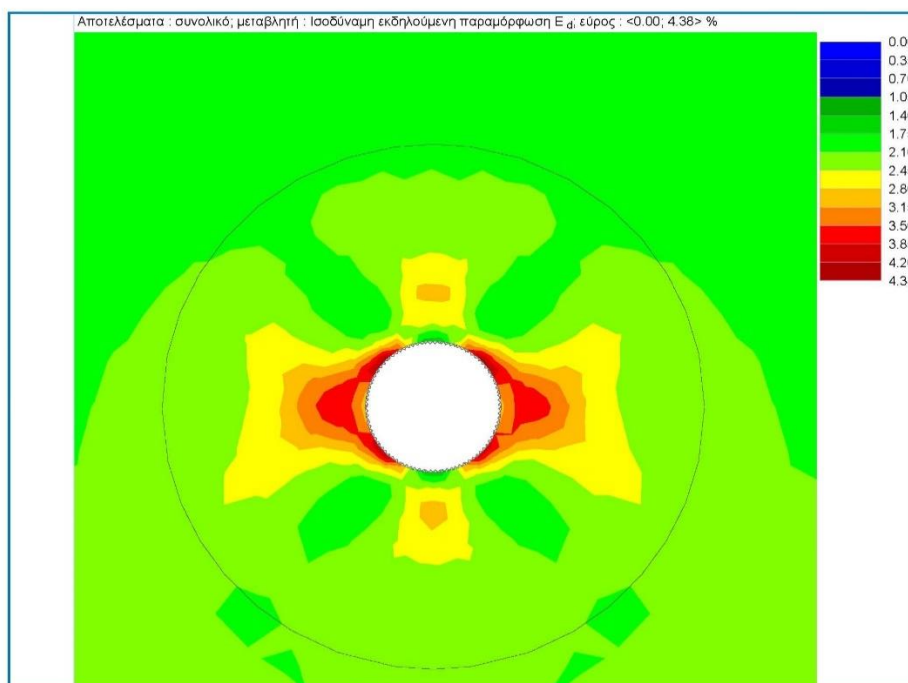
α/α	Q	H(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	GSI	m_i	D	$\nu(\text{Poisson ratio})$	$\sigma_{ci}(\text{MPa})$	$E_m(\text{GPa})$	$\varepsilon_d(\%)$
1	0.0627102	150	25	15	10	0	0.3	2.76	0.368051915	2.13
2	0.0627102	350	25	15	10	0	0.3	2.76	0.368051915	4.38
3	0.0627102	550	25	15	10	0	0.3	2.76	0.368051915	6.47
4	0.1047257	150	25	20	10	0	0.3	2.76	0.490805117	1.84
5	0.1047257	350	25	20	10	0	0.3	2.76	0.490805117	3.48
6	0.1047257	550	25	20	10	0	0.3	2.76	0.490805117	5.55
7	0.1748915	150	25	25	10	0	0.3	2.76	0.654499143	1.58
8	0.1748915	350	25	25	10	0	0.3	2.76	0.654499143	3.25
9	0.1748915	550	25	25	10	0	0.3	2.76	0.654499143	4.86
10	0.2920678	150	25	30	10	0	0.3	2.76	0.872788634	1.34
11	0.2920678	350	25	30	10	0	0.3	2.76	0.872788634	2.85
12	0.2920678	550	25	30	10	0	0.3	2.76	0.872788634	4.28
13	0.4877517	150	25	35	10	0	0.3	2.76	1.163882349	1.14
14	0.4877517	350	25	35	10	0	0.3	2.76	1.163882349	2.49
15	0.4877517	550	25	35	10	0	0.3	2.76	1.163882349	3.74
16	0.8145429	150	25	40	10	0	0.3	2.76	1.552062058	0.76
17	0.8145429	350	25	40	10	0	0.3	2.76	1.552062058	2.16
18	0.8145429	550	25	40	10	0	0.3	2.76	1.552062058	3.26

5.6.1

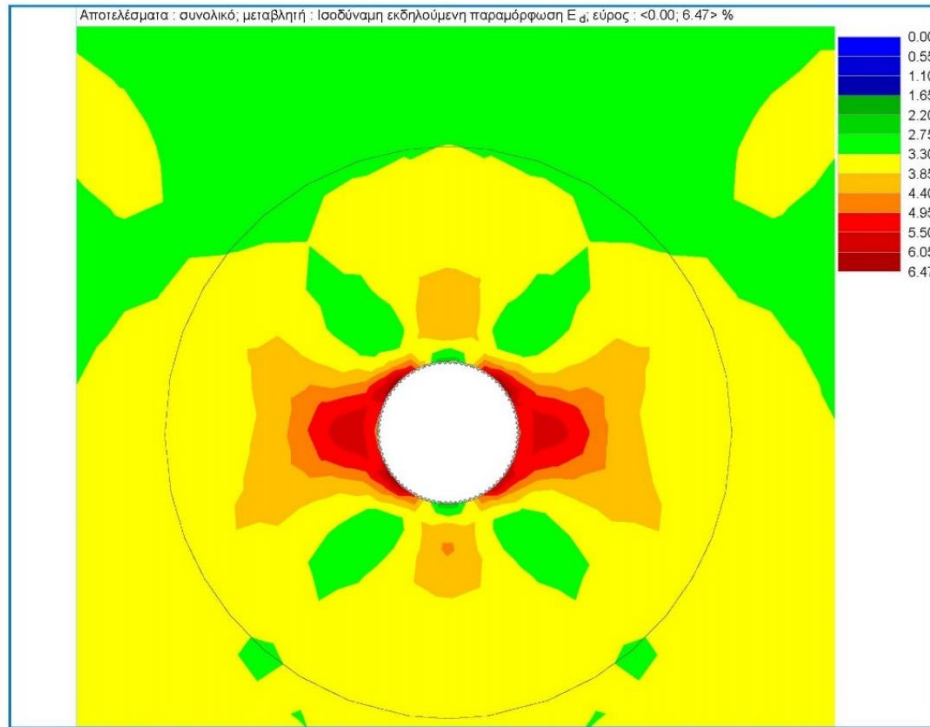
ΜΠΣ θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο 100 ετών και $\kappa=0.15\%$



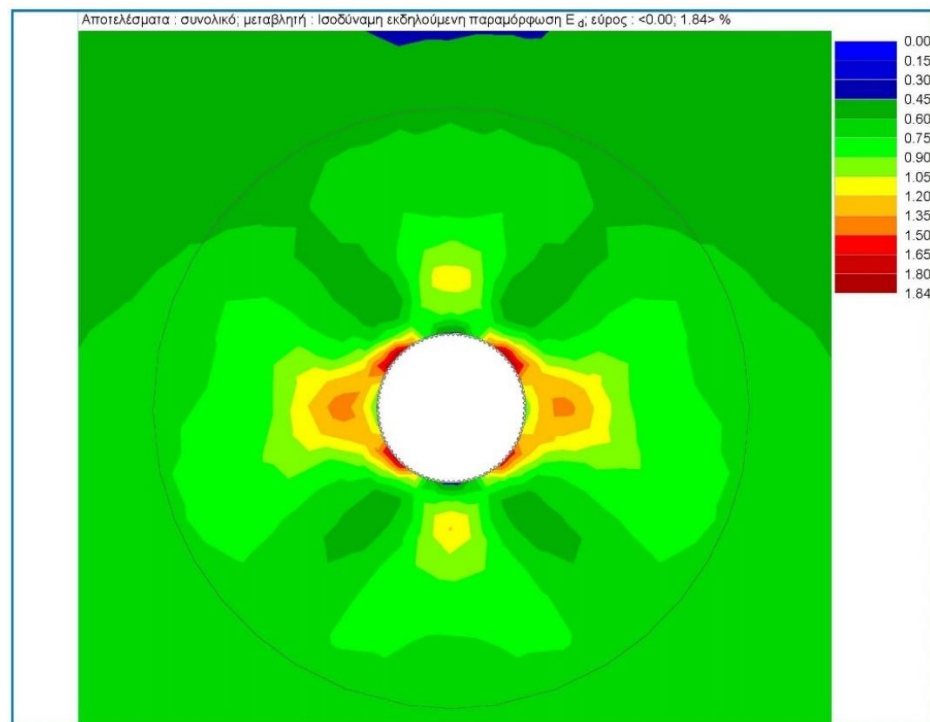
Εικόνα 5.37 Παραμορφώσεις ϵ_d'' για $GSI=15$ & $H=150m$.



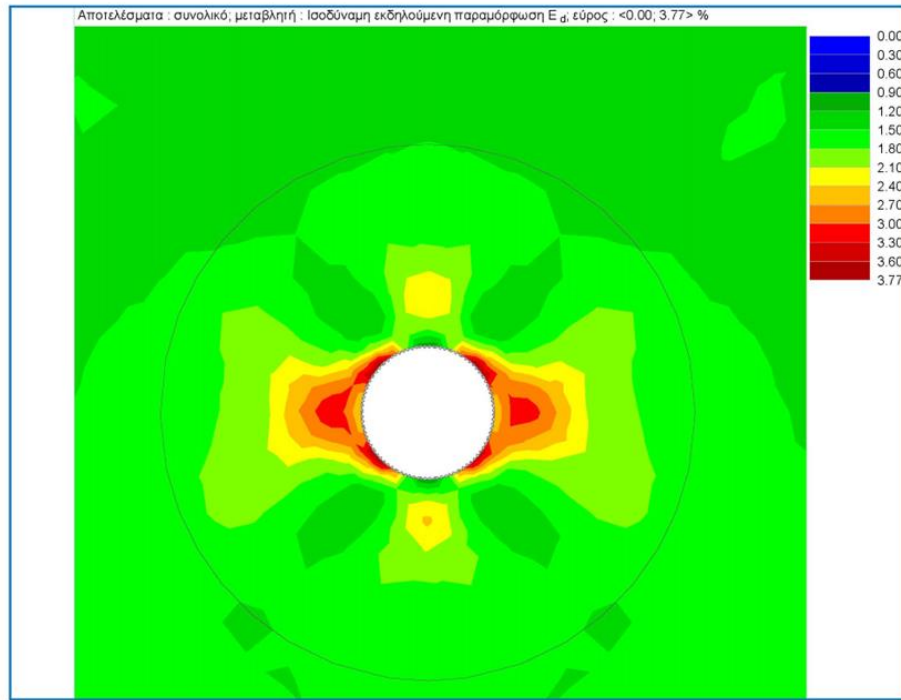
Εικόνα 5.38 Παραμορφώσεις ϵ_d'' για $GSI=15$ & $H=350m$.



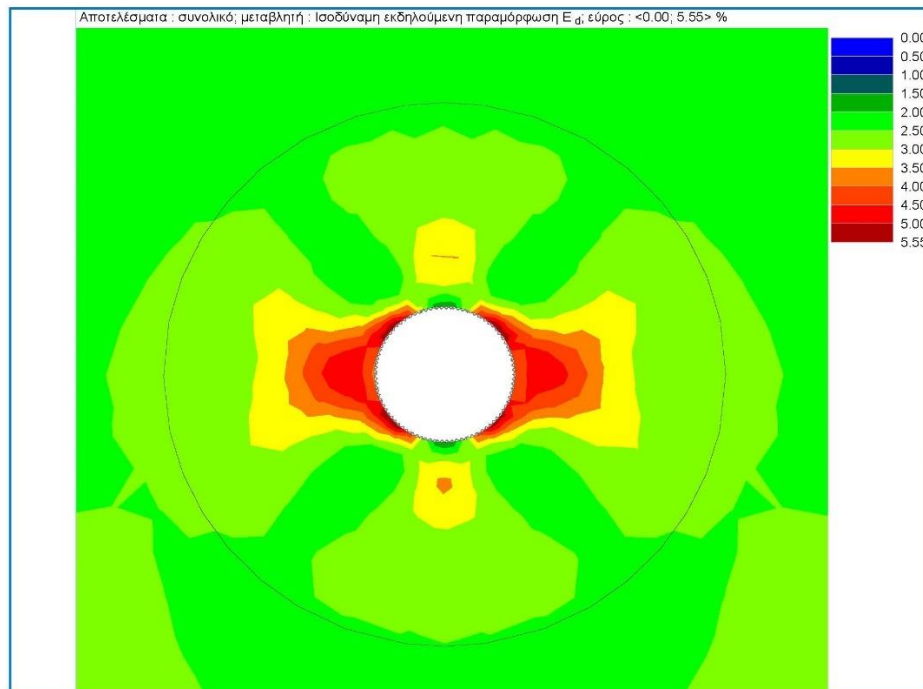
Εικόνα 5.39 Παραμορφώσεις ϵ_d'' για $GSI=15$ & $H=550m$.



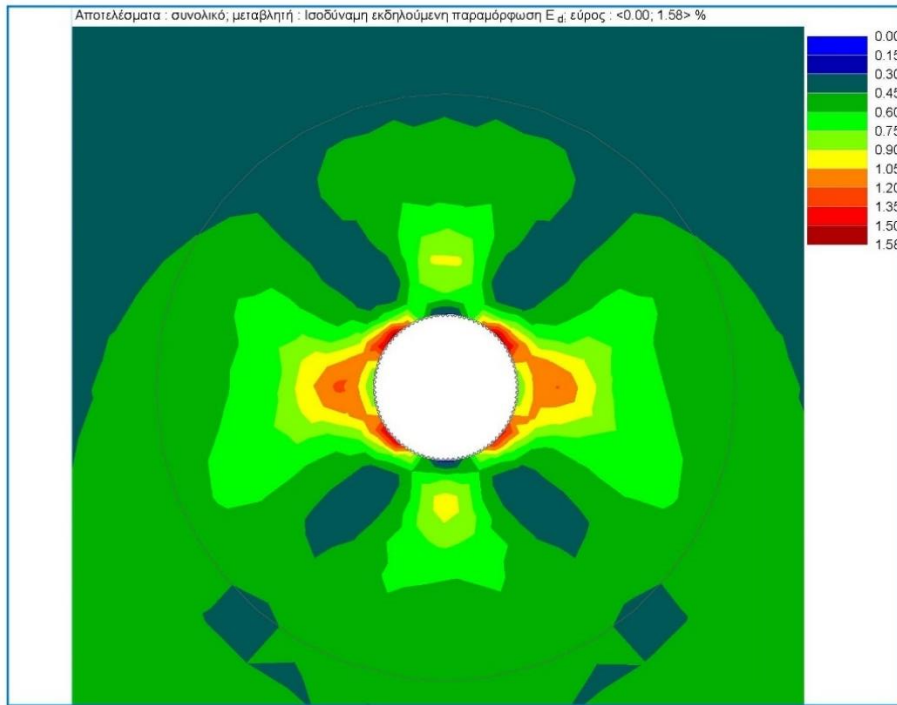
Εικόνα 5.40 Παραμορφώσεις ϵ_d'' για $GSI=20$ & $H=150m$.



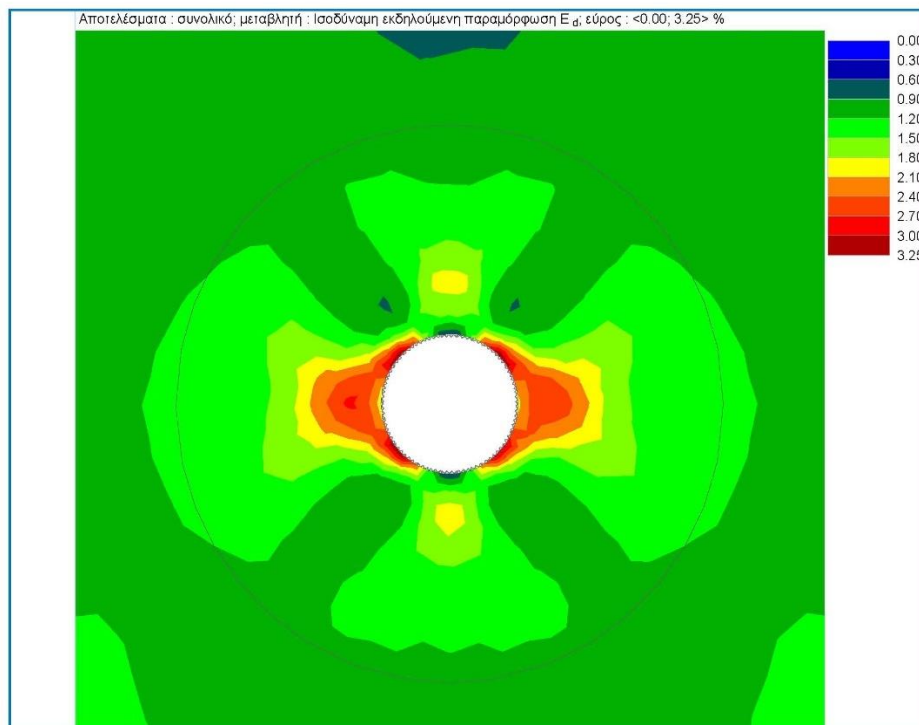
Εικόνα 5.41 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=20$ & $H=350m$.



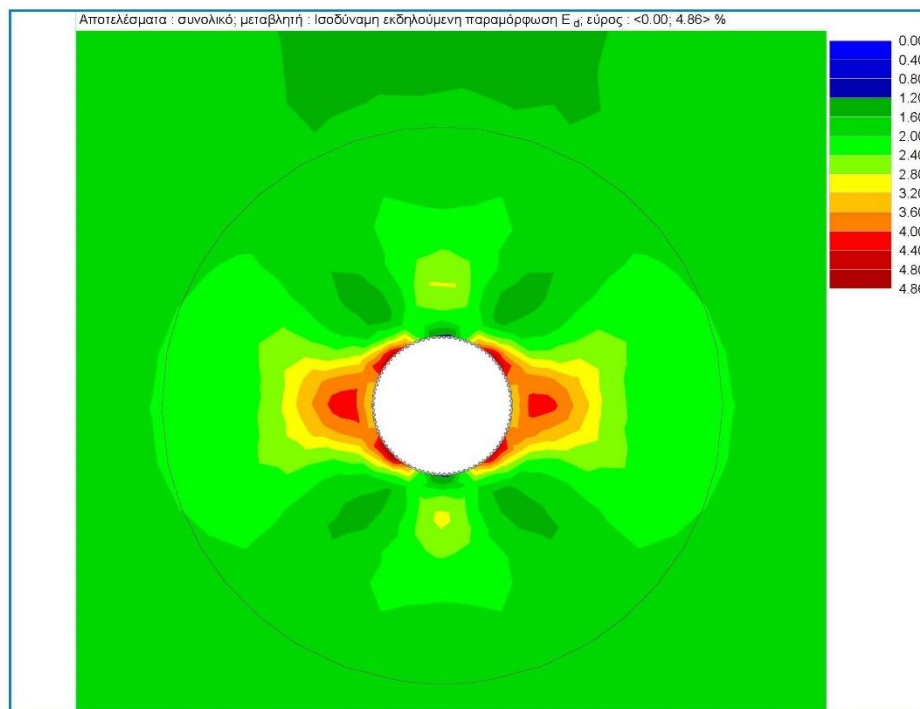
Εικόνα 5.42 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=20$ & $H=550m$.



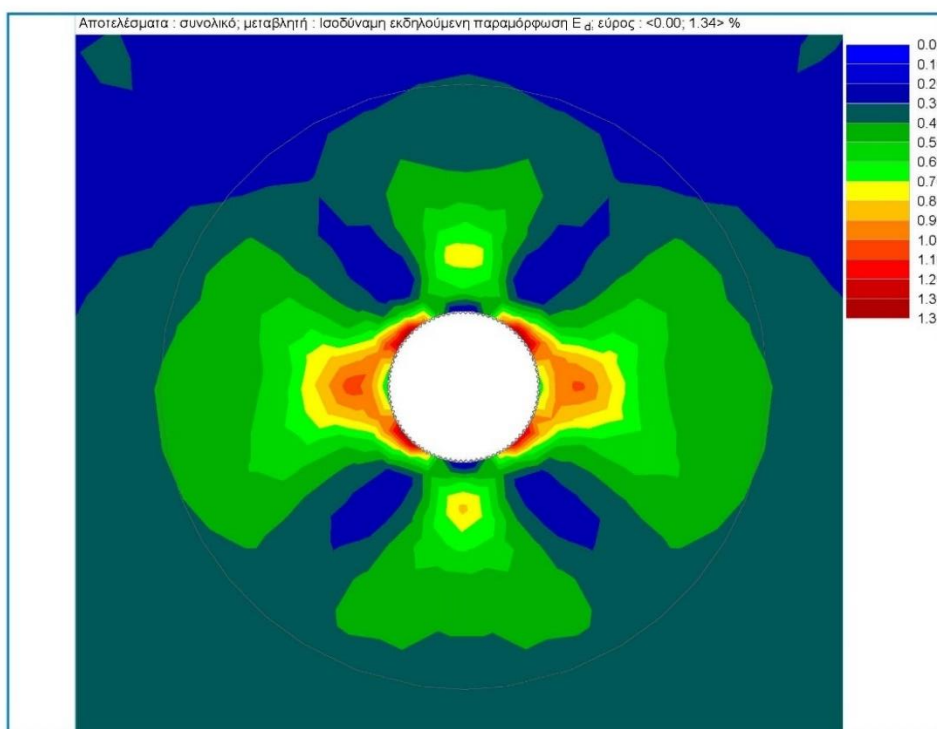
Εικόνα 5.43 Παραμορφώσεις ϵ_d'' για $GSI=25$ & $H=150m$.



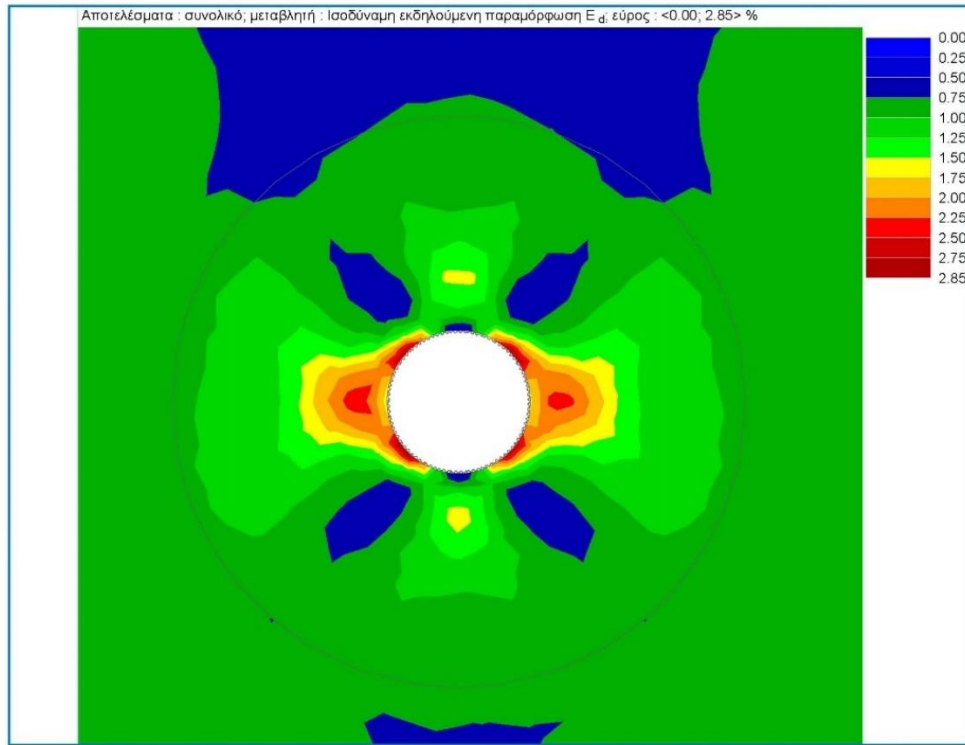
Εικόνα 5.44 Παραμορφώσεις ϵ_d'' για $GSI=25$ & $H=350m$.



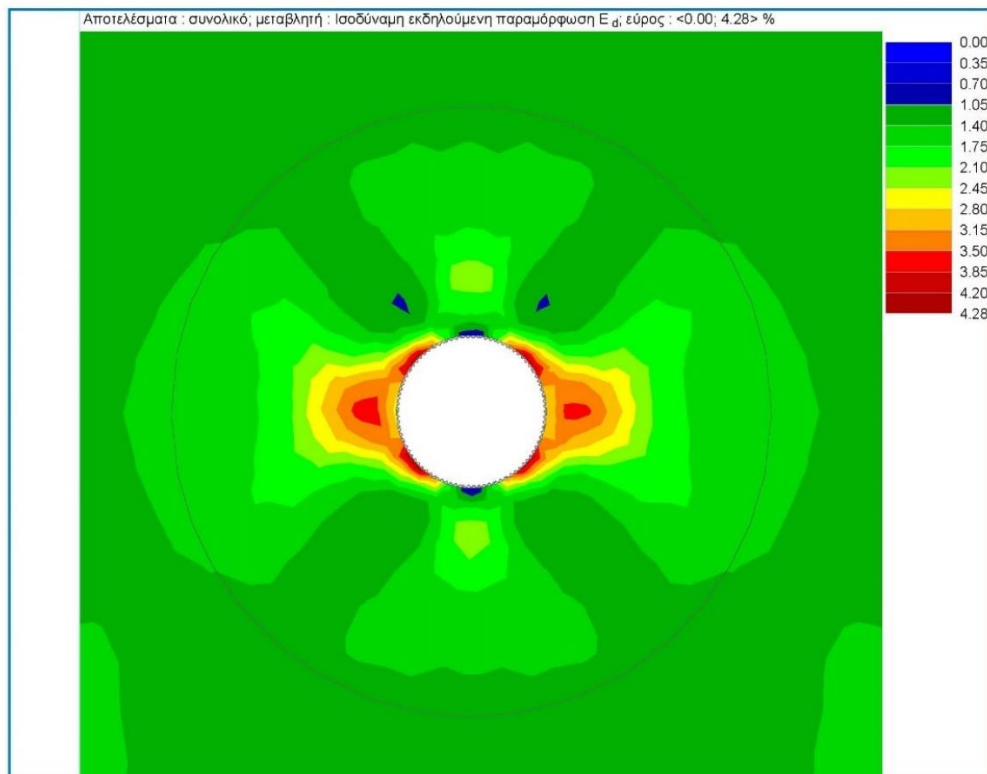
Εικόνα 5.45 Παραμορφώσεις ϵ_d'' για $GSI=25$ & $H=550m$.



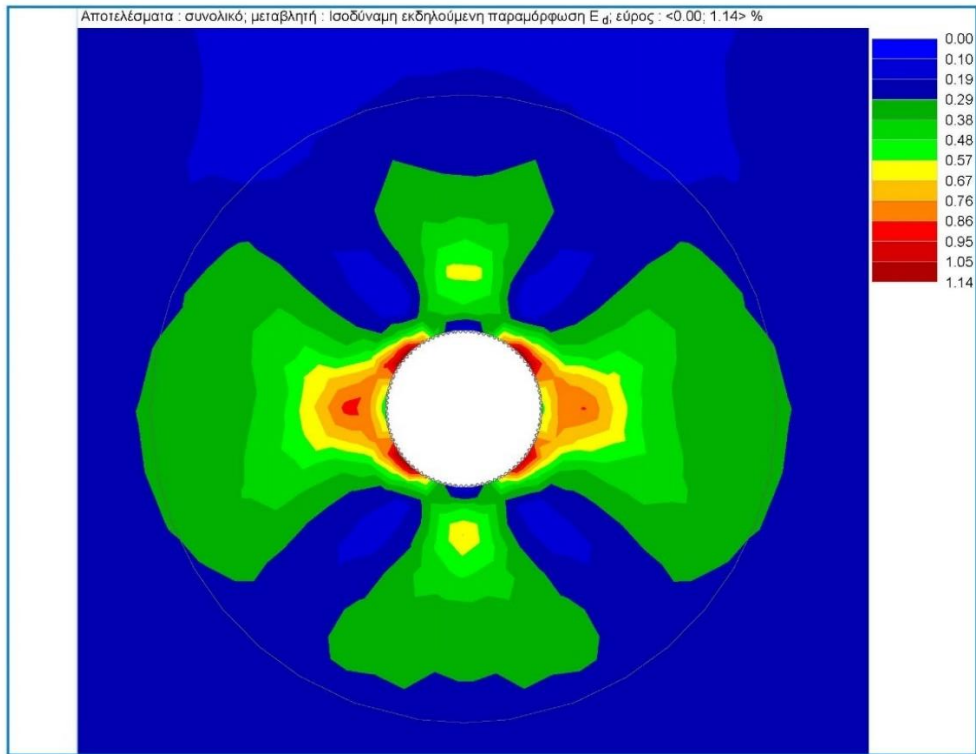
Εικόνα 5.46 Παραμορφώσεις ϵ_d'' για $GSI=30$ & $H=150m$.



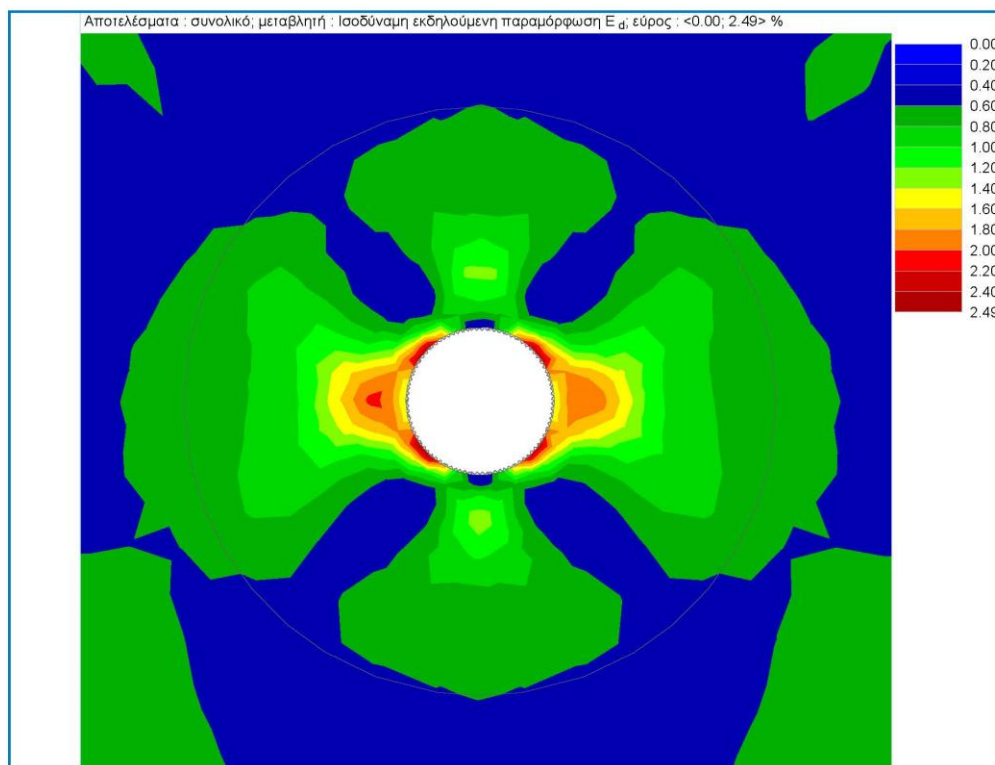
Εικόνα 5.47 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=30$ & $H=350m$.



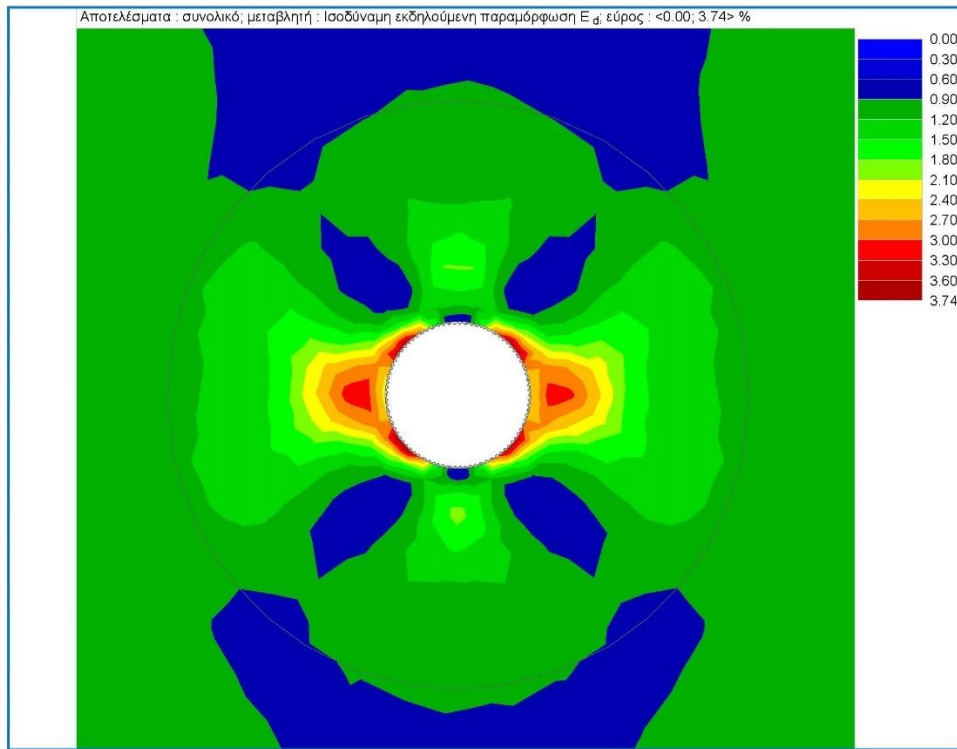
Εικόνα 5.48 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=30$ & $H=550m$.



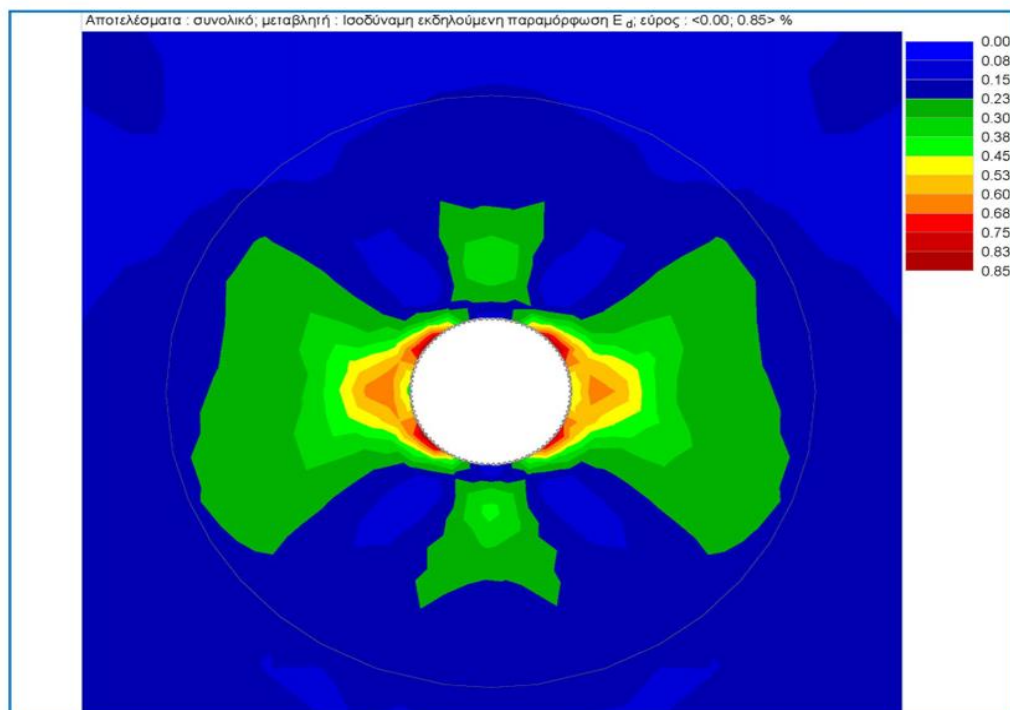
Εικόνα 5.49 Παραμορφώσεις ϵ_d για GSI=35 & H=150m.



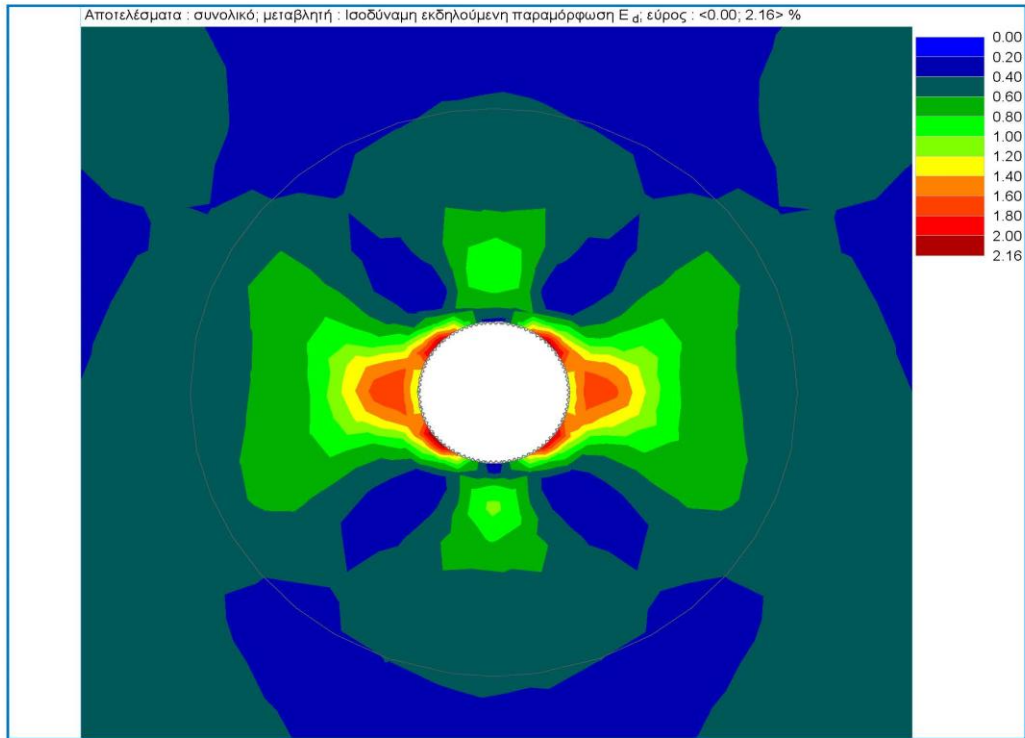
Εικόνα 5.50 Παραμορφώσεις ϵ_d για GSI=35 & H=350m.



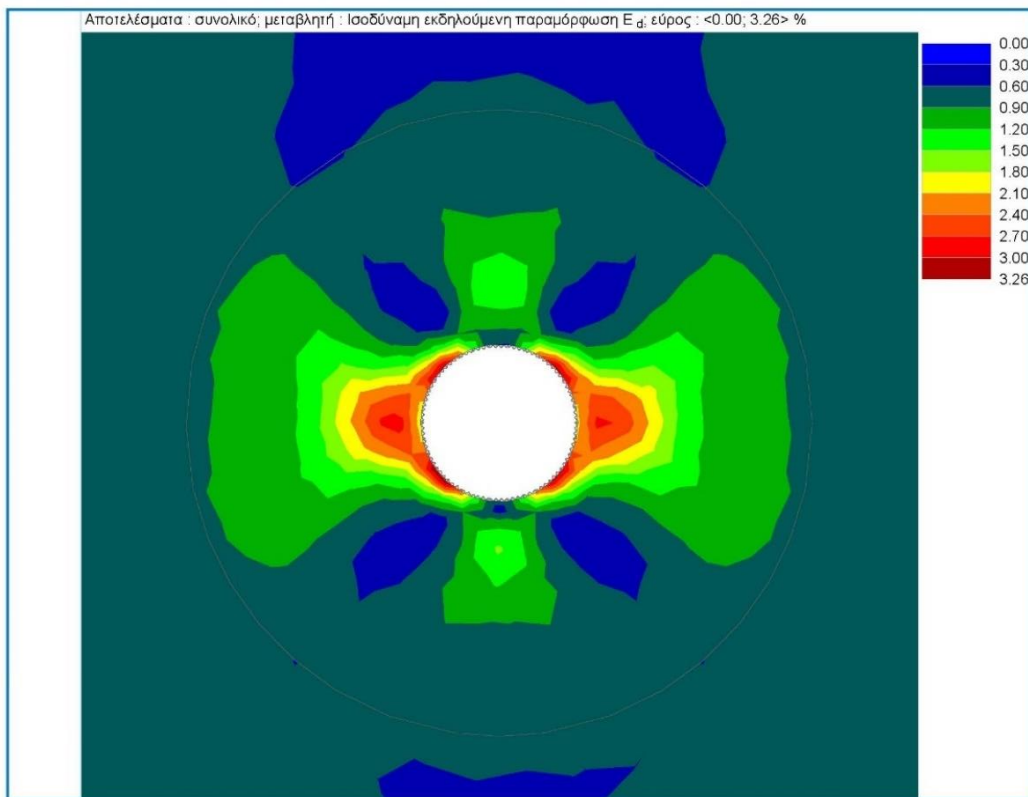
Εικόνα 5.51 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI = 35$ & $H = 550m$.



Εικόνα 5.52 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI = 40$ & $H = 150m$.



Εικόνα 5.53 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=40$ & $H=350m$.



Εικόνα 5.54 Παραμορφώσεις ϵ_d για $GSI=40$ & $H=550m$.

5.6.2 Προσδιορισμός επιπέδου σύνθλιψης με την ΜΠΣ θεωρώντας ερπυστικό μοντέλο 100 ετών και $\kappa=0.15\%$

Στον πίνακα 16 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την ΜΠΣ θεωρώντας ερπυστική απόκριση στην περιφέρεια της σήραγγας στην περίμετρο της σήραγγας με $\kappa=0.15\%$,σε αναλογία ως προς τα επίπεδα σύνθλιψης με την μέθοδο των Hoek- Marinos.

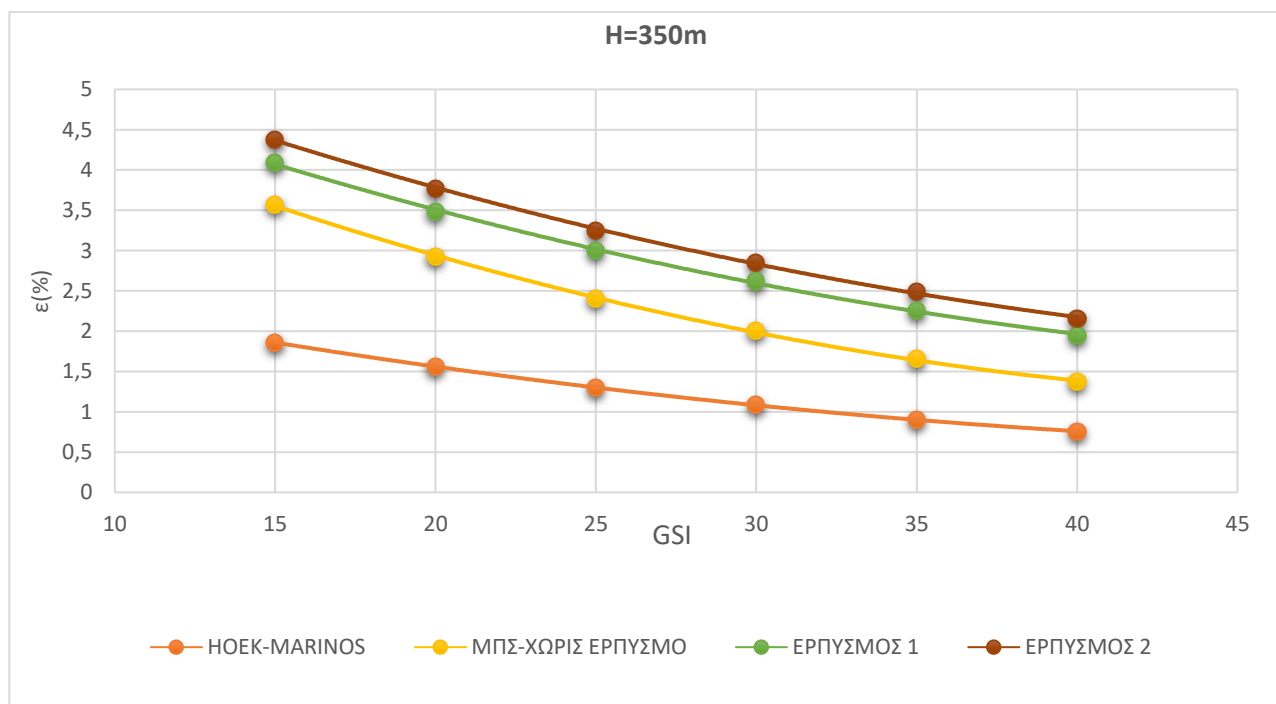
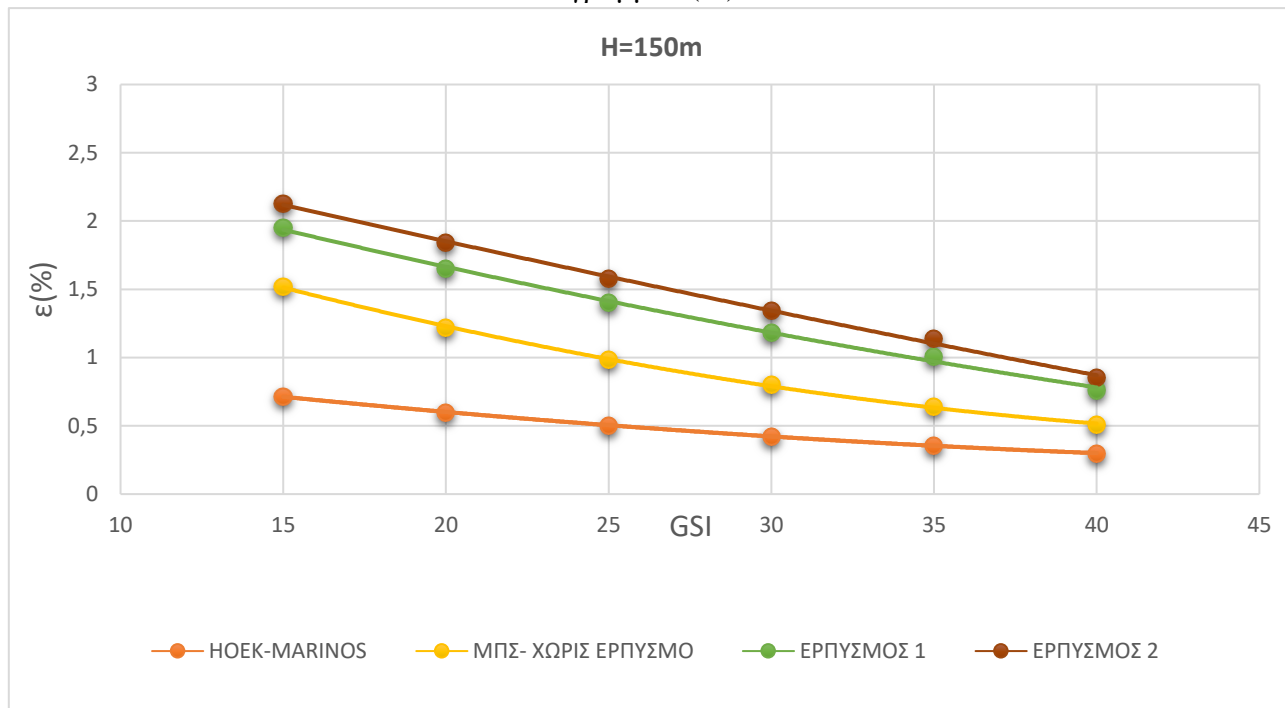
Πίνακας 16 Προσδιορισμός σύνθλιψης σύμφωνα με το γενικό κριτήριο Hoek-Marinos ΜΠΣ με ερπυστικό συντελεστή 0.15.

GSI	H(m)	ed(%) Ισοδύναμες παραμορφώσεις	Επίπεδο σύνθλιψης (squeezing level)
15	150	2.13	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
15	350	4.38	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
15	550	6.47	Πολύ Εκτενή σύνθλιψη (very severe squeezing)
20	150	1.84	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
20	350	3.77	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
20	550	5.55	Πολύ Εκτενή σύνθλιψη (very severe squeezing)
25	150	1.58	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
25	350	3.25	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
25	550	4.86	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
30	150	1.34	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
30	350	2.85	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
30	550	4.28	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
35	150	1.14	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
35	350	2.49	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
35	550	3.74	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)
40	150	0.85	Λίγα προβλήματα στήριξης (few support problems)
40	350	2.16	Μικρή σύνθλιψη(minor squeezing)
40	550	3.26	Εκτενή σύνθλιψη (severe squeezing)

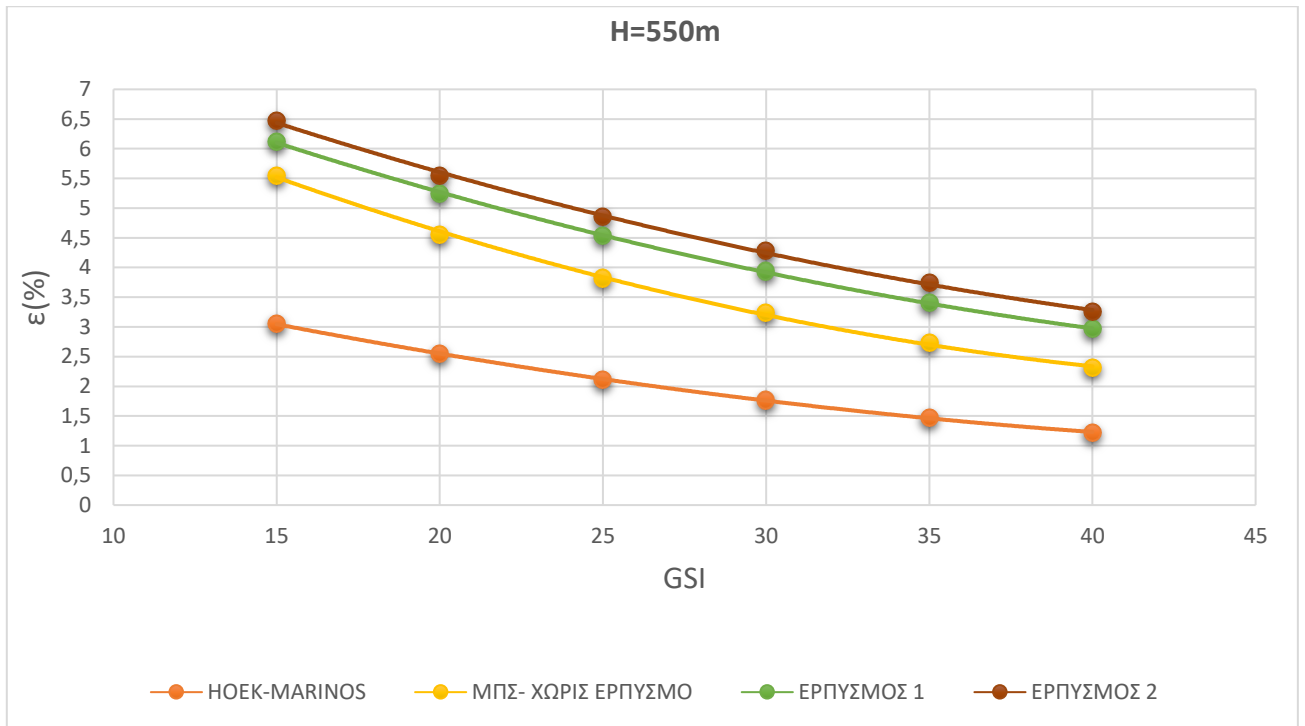
5.7 Διαγράμματα αναλύσεων συνολικών παραμορφώσεων -προς συντελεστή GSI

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται για κάθε διαφορετικό βάθος εκσκαφής 150m,350m,550m οι τιμές των παραμορφώσεων που προκύπτουν από κάθε μέθοδο ανάλυσης.

Εικόνα 5.55 Διάγραμμα ε(%)-GSI στα 150m.



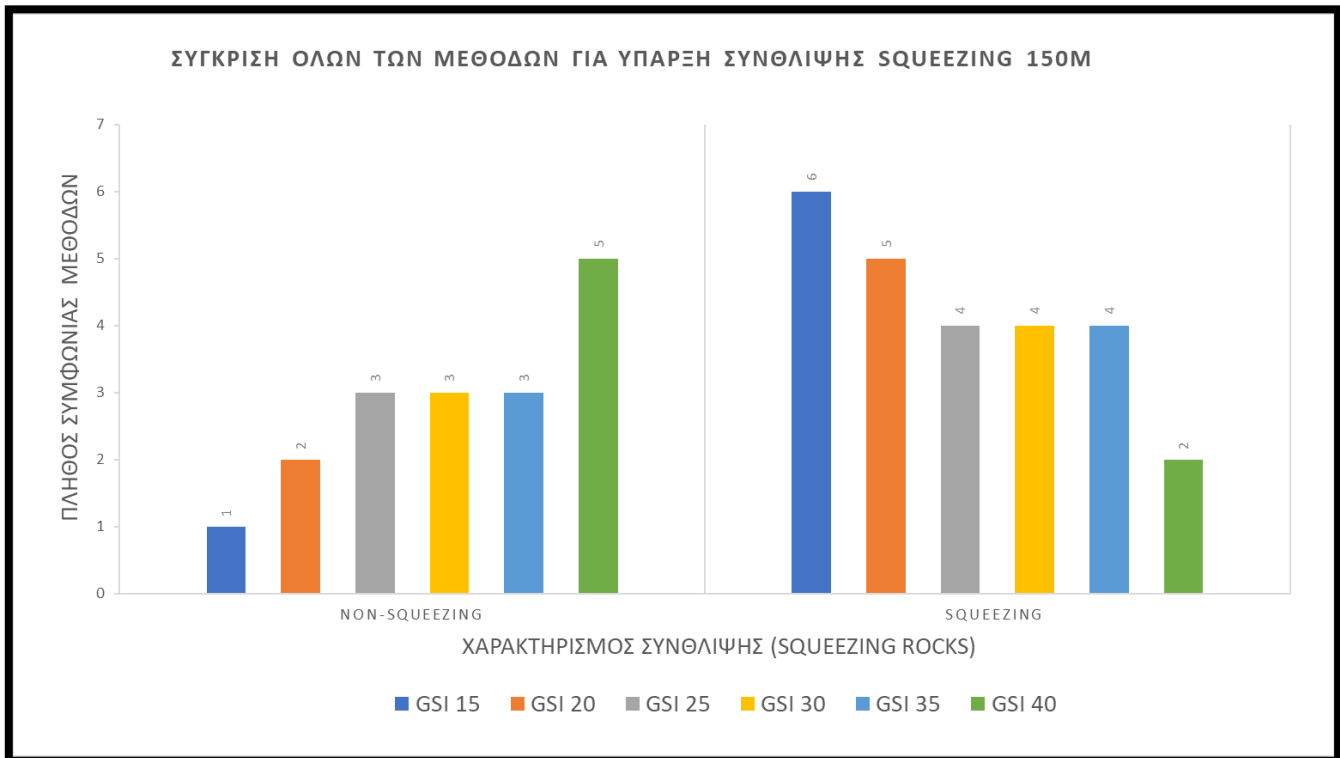
Εικόνα 5.56 Διάγραμμα ε(%)-GSI στα 350m.



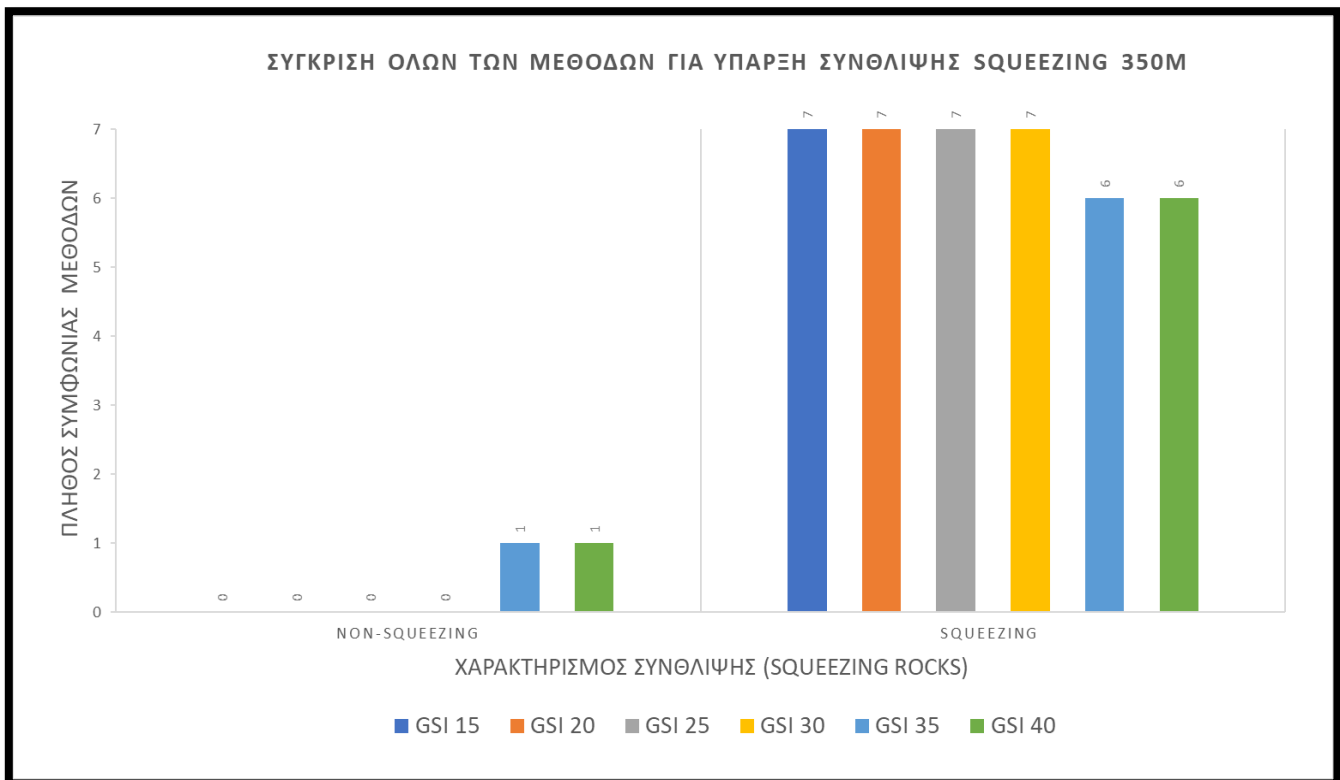
Εικόνα 5.57 Διάγραμμα ε(%)-GSI στα 550m.

5.8 Σύγκριση μεθόδων αναφορικά με την ύπαρξη η μη συνθλιψης (squeezing rocks)

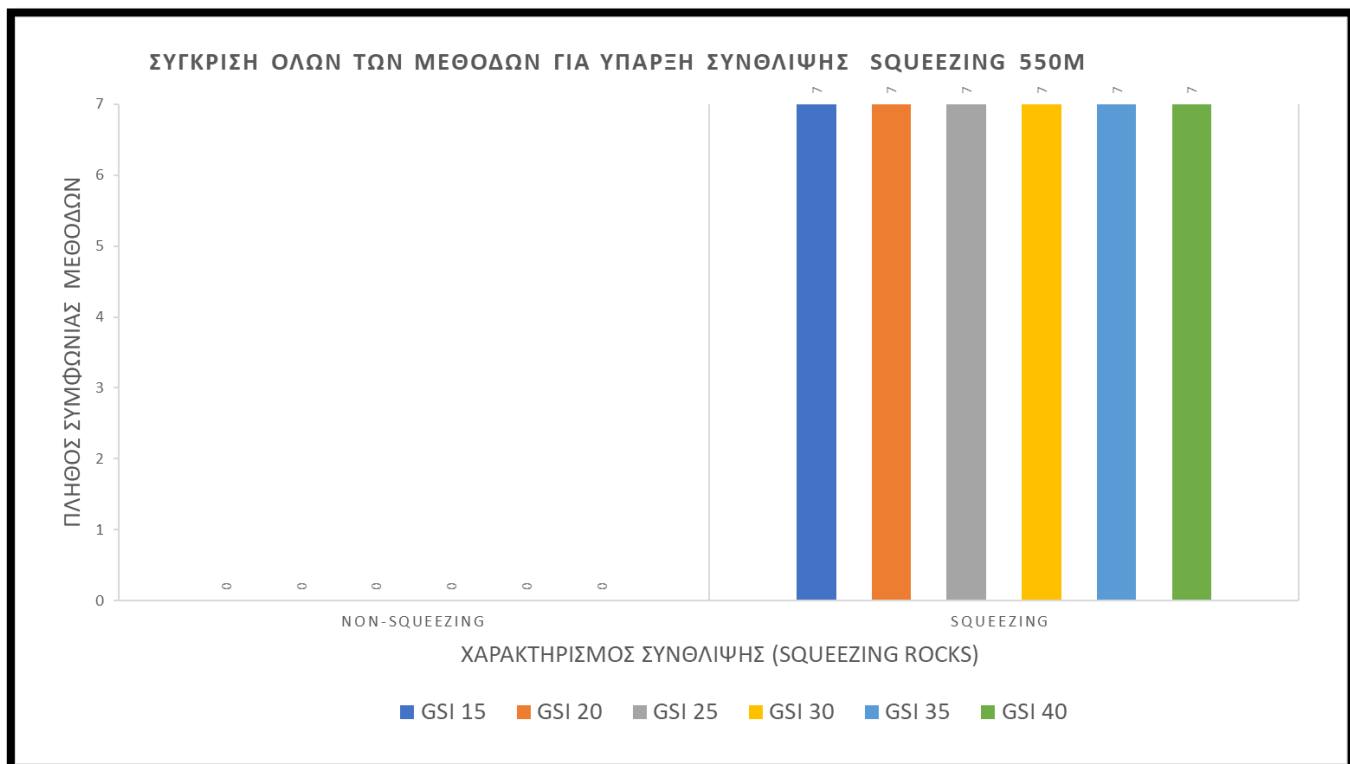
Τα παρακάτω διαγράμματα λαμβάνουν υπόψιν όλες τις μεθόδους αναλυσεις που αναφέρθηκαν προηγουμένως και βάσει του εκάστοτε υπολογισμού για την ύπαρξη η μη φαινομένου συνθλιψης , διερευνάται η συμφωνία των μεθόδων.



Εικόνα 5.58 Συμφωνία μεθόδων αναφορικά με την ύπαρξη η μη σύνθλιψης (squeezing) στα 150m.



Εικόνα 5.59 Συμφωνία μεθόδων αναφορικά με την ύπαρξη η μη σύνθλιψης squeezing στα 350m.

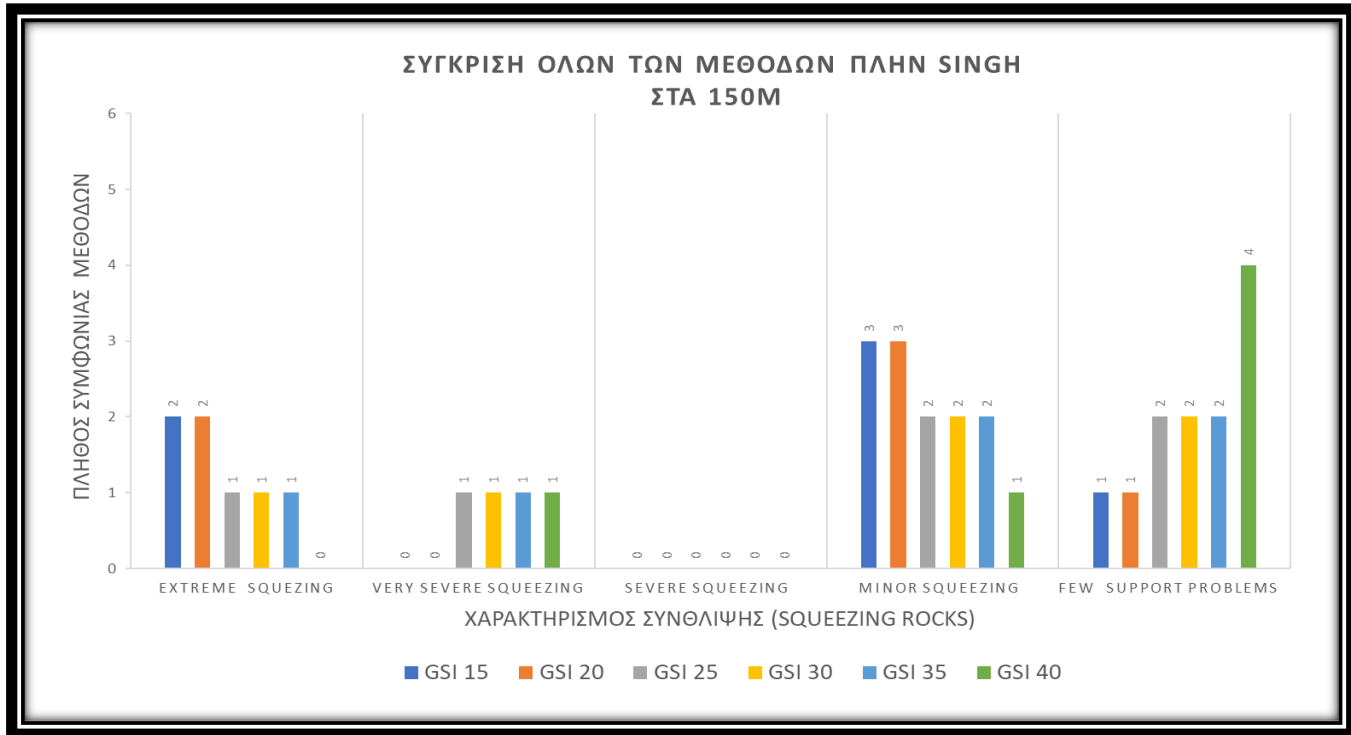


Εικόνα 5.60 Συμφωνία μεθόδων αναφορικά με την ύπαρξη η μη σύνθλιψης squeezing στα 350m.

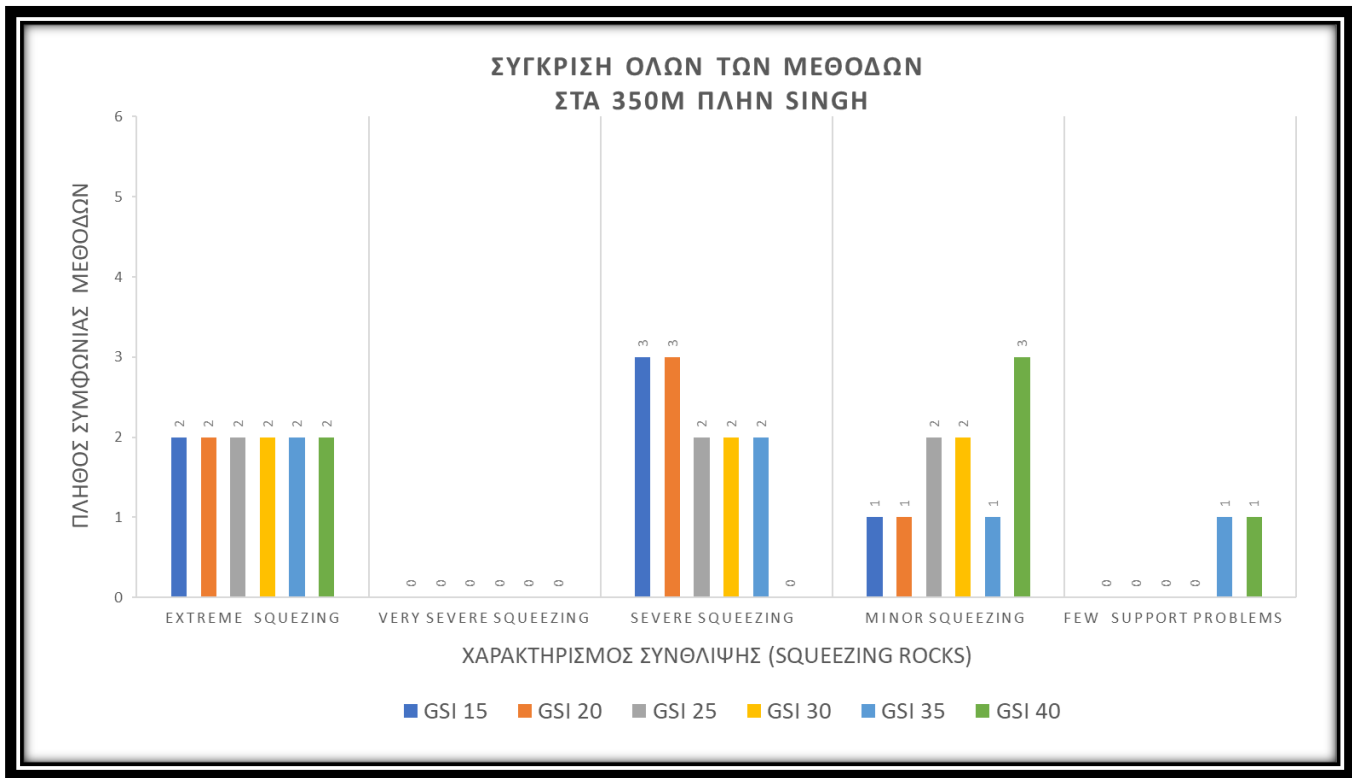
Παρατηρείται στα 550m πλήρης συμφωνία όλων των αναφερομένων μεθόδων αναφορικά με την ύπαρξη συνθλιψης περίξ της οπής της σήραγγας σε όλες τις τιμές GSI. Στα 350m υπάρχει μια διαφοροποίηση για GSI 35 και 40 όπου η μέθοδος Hoek- Marinos λαμβάνει ανυπαρξία συνθλιπτικής δραστηριότητα ενώ στα 150m βλέπουμε τις μεγαλύτερες διαφοροποιήσεις κυρίως για GSI 25 , 30, 35 οι μέθοδοι μοιράζονται με τις εμπειρικές κατά κύριο λόγο μεθόδους να δίνουν ύπαρξη συνθλιψης ενώ οι αναλυτικές να μην συμφωνούν στην ύπαρξη συνθλιπτικής δραστηριότητας

5.9 Σύγκριση μεθόδων ως προς το επίπεδο συνθλιψης

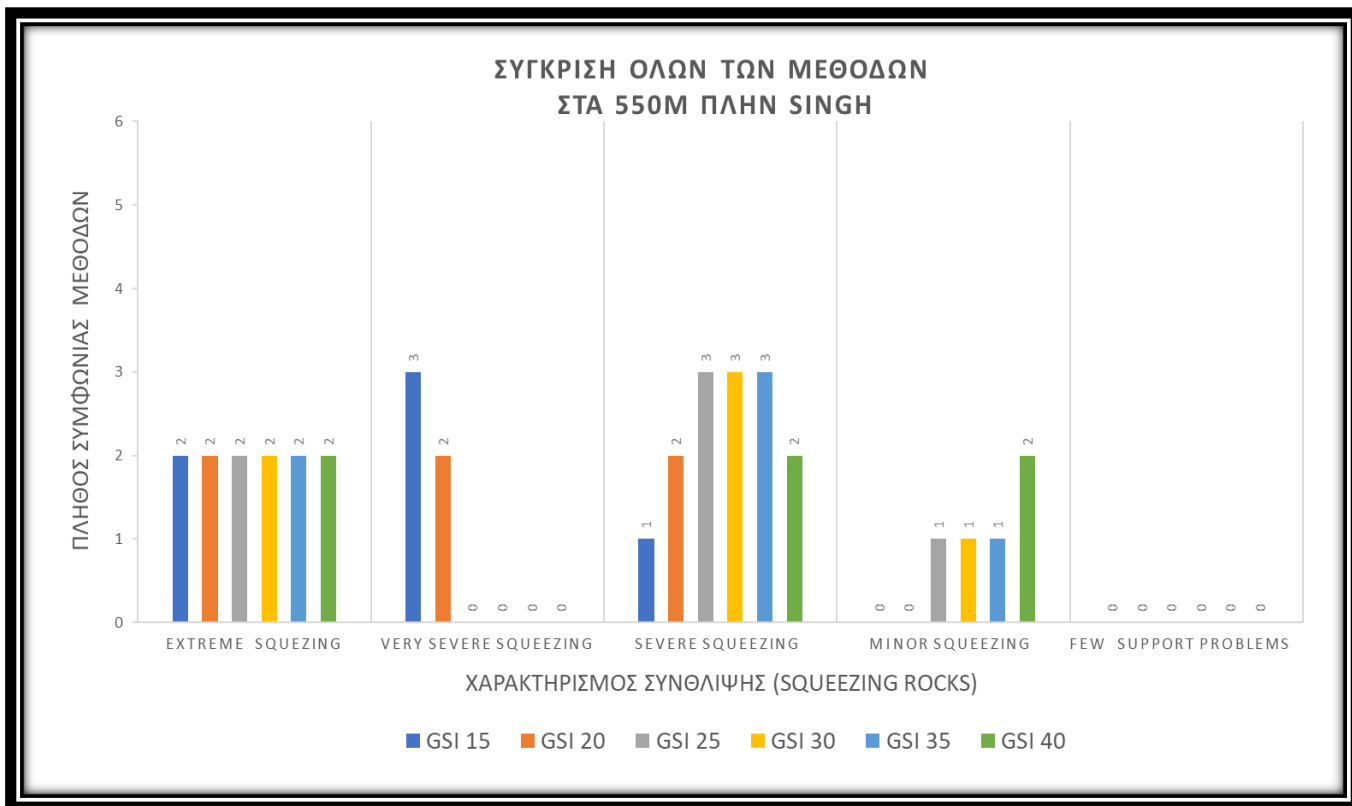
Στα παρακάτω διαγράμματα συγκρίνονται όλες οι μέθοδοι πλην Singh αναφορικά με το εκάστοτε επίπεδο συνθλιψης που προσδιορίζει η κάθε μια και το κατά ποσό υφίσταται συμφωνία μεταξύ των μεθόδων σε επίπεδα συνθλιψης σύμφωνα με την ανάλυση Hoek-Marinos. Λαμβάνονται υπόψιν οι αντιστοιχίες των επιπέδων σύνθλιψης π.χ. Υψηλή σύνθλιψη κατά Jethwa αντιστοιχεί σε πολύ ευρεία σύνθλιψη κατά Hoek – Marinos.



Εικόνα 5.61 Σύγκριση μεθόδων ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.



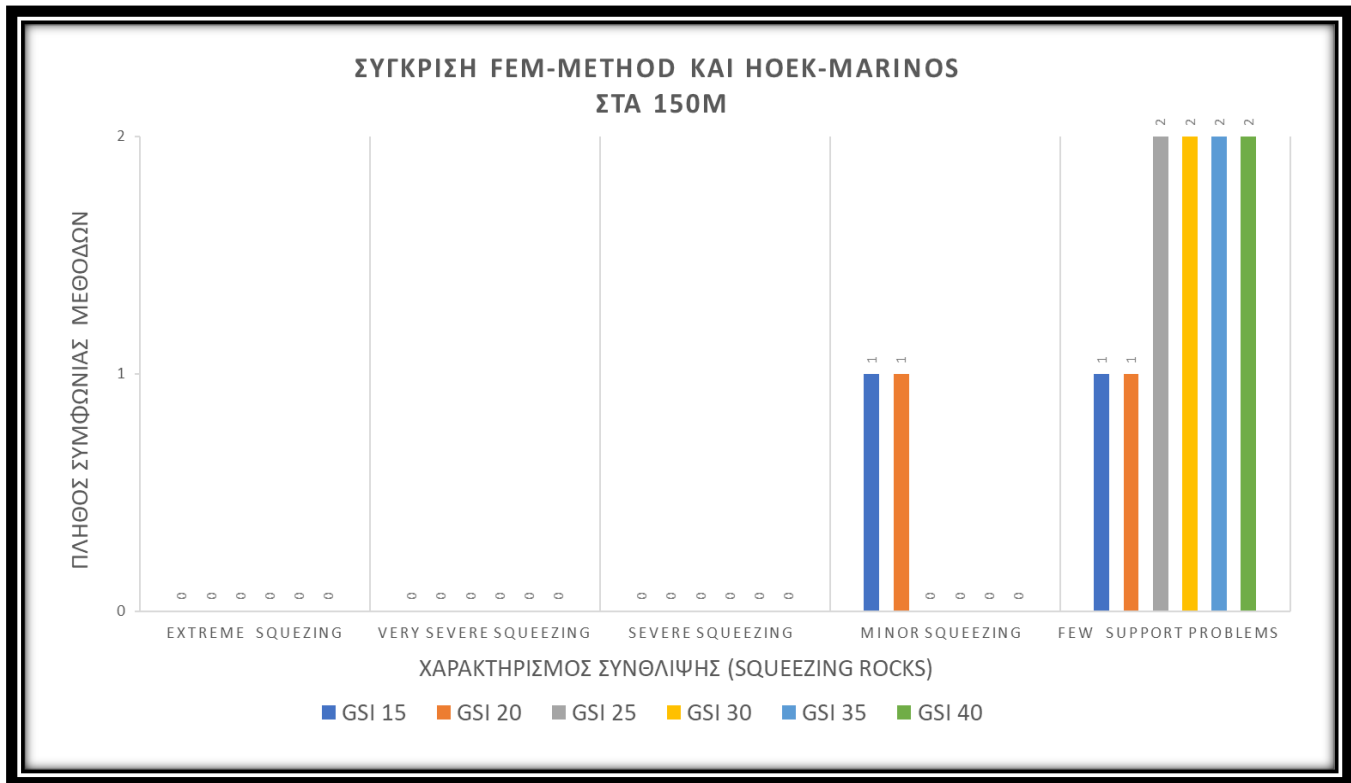
Εικόνα 5.62 Σύγκριση μεθόδων ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.



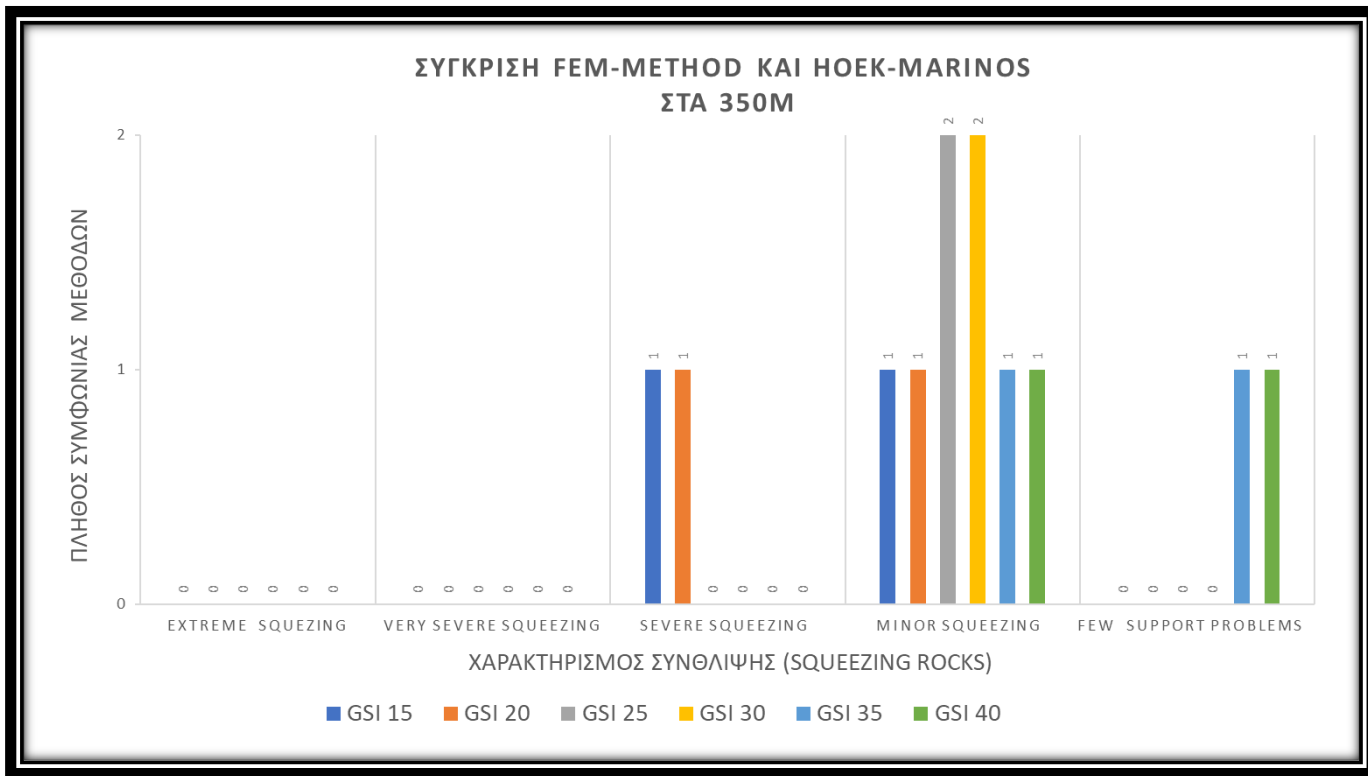
Εικόνα 5.63 Σύγκριση μεθόδων ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.

5.10 Σύγκριση ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό - μέθοδο Hoek-Marinos ως προς το επίπεδο σύνθλιψης.

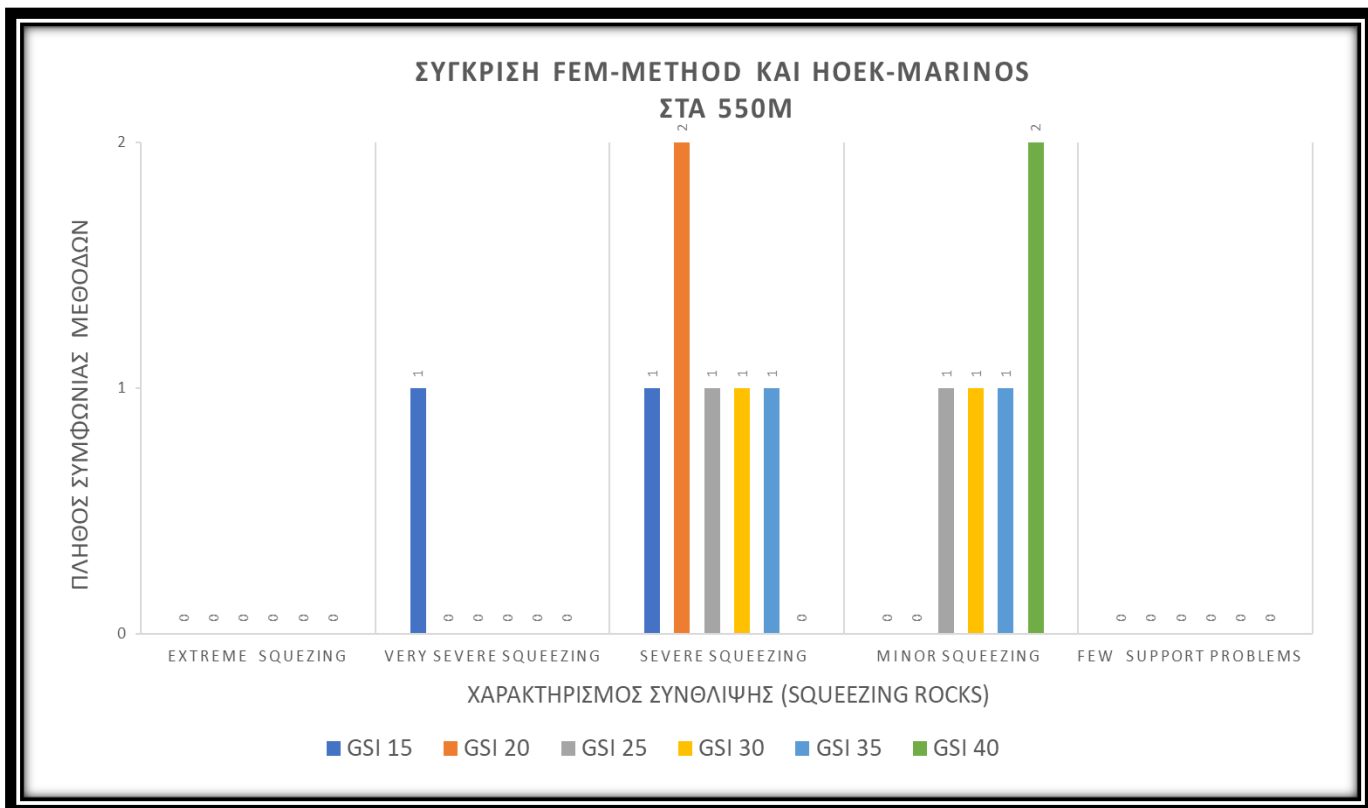
Στα ακόλουθα διαγράμματα από 5.64 έως 5.66 παρουσιάζεται η σύγκριση των μεθόδων αναφορικά με το επίπεδο σύνθλιψης των ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό και την μέθοδο Hoek – Marinos.



Εικόνα 5.64 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.



Εικόνα 5.65 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.

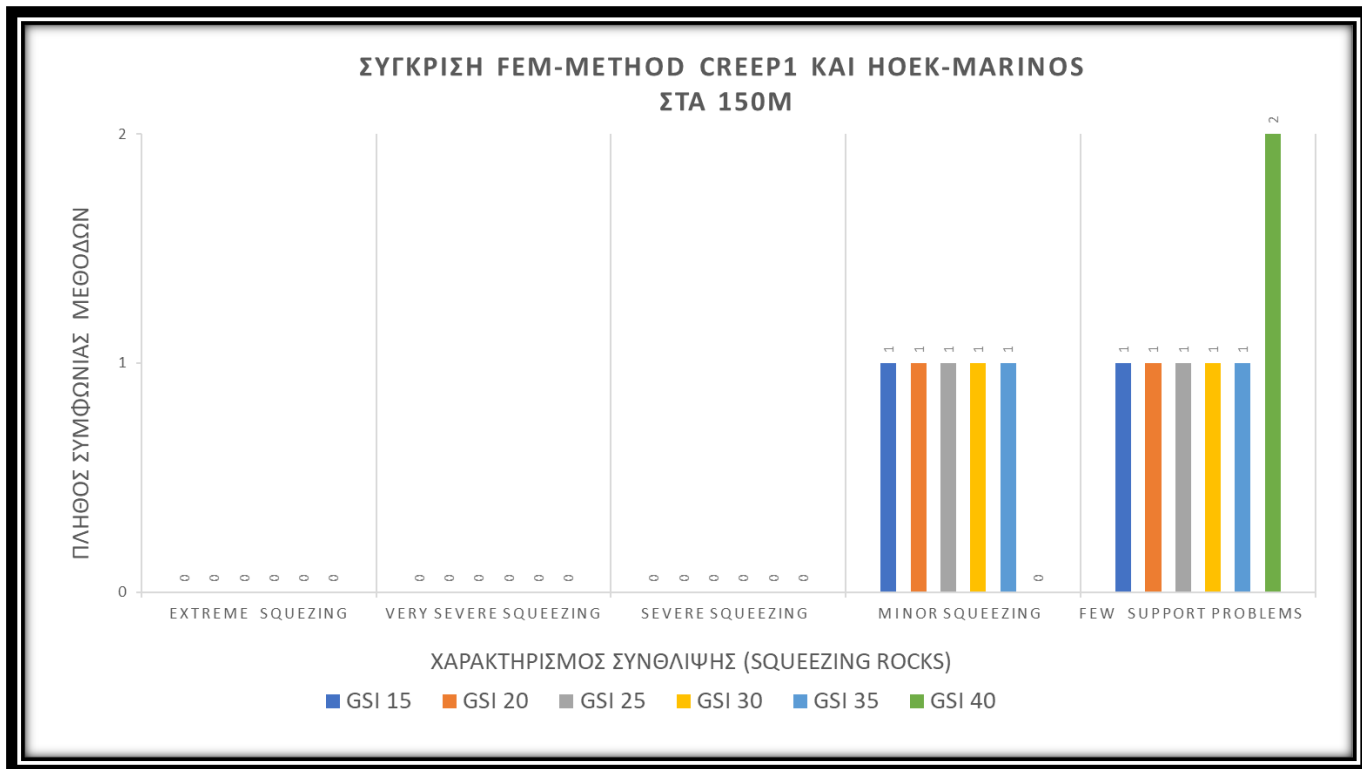


Εικόνα 5.66 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.

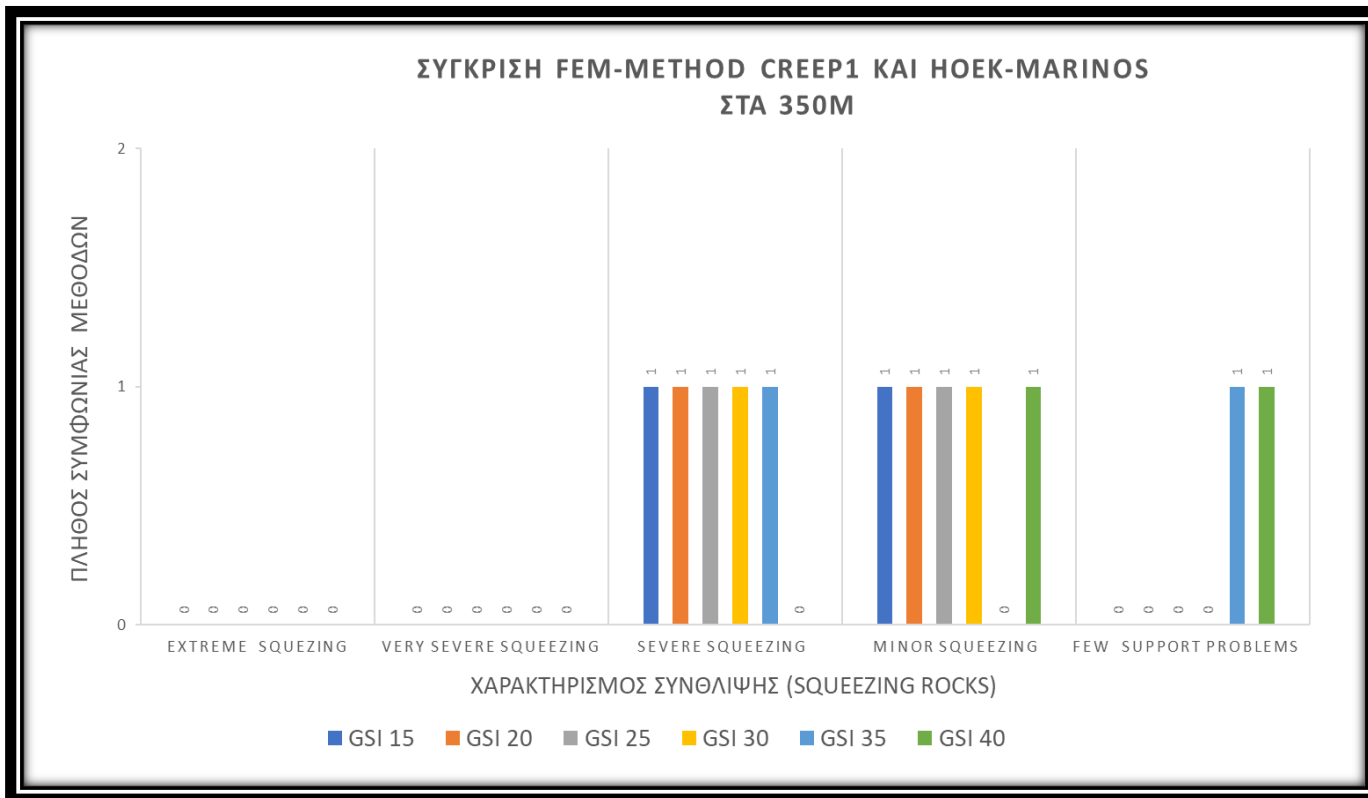
Στα 150m παρατηρείται για τις τιμές GSI 25,30,35,40 συμφωνία των μεθόδων FEM χωρίς ερπυσμό-Hoek-Marinos ενώ στα GSI 15,20 παρατηρείται διαφοροποίηση των δυο μεθόδων . Στα 350m παρατηρείται συμφωνία στα GSI 25 και 30 ενώ υπάρχει διαφοροποίηση, σε όλες τις άλλες τιμές του GSI. Τέλος στα 550m στο GSI 20 και 40 παρατηρείται συμφωνία μεθόδων αλλά σε όλα τα υπόλοιπα διαφοροποίηση. Γενικά οι δυο μέθοδοι συμφωνούν ως προς το εύρος συνθλιψης σε ένα ποσοστό της τάξης των 44% για όλες τις επιμέρους μετρήσεις.

5.11 Σύγκριση ΜΠΣ με ερπυσμό 1 -μέθοδο Hoek-Marinos ως προς το επίπεδο σύνθλιψης

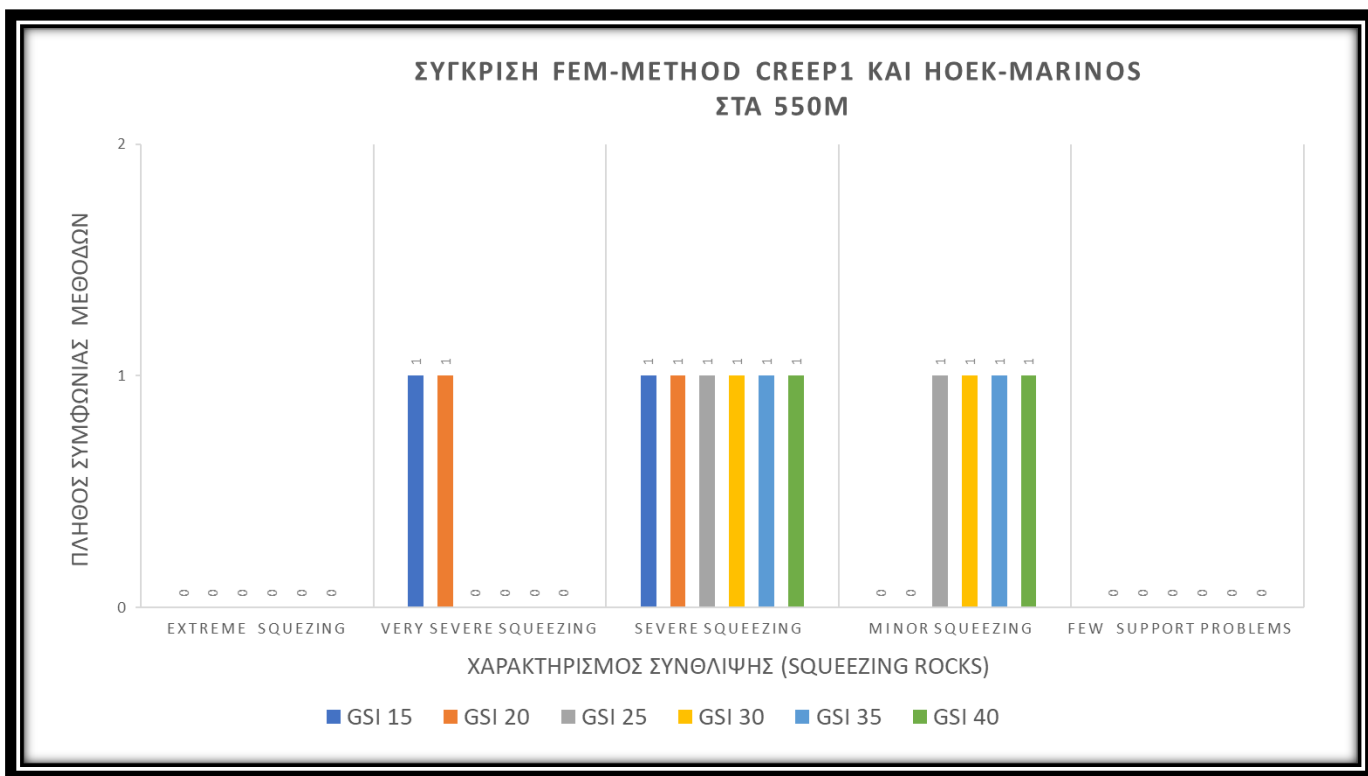
Στα ακόλουθα διαγράμματα από 5.67 έως 5.69 παρουσιάζεται η σύγκριση των μεθόδων αναφορικά με το επίπεδο συνθλιψης των ΜΠΣ με ερπυσμό 1 και την μέθοδο Hoek – Marinos.



Εικόνα 5.67 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 1 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.



Εικόνα 5.68 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 1 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.

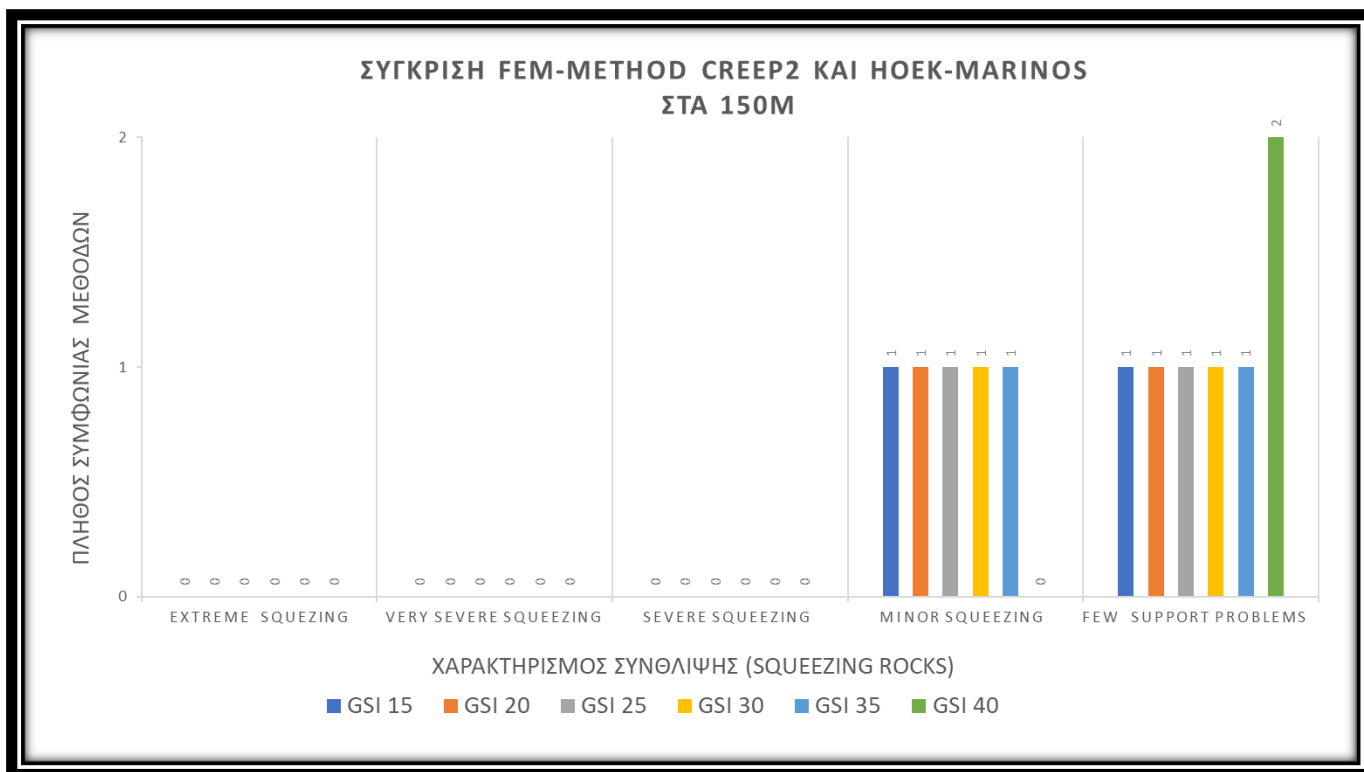


Εικόνα 5.69 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 1 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.

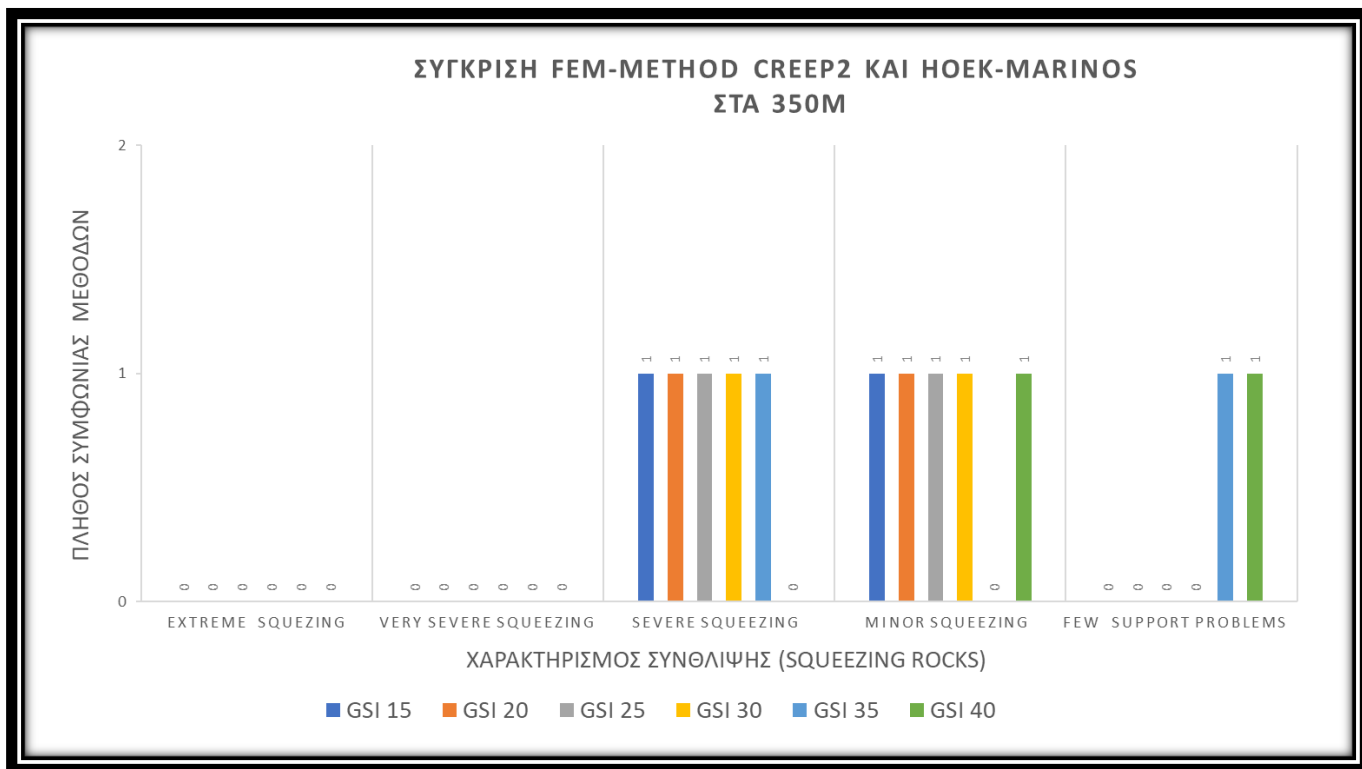
Στα 150m παρατηρείται για τις τιμές GSI 15,20,25,30,35 διαφωνία των μεθόδων FEM με ερπυσμό 1 - Hoek-Marinos ,ενώ στα GSI 40 έχουμε συμφωνία των δυο μεθόδων . Στα 350m παρατηρείται πλήρης διαφωνία των μεθόδων σε όλες τις τιμές του GSI . Τέλος στα 550m διακρίνεται πλήρης διαφωνία των δυο μεθόδων . Γενικά οι δυο μέθοδοι συμφωνούν ως προς το εύρος σύνθλιψης σε ένα ποσοστό της τάξης του 5% για όλες τις επιμέρους μετρήσεις.

5.12 Σύγκριση ΜΠΣ με ερπυσμό 2 -μέθοδο Hoek-Marinos ως προς το επίπεδο σύνθλιψης

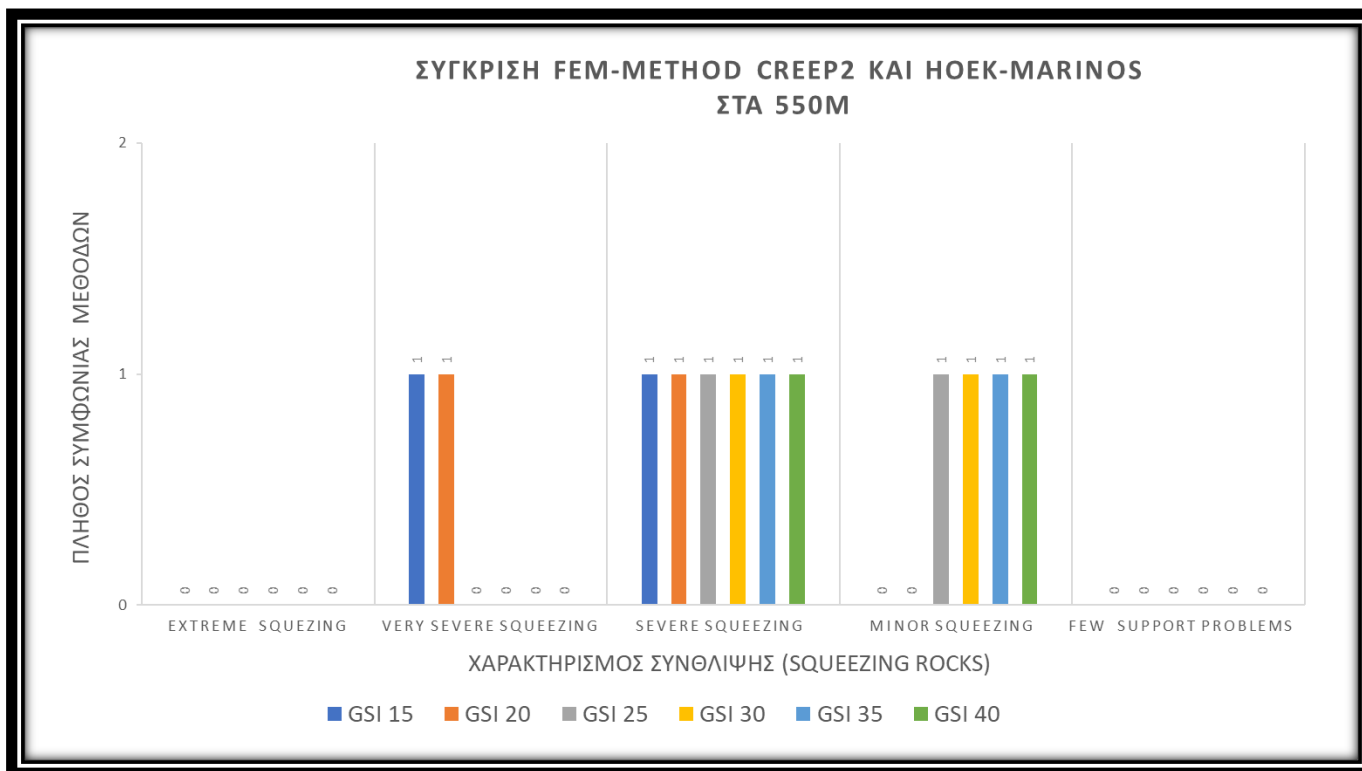
Στα ακόλουθα διαγράμματα από 5.70 έως 5.72 παρουσιάζεται η σύγκριση των μεθόδων αναφορικά με το επίπεδο σύνθλιψης των ΜΠΣ με ερπυσμό 2 και την μέθοδο Hoek – Marinos.



Εικόνα 5.70 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 2 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.



Εικόνα 5.71 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 2 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.

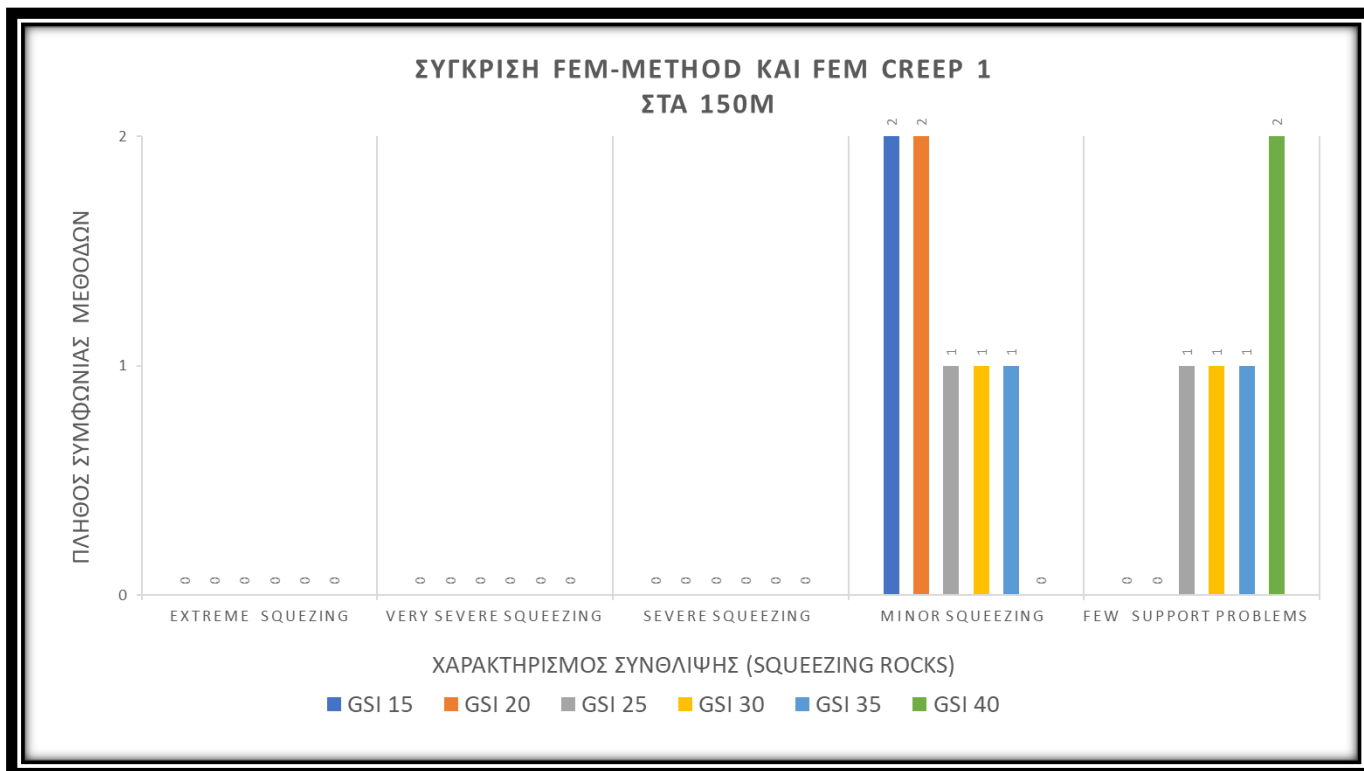


Εικόνα 5.72 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ με ερπυσμό 2 - Hoek-Marinos ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.

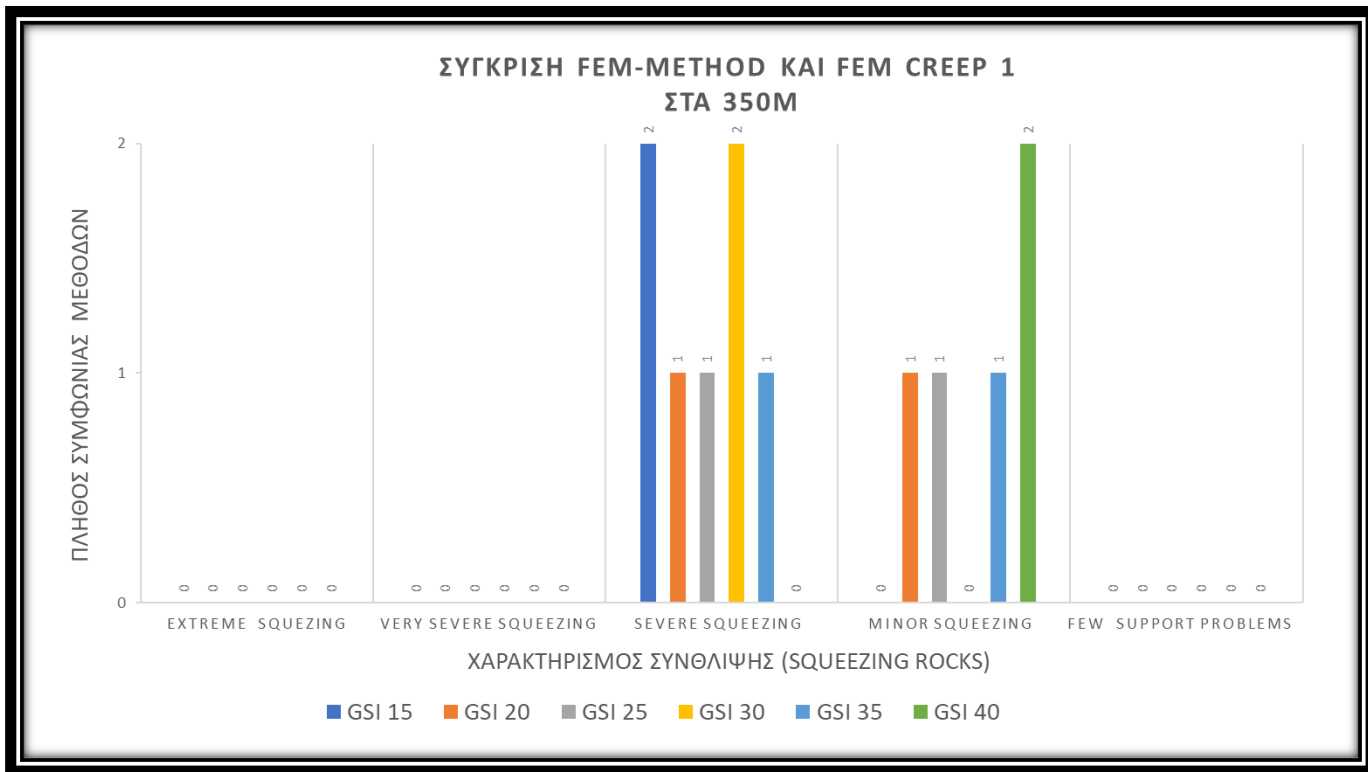
Στα 150m παρατηρείται για τις τιμές GSI 15,20,25,30,35 διαφωνία των μεθόδων FEM με ερπυσμό 1 - Hoek-Marinos ,ενώ στα GSI 40 παρατηρείται συμφωνία των δυο μεθόδων . Στα 350m παρατηρείται πλήρης διαφωνία των μεθόδων σε όλες τις τιμές του GSI . Τέλος στα 550m διακρίνεται πλήρης διαφωνία των δυο μεθόδων . Γενικά οι δυο μέθοδοι συμφωνούν ως προς το εύρος συνθλιψης σε ένα ποσοστό της τάξης του 5% για όλες τις επιμέρους μετρήσεις.

5.13 Σύγκριση ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό - ΜΠΣ με ερπυσμό 1 ως προς το επίπεδο σύνθλιψης

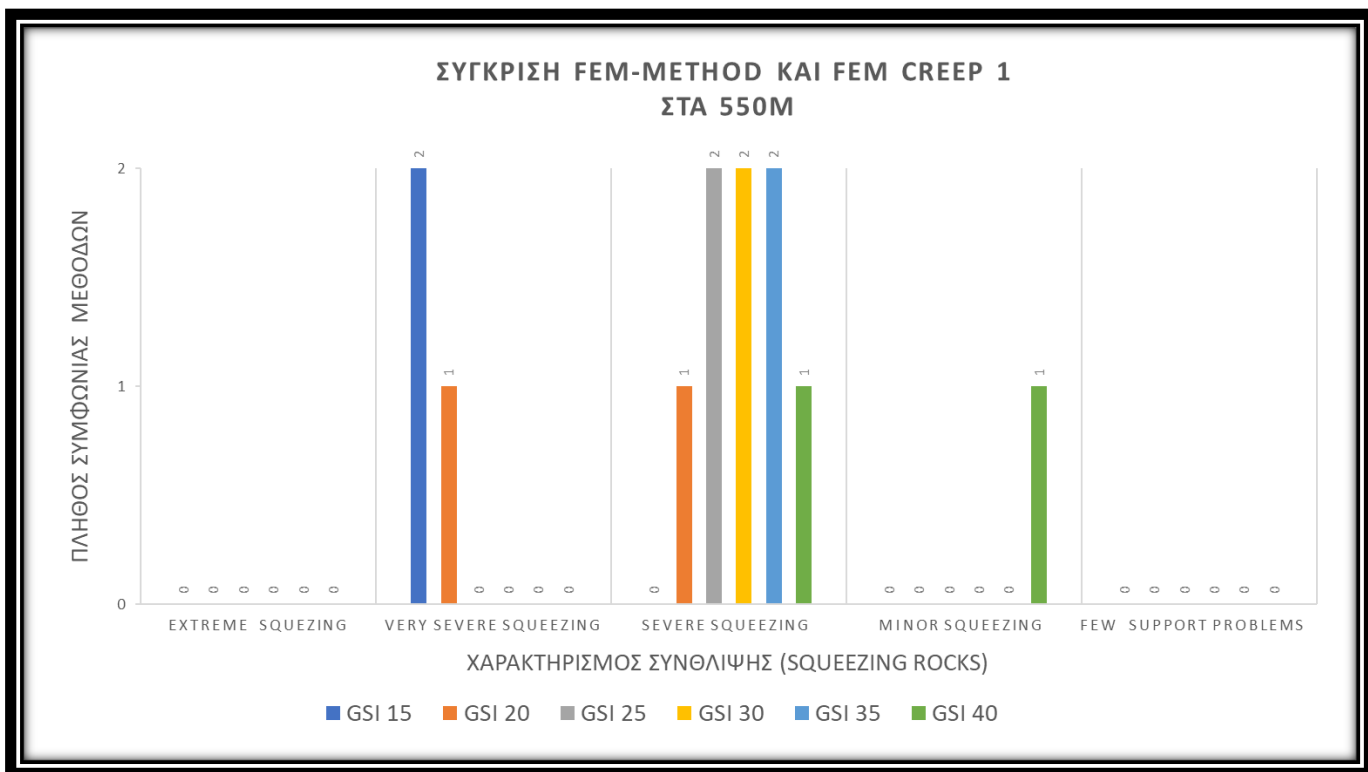
Στα ακόλουθα διαγράμματα από 5.73 έως 5.75 παρουσιάζεται η σύγκριση των μεθόδων αναφορικά με το επίπεδο συνθλιψης των ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό και ΜΠΣ με ερπυσμό 1 .



Εικόνα 5.73 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό – ΜΠΣ με ερπυσμό 1 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.



Εικόνα 5.74 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό – ΜΠΣ με ερπυσμό 1 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.

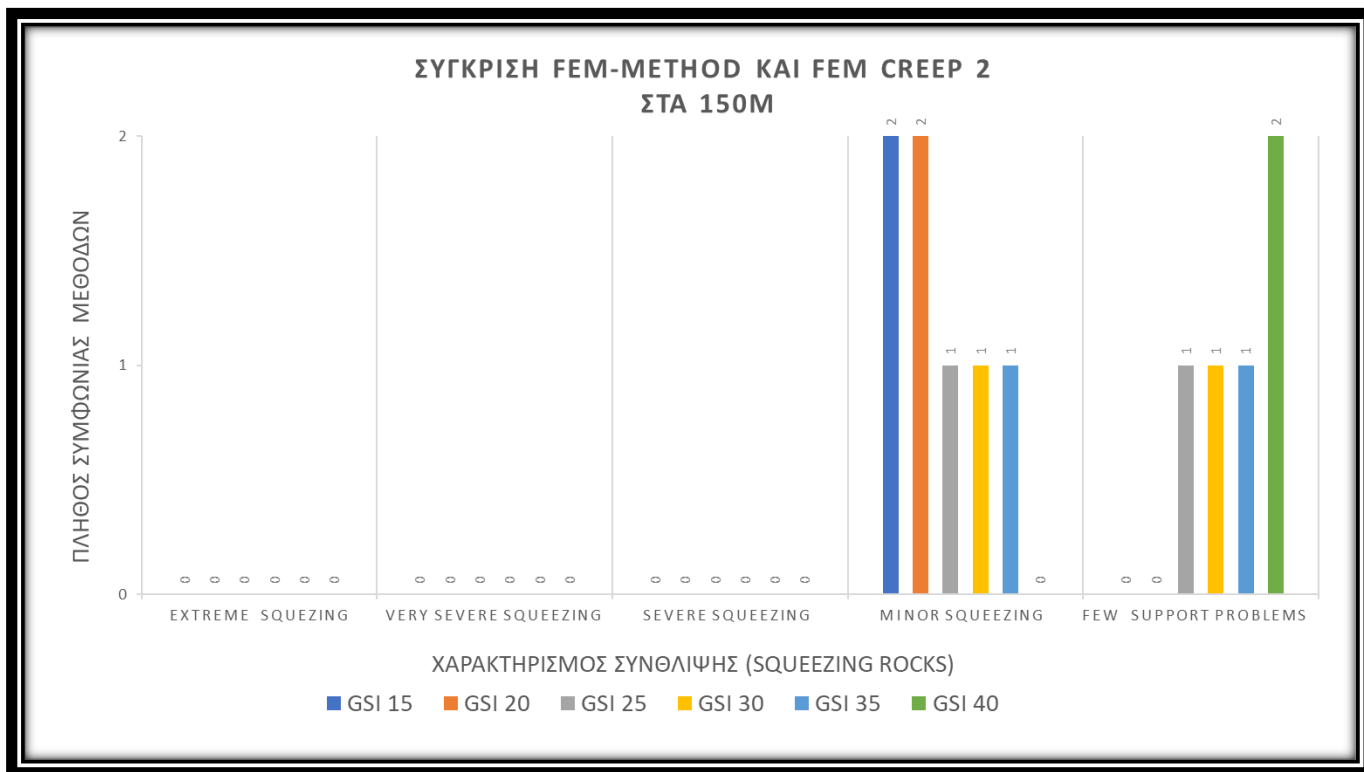


Εικόνα 5.75 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό – ΜΠΣ με ερπυσμό 1 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.

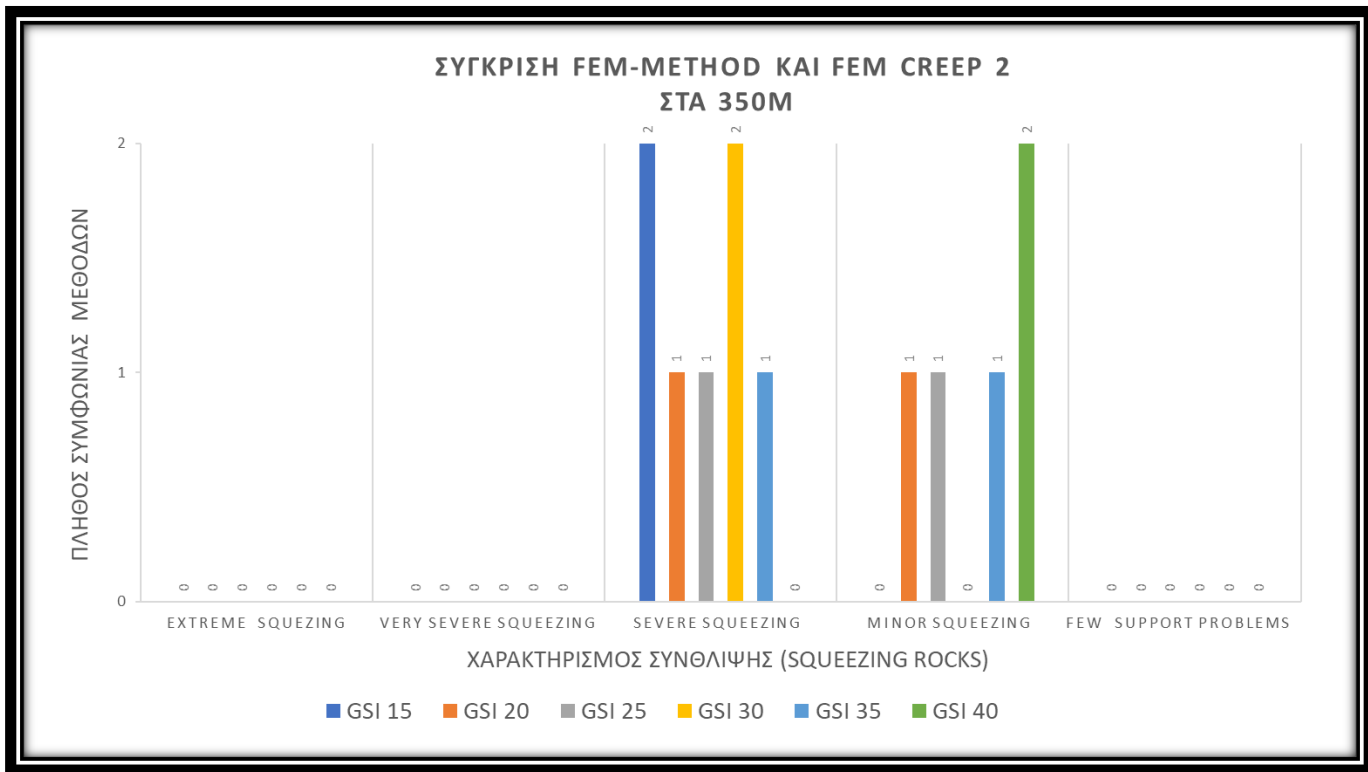
Στα 150m παρατηρείται για τις τιμές GSI 15,20, 40 συμφωνία των μεθόδων FEM χωρίς ερπυσμό - FEM με ερπυσμό 1 ,ενώ στα GSI 25,30,35 παρατηρείται διαφωνία των δυο μεθόδων . Στα 350m παρατηρείται συμφωνία στις τιμές GSI 15,30,40, ενώ διακρίνεται διαφωνία στα GSI 20,25,35. Τέλος στα 550m παρατηρείται συμφωνία στα GSI 15,25,30,35 των δυο μεθόδων, ενώ υπάρχει διαφωνία στα GSI 20,40. Γενικά οι δυο μέθοδοι συμφωνούν ως προς το εύρος σύνθλιψης σε ένα ποσοστό της τάξης του 55% για όλες τις επιμέρους μετρήσεις.

5.14 Σύγκριση ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό - ΜΠΣ με ερπυσμό 2 ως προς το επίπεδο σύνθλιψης

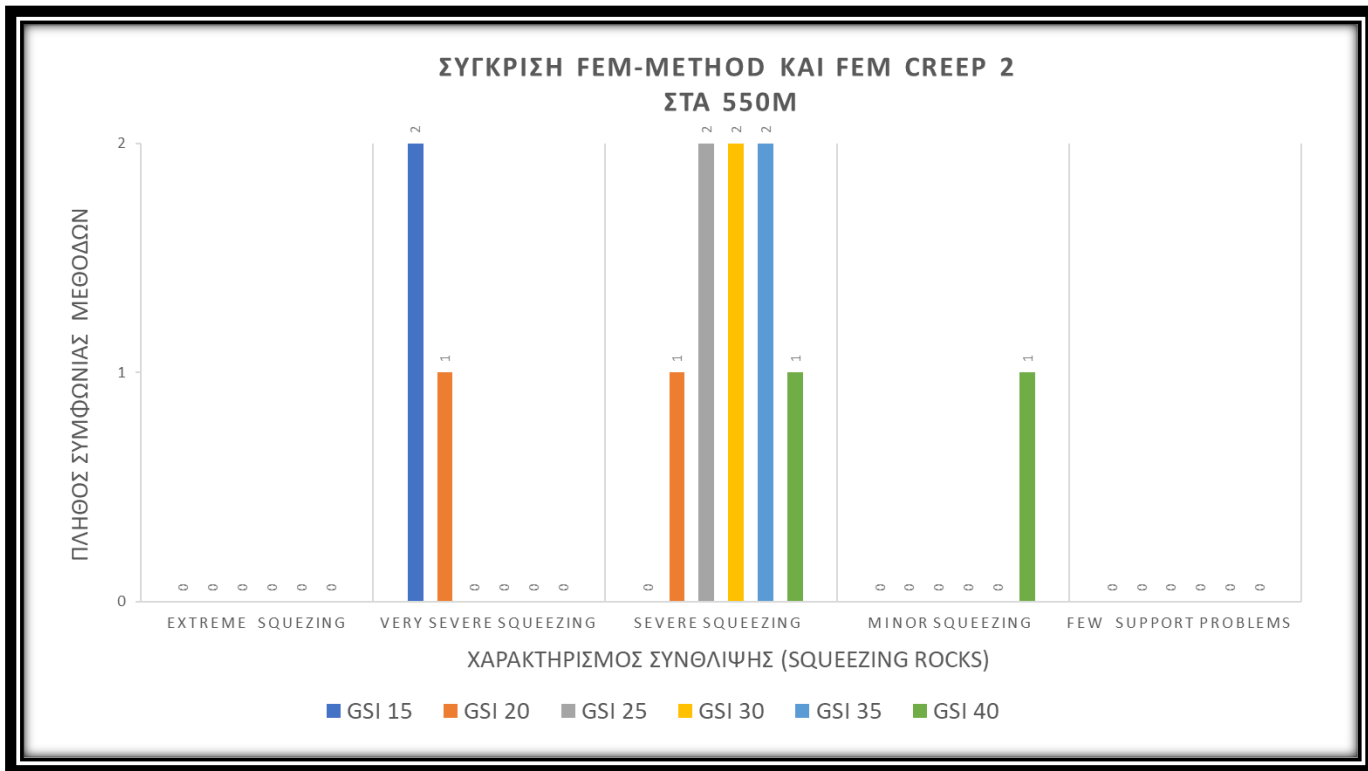
Στα ακόλουθα διαγράμματα από 5.76 έως 5.78 παρουσιάζεται η σύγκριση των μεθόδων αναφορικά με το επίπεδο σύνθλιψης των ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό και την ΜΠΣ με ερπυσμό 2 .



Εικόνα 5.76 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ ερπυσμό 1 – ΜΠΣ με ερπυσμό 2 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 150m.



Εικόνα 5.77 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ ερπυσμό 1 – ΜΠΣ με ερπυσμό 2 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 350m.



Εικόνα 5.78 Σύγκριση μεθόδων ΜΠΣ ερπυσμό 1 – ΜΠΣ με ερπυσμό 2 ως προς το εύρος σύνθλιψης στα 550m.

Στα 150m παρατηρείται για τις τιμές GSI 15,20, 40 συμφωνία των μεθόδων FEM χωρίς ερπυσμό - FEM με ερπυσμό 2 ,ενώ στα GSI 25,30,35 διακρίνεται διαφωνία των δυο μεθόδων . Στα 350m παρατηρείται συμφωνία στις τιμές GSI 15,30,40, ενώ παρατηρείται διαφωνία στα GSI 20,25,35. Τέλος στα 550m παρατηρείται συμφωνία στα GSI 15,25,30,35 των δυο μεθόδων, ενώ παρατηρείται διαφωνία στα GSI 20,40. Γενικά οι δυο μέθοδοι συμφωνούν ως προς το εύρος συνθλιψης σε ένα ποσοστό της τάξης του 55% για όλες τις επιμέρους μετρήσεις.

6 Συμπεράσματα

Τα αποτελέσματα της παρούσας διπλωματικής έδειξαν ότι είναι δυνατή η ποιοτική και ποσοτική σύγκριση των εμπειρικών και αριθμητικών μεθόδων για την εκτίμηση του φαινομένου σύνθλιψης βράχου και την επιρροή του μεγέθους των συγκλίσεων σε κυκλική οπή σήραγγας.

Συγκεκριμένα για την ανάλυση και την εξαγωγή αποτελεσμάτων χρησιμοποιήθηκαν οι εξής μέθοδοι:

Η μέθοδος του Singh (1992) η οποία περιορίζεται στον προσδιορισμό η όχι ύπαρξης φαινομένου σύνθλιψης χωρίς να προβάλλει επιμέρους επίπεδα διαχωρισμού, διακρίνεται δε από εμπειρικές κυρίως εξισώσεις.

Στη συνέχεια, η μέθοδος του Jethwa (1984), η οποία διέπεται επίσης από εμπειρικές εξισώσεις προσεγγίζει είναι επίσης εμπειρική και προσεγγίζει το φαινόμενο της σύνθλιψης χρησιμοποιώντας μεγέθη όπως την μονοαξονική αντοχή της βραχομάζας και την συνολική γεωστατική τάση. Εδώ παρατηρούνται διαφορά επίπεδα σύνθλιψης.

Ακολούθως, η μέθοδος του Barla (1999) κατά την οποία χρησιμοποιώντας μεγέθη όπως οι συνολικές γεωστατικές τάσεις καθώς και η μονοαξονική αντοχή της βραχομάζας σε θλίψη, γίνεται διαχωρισμός των αναμενόμενων επιπέδων σύνθλιψης και η οποία βασίζεται σε αυτή του Jethwa (1984).

Επιπροσθέτως, χρησιμοποιείται η ανάλυση κατά Hoek και Marinos (2000), τα αποτελέσματα της οποίας χρησιμοποιούνται ως τιμές αναφοράς για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα αποτελέσματα αυτά από τις υπόλοιπες μεθόδους. Εισάγοντας λοιπόν τον συντελεστή GSI στις προσεγγίσεις τους η μέθοδος παρέχει διαχωρισμό ανάμεσα στα επίπεδα σύνθλιψης ανάλογα με τις συγκλίσεις της σήραγγας.

Τέλος, στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιώντας την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων εφαρμοσμένη σε γεωτεχνικά μοντέλα πραγματοποιήθηκαν διαφορετικές αναλύσεις για την διερεύνηση των περιβάλλοντων συγκλίσεων σήραγγας κυκλικής οπής. Για την εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων επιλέχθηκε το κριτήριο αστοχίας των (Brown&Hoek, 2002), Πραγματοποιήθηκαν 3 διαφορετικές ομάδες αναλύσεων, λαμβάνοντας υπόψη τρεις διαφορετικούς καταστατικούς νόμους για τη βραχομάζα: έναν χωρίς ερπυστική δραστηριότητα και δύο με ερπυστική δραστηριότητα, θεωρώντας αντίστοιχα δύο διαφορετικούς ερπυστικούς συντελεστές που αντιστοιχούν σε διαφορετικούς συντελεστές απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας.

Τα συγκριτικά αποτελέσματα από τη χρήση των διαφορετικών μεθόδων έδειξαν ότι αναφορικά με την ύπαρξη η μη του φαινομένου σύνθλιψη στα ύψη των 550 και 350 έχουμε σχεδόν πλήρη συμφωνία στην ύπαρξη φαινομένου σύνθλιψης. Στα 150m η μέθοδος των Hoek-Marinos, του Singh και σε μερικές περιπτώσεις η ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό παρέχουν διαφορετικά αποτελέσματα και αξιολογούν την αναμενόμενη σύνθλιψη ως πολύ περιορισμένη έως μη υπαρκτή.

Αναφορικά με τα διαφορετικά επίπεδα σύνθλιψης, παρατηρείται πλήρης συμφωνία των αποτελεσμάτων χρησιμοποιώντας τις μεθόδους Barla (1999) και Jethwa (1984). Επομένως η σύγκριση επικεντρώθηκε στα αποτελέσματα των μεθόδων Hoek και Marinos, ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό, ΜΠΣ με ερπυσμό 1, ΜΠΣ με ερπυσμό 2. Για τις ΜΠΣ το εύρος σύνθλιψης προσδιορίστηκε με βάση τις συγκλίσεις στην σήραγγα.

Συγκεκριμένα, στα διαγράμματα του κεφ. 5.7 όπου αναλύθηκαν οι προκύπτουσες παραμορφώσεις ανά μέθοδο προς τον συντελεστή GSI της κάθε ανάλυσης, διακρίνεται μια χαρακτηριστική αύξηση στις τελικές παραμορφώσεις του κριτηρίου Hoek- Marinos από αυτό των ΜΠΣ, οδηγώντας σε διαφοροποίηση των τελικών επιπέδων σύνθλιψης. Ειδικότερα, παρατηρείται ότι με κάθε αύξηση του

υπερκείμενου ύψους η διαφορά μεταξύ των τιμών των παραμορφώσεων μεγαλώνει με αποτέλεσμα την ύπαρξη μεγαλύτερων διαφορών μεταξύ των ευρών σύνθλιψης.

Πιο συγκεκριμένα ποσοτικοποιώντας τις διάφορες διαφορές μεταξύ της ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό και της μεθόδου Hoek και Marinos προκύπτει ένα ποσοστό συμφωνίας ως προς το εύρος σύνθλιψης και για τις 18 αναλύσεις των 6 τιμών GSI 44% (για διαφορετικά βάθη εκσκαφής). Το ποσοστό αυτό αλλάζει όταν συγκρίνονται η Hoek- Marinos με την ΜΠΣ με παραδοχή ερπυσμού . Σε αυτή την περίπτωση το ποσοστό συμφωνίας μειώνεται στο 5% και για τους δυο ερπυστικούς συντελεστές.

Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι η ΜΠΣ χωρίς ερπυσμό συμφωνεί σε ένα ποσοστό συμφωνίας της τάξης του 55% με τις ΜΠΣ συμπεριλαμβανομένου ερπυστικού μοντέλου αναφορικά με τα εύρη σύνθλιψης.

7 Βιβλιογραφία-Αναφορές- Διαδικτυακές Πηγές

- Anagnostou, Kovári. (1996). Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields.*
- Aydan. (1993). The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction. Rock Mechanics and Rock Engineering.*
- Barla. (1999). Tunnelling in Squeezing Rock Conditions.*
- Barton. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, Vol 6, No 4, pp 189-239.*
- Bathe. K. (1996). Finite Element Procedures.*
- Bernhard Maidl, Markus Thewes, Ulrich Maidl. (2014). General Principles for the Design of the Cross-section.*
- Bieniawski. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. New York.: John Wiley.*
- Brown & Hoek. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. Journal of the geotechnical engineering division, 106(9), 1013-1035.*
- Brown & Hoek. (2002). Failure Criterion.*
- Ehrbar. H. (2008). Gotthard Base Tunnel, Switzerland, experiences with different tunnelling methods. AlpTransit Gotthard Ltd. Zentralstrasse 5, CH 6003 Lucerne.*
- G.Barla. (1999). Tunnelling in Squeezing Rock Conditions.*
- Garber. (2014). Emergency situations during construction and service of Moscow subway during recent 40 years J. Metro i tonneli, no. 3, 2014, pp. 34 – 35.*
- Gioda & Cividini. (1996). Numerical Methods for the Analysis of Tunnel Performance in Squeezing Rocks .*
- Goel. (1995). Tunnelling through the young Himalayas – a case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel.*
- Heritage, c. w. (1992). Retrieved from <https://whc.unesco.org/en/list/595/>.*
- Hoek & Marinos. (2000). GSI: A GEOLOGICALLY FRIENDLY TOOL FOR ROCK MASS STRENGTH ESTIMATION.*
- Hoek. (1999). Support for very weak rock associated with faults and shear zones.*
- Hoek. (2000). Big tunnels in bad rock. Draft of a paper to be submitted for publication in the ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Seattle.*
- Hoek E., Marinos P. and Benissi M. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses - The case of the Athens Schist formation. Bulletin of the Engineering Geology and the Environment. Vol 57.*
- Hoek & Brown. (1997). Practical estimates of rock mass strength.*

- I.Kallin, J. Ehrbar H. SCHÄLLIBAUM. (2001). *Gotthard Base Tunnel, Construction Lot Sedrun, A Challenging or Tunnel Construction. Proc. ITA World Tunnel Congress, Milan.*
- ISRM, S. m. (1981). *Rock characterisation, testing and monitoring. Pergamon Press, Oxford: E.T. Brown (Editor),.*
- Jethwa, J. (1984). *Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions – a new approach. Design and Performance of Underground Excavations.*
- K.Kovári. (November 1994). *Erroneous concepts behind the New Austrian Tunnelling Method, Tunnels & Tunnelling.*
- Kharchenko I Y, P. E.-E. (2019). *Features of design, construction and operation of underground tunnels and tunnel structures in urban areas . Moscow : Russian journal of transport engineering.*
- Khokhlov, I. (2021). *Recent experience in solution of geotechnical problems. Moscow State University of Civil Engineering.*
- Kovari K. Amberg, F. Ehrbar, H. (2000). *Mastering of Squeezing Rock in the Gotthard Base Tunnel , World Tunnelling, page 234 to 238.*
- Lane. (2023). *Tunnels and underground excavations.*
- M.Panet. (1995). *Le calcul des tunnels par la methode convergence-confinement.*
- Medvedeva, O. V. (1997). *Geologiya I gorod Moscow: Moskovskie uchebniki. Moskva.*
- P. Marinos, E.Hoek, V.Marinos. (2005). *Variability-of-the-Engineering-Properties-of-Rock-Masses-Quantified-by-the-GSI.*
- Pichler, Uwe Restner & Josef. (2006). *Mont Cenis Tunnel Modification Project – Lowering of tunnel. Zeltweg, Austria: SANDVIK Mining and Construction G.m.b.H.,.*
- Rabcewicz, L. (1973). *Principles of dimensioning the supporting system for the New Austrian Tunnelling.*
- S.Kazachenko, Konyukhov D. (2017). *Impact of the selection of computational scheme on the scheme on the results of geotechnical calculation of metro facilities.*
- Singh. (1992). *Correlation between observed support pressure and rock mass quality. Tunnelling and Underground Space Technology.*
- Singh. (1992). *Correlation between observed support pressure and rock mass quality. Tunnelling and Underground Space Technology.*
- Terzaghi, K. (1946). *Rock defects and loads on tunnel supports.*
- THE INTERNATIONAL TUNNELLING INSURANCE. (2006). *A Code of Practice for Risk Management of Tunnel works. Ανάκτηση από www.imia.com*
- Ustinov, D. (2018). *Impact of the enclosing massif model selection over the results of subway tunnels excavation modelling. J. Geotechnika, no. 5-6, pp. 34-50.*

Καββαδάς, Α. Κ. (2012). Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων.

*Μαρίνος, Π. (2005). ΣΗΡΑΓΓΕΣ ΕΡΓΑ ΥΠΟΔΟΜΗΣ ΜΕ ΕΞΑΙΡΕΤΙΚΗ ΣΗΜΕΡΑ
ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΝΕΑ ΓΝΩΣΗ ΣΤΟΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΚΑΙ ΕΜΠΕΙΡΙΕΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ.*

Μαυρούλη. (2023). Σημειώσεις Βραχομηχανική & Σύραγγες.