



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΠΜΣ: ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

**Ανάλυση Ευστάθειας Μετώπου Βαθιάς Σήραγγας με
Χρήση Δοκών Προπορείας (Forepoles) & Αγκυρίων
Μετώπου (Fiberglass)**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μαγδαληνής Σ. Μπενζελούν-Αραμπί
Διπλωματούχου Μηχανικού Μεταλλείων-Μεταλλουργών
Ε.Μ.Π.

Επιβλέπων: Μιχαήλ Καββαδάς, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Φεβρουάριος 2019

Επιβλέπων: Μιχαήλ Καββαδάς
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή επιτροπή στις/...../2019

Μιχαήλ Καββαδάς, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

(Υπογραφή).....

Γεώργιος Τσιαμπάος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

(Υπογραφή).....

Αχιλλέας Παπαδημητρίου, Επίκ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

(Υπογραφή).....

*Αφιερώνεται στους γονείς μου,
Σαμάντ & Άννα*

*Αφιερώνεται στην οικογένεια και τους φίλους μου για την αμέριστη
συμπαράσταση και υπομονή τους*

Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του διατμηματικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών «Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων» του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου υπό την επίβλεψη του κ. Μιχαήλ Καββαδά Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών (Ε.Μ.Π.). Η παρούσα διπλωματική εργασία δεν είχε ολοκληρωθεί χωρίς τη συμπαράσταση και τη βοήθεια ενός σημαντικού αριθμού προσώπων.

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου, κ Μιχάλη Καββαδά που μου έδωσε την ευκαιρία να συνεργαστούμε και μου ανέθεσε το παρόν θέμα. Η αμέριστη και συνεχής βοήθεια και καθοδήγηση του ήταν απαραίτητες για την ολοκλήρωση της εργασίας. Ελπίζω να φάνηκα άξια των προσδοκιών του.

Ακόμη θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Φίλιππο Χόρτη για την παροχή υλικού εκμάθησης του λογισμικού Abaqus και τον κ. Αλέξανδρο Καλό για τις συμβουλές του και την προσομοίωση του γενικευμένου κριτηρίου Hoek–Brown στο περιβάλλον του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων.

Ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ Δημήτρη Γεωργίου υποψήφιο διδάκτορα του Γεωτεχνικού Τομέα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π και συνοδοιπόρο από τη Σχολή των Μηχανικών Μεταλλειολόγων-Μεταλλουργών μέχρι να με φέρει ο δρόμος μου ως εδώ. Μου παρείχε την επιστημονική του γνώση, επιλύοντας κάθε πρόβλημα που προέκυπτε. Με δίδαξε τη χρήση του λογισμικού Abaqus και συνέβαλε με τις υποδείξεις του στην ολοκλήρωση και οργάνωση της παρούσας διπλωματικής. Τον ευχαριστώ επίσης για την υποστήριξη του και την αφιέρωση μεγάλου μέρους του προσωπικού του χρόνου για την επίτευξη αυτού του εγχειρήματος.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στους νέους φίλους μου από το μεταπτυχιακό για την συμπαράσταση τους καθ'όλη τη διάρκεια των σπουδών. Νιώθω τυχερή που τους γνώρισα και απέκτησα όλες αυτές τις όμορφες αναμνήσεις και μένω με την ελπίδα ότι θα συνεχίσουμε να φτιάχνουμε νέες. Ευχαριστώ όλους μου τους φίλους που με στήριξαν και με στηρίζουν κάθε στιγμή σε ότι κάνω. Επίσης οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στο Γιάννη Βλαχόπουλο που έμεινε δίπλα μου βοηθώντας με να προσπεράσω κάθε εμπόδιο και με στήριξε με αγάπη και υπομονή.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στην οικογένεια μου, στους γονείς μου Σαμάντ και Άννα και στην αδερφή μου Σοφία, με τη βοήθεια τους χάραξα το δρόμο μου ως εδώ και συνεχίζω να χαράζω σε άγνωστα μονοπάτια χωρίς να φοβάμαι. Είναι εκεί, πάντα και παντού.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζει την ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής και τις μεθόδους υποστήριξης του. Αφορά βαθιές σήραγγες, δηλαδή σήραγγες σε βάθος μεγαλύτερο από δύο ή τρεις διαμέτρους όπου αναπτύσσεται πλήρως το φαινόμενο του θόλου, οι οποίες διανοίγονται με συμβατική εκσκαφή.

Πιθανή αστοχία του μετώπου εκσκαφής της σήραγγας μπορεί να δημιουργήσει μια σειρά από ανεπιθύμητα προβλήματα όπως καταστροφές στην υποστήριξη της σήραγγας και στο μηχανολογικό εξοπλισμό, καθώς και τραυματισμούς στο προσωπικό που εργάζεται κοντά στο μέτωπο. Ιδιαίτερα στις βαθιές σήραγγες, η αστοχία του μετώπου μπορεί να επηρεάσει τον αστικό ιστό με βλάβες στα κτίρια που βρίσκονται στην επιφάνεια, στα οδικά δίκτυα κ.α. Συνεπώς γίνεται κατανοητό ότι η μελέτη της συμπεριφοράς του μετώπου, αλλά και της αποδοτικότητας των μέσων υποστήριξης του είναι σημαντική ώστε να εξασφαλίζεται ένα ασφαλές εργασιακό περιβάλλον για το προσωπικό και να επιτυγχάνεται το μέγιστο όφελος από την κατασκευή της σήραγγας.

Ο σκοπός αυτής της μελέτης είναι :

- Να εξεταστεί η επιρροή της τμηματικής εκσκαφής στην ευστάθεια του μετώπου
- Να εξεταστεί η επιρροή των μέτρων προστασίας στην ευστάθεια του μετώπου. Ως μέθοδοι υποστήριξης χρησιμοποιούνται τα αγκύρια μετώπου, οι δοκοί προπορείας ή ο συνδυασμός των δύο, αφού είναι τα πιο συχνά χρησιμοποιούμενα κατά τη διάνοιξη σηράγγων.
- Να καθοριστούν τα όρια εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων με σκοπό να επιτευχθεί ο οικονομικός σχεδιασμός της υποστήριξης του μετώπου εκσκαφής.

Η παρούσα έρευνα πραγματοποιήθηκε μέσω τρισδιάστατων παραμετρικών αναλύσεων. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν ήταν διαφορετικοί τύποι βραχώμαζας, διαφορετικά βάθη, διαφορετικές τιμές του συντελεστή οριζόντιων ωθήσεων K , καθώς και διάφοροι μέθοδοι υποστήριξης μετώπου (δοκοί προπορείας, αγκύρια από υαλονήματα). Ακόμη εξετάστηκε ο αριθμός των φάσεων εκσκαφής και η μεταξύ τους απόσταση. Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν μέσω του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus Simulia. Κατά την επεξεργασία των αποτελεσμάτων μελετήθηκαν η εξώθηση του μετώπου, η μετακίνηση της στέψης της σήραγγας, η ανάπτυξη πλαστικής ζώνης πίσω από το μέτωπο καθώς και οι δυνάμεις που δέχονται τόσο τα αγκύρια όσο και οι δοκοί προπορείας.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η σχέση που περιγράφει το φαινόμενο της εξώθησης είναι των Georgiou and Kalos (2019) η οποία βασίστηκε σε προηγούμενη έρευνα του Προυντζόπουλου (2012) πάνω σε αβαθείς σήραγγες. Η σχέση των Georgiou and Kalos (2019) εφαρμόζεται σε βαθιές σήραγγες και συσχετίζει την αδιάστατη εξώθηση

Ω με τον αδιάστατο συντελεστή εδάφους και βάθους Λ_F . Επιπλέον η συμπεριφορά της βραχόμαζας περιγράφεται από το «γενικευμένο» κριτήριο αστοχίας Hoek–Brown.

Τα βασικά συμπεράσματα που εξήχθησαν μεταξύ άλλων είναι:

- Η τμηματική εκσκαφή συνεισφέρει σε μεγάλο βαθμό στη μείωση των εξωθήσεων του μετώπου εκσκαφής
- Η αύξηση της απόστασης μεταξύ των φάσεων δεν επηρεάζει ούτε την ευστάθεια του μετώπου αλλά ούτε και τα μετατοπισιακά φαινόμενα
- Οι δοκοί προπορείας συνεισφέρουν κυρίως στη μείωση των οριζόντιων μετακινήσεων.
- Η διάταξη των αγκυρίων απαιτείται να είναι πυκνότερη κοντά στα τοιχώματα της σήραγγας.

Βάσει των συμπερασμάτων δίνονται κάποιες οδηγίες για τα όρια εφαρμογής της κάθε μεθόδου και προτείνονται περισσότερα θέματα προς μελέτη όπως να μελετηθούν διαφορετικά βάθη, διαφορετικές διατάξεις αγκυρίων, διαφορετικές αποστάσεις μεταξύ των δοκών προπορείας, περισσότερες φάσεις εκσκαφής κ.α.

Λέξεις κλειδιά : σήραγγα, παραμετρική ανάλυση, Abaqus, συμβατική εκσκαφή, NATM, ευστάθεια μετώπου, βραχόμαζα, εξώθηση, φάσεις εκσκαφής, πλαστική ζώνη, μετακίνηση στέψης.

Abstract

The present thesis is about the numerical investigation of the tunnel excavation face stability and the face supporting methods during conventional tunneling, with an emphasis on deep tunnels (where the overburden is greater than 2 to 3 times the tunnel diameter so as the arch effect is fully developed over the tunnel crown)

A potential instability and collapse of the tunnel face can cause several unfavourable implications such as damages to tunnel supporting and excavations machines and also injuries to staff working near the tunnel face area. Additionally, in case of shallow tunnels, tunnel failure may influence the urban environment by causing damages to buildings, public transportation system etc.. So, it's of utmost importance to study both the deformational behavior of tunnel face and the effectiveness of the supporting measures in order to provide a safe working environment for employees and gain maximum profit from tunnel construction.

The purpose of this study is to:

- Examine the effect of the successive excavation to face stability.
- Examine the effect of the protection of excavation face with the usage of a forepole umbrella, fiberglass nails or both to face stability. The reason why forepoles and fiberglass are under research is that, usually, they are the applied methods for face supporting.
- Determine the limit of application of forenamed measures in order to design economically the excavation face support.

This investigation was conducted via three-dimensional finite element analyses. The analyses were performed with varying rock mass properties, depth overburden, horizontal stresses factor K and face reinforcement (forepoles, fiberglass nails). Other parameters which were examined are the number of the excavation phases and the distance between them. All the analyses were performed using Abaqus Simulia software. During the processing of results, emphasis was placed on face extrusion, vertical deformations (crown displacement), plastic zone and tensions in both forepoles and fiberglass.

It is worth noting that the equation which describes the face extrusion phenomenon is Georgiou and Kalos (2019) equation based on Proutzopoulos (2012) research for swallow tunnels. The Georgiou and Kalos (2019) equation is applied to deep tunnels and derives the normalized extrusion Ω based on a normalized rock and depth factor Λ_F . Also, the rock behavior is described by the Generalized Hoek–Brown failure criterion.

The main results of this study, among others, are summarized below:

- The successive phases of tunnel excavation greatly reduce the horizontal deformation, in other words the face extrusion.
- The increase of the distance between the excavation phases affects neither the stability of the excavation face nor the horizontal and vertical deformations.
- The forepoles mainly contribute to vertical deformations.
- The arrangements of fiberglass are required to be denser near the tunnel walls.

Based on the analyses result, guidelines are given for the limits of applications of face supporting methods. Moreover, it is necessary to further examine some parameters via parametrical analysis. Those parameters may be the tunnel depth, different fiberglass arrangements, different forepoles spacing, more excavation phases e.t.c.

Key words: tunnel, parametrical analysis, Abaqus, conventional tunneling, NATM, face stability, rockmass, extrusion, excavation phases, plastic zone, crown displacement.

Περιεχόμενα

Περιεχόμενα Κειμένων

Πρόλογος.....	8
Περίληψη.....	10
Abstract.....	12
Περιεχόμενα.....	14
Κεφάλαιο 1^ο - Εισαγωγή.....	28
Κεφάλαιο 2^ο - Σηραγγοποιία	32
2.1 Εισαγωγή.....	32
2.2 Ιστορική Αναδρομή.....	32
2.3 Μέθοδοι Σχεδιασμού Σηράγγων	35
2.3.1 Κριτήρια Αστοχίας Βραχόμαζας	35
2.3.2 Συστήματα Ταξινόμησης Βραχόμαζας.....	40
2.3.3 Αναλυτικές Μέθοδοι	52
2.4 Τεχνικές Διάνοιξης Σηράγγων	53
2.4.1 Διάνοιξη Σηράγγων με TBM.....	53
2.4.2 Διάνοιξη Σηράγγων με τη Μέθοδο NATM.....	56
2.5 Προβλήματα κατά τη Διάνοιξη Σηράγγων και Τρόποι αντιμετώπισης	60
2.5.1 Ευστάθεια Σήραγγας	60
2.5.2 Εκρηκτική Θράση Πετρωμάτων (Rockblusting).....	62
2.5.3 Διόγκωση.....	63
2.5.4 Ευστάθεια Στομίων Σήραγγας.....	63
2.5.5 Ευστάθεια Μετώπου.....	64
2.5.6 Καθιζήσεις	64
2.5.7 Εισροή Υδάτων.....	66
2.5.8 Καταπτώσεις Βραχωδών Τεμαχών.....	67
2.5.9 Παρουσία Αερίων.....	67
Κεφάλαιο 3^ο – Βιβλιογραφική Ανασκόπηση Ευστάθειας Μετώπου.....	68
3.1 Εισαγωγή.....	68
3.2 Το Πρόβλημα της Ευστάθειας Μετώπου.....	68
3.2.1 Θεωρητική Εξήγηση Προβλήματος	68

3.2.2 Παραδείγματα Αστοχιών Μετώπου	70
3.3 Μέτρα Βελτίωσης Ευστάθειας Μετώπου	74
3.3.1 Μέτρα Βελτίωσης του Εδάφους	75
3.3.2 Μέτρα Αντιστήριξης Μετώπου	75
3.3.3 Μέτρα Προστασίας του Εδάφους.....	80
3.4 Αναλυτικές Προσεγγίσεις	85
3.4.1 Horn (1961)	85
3.4.2. Davis et al (1980)	87
3.4.3 Leca & Dormieux (1990)	88
3.4.4 Sternath & Bauman (1997).....	89
3.5 Πειραματικές προσεγγίσεις.....	90
3.5.1 Broms & Bennenmark (1967)	90
3.5.2 Kimura & Mair (1981)	91
3.5.3 Chambon & Corté (1994).....	92
3.5.4 Mashimo & Suzuki (1998)	94
3.5.5 Kamata & Mashimo (2003).....	94
3.6 Αριθμητικές Προσεγγίσεις.....	95
3.6.1 Atkinson & Mair (1981).....	95
3.6.2 Anagnostou & Kovari (1994,1996).....	96
3.6.3 Yoo (2002).....	97
3.6.4 Vermeer, Ruse & Macher (2002)	100
3.5.5 Σπυρόπουλος (2007).....	102
3.6.6 Προυντζόπουλος (2012)	104
3.6.7 Dias (2011)	108
Κεφάλαιο 4^ο – Περιγραφή Μοντέλου.....	110
4.1 Εισαγωγή.....	110
4.2 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Μοντέλου	111
4.3 Περιγραφή Υλικών.....	113
4.3.1 Βραχώμαζα.....	114
4.3.2 Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα	119
4.3.3 Μεταλλικά Πλαίσια	121
4.3.4 Αγκύρια Μετώπου (Fiberglass).....	123
4.3.5 Δοκοί Προπορείας (Forepoles).....	125
4.3.6 Αγκύρια Ολόσωμης Πάκτωσης.....	127

4.4 Βασικά Μεγέθη	128
4.4.1 Συντελεστής Ευστάθειας Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019).....	128
4.4.2 Εξώθηση Μετώπου.....	130
4.4.3 Λοιπά Μεγέθη	133
Κεφάλαιο 5^ο – Διερεύνηση Σηράγγων χωρίς Μέτρα Ενίσχυσης Μετώπου Εκσκαφής.....	134
5.1 Εισαγωγή.....	134
5.2 Παρουσίαση Παραμετρικών Αναλύσεων	134
5.2.1 Παραμετρικές Αναλύσεις Σηράγγων Διανοιγόμενων Ολομέτωπα	135
5.2.2 Παραμετρικές Αναλύσεις Σηράγγων Διανοιγόμενων σε Δύο Φάσεις (A&B) με Απόσταση 1D (10m).....	140
5.2.3 Παραμετρικές Αναλύσεις Σηράγγων Διανοιγόμενων σε Δύο Φάσεις (A&B) με Απόσταση 2D (20m).....	145
5.3 Επίδραση της Διάνοιξης σε Φάσεις (A&B).....	150
5.4 Επίδραση της Απόστασης των Δύο Φάσεων Εκσκαφής.....	155
Κεφάλαιο 6^ο – Διερεύνηση Σηράγγων με Μέτρα Ενίσχυσης Μετώπου Εκσκαφής	160
6.1 Εισαγωγή.....	160
6.2 Παρουσίαση Αναλύσεων	160
6.2.1 Διερεύνηση Σηράγγων με Χρήση Δοκών Προπορείας (forepoles) για την Ενίσχυση του Μετώπου.....	161
6.2.2 Διερεύνηση Σηράγγων με Χρήση Αγκυρίων Μετώπου (fiberglass) για την Ενίσχυση του Μετώπου.....	168
6.2.3 Διερεύνηση Σηράγγων με Συνδυαστική Χρήση Αγκυρίων Μετώπου (fiberglass) και Δοκών Προπορείας (forepoles) για την Ενίσχυση του Μετώπου	175
6.3 Επίδραση της Χρήσης Δοκών Προπορείας (forepoles) στην Ευστάθεια του Μετώπου	185
6.4 Επίδραση της Χρήσης Αγκυρίων Μετώπου (fiberglass) στην Ευστάθεια του Μετώπου	191
6.5 Επίδραση της Συνδυαστικής Χρήσης Αγκυρίων Μετώπου (fiberglass) και Δοκών Προπορείας (forepoles) στην Ευστάθεια του Μετώπου	194
6.6 Επίδραση των Αγκυρίων Μετώπου (fiberglass) στην Καταπόνηση των Δοκών Προπορείας (forepoles).....	195
Κεφάλαιο 7^ο – Συμπεράσματα & Προτάσεις για Περαιτέρω Έρευνα.....	198
7.1 Εισαγωγή.....	198
7.2 Συμπεράσματα	198

7.3 Προτάσεις για Περαιτέρω Έρευνα.....	201
Βιβλιογραφία	204
Ιστότοποι	209

Περιεχόμενα Εικόνων

Εικόνα 2.1: Μηκοτομή και κάτοψη του Ευπαλίνειου Ορύγματος (Μπενάρδος,2010).	33
Εικόνα 2.2: Άποψη της σημερινής μορφής του Ευπαλίνειου Ορύγματος(kathimerini.gr).	33
Εικόνα 2.3: Μορφή ασπίδας Brunel (Σοφιανός,2018).	34
Εικόνα 2.4: Κοπτικές κεφαλές διαφόρων τύπων TBM (www.terratec.co).	55
Εικόνα 3.1: Αστοχία μετώπου αβαθούς σήραγγας κατά την κατασκευή του Μέτρου της Λωζάνης : (α) άποψη μετώπου και (β) επιφανειακές ζημιές (Προυντζόπουλος, 2012).	71
Εικόνα 3.2: Αστοχία στην πλατεία Καραϊσκάκη λόγω φαινομένου καμινάδας πάνω από το μέτωπο της σήραγγας του Μετρό Αθηνών (Τσαπέκης, 2019).	72
Εικόνα 3.3: Στην ίδια σήραγγα, οι αλλαγές στις επιτόπου τάσεις δύναται να οδηγήσουν σε ευσταθές μέτωπο (αριστερά) ή ασταθές μέτωπο (δεξιά) (Προυντζόπουλος, 2012).	72
Εικόνα 3.4: Κατάρρευση μετώπου στοάς σε μεταλλείο στην Βόρεια Ελλάδα (Βλαχόπουλος, 2014).	73
Εικόνα 3.5: Αστοχία μετώπου σιδηροδρομικής σήραγγας Καλλιδρόμου (Καββαδάς,2012).	73
Εικόνα 3.6: Άποψη μετώπου ενισχυμένο με αγκύρια από υαλονήματα (fiberglass), (Lunardi, 2000).	76
Εικόνα 3.7: Μορφές ήλων από υαλονήματα.(Σοφιανός, 2015).	78
Εικόνα 3.8: Συσκευασμένα αγκύρια μετώπου (Σοφιανός, 2018).	78
Εικόνα 3.9: Εγκατάσταση αγκυρίων μετώπου (αριστερά) και σωλήνας ενεμάτωσης αγκυρίου (δεξιά), (Σοφιανός, 2018).	79
Εικόνα 3.10: Νέος γύρος τοποθέτησης ήλων μετώπου από υαλονήματα (Σοφιανός, 2015).	79
Εικόνα 3.11: Δέσμη δοκών σε σήραγγα παρακάμψης Πατρών (Σοφιανός, 2015).	81
Εικόνα 3.12: Τοποθέτηση δοκών προπορείας στο Μετρό της Αθήνας (Αναγνώστου, 1997).	81
Εικόνα 3.13: Σκυροδέτηση έδρασης πλαισίου κάτω από την προστασία νέας σειράς δοκών προπορείας και ήλων μετώπου (Hoek, 2001).	82
Εικόνα 3.14: Διάτρηση διατρημάτων για την τοποθέτηση τους (www.railsystem.net).	83
Εικόνα 3.15: Διάνοιξη σήραγγας σε δύο φάσεις (Marinos, 2019).	84

Περιεχόμενα Σημάτων

Σχήμα 2.1: Περιβάλλουσα αστοχίας κριτηρίου Mohr-Coulomb (M-C) (Π.Νομικός,2015)	36
Σχήμα 2.2: Σχέση ορθών και πλευρικών τάσεων για τα κριτήρια H-B και M-C (Hoek et al,2002).	37
Σχήμα 2.3: Σχηματική παρουσίαση της ζώνης φόρτισης υπόγειας εκσκαφής κατά Terzaghi (1946).....	40
Σχήμα 2.4 : Υπολογισμός του δείκτη ποιότητας βραχώμαζας RQD.	41
Σχήμα 2.5 : Συσχέτιση του χρόνου αυτουποστήριξης και του μήκους ανυποστήρικτου τμήματος για τις διάφορες κατηγορίες βραχώμαζας κατά RMR (Bieniawski, 1989)..	46
Σχήμα 2.6:Διάγραμμα αντιστήριξης υπογείων έργων όπου εκτιμώνται άμεσα τα μέτρα υποστήριξης σηράγγων (Grimstand & Barton,1993).....	49
Σχήμα 2.7: Συσχέτιση της σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας με το λόγο γενικευμένης αντοχής της βραχώμαζας προς το λόγο των επιτόπου τάσεων (Hoek & Marinos, 2000).....	51
Σχήμα 2.8: Συσχέτιση σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας με το λόγο γενικευμένης αντοχής της βραχώμαζας προς το λόγο των επιτόπου τάσεων, όταν υπάρχει πίεση άμεσης υποστήριξης p_i (Hoek & Marinos, 2000).	52
Σχήμα 2.9: Τυπική δομή μηχανής ολομέτωπης κοπής – TBM (www.cbtt.com).	54
Σχήμα 2.10: Οι διάφοροι τύποι TBM για διάφορες αντοχές σχηματισμών (Μιχαλακόπουλος, 2015).....	54
Σχήμα 2.11: Συσχέτιση της απόδοσης των διάφορων τύπων TBM με την ποιότητα της βραχώμαζας κατά RMR (Μιχαλακόπουλος, 2015).....	55
Σχήμα 2.12: Τυπική δομή EPB και Slurry TBM (Τσαπέκης, 2019).	56
Σχήμα 2.13: Επιρροή του χρόνου τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης στην πίεση της βραχώμαζας επί της υποστήριξης της σήραγγα (Καββαδάς, 2007). ...	58
Σχήμα 2.14: Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε σήραγγα υποστηριζόμενη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Καββαδάς, 2007).....	59
Σχήμα 2.15 : Εκρηκτική θραύση πετρωμάτων : (α) μηχανισμοί ,(b) επίπεδα σοβαρότητας αστοχίας (Π.Μαρίνος, 2019).	62
Σχήμα 2.16: Όρια διαφορικών καθιζήσεων και γωνιακών στροφών κατά NAVFAC DM 71/1982 (Β.Παπαδόπουλος, 2017).	65
Σχήμα 2.17: Τρισδιάστη απεικόνιση λεκάνης καθιζήσεων κατα Attewell 1986 (M. Obel et al, 2016).....	66
Σχήμα 3.1: Σχηματικός μηχανισμός δημιουργίας εξώθησης του μετώπου εκσκαφής (Cantieni, 2011).	68
Σχήμα 3.2: Τρεις τρόποι συμπεριφοράς του μετώπου εκσκαφής κατά την διάνοιξη κατά Lunardi (2000).	69
Σχήμα 3.3: Ανάπτυξη φαινομένου θόλου (arch effect) κατά Lunardi (2000).	70
Σχήμα 3.4: Σχηματική Απεικόνιση Βελτίωσης Ευστάθειας Μετώπου μέσω Κύκλων Mohr (Καββαδάς, 2007).	74
Σχήμα 3.5: Μηχανισμός ανάληψης φορτίων από δοκούς προπορείας (Τσαπέκης, 2019).	80

Σχήμα 3.6: Μορφή ομπρέλας δοκών προπορείας όπου διακρίνονται τα μήκη αλληλεπικάλυψης (www.railsystem.net).....	82
Σχήμα 3.7: Τμηματική διάνοιξη σήραγγας σε (α) 3 φάσεις (tunnelingshortcourse.com) και (β) σε 4 φάσεις (Khalajmasoumi, 2012).....	83
Σχήμα 3.8: Μηχανισμός αστοχίας κατά Horn (1961) : (α) Μηχανισμός αστοχίας και (β) Έδρες που ορίζουν το μηχανισμό (Σοφιανός, 2018).....	85
Σχήμα 3.9: Δρώσεις δυνάμεις στο τριγωνικό πρίσμα «P» : (α) Δυνάμεις δρώσεις στο πρίσμα και (β) Δυναμοπολύγωνο, (Σοφιανός, 2018).....	86
Σχήμα 3.10: Προσδιορισμός της $\sigma_{v,z=z}$ μέσω της θεωρίας σιλό με βάση τη λύση του Janssen (1895), (Σοφιανός, 2018).....	87
Σχήμα 3.11: Γενική θεώρηση προβλήματος μηχανοποιημένης όρυξης αβαθούς σήραγγας και προτεινόμενος μηχανισμός κατάρρευσης μετώπου (Davis et al., 1980).	87
Σχήμα 3.12: Τιμές συντελεστή ευστάθειας N του μετώπου εκσκαφής για συνθήκες άνω και κάτω ορίου (Davis et al., 1980).....	88
Σχήμα 3.13: Μηχανισμοί αστοχίας κατά Leca & Dormieux (1990),(Ιατράκης, 2011).	89
Σχήμα 3.14: Μηχανισμός αστοχίας μετώπου και συντελεστής ασφαλείας « η_w » κατά Sternath & Bauman (1997), (Bauman et al, 1997).	90
Σχήμα 3.15 : Βασικές διαστάσεις πειραματικής διάταξης των πειραμάτων των Kimura & Mair (1981), (Προυντζόπουλος, 2012).....	91
Σχήμα 3.16: Μεταβολή του συντελεστή ευστάθειας κατά την αστοχία με το βάθος της σήραγγας C/D και το μήκος του ανυποστήρικτου τμήματος P/D κατά Kimura & Mair (1981), (Προυντζόπουλος, 2012).....	91
Σχήμα 3.17: Επίδραση της Διαμέτρου της Σήραγγας στην Πίεση Κατάρρευσης p_f κατά Chambon & Corté (1994) (Προυντζόπουλος, 2012)	92
Σχήμα 3.18: Βολβοί αστοχίας για πλήρως υποστηριγμένη σήραγγα με υπερκείμενο C/D=2 (αριστερά) και βολβοί αστοχίας (Τομές στον άξονα συμμετρίας της σήραγγας) για διάφορες τιμές του λόγου C/D (δεξιά) από τα πειράματα των Chambon & Corté (1994), (Προυντζόπουλος, 2012).....	92
Σχήμα 3.19 : Επίδραση του ανυποστήρικτου μήκους L (L/D=0.1, 0.2 και 0.4) της σήραγγας στην έκταση του μηχανισμού αστοχίας για υπερκείμενο C/D=4 από τα πειράματα των Chambon & Corté (1994), Προυντζόπουλος, 2012).....	93
Σχήμα 3.20: Απαιτούμενες τιμές ϕ και $c/\gamma D$ για ευσταθές μέτωπο βάσει των πειραμάτων των Mashimo & Suzuki (1998), (Προυντζόπουλος, 2012).	94
Σχήμα 3.21: Πειραματική διάταξη με μοντέλο σήραγγας των Kamata & Mashimo (2003), (Προυντζόπουλος, 2012).....	95
Σχήμα 3.22: Συντελεστής ευστάθειας T_c (Atkinson & Mair,1981).....	96
Σχήμα 3.23 : Νομογράμματα για τους αδιάστατους συντελεστές N_γ , N_c , F_2 και F_3 κατα Anagnostou & Kovari (1996), (Σοφιανός, 2018).....	97
Σχήμα 3.24 : Απεικόνιση της γεωμετρικής διάταξης του προσομοιώματος και τυπικός κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων για C/D=2.5 (Yoo, 2002).	98
Σχήμα 3.25: Η επιρροή του οπλισμού στη σχέση Ω_f -LSR (Yoo, 2002).....	99
Σχήμα 3.26: Μεταβολή της σχέσης LSR- Ω_f με την πυκνότητα Λ (αριστερά) και με το μήκος L_p (δεξιά) των αγκυριών μετώπου (Yoo, 2002).....	100

Σχήμα 3.27: Ο συντελεστής συνοχής του εδάφους N_c (δεξιά) και ο συντελεστής ειδικού βάρους του εδάφους N_γ (αριστερά),(Σοφιανός, 2018).....	101
Σχήμα 3.28 : Τυπική καμπύλη πίεσης-μετακίνησης (a) και μηχανισμός κατάρρευσης του μετώπου (b) (Προυντζόπουλος, 2012)	101
Σχήμα 3.29: Μορφή αστοχίας για διάφορα μήκη ανυποστήρικτου τμήματος d σύμφωνα με Vermeer et al. (2002) (Προυντζόπουλος, 2012).....	102
Σχήμα 3.30: Συσχέτιση της μέγιστης έκθλιψης σήραγγας με ανυποστήρικτο το μέτωπο εκσκαφής με την παράμετρο M_s (Σπυρόπουλος, 2007).	104
Σχήμα 3.31: Συσχέτιση μέσης κανονικοποιημένης έκθλιψης σε όλη την επιφάνεια του μετώπου $\Omega_{f,area}$ και του συντελεστή Λ_f για βάθη $H/D \leq 5$ (Προυντζόπουλος, 2012)..	105
Σχήμα 3.32: Προτεινόμενη συσχέτιση της τιμής του λόγου p_{eq}/p_{ref} με το μέγεθος F_{eq} επί των αποτελεσμάτων της παραμετρικής διερεύνησης (Προυντζόπουλος, 2012). ..	107
Σχήμα 3.33: Κάνναβος του τρισδιάστατου μοντέλου του Dias (2011).	108
Σχήμα 3.34 : Παράδειγμα εφαρμογής της καμπύλης «σύγκλισης-αποτόνωσης» στον σχεδιασμό του συστήματος αγκύρωσης του μετώπου (Dias, 2011).....	109
Σχήμα 4.1: Διατομή της προς εξέτασης σήραγγας.	111
Σχήμα 4.2: Τρισδιάστατο (3D) προοπτικό μοντέλο σε ένα τυχαίο βήμα εκσκαφής. ..	112
Σχήμα 4.3: Τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση του μοντέλου προσομοίωσης των μέτρων υποστήριξης.	113
Σχήμα 4.4: Περιβάλλουσα αστοχίας Βραχόμαζας No 1 με GSI=25 για ύψος υπερκειμένων (α)100 m και (β) 200 m.	117
Σχήμα 4.5: Περιβάλλουσα αστοχίας Βραχόμαζας No 2 με GSI=35 για ύψος υπερκειμένων (α)100 m και (β) 200 m.	118
Σχήμα 4.6: Περιβάλλουσα αστοχίας Βραχόμαζας No 3 με GSI=45 για ύψος υπερκειμένων (α)100 m και (β) 200 m.	119
Σχήμα 4.7: Ημιδιατομή της προς εξέταση σήραγγας επενδεδυμένη με σκυρόδεμα C30/37 πάχους 30cm.	120
Σχήμα 4.8: Μεταλλικά πλαίσια τύπου HEB : (α) Όψη (Μαρίνος,2012) και (β) Τυπικές διατομές (Σοφιανός,2012).....	121
Σχήμα 4.9 : Τυπική μορφή αγκυρίου fiberglass μονής πλάκας (ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε.).	124
Σχήμα 4.10: Διάταξη αγκυρίων μετώπου στην ημιδιατομή της υπό διερεύνηση σήραγγας.	125
Σχήμα 4.11: Ομπρέλα δοκών προπορείας υποστηριζόμενη από μεταλλικά πλαίσια (Dias and Oreste, 2013).	126
Σχήμα 4.12: Διάταξη των δοκών προπορείας και των αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης στην ημιδιατομή της υπό διερεύνηση σήραγγας.	126
Σχήμα 4.13: Συσχέτιση μέσης εξώθησης μετώπου Ω_f και συντελεστή Λ_f κατά Georgiou & Kalos (2019).	128
Σχήμα 4.14: Υπολογισμός μέσης έκθλιψης $U_{h,Diameter}$ καθ' ύψος της κατακόρυφης διαμέτρου της σήραγγας (Προυντζόπουλος, 2012).	131
Σχήμα 4.15: Υπολογισμός μέσης έκθλιψης $U_{h,Area}$ στο σύνολο της επιφάνειας του μετώπου της σήραγγας (Προυντζόπουλος, 2012).	132

Σχήμα 4.16: Σημείο λήψης μετρήσεων των κατακόρυφων μετακινήσεων στη στέψη της σήραγγας.....	133
Σχήμα 5.1: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων ολομέτωπα.	136
Σχήμα 5.2: Προφίλ μετακινήσεων παραμετρικών αναλύσεων «GSI45_H100_K05» και «GSI25_H200_K1 ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων ολομέτωπα.	137
Σχήμα 5.3: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες ολομέτωπα και για λόγο H/D=10.	138
Σχήμα 5.4 : Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες ολομέτωπα και για λόγο H/D=20.	138
Σχήμα 5.5: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI45_H100_K1» και «GSI25_H200_K05» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων ολομέτωπα.....	139
Σχήμα 5.6 : Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m).	141
Σχήμα 5.7: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K1» και «GSI25_H200_K1» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m).	142
Σχήμα 5. 8: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο H/D=10.....	143
Σχήμα 5. 9: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο H/D=20.....	143
Σχήμα 5. 10: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K1» και «GSI25_H200_K05» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m).	144
Σχήμα 5.11: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m).....	146
Σχήμα 5. 12: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K05» και «GSI25_H200_K05» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m).	147
Σχήμα 5.13: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m) και λόγο H/D=10.....	148
Σχήμα 5.14: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m) και λόγο H/D=20.....	148
Σχήμα 5.15: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K1» και «GSI25_H200_K05» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m).	149
Σχήμα 5.16: Συγκριτικό διάγραμμα μέσω εξωθήσεων μετώπου για σήραγγες διανοιγόμενες χωρίς υποστήριξη μετώπου	150

Σχήμα 5.17: Διάγραμμα εξώθησης μετώπου για τμηματική και ολομέτωπη διάνοιξη (παραμετρική ανάλυση GSI25_H200_K1).....	151
Σχήμα 5.18: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1» για (α) τμηματική διάνοιξη με απόσταση φάσεων 1D και (β) ολομέτωπη.....	151
Σχήμα 5.19: Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστή $\Lambda_{f\omega}$ για σήραγγες διανοιγόμενες χωρίς υποστήριξη μετώπου.....	153
Σχήμα 5.20 : Καμπύλες για την ευστάθεια του μετώπου κατασκευασμένες κατά Georgiou & Kalos (2019) για σήραγγες διανοιγόμενες τμηματικά και ολομέτωπα και λόγο $H/D=10$	153
Σχήμα 5.21: : Καμπύλες για την ευστάθεια του μετώπου κατασκευασμένες κατά Georgiou & Kalos (2019) για σήραγγες διανοιγόμενες τμηματικά και ολομέτωπα και λόγο $H/D=20$	154
Σχήμα 5.22: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05» για (α) τμηματική διάνοιξη με απόσταση φάσεων 1D και (β) ολομέτωπη.	155
Σχήμα 5.23: Διάγραμμα εξώθησης μετώπου για τμηματική διάνοιξη με απόσταση φάσεων 1D και 2D (παραμετρική ανάλυση GSI25_H200_K1).	156
Σχήμα 5.24: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1» με τμηματική διάνοιξη και απόσταση μεταξύ των φάσεων (α) 1D και (β) 2D.....	157
Σχήμα 5.25: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05» με τμηματική διάνοιξη και απόσταση μεταξύ των φάσεων (α) 1D και (β) 2D.....	158
Σχήμα 6.1: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και με αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.....	162
Σχήμα 6. 2: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K1» και «GSI25_H200_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.....	163
Σχήμα 6. 3: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστηρίκτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο $H/D=10$ με αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.	164
Σχήμα 6. 4:Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστηρίκτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο $H/D=10$, με αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.	164
Σχήμα 6.5: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI25_H100_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.	165
Σχήμα 6.6: Αναπτυσσόμενες ροπές για τις δοκούς προπορείας της παραμετρικής ανάλυσης «GSI25_H200_K1» (αποκλειστική χρήση δοκών).....	166
Σχήμα 6.7: Διάγραμμα ροπών για τις δοκούς προπορείας της παραμετρικής ανάλυσης «GSI25_H200_K1» (αποκλειστική χρήση δοκών).	167
Σχήμα 6.8: Συγκριτικό διάγραμμα ροπών για την δοκό προπορείας No 1 για τις αναλύσεις σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και με αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.	167

Σχήμα 6.9: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.....	169
Σχήμα 6.10: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K05» και «GSI25_H200_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.	170
Σχήμα 6.11: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο H/D=10 με αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.....	171
Σχήμα 6.12: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο H/D=20 με αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.....	171
Σχήμα 6.13: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI35_H100_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.	172
Σχήμα 6.14: Φόρτιση αγκυρίων σε σήραγγες με αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου για παραμετρικές αναλύσεις : (α) «GSI25_H100_K1», (β) «GSI25_H100_K05», (γ)«GSI35_H100_K1» και (δ) «GSI35_H100_K05».....	174
Σχήμα 6.15: Αστοχία αγκυρίων στο δεύτερο κάρναβο για σήραγγες διανοιγόμενες σε βάθος 200m με αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.....	175
Σχήμα 6.16: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.....	177
Σχήμα 6.17: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K05» και «GSI25_H200_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.	177
Σχήμα 6.18: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο H/D=10 με συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.....	178
Σχήμα 6.19: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο H/D=10 με συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.	179
Σχήμα 6.20: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI35_H100_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.....	180
Σχήμα 6.21: Διάγραμμα ροπών για τις δοκούς προπορείας της παραμετρικής ανάλυσης «GSI25_H200_K1» (συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου).	181
Σχήμα 6.22: Συγκριτικό διάγραμμα ροπών για την δοκό προπορείας No 1 για τις αναλύσεις σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και με συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου.	181

Σχήμα 6.23: Αναπτυσσόμενες ροπές για τις δοκούς προπορείας της παραμετρικής ανάλυσης «GSI25_H200_K1» (συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου).	182
Σχήμα 6.24: Φόρτιση αγκυρίων σε σήραγγες με συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου για παραμετρικές αναλύσεις : (α) «GSI25_H100_K1», (β) «GSI25_H100_K05», (γ) «GSI35_H100_K1» και (δ) «GSI35_H100_K05».	183
Σχήμα 6.25: Αστοχία αγκυρίων στο δεύτερο κάρναβο για σήραγγες διανοιγόμενες σε βάθος 200m με συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου.....	184
Σχήμα 6.26: Διάγραμμα εξώθησης μετώπου για σήραγγες με υποστήριξη μετώπου και χωρίς (παραμετρική ανάλυση GSI25_H200_K1).	185
Σχήμα 6.27: Συγκριτικό διάγραμμα εξώθησης μετώπου για σήραγγες με ανυποστήρικτο μέτωπο και υποστηριζόμενο.....	186
Σχήμα 6.28: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1» με ανυποστήρικτο μέτωπο και (β) με χρήση δοκών προπορείας ως υποστήριξη.	186
Σχήμα 6.29: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης της στέψης για σήραγγες με ανυποστήρικτο μέτωπο και υποστηριζόμενο.....	187
Σχήμα 6.30: Διάγραμμα μετακινήσεων στη στέψη της οροφής σήραγγων με υποστήριξη μετώπου και χωρίς (παραμετρική ανάλυση GSI25_H200_K1).....	188
Σχήμα 6.31: Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστή Λ_{fo} για σήραγγες με υποστήριξη μετώπου και χωρίς.	189
Σχήμα 6.32: Καμπύλες για την ευστάθεια του μετώπου κατασκευασμένες σύμφωνα με Georgiou & Kalos (2019) για σήραγγες διανοιγόμενες με ανυποστήρικτο μέτωπο και υποστηριζόμενο για λόγο $H/D=10$	189
Σχήμα 6.33 : Καμπύλες για την ευστάθεια του μετώπου κατασκευασμένες σύμφωνα με Georgiou & Kalos (2019) για σήραγγες διανοιγόμενες με ανυποστήρικτο μέτωπο και υποστηριζόμενο για λόγο $H/D=20$	190
Σχήμα 6.34: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05» με (α) ανυποστήρικτο και (β) με χρήση δοκών προπορείας ως υποστήριξη.....	191
Σχήμα 6.35: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1» με ανυποστήρικτο μέτωπο και (β) με χρήση αγκυρίων μετώπου ως υποστήριξη.....	192
Σχήμα 6.36: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05» με (α) ανυποστήρικτο και (β) με χρήση αγκυρίων μετώπου ως υποστήριξη.....	193
Σχήμα 6.37: Επίδραση της ύπαρξης αγκυρίων στις αναπτυσσόμενες ροπές για την δοκό προπορείας No 1 και παραμετρική ανάλυση «GSI25_H100_K05»	196
Σχήμα 6.38: Επίδραση των δοκών προπορείας στη φόρτιση των αγκυρίων για παραμετρικές αναλύσεις : (α) «GSI25_H100_K1», (β) «GSI25_H100_K05», (γ) «GSI35_H100_K1» και (δ) «GSI35_H100_K05».	197

Περιεχόμενα Πινάκων

Πίνακας 2.1: Προσδιορισμός συντελεστή διατάραξης D.....	38
Πίνακας 2.2: Τιμές της σταθεράς m_i για άρρηκτο βράχο κατά λιθολογικό τύπο πετρώματος (Hoek and Marinos, 2000).....	39
Πίνακας 2.3: Αντιστοίχιση ισοδύναμου ύψους φόρτισης με την ποιότητα της βραχόμαζας κατά Terzaghi (1946).	41
Πίνακας 2.4: Ποιότητα βραχόμαζας σύμφωνα με το δείκτη RQD κατά Deere (1964).	42
Πίνακας 2.5: Μέτρα υποστήριξης σύμφωνα με τον δείκτη RQD κατά Deere (1970).	42
Πίνακας 2.6: Σχέσεις προσδιορισμού μηχανικών παραμέτρων της βραχόμαζας βάση του RMR.	43
Πίνακας 2.7: Σύστημα ταξινόμησης βραχόμαζας RMR κατά Bieniawski (1989).	44
Πίνακας 2.8: Προτεινόμενος τρόπος εκσκαφής και μόνιμης υποστήριξης σήραγγων κατά Bieniawski (1989). Αναφέρεται για σήραγγα διαμέτρου 10 m, με κατακόρυφες τάσεις <25, πεταλοειδούς διατομής που διανοίγεται με συμβατικό τρόπο εκσκαφής (Κούκης και Σαμπατάκης, 2007).	45
Πίνακας 2.9: Σύστημα ταξινόμησης βραχόμαζας Q κατά Barton et al (1974).....	47
Πίνακας 2.10: Εκτίμηση του λόγου υποστήριξης εκσκαφής (ESR).....	48
Πίνακας 2.11 :Σχέσεις υπολογισμού παραμέτρων μηχανικής συμπεριφοράς της βραχόμαζας και παραμέτρων διαστασιολόγησης σήραγγων βάση μεθόδου Q.....	48
Πίνακας 2.12 : Εκτίμηση του Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI) με βάση τη γεωλογική περιγραφή και παρατήρηση. (Hoek & Marinos, 2000).	50
Πίνακας 2.13: Γενικές οδηγίες για τον τύπο των γεωτεχνικών προβλημάτων και της εκτίμησης των μέτρων υποστήριξης ανάλογα με τη σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας (Hoek & Marinos, 2000).	51
Πίνακας 2.14: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά της βραχόμαζας κατά την διάνοιξη-TBC (Tunnel Behaviour Chart) (B. Μαρίνος, 2010).....	61
Πίνακας 3.1: Παράμετροι αναλύσεων (Υοο, 2002).	98

Πίνακας 3.2: Πρόβλεψη σύγκλισης τοιχωμάτων σήραγγας και εξώθησης μετώπου (Σπυρόπουλος, 2007).....	103
Πίνακας 3.3: Προτεινόμενες τιμές του βέλτιστου μήκους αγκυρίων L_{opt} (Προυντζόπουλος, 2012).	107
Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά της προς εξέταση Βραχόμαζας No 1 με GSI=25.....	116
Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικά της προς εξέταση Βραχόμαζας No 2 με GSI=35.	117
Πίνακας 4.3: Χαρακτηριστικά της προς εξέταση Βραχόμαζας No 3 με GSI=45.	118
Πίνακας 4.4 : Χαρακτηριστικά επένδυσης σκυροδέματος.	120
Πίνακας 4.5: Σύμμικτες ιδιότητες κελύφους υποστήριξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος και μεταλλικών πλαισίων.	122
Πίνακας 4.6: Χαρακτηριστικά αγκυρίου DURGLASS FL (ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε.)....	124
Πίνακας 4.7: Χαρακτηριστικά ομπρέλας προπορείας (στην ημιδιατομή).....	127
Πίνακας 4.8 : Χαρακτηριστικά αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης (στην ημιδιατομή).	127

Πίνακας 5. 1: Εύρος και πλήθος εξεταζόμενων παραμέτρων για σήραγγες χωρίς μέτρα ενίσχυσης μετώπου εκσκαφής.....	
.....	134
Πίνακας 5.2: Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων ανυποστήρικτης σήραγγας που διανοίγεται ολομέτωπα.	135
Πίνακας 5.3 : Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων ανυποστήρικτης σήραγγας που διανοίγεται σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m).	140
Πίνακας 5.4: Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων ανυποστήρικτης σήραγγας που διανοίγεται σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 2D (20m).	145
Πίνακας 6.1: Εύρος και πλήθος εξεταζόμενων παραμέτρων για σήραγγες με μέτρα ενίσχυσης μετώπου εκσκαφής.....	
.....	161
Πίνακας 6.2 : Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων σήραγγας διανοιγόμενης σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m) και χρήση δοκών προπορείας.	161
Πίνακας 6.3 : Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων σήραγγας διανοιγόμενης σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m) και χρήση αγκυρίων μετώπου.....	168
Πίνακας 6.4 : Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων σήραγγας διανοιγόμενης σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m) και συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου.....	176

Κεφάλαιο 1^ο - Εισαγωγή

Τα υπόγεια έργα πάντα αποτελούσαν ένδειξη πολιτισμικής, τεχνολογικής ανάπτυξης και οικονομικής ευημερίας. Από παλαιότερα, τα έργα αυτά έχουν συνδεθεί κυρίως με τη βελτίωση της μεταφορικής ικανότητας των συγκοινωνιακών δικτύων αλλά και με την αποθήκευση υλικών. Ωστόσο πλέον χρησιμοποιούνται και για άλλου είδους εγκαταστάσεις όπως ερευνητικά κέντρα, κολυμβητήρια, επεξεργασία λυμάτων κ.α. Με αυτόν τον τρόπο δίνεται λύση στο πρόβλημα της έλλειψης χώρου στην επιφάνεια που αντιμετωπίζουν οι σύγχρονες κοινωνίες. Τα υπόγεια έργα που είναι πιο διαδεδομένα τόσο από άποψη κατασκευής όσο και στη χρήση είναι οι σήραγγες, δηλαδή οριζόντιες εκσκαφές ή σχεδόν οριζόντιες που το κάθε άκρο τους είναι ανοιχτό και επικοινωνεί με την επιφάνεια του εδάφους.

Δυσκολία στην κατασκευή των σηράγγων αλλά και κάθε είδους υπόγειο έργο αποτελεί η αλληλεπίδραση τους με τους περιβάλλοντες γεωλογικούς σχηματισμούς. Πιο συγκεκριμένα το υπέδαφος αποτελείται από σχηματισμούς ανομοιογενείς και ανισότροπους, των οποίων τα χαρακτηριστικά είναι δύσκολο να προσδιοριστούν επακριβώς. Ο συνδυασμός του υψηλού κόστους κατασκευής και της αβεβαιότητας που δημιουργείται από τη δύσκολη πρόβλεψη πλήρως των γεωτεχνικών συνθηκών, καθιστά απαραίτητη την λεπτομερή μελέτη.

Τα κυριότερα προβλήματα που δύναται να αντιμετωπίσει ένας μηχανικός κατά το σχεδιασμό και κατασκευή της σήραγγας είναι η ευστάθεια των τοιχωμάτων της και η ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής, αφού η εμπειρία έχει δείξει ότι οι περισσότερες αστοχίες συμβαίνουν στη περιοχή του μετώπου ή πλησίον αυτού. Ειδικά σε αβαθείς σήραγγες και κατασκευασμένες εντός του αστικού ιστού πέραν της καταστροφής του εξοπλισμού και της υποστήριξης, μπορεί να προκαλέσει σοβαρά προβλήματα στις κατασκευές στην επιφάνεια του εδάφους. Τα παραπάνω οδηγούν σε σοβαρές κατασκευαστικές καθυστερήσεις και σημαντικές οικονομικές επιβαρύνσεις .

Το ζήτημα της ευστάθειας των τοιχωμάτων δεν αποτελεί πλέον πρόκληση αφού έχει προσεγγιστεί ερευνητικά ποικιλοτρόπως και υπάρχει συσσωρευμένη κατασκευαστική εμπειρία, ενώ είναι δυνατό να μελετηθεί αναλυτικά στις δύο διαστάσεις μέσω προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων. Από την άλλη πλευρά, η ευστάθεια του μετώπου αποτελεί πιο απαιτητικό ζήτημα αφού δεν υπάρχουν λύσεις «κλειστού τύπου» που να μπορούν να ποσοτικοποιήσουν τη σύνθετη εντατική-παραμορφωσιακή κατάσταση του μετώπου, ενώ δεν είναι δυνατή η προσέγγιση του προβλήματος αυτού στις δύο διαστάσεις. Το σχεδιασμό και τη μελέτη του βελτιώνουν σημαντικά οι τρισδιάστατες αναλύσεις, καθώς μπορούν να προσομοιώσουν πλήρως τις συνθήκες κατασκευής, δηλαδή το γεωυλικό, τα μέσα υποστήριξης, τα φάσεις διάνοιξης κ.α.

Ωστόσο ο χρόνος επίλυσης των αναλύσεων και ο όγκος των παραγόμενων αποτελεσμάτων έχει περιορίσει τη χρήση τους κυρίως σε ερευνητικούς σκοπούς.

Στην παρούσα διπλωματική εκπονήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Simulia Abaqus για βαθιές σήραγγες κατασκευασμένες εντός ασθενών βραχώμαζων, που δύνανται όπως επιτρέψουν την πιστή εφαρμογή του καταστατικού κριτηρίου Generalized Hoek – Brown. Πιο συγκεκριμένα προσομοιώθηκε σήραγγα πεταλοειδούς διατομής διαμέτρου 10m σε βάθη 100m και 200m από την επιφάνεια του εδάφους. Στις αναλύσεις παραμετροποιήθηκαν διάφορα χαρακτηριστικά όπως η ποιότητα της βραχώμαζας, το πλήθος των φάσεων εκσκαφής και η μεταξύ τους απόσταση. Επίσης προσομοιώθηκαν τα συνήθη μέτρα ενίσχυσης του μετώπου, δηλαδή οι δοκοί προπορείας και τα αγκύρια μετώπου. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αφορούσαν τόσο τα μετατοπισιακά φαινόμενα στη περιοχή του μετώπου όσο και η αλληλεπίδραση των μέτρων υποστήριξης με την περιβάλλουσα βραχώμαζα.

Η έρευνα αυτή αποσκοπεί στην παρατήρηση της συμπεριφοράς του μετώπου κατά την διάνοιξη. Βασικός στόχος ήταν ο έλεγχος της αποδοτικότητας τόσο των μέσων υποστήριξης του μετώπου όσο και τρόπου διάνοιξης (ολομέτωπη ή τμηματική) στην ευστάθεια μετώπου. Επιπρόσθετα διερευνήθηκε ο τρόπος καταπόνησης των διάφορων μέτρων ενίσχυσης αφού είναι σημαντικός στη διαμόρφωση της υποστήριξης τόσο από άποψη γεωμετρίας όσο και από άποψη της αντοχής της. Επίσης έγινε προσπάθεια εύρεσης του εύρους τιμών των παραμέτρων (ποιότητα βραχώμαζας, βάθος) για τα είναι αποτελεσματική η χρήση του κάθε μέτρου εξ αυτών ή της επαλληλίας τους.

Ακολουθεί συνοπτική περιγραφή των κεφαλαίων που απαρτίζουν την παρούσα διπλωματική εργασία.

Κεφάλαιο 2^ο : Με σκοπό να αναδειχθεί η σημασία της κατασκευής σηράγγων, αρχικά γίνεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή. Στη συνέχεια, ώστε να γίνουν κατανοητοί οι μηχανισμοί που μπορεί να επιδράσουν αρνητικά στην ευστάθεια μιας σήραγγας, αλλά και στην ευστάθεια του μετώπου, θα εξεταστούν οι βασικές αρχές σχεδιασμού (αναλυτικές μέθοδοι, συστήματα ταξινόμησης και κριτήρια αστοχίας βραχώμαζας), οι μέθοδοι διάνοιξης (μηχανική και συμβατική διάνοιξη) και τα προβλήματα που μπορεί να υπάρξουν κατά τη διάρκεια αυτής.

Κεφάλαιο 3^ο : Στη φάση αυτή περιγράφεται αναλυτικά ο τρόπος αστοχίας του μετώπου και οι μηχανισμοί που τον διέπουν. Επίσης γίνεται εκτενής περιγραφή των μεθόδων βελτίωσης της ευστάθειας του και πιο εκτενώς περιγράφονται τα μέτρα υποστήριξης που προσομοιώθηκαν στην παρούσα εργασία, δηλαδή οι δοκοί προπορείας και τα αγκύρια μετώπου. Τέλος παρατίθενται διάφορες προσεγγίσεις (πειραματικές, αναλυτικές και αριθμητικές) του προβλήματος, από την βιβλιογραφία,

που περιγράφουν τόσο το μηχανισμό αστοχίας όσο και την συμπεριφορά των διάφορων μέτρων υποστήριξης του.

Κεφάλαιο 4^ο : Όστε να γίνουν κατανοητά τα αποτελέσματα των αναλύσεων, στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται το μοντέλο που προσομοιώθηκε στο περιβάλλον του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Abaqus Simulia. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται περιγραφή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του μοντέλου και των υλικών που προσομοιώθηκαν (βραχώμαζα, μέτρα υποστήριξης κ.α.), αλλά και των βασικών μεγεθών που εξετάστηκαν.

Κεφάλαιο 5^ο : Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της πρώτης ομάδας αναλύσεων που αφορά σήραγγες με ανυποστήρικτο μέτωπο που διανοίγονται είτε ολομέτωπα, είτε τμηματικά δηλαδή σε φάσεις εκσκαφής A&B, ενώ εξετάζεται και η απόσταση μεταξύ των φάσεων. Με βάση την επεξεργασία των αποτελεσμάτων εξετάζονται τα μετατοπισιακά φαινόμενα, το προφίλ της εξώθησης του μετώπου καθώς και η ανάπτυξη πλαστικής ζώνης. Στόχος είναι να διαπιστωθεί ο βαθμός επιρροής των παραπάνω τεχνικών στην ευστάθεια του μετώπου.

Κεφάλαιο 6^ο : Εν συνεχεία των παραπάνω, παρατίθενται τα αποτελέσματα των αναλύσεων της δεύτερης ομάδας αναλύσεων που αφορά σήραγγες με υποστηριζόμενο μέτωπο με χρήση δοκών προπορείας, αγκυρίων και των συνδυασμό των δύο. Στη φάση αυτή πέραν των παραμορφώσεων και των πλαστικοποιήσεων εξετάζονται ο τρόπος καταπόνησης των παραπάνω μέτρων, η επάρκεια τους, αλλά και ο τρόπος αλληλεπίδρασης τους. Στόχος είναι να διαπιστωθεί ο βαθμός επιρροής των μέτρων αυτών στην ευστάθεια του μετώπου.

Κεφάλαιο 7^ο : Στο κεφάλαιο αυτό παρατίθενται τα βασικά συμπεράσματα της έρευνας που πραγματοποιήθηκε και προτείνονται βάση αυτών οι βέλτιστοι τρόποι διάνοιξης και υποστήριξης. Τέλος, βάσει των προβληματισμών που αναπτύχθηκαν τόσο στα πλαίσια της βιβλιογραφικής αναζήτησης όσο και κατά την αριθμητική ανάλυση, γίνονται προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.

Κεφάλαιο 2^ο - Σηραγγοποιία

2.1 Εισαγωγή

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, όπως έχει ήδη αναφερθεί, θα εξεταστεί η ευστάθεια μετώπου βαθιάς σήραγγας. Με σκοπό την κατανόηση των μηχανισμών που μπορεί να επιδράσουν αρνητικά στην ευστάθεια μιας σήραγγας, θα αναλυθούν στις επόμενες ενότητες οι βασικές αρχές σχεδιασμού, οι μέθοδοι διάνοιξης και τα προβλήματα που μπορεί να υπάρξουν κατά τη διάρκεια αυτής.

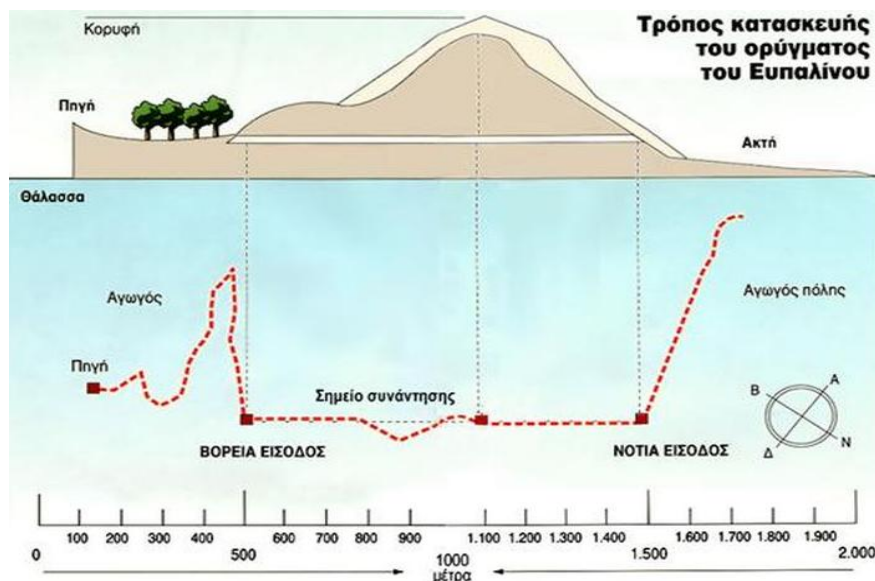
2.2 Ιστορική Αναδρομή

Η κατασκευή σηράγγων παρουσιάζει μεγάλη ανάπτυξη τα τελευταία χρόνια, τόσο εξαιτίας της τεχνολογικής ανάπτυξης όσο και των αυξανόμενων αναγκών για υποδομές.

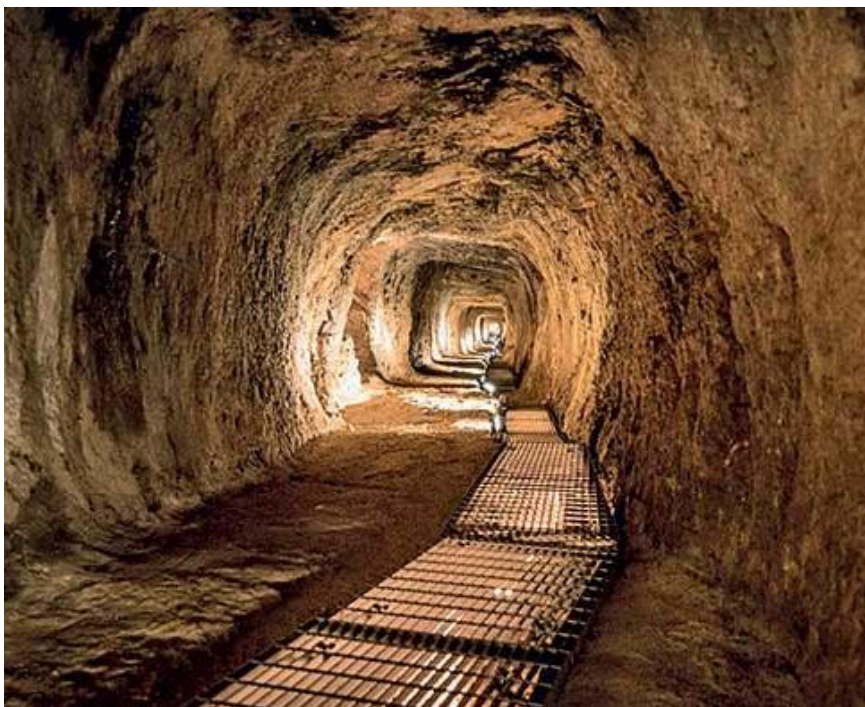
Όστόσο η σηραγγοποιία δεν αποτελεί επίτευγμα της σύγχρονης εποχής. Πιθανολογείται ότι οι πρώτες προσπάθειες για την δημιουργία χώρων μέσα στο πέτρωμα, πραγματοποιήθηκαν από τους ανθρώπους της Προϊστορικής Εποχής σε μια προσπάθεια επέκτασης των σπηλαίων τους. Βέβαια, οι πρώτες σήραγγες καταγράφονται γύρω στο 3000 π.Χ. στη Μάλτα και χρησιμοποιούνταν για την πρόσβαση σε χώρους λατρείας θεών. Άλλα αντίστοιχα έργα πραγματοποιήθηκαν και στην Αρχαία Αίγυπτο. Στη Βαβυλώνα περί το 2180 π.Χ. διανοίχθηκε σήραγγα μήκους 930 μέτρων με την μέθοδο της επανεπίχωσης¹ κάτω από τον ποταμό Ευφράτη, ύστερα από προσωρινή εκτροπή του, η οποία ένωνε το παλάτι με το ναό. Η σήραγγα του Ευφράτη είναι η πρώτη αλλά και η μόνη υπόγεια διάβαση που κατασκευάστηκε κάτω από ποτάμι μέχρι την επόμενη προσπάθεια του Brunel το 1842.

Οι Ρωμαίοι και οι Έλληνες, έκαναν εκτεταμένη χρήση των σηράγγων, για στρατηγικούς σκοπούς αλλά και για την ύδρευση των πόλεων. Το σημαντικότερο έργο της εποχής είναι το Ευπαλίνειο Όρυγμα. Πρόκειται για σήραγγα μήκους 1036 μέτρων και διατομής περίπου 3,5 m² που κατασκευάστηκε τον 6^ο αιώνα π.Χ με σκοπό να παροχετεύσει με νερό την πόλη της Σάμου.

Το Ευπαλίνειο Όρυγμα αποτέλεσε σταθμό στην κατασκευή σηράγγων, καθώς ήταν η πρώτη σήραγγα η οποία διανοίχθηκε ταυτόχρονα από δύο μέτωπα με συνάντηση στο μέσο της διαδρομής και με τη χρήση γεωμετρικής προσέγγισης. Το όνομα της προέρχεται από τον μηχανικό Ευπαλίνο που έκανε το σχεδιασμό της και πέτυχε συνάντηση των δύο πλευρών με εκπληκτική ακρίβεια και πιο συγκεκριμένα με απόκλιση μόλις 0,8 m. Άλλα τεχνικά έργα σαν αυτό, στον Ελλαδικό χώρο είναι το Αδριάνειο υδραγωγείο, ένα εκτεταμένο δίκτυο υπόγειων σηράγγων που κατασκευάστηκε τον 2^ο αιώνα μ.Χ. στο λεκανοπέδιο Αθηνών, καθώς και δύο υδαταγωγείς σήραγγες την ίδια περίοδο στην Ορεινή Κορινθία για την ύδρευση της Κορίνθου.



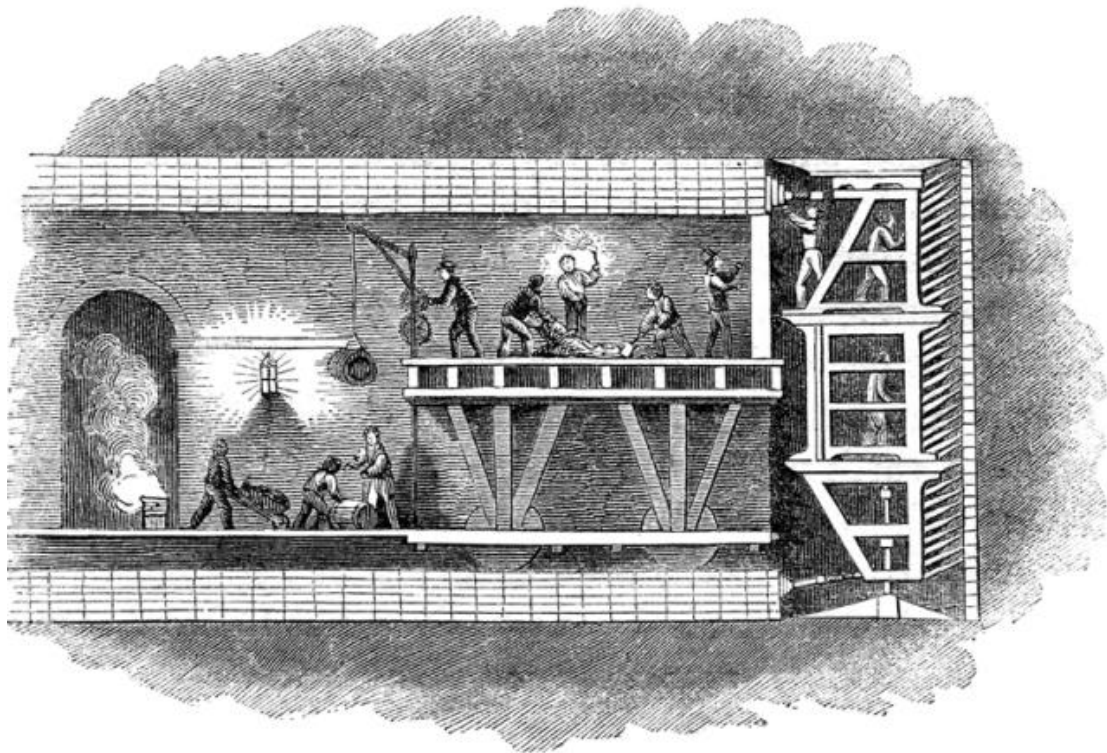
Εικόνα 2.1: Μηκτομή και κάτοψη του Ευπαλίνειου Ορύγματος (Μπενάρδος,2010).



Εικόνα 2.2: Άποψη της σημερινής μορφής του Ευπαλίνειου Ορύγματος(kathimerini.gr).

Μέχρι και τον 18^ο αιώνα σήραγγες κατασκευάζονταν, κατά κύριο λόγο, στα πλαίσια μεταλλευτικών έργων, ενώ το 19^ο αιώνα σηματοδοτείται η έναρξη διάνοιξης σηράγγων συγκοινωνιακού χαρακτήρα. Η σήραγγα του Γάλλου μηχανικού M. Brunel που κατασκευάστηκε για την διέλευση του ποταμού Τάμεση το 1825-1842, είναι η πρώτη που διανοίγεται με τη χρήση ασπίδας. Η ασπίδα παρουσιάζεται στην **Εικόνα**

2.3 και χρησιμοποιήθηκε ώστε να υποστηρίξει τόσο το πέτρωμα περιμετρικά όσο και το μέτωπο εκσκαφής.



Εικόνα 2.3: Μορφή ασπίδας Brunel (Σοφιανός,2018).

Η πρώτη σιδηροδρομική σήραγγα κατασκευάστηκε στη Γαλλία το 1826. Ενώ το 1829 ολοκληρώνεται η σήραγγα Warring στην Αγγλία, η οποία είναι η πρώτη που διανοίχθηκε κάτω από την πόλη. Την επανάσταση στη διάνοιξη σιδηράγγων με τη χρήση νέων μεθόδων, τεχνολογιών αλλά και συσσώρευσης γνώσης έφεραν οι μεγάλοι μήκους Αλπικές σήραγγες. Πιο σημαντικές από αυτές είναι η σήραγγα Mont Cenis (1857-1871) μήκους 13,7 km όπου για πρώτη φορά χρησιμοποιήθηκε πυρίτιδα, αεροσυμπιεστής και αερόσφουρα για την όρυξη των διατρημάτων, η σήραγγα Arlberg μήκους 10,3 km κατά την διάνοιξη της οποίας χρησιμοποιήθηκαν βελτιωμένες μηχανές διάτρησης και ηλώσεις για τη στήριξη των πετρωμάτων και η Simplon 19,8 km όπου για πρώτη φορά συσχετίστηκε η συνθλίβουσα συμπεριφορά της βραχώμαζας με τη δημιουργία πλαστικής ζώνης πέριξ του υπόγειου ανοίγματος. Επίσης παρατηρήθηκε το φαινόμενο της αποτόνωσης της με την σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας.

Φτάνοντας στον 20^ο αιώνα, η κατασκευή σιδηράγγων παρουσιάζει μεγάλη δυναμική και αυτό οφείλεται στην ανάπτυξη της τεχνολογίας και στη συσσώρευση γνώσης και εμπειρίας των προηγούμενων ετών. Πλέον δεν υπάρχουν τεχνικά προβλήματα που δεν μπορούν να επιλυθούν και μόνο ανασταλτικό παράγοντα στην κατασκευή ενός υπογείου έργου αποτελεί το κόστος.

2.3 Μέθοδοι Σχεδιασμού Σηράγγων

Η κατασκευή των σηράγγων πραγματοποιείται «μέσα» στο υπέδαφος, έτσι κρίνεται απαραίτητο η γνώση των παραγόντων εκείνων που πρόκειται να επηρεάσουν τη συμπεριφορά του. Η ακριβής εκτίμηση των παραμέτρων εκείνων που καθορίζουν την απόκριση του γεωλογικού σχηματισμού, οριοθετεί τις κατασκευαστικές απαιτήσεις του υπόγειου τεχνικού έργου (μέτρα υποστήριξης, τρόπος διάνοιξης κλπ.).

Για να πραγματοποιηθεί αυτό, πολλές μέθοδοι έχουν αναπτυχθεί οι οποίες βασίζονται είτε σε αναλυτική διερεύνηση των παραμέτρων της βραχώμαζας είτε σε εμπειρία που έχει αποκτηθεί μέσα από την κατασκευή σηράγγων τα προηγούμενα χρόνια. Οι μέθοδοι θα μπορούσαν να κατηγοριοποιηθούν σε τρεις επιμέρους κατηγορίες : α) Στα κριτήρια αστοχίας της βραχώμαζας, β) στα συστήματα ταξινόμησης της βραχώμαζας και γ) στις αναλυτικές μεθόδους εκτίμησης της απόκρισης της βραχώμαζας.

Οι διάφοροι τρόποι σχεδιασμού που θα αναλυθούν περεταίρω στις επόμενες ενότητες, χρησιμοποιούνται τις περισσότερες φορές συνδυαστικά, ώστε να επιτευχθεί η καλύτερη προσομοίωση της συμπεριφοράς της βραχώμαζας που περιβάλλει τη σήραγγα και κατά συνέπεια να διαστασιολογηθούν με ακρίβεια τα απαιτούμενα μέτρα υποστήριξης της.

2.3.1 Κριτήρια Αστοχίας Βραχώμαζας

Για τον σχεδιασμό των υπογείων έργων κύριο ζήτημα αποτελεί η ακριβής εκτίμηση της αντοχής του πετρώματος που τα περιβάλλει. Ως εκ τούτου, πολλά είναι τα κριτήρια αστοχίας που έχουν διατυπωθεί, αλλά τα πιο συχνά χρησιμοποιούμενα και αυτά που θα μας απασχολήσουν είναι το κριτήριο Mohr-Coulomb (M-C) και Hoek-Brown (H-B).

2.3.1.1 Κριτήριο Αστοχίας Mohr-Coulomb (M-C)

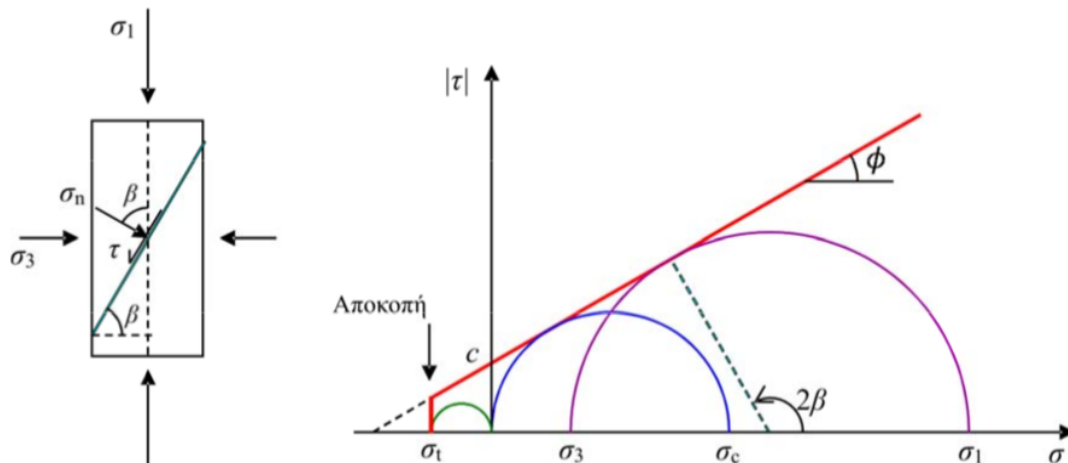
Το κριτήριο M-C είναι ευρέως χρησιμοποιούμενο καθώς συνδυάζει την απλή μαθηματική διατύπωση με την ξεκάθαρη φυσική σημασία των μηχανικών παραμέτρων του περιβάλλοντος υλικού (γωνία τριβής και συνοχή).

Λειτουργεί πολύ καλά για σήραγγες οι οποίες διανοίγονται σε γαιώδες υλικό, το οποίο αντιμετωπίζεται ως ισότροπο και ομοιογενές. Όσον αφορά τις βραχώμαζες, το κριτήριο μπορεί να περιγράψει καλά την εντατική κατάσταση κατά την αστοχία, μόνο όταν παρουσιάζονται ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες. Συνεπώς σε περιπτώσεις όπου παρουσιάζεται βραχώμαζα με αρκετά συστήματα ασυνεχειών, το βέλτιστο είναι να χρησιμοποιείται το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown (H-B) (βλέπε *Ενότητα 2.3.1.2*)

Η διατύπωση του κριτηρίου στο επίπεδο ορθής (σ_n) και διατμητικής τάσης (τ) δίνεται από την σχέση :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

όπου c είναι η συνοχή του πετρώματος και ϕ είναι η γωνία εσωτερικής τριβής.



Σχήμα 2.1: Περιβάλλουσα αστοχίας κριτηρίου Mohr-Coulomb (M-C) (Π.Νομικός,2015)

2.3.1.2 Κριτήριο Αστοχίας Hoek-Brown (H-B).

Το κριτήριο Hoek-Brown είναι ένα εμπειρικό, μη γραμμικό κριτήριο αστοχίας το οποίο μπορεί να περιγράψει καλύτερα τη συμπεριφορά βραχώδους υλικού που διατέμνεται από πολλαπλά συστήματα ασυνεχειών κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μην δημιουργούνται καταστάσεις δυνητικής αστάθειας.

Ύστερα από τροποποιήσεις και βελτιώσεις το προσομοίωμα Hoek-Brown (1980-2002) έλαβε την «γενικευμένη» του μορφή η οποία περιγράφεται από την παρακάτω σχέση :

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

Όπου :

σ_{ci} : η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του πετρώματος,

m_b , s και a : σταθερές που εξαρτώνται από την ποιότητα της βραχώμαζας,

Η εκτίμηση των σταθερών m_b και s αποτελεί βασικό ζήτημα για την επίλυση του κριτηρίου H-B.

Ο τρόπος υπολογισμού τους περιγράφεται από τις παρακάτω σχέσεις:

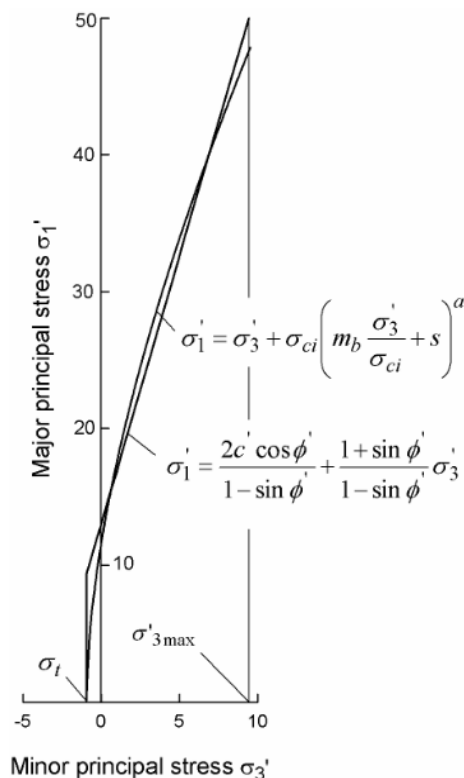
$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

Όπως φαίνεται οι παραπάνω σταθερές συνδέουν το κριτήριο με το δείκτη γεωλογικής αντοχή GSI (βλέπε **Ενότητα 2.3.2.5**), τον παράγοντα διατάραξης D (**Πίνακας 2.1**), ο οποίος λαμβάνει τιμές από 0 έως 1 ανάλογα με την διατάραξη της βραχόμαζας και τον τύπο του έργου (σήραγγες, πρηνή, ανοικτές εκσκαφές σε ορυχεία) και την σταθερά m_i η οποία διαφοροποιείται ανάλογα με τον τύπο του πετρώματος βάση του **Πίνακα 2.2**.




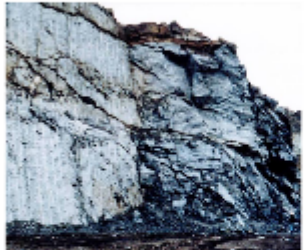

Να σημειωθεί ότι το κριτήριο μπορεί να εφαρμοστεί και για το δείκτη RMR (βλέπε Ενότητα 2.) αφού κατά Hoek, Kaiser and Bawden (1995) ισχύει: $RMR=GSI-5$.



Σχήμα 2.2: Σχέση ορθών και πλευρικών τάσεων για τα κριτήρια H-B και M-C (Hoek et al, 2002).

Καθώς πολλά γεωτεχνικά προγράμματα δεν έχουν ακόμα ενσωματωμένο το κριτήριο H-B, είναι δυνατή η εξαγωγή των παραμέτρων ϕ και c του κριτηρίου M-C, το οποίο λόγω της παλαιότητας και της απλότητας του είναι πιο διαδεδομένο. Ωστόσο η περιοχή μέσα στην οποία μπορεί να γίνει αυτή η μετατροπή, αναφέρεται σε χαμηλές κύριες τάσεις οι οποίες ικανοποιούν της σχέση $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{3max}$ όπως προκύπτει και από το Σχήμα 2.2.

Πίνακας 2.1: Προσδιορισμός συντελεστή διατάραξης D.

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

Πίνακας 2.2: Τιμές της σταθεράς m_i για άρρηκτο βράχο κατά λιθολογικό τύπο πετρώματος (Hoek and Marinos, 2000).

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

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone, to values used for fine grained sediments (even under 10).

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

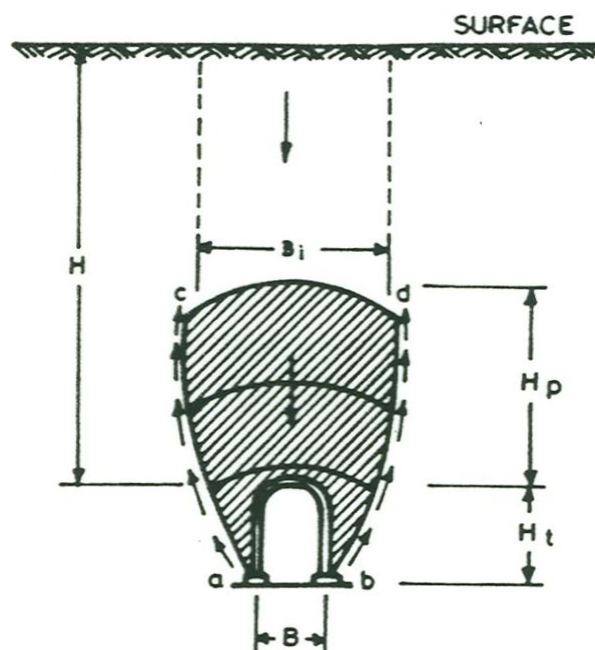
2.3.2 Συστήματα Ταξινόμησης Βραχώμαζας

Η εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων της βραχώμαζας αποτελεί ένα αρκετά δύσκολο αντικείμενο καθώς ο καθορισμός της ποιότητας της εξαρτάται από πλήθος γεωλογικών παραγόντων. Η ανάπτυξη των ταξινομήσεων της βραχώμαζας ήρθε να συμπληρώσει το «κενό» της θεωρητικής γνώσης με εμπειρική γνώση από προϋπάρχουσες κατασκευές. Να σημειωθεί ότι παρακάτω δεν αναλύονται όλες οι μέθοδοι ταξινόμησης, αλλά οι σημαντικότερες εξ αυτών.

2.3.2.1 Σύστημα Ταξινόμησης κατά Terzaghi (1946)

Το σύστημα ταξινόμησης που πρότεινε ο Terzaghi το 1946 βασίζεται στην εμπειρία του κυρίως σε σιδηροδρομικές σήραγγες ανοίγματος 5-10 μέτρα. Σύμφωνα με την μέθοδο υπολογίζεται ένα ισοδύναμο ύψος φόρτισης H_p της βραχώμαζας το οποίο εξαρτάται από την ποιότητα της και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του υπόγειου ανοίγματος (πλάτος b και ύψος h). Βάση του **Πίνακα 2.3** δίνονται οι σχέσεις εκτίμησης του ισοδύναμου ύψους φόρτισης H_p ανάλογα με τις διάφορες κατηγορίες ποιότητας της βραχώμαζας.

Υπολογίζοντας την κατακόρυφη γεωστατική τάση που ασκείται στην οροφή της σήραγγας, η οποία είναι ίση με το γινόμενο του ισοδύναμου ύψους και το φαινόμενο βάρος του γεωλογικού σχηματισμού, προκύπτουν τα μέτρα υποστήριξης τα οποία θα μπορούν να παραλάβουν τα εν λόγω φορτία. Να σημειωθεί ότι επειδή η μέθοδος Terzaghi είναι από τις πρώτες χρονολογικά καταλήγει σε πολύ συντηρητικά αποτελέσματα.



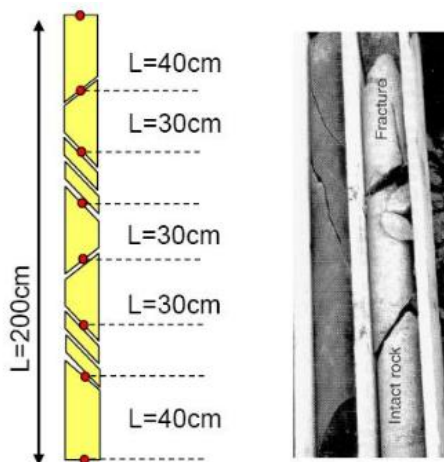
Σχήμα 2.3: Σχηματική παρουσίαση της ζώνης φόρτισης υπόγειας εκσκαφής κατά Terzaghi (1946).

Πίνακας 2.3: Αντιστοίχιση ισοδύναμου ύψους φόρτισης με την ποιότητα της βραχόμαζας κατά Terzaghi (1946).

Rock Class	Rock Condition	Rock Load Factor H_p	Remarks
I.	Hard and intact	Zero	Light lining required only if spalling or popping occurs
II.	Hard stratified or schistose	0-0.5B	Light support mainly for protection against spalling. Load may change erratically from point to point
III.	Massive moderately jointed	0-0.25B	No side pressure
IV.	Moderately blocky and seamy	0.25B-0.35 (B+H _t)	No side pressure
V.	Very blocky and seamy	(0.35-1.10) (B+H _t)	Little or no side pressure
VI.	Completely crushed	1.10 (B+H _t)	Considerable side pressure. Softening effects of seepage toward bottom of tunnel require either continuous support for lower ends of ribs or circular ribs
VII.	Squeezing rock - moderate depth	(1.10-2.10) (B+H _t)	Heavy side pressure, invert struts required. Circular ribs are recommended
VIII.	Squeezing rock - great depth	(2.10-4.50)(B+H _t)	-do-
IX.	Swelling rock	Upto 250 ft. (80m), irrespective of the value of (B+H _t)	Circular ribs are required. In extreme cases, use of yielding support recommended

2.3.2.2 Δείκτης Ποιότητας RQD, Deere (1964)

Ο δείκτης ποιότητας βραχόμαζας διατυπώθηκε από τον Deere το 1964 και εκφράζει το ποσοστό των αδιατάρακτων τεμαχών πετρώματος με μήκος μεγαλύτερο από 100mm στο συνολικό μήκος πυρήνα δειγματοληπτικής γεώτρησης, όπως παρουσιάζεται στο *Σχήμα 2.4*. Όσο μεγαλύτερο είναι το ποσοστό, τόσο καλύτερη είναι η ποιότητα της βραχόμαζας (*Πίνακας 2.4*).



$$RQD = \frac{\sum \text{length of core pieces} > 10\text{cm}}{\text{total length of the core}} \times 100\%$$

$$RQD = \frac{40+30+30+30+40}{200} \times 100 = 85\%$$

Σχήμα 2.4 : Υπολογισμός του δείκτη ποιότητας βραχόμαζας RQD.

Πίνακας 2.4: Ποιότητα βραχόμαζας σύμφωνα με το δείκτη RQD κατά Deere (1964).

R.Q.D (%)	Ποιότητα Βραχόμαζας
0-25	Πολύ πτωχή
25-50	Πτωχή
50-75	Μέτρια
75-90	Καλή
90-100	Εξαιρετική

Ο δείκτης χρησιμοποιείται συνδυαστικά με άλλες μεθόδους καθώς δεν παρέχει όλες τις απαραίτητες πληροφορίες για την συστηματική ταξινόμηση της βραχόμαζας. Ωστόσο έχει δημιουργηθεί ο Πίνακας 2.5 από τον Deere στον οποίο προδιαγράφονται, ανάλογα με το βαθμό του δείκτη RQD και τον τρόπο διάνοιξης της σήραγγας (μηχανική όρυξη ή TBM), τρία διαφορετικά μέτρα υποστήριξης (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια και μεταλλικά πλαίσια).

Πίνακας 2.5: Μέτρα υποστήριξης σύμφωνα με τον δείκτη RQD κατά Deere (1970).

Rock Quality	Construction Method	Steel Sets		Rock Bolt		Shotcrete		Additional Supports
		Weight of Steel Sets	Spacing	Spacing of Pattern Bolt	Additional Requirements	Total Thickness (cm)		
						Crown	Sides	
Excellent RQD > 90	Boring Machine	Light	None to occasional	None to Occasional	Rare	None to Occasional	None	None
	Drilling & Blasting	Light	None to Occasional	None to Occasional	Rare	None to Occasional	None	None
Good RQD 75 to 90	Boring Machine	Light	Occasional to 1.5 to 1.8m	Occasional to 1.5 to 1.8m	Occasional mesh and straps	Local Application 5 to 7.5cm	None	None
	Drilling & Blasting	Light	1.5 to 1.8m	1.5 to 1.8m	Occasional mesh or straps	Local application 5 to 7.5cm	None	None
Fair RQD 50 to 75	Boring Machine	Light to Medium	1.5 to 1.8m	1.2 to 1.8m	Mesh and straps as required	5 to 10cm	None	Rock bolts
	Drilling & Blasting	Light to Medium	1.2 to 1.5m	0.9 to 1.5m	Mesh and straps as required	10cm or more	10cm or more	Rock bolts
Poor RQD 25 to 50	Boring Machine	Medium circular	0.6 to 1.2m	0.9 to 1.5m	Anchorage may be hard to obtain. Considerable mesh and straps required	10 to 15cm	10 to 15cm	Rockbolt as required (1.2 to 1.8m center to center)
	Drilling & Blasting	Medium to Heavy circular	0.2 to 1.2m	0.6 to 1.2m	as above	15 cm or more	15cm or more	as above
Very Poor RQD < 25	Boring Machine	Medium to Heavy Circular	0.6m	0.6 to 1.2m	Anchorage may be impossible. 100 percent mesh and straps required	15cm or more on whole section		Medium sets as required
	Drilling & Blasting	Heavy circular	0.6m	0.9m	as above	15cm or more on whole section		Medium to heavy sets as required
Very Poor Squeezing and Swelling Ground	Both methods	Very Heavy circular	0.6m	0.6 to 0.9m	Anchorage may be impossible. 100 per cent mesh and straps required	15cm or more on whole section		Heavy sets as required

2.3.2.3 Σύστημα Ταξινόμηση RMR κατά Bieniawski (1989)

Η ταξινόμηση RMR (Rock Mass Rating) προτάθηκε από τον Bieniawski το 1973 και ύστερα από βελτιώσεις (1976 και 1979) παρουσιάστηκε εκ νέου το 1989. Αποτελεί το πρώτο σύστημα ταξινόμησης που εξετάζει περισσότερες από μια παραμέτρους για την περιγραφή της βραχώμαζας. Οι παράμετροι αυτοί είναι: (1) Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος, (2) ο δείκτης ποιότητας βραχώμαζας RQD, (3) η απόσταση των ασυνεχειών, η κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών, (5) οι συνθήκες υπόγειου νερού και (6) ο προσανατολισμός των ασυνεχειών. Η τιμή του δείκτη RMR προκύπτει από το άθροισμα των πέντε πρώτων παραμέτρων. Στη συνέχεια εισάγεται η έκτη παράμετρος η οποία συσχετίζει το δείκτη με το είδος του τεχνικού έργου (σήραγγες, ορυχεία, θεμελιώσεις και πρηνή). Όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή RMR που προκύπτει τόσο καλύτερης ποιότητας θεωρείται η βραχώμαζα. Επιπλέον, παρέχονται πληροφορίες για το χρόνο αυτουποστήριξης του ανοίγματος (Σχήμα 2.), τη συνοχή και τη γωνία τριβής του πετρώματος.

Η όλη μεθοδολογία που ακολουθείται για την εφαρμογή του συστήματος ταξινόμησης φαίνεται αναλυτικά στον **Πίνακα 2.7**.

Το σύστημα RMR έχει μεγάλη εφαρμογή στα έργα σηραγγοποιίας, ωστόσο έχει χρησιμοποιηθεί και σε άλλα τεχνικά έργα εκ των οποίων πρηνή, θεμελιώσεις και μεταλλεία. Ουσιαστικά με τη χρήση της βαθμονόμησης οριοθετείται η μηχανική συμπεριφορά της βραχώμαζας που οδηγεί εν τέλει στην εκτίμηση των απαιτήσεων υποστήριξης.

Στον **Πίνακα 2.6** παρουσιάζονται οι σχέσεις βάση των οποίων προσδιορίζεται η μηχανική συμπεριφορά της βραχώμαζας.

Πίνακας 2.6: Σχέσεις προσδιορισμού μηχανικών παραμέτρων της βραχώμαζας βάση του RMR.

Μέτρο παραμορφωσιμότητας Βραχώμαζας σε GPa	$E_M = 2RMR - 100$ (RMR > 50)	Bieniawski, 1978
	$E_M = 100 \frac{RMR - 10}{40}$	Serafim and Pereira, 1983
	$E = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \alpha \log \left(\frac{RMR - 10}{40} \right)$	Hoek, 1997
Παράμετροι διατμητικής αντοχής βραχώμαζας	c (kPa) = 5RMR φ (°) = 0.5RMR + 5	Trunk and Honisch, 1990

Πίνακας 2.7: Σύστημα ταξινόμησης βραχόμαζας RMR κατα Bieniawski (1989).

A. CLASSIFICATION - PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter		Range of values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough - surfaces Not continuous No separation Unweathered rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slicksided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation -> 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	General conditions		Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike - and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable			
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12			
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes	0	-5	-25	-50				
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating		100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21			
Class number		I	II	III	IV	V			
Description		Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number		I	II	III	IV	V			
Average stand-up time		20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span			
Cohesion of rock mass (kPa)		> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100			
Friction angle of rock mass (deg)		> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15			
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)		< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
Rating		6	4	2	1	0			
Separation (aperture)		None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
Rating		6	5	4	1	0			
Roughness		Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slicksided			
Rating		6	5	3	1	0			
Infilling (gouge)		None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm			
Rating		6	4	2	2	0			
Weathering		Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed			
Ratings		6	5	3	1	0			
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis					Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°			Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°		
Very favourable			Favourable		Very favourable		Fair		
Drive against dip - Dip 45-90°			Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°				
Fair			Unfavourable		Fair				

* Some conditions are mutually exclusive. -For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. -In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

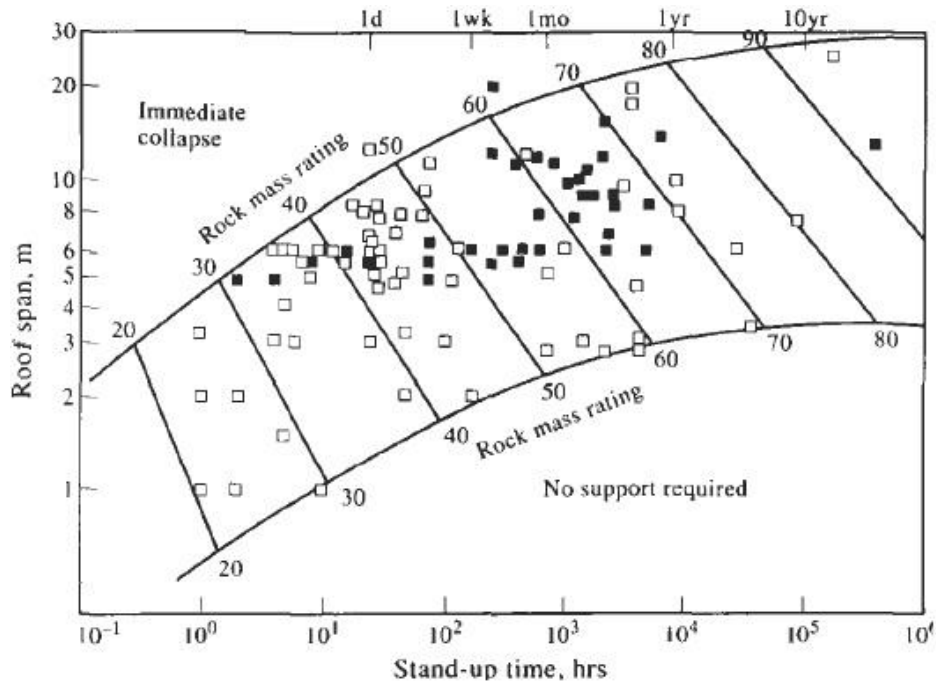
Επίσης, ανάλογα με τον βαθμό του δείκτη είναι δυνατός ο προσδιορισμός των παραμέτρων διαστασιολόγησης σηράγγων καθώς και τα μέτρα μόνιμης υποστήριξης. (Πίνακας 2.8). Πιο συγκεκριμένα το 1983 ο Unal εισάγει την ακόλουθη σχέση βάση της οποίας υπολογίζεται το φορτίο οροφής $P(kPa)$, το οποίο εξαρτάται από τον δείκτη RMR, το πλάτος (διάμετρο) της σήραγγας $B(m)$ και το ειδικό βάρος $\gamma(kN/m^3)$.

$$\text{Φορτίο Οροφής Σήραγγας (Unal, 1983)} : P = \frac{100-RMR}{100} B\gamma$$

Πέραν του φορτίου οροφής προκύπτει ο χρόνος αυτουποστήριξης της σήραγγας βάση Σχήματος 2.5, ο οποίος εξαρτάται από το εύρος του μετώπου της σήραγγας και τον δείκτη RMR.

Πίνακας 2.8: Προτεινόμενος τρόπος εκσκαφής και μόνιμης υποστήριξης σηράγγων κατά Bieniawski (1989). Αναφέρεται για σήραγγα διαμέτρου 10 m, με κατακόρυφες τάσεις <25, πεταλοειδούς διατομής που διανοίγεται με συμβατικό τρόπο εκσκαφής (Κούκης και Σαμπατάκης, 2007).

Κατηγορία βραχομαζίας	Εκσκαφή	ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ		
		ΗΛΩΣΕΙΣ – ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ (ολικής πάκτωσης, διαμέτρου 20 mm)	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Χαλύβδινα πλαίσια
I RMR: 81 – 100	Ολομέτωπη, προχώρηση 3m	Γενικά δεν χρειάζεται υποστήριξη εκτός από περιστασιακές σημειακές αγκυρώσεις		
II RMR: 61 – 80	Ολομέτωπη, 1.0– 1.5 m προχώρηση. Πλήρης υποστήριξη 20 m πριν το μέτωπο	Τοπικές αγκυρώσεις στην οροφή μήκους 3m ανά 2.5 m με μεταλλικό πλέγμα τοπικά	50 mm στην οροφή όπου χρειάζεται	
III RMR: 41 – 60	Προχώρηση πρώτα στο ανώτερο τμήμα κατά 1.5– 3 m. Έναρξη υποστήριξης αμέσως μετά από κάθε ανατίναξη. Πλήρης υποστήριξη 10 m πριν το μέτωπο	Συστηματικές αγκυρώσεις με αγκύρια μήκους 4m ανά 1.5 – 2 m στην οροφή και στα τοιχώματα και με μεταλλικό πλέγμα στην οροφή	50 – 100mm στην οροφή και 30 mm στα τοιχώματα	
IV RMR: 21 – 40	Προχώρηση πρώτα στο ανώτερο τμήμα κατά 1.0 – 1.5 m. Εγκατάσταση υποστήριξης συγχρόνως με την εκσκαφή 10 m από το μέτωπο	Συστηματικές αγκυρώσεις μήκους 4 – 5 m ανά 1 – 1.5 m στην οροφή και στα τοιχώματα με μεταλλικό πλέγμα	100 - 150mm στην οροφή και 100 mm στα τοιχώματα	Ελαφρά πλαίσια ανά 1.5m όπου χρειάζεται
V RMR: <20	Πολλαπλά τμήματα προχώρησης. Προχώρηση στο ανώτερο τμήμα 0.5–1.5m εγκατάσταση υποστήριξης συγχρόνως με την εκσκαφή. Τοποθέτηση εκτοξευόμενου σκυροδέματος αμέσως μετά την έκρηξη	Συστηματικές αγκυρώσεις μήκους 5 – 6 m ανά 1 – 1.5 m στην οροφή και τα τοιχώματα με μεταλλικό πλέγμα. Αγκύρωση δαπέδου ανεστραμμένου θόλου (invert)	150 – 200 mm στην οροφή 150 mm στα τοιχώματα και 50 mm στο μέτωπο	Μέσα ως βαριά πλαίσια ανά 0.75m, με σύνδεση μεταξύ τους και δοκοί προτοπρείας (αν χρειάζονται). Κλείσιμο invert.



Σχήμα 2.5 : Συσχέτιση του χρόνου αυτουποστήριξης και του μήκους ανυποστήρικτου τμήματος για τις διάφορες κατηγορίες βραχώμαζας κατά RMR (Bieniawski, 1989).

2.3.2.4 Σύστημα Ταξινόμησης Q Barton Lien Lunde

Οι Barton, Lien, Lunde (1974) του Νορβηγικού Γεωτεχνικού Ινστιτούτου (N.G.I) βασισμένοι στην πολυάριθμη κατασκευή υπογείων έργων (περίπου 212) στην Σκανδιναβία ανέπτυξαν ένα σύστημα ταξινόμησης που βασίζεται στον ποσοτικό προσδιορισμό του δείκτη ποιότητας βραχώμαζας Q.

Ο δείκτης Q δίνεται από την παρακάτω σχέση :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Όπου :

RQD : δείκτης ποιότητας βραχώμαζας

J_n : συντελεστής αριθμού συστημάτων ασυνεχειών

J_r : συντελεστής τραχύτητας ασυνεχειών

J_a : συντελεστής αποσάρθρωσης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών

J_w : συντελεστής απομείωσης λόγω ύπαρξης νερού

SRF : συντελεστής τασικής κατανομής

Πίνακας 2.9: Σύστημα ταξινόμησης βραχώμαζας Q κατά Barton et al (1974).

RQD (Rock Quality Designation)		Jn (joint set number)	
Very poor	RQD = 0 - 25%	Massive, no or few joints	Jn = 0.5 - 1
Poor	25 - 50	One joint set	2
Fair	50 - 75	One joint set plus random joints	3
Good	75 - 90	Two joint sets	4
Excellent	90 - 100	Two joint sets plus random joints	6
Notes:		Three joint sets	9
(i) Where RQD is reported or measured as < 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q		Three joint sets plus random joints	12
(ii) RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate		Four or more joint sets, heavily jointed, "sugar-cube", etc.	15
		Crushed rock, earthlike	20
		Notes: (i) For tunnel intersections, use (3.0 x Jn); (ii) For portals, use (2.0 x Jn)	

Jr (joint roughness number)		Jc (No rock-wall contact when sheared)	
a) Rock-wall contact,		Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact	
b) rock-wall contact before 10 cm shear		Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock-wall contact	
Discontinuous joints	Jr = 4	Jr = 1.0	
Rough or irregular, undulating	3	1.0	
Smooth, undulating	2		
Slickensided, undulating	1.5		
Rough or irregular, planar	1.5		
Smooth, planar	1.0		
Slickensided, planar	0.5		
Note: i) Descriptions refer to small scale features, and intermediate scale features, in that order		Notes:	
		i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m	
		ii) Jr = 0.5 can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided the lineations are oriented for minimum strength	

Ja (joint alteration number)		Condition		Wall contact		
Contact between joint walls	CLEAN JOINTS	Healed or welded joints:	filling of quartz, epidote, etc.	Ja = 0.75		
		Fresh joint walls:	no coating or filling, except from staining (rust)	1		
		Slightly altered joint walls:	non-softening mineral coatings, clay-free particles, etc.	2		
COATING OR THIN FILLING		Friction materials:	sand, silt, calcite, etc. (non-softening)	3		
		Cohesive materials:	clay, chlorite, talc, etc. (softening)	4		
Some or no wall contact	FILLING OF:	Type	Some wall contact		No wall contact	
			Thin filling (< 5 mm)		Thick filling	
			Friction materials	sand, silt calcite, etc. (non-softening)	Ja = 4	Ja = 8
			Hard cohesive materials	compacted filling of clay, chlorite, talc, etc.	6	5 - 10
			Soft cohesive materials	medium to low overconsolidated clay, chlorite, talc	8	12
Swelling clay materials	filling material exhibits swelling properties	8 - 12	13 - 20			

Jw (joint water reduction factor)		p _w < 1 kg/cm ²	
Dry excavations or minor inflow, i.e. < 5 l/min locally		Jw = 1	
Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings		1 - 2.5	
Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints		2.5 - 10	
Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings		2.5 - 10	
Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time		> 10	
Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay		> 10	
Note: (i) The last four factors are crude estimates. Increase Jw if drainage measures are installed			
(ii) Special problems caused by ice formation are not considered			

SRF (Stress Reduction Factor)		σ _c / σ ₁		σ ₀ / σ _c		SRF	
Weakness zones intersecting excavation	Multiple weakness zones with clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)					SRF = 10	
	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation < 50 m)					5	
	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)					2.5	
	Multiple shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)					7.5	
	Single shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (depth of excavation < 50 m)					5	
	Single shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (depth of excavation > 50 m)					2.5	
Loose, open joints, heavily jointed or "sugar-cube", etc. (any depth)						5	
Note: (i) Reduce these SRF values by 25 - 50% if the relevant shear zones only influence, but do not intersect the excavation.							
Competent rock, rock stress problems	Low stress, near surface, open joints	> 200	< 0.01			2.5	
	Medium stress, favourable stress condition	200 - 10	0.01 - 0.3			1	
	High stress, very tight structure. Usually favourable to stability, may be except for walls	10 - 5	0.3 - 0.4			0.5 - 2	
	Moderate slabbing after > 1 hour in massive rock	5 - 3	0.5 - 0.65			5 - 50	
	Slabbing and rock burst after a few minutes in massive rock	3 - 2	0.65 - 1			50 - 200	
	Heavy rock burst (strain burst) and immediate dynamic deformation in massive rock	< 2	> 1			200 - 400	
Notes: (i) For strongly anisotropic stress field (if measured): when 5 < σ ₁ / σ ₃ < 10, reduce σ _c to 0.75 σ _c . When σ ₁ / σ ₃ > 10, reduce σ _c to 0.5 σ _c							
(ii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for low stress cases							
Squeezing rock	Plastic flow of incompetent rock under the influence of high pressure			σ ₀ / σ _c		SRF	
		Mild squeezing rock pressure			1 - 5	5 - 10	
Swelling rock	Chemical swelling activity depending on presence of water						
		Mild swelling rock pressure			> 5	10 - 20	
						5 - 10	
						10 - 15	

Συνεπώς η παραπάνω σχέση λαμβάνει υπόψη το μέγεθος των δημιουργούμενων τεμαχών πετρώματος, τα χαρακτηριστικά της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών που τα ορίζουν, καθώς επίσης και το τασικό πεδίο. Όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής Q , τόσο καλύτερη είναι η ποιότητα της βραχόμαζας.

Η μεθοδολογία που ακολουθείται για τη βαθμονόμηση των παραμέτρων παρουσιάζεται στον **Πίνακα 2.9**.

Οι Barton Lien Lunde με την εισαγωγή του «λόγου υποστήριξης εκσκαφής» (Excavation Support Ratio, ESR) έκαναν σαφή τη διάκριση της εφαρμογής του συστήματος για τα διάφορα υπόγεια έργα. Ο συντελεστής ESR σχετίζεται με είδος του τεχνικού έργου (στοές μεταλλείων, οδικές σήραγγες, κλπ) και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά (σχήμα διατομής) του. Οι τιμές του συντελεστή δίνονται στον **Πίνακα 2.10**, ενώ στο **Σχήμα 2.6** παρουσιάζονται τα προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης τα οποία υπολογίζονται εμπειρικά βάση του δείκτη Q και της ισοδύναμης διαμέτρου D_e , δηλαδή του πηλίκου της διαμέτρου της σήραγγας και του συντελεστή ESR.

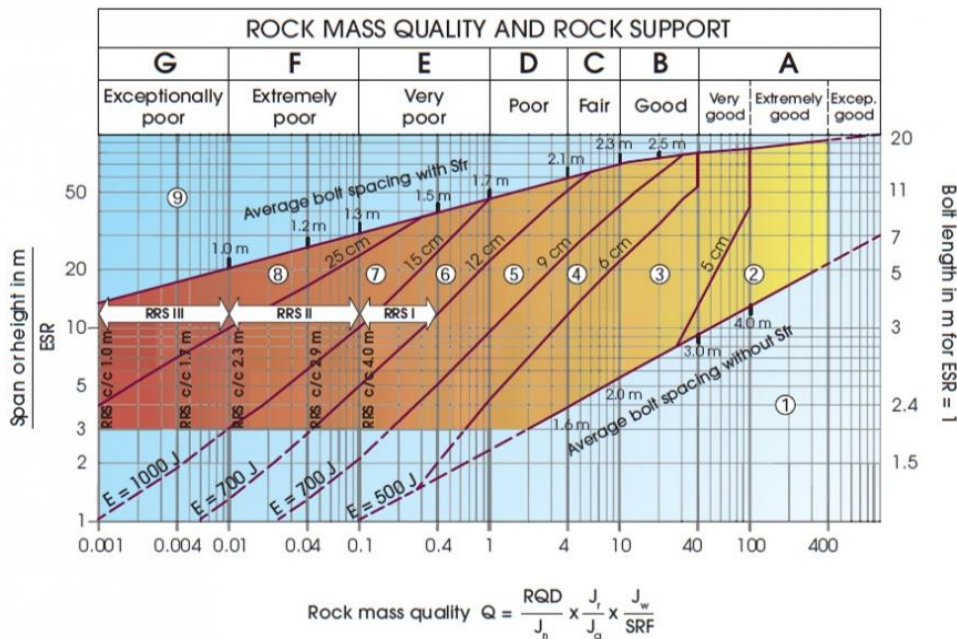
Πίνακας 2.10: Εκτίμηση του λόγου υποστήριξης εκσκαφής (ESR).

Type or use of underground opening	ESR
Temporary mine openings	3.5
Vertical shafts, rectangular and circular respectively	2.0 - 2.5
Water tunnels, permanent mine openings, adits, drifts	1.6
Storage caverns, road tunnels with little traffic, access tunnels, etc.	1.3
Power stations, road and railway tunnels with heavy traffic, civil defence shelters, etc.	1.0
Nuclear power plants, railroad stations, sport arenas, etc.	0.8

Ο δείκτης Q χρησιμοποιείται τόσο για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας καθώς επίσης και για τον προσδιορισμό του φορτίου οροφής αλλά και του μέγιστου μήκους του ανυποστήρικτου τμήματος. Οι σχετικές σχέσεις παρουσιάζονται στον **Πίνακα 2.11**.

Πίνακας 2.11 :Σχέσεις υπολογισμού παραμέτρων μηχανικής συμπεριφοράς της βραχόμαζας και παραμέτρων διαστασιολόγησης σηράγγων βάση μεθόδου Q .

Μέσο μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	$E_M = 25 \log_{10} Q$	Grimstand and Barton, 1993
Μέγιστο Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	$E_M = 25 \log_{10} Q$	
Φορτίο Οροφής (Kgr/cm ²)	$P_{\text{roof}} = \frac{2\sqrt{J_n} Q^{-1/3}}{3J_n}$	Barton, Lien and Lunde, 1974
Μέγιστο Ανυποστήρικτο Άνοιγμα (m)	$S = 2(\text{ESR})Q^{0.40}$	πηγή : (Κούκης, 2007)



Support categories

- ① Unsupported or spot bolting
- ② Spot bolting, **SB**
- ③ Systematic bolting, fibre reinforced sprayed concrete, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 12-15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
- ⑦ Fibre reinforced sprayed concrete >15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Cast concrete lining, **CCA** or **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Special evaluation

Bolts spacing is mainly based on Ø20 mm
 E = Energy absorption in fibre reinforced sprayed concrete
 ESR = Excavation Support Ratio
 Areas with dashed lines have no empirical data

RRS - spacing related to Q-value

- I** Si30/6 Ø16 - Ø20 (span 10m)
D40/6+2 Ø16-20 (span 20m)
- II** Si35/6 Ø16-20 (span 5m)
D45/6+2 Ø16-20 (span 10m)
D55/6+4 Ø20 (span 20m)
- III** D40/6+4 Ø16-20 (span 5m)
D55/6+4 Ø20 (span 10m)
D70/6+6 Ø20 (span 20m)

Si30/6 = Single layer of 6 rebars, 30 cm thickness of sprayed concrete
 D = Double layer of rebars
 Ø16 = Rebar diameter is 16 mm
 c/c = RRS spacing, centre - centre

Σχήμα 2.6: Διάγραμμα αντιστήριξης υπογείων έργων όπου εκτιμώνται άμεσα τα μέτρα υποστήριξης σηράγγων (Grimstand & Barton, 1993).

2.3.2.5 Γεωλογικός Δείκτης Αντοχής GSI

Ο δείκτης GSI προτάθηκε από τους Hoek et al (1992) για σκληρά ρωγματωμένα πετρώματα και στην συνέχεια επεκτάθηκε από τους Marinou & Hoek (2000) ώστε να συμπεριλάβει επιπλέον ασθενείς και ετερογενείς βραχώμαζες. Ο δείκτης προσδιορίζεται μακροσκοπικά με βάση την δομή της βραχώμαζας (αριθμός συστημάτων διακλάσεων και τρόπος αλληλοκλειδώματος βραχώδων τεμαχών) και την κατάσταση της επιφάνειας των ασυνεχειών (τραχύτητα και αποσάρθρωση).

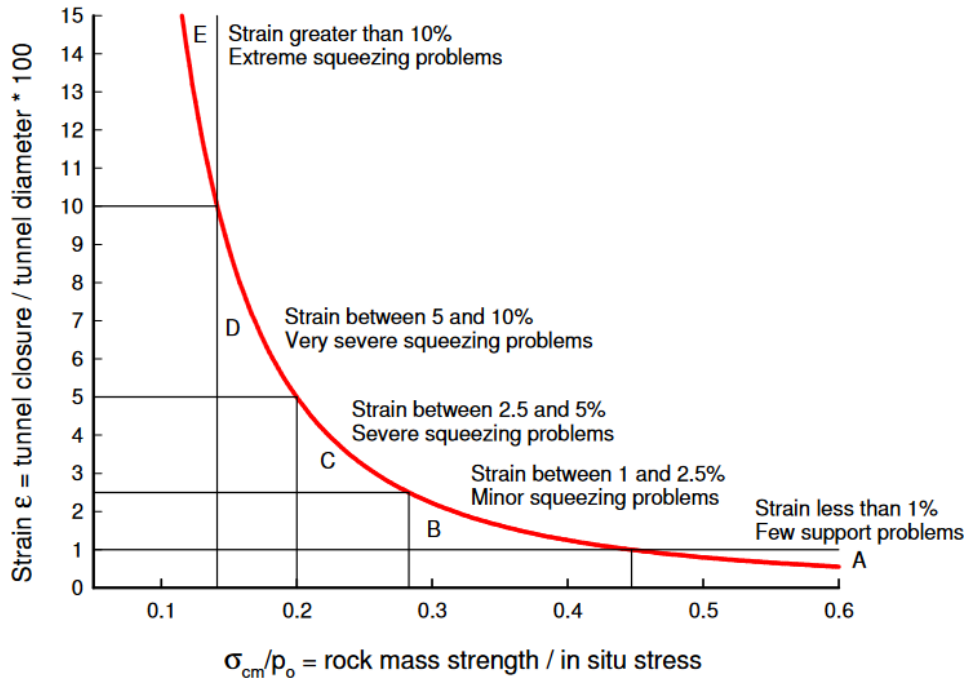
Χρησιμοποιείται ευρέως στην κατασκευή σηράγγων για τον προσδιορισμό παραμέτρων αντοχής συμμετέχοντας στο κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown και τον προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας. Επίσης χρησιμοποιείται για να εκτιμηθεί η

πραγματική αντοχή της βραχώμαζας σ_{cm} , η οποία είναι συνάρτηση του δείκτη GSI και της σταθεράς m_i , δηλαδή της διαταραχής και του λιθογραφικού χαρακτήρα της βραχώμαζας.

Πίνακας 2.12 : Εκτίμηση του Γεωλογικού Δείκτη Αντοχής (GSI) με βάση τη γεωλογική περιγραφή και παρατήρηση. (Hoek & Marinos, 2000).

<p>ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟΥΣ ΒΡΑΧΟΥΣ (Hoek and Marinos, 2000) Βασίζομενοι στην εμφάνιση της βραχώμαζας (περιγραφή δομής και κατάσταση επιφανείας 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>	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ	ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ	ΚΑΛΗ	ΜΕΤΡΙΑ	ΠΤΩΧΗ	ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ
	<p>ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ</p>	Πολύ τραχιές, μη αποσπασθόμενες επιφάνειες	Τραχιές, ελαφρά αποσπασθόμενες και οξείδωμένες επιφάνειες	Λείες, μετρίου αποσπασθόμενες και εφελκυσόμενες επιφάνειες	Επιφάνειες ολίσθησης, πολύ αποσπασθόμενες με συμπληρωματικά ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη βραχίολα	Επιφάνειες ολίσθησης πολύ αποσπασθόμενες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης
<p>INTACT OR MASSIVE - Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση</p>	90				N/A	N/A
<p>BLOCKY - Αδιάταρακτη 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			
<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας</p>			50			
<p>DISINTEGRATED - Ισχυρά κερματισμένη βραχώμαζα με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστραγγυλωμένων τεμαχίων</p>			40		30	
<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>					20	
		N/A	N/A			10

Ο γεωλογικός δείκτης αντοχής χρησιμοποιείται για την εκτίμηση των συγκλίσεων του περιγράμματος της σήραγγας με βάση τη γενικευμένη αντοχή της βραχώμαζας και το μέγεθος του τασικού πεδίου σύμφωνα με το **Σχήμα 2.7**. Βάση των συγκλίσεων που προκύπτουν προτείνονται τα αντίστοιχα μέτρα υποστήριξης (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, πλαίσια, δοκοί προπορείας κ.α.) όπως φαίνεται στον **Πίνακα 2.13**.

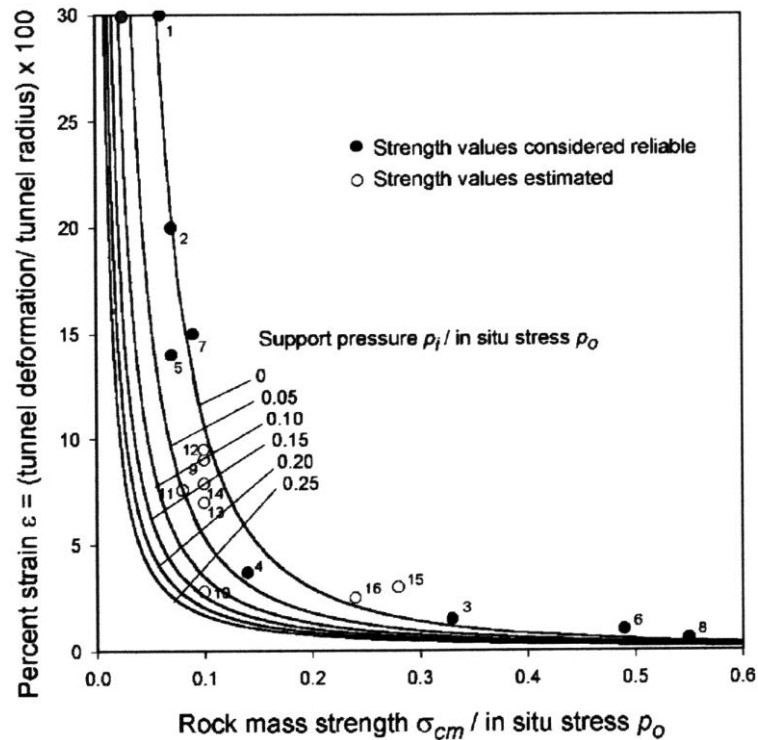


Σχήμα 2.7: Συσχέτιση της σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας με το λόγο γενικευμένης αντοχής της βραχώμαζας προς το λόγο των επιτόπου τάσεων (Hoek & Marinos, 2000).

Πίνακας 2.13: Γενικές οδηγίες για τον τύπο των γεωτεχνικών προβλημάτων και της εκτίμησης των μέτρων υποστήριξης ανάλογα με τη σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας (Hoek & Marinos, 2000).

	Strain ε %	Geotechnical issues	Support types
A	Less than 1	Few stability problems and very simple tunnel support design methods can be used. Tunnel support recommendations based upon rock mass classifications provide an adequate basis for design.	Very simple tunnelling conditions, with rockbolts and shotcrete typically used for support.
B	1 to 2.5	Convergence confinement methods are used to predict the formation of a 'plastic' zone in the rock mass surrounding a tunnel and of the interaction between the progressive development of this zone and different types of support.	Minor squeezing problems which are generally dealt with by rockbolts and shotcrete; sometimes with light steel sets or lattice girders are added for additional security.
C	2.5 to 5	Two-dimensional finite element analysis, incorporating support elements and excavation sequence, are normally used for this type of problem. Face stability is generally not a major problem.	Severe squeezing problems requiring rapid installation of support and careful control of construction quality. Heavy steel sets embedded in shotcrete are generally required.
D	5 to 10	The design of the tunnel is dominated by face stability issues and, while two-dimensional finite analyses are generally carried out, some estimates of the effects of forepoling and face reinforcement are required.	Very severe squeezing and face stability problems. Forepoling and face reinforcement with steel sets embedded in shotcrete are usually necessary.
E	More than 10	Severe face instability as well as squeezing of the tunnel make this an extremely difficult three-dimensional problem for which no effective design methods are currently available. Most solutions are based on experience.	Extreme squeezing problems. Forepoling and face reinforcement are usually applied and yielding support may be required in extreme cases.

Στο Σχήμα 2.8 οι Hoek & Marinos παρουσιάζουν την βελτιωμένη έκδοση του Σχήματος 2.7 στο οποίο παρουσιάζεται η μείωση των συγκλίσεων των τοιχωμάτων της σήραγγας για δεδομένο λόγο σ_{cm}/ρ_0 καθώς αυξάνει η πίεση άμεσης υποστήριξης ρ_i .



Σχήμα 2.8: Συσχέτιση σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας με το λόγο γενικευμένης αντοχής της βραχώμαζας προς το λόγο των επιτόπου τάσεων, όταν υπάρχει πίεση άμεσης υποστήριξης ρ_i (Hoek & Marinos, 2000).

2.3.3 Αναλυτικές Μέθοδοι

Στα πλαίσια του σχεδιασμού των σηράγγων κρίνεται απαραίτητος ο έλεγχος της ευστάθειας της διατομής καθώς και ο προσδιορισμός των μέτρων άμεσης υποστήριξης ώστε να αποφευχθεί η υπερβολική χαλάρωση της βραχώμαζας αλλά ταυτόχρονα να ενεργοποιηθεί η αντοχή της.

Τα συστήματα ταξινόμησης δεν λαμβάνουν υπόψιν τους διαφορετικούς τρόπους εκσκαφής (επιμέρους φάσεις, πλευρικές στοές κλπ.) και γεωυλικά τα οποία έχουν συμπεριφορά μαλακού βράχου-σκληρού εδάφους ή και εδάφους. Ταυτόχρονα τα περισσότερα από αυτά δεν έχουν βελτιωθεί ώστε να συμπεριλάβουν σύγχρονες μεθόδους άμεσης υποστήριξης.

Έτσι για την ακριβή εκτίμηση της συμπεριφοράς της βραχώμαζας κατά την εκσκαφή της σήραγγας πραγματοποιούνται δισδιάστατες και τρισδιάστατες αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία με τη χρήση ειδικών λογισμικών. Τα πιο συχνά

χρησιμοποιούμενα προγράμματα είναι το PHASES, το PLAXIS, το TUNNEL, το SOFISTIK και το ABAQUS, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την πραγματοποίηση των παραμετρικών αναλύσεων της παρούσας εργασίας.

Τα προγράμματα αυτά μπορούν να προσομοιάσουν τα διαδοχικά στάδια εκσκαφής, τα μέσα άμεσης υποστήριξης, ενώ μπορούν να υπολογίσουν τις παραμορφώσεις των τοιχωμάτων της σήραγγας, την έκταση της πλαστικής ζώνης και τις καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους.

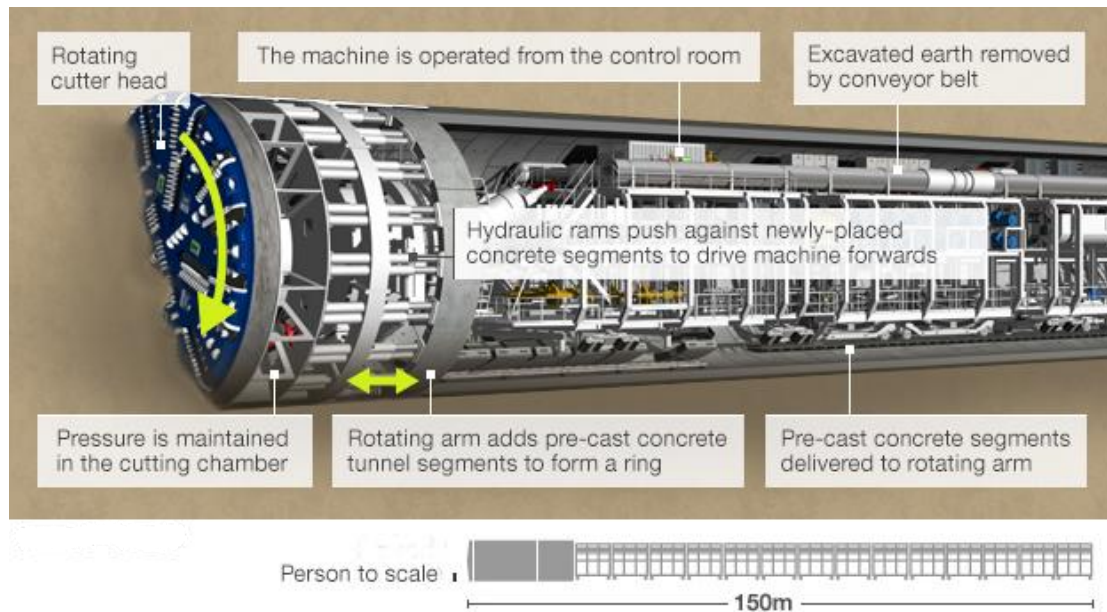
Οι αναλυτικές μέθοδοι αποτελούν αξιόπιστο μέσο για τον προσδιορισμό του τρόπου διάνοιξης της σήραγγας και τη διαστασιολόγηση των μέτρων υποστήριξης της, όταν βέβαια πραγματοποιούνται οι σωστές παραδοχές.

2.4 Τεχνικές Διάνοιξης Σηράγγων

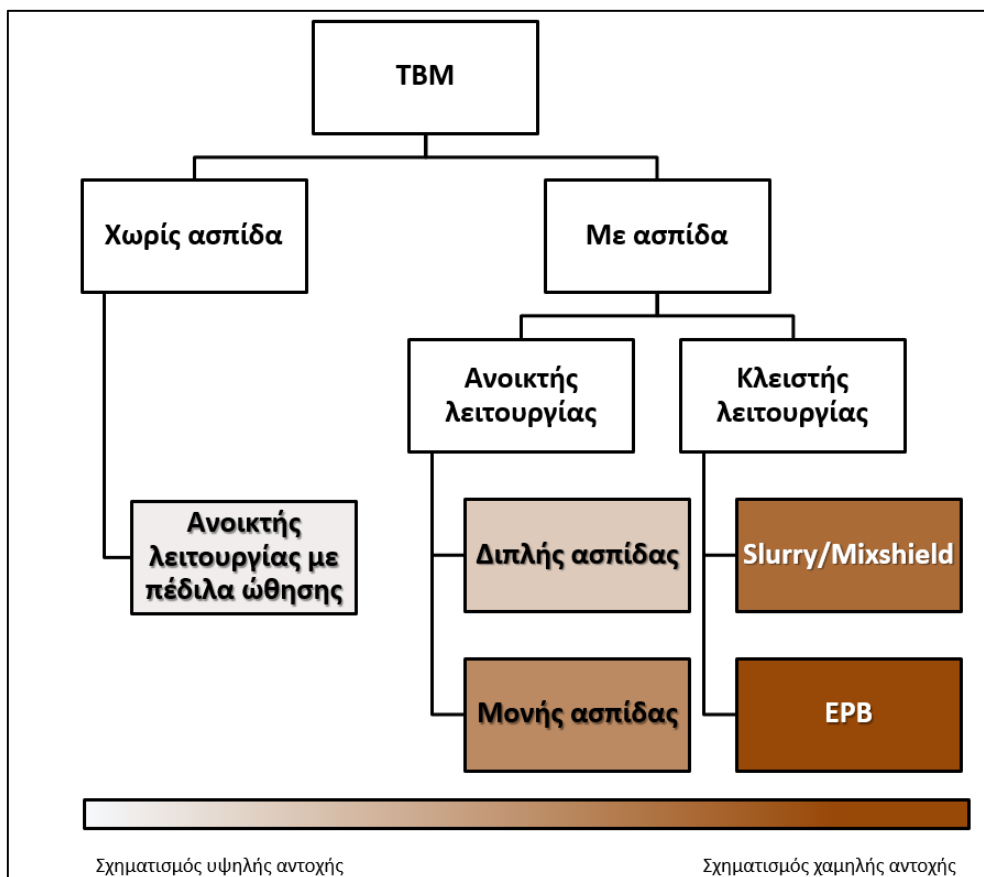
2.4.1 Διάνοιξη Σηράγγων με TBM

Τα μηχανήματα εκσκαφής σηράγγων (Tunnel Boring Machines-TBM) είναι επιμήκης μηχανές, οι οποίες προσβάλλουν όλη την έκταση του μετώπου της σήραγγας. Εκσκάπτουν σήραγγες με κυκλική διατομή με τη χρήση κεφαλής που έχει διάμετρο περίπου ίση με αυτή της σήραγγας και φέρει δίσκους κοπής και κοπίδια, των οποίων ο αριθμός και η διάταξη ποικίλει ανάλογα με την ποιότητα και την σκληρότητα της βραχώμαζας. Το εκσκαπτόμενο υλικό εισέρχεται στα ανοίγματα της κεφαλής και απομακρύνεται μέσω προσαρτημένου συστήματος μεταφορικών ταινιών. Κατά την εκσκαφή, τα τοιχώματα της σήραγγας πίσω από την κεφαλή υποστηρίζονται με προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος, τα οποία σχηματίζουν ένα δακτύλιο. Ορισμένα TBM διαθέτουν και ασπίδα, μονή ή διπλή, για την προσωρινή συγκράτηση των τοιχωμάτων της σήραγγας. Στο **Σχήμα 2.9** παρουσιάζεται η τυπική δομή μηχανήματος ολομέτωπης κοπής.

Για τα σκληρά πετρώματα χρησιμοποιούνται τα Hard Rock TBM είτε χωρίς ασπίδα για την προσωρινή συγκράτηση των τοιχωμάτων όταν πρόκειται για καλής ποιότητας βραχώμαζα, είτε με μονή ή διπλή ασπίδα για βραχώμαζες μέτριας και πτωχής ποιότητας. Όταν η σήραγγα διανοίγεται σε μαλακό βράχο ή σκληρό έδαφος ή έδαφος τότε χρησιμοποιούνται τα Soft Ground TBM, τα οποία διακρίνονται σε Slurry TBM και EPB. Τα συγκεκριμένα εξισορροπούν την εδαφική πίεση χρησιμοποιώντας το σκαμμένο υλικό, το οποίο έχει αναμιχθεί με ρυθμιστικούς παράγοντες (αφρό για τα EPB και μπετονίτη για τα Slurry), ως μέσο υποστήριξης του μετώπου συμβάλλοντας στην ευστάθεια του και αποτρέποντας φαινόμενα καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους.



Σχήμα 2.9: Τυπική δομή μηχανής ολομέτωπης κοπής – TBM (www.cbbt.com).



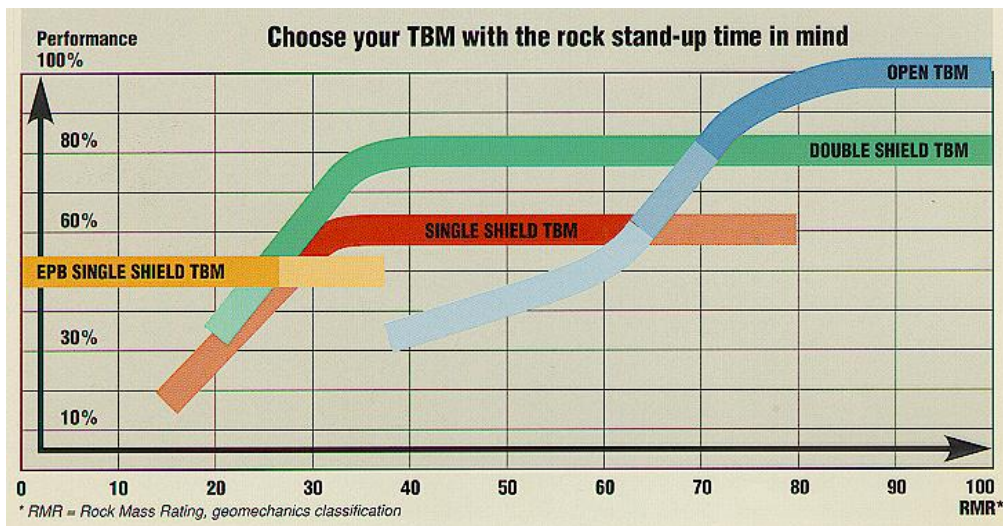
Σχήμα 2.10: Οι διάφοροι τύποι TBM για διάφορες αντοχές σχηματισμών (Μιχαλακόπουλος, 2015)



Εικόνα 2.4: Κοπτικές κεφαλές διαφόρων τύπων TBM (www.terratec.co).

Όπως προκύπτει, για την επιλογή του καταλληλότερου τύπου TBM είναι απαραίτητη η ακριβής εκτίμηση των γεωλογικών συνθηκών που επικρατούν κατά μήκος του άξονα της σήραγγας. Στο **Σχήμα 2.11** παρουσιάζεται διάγραμμα με την απόδοση κάθε τύπου TBM ανάλογα με την ποιότητα της βραχώμαζας κατά RMR. Το διάγραμμα από μόνο του δεν μπορεί να καθορίσει τον κατάλληλο τύπο TBM, αλλά μόνο να δώσει μια γενική εκτίμηση.

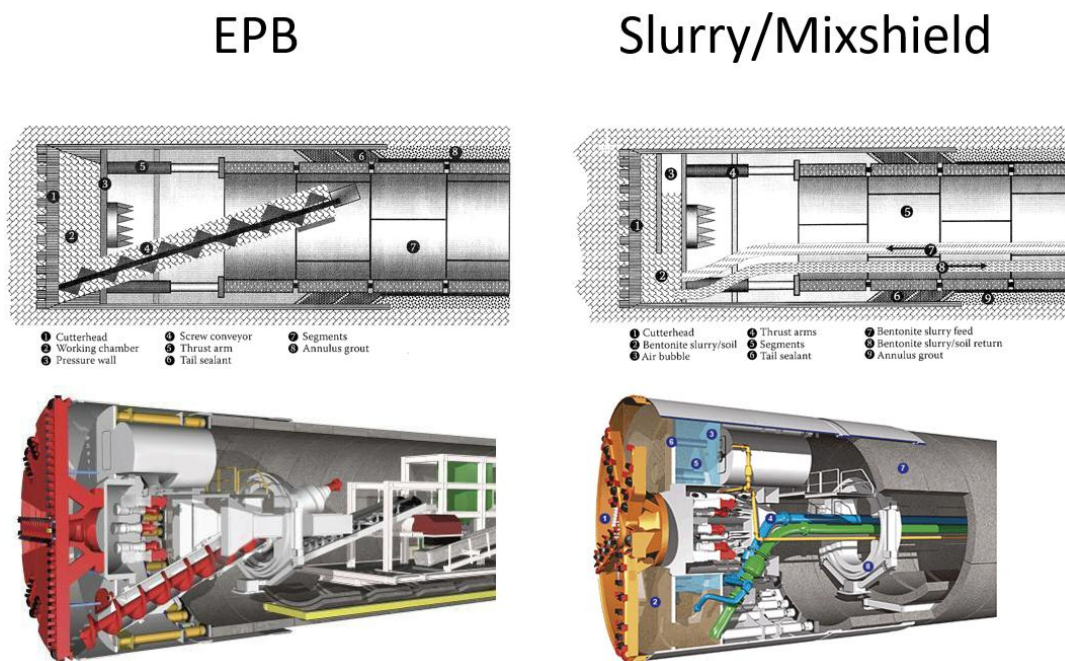
Η διάνοιξη με τη μέθοδο TBM παρουσιάζει μεγαλύτερους ρυθμούς προχώρησης σε σχέση με της κλασσικές μεθόδους όρυξης και μειωμένο κόστος για μεγάλου μήκους σήραγγες. Επίσης με τη χρήση μηχανών ολομέτωπης κοπής επιτυγχάνεται η διαμόρφωση ομοιόμορφου υποστηριγμένου ανοίγματος με την ελάχιστη παραμόρφωση της περιβάλλουσας βραχώμαζας και σημαντική μείωση των υπερεσκαφών. Ενώ ταυτόχρονα παρατηρούνται μειωμένες δονήσεις, γεγονός που τα καθιστά ιδανικά για κατασκευή σηράγγων σε αστικό περιβάλλον.



Σχήμα 2.11: Συσχέτιση της απόδοσης των διάφορων τύπων TBM με την ποιότητα της βραχώμαζας κατά RMR (Μιχαλακόπουλος, 2015).

Παρά την πληθώρα πλεονεκτημάτων που προσφέρει, η μέθοδος του TBM δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν παρουσιάζονται πολλές εναλλαγές στην γεωλογία του περιβάλλοντα σχηματισμού ή όταν απαιτείται όρυξη σήραγγας με διατομή διαφορετική της κυκλικής. Επίσης, το υψηλό κόστος αγοράς του TBM, καθιστά αδύνατη τη χρήση του σε μικρού μήκους σήραγγες καθώς δεν προλαβαίνει να γίνει απόσβεση μηχανήματος. Τέλος το ρίσκο επένδυσης κρίνεται μεγάλο όταν δεν έχουν καθοριστεί πλήρως οι γεωτεχνικές συνθήκες, καθώς η όποια λάθος επιλογή TBM μπορεί να οδηγήσει σε αυξημένους χρόνους κατασκευής, αυξημένο κόστος ή ακόμα και εγκλωβισμό του TBM στον σχηματισμό, φαινόμενο που έχει παρατηρηθεί κατά τη χρησιμοποίηση TBM σχεδιασμένο για σκληρά πετρώματα σε μαλακά και ασταθή.

Συνεπώς όταν συντρέχουν οι παραπάνω συνθήκες, είναι καλύτερο να προτιμώνται οι συμβατικές μέθοδοι διάνοιξης σηράγγων εκ των οποίων η πιο διαδεδομένη είναι η NATM (New Austrian Tunneling Method).



Σχήμα 2.12: Τυπική δομή EPB και Slurry TBM (Τσαπέκης, 2019).

2.4.2 Διάνοιξη Σηράγγων με τη Μέθοδο NATM

Η Νέα Αυστριακή Μέθοδος Διανοίξεως Σηράγγων (New Austrian Tunneling Method-NATM) αποτελείται από ένα σύνολο μεθοδολογιών και τεχνικών διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων. Η μέθοδος NATM προδιαγράφηκε και έλαβε το όνομα της από τους μηχανικούς Rabcewicz, Mueller, Brunner και Pacher, περί το 1960, αν και πολλές από τις τεχνικές της είχαν εφαρμοστεί ήδη πριν από εκείνη την ημερομηνία.

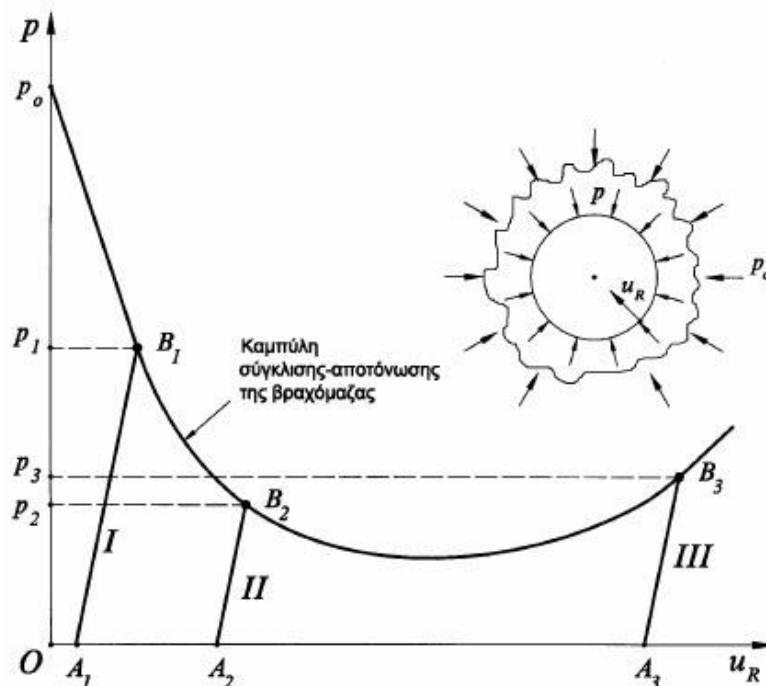
Πολλοί ορισμοί έχουν δοθεί για τη κατανόηση της μεθόδου NATM. Κυριότεροι όμως είναι οι παρακάτω (Karakuş and Fowell, 2004) :

1. **L.v. Rabcewicz το 1964** : A new method consisting of a thin sprayed concrete lining, closed at the earliest possible moment by an invert to a complete ring – called an “auxiliary arch”- the deformation of which is measured as a function of time until equilibrium is obtained”
2. **Αυστριακή Εθνική Επιτροπή Υπογείων Κατασκευών (Austrian National Committee on “Underground Construction” of the International Tunnelling Association το 1980** : “The New Austrian Tunnelling Method (NATM) is based on a concept whereby the ground (rock or soil) surrounding an underground opening becomes a load bearing structural component through activation of a ring like body of supporting ground”
3. **Sauer το 1988** : “A method of producing underground space by using all available means to develop the maximum self-supporting capacity of the rock or soil itself to provide the stability of the underground opening.”

Η μέθοδος NATM έχει επικρατήσει παγκοσμίως στη διάνοιξη σηράγγων καθώς έχει επεκταθεί σημαντικά συμπεριλαμβάνοντας όλες τις σύγχρονες τεχνικές διάνοιξης, υποστήριξης και ενόργανης παρακολούθησης των σηράγγων. Αν και δεν υπάρχει αποδεκτός ορισμός της «μεθόδου», μπορούμε να δεχτούμε ότι οι μόνοι τρόποι διάνοιξης που δεν εντάσσονται σε αυτήν είναι η διάνοιξη με : (α) TBM, (β) με προστατευτική ασπίδα και (γ) με άμεση υποστήριξη που δεν περιλαμβάνει αγκύρια ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (π.χ υποστήριξη μόνο με μεταλλικά πλαίσια ή προκατασκευασμένα στοιχεία).

Η βασική «φιλοσοφία» της μεθόδου NATM είναι ότι η υποστήριξη δεν παραλαμβάνει όλα τα γεωστατικά φορτία αλλά επιτρέπει την ανακατανομή των φορτίων στην περιβάλλουσα της εκσκαφής βραχώμαζα, η οποία ανακατανομή οδηγεί τελικά στη δημιουργία ενός δακτυλίου γύρω από το άνοιγμα που θα λειτουργήσει ως τοξωτός φορέας. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της ελεγχόμενης σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας. Πιο συγκεκριμένα, η σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας επιτρέπεται στο βαθμό εκείνο όπου η υποστήριξη θα παραλάβει τα ελάχιστα φορτία χωρίς να αποδιοργανωθεί η περιβάλλουσα δομή της βραχώμαζας.

Στο **Σχήμα 2.12** παρουσιάζεται η παραπάνω διαδικασία μέσω της καμπύλης σύγκλισης- αποτόνωσης (convergence-confinement curve) της βραχώμαζας, η οποία χρησιμοποιείται για να περιγράψει και να υπολογιστεί το φαινόμενο της αποσυμπίεσης ή αλλιώς αποτόνωσης της βραχώμαζας και της αλληλεπίδρασης της με την άμεση υποστήριξη.



Σχήμα 2.13: Επιρροή του χρόνου τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης στην πίεση της βραχόμαζας επί της υποστήριξης της σήραγγα (Καββαδάς, 2007).

I: Πολύ νωρίς. Η πίεση στην άμεση υποστήριξη (p_1) είναι πολύ μεγάλη.

II: Κανονικός χρόνος κατασκευής της άμεσης υποστήριξης. Η πίεση (p_2) έχει μειωθεί σημαντικά.

III: Πολύ αργά. Η πίεση (p_3) έχει αυξηθεί λόγω αποδιοργάνωσης-χαλάρωσης της βραχόμαζας, με συνέπεια τον κίνδυνο κατάρρευσης

Μαθηματικά, το πρόβλημα της σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας μπορεί να περιγραφεί από τη σχέση :

$$p_i = (1-\lambda) p_o$$

Όπου

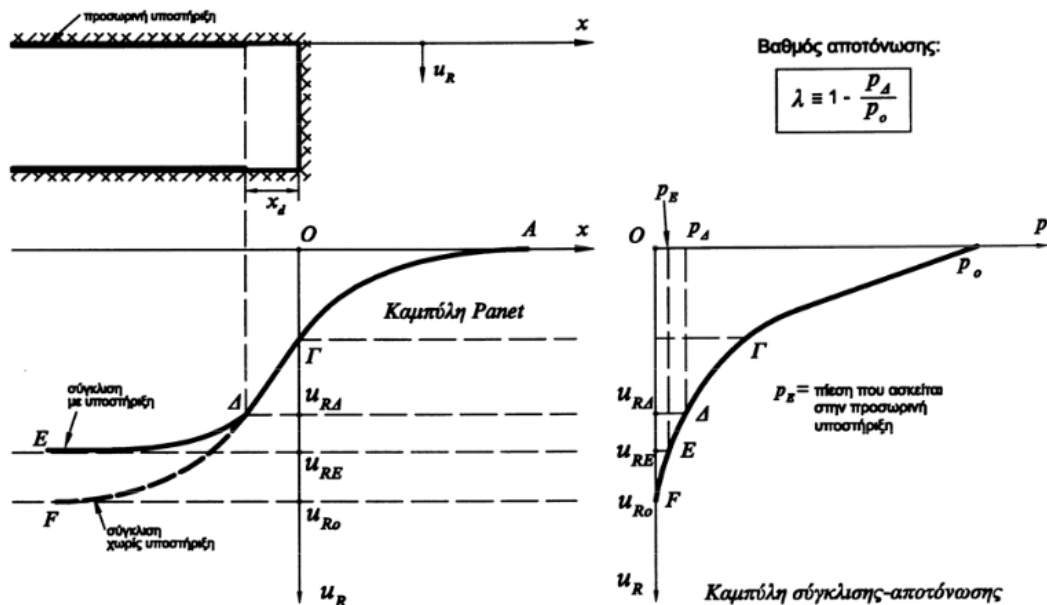
p_o : η πίεση του εντατικού πεδίου

p_i : η πίεση που αντιστηρίζει το πέτρωμα

λ : ο συντελεστής αποτόνωσης (deconfinement ratio), ο οποίος περιγράφει το ποσοστό σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας.

Όταν η πίεση p_i που ασκεί το μέσο υποστήριξης είναι μικρότερη από την πίεση του εντατικού πεδίου τότε το περιβάλλον πέτρωμα συνεχίζει να εκτονώνεται μέχρι να επέλθει ισορροπία. Για αυτή την κατάσταση ο συντελεστής αποτόνωσης λ λαμβάνει τιμές $0 < \lambda < 1$. Όταν το πέτρωμα παρουσιάζει μηδενική αποτόνωση $\lambda=0$ τότε είτε δεν έχει πραγματοποιηθεί εκσκαφή ακόμα είτε έχει τοποθετεί υποστήριξη που παραλαμβάνει όλο το γεωστατικό φορτίο. Ενώ όταν ο συντελεστής αποτόνωσης

ισούνται με $\lambda=1$ τότε το πέτρωμα έχει λάβει όλες του τις παραμορφώσεις αφού δεν υπάρχει η δράση υποστήριξης.



Σχήμα 2.14: Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε σήραγγα υποστηριζόμενη με εκτοξευόμενο σκυροδέμα (Καββαδас, 2007).

Ένα σημαντικό ποσοστό της σύγκλισης συμβαίνει πίσω από το μέτωπο της σήραγγας δηλαδή πριν ακόμα η εκσκαφή φτάσει σε αυτό το σημείο. Ταυτόχρονα οι παραμορφώσεις των τοιχωμάτων της σήραγγας αυξάνουν ταχύτατα στην περιοχή του μετώπου. Έτσι, κρίνεται απαραίτητος ο υπολογισμός της απόστασης τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης από το μέτωπο ώστε να μην ξεπεραστεί η μέγιστη κατασκευαστικά αποδεκτή σύγκλιση τοιχωμάτων σήραγγας. Ο υπολογισμός της θέσης γίνεται εύκολος με τη χρήση του βαθμού αποτόνωσης και των καμπυλών Panet που συσχετίζουν τη μετακίνηση του τοιχώματος της σήραγγας σε διάφορες θέσεις πίσω και μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής (Σχήμα 2.13). Με βάση τις παραπάνω αρχές μπορούν να προσεγγιστούν με μεγάλη επιτυχία από διδιάστατα μοντέλα τα μέτρα υποστήριξης των σήραγγων και η θέση τοποθέτησης τους.

Συνοψίζοντας η εφαρμογή της μεθόδου NATM στη σηραγγοποιία χαρακτηρίζεται από κάποιες βασικές αρχές, οι οποίες είναι :

- Εκσκαφή και διάνοιξη της σήραγγας με μηχανική εκσκαφή ή χρήση εκρηκτικών η οποία πραγματοποιείται σε μια οι περισσότερες φάσεις ώστε να μειωθούν οι συγκλίσεις και να βελτιωθεί η ευστάθεια της σήραγγας.
- Άμεση υποστήριξη των τοιχωμάτων της σήραγγας με τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αγκυρίων και ακόμα αν απαιτείται μεταλλικών πλεγμάτων και δοκών προπορείας. Η υποστήριξη θα πρέπει να τοποθετείται σε μικρή απόσταση από το μέτωπο ώστε να αναλάβει τα φορτία κατά το δυνατόν ταχύτερα περιορίζοντας την περαιτέρω σύγκλιση των τοιχωμάτων.

- Κλείσιμο του δακτυλίου εκσκαφής με την τοποθέτηση εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο σύνολο της διατομής (δηλαδή και στο δάπεδο). Η δημιουργία του δακτυλίου συντελεί στο περιορισμό της σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας ιδιαίτερα όταν η περιβάλλουσα βραχόμαζα έχει πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά. Να σημειωθεί ότι η σκυροδέτηση του δαπέδου δεν είναι απαραίτητη όταν η σήραγγα διανοίγεται σε καλής ποιότητας βραχόμαζα.
- Ενόργανη παρακολούθηση της συμπεριφοράς της περιβάλλουσας βραχόμαζας ώστε να επιτευχθεί η ελεγχόμενη σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας και να γίνει η εφαρμογή της άμεσης υποστήριξης στη κατάλληλη απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής.

2.5 Προβλήματα κατά τη Διάνοιξη Σηράγγων και Τρόποι αντιμετώπισης

2.5.1 Ευστάθεια Σήραγγας

Το σημαντικότερο πρόβλημα που μπορεί να απασχολήσει ένα μηχανικό κατά τη διάνοιξη μιας σήραγγας είναι η ευστάθεια της σήραγγας. Μια σήραγγα δύναται να εκδηλώσει αστοχίες βαρυτικού ή τασικού τύπου.

Βαρυτικού τύπου αστοχίες αναπτύσσονται όταν τα συστήματα των ασυνεχειών παρουσιάζουν δυσμενή δομική διάταξη ως προς τον προσανατολισμό της σήραγγας δημιουργώντας επισφαλής όγκους πετρώματος ή αλλιώς σφήνες. Οι σφήνες μπορούν να διαμορφωθούν από δύο οι περισσότερες ασυνέχειες στην οροφή ή τα τοιχώματα της σήραγγας και δύναται να αστοχήσουν με κατάπτωση ή ολίσθηση αντίστοιχα. Για να αποφευχθεί το φαινόμενο, οι σφήνες σταθεροποιούνται με την αγκύρωση τους στο υγιές πέτρωμα. Δηλαδή γίνεται χρήση αγκυρίων/ήλων είτε κατά περίπτωση είτε σε κάρναβο όταν δεν είναι γνωστή η ακριβής θέση των επισφαλών τεμαχών. Πολλές φορές γίνεται ο συνδυασμός των παραπάνω μέτρων υποστήριξης με συρματοπλέγμα.

Τασικού τύπου αστοχίες παρουσιάζονται όταν η βραχόμαζα είναι αρκετά διακλασμένη ώστε να συμπεριφέρεται ως ομοιογενές υλικό. Οι τασικού τύπου αστοχίες αναφέρονται στο φαινόμενο της σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας. Για να αντιμετωπιστεί το φαινόμενο αυτό προτείνεται η διάνοιξη της σήραγγας σε δύο ή περισσότερες φάσεις, χρήση δοκών προπορείας και όταν οι παραμορφώσεις που πρόκειται να πραγματοποιηθούν είναι μεγάλες (φαινόμενο σύνθλιψης) κρίνεται κατάλληλη η χρήση ολισθαίνουσων συνδέσεων εγκατεστημένες σε χαλύβδινα πλαίσια ή ακόμα και υπερασκαφή με σχισμές σύνθλιψης στο κέλυφος.

Στο **Πίνακα 2.14** παρουσιάζεται η τεχνικογεωλογική συμπεριφορά της βραχόμαζας κατά την διάνοιξη η οποία συσχετίζεται με την ποιότητα της βραχόμαζας βάση GSI, την αντοχή του άρρηκτου βράχου και το τασικό πεδίο (ύψος υπερκειμένων).

Πίνακας 2.14: Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά της βραχώμαζας κατά την διάνοιξη- TBC (Tunnel Behaviour Chart) (B. Μαρίνος, 2010).

ΠΙΝΑΚΑΣ ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (TBC) B. Μαρίνος (2007)	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΑ			
	Μικρό πάχος (H<<)		Μεγάλο πάχος (H>>)	
	ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΡΗΚΤΟΥ ΒΡΑΧΟΥ (σ_c)			
ΔΟΜΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ (ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ GSI)	$\sigma_c <<$	$\sigma_c >>$	$\sigma_c <<$	$\sigma_c >>$
ΑΡΡΗΚΤΗ Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση	1 	2 	3 	4
ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ/ ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ Αδιατάρακτη βραχώμαζα με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών	5 	6 	7 	8
ΠΟΛΥ ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ Μερικώς διαταραγμένη βραχώμαζα με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών	9 	10 	11 	12
ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ/ ΠΤΥΧΩΜΕΝΗ Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας	13 	14 	15 	16
ΑΠΟΔΙΟΡΓΑΝΩΜΕΝΗ Ισχυρά κερματισμένη βραχώμαζα με παχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιώνων και αποστραγγυλωμένων τεμαχίων	17 	18 	19 	20
ΦΥΛΛΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΜΗΜΕΝΗ Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενής βραχώμαζα. Η φύλλωση επικρατεί έναντι οποιαδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιώνων τεμαχίων (η κλίμακα σε αυτό το εικονίδιο δεν συγκρίνεται με αυτή των άλλων εικονιδίων)	21 	22 	23 	24

Κατηγορίες Τεχνικογεωλογικής Συμπεριφοράς Ανυποστήρικτης Διατομής	
St (Stable):	Ευσταθής διατομή με τοπικές μόνο βαρυτικές αστοχίες
Wg (Wedge failure):	Σφηνοειδείς ολισθήσεις ή πτώσεις τεμαχίων λόγω βαρύτητας
Ch (Chimney failure):	Αστοχία τύπου «καμινάδας»
Rv (Ravelling ground):	Καταρροή βραχώμαζας
Sh (Shearing failures in shallow zone around the tunnel perimeter):	Μικρές έως μέτριες παραμορφώσεις με την εκδήλωση διατμητικών αστοχιών σε ζώνη μικρή έκτασης περιμετρικά της σήραγγας χωρίς όμως να αποκλείονται τοπικά και αστοχίες τεμαχίων λόγω βαρύτητας
Sq (Squeezing ground):	Σημαντικές παραμορφώσεις λόγω υπερφόρτισης από την εκδήλωση διατμητικών αστοχιών σε εκτεταμένη ζώνη περιμετρικά της σήραγγας

Η τεχνικογεωλογική συμπεριφορά μπορεί να ελέγχεται και από δύο ή ακόμα και τρεις τύπους κατηγορίας (π.χ. Sh-Ch) αλλά και από ενδιάμεσες συνθήκες δυο κατηγοριών που ανήκουν στον ίδιο γενικό μηχανισμό συμπεριφοράς (π.χ. βαρυτικές αστοχίες: Wg-Ch)

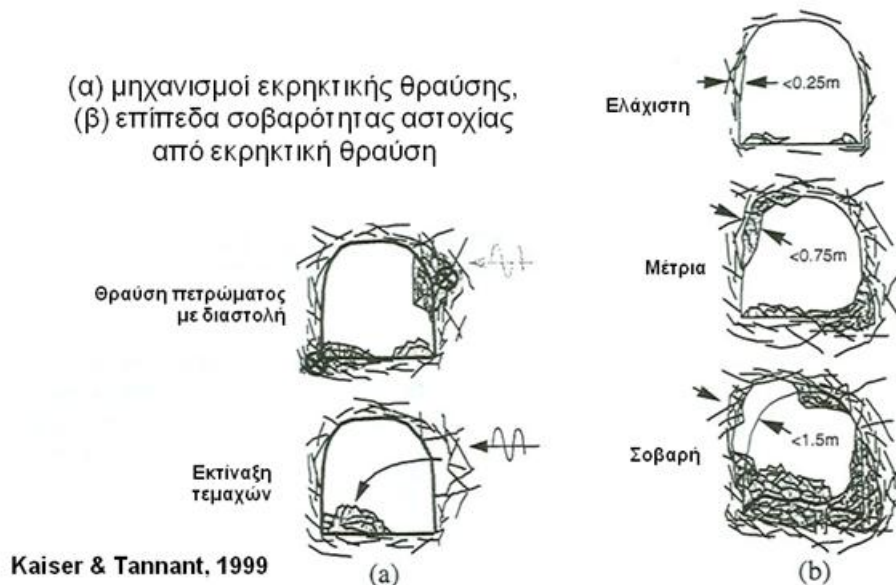
Σημειώσεις:

- Η έντονη παρουσία αργίλου είτε στις ασυνέχειες ως επιρροές είτε ως ζώνες μέσα στη βραχώμαζα μπορεί να μετακινήσει τον τύπο των κινησιακών αστοχιών μόνο προς τα κάτω στο παραπάνω διάγραμμα (π.χ. από Wg 9 \Rightarrow Ch 13)
- Η παρουσία νερού επηρεάζει τον συντελεστή ασφαλείας και όχι τον μηχανισμό της συμπεριφοράς. Οι περιπτώσεις που επηρεάζει αφορούν κυρίως στις δομές «Διαταραγμένη-Στρωματώδης» και «Αποδιοργανωμένη» όπου η έντονη παρουσία νερού είναι πιθανό να "μετακινήσει" τη συμπεριφορά από μια κατάπτωση τύπου καμινάδας (Ch) ή συνεχή κατάπτωση και καταρροή (Rv) σε ροή εδάφους (F). Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην παρουσία νερού σε ζώνες υψηλής περατότητας (κερματισμένες ζώνες ρηγματών) ή σε ενόχτες οι οποίες έχουν «φραγεί» από ζώνες πολύ χαμηλής περατότητας (διατμημένες ζώνες ρηγματών με έντονη παρουσία αργιλοποιημένων γεωλικών)
- Η ποιότητα των ασυνεχειών, το δεύτερο στοιχείο του GSI, συμβάλει στην ένταση του φαινομένου της συγκεκριμένης συμπεριφοράς
- Ο πίνακας δεν αφορά περιπτώσεις πολύ μεγάλου πάχους υπερκειμένων (π.χ. παλιές εκσκαφές πη ή πάνω από 1000 m)
- Επί τούτων δεν ορίζονται όρια στο πάχος των υπερκειμένων ούτε στις τιμές της αντοχής του άρρηκτου πετρώματος, ώστε ο πίνακας αυτός να μην κινδυνεύει να υπονοηθεί από μη έμπειρους χρήστες. Σκοπός του πίνακα είναι να δώσει τη λογική και τους μηχανισμούς της αστάθειας στις διάφορες περιπτώσεις τύπων βραχώμαζας στη φύση. Εν όψει περιπτώσεων θα μπορούσε να θεωρηθεί κανείς εντελώς ενδεικτικά ως καταρχήν όριο $\sigma_{ci} = 15 \text{ MPa}$

2.5.2 Εκρηκτική Θραύση Πετρωμάτων (Rockblusting)

Η εκρηκτική θραύση είναι φαινόμενο που παρατηρείται σε μεγάλα βάθη συνήθως πάνω από 1000 μέτρα όταν το πέτρωμα είναι συμπαγές δηλαδή με λίγες ασυνέχειες ή χωρίς και ταυτόχρονα παρουσιάζει υψηλή αντοχή σε μονοαξονική θλίψη και μεγάλο μέτρο ελαστικότητας. Στη συγκεκριμένη περίπτωση το πέτρωμα παραλαμβάνει τα φορτία προσεγγίζοντας την ελαστική συμπεριφορά και στο τέλος αστοχεί εκρηκτικά κερματιζόμενο (ψαθυρά). Αυτός ο τύπος αστοχίας εκτός από το ότι μπορεί να προκαλέσει σημαντικά προβλήματα στη σήραγγα, αποτελεί μεγάλο κίνδυνο όσον αφορά την ασφάλεια του προσωπικού.

Για να αντιμετωπιστεί το φαινόμενο είναι δυνατή η τοποθέτηση παραμορφώσιμης υποστήριξης, όπως αγκύρια swellex ή split με μεγάλη πλάκα κεφαλής, ώστε να μειωθεί η απελευθερούμενη ενέργεια. Ως υποστήριξη μπορεί να χρησιμοποιηθούν συνδυαστικά ενεματωμένα αγκύρια για την συγκράτηση τεμαχών και ισχυρό πλέγμα. Αποτόνωση του βράχου μπορεί επίσης να επιτευχθεί με ελεγχόμενες εκρήξεις κατά την διάνοιξη.



Σχήμα 2.15 : Εκρηκτική θραύση πετρωμάτων : (α) μηχανισμοί ,(β) επίπεδα σοβαρότητας αστοχίας (Π.Μαρίνος, 2019).

2.5.3 Διόγκωση

Η διόγκωση είναι η χρονικά εξαρτώμενη σημαντική αύξηση του όγκου του πετρώματος, η οποία συμβαίνει εξαιτίας φυσικοχημικών αντιδράσεων με νερό. Το νερό μπορεί είτε να προέρχεται από το ίδιο το πέτρωμα είτε να προέρχεται από άλλες εργασίες που έχουν πραγματοποιηθεί εντός της σήραγγας όπως λειτουργία μηχανημάτων και ερευνητικές διατρήσεις.

Το φαινόμενο της διόγκωσης παρατηρείται στις περιπτώσεις εδαφών και πετρωμάτων που στη δομή τους περιλαμβάνουν διογκούμενα ορυκτά (αργιλικά ή ανυδρίτη). Τέτοιοι σχηματισμοί είναι αρκετοί εκ των οποίων οι πιο σημαντικοί είναι ο γύψος, η μάργα, ο αργιλικός σχιστόλιθος και οι άργιλοι.

Η αύξηση του όγκου του πετρώματος οδηγεί σε μια συγκλίνουσα κίνηση της περιμέτρου της σήραγγας. Τα προβλήματα συνήθως παρουσιάζονται στο δάπεδο των ανυποστήρικτων σηράγγων. Πιο συγκεκριμένα, κατά την αποσύνθεση του πετρώματος το μέτρο ελαστικότητας και η αντοχή του μειώνονται οδηγώντας σε στην αποσάρθρωση του δαπέδου και κατά συνέπεια αύξηση του στατικού ύψους της σήραγγας που επιφέρει περισσότερη χαλάρωση στη περίμετρο της.

Οι τρόποι αντιμετώπισης των προβλημάτων βασίζονται στην αντιστήριξη του δαπέδου η οποία μπορεί να είναι είτε άκαμπτη όπου οι τάσεις θα παραλαμβάνονται από την επένδυση, είτε εύκαμπτη όπου επιτρέπεται η ανακατανομή των τάσεων και η ελεύθερη κίνηση του εδάφους. Στους άκαμπτους τύπους δαπέδου διακρίνονται το άκαμπτο δάπεδο ανάστροφου τόξου και το αγκυρωμένο, ενώ στους εύκαμπτους τύπους το εύκαμπτο δάπεδο και το δάπεδο ανάστροφου τόξου πάνω από στρώμα παραμορφώσιμου υλικού.

2.5.4 Ευστάθεια Στομίων Σήραγγας

Τα στόμια των σηράγγων αποτελούν το τμήμα συνάντησης του υπόγειου και του επίγειου έργου τα οποία κατασκευάζονται με συμβατικές μεθόδους εκσκαφής. Κατά την κατασκευή παρουσιάζονται σημαντικά προβλήματα τα οποία προκύπτουν κυρίως από τη γεωλογία του προς διάνοιξη σχηματισμού. Πιο συγκεκριμένα οι σχηματισμοί που βρίσκονται κοντά στην επιφάνεια του εδάφους είναι περισσότερο αποσαθρόμενοι, ενώ εξαιτίας του μικρού πάχους δεν είναι δυνατή η πλήρης ανάπτυξη του φαινομένου του θόλου. Έτσι είναι δυνατό να προκληθούν σημαντικά προβλήματα όπως αστοχία του φυσικού πρανούς και κατάρρευση των στομίων.

Για να αντιμετωπιστούν τα παραπάνω συνήθως πραγματοποιείται σκυροδέτηση και αγκύρωση του πρανούς γύρω από το μέτωπο προσβολής, χρήση δοκών προπορείας και μεταλλικών προπλαισίων και τοποθέτηση άμεσης υποστήριξης που παραλαμβάνει όλα τα γεωστατικά φορτία αποτρέποντας τη μετακίνηση του σχηματισμού. Άλλες μέθοδοι προστασίας αποτελούν η αντιστήριξη του πρανούς με

συρματοκιβώτια, η αποστράγγιση με δημιουργία οπών, κατασκευή στεγάστρων και βραχοπαγίδων για τις βραχόπτωσεις κ.α.

2.5.5 Ευστάθεια Μετώπου

Η ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής είναι ένα από τα σημαντικότερα ζητήματα που θα κλιθεί να αντιμετωπίσει ο μηχανικός υπογείων έργων. Το μέτωπο δύναται να αστοχήσει με δύο τρόπους ανάλογα με τη φύση του γεωλογικού σχηματισμού. Στη περίπτωση των μη συνεκτικών εδαφών η βραχώμαζα αποδιοργανώνεται και καταρρέει με τη μορφή «καμινάδας» (chimney failure) η οποία επεκτείνεται πάνω από το μέτωπο της σήραγγας. Ενώ στην περίπτωση των συνεκτικών εδαφών, εμφανίζονται μεγάλες παραμορφώσεις στο μέτωπο υπό τη μορφή εξώθησης επηρεάζοντας μεγάλο μέρος εδαφικού υλικού πίσω και πάνω από αυτό.

Η αστοχία του μετώπου μπορεί να επιφέρει μεγάλα προβλήματα εκ των οποίων τα πιο σημαντικά είναι:

- Καταστροφή της υπάρχουσας υποστήριξης κοντά στο μέτωπο
- Καταστροφή εξοπλισμού σήραγγας (π.χ. μηχανές εκσκαφής ή εγκλωβισμός TBM)
- Τραυματισμός προσωπικού που εργάζεται κοντά στο μέτωπο
- Μη αποδεκτές καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους στις ρηχές σήραγγες
- Καθυστέρηση των κύκλων εργασιών
- Κόστος αποκατάστασης των παραπάνω προβλημάτων (αποκατάσταση μηχανημάτων και υποστήριξης, αποζημιώσεις για βλάβες σε κτίρια κλπ.)

Οι τρόποι αποφυγής του φαινομένου αυτού είναι πολλοί όπως χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας, εκσκαφή σε φάσεις, σκυροδέτηση του μετώπου, χρήση μηχανημάτων ολομέτωπης κοπής με εξισορρόπηση της εδαφικής πίεσης κ.α.

Η ευστάθεια του μετώπου βαθιάς σήραγγας κατά την διάνοιξη με συμβατική εκσκαφή είναι το ζήτημα που θα απασχολήσει την παρούσα διπλωματική εργασία. Στο **Κεφάλαιο 3** και **Ενότητα 3.2.1** θα δοθούν περισσότερες πληροφορίες για τους μηχανισμούς αστοχίας του μετώπου καθώς και των μέτρων αντιμετώπισης, ενώ στη συνέχεια θα ακολουθήσει εκτενής έρευνα για την επιρροή των διάφορων μέτρων βελτίωσης (fiberglass και forepoles) της ευστάθειας του.

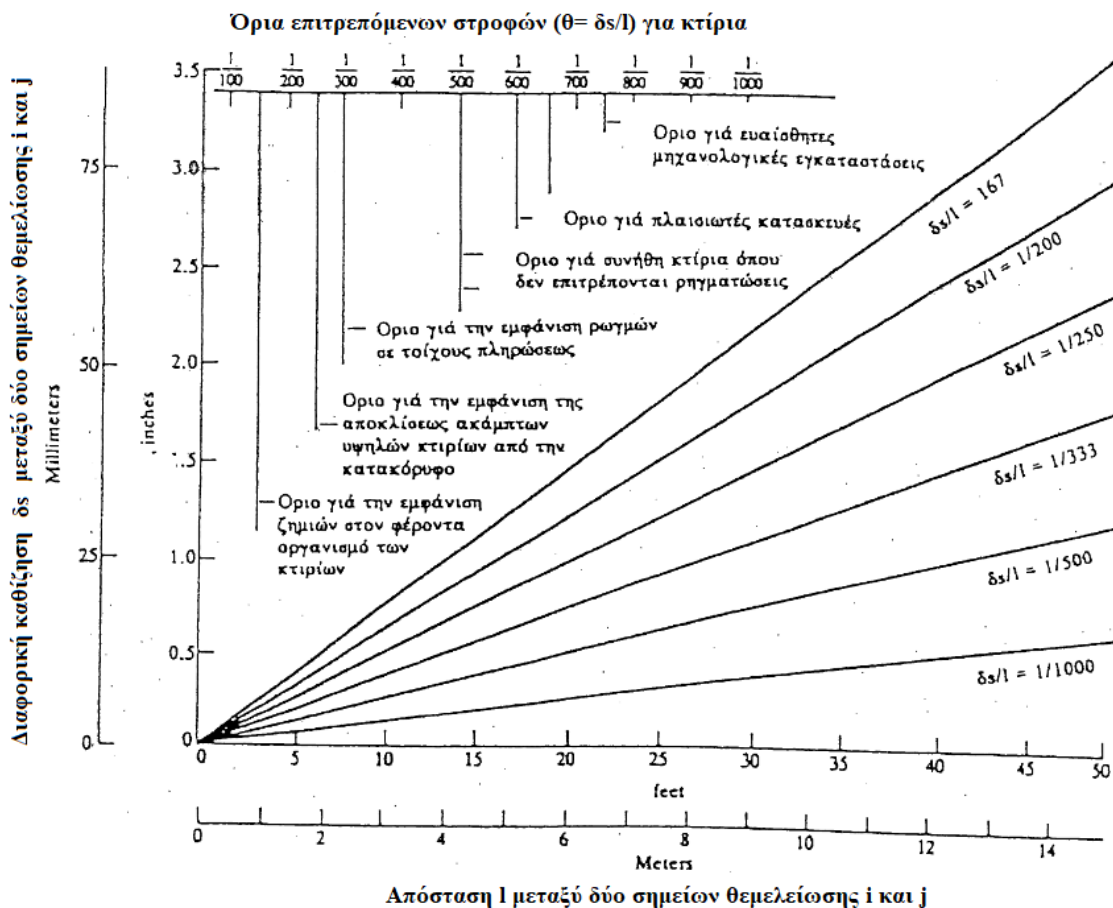
2.5.6 Καθιζήσεις

Ένα σημαντικό πρόβλημα που προκύπτει κατά τη διάνοιξη αβαθών υπόγειων ανοιγμάτων είναι η καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους. Αυτό το ζήτημα αποκτά ιδιαίτερη σημασία όταν οι εργασίες πραγματοποιούνται στον αστικό ιστό καθώς μπορεί να δημιουργηθούν σοβαρά προβλήματα στις υπερκείμενες κατασκευές και στα συγκοινωνιακά δίκτυα. Ανάλογα με το είδος του κτιρίου και την λειτουργία του αλλάζουν τα όρια των επιτρεπόμενων καθιζήσεων. Παραδείγματος χάριν για κτίρια ιστορικής ή πολιτιστικής σημασίας ή για κτίρια τα οποία φιλοξενούν ευαίσθητες

μηχανολογικές εγκαταστάσεις τα όρια των ανεκτών καθιζήσεων είναι αρκετά στενά. Ωστε να οπτικοποιηθούν τα παραπάνω, στο **Σχήμα 2.16** παρουσιάζεται διάγραμμα με τα όρια γωνιακών στροφών δηλαδή της αλλαγής της κλίσης της γραμμής που συνδέει δύο σημεία θεμελίωσης ενός κτιρίου εξαιτίας της διαφορικής καθίζησης μεταξύ των σημείων αυτών.

Όπως γίνεται κατανοητό η εκτίμηση μεγέθους της υποχώρησης της επιφάνειας του εδάφους αποτελεί μείζων ζήτημα για την κατασκευή σηράγγων. Ωστόσο ο ακριβής προσδιορισμός των υποχωρήσεων αυτών δεν είναι απλός, καθώς εξαρτώνται από πληθώρα παραγόντων όπως :

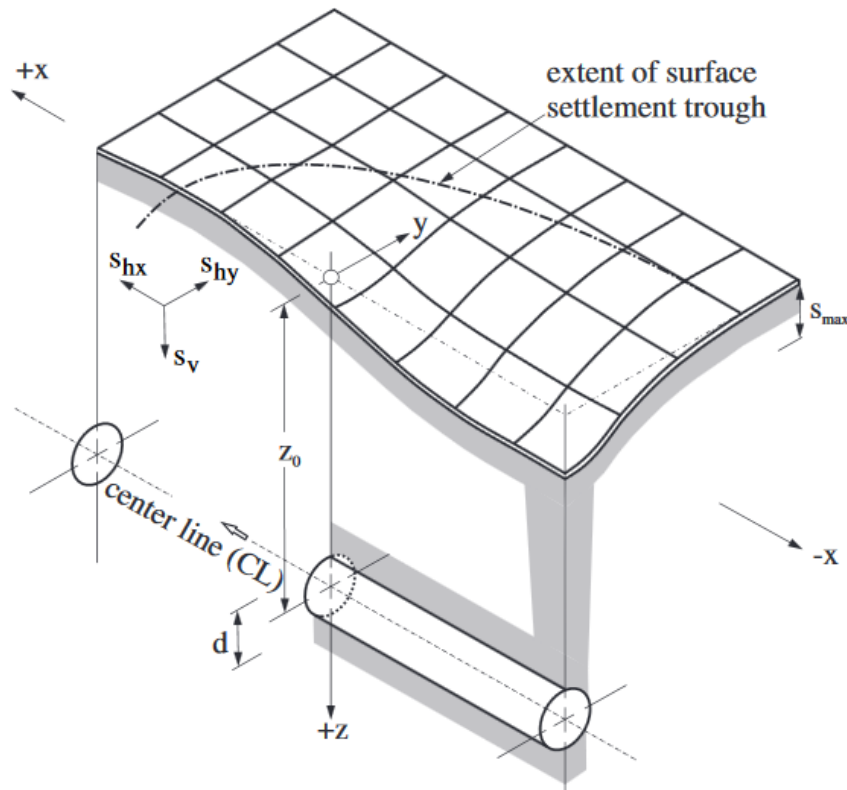
1. το είδος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους
2. τη γεωμετρία και το βάθος του υπόγειου ανοίγματος
3. τη μέθοδο διάνοιξης (συμβατική, μέθοδος TBM κλπ.)
4. τον τρόπο υποστήριξης της σήραγγας και της απόστασης τοποθέτησης της από το μέτωπο



Σχήμα 2.16: Όρια διαφορικών καθιζήσεων και γωνιακών στροφών κατά NAVFAC DM 71/1982 (B.Παπαδόπουλος, 2017).

Οι μετακινήσεις της εδαφικής μάζας κατά τη διάνοιξη σηράγγων συνδέονται τόσο με την εξώθηση του μετώπου όσο και με την σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας. Έτσι για την αντιμετώπιση του φαινομένου κατά τη διάνοιξη με συμβατική μέθοδο

πρέπει να τοποθετηθεί άκαμπτη υποστήριξη σε κοντινή απόσταση από το μέτωπο που δεν θα επιτρέπει στην γεώμαζα να αποτονωθεί. Ενδείκνυται η χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου (fiberglass) ώστε να μειωθεί η εξώθηση του μετώπου και οι μετακινήσεις που συμβαίνουν πίσω από αυτό.



Σχήμα 2.17: Τρισδιάστη απεικόνιση λεκάνης καθιζήσεων κατα Attewell 1986 (M. Obel et al, 2016).

Επίσης περεταίρω μείωση των συγκλίσεων θα επιφέρει η διάνοιξη της σήραγγας σε φάσεις. Άλλοι τρόποι ελάττωσης του φαινομένου είναι τεχνικές βελτίωσης του εδάφους όπως τσιμεντενέσεις και κατασκευή πιλοτικής σήραγγας.

Βέβαια η πιο συχνά χρησιμοποιούμενη μέθοδος διάνοιξης σε αυτήν την περίπτωση είναι με χρήση μηχανημάτων ολομέτωπης κοπής όπου επιλέγονται TBM τύπου Slurry ή EPB τα οποία αντιστηρίζουν το μέτωπο ενώ ταυτόχρονα υποστηρίζουν άμεσα τα τοιχώματα με προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος.

2.5.7 Εισροή Υδάτων

Η εισροή υδάτων στο περιβάλλον της σήραγγας μπορεί να διαταράξει τους κύκλους εργασιών καθώς και να αυξήσει σημαντικά το κόστος διάνοιξης της. Η ύπαρξη νερού εξαρτάται από τις γεωλογικές συνθήκες και η παροχτευτικότητα του μπορεί να ποικίλει από πολύ μικρή (με τη μορφή σταγόνων) έως πολύ μεγάλη (με τη μορφή

ανάβλυσης). Η ροή του εντός της σήραγγας πραγματοποιείται είτε μέσω τις επικοινωνίας ασυνεχειών της βραχώμαζας, είτε μέσω του πορώδους του γεωλικού.

Η ακριβής πρόβλεψη της ποσότητας των εισροών είναι αρκετά δύσκολη. Μια πρώτη εκτίμηση μπορεί να δώσει η μελέτη των χαρακτηριστικών της υδρογεωλογικής λεκάνης. Για να αντιμετωπιστούν τα προβλήματα των εισροών πραγματοποιούνται διαδικασίες στεγάνωσης της σήραγγας με ειδικά ενέματα και διαδικασίες αποστράγγισης όπως αποστραγγιστικές οπές, συστήματα άντλησης στην επιφάνεια του εδάφους κ.α. Τα παραπάνω μέτρα χρησιμοποιούνται είτε συνδυαστικά είτε μεμονωμένα και η επίδραση τους συνυπολογίζεται στον σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης.

2.5.8 Καταπτώσεις Βραχωδών Τεμαχών

Οι καταπτώσεις βράχων είναι ένα συχνό πρόβλημα κατά τη διάνοιξη υπογείων έργων, παρ' όλα αυτά δεν αποτελεί κίνδυνο για την στατικότητα της σήραγγας αλλά για την ασφάλεια των εργαζομένων. Η αντιμετώπιση του φαινομένου βασίζεται στο καλό «ξεσκάρωμα» δηλαδή την αφαίρεση των επισφαλών τεμαχών και αν αυτό κριθεί επισφαλές στην τοποθέτηση πλέγματος ή και λεπτής στρώσης σκυροδέματος.

2.5.9 Παρουσία Αερίων

Κατά την κατασκευή μιας σήραγγας ο αέρας δύναται να μολυνθεί από τα αέρια των εκρήξεων και τη σκόνη, τα παραγόμενα αέρια των μηχανών καθώς και τα αέρια τα οποία βρίσκονται εγκλωβισμένα με την μορφή θυλάκων μέσα στο ίδιο το πέτρωμα. Όσον αφορά τα αέρια που προέρχονται από τους γεωλογικούς σχηματισμούς, τα πιο συχνά απαντώμενα είναι το διοξείδιο του άνθρακα (CO_2), το μεθάνιο (CH_4), το διοξείδιο του θείου (SO_2) και το υδροξείδιο του θείου (H_2S). Η παρουσία τους συνδέεται με αντιδράσεις οξειδωσης που πραγματοποιούνται σε ηφαιστειακά, ανθρακικά και πετρελαιοφόρα πετρώματα, ενώ πολλές φορές τέτοια αέρια προέρχονται από τη σήψη οργανικών λειψάνων κατά κύριο λόγο σε ιζηματογενή πετρώματα.

Η παρουσία των αερίων μπορούν να επηρεάσουν τους εργαζομένους τόσο σε ψυχολογικό, όσο και σε φυσικό επίπεδο. Πολλά από αυτά όπως το μεθάνιο και το υδροξείδιο του θείου εκτός από τοξικά είναι και εκρηκτικά όταν αναμιγνύονται με τον αέρα. Συνεπώς δύναται να προκαλέσουν σοβαρούς τραυματισμούς στους εργαζομένους αλλά και να καθυστερήσουν τους κύκλους εργασιών.

Ο εντοπισμός των επικίνδυνων αερίων θα πρέπει να γίνεται με γεωτρήσεις. Ενώ η αντιμετώπιση και η πρόληψη ανεπιθύμητων περιστατικών επιτυγχάνεται με κατάλληλα συστήματα αερισμού και παρακολούθησης της ποιότητας του αέρα.

Κεφάλαιο 3^ο – Βιβλιογραφική Ανασκόπηση Ευστάθειας Μετώπου

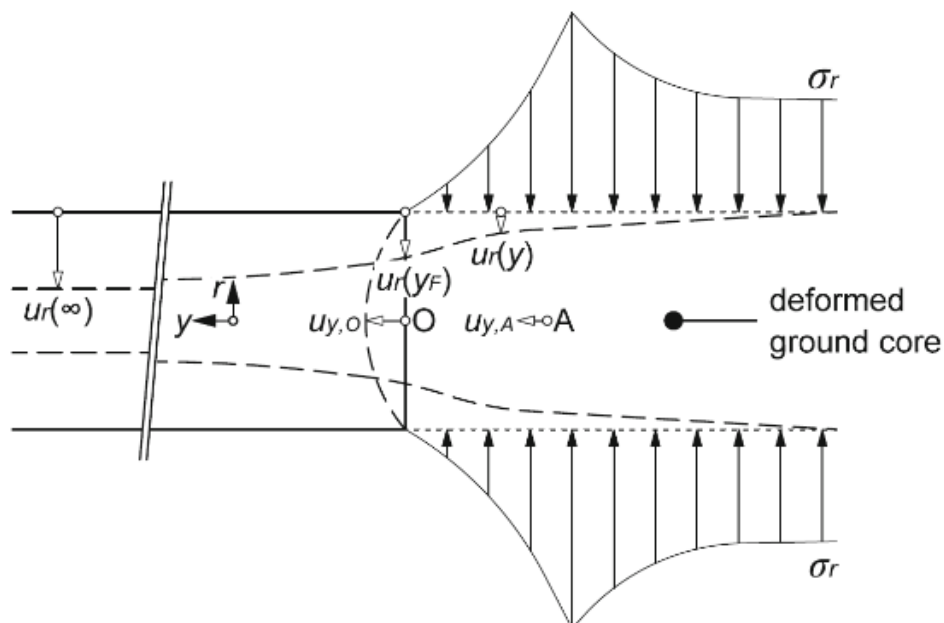
3.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό θα πραγματοποιηθεί εκτενής παρουσίαση του φαινομένου της κατάρρευσης του μετώπου. Πέραν της περιγραφής του προβλήματος της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής και των βασικών τρόπων επίλυσης του, θα αναφερθούν οι σημαντικότερες έρευνες με βάση τις οποίες έχει καθοριστεί η βασική μορφή της αστοχίας του (μορφή βολβού ή καμινάδας) και η επιρροή των διάφορων μέτρων υποστήριξης του. Επίσης βάσει αυτών έχουν προταθεί διάφοροι τρόποι σχεδιασμού της υποστήριξης του μετώπου και συντελεστές ασφαλείας έναντι αστοχίας του. Να σημειωθεί ότι δεν θα αναφερθούν όλες οι έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί αλλά μόνο οι σημαντικότερες εξ αυτών.

3.2 Το Πρόβλημα της Ευστάθειας Μετώπου

3.2.1 Θεωρητική Εξήγηση Προβλήματος

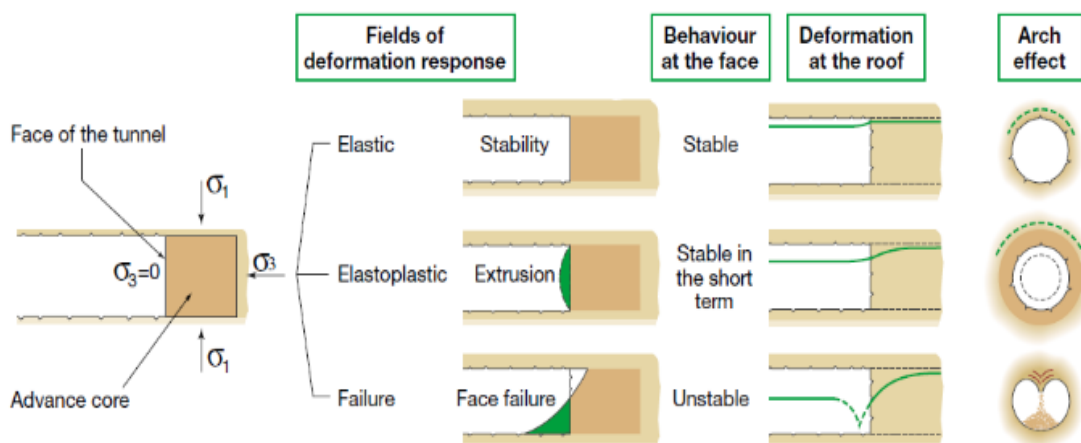
Όπως περιγράφεται από τον Cantieni στο *Σχήμα 3.1*, κατά την εκσκαφή της σήραγγας η μία πλευρική τάση μηδενίζεται προοδευτικά. Έτσι το έδαφος αρχίζει να παραμορφώνεται λόγω των κατακόρυφων τάσεων ακτινικά και η μετακινούμενη μάζα προωθείται προς τον κενό χώρο δηλαδή τον εσωτερικό χώρο της σήραγγας με τη μορφή εξώθησης.



Σχήμα 3.1: Σχηματικός μηχανισμός δημιουργίας εξώθησης του μετώπου εκσκαφής (Cantieni, 2011).

Σύμφωνα με το Lunardi (2000) ο όγκος του γεωυλικού πίσω από το μέτωπο που τείνει να μετακινηθεί προς το εσωτερικό της σήραγγας ονομάζεται «πυρήνας προώθησης» και έχει κυλινδρικό σχήμα με διάμετρο ίση με τη διάμετρο της σήραγγας. Βάσει της παραπάνω θεώρησης αλλά και του τρόπου συμπεριφοράς του υλικού, διέκρινε τρεις κατηγορίες συμπεριφοράς του μετώπου όπως αυτές προκύπτουν από το **Σχήμα 3.2**:

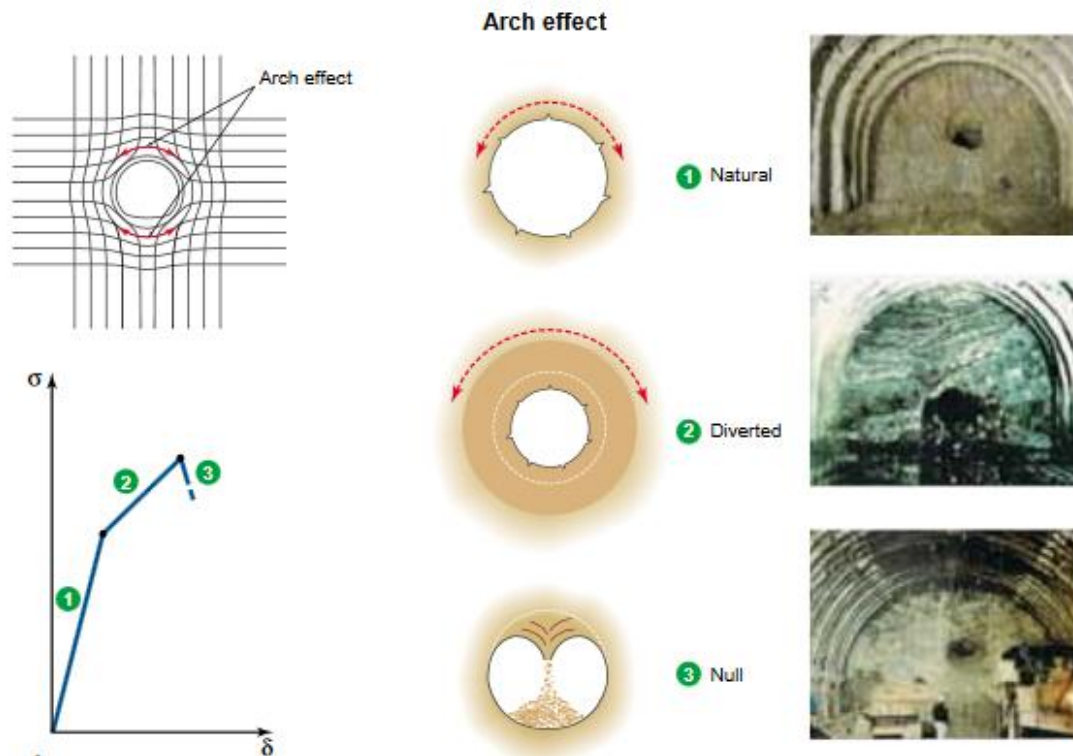
- Στην πρώτη περίπτωση, ο σχηματισματισμός έχει ελαστική συμπεριφορά και μπορεί να παραλάβει τα γεωστατικά φορτία και να τα μεταβιβάσει γύρω από το άνοιγμα δημιουργώντας μια κατάσταση ισορροπίας.
- Στη δεύτερη περίπτωση, ο σχηματισμός έχει ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Αυτό συμβαίνει όταν σε ασθενή γεωυλικά, η τελική εντατική κατάσταση που επιβάλλει η εκσκαφή υπερβαίνει την αντοχή τους στον πυρήνα προώθησης. Έτσι η περιοχή του μετώπου πλαστικοποιείται, εξωθείται και αναπτύσσεται γύρω από το άνοιγμα μια ζώνη διατάραξης, δηλαδή το φαινόμενο του θόλου αναπτύσσεται μακριά από την διατομή της σήραγγας. Σε αυτή τη περίπτωση η ευστάθεια του ανοίγματος θεωρείται προσωρινή αφού έγκειται αποκλειστικά στην παραμένουσα αντοχή του σχηματισμού.
- Στην τρίτη περίπτωση, το μέτωπο αστοχεί. Αυτό συμβαίνει σε πολύ ασθενής σχηματισμούς όπου η χαμηλή αντοχή τους δεν επιτρέπει την πλήρη ανακατανομή των τάσεων με αποτέλεσμα να μην μπορεί να αναπτυχθεί το φαινόμενο του θόλου (arch effect, **Σχήμα 3.3**)



Σχήμα 3.2: Τρεις τρόποι συμπεριφοράς του μετώπου εκσκαφής κατά την διάνοιξη κατά Lunardi (2000).

Συνεπώς κατά την διάνοιξη της σήραγγας ο γεωλογικός σχηματισμός παραλαμβάνει τα γεωστατικά φορτία και τα ανακατανέμει γύρω από το υπόγειο άνοιγμα που θα λειτουργήσει και ως τοξωτός φορέας. Το παραπάνω φαινόμενο καλείται «φαινόμενο του θόλου» (arch effect) (**Σχήμα 3.3**). Στις ρηχές σήραγγες κατά κύριο λόγο δεν προλαβαίνει να αναπτυχθεί πλήρως ο θόλος με αποτέλεσμα την κατάρρευση της

σήραγγας. Για να αποφευχθεί το παραπάνω φαινόμενο είναι απαραίτητη η προενίσχυση του μετώπου ώστε να μπορέσει να αναλάβει τα φορτία της εκσκαφής.



Σχήμα 3.3: Ανάπτυξη φαινομένου θόλου (arch effect) κατά Lunardi (2000).

3.2.2 Παραδείγματα Αστοχιών Μετώπου

Η ενδεχόμενη κατάρρευση του μετώπου της σήραγγας εγκυμονεί πολλούς κινδύνους τόσο για το προσωπικό που εργάζεται κοντά σε αυτό, όσο και για τα μηχανήματα. Πέραν της καταστροφής των μηχανημάτων, προκαλούνται αστοχίες και στην άμεση υποστήριξη κοντά στο μέτωπο.

Στις ρηχές σήραγγες η αστοχία του μετώπου μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλες καθιζήσεις που μπορεί ακόμα να φθάσουν μέχρι την ολική κατάρρευση του εδάφους πάνω από το μέτωπο προκαλώντας προβλήματα στις υποδομές του αστικού ιστού και θέτοντας σε κίνδυνο την ασφάλεια των πολιτών, όπως φαίνεται στις **Εικόνες 3.1** και **3.2**.

Όπως γίνεται κατανοητό η αποκατάσταση των παραπάνω προβλημάτων μπορεί να αυξήσει σημαντικά το κόστος και το χρόνο κατασκευής του έργου, αφού θα πρέπει να επιδιορθωθούν όλες υλικές ζημιές (αποκατάσταση της προϋπάρχουσας υποστήριξης, απεγκλωβισμός μηχανημάτων, αποκατάσταση κτιρίων κ.α.).



(α)

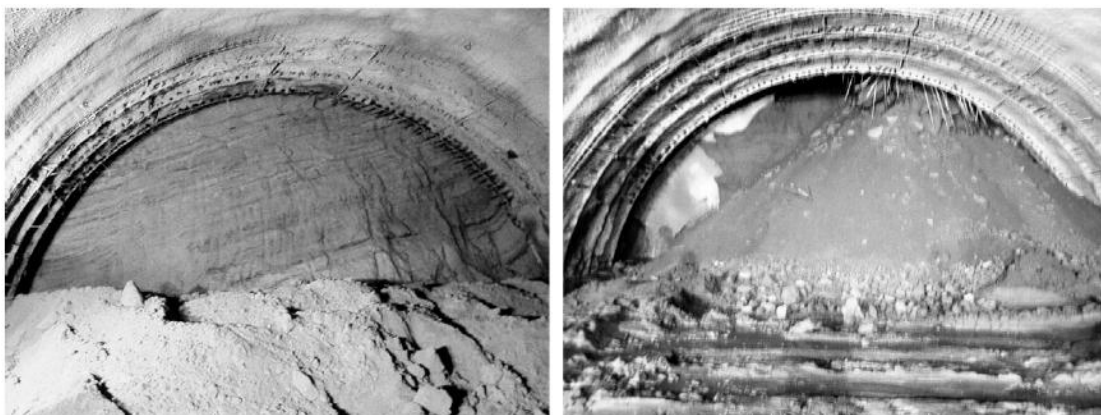


(β)

Εικόνα 3.1: Αστοχία μετώπου αβαθούς σήραγγας κατά την κατασκευή του Μέτρου της Λωζάνης : (α) άποψη μετώπου και (β) επιφανειακές ζημιές (Προυντζόπουλος, 2012).



Εικόνα 3.2: Αστοχία στην πλατεία Καραϊσκάκη λόγω φαινομένου καμινάδας πάνω από το μέτωπο της σήραγγας του Μετρό Αθηνών (Τσαπέκης, 2019)



Εικόνα 3.3: Στην ίδια σήραγγα, οι αλλαγές στις επιτόπου τάσεις δύναται να οδηγήσουν σε ευσταθές μέτωπο (αριστερά) ή ασταθές μέτωπο (δεξιά) (Προυντζόπουλος, 2012).



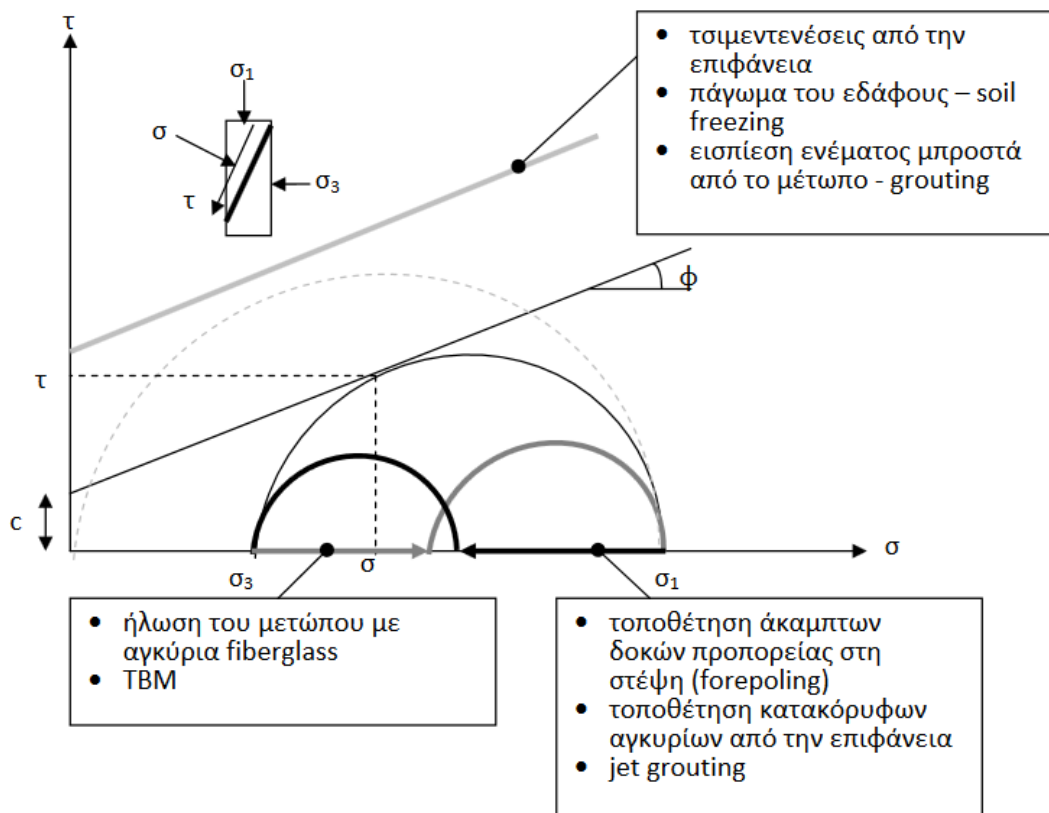
Εικόνα 3.4: Κατάρρευση μετώπου στοάς σε μεταλλείο στην Βόρεια Ελλάδα (Βλαχόπουλος, 2014).



Εικόνα 3.5: Αστοχία μετώπου σιδηροδρομικής σήραγγας Καλλιδρόμου (Καββαδάς,2012).

3.3 Μέτρα Βελτίωσης Ευστάθειας Μετώπου

Καθώς η πλευρική τάση σ_3 μηδενίζεται ο σχηματισμός μεταπίπτει σε μια ασταθή κατάσταση, η οποία μπορεί να οδηγήσει στην αστοχία του ανάλογα βέβαια και με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με το κριτήριο Mohr-Coulomb εάν μηδενιστεί η σ_3 τότε ο νέος κύκλος του Mohr θα τέμνει την περιβάλλουσα αστοχίας, δηλαδή το μέτωπο θα αστοχεί. Για την αποφυγή φαινομένων κατάρρευσης του μετώπου της σήραγγας θα πρέπει να ληφθούν τα απαραίτητα μέτρα.



Σχήμα 3.4: Σχηματική Απεικόνιση Βελτίωσης Ευστάθειας Μετώπου μέσω Κύκλων Mohr (Καββαδάς, 2007).

Έτσι σύμφωνα με το **Σχήμα 3.4** διακρίνονται οι παρακάτω τρόποι αποφυγής του φαινομένου βασισμένοι στο κριτήριο αστοχίας M-C :

- Βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους, δηλαδή της συνοχής c και της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ . Συνεπώς, δημιουργείται νέα περιβάλλουσα αστοχίας μετατοπισμένη προς τα πάνω (μεγαλύτερη τάση αστοχίας).
- Αναπλήρωση της σ_3 ασκώντας πίεση στο μέτωπο.
- Μείωση της κατακόρυφης τάσης σ_1 με χρήση στοιχείων που θα παραλαμβάνουν μέρος του φορτίου αυτού.

Σύμφωνα με τα παραπάνω μπορούν να διακριθούν τρεις τρόποι βελτίωσης της ευστάθειας του μετώπου οι οποίοι είναι : (α) μέτρα βελτίωσης του εδάφους, (β) μέτρα αντιστήριξης του μετώπου και (γ) μέτρα προστασίας του μετώπου.

3.3.1 Μέτρα Βελτίωσης του Εδάφους

Τα μέτρα βελτίωσης του εδάφους έχουν ως σκοπό την βελτίωση των παραμέτρων αντοχής του σχηματισμού μετατοπίζοντας την καμπύλη αστοχίας Mohr-Coulomb μετατοπίζεται προς τα πάνω (Σχήμα 3.4).

Στις μεθόδους βελτίωσης του εδάφους συγκαταλέγονται μεταξύ άλλων :

- το πάγωμα του εδάφους (soil freezing) : επιτυγχάνεται παροδική βελτίωση της συμπεριφοράς του σχηματισμού μέσω της μετατροπής του νερού στους πόρους ή της ρωγμές του σε πάγο, ο οποίος εμφανίζει υψηλές αντοχές και λειτουργεί ταυτόχρονα σαν συνδετικό υλικό.
- η εισπίεση ενέματος (grouting) μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής : επιτυγχάνεται σταθεροποίηση του σχηματισμού μέσω της πλήρωση των κενών του (ρωγμών, πόρων).
- οι τσιμεντενέσεις από την επιφάνεια του εδάφους: όπως και στην τελευταία περίπτωση.

Οι παραπάνω τεχνικές είναι αρκετά δαπανηρές και συνίσταται η επιλογή τους στις περιπτώσεις όπου δεν υπάρχει άλλη εναλλακτική λύση.

3.3.2 Μέτρα Αντιστήριξης Μετώπου

Οι μέθοδοι αντιστήριξης του μετώπου εκσκαφής στοχεύουν, όπως περιγράφεται και στην παραπάνω ενότητα, να αντικαταστήσουν την μια πλευρική τάση σ_3 που με την εκσκαφή μηδενίζεται προοδευτικά. Έτσι με την αύξηση της σ_3 μειώνεται ο κύκλος του Mohr και το μέτωπο δεν αστοχεί (Σχήμα 3.4).

Η αύξηση της πλευρικής τάσης σ_3 επιτυγχάνεται με την χρήση αρκετών μεθόδων, με σημαντικότερες εξ αυτών την χρήση αγκυρίων από υαλονήματα (fiberglass) και την διάνοιξη με TBM που έχουν λειτουργία εξισορρόπησης της πίεσης. Σε μικρού μήκους σήραγγες πολλές φορές συναντάται και η χρήση ασπίδας με πλάκες αντιστήριξης οι οποίες προωθούνται υδραυλικά και επιτρέπουν την προσβολή του μετώπου από τα μηχανήματα σημειακής κοπής.

Χρήση Μηχανημάτων Ολομέτωπης Κοπής (TBM)

Για την αντιστήριξη του μετώπου, ειδικά σε αστικές περιοχές όπου το μέγεθος των μετακινήσεων πρέπει να είναι όσο το δυνατόν μικρότερο, γίνεται η χρήση EPB ή Slurry TBM (βλεπέ *Ενότητα 2.4.1*). Τα μηχανήματα παράλληλα με την εκσκαφή ασκούν πίεση στο μέτωπο χρησιμοποιώντας το εκσκαπτόμενο υλικό ως μέσο υποστήριξης.

Σε μαλάκα και πλαστικά εδάφη (μίγματα αργίλων, ιλύων και άμμων) χρησιμοποιείται Slurry TBM, όπου το εκσκαπτόμενο υλικό αναμειγνύεται με μπετονίτη προς σχηματισμό «λάσπης». Ένω σε αμμώδη και χαλικώδη εδάφη χρησιμοποιείται EPB, όπου το εκσκαπτόμενο υλικό αναμειγνύεται με αφρό προς σχηματισμό «πολφού».

Χρήση Αγκυρίων Μεγάλου Μήκους

Τα αγκύρια μετώπου (fiberglass) είναι το κατ'εξοχήν μέτρο που χρησιμοποιείται για την υποστήριξη του μετώπου κατά την διάνοιξη σηράγγων με συμβατικές μεθόδους, καθώς τα αγκύρια αυτά συνδυάζουν υψηλή εφελκυστική αντοχή και μεγάλη ψαθυρότητα που επιτρέπει την ενίσχυση του πυρήνα προώθησης αλλά και την εύκολη κοπή τους.



Εικόνα 3.6: Αποψη μετώπου ενισχυμένο με αγκύρια από υαλονήματα (fiberglass), (Lunardi, 2000).

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση του οπλισμού από υαλοΐνες έχουν ως βάση μία θερμοσκληρινόμενη πολυεστερική ρητίνη, με έως και 50% περιεκτικότητα κατά βάρος σε ίνες υάλου. Ο οπλισμός δύναται να έχει τη μορφή σωλήνα ή ράβδου διαφόρων μηκών, που δύνανται να ενωθούν με μούφες εφόσον απαιτηθεί. Η επιφάνεια των σωλήνων έχει συνήθως σπειροειδή αυλάκωση για τη βελτίωση της αντοχής σε ολίσθηση, και το μέγιστο μήκος κάθε τέτοιου στοιχείου μπορεί να είναι 15 έως 18 m, ενώ οι ράβδοι μπορεί να έχουν πολύ μεγαλύτερο μήκος (Σοφιάνος, 2018). Όταν χρησιμοποιούνται συνδυαστικά με δοκούς προπορείας τα μήκη τους ταυτίζονται. Στην **Εικόνα 3.7** παρουσιάζονται οι τυπικές μορφές των αγκυρίων από υαλονήματα.

Για την εγκατάσταση των αγκυρίων μετώπου απαιτείται η διάνοιξη σειράς από ομοιόμορφα κατανομημένες οπές παράλληλες προς τον άξονα της σήραγγας. Εντός των οπών εισέρχονται οι ράβδοι από υαλοΐνες και αμέσως εισπιέζεται τσιμεντένεμα. Όταν μετά την προχώρηση της σήραγγας το απομένον μήκος των αγκυρίων δεν επαρκεί για να εξασφαλίσει την ευστάθεια του μετώπου, τότε τοποθετείται η επόμενη σειρά ράβδων σε διαφορετικά σημεία, αφού δεν είναι δυνατόν να ανοιχθούν νέες οπές πάνω στις προηγούμενες. Συνήθως αυτό το μήκος που καλείται «μήκος αλληλεπικάλυψης» φτάνει τα 4m.

Οι κύριες παράμετροι που καθορίζουν την επιτυχία της εγκατάστασης των ήλων από υαλοΐνες είναι το μέγεθος της διατομής της οπής και η επιλογή του σωστού τσιμεντένεματος. Πιο συγκεκριμένα η διάμετρος των οπών θα πρέπει να είναι αρκετά μικρή, αλλά ταυτόχρονα να επιτρέπει την εύκολη ενεμάτωση και τοποθέτηση του οπλισμού. Ενώ το τσιμέντο θα πρέπει να επιλέγεται, ώστε η ελάχιστη αντοχή μετά από 48 ώρες να είναι μεγαλύτερη από 5MPa.

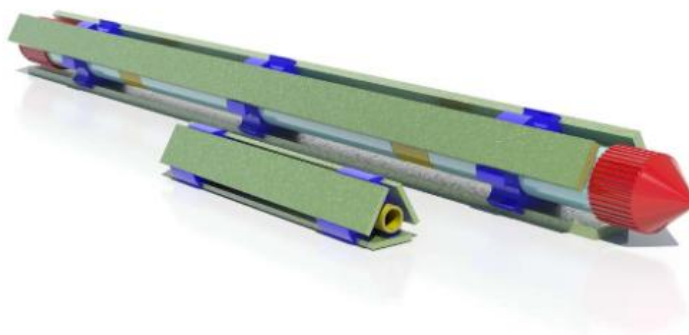
Ωστε να μην αποσαθρωθεί και αποδυναμωθεί το μέτωπο, δεν παραμένουν παραπάνω από 5 διατρήματα χωρίς υποστήριξη (ράβδο), ενώ η διάτρηση τους πραγματοποιείται υπό ξηρές συνθήκες.

Όταν οι σήραγγες είναι πολύ ρηχές είναι δυνατή η τοποθέτηση fiberglass κατακόρυφα στον άξονα της σήραγγας. Η λειτουργία τους, είναι παθητική, δηλαδή όταν ο σχηματισμός τείνει να κινηθεί, οι ράβδοι εφελκούνται αποτρέποντας την κίνηση του προς το εσωτερικό της σήραγγας.

Τα στοιχεία τα οποία θα καθορίσουν την συμβολή των αγκυρίων στην ευστάθεια του μετώπου είναι τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά (μήκος και διατομή), η πυκνότητα και κατανομή τους (κάνναβος).



(α) Στοιχεία αγκύρωσης υαλονημάτων (Durglass)



(β) Άκρο στοιχείου ήλωσης μετώπου

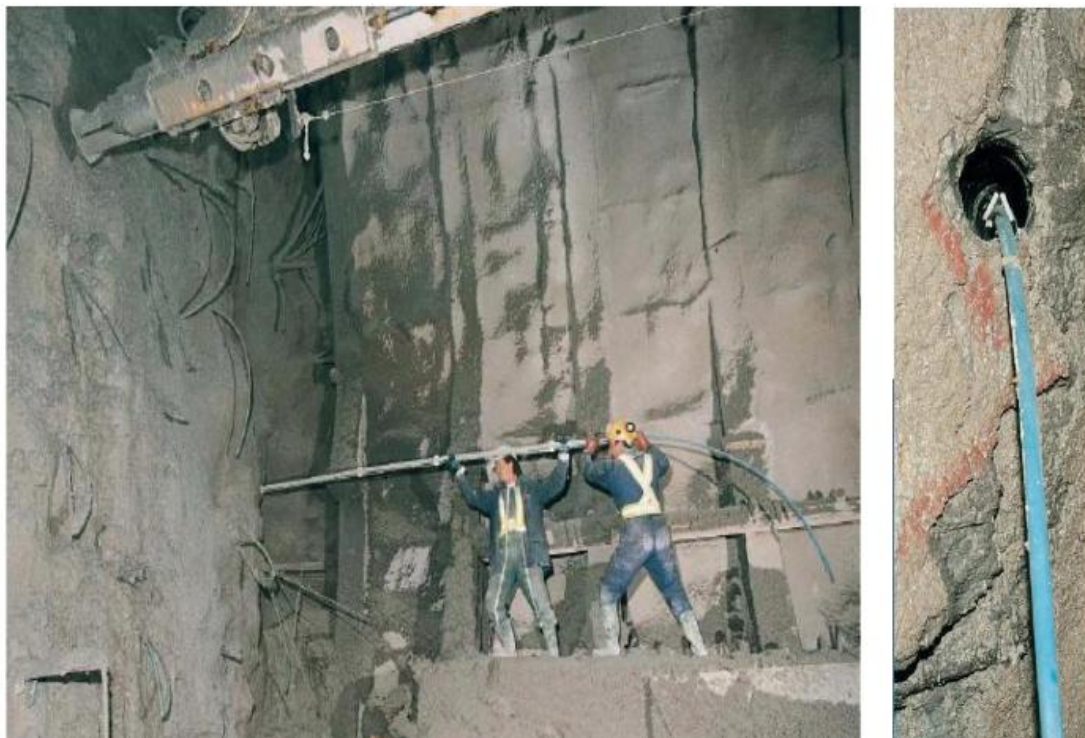


(γ) Πλάκα αγκύρωσης

Εικόνα 3.7: Μορφές ήλων από υαλονήματα.(Σοφιανός, 2015).



Εικόνα 3.8: Συσκευασμένα αγκύρια μετώπου (Σοφιανός, 2018).



Εικόνα 3.9: Εγκατάσταση αγκυρίων μετώπου (αριστερά) και σωλήνας ενεμάτωσης αγκυρίου (δεξιά), (Σοφιανός, 2018).



Εικόνα 3.10: Νέος γύρος τοποθέτησης ήλων μετώπου από υαλονήματα (Σοφιανός, 2015).

3.3.3 Μέτρα Προστασίας του Εδάφους

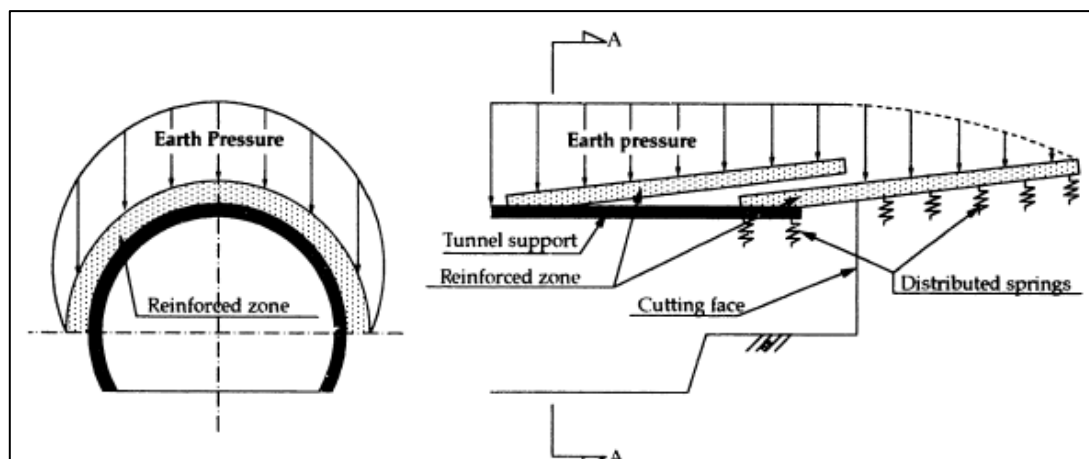
Τα μέτρα προστασίας του εδάφους έχουν ως σκοπό την μεταβολή του μηχανισμού ανακατανομής των τάσεων που συντελείται λόγω της διάνοιξης παραλαμβάνοντας μέρος του γεωστατικού φορτίου. Έτσι με την μείωση της σ_1 μειώνεται ο κύκλος του Mohr και το μέτωπο δεν αστοχεί. (Σχήμα 3.4).

Σημαντικότερες από τις τεχνικές αυτές είναι η αποστράγγιση (μείωση υδροστατικών τάσεων), το jet-grouting (κατακόρυφη ενεμάτωση με δημιουργία στύλων βελτιωμένου εδάφους), η κατασκευή ομπρέλας δοκών προπορείας και η τμηματική διάνοιξη.

Δοκοί Προπορείας (Forepoles)

Η ομπρέλα των δοκών προπορείας αναλαμβάνει μέρος των άνωθεν γεωστατικών φορτίων συνεισφέροντας τόσο στην αποφόρτιση του ανοίγματος όσο και στην μείωση της πλαστικής ζώνης πέριξ αυτού (Σχήμα 3.5).

Το σύστημα αποτελείται από σωληνωτές χαλύβδινες δοκούς οι οποίες τοποθετούνται στη στέψη της σήραγγας υπό κλίση σχηματίζοντας την ομπρέλα προπορείας. Η τοποθέτηση των διαδοχικών ομπρελών γίνεται συνήθως με αλληλεπικάλυψη 4m. Για την εγκατάσταση της ομπρέλας διανοίγονται διατρήματα μέσα στα οποία τοποθετούνται οι σωλήνες. Στη συνέχεια οι μεταλλικοί σωλήνες πληρώνονται με ένεμα, το οποίο ξεχειλίζει μέσω των οπών που φέρουν σε διάφορα σημεία, ώστε να επιτευχθεί η σύζευξη με τον περιβάλλοντα σχηματισμό.



Σχήμα 3.5: Μηχανισμός ανάληψης φορτίων από δοκούς προπορείας (Τσαπέκης, 2019).

Ο σωλήνας είναι εξωτερικής διαμέτρου $\geq 76.1\text{mm}$, άνευ ραφής (tubo) ή με ραφή, από χάλυβα S235JR. Τυπικές διατομές είναι 88.9/8, 101.6/10, 114.3/10, 139.7/10, αλλά όταν απαιτείται χρησιμοποιούνται και οι βαρύτερες 159.0/10, 168.3/10, 219.1/12.7 (Σοφιανός, 2015). Συνήθως τοποθετούνται δοκοί μήκους 12m ενώ η κλίση τοποθέτησης ως προς τον άξονα της σήραγγας είναι μικρή από 3° έως 7° .



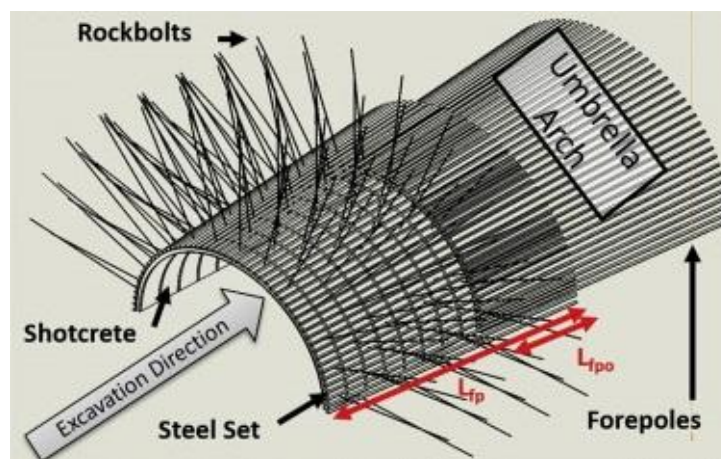
Εικόνα 3.11: Δέσμη δοκών σε σήραγγα παρακάμψης Πατρών (Σοφιανός, 2015).



Εικόνα 3.12: Τοποθέτηση δοκών προπορείας στο Μετρό της Αθήνας (Αναγνώστου, 1997).



Εικόνα 3.13: Σκυροδέτηση έδρασης πλαισίου κάτω από την προστασία νέας σειράς δοκών προπορείας και ήλων μετώπου (Hoek, 2001).



Σχήμα 3.6: Μορφή ομπρέλας δοκών προπορείας όπου διακρίνονται τα μήκη αλληλεπικάλυψης (www.railsystem.net).

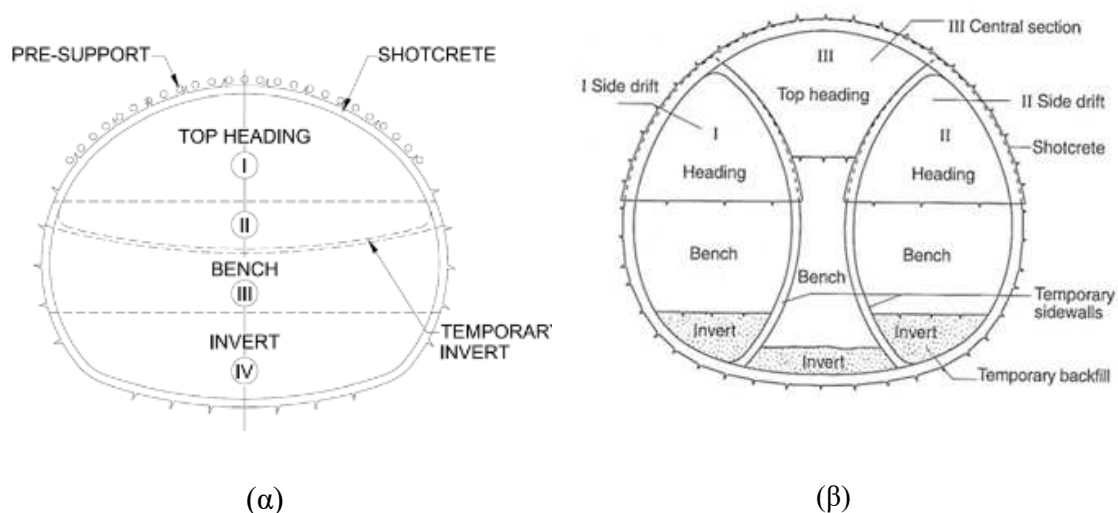


Εικόνα 3.14: Διάτρηση διατρημάτων για την τοποθέτηση τους (www.railsystem.net).

Η τοποθέτηση των σωλήνων υπό κλίση οφείλεται σε κατασκευαστικούς λόγους αφού δεν υπάρχει χώρος ώστε το διατρητικό μηχάνημα να διατρήσει οριζόντια ακριβώς κάτω από το τοίχωμα της σήραγγας. Συνεπώς, η κατασκευή των δοκών προπορείας δημιουργεί μεγάλες υπερεκκαφές οι οποίες στην συνέχεια θα πρέπει να πληρωθούν με σκυρόδεμα αυξάνοντας σημαντικά το κόστος χρήσης τους.

Τμηματική Διάνοιξη

Όταν μία σήραγγα διανοίγεται τμηματικά τότε μειώνεται η εκάστοτε επιφάνεια του μετώπου εκσκαφής με αποτέλεσμα να μειώνονται οι συγκλίσεις των τοιχωμάτων της σήραγγας και να αυξάνεται η ευστάθεια του. Πιο συγκεκριμένα, όσο μικρότερο είναι το άνοιγμα οι τάσεις ανακατανέμονται γρηγορότερα γύρω από το άνοιγμα, με αποτέλεσμα να μη πραγματοποιούνται μεγάλες μετακινήσεις και να μην φορτίζεται πολύ η στέψη.



Σχήμα 3.7: Τμηματική διάνοιξη σήραγγας σε (α) 3 φάσεις (tunnelingshortcourse.com) και (β) σε 4 φάσεις (Khalajmasoumi, 2012).

Ο σχεδιασμός των επιμέρους φάσεων διάνοιξης εξαρτάται κυρίως από την επιφάνεια της διατομής του υπόγειου τεχνικού έργου και την ποιότητα του σχηματισμού. Η πιο συνηθισμένη περίπτωση τμηματικής εκσκαφής πραγματοποιείται σε τρεις φάσεις (Σχήμα 3.7α), όπου η πρώτη φάση περιλαμβάνει την τοξωτή άνω ημιδιατομή της σήραγγας (top heading), η δεύτερη φάση το δάπεδο της εκσκαφής (bench) και η τρίτη φάση το ανεστραμμένο τόξο (invert). Σε μεγαλύτερης κλίμακας έργα πραγματοποιείται τμηματική εκσκαφή με τη δημιουργία πλευρικών στοών που ακολουθείται από την εκσκαφή του θόλου, του δαπέδου και τελικώς του ανεστραμμένου τόξου (Σχήμα 3.7β).



Εικόνα 3.15: Διάνοιξη σήραγγας σε δύο φάσεις (Marinos, 2019).

Γίνεται κατανοητό ότι η διάνοιξη της σήραγγας με τμηματική εκσκαφή έχει ανεβασμένο κόστος αφού κάθε μικρότερη διατομή θα πρέπει να υποστηρίζεται με χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος αυξάνοντας ταυτόχρονα και τους χρόνους των κύκλων εργασιών. Επίσης κατά τον σχεδιασμό θα πρέπει να βρεθεί ο τρόπος αξιοποίησης του διαθέσιμου εξοπλισμού ώστε να μην υπάρχουν νεκροί χρόνοι κατά την διάρκεια κατασκευής. Τέλος θα πρέπει να ληφθεί ειδική μέριμνα για την κίνηση των μηχανημάτων και των εργαζομένων μεταξύ των φάσεων προς αποφυγήν εργατικών ατυχημάτων

3.4 Αναλυτικές Προσεγγίσεις

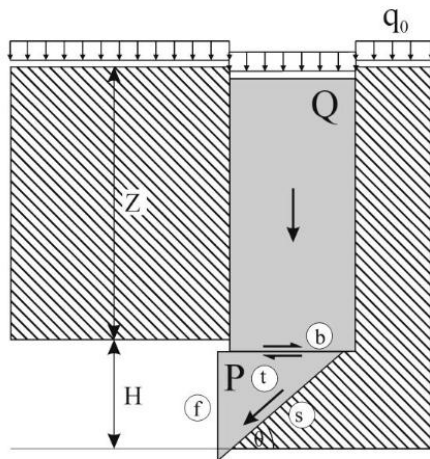
3.4.1 Horn (1961)

Η μέθοδος που περιγράφεται στην παρούσα ενότητα προτάθηκε από το Horn (1961), με σκοπό να περιγράψει το μηχανισμό αστοχίας του μετώπου.

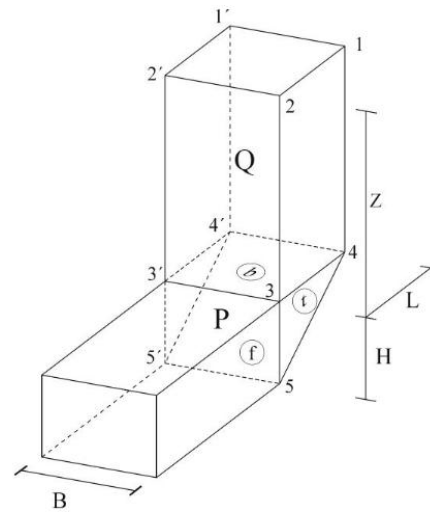
Ο μηχανισμός αστοχίας αποτελείται από δύο στερεά σώματα τα οποία έρχονται σε επαφή με τον περιβάλλοντα χώρο και τείνουν να κινηθούν μεταξύ τους. Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.8** τα στερεά σώματα αυτά είναι :

- Ένα τριγωνικό πρίσμα το οποίο σχηματίζει γωνία θ με τον οριζόντιο άξονα της σήραγγας και έχει ύψος H ίσο με τη διάμετρο της σήραγγας. Το μήκος του πρίσματος L υπολογίζεται τριγωνομετρικά βάσει της γωνίας θ , αφού $\theta=45^\circ+\phi/2$ περίπου.
- Ένα κατακόρυφο ορθογώνιο παραλληλεπίπεδο που εκτείνεται από την επιφάνεια του τριγωνικού πρίσματος έως την επιφάνεια του εδάφους.

Με αυτό τον τρόπο προσομοιώνεται η μετακινούμενη γεώμαζα έμπροσθεν του μετώπου και η βυθιζόμενη υπερκείμενη γεώμαζα.



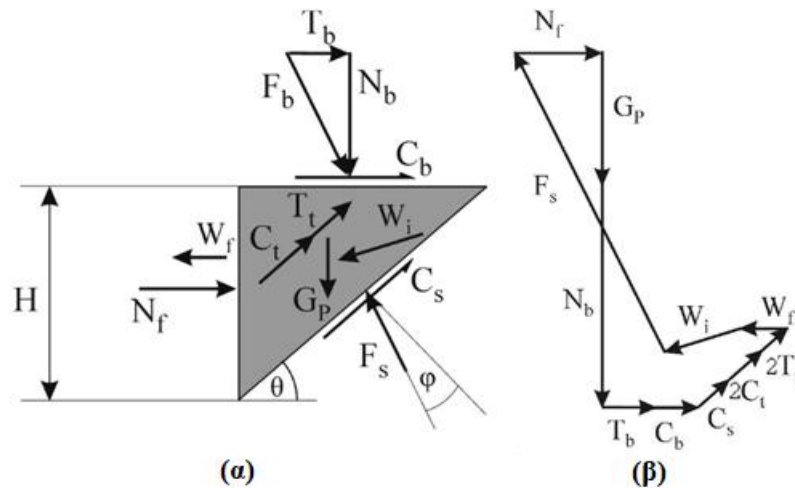
(α) Μηχανισμός αστοχίας (Horn, 1961)



(β) Έδρες που ορίζουν το μηχανισμό

Σχήμα 3.8: Μηχανισμός αστοχίας κατά Horn (1961) : (α) Μηχανισμός αστοχίας και (β) Έδρες που ορίζουν το μηχανισμό (Σοφιανός, 2018).

Στις έδρες των δύο αυτών πρισμάτων δρουν δυνάμεις N , T , C & F , οι οποίες είναι ορθές, διατμητικές λόγω τριβής, διατμητικές λόγω συνοχής και συνισταμένες των N & T , αντίστοιχα. Εάν επικρατούν αστράγγιστες συνθήκες κατά την διάνοιξη, στον υπολογισμό συμπεριλαμβάνονται W_i (συρτικές δυνάμεις ροής νερού) και W_f (υδροστατικές δυνάμεις). Τα παραπάνω περιγράφονται στο **Σχήμα 3.9**.



Σχήμα 3.9: Δράσεις δυνάμεις στο τριγωνικό πρίσμα «P» : (α) Δυνάμεις δράσεις στο πρίσμα και (β) Δυναμοπολύγωνο, (Σοφιανός, 2018).

Η απαιτούμενη δύναμη υποστήριξης N_f προκύπτει βάσει του δυναμοπολύγωνου του Σχήματος 3.9α και υπολογίζεται μέσω εξισώσεων ισορροπίας αγνοώντας τις δυνάμεις W_f & W_i που οφείλονται στο νερό ως εξής:

$$N_{f(\theta)} = (N_b + G_p) \cdot \tan(\theta - \varphi) - (2C_t + 2T_t + C_s) \cdot \frac{\cos\varphi}{\cos(\theta - \varphi)} - C_b - T_b$$

Όπου :

$$N_b = \sigma_{v,z} = Z \cdot B \cdot H \cdot \cot\theta$$

$$T_b = N_b \cdot \tan\varphi$$

$$C_b = c \cdot B \cdot H \cdot \cot\theta$$

$$G_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot H^2 \cdot \cot\theta$$

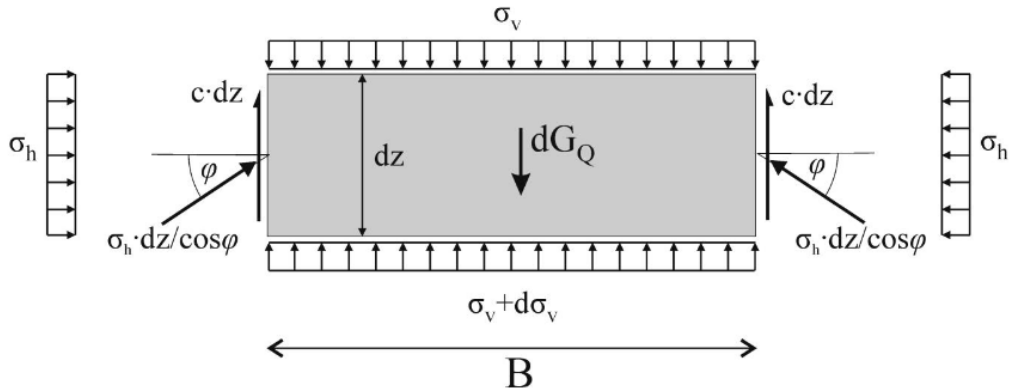
$$N_t = K_p \cdot \cot\theta \cdot H^2 \cdot (\gamma H + 2\sigma_{v,z=Z})$$

$$T_t = \tan\varphi \cdot N_t$$

$$C_t = \frac{1}{2} \cdot \cot\theta \cdot H^2 \cdot c$$

$$C_s = c \cdot B \cdot \frac{H}{\sin\theta}$$

Η τάση $\sigma_{v,z=Z}$, η οποία είναι απαραίτητη για τον υπολογισμό της N_b και κατ' επέκταση της δύναμης N_f προκύπτει με βάση τη θεωρία του σιλό κατά Janssen (1895) όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.10.

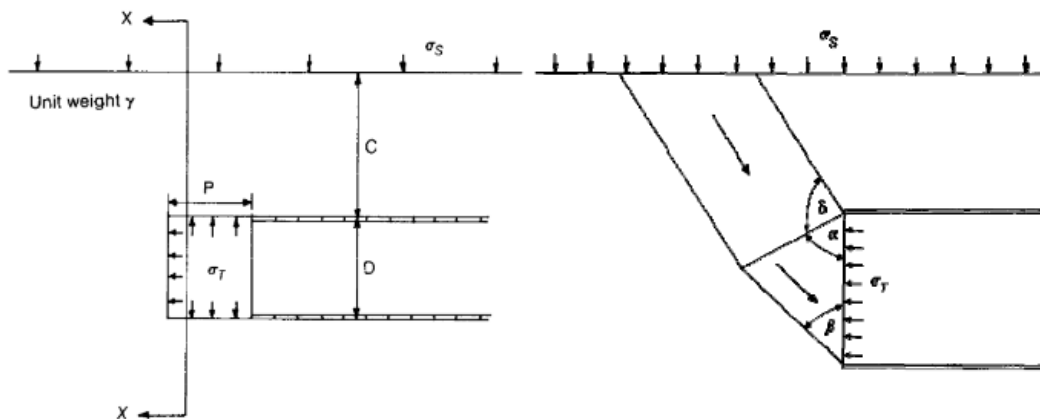


Σχήμα 3.10: Προσδιορισμός της $\sigma_{v,z=Z}$ μέσω της θεωρίας σιλό με βάση τη λύση του Janssen (1895), (Σοφιανός, 2018).

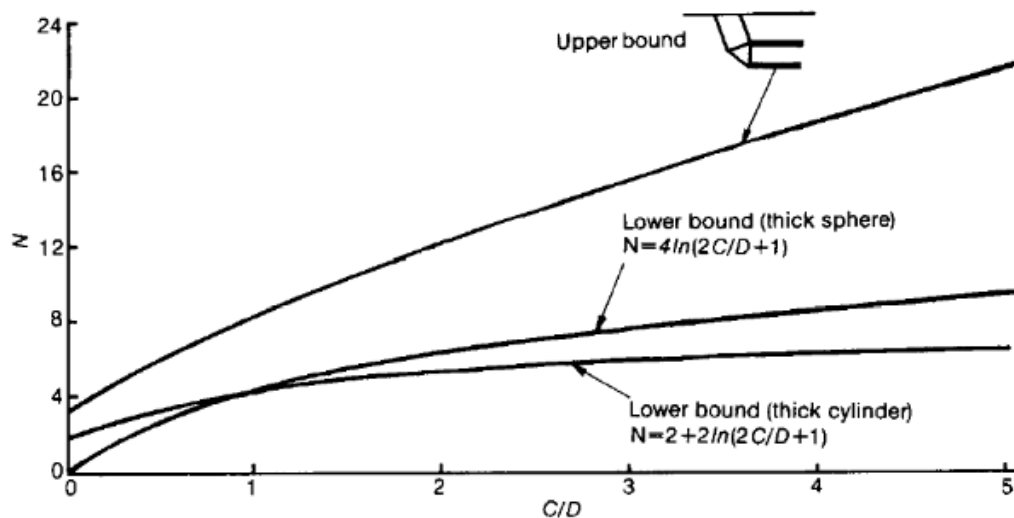
3.4.2. Davis et al (1980)

Οι Davis et al (1980) εξέτασαν την ευστάθεια αβαθούς σήραγγας με μηχανοποιημένη διάνοιξη εντός αμιγώς συνεκτικού εδάφους, μέσω του συντελεστή ευστάθειας N που χρησιμοποίησαν οι Broms & Bennenmark (1967) και αργότερα οι Kimura & Mair (1981). Στο **Σχήμα 3.11** παρουσιάζεται ο μηχανισμός αστοχίας του μετώπου της σήραγγας με βαση τους Davis et al (1980).

Ο συντελεστής ευστάθειας N εξαρτάται από το λόγο του βάθους προς τη διάμετρο της σήραγγας C/D και προκύπτει από το διάγραμμα του **Σχήματος 3.12** που κατασκεύασαν οι Davis et al (1980) στα πλαίσια της μελέτης τους.



Σχήμα 3.11: Γενική θεώρηση προβλήματος μηχανοποιημένης όρυξης αβαθούς σήραγγας και προτεινόμενος μηχανισμός κατάρρευσης μετώπου (Davis et al., 1980).



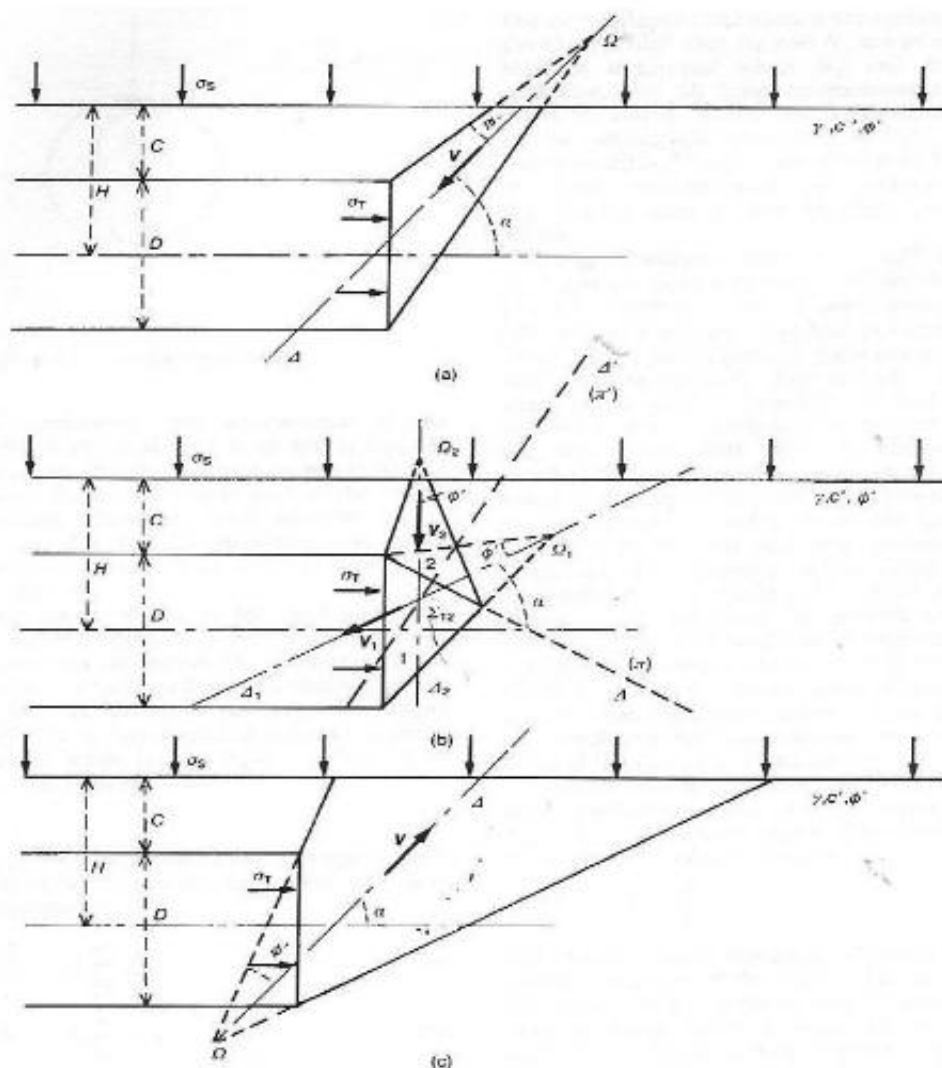
Σχήμα 3.12: Τιμές συντελεστή ευστάθειας N του μετώπου εκσκαφής για συνθήκες άνω και κάτω ορίου (Davis et al., 1980).

3.4.3 Leca & Dormieux (1990)

Οι Leca & Dormieux (1990), εξετάζουν την ευστάθεια αβαθών σηράγγων που διανοίγονται σε σαθρό, χαλαρό εδαφικό υλικό το οποίο παρουσιάζει μικρή έως καθόλου συνεκτικότητα. Από τις επιλύσεις τους προκύπτουν τρεις μηχανισμοί αστοχίας οι οποίοι περιγράφονται από το Σχήμα 3.13.

Οι μηχανισμοί (α) και (β) του σχήματος περιγράφουν τον τρόπο κατάρρευσης του μετώπου εξαιτίας ενεργητικών φορτίσεων, ενώ ο μηχανισμός (c) περιγράφει την αστοχία του μετώπου εξαιτίας παθητικής φόρτισης, δηλαδή το μέτωπο δέχεται πίεση μεγαλύτερη από αυτήν που του ασκούν τα υπερκείμενα στρώματα. Σύμφωνα με τους μηχανισμούς οι αστοχία παρατηρείται είτε λόγω καθίζησης εξαιτίας της δημιουργίας ενός ή δύο κόλουρων κώνων (μηχανισμοί α και β), είτε λόγω ανύψωσης (μηχανισμός c).

Η κινηματική επίλυση των Leca & Dormieux (1990) αποτελεί την εκτίμηση που προσεγγίζει ικανοποιητικότερα τον πραγματικό τρόπο αστοχίας του μετώπου εκσκαφής. Ωστόσο, εξαιτίας των πολύπλοκων και χρονοβόρων υπολογισμών που απαιτούνται για τη χρησιμοποίηση του μηχανισμού, συνήθως επιλέγεται η χρήση απλούστερων μηχανισμών όπως αυτός του Horn (1961).

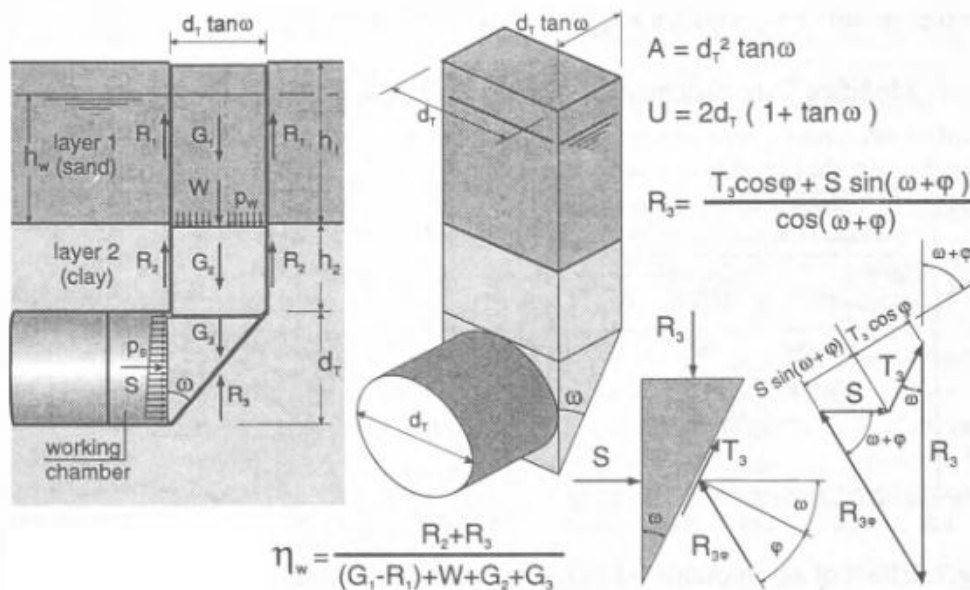


Σχήμα 3.13: Μηχανισμοί αστοχίας κατά Leca & Dormieux (1990),(Ιατράκης, 2011).

3.4.4 Sternath & Bauman (1997)

Οι Sternath & Bauman (1997) πρότειναν μηχανισμό αστοχίας ανάλογο με αυτόν του Horn (1961) σύμφωνα με τον οποίο θεωρείται κυκλική διατομή σήραγγας και υπερκείμενο το οποίο συνίσταται από δυο διαφορετικά εδάφη.

Βάσει του μηχανισμού αστοχίας πρότειναν συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής στον οποίο υπεισέρχεται η επιρροή του υπόγειου ύδατος. Ο μηχανισμός αστοχίας και ο υπολογισμός του συντελεστή παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.14**.



Σχήμα 3.14: Μηχανισμός αστοχίας μετώπου και συντελεστής ασφαλείας « η_w » κατά Sternath & Bauman (1997), (Bauman et al, 1997).

3.5 Πειραματικές προσεγγίσεις

3.5.1 Broms & Bennenmark (1967)

Οι Broms & Bennenmark (1967) πραγματοποίησαν πειράματα στο εργαστήριο εξετάζοντας πολλές περιπτώσεις σήραγγων και αγωγών εντός αργιλικών σχηματισμών. Από την έρευνα αυτή προέκυψε ότι υπάρχει μια σταθερή οριακή τιμή του λόγου $N=6$ η οποία προκύπτει από την παρακάτω σχέση :

$$N = \frac{\sigma_Z - \sigma_T}{c_u}$$

Όπου,

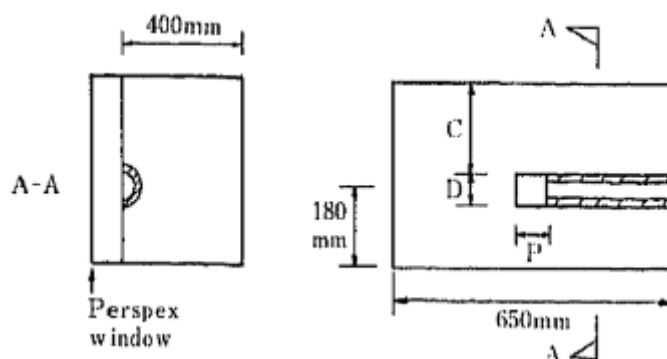
σ_Z : η πίεση των υπερκειμένων στον άξονα της σήραγγας,

σ_T : η πίεση αντιστήριξης του μετώπου,

c_u : η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους,

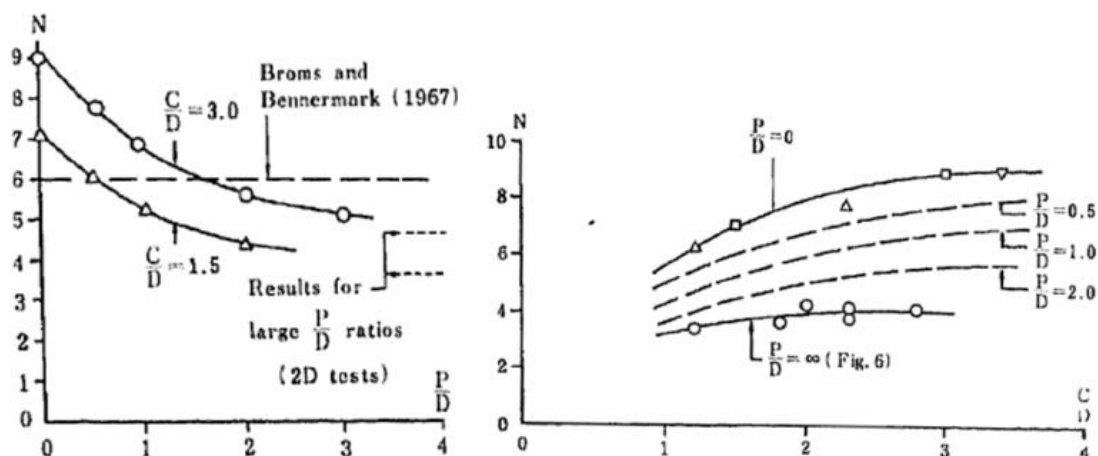
3.5.2 Kimura & Mair (1981)

Οι Kimura & Mair (1981) πραγματοποίησαν πειράματα σε φυγοκεντριστή σε σήραγγες με διάμετρο 60mm εντός αργιλικού σχηματισμού, για τις οποίες εξετάστηκαν οι τιμές του λόγου του βάθους προς τη διάμετρο της σήραγγας C/D από 1,5 έως 3 και οι τιμές ανυποστήρικτου τμήματος προς τη διάμετρο της P/D από 0 έως 3. Οι διαστάσεις της πειραματικής διάταξης που χρησιμοποιήθηκε για τα πειράματα παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.15**.



Σχήμα 3.15 : Βασικές διαστάσεις πειραματικής διάταξης των πειραμάτων των Kimura & Mair (1981), (Προυντζόπουλος, 2012).

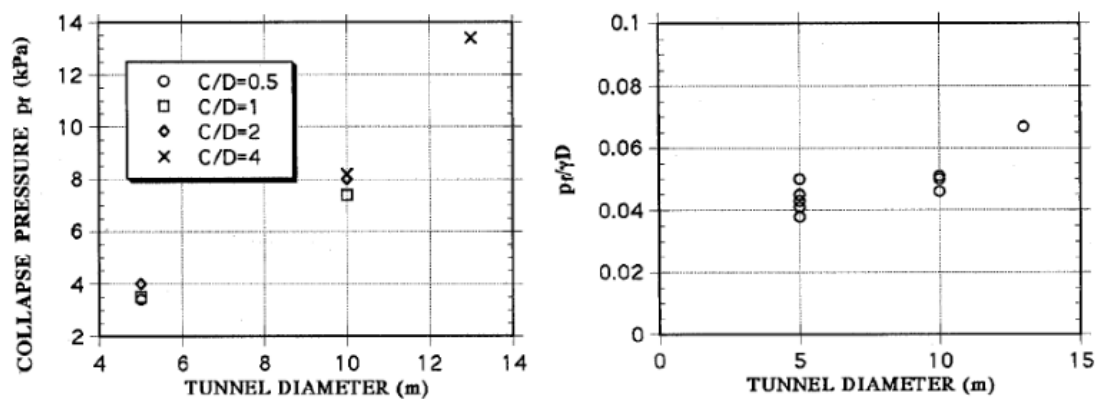
Σκοπός των πειραμάτων ήταν ο προσδιορισμός του συντελεστή ευστάθειας κατά την αστοχία. Τα αποτελέσματα των πειραμάτων συνοψίστηκαν σε διαγράμματα μεταβολής του συντελεστή ευστάθειας κατά την αστοχία N που παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.16**. Προέκυψε, επίσης, ότι η οριακή τιμή $N=6$ που προτάθηκε από τους Broms & Bennemark (1967) είναι συντηρητική για $P < D$.



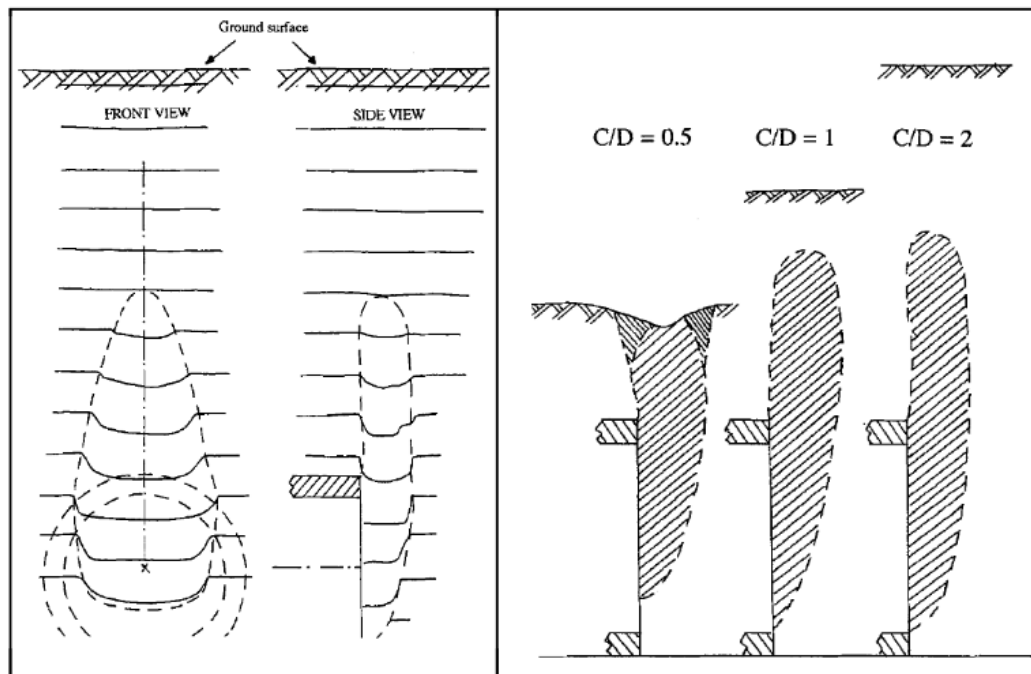
Σχήμα 3.16: Μεταβολή του συντελεστή ευστάθειας κατά την αστοχία με το βάθος της σήραγγας C/D και το μήκος του ανυποστήρικτου τμήματος P/D κατά Kimura & Mair (1981), (Προυντζόπουλος, 2012).

3.5.3 Chambon & Corté (1994)

Οι Chambon & Corté (1994) πραγματοποίησαν πειράματα μικρής κλίμακας σε φυγοκεντριστή με σκοπό να προβλέψουν την εσωτερική πίεση στο μέτωπο ώστε αυτό να ευσταθεί, να εξετάσουν τον μηχανισμό αστοχίας του μετώπου καθώς και ποιοί παράγοντες τον επηρεάζουν. Χρησιμοποίησαν δύο πειραματικές διατάξεις. Στην πρώτη περίπτωση η άμεση υποστήριξη έφτανε μέχρι το μέτωπο και στην δεύτερη υπήρχε ανυποστήρικτο τμήμα ίσο με το μήκος της ασπίδας μηχανήματος ολομέτωπης κοπής (TBM).



Σχήμα 3.17: Επίδραση της Διαμέτρου της Σήραγγας στην Πίεση Κατάρρευσης p_f κατά Chambon & Corté (1994) (Προυντζόπουλος, 2012)



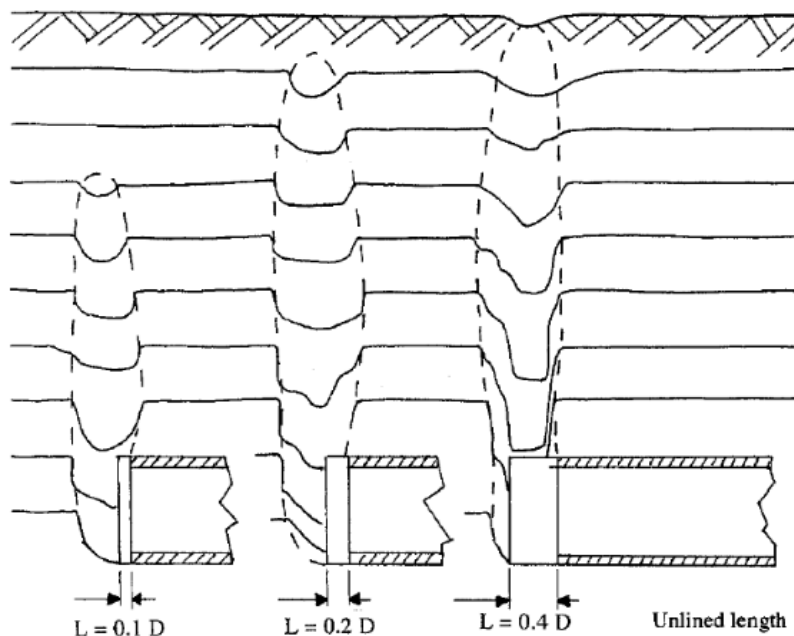
Σχήμα 3.18: Βολβοί αστοχίας για πλήρως υποστηριγμένη σήραγγα με υπερκείμενο $C/D=2$ (αριστερά) και βολβοί αστοχίας (Τομές στον άξονα συμμετρίας της σήραγγας) για διάφορες τιμές του λόγου C/D (δεξιά) από τα πειράματα των Chambon & Corté (1994), (Προυντζόπουλος, 2012).

Από τις αναλύσεις των Chambon & Corté προέκυψε ότι η διάμετρος της σήραγγας είναι η σημαντικότερη παράμετρος για την διαμόρφωση της τιμής της οριακής πίεσης p_f καθώς όπως φαίνεται από το **Σχήμα 3.17** η οριακή πίεση p_f είναι πρακτικά ευθέως ανάλογη της διαμέτρου. Όσον αφορά το βάθος της εκσκαφή C και το ειδικό βάρος του εδάφους δεν φαίνεται να επηρεάζουν την τιμή της p_f

Όσον αφορά το μηχανισμό αστοχίας, σε κάθε ανάλυση που πραγματοποιήθηκε είχε τη μορφή βολβού, ο οποίος εκτείνεται περίπου μισή διάμετρο μπροστά από το μέτωπο και συνεχίζει στον κατακόρυφο άξονα σε ένα ύψος περίπου μιας διαμέτρου πάνω από αυτό. Στα μικρά βάθη $C/D < 1$ ο βολβός επεκτείνεται μέχρι την επιφάνεια του εδάφους. Στο **Σχήμα 3.18** παρουσιάζεται ο μηχανισμός αστοχίας με το σχηματισμό βολβού η αλλιώς τη μορφή καμινάδας.

Τέλος διερευνήθηκε η επιρροή της απόστασης τοποθέτησης των μέτρων υποστήριξης από το μέτωπο στην ευστάθεια του. Στο **Σχήμα 3.19** παρουσιάζεται η έκταση της ζώνης αστοχίας σε συνάρτηση με την απόσταση τοποθέτησης της υποστήριξης. Προέκυψε ότι για τιμές :

- $L/D < 0,1$ η απόσταση τοποθέτησης των μέτρων δεν επηρεάζει την μορφή της αστοχίας.
- $0,1 < L/D < 0,4$: η αστοχία επηρεάζει το μέτωπο εκσκαφής.
- $L/D > 0,4$ η αστοχία επηρεάζει πρώτα το ανυποστήρικτο τμήμα και ύστερα το μέτωπο.

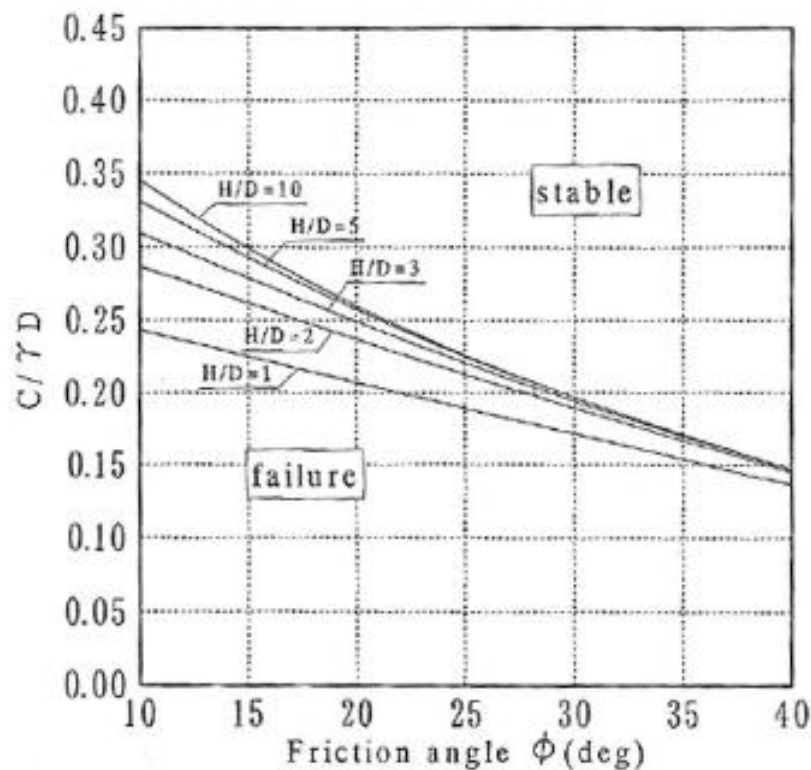


Σχήμα 3.19 : Επίδραση του ανυποστήρικτου μήκους L ($L/D=0.1$, 0.2 και 0.4) της σήραγγας στην έκταση του μηχανισμού αστοχίας για υπερκείμενο $C/D=4$ από τα πειράματα των Chambon & Corté (1994), Προυντζόπουλος, 2012).

3.5.4 Mashimo & Suzuki (1998)

Οι Mashimo & Suzuki (1998) πραγματοποίησαν πειράματα σε φυγοκεντριστή, για σήραγγες εντός αμμωδών εδαφών σε βάθος από τη στέψη της σήραγγας H ίσο με 1,2 και 3 διαμέτρους. Με βάση τα πειράματα οι ερευνητές κατέληξαν στο μηχανισμό αστοχίας ο οποίος έχει σχήμα βολβού.

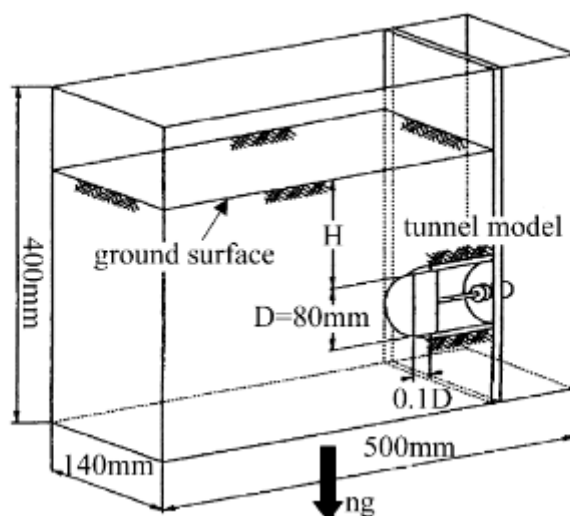
Πρόέκυψε ότι η παράμετρος που επηρεάζει περισσότερο την ευστάθεια του μετώπου είναι η διάμετρος της σήραγγας και η αντοχή του εδάφους. Έτσι προτάθηκε το διάγραμμα του **Σχήματος 3.20** στο οποίο παρουσιάζονται οι απαραίτητες συνθήκες ώστε το μέτωπο να είναι ευσταθές για διάφορους λόγους H/D .



Σχήμα 3.20: Απαιτούμενες τιμές ϕ και $c/\gamma D$ για ευσταθές μέτωπο βάσει των πειραμάτων των Mashimo & Suzuki (1998), (Προυντζόπουλος, 2012).

3.5.5 Kamata & Mashimo (2003)

Οι Kamata & Mashimo (2003) πραγματοποίησαν πειράματα σε φυγοκεντριστή για αμμώδη εδάφη και έγινε η σύγκριση τους με αριθμητικές αναλύσεις. Η πειραματική διάταξη που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.21**.



Σχήμα 3.21: Πειραματική διάταξη με μοντέλο σήραγγας των Kamata & Mashimo (2003), (Προυντζόπουλος, 2012).

Σκοπός της μελέτης των δύο ερευνητών ήταν να διερευνηθεί η επίδραση διάφορων διατάξεων αγκυρίων μετώπου, κατακόρυφων αγκυρίων και δοκών προπορείας στην ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής. Από την έρευνα προέκυψαν τα παρακάτω:

- Η μηχανισμός αστοχίας έχει την μορφή βολβού ή καμινάδας που μπορεί να επεκταθεί ανάλογα τις συνθήκες από $0,2D$ έως $0,4D$ μπροστά από την στέψη της σήραγγας και μέχρι την επιφάνεια του εδάφους.
- Τα αγκύρια μετώπου βελτιώνουν την ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής μόνο όταν το μήκος είναι $L \geq 0,5D$. Για μικρότερου μήκους αγκύρια μειώνεται μόνο η έκταση της επιφάνειας αστοχίας μπροστά και πάνω από το μέτωπο, χωρίς να βελτιώνεται η ευστάθεια του.
- Η ομπρέλα προπορείας μειώνει τις καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους καθώς μειώνει την έκταση της αστοχίας μπροστά και πάνω από το μέτωπο, αλλά φαίνεται ότι δεν έχει ουσιαστική επίδραση στην βελτίωση της ευστάθειας του.

3.6 Αριθμητικές Προσεγγίσεις

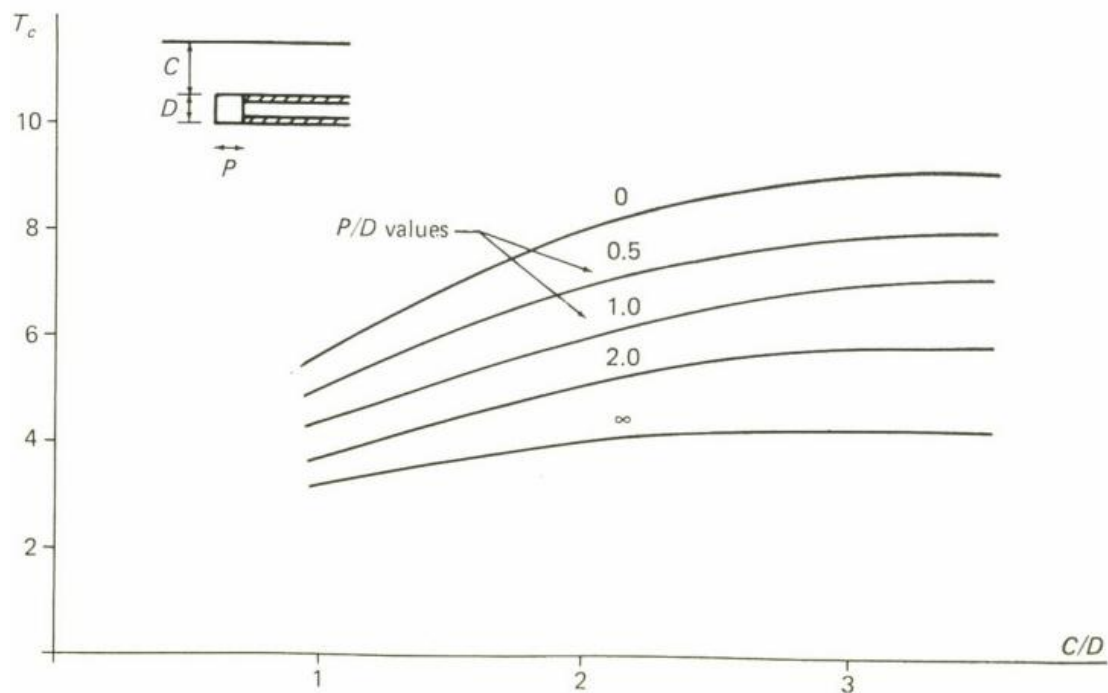
3.6.1 Atkinson & Mair (1981)

Οι Atkinson & Mair (1981) πραγματοποίησαν αναλύσεις για κορεσμένα αργιλικά εδάφη μικρής περατότητας. Προέκυψε ότι η ευστάθεια του εδάφους εξαρτάται από το σχετικό βάθος C/D (υπερκείμενο βάθος πάνω από τη στέψη της σήραγγας/διάμετρο σήραγγας) και το συντελεστή ευστάθειας T_c .

Βάσει των παραπάνω προέκυψε η απαιτούμενη πίεση στήριξης μετώπου σύμφωνα με την παρακάτω σχέση :

$$c_u T_c + p_0 > p_f > -c_u T_c + p_0$$

Ο συντελεστής ευστάθειας T_c υπολογίζεται βάσει του διαγράμματος του **Σχήματος 3.22** που κατασκεύασαν οι Atkinson & Mair (1981) στα πλαίσια της έρευνας του. Συμφώνα με αυτό για τον υπολογισμό του συντελεστή T_c λαμβάνεται υπόψη και το μήκος του ανυποστήρικτου τμήματος P .



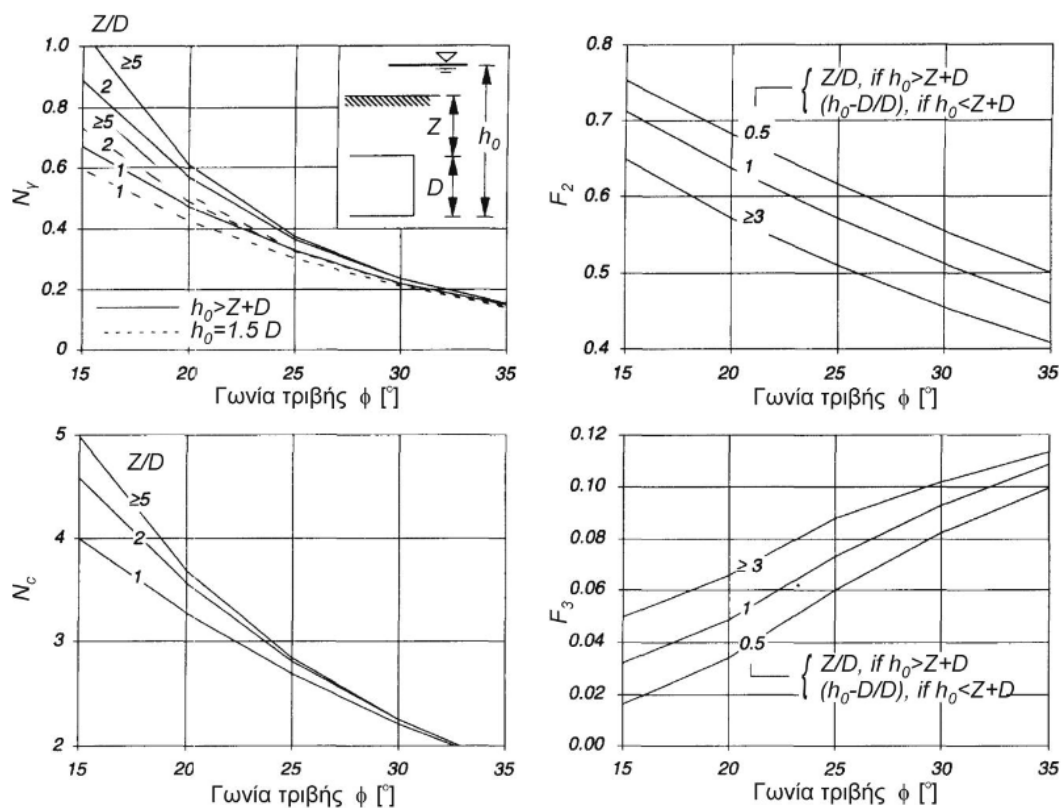
Σχήμα 3.22: Συντελεστής ευστάθειας T_c (Atkinson & Mair,1981).

3.6.2 Anagnostou & Kovari (1994,1996)

Οι Anagnostou & Kovari (1994,1996) χρησιμοποιώντας τις σχέσεις από την ισορροπία του μηχανισμού αστοχίας του Horn (1961) και κάνοντας παραμετρικές αναλύσεις κατέληξαν σε 4 νομογράμματα (αντίστοιχα της φέρουσας ικανότητας των θεμελιώσεων) από τα οποία υπολογίζεται η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης p_f του μετώπου. Τα νομογράμματα, για ισοδύναμη τετραγωνική σήραγγα πλευράς D , παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.23** και η απαιτούμενη πίεση p_f υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$p_f' = p_f - w_f = (N\gamma \cdot \gamma' \cdot D) - (N_c \cdot c) + (F_2 \cdot \gamma' \cdot \Delta h) - (F_3 \cdot c \cdot \frac{\Delta h}{D})$$

Οι συντελεστές N_γ , N_c , F_2 και F_3 υπολογίζονται από τα νομογράμματα (Σχήμα 3.23), ενώ όταν επικρατούν στραγγισμένες-ξηρές συνθήκες οι δύο τελευταίοι παράγοντες της σχέσης μηδενίζονται.

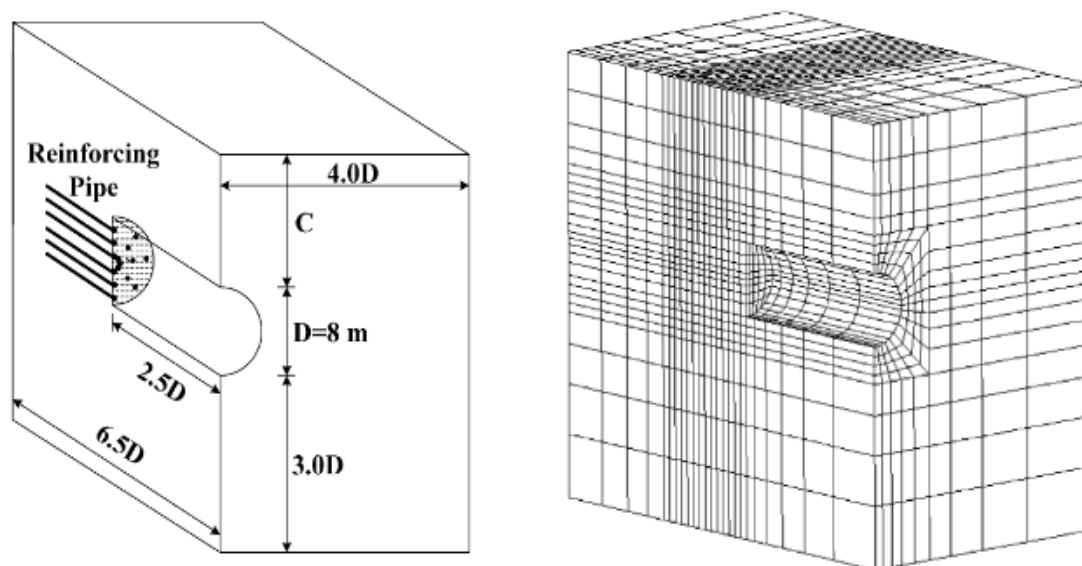


Σχήμα 3.23 : Νομογράμματα για τους αδιάστατους συντελεστές N_γ , N_c , F_2 και F_3 κατά Anagnostou & Kovari (1996), (Σοφριανός, 2018).

3.6.3 Yoo (2002)

Ο Yoo (2002) μελέτησε την ευστάθεια του μετώπου μέσω τρισδιάστατων παραμετρικών αναλύσεων σε κυκλική σήραγγα διαμέτρου 8 m που εκσκάπτεται σε ομοιογενές ασθενές υλικό και της οποίας η υποστήριξη φτάνει μέχρι το μέτωπο χρησιμοποιώντας το κώδικα πεπερασμένων στοιχείων DIANA. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ο κάρναβος του μοντέλου παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.24.

Κύριο αντικείμενο της μελέτης αποτέλεσε η διερεύνηση της επιρροής της πυκνότητας Λ (αριθμός αγκυρίων N_p προς το εμβαδόν επιφάνειας του μετώπου A_l), του μήκους L_p και της ακαμψίας των αγκυρίων μετώπου J_p (γινόμενο του μέτρου ελαστικότητας E_p και της διατομής του αγκυρίου A_p) στην ευστάθεια του. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν στα πλαίσια της έρευνας παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.1.



Σχήμα 3.24 : Απεικόνιση της γεωμετρικής διάταξης του προσομοιώματος και τυπικός κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων για $C/D=2.5$ (Yoo, 2002).

Πίνακας 3.1: Παράμετροι αναλύσεων (Yoo, 2002).

Tunnel	Reinforcement (fiberglass pipe)		
Cover depth (C/D)	Reinforcement density (Λ) ^e (p/m ²)	Length of reinforcement (L_p)	Young's modulus (E_p) (GPa)
1.5, 2.5, 5.5, 10.0	0.24 (12), 0.3 (18) 0.6 (30), 1.08 (54) 1.43 (72), 1.80 (90)	0.1 D, 0.3 D, 0.5 D 1.0 D, 1.5 D, 2.0 D	5, 10, 15, 20, 30
Properties	Ground Type		
	G1	G2	G3
Cohesion, c or c_u (kPa)	5	30	$20 + 0.2\sigma'_v$ ^b
Int. friction angle, ϕ (degree)	35	20	0
Dilatancy angle, ψ (degree)	6	4	0
Deformation modulus, E_s (kPa)	5000 + 1500 Z ^c		300 c_u
Lateral stress ratio, K_0	0.5	0.7	1.0

^a Bold-faced fonts indicate the reference case.

^b σ'_v = Vertical effective stress.

^c Z = Depth from ground surface.

^d Diameter of pipe = 50 mm.

^e Numbers in parentheses are number of pipes (N_p).

Για να μελετηθεί η επιρροή των αγκυρίων ο Yoo (2002) κατασκεύασε διαγράμματα (Σχήμα 3.26) βασισμένα στις παραμετρικές αναλύσεις του, τα οποία συσχετίζουν την αξονική μετατόπιση του μετώπου Ω_f με τον βαθμό εκτόνωσης των αρχικών τάσεων LSR, όπου :

$$\Omega_f : \text{η μετατόπιση του μετώπου } \Omega_f = \frac{\delta_z \cdot E_s}{D \cdot P_o},$$

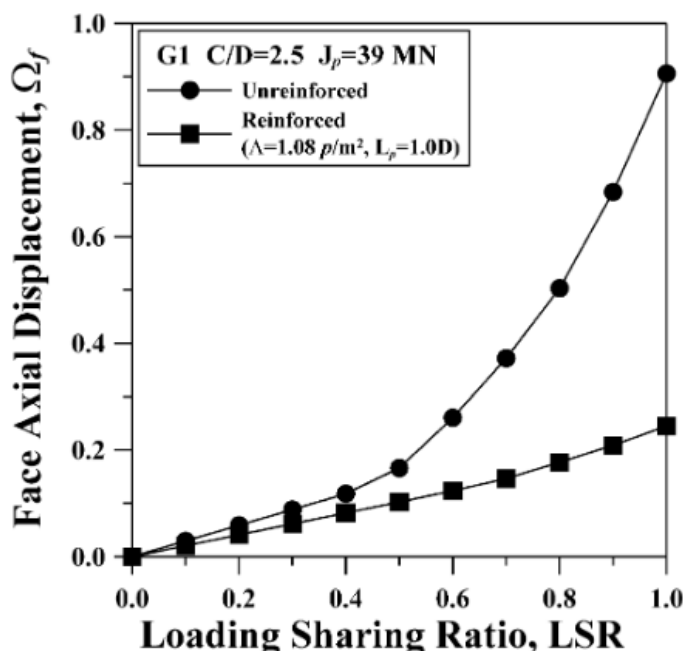
δ_z : η εξώθηση του μετώπου σε βάθος z,

$$P_o : \text{η μέση γεωστατική τάση } P_o = \frac{1+K_o}{2} \cdot \gamma \cdot z,$$

LSR : ο βαθμός εκτόνωσης των αρχικών τάσεων $\frac{P_o - P_i}{P_o}$,

P_i : η πίεση της άμεσης υποστήριξης τοιχωμάτων.

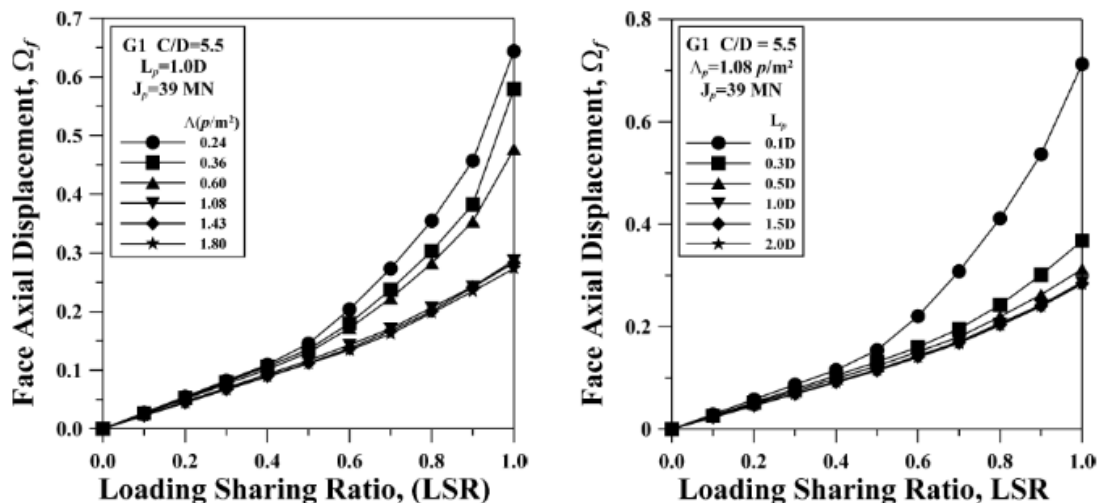
Όπως προκύπτει από το διάγραμμα του Σχήματος 3.25 η ύπαρξη οπλισμού μειώνει σημαντικά το Ω_f , δηλαδή την εξώθηση του μετώπου, ενώ φαίνεται για λόγους $LSR < 0,4$ ότι η ύπαρξη του οπλισμού δεν επιδρά στη μείωση των μετακινήσεων. Επίσης με τη χρήση των αγκυρίων επιτυγχάνεται η ελεγχόμενη-σταθερή παραμόρφωση της βραχώμαζας, ενώ όταν δεν υπάρχει οπλισμός παρατηρείται η αύξηση των παραμορφώσεων στην περιοχή του μετώπου και τελικά η αστοχία του (απότομη αλλαγή κλίσης της καμπύλης του ανυποστήρικτου μετώπου $LSR > 0.5$).



Σχήμα 3.25: Η επιρροή του οπλισμού στη σχέση Ω_f -LSR (Yoo, 2002)

Εκτενέστερα, μελετήθηκε η επιρροή του μήκους των αγκυρίων και της πυκνότητας τους στο μέτωπο. Πιο συγκεκριμένα, όπως προκύπτει και από τα διαγράμματα του Σχήματος 3.26, ο Yoo (2002) κατέληξε στα εξής συμπεράσματα :

- Η αύξηση της πυκνότητας των αγκυρίων μειώνει σημαντικά την εξώθηση του μετώπου και πιο συγκεκριμένα από 20% για $\Lambda=0,24 \text{ ρ/m}^2$ μέχρι και 70% για $\Lambda=1,8 \text{ αγκύρια/m}^2$.
- Η βέλτιστη πυκνότητα αγκυρίων όπου πέραν αυτής η εξώθηση δεν μειώνεται περεταίρω είναι για $\Lambda=1,1 \text{ αγκύρια/m}^2$
- Με την αύξηση του μήκους των αγκυρίων μειώνεται η εξώθηση έως και 70%.
- Για μήκος αγκυρίου $L_p=0,1D$ η εξώθηση του μετώπου δεν μειώνεται πρακτικά καθόλου.



Σχήμα 3.26: Μεταβολή της σχέσης LSR- Ω_f με την πυκνότητα Λ (αριστερά) και με το μήκος L_p (δεξιά) των αγκυρίων μετώπου (Yoo, 2002)

3.6.4 Vermeer, Ruse & Macher (2002)

Οι Vermeer et al. (2002) μελέτησαν την ευστάθεια του μετώπου μέσω ισοδύναμων τρισδιάστατων παραμετρικών αναλύσεων υπό στραγγισμένες συνθήκες και για γωνίες τριβής $\phi > 20^\circ$ χρησιμοποιώντας τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 3D Tunnel.

Μέσω των αναλύσεων απέδειξαν ότι η απαιτούμενη πίεση στήριξης του μετώπου υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση :

$$p_f = -c \cdot N_c + q_0 \cdot N_q + \gamma \cdot D \cdot N_\gamma$$

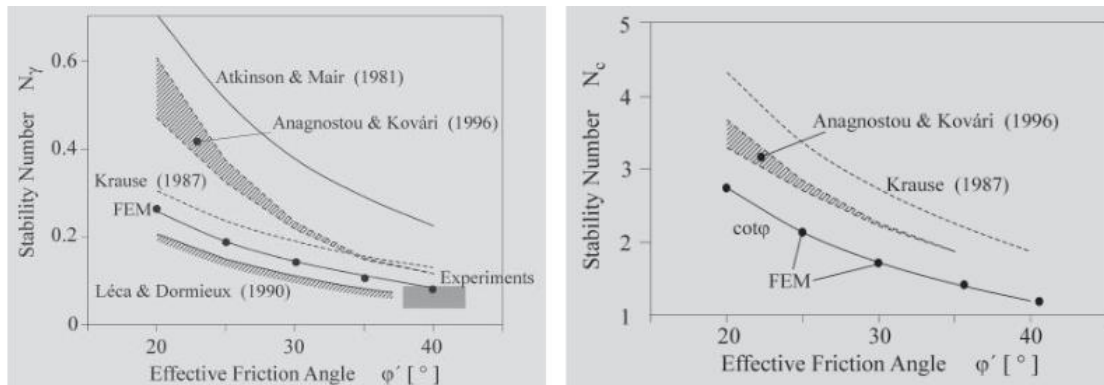
Όπου,

$$N_c : \text{ Συντελεστής συνοχής του εδάφους } N_c = \frac{1}{\tan\phi} ,$$

$$N_\gamma : \text{ Συντελεστής ειδικού βάρους του εδάφους } N_\gamma = \frac{1}{9\tan\phi} - 0,05,$$

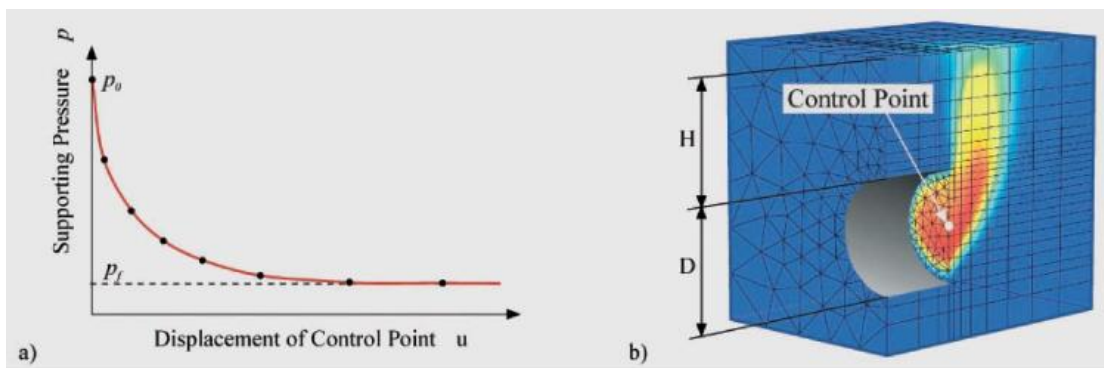
$$N_q : \text{ Συντελεστής προφόρτισης } N_q \approx 0.$$

Στο **Σχήμα 3.27** παρουσιάζονται οι συντελεστές N_c και N_γ όπως αυτοί προσδιορίζονται από άλλες μεθόδους.



Σχήμα 3.27: Ο συντελεστής συνοχής του εδάφους N_c (δεξιά) και ο συντελεστής ειδικού βάρους του εδάφους N_γ (αριστερά), (Σοφριανός, 2018).

Προκειμένου να προσδιορίσουν το οριακό φορτίο αστοχίας χρησιμοποίησαν καμπύλες πίεσης μετατόπισης του κέντρου του μετώπου της σήραγγας. Η τυπική καμπύλη πίεσης-μετακίνησης καθώς και ο μηχανισμός αστοχίας του μετώπου (με μορφή καμινάδας) παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.28**.



Σχήμα 3.28 : Τυπική καμπύλη πίεσης-μετακίνησης (a) και μηχανισμός κατάρρευσης του μετώπου (b) (Προυντζόπουλος, 2012)

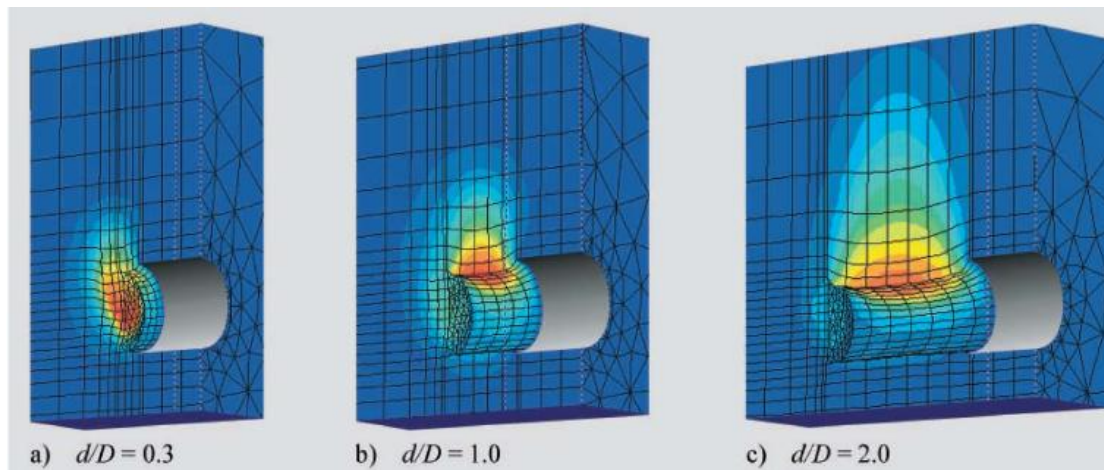
Μέσω της παραπάνω σχέσης είναι δυνατός ο υπολογισμός του μέγιστου ανυποστήρικτου ανοίγματος σήραγγας. Εφόσον $p_f=0$ προκύπτει η μέγιστη διάμετρος σήραγγας D ως εξής:

$$D \leq \frac{9c}{\gamma} \frac{1}{1 - 0.45 \tan \varphi}$$

Ενώ όταν υπάρχει ανυποστήρικτο τμήμα d μπροστά από το μέτωπο η μέγιστη διάμετρος του υπόγειου ανοίγματος D υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση

$$D \leq \frac{18c / \gamma}{2 + 3(d/D)^{0.6 \tan \varphi} - 0.9 \tan \varphi}$$

Στο **Σχήμα 3.29** φαίνεται η μορφή αστοχίας της σήραγγας για διάφορα μήκη ανυποστήρικτου τμήματος d .



Σχήμα 3.29: Μορφή αστοχίας για διάφορα μήκη ανυποστήρικτου τμήματος d σύμφωνα με Vermeer et al. (2002) (Προυντζόπουλος, 2012)

3.5.5 Σπυρόπουλος (2007)

Ο Σπυρόπουλος (2007) στα πλαίσια της διδακτορικής του διατριβής μελέτησε την ευστάθεια του μετώπου σε βαθιές σήραγγες πραγματοποιώντας αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων $FLAC^{3D}$.

Βάσει των αποτελεσμάτων των αναλύσεων πρότεινε αδιάστατη παράμετρο M_s για τον έλεγχο της συμπεριφοράς της βραχώμαζας. Ο συντελεστής αυτός προτείνεται με σκοπό να αντικαταστήσει το συντελεστή υπερφόρτισης $N_s = 2p_o / \sigma_{cm}$ όπου, p_o είναι η μέση γεωστατική τάση στον άξονα της σήραγγας και σ_{cm} είναι η αντοχή της βραχώμαζας. Ουσιαστικά, αντικαθίσταται η αντοχή της βραχώμαζας (σ_{cm}) με το μέτρο παραμορφωσιμότητας (E) της, αναγνωρίζοντας ότι η συμπεριφορά τόσο του μετώπου εκσκαφής όσο και του τοιχώματος της σήραγγας ελέγχεται κυρίως από το μέγεθος

των παραμορφώσεων που προκαλούνται λόγω της αποτόνωσης των γεωστατικών τάσεων.

Η σχέση υπολογισμού του συντελεστή M_s περιγράφεται από την παρακάτω σχέση :

$$M_s = 4000 \frac{\gamma H^{0,90} D^{0,10}}{E}$$

Όπου,

E : το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας,

γ : το ειδικό βάρος της βραχώμαζας ,

H : το βάθος του άξονα της σήραγγας,

D : η διάμετρος της σήραγγας,

Βάσει του συντελεστή M_s προτείνεται συντελεστής ασφαλείας (ευστάθειας) έναντι αστοχίας (αστάθειας) του μετώπου ανεπένδυτης σήραγγας ως εξής:

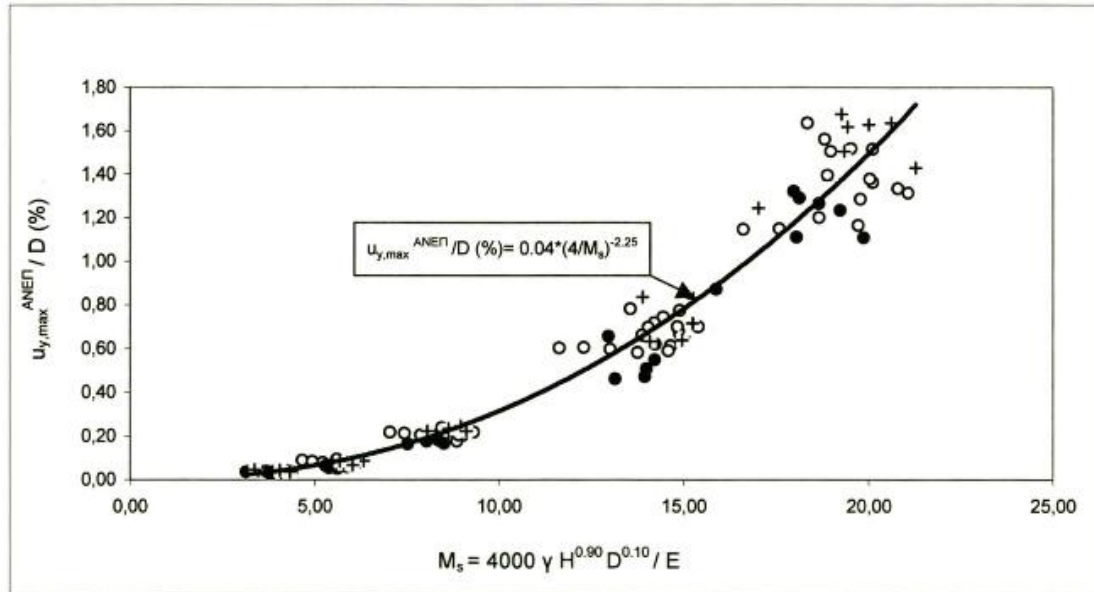
$$FS_o = \left(\frac{20}{M_s}\right)^{2.25}$$

Το μέτωπο είναι ευσταθές χωρίς ενίσχυση όταν $FS_o \geq 1$ ή ισοδύναμα $M_s \leq 20$

Επίσης προτείνονται σχέσεις για την πρόβλεψη της μέγιστης μετακίνησης της στέφης, της παρειάς και του μετώπου τόσο για ανεπένδυτη σήραγγα όσο και για σήραγγα με επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε απόσταση (L) από το μέτωπο εκσκαφής. Οι σχέσεις πρόβλεψης των μετακινήσεων παρουσιάζονται στον **Πίνακα 3.2**. Ενώ στο Σχήμα 3.30 παρουσιάζεται η συσχέτιση της μέγιστης εξώθησης του μετώπου ανεπένδυτης σήραγγας με την παράμετρο M_s .

Πίνακας 3.2: Πρόβλεψη σύγκλισης τοιχωμάτων σήραγγας και εξώθησης μετώπου (Σπυρόπουλος, 2007)

	Ανεπένδυτη σήραγγα	Σήραγγα με υποστήριξη εκτοξευόμενου σκυροδέματος
Σύγκλιση στέφης	$\frac{u_{z,max}^{ANEΠ}}{D} (\%) = 0.10 \left(\frac{4}{M_s}\right)^{-1.80}$	$\frac{u_{z,max}^{ΕΚΤ ΣΚΥΡ.(L)}}{D} (\%) = 0.10 \left(\frac{4}{M_s}\right)^{-\alpha}$
Σύγκλιση παρειάς	$\frac{u_{x,max}^{ANEΠ}}{D} (\%) = 0.05 \left(\frac{4}{M_s}\right)^{-2.40}$	$\frac{u_{x,max}^{ΕΚΤ ΣΚΥΡ.(L)}}{D} (\%) = 0.05 \left(\frac{4}{M_s}\right)^{-\beta}$
Εξώθηση μετώπου	$\frac{u_{y,max}^{ANEΠ}}{D} (\%) = 0.04 \left(\frac{4}{M_s}\right)^{-2.25}$	
Παρατηρήσεις	Συντελεστές : $\alpha=1,25+0,05L$ και $\beta=1,40+0,10L$	



Σχήμα 3.30: Συσχέτιση της μέγιστης έκθλιψης σήραγγας με ανυποστήρικτο το μέτωπο εκσκαφής με την παράμετρο M_s (Σπυρόπουλος, 2007).

3.6.6 Προυντζόπουλος (2012)

Ο Προυντζόπουλος (2012) στα πλαίσια της διδακτορικής του διατριβής μελέτησε την ευστάθεια του μετώπου σε αβαθής σήραγγες πραγματοποιώντας αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Simulia Abaqus. Βάσει των αποτελεσμάτων των αναλύσεων συσχέτισε την μέση εξώθηση του μετώπου $\Omega_{f,area}$ με τον παράγοντα Λ_f , όπου λαμβάνει υπόψιν τις γεωτεχνικές και γεωμετρικές παραμέτρους της εκσκαφής. Να σημειωθεί ότι και οι δύο συντελεστές $\Omega_{f,area}$ και Λ_f είναι αδιάστατα μεγέθη.

Η εξώθηση του μετώπου εκφράζεται μέσω του δείκτη $\Omega_{f,area}$ και προκύπτει από την παρακάτω σχέση ως εξής:

$$\Omega_{f,area} = \frac{U_{h,area} \cdot E_{soil}}{D \cdot P_o}$$

Όπου ,

$U_{h,area}$: η μέση οριζόντια εξώθηση του μετώπου, η οποία εκφράζεται από το πηλίκο του συνολικού όγκου $V_{extrusion}$ της έκθλιψης προς το εμβαδόν της επιφάνειας του μετώπου,

E_{soil} : το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους,

P_o : η μέση γεωστατική τάση όπου $P_o = \frac{1+K_o}{2} * \gamma * H$.

Ο συντελεστής Λ_f προκύπτει από την παρακάτω σχέση ως εξής:

$$\Lambda_F = \frac{5.25 \times c \times (N_\phi)^\alpha}{\gamma \times H^{1-b} \times D^b}$$

Όπου,

c: συνοχή του εδάφους

γ : ειδικό βάρος εδάφους

H: υπερκείμενο εκσκαφής

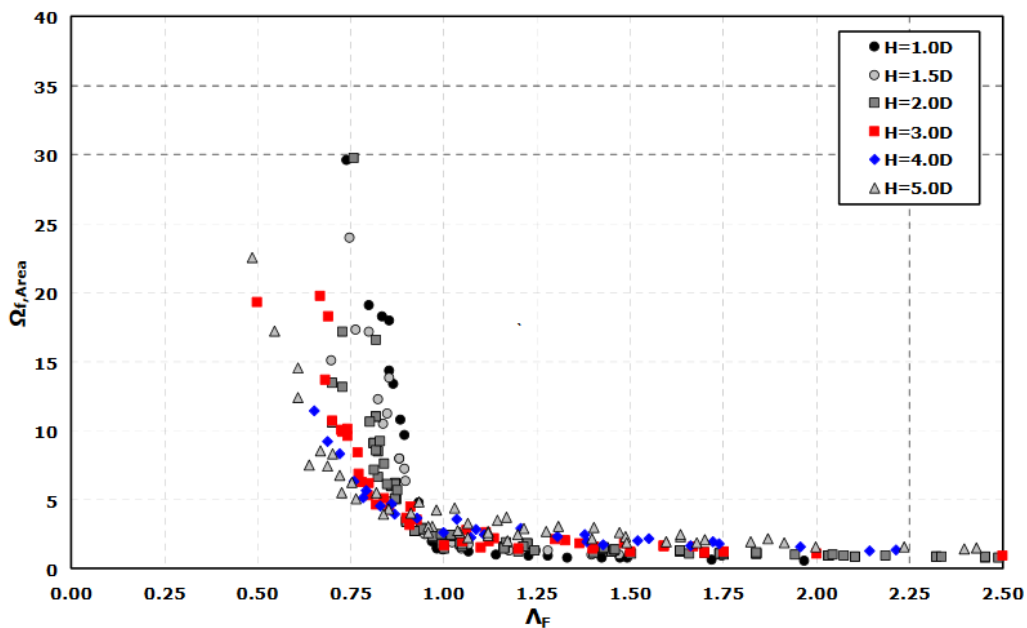
D: διάμετρος σήραγγας

ϕ = γωνία τριβής

$$N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\alpha = 0.16 * \left(\frac{H}{D}\right) + 0.59$$

$$b = \left(\frac{H}{D}\right)^{-0.37}$$



Σχήμα 3.31: Συσχέτιση μέσης κανονικοποιημένης έκθλιψης σε όλη την επιφάνεια του μετώπου $\Omega_{f,area}$ και του συντελεστή Λ_f για βάθη $H/D \leq 5$ (Προυτζόπουλος, 2012).

Η συσχέτιση των δύο παραμέτρων $\Omega_{f,area}$ και Λ_f έγινε για βάθη με λόγο $H/D \leq 5$. Προέκυψε ότι η μέθοδος αυτή προσεγγίζει ικανοποιητικά το πρόβλημα για βάθη $H/D \leq 4$ ενώ μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για βάθη μέχρι $H/D=5$. Επίσης έγινε εμφανές ότι για τιμες του συντελεστή Λ_f μικρότερες από 1 το μέτωπο είναι ασταθές ανεξαρτήτως του βάθους H της σήραγγας και του τύπου του εδάφους. Το διάγραμμα συσχέτισης των δύο συντελεστών $\Omega_{f,area}$ και Λ_f παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.31**.

Μέρος της έρευνας του Προυντζόπουλου αποτέλεσε και η μελέτη ευστάθειας μετώπου ενισχυμένου με αγκυρίων μετώπου (fiberglass), βάση της οποίας συμπεριέλαβε την επίδραση της πυκνότητας των αγκυρίων μετώπου d στον υπολογισμό του αδιάστατου δείκτη Λ_F ως εξής:

$$\Lambda_{F,R} = \frac{5.25 \times c \times (N_\phi)^{\alpha R}}{\gamma \times H^{1-bR} \times D^{bR}}$$

όπου:

$$\alpha = 0.16 * \left(\frac{H}{D}\right) + 0.59 + d * \left(0.63 * \frac{H}{D} + 0.85\right)$$

$$b = \left(\frac{H}{D}\right)^{-0.37} - 0.35 * d * \frac{H}{D}$$

Σκοπός της προσθήκης ήταν η έκφραση του συντελεστή $\Lambda_{F,R}$ για ενισχυμένο μέτωπο να μεταπίπτει σε αυτήν του συντελεστή Λ_F για ανυποστήρικτο.

Επιπρόσθετα μελέτησε την μέγιστη δύναμη που αναλαμβάνουν τα αγκύρια (p_{eq} =τελική δύναμη, p_{ref} =μέγιστη δύναμη) συναρτήσει του βάθους της σήραγγας H , της διατομής της D , της γωνίας τριβής ϕ του εδάφους καθώς και της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους –αγκυρίων. Η συσχέτιση αυτή παρουσιάζεται στο διάγραμμα του **Σχήματος 3.32** και εκφράζεται από την παρακάτω σχέση :

$$\frac{p_{eq}}{p_{ref}} = 0.095 * F_{eq} + 0.075$$

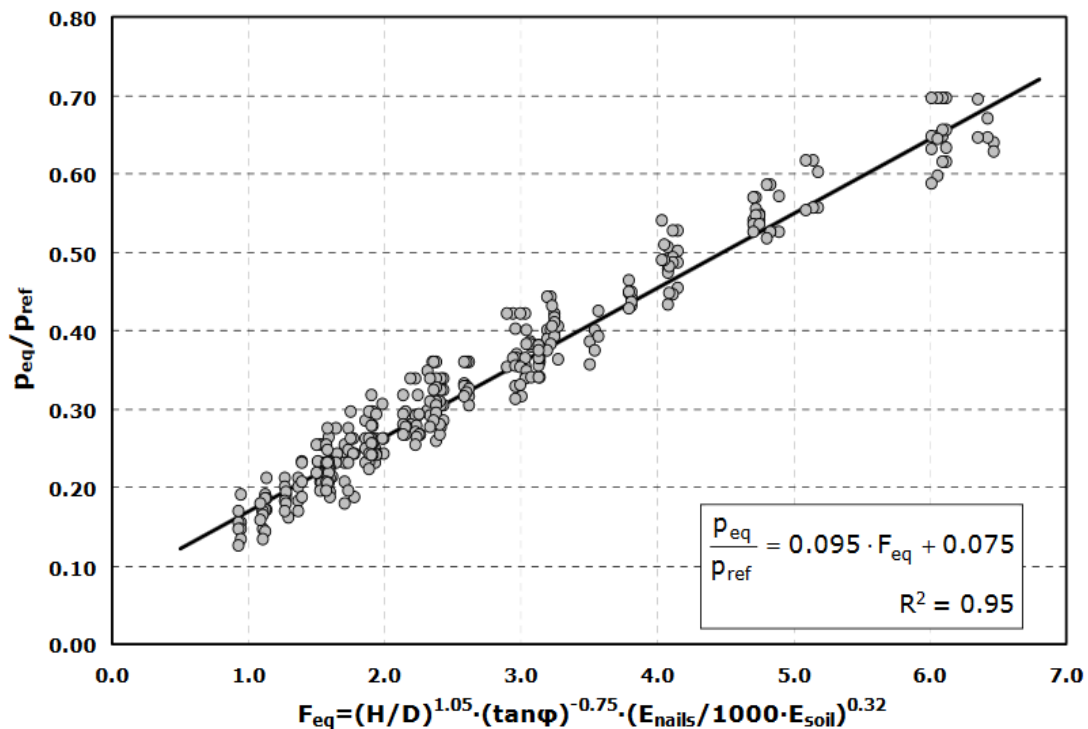
όπου:

$$F_{eq} = \left(\frac{H}{D}\right)^{1.05} * \tan\phi^{-0.75} * \left(\frac{E_{nails}}{1000 * E_{soil}}\right)^{0.32}$$

Όπου E_{nails} είναι το μέτρο ελαστικότητας των αγκυρίων και E_{soil} το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους.

Τέλος εκτιμήθηκε το βέλτιστο μήκος αγκυρίου L_{opt} το οποίο ακολουθεί τη λογική ελαχιστοποίησης των παραμορφώσεων και όχι της ευστάθειας του μετώπου. Έτσι διαθέσιμο μήκος αγκυρίων δεν ισοδυναμεί απαραίτητα με ευσταθές μέτωπο. Προέκυψε ότι η κύρια παράμετρος που καθορίζει το βέλτιστο μήκος αγκυρίων είναι η γωνία τριβής του εδάφους, ενώ μικρή επίδραση φάνηκε να έχει ο συντελεστής

οριζοντίων τάσεων K . Έτσι ο υπολογισμός των τιμών βέλτιστου μήκους αγκυρίου L_{opt} βασίστηκε στις δυσμενέστερες τιμές που προκύπτουν για $K=0,5$. Οι προτεινόμενες τιμές του L_{op} παρουσιάζονται στον **Πίνακα 3.3**.



Σχήμα 3.32: Προτεινόμενη συσχέτιση της τιμής του λόγου p_{eq}/p_{ref} με το μέγεθος F_{eq} επί των αποτελεσμάτων της παραμετρικής διερεύνησης (Προυντζόπουλος, 2012).

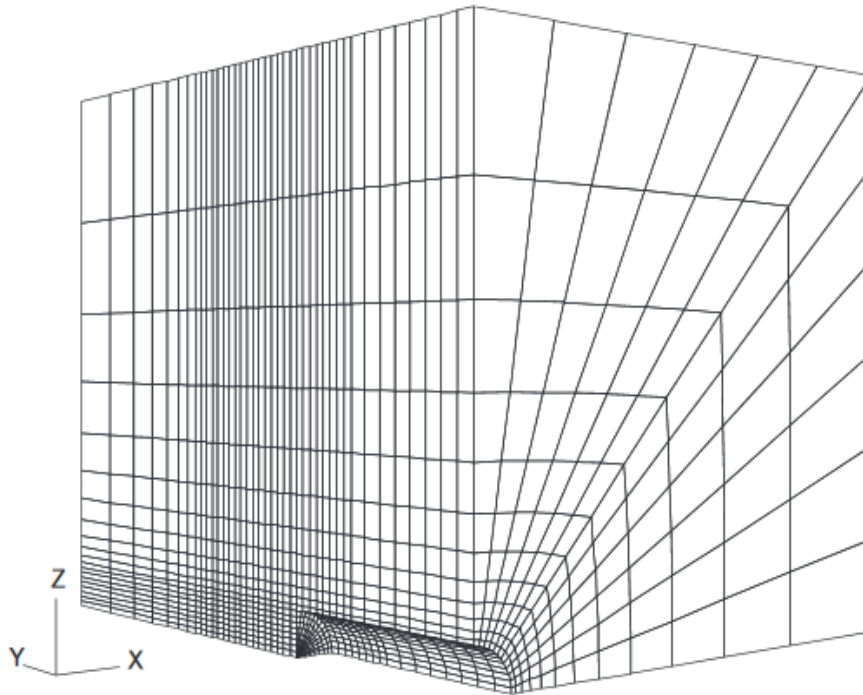
Πίνακας 3.3: Προτεινόμενες τιμές του βέλτιστου μήκους αγκυρίων L_{opt} (Προυντζόπουλος, 2012).

Γωνία τριβής φ (°)	Βέλτιστο Μήκος Αγκυρίων / Διάμετρος Σήραγγας (L_{opt}/D)
20	0.6-0.7
25	0.5-0.6
30	0.4-0.5
35	0.4-0.5

Καθώς δεν υπάρχουν αρκετές μελέτες οι οποίες να αφορούν την ευστάθεια μετώπου στις βαθιές σήραγγες, οι Georgiou & Kalos (2019) επέκτειναν την μελέτη του Προυντζόπουλου (2012) προτείνοντας τους αντίστοιχους συντελεστές Ω_f και Λ_f για βαθιές σήραγγες. (Ενότητα 4.4.1)

3.6.7 Dias (2011)

Ο Dias (2011) πραγματοποίησε τρισδιάστατες αναλύσεις για βαθιές σήραγγες μέσω του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων $FLAC^{3D}$. Το τρισδιάστατο μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για το σκοπό της έρευνας αυτής παρουσιάζεται στο *Σχήμα 3.33*.



Σχήμα 3.33: Κάνναβος του τρισδιάστατου μοντέλου του Dias (2011).

Ο Dias (2011) πρότεινε μία μέθοδο προκαταρκτικού σχεδιασμού της ενίσχυσης του μετώπου με αγκύρια μεγάλου μήκους, μέσω μίας προσέγγισης «σύγκλισης-αποτόνωσης». Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει την κατασκευή της καμπύλης εξώθησης-αποτόνωσης για το ανυποστήρικτο μέτωπο (δηλαδή της σχέσης μεταξύ της εφαρμοζόμενης πίεσης αντιστήριξης στο μέτωπο και της έκθλιψής του) και της αντίστοιχης καμπύλης για τον κάνναβο των αγκυρίων (δηλαδή της σχέσης μεταξύ της επιβαλλόμενης ισοδύναμης πίεσης P_{face} από τα αγκύρια και της έκθλιψης του μετώπου). Τέλος σύμφωνα με τη μέθοδο οι δύο καμπύλες προβάλλονται σε κοινό διάγραμμα για την εκτίμηση του σημείου ισορροπίας. Παράδειγμα εφαρμογής της μεθόδου παρουσιάζεται στο *Σχήμα 3.34*.

Η μέση ισοδύναμη πίεση των αγκυρίων P_{face} που χρησιμοποιείται για την καμπύλη των αγκυρίων προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$P_{face} = \min \left\{ \frac{n \cdot A \cdot \sigma_{max}}{S} ; \frac{n \cdot S_1 \cdot \tau_{max}}{S} \right\}$$

Όπου

n : ο αριθμός των αγκυρίων,

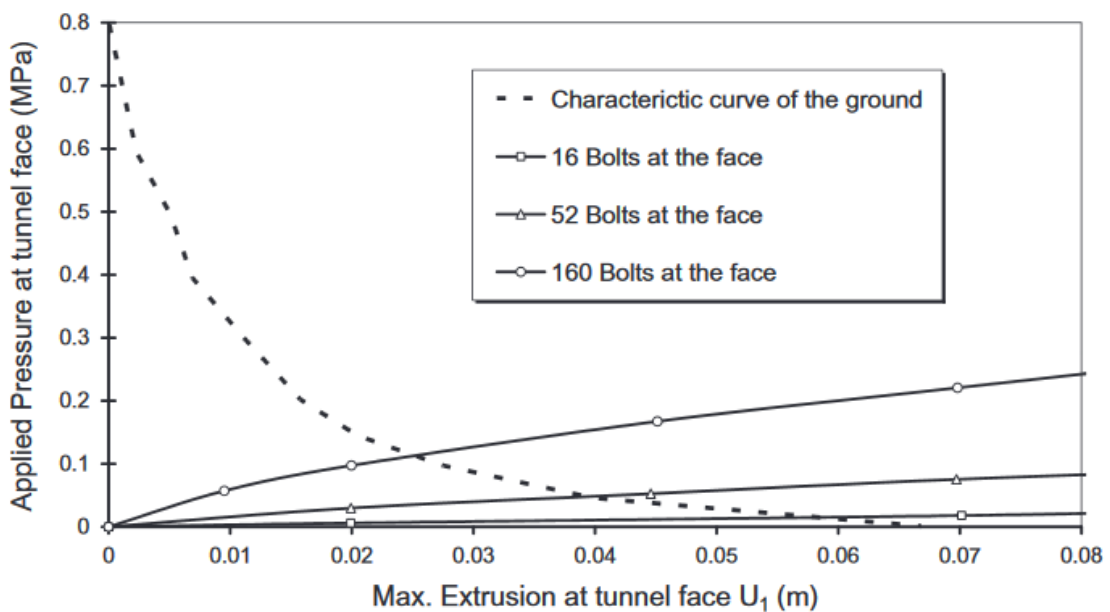
A : η διατομή του αγκυρίου,

σ_{max} : η μέγιστη αποδεκτή τάση σε κάθε αγκύριο,

S : η επιφάνεια του μετώπου της σήραγγας,

τ_{max} : η μέγιστη διατμητική αντοχή στη διεπιφάνεια εδάφους-αγκυρίου,

S_1 : η παράπλευρη επιφάνεια του αγκυρίου.



Σχήμα 3.34 : Παράδειγμα εφαρμογής της καμπύλης «σύγκλισης-αποτόνωσης» στον σχεδιασμό του συστήματος αγκύρωσης του μετώπου (Dias, 2011).

Κεφάλαιο 4^ο – Περιγραφή Μοντέλου

4.1 Εισαγωγή

Η παρούσα εργασία εξετάζει την ευστάθεια μετώπου βαθιάς σήραγγας με τη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων SIMULIA ABAQUS. Στο πρόγραμμα προσομοιώνεται η περιβάλλουσα του ανοίγματος βραχόμαζα, τα μέσα υποστήριξης (οπλισμένο σκυρόδεμα, αγκύρια μετώπου, δοκοί προπορείας κ.α.) καθώς επίσης και τα στάδια εκσκαφής. Η περιγραφή των παραπάνω στοιχείων θα πραγματοποιηθεί εκτενέστερα στις επόμενες ενότητες αυτού του κεφαλαίου.

Πιο συγκεκριμένα θα διερευνηθεί η επιρροή των διάφορων μέτρων βελτίωσης της ευστάθειας μετώπου δηλαδή των δοκών προπορείας (forepoles), των αγκυρίων μετώπου (fiberglass), της διάνοιξης σε φάσεις και της απόστασης μεταξύ τους.

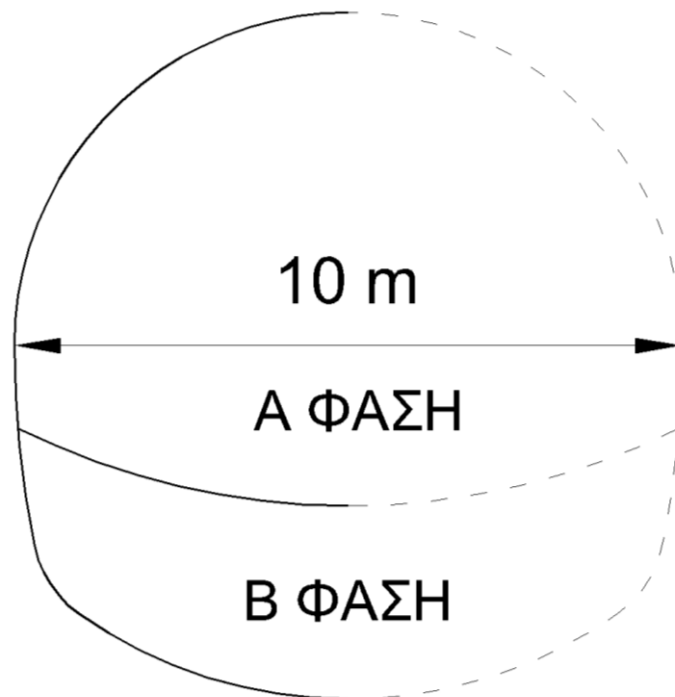
Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν διακρίνονται σε τέσσερις κατηγορίες:

1. Εκσκαφή ανυποστήρικτης σήραγγας σε βάθη 100 και 200 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους και για διαφορετική κατανομή τάσεων $K_o=1$ και $K_o=0.5$:
 - Εκσκαφή όλης της διατομής της σήραγγας, δίχως υποστήριξη
 - Εκσκαφή της σήραγγας σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση μεταξύ τους ίση με μία διάμετρο (10m), δίχως υποστήριξη.
 - Εκσκαφή της σήραγγας σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση μεταξύ τους ίση με δύο διαμέτρους (20m), δίχως υποστήριξη.
2. Εκσκαφή σήραγγας με χρήση δοκών προπορείας (forepoles) σε βάθη 100 και 200 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους και για διαφορετική κατανομή τάσεων $K_o=1$ και $K_o=0.5$:
 - Εκσκαφή της σήραγγας σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση μεταξύ τους ίση με μία διάμετρο (10m), με χρήση δοκών προπορείας (forepoles).
3. Εκσκαφή σήραγγας με χρήση αγκυρίων μετώπου (fiberglass) σε βάθη 100 και 200 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους και για διαφορετική κατανομή τάσεων $K_o=1$ και $K_o=0.5$:
 - Εκσκαφή της σήραγγας σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση μεταξύ τους ίση με μία διάμετρο (10m), με χρήση αγκυρίων μετώπου (fiberglass).
4. Εκσκαφή σήραγγας με συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας (forepoles) και αγκυρίων μετώπου (fiberglass) σε βάθη 100 και 200 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους και για διαφορετική κατανομή τάσεων $K_o=1$ και $K_o=0.5$:
 - Εκσκαφή της σήραγγας σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση μεταξύ τους ίση με μία διάμετρο (10m), με συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας (forepoles) και αγκυρίων μετώπου (fiberglass).

4.2 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Μοντέλου

Τα στοιχεία τα οποία διαμορφώνουν το μοντέλο είναι κυβικά με οκτώ κόμβους, ένα σε κάθε ακμή. Από το μέγεθος και το πλήθος τους εξαρτάται η ακρίβεια προσέγγισης της πραγματικής συμπεριφοράς της βραχόμαζας καθώς επίσης και ο υπολογιστικός χρόνος. Όσο περισσότεροι κόμβοι ανά μονάδα επιφάνειας τόσο μεγαλύτερη η ακρίβεια των αποτελεσμάτων αλλά και ο χρόνος υπολογισμού. Ωστε να επέλθει ισορροπία μεταξύ χρόνου υπολογισμού και αξιοπιστίας αποτελεσμάτων, κατασκευάστηκε πυκνότερος κάνναβος (αριθμός στοιχείων) στα σημεία ενδιαφέροντος.

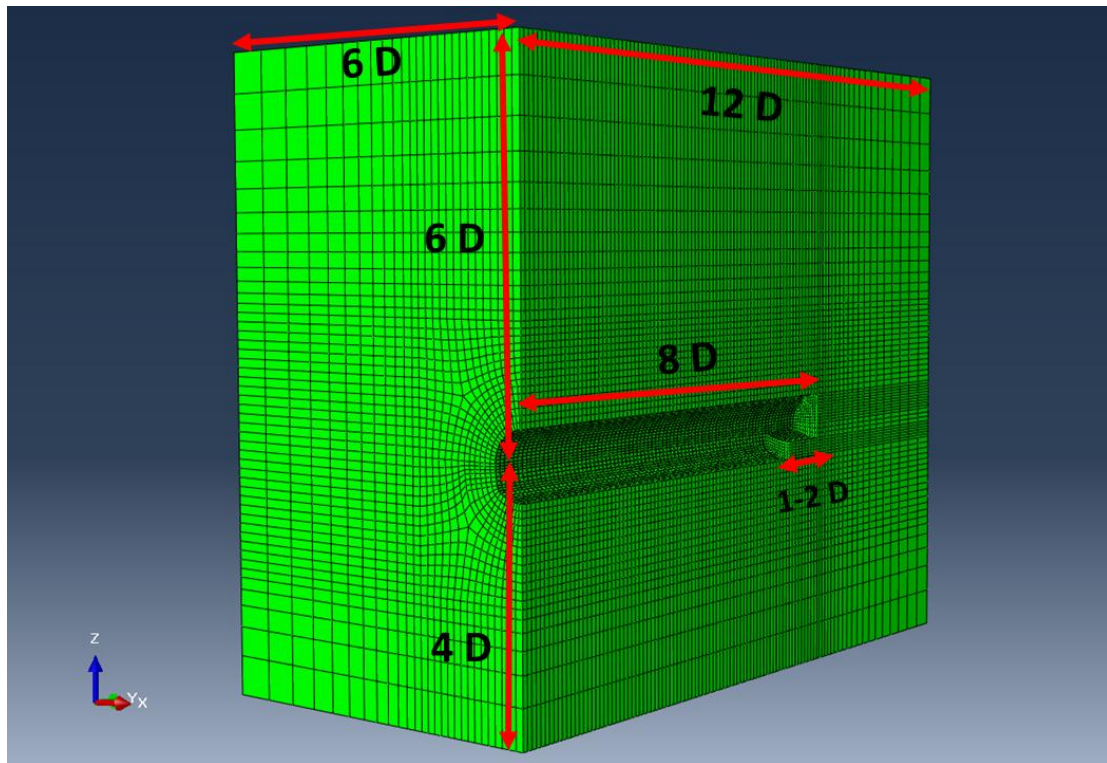
Η σήραγγα που προσομοιώνεται είναι πεταλοειδούς διατομής και διαμέτρου 10 μέτρων και εκσκάπτεται είτε στο σύνολο της, είτε σε δύο φάσεις Α και Β. Για εξοικονόμηση υπολογιστικού χρόνου (όσο μεγαλύτερος ο αριθμός των κόμβων, τόσο μεγαλύτερος ο χρόνος επίλυσης τους), μοντελοποιείται η μισή διατομή κατά τον άξονα συμμετρίας. Στο **Σχήμα 4.1** παρουσιάζεται η διατομή της προς εξέταση σήραγγας.



Σχήμα 4.1: Διατομή της προς εξέτασης σήραγγας.

Στο **Σχήμα 4.2** παρουσιάζεται η γεωμετρία του μοντέλου προσομοίωσης της εκσκαφής. Το μοντέλο έχει ύψος 100 m εκ των οποίων τα 60m (6D) προσομοιώνουν το πάχος του γεωυλικού πάνω από τη σήραγγα ενώ τα 40m (4D) το πάχος του γεωυλικού κάτω από αυτήν. Το πάχος των 40m ή αλλιώς των τεσσάρων διαμέτρων 4D θεωρείται αρκετό ώστε να μην παρουσιαστούν φαινόμενα επιρροής συνοριακών συνθηκών (boundary effects) στη σήραγγα. Για τον ίδιο λόγο το μοντέλο εκτείνεται

60m από τον άξονα της σήραγγας κατά την οριζόντια διεύθυνση. Τα κομβικά στοιχεία στη περιοχή του μετώπου της σήραγγας και κατά περίπου 1,5m περίξ αυτής είναι μικρότερα και πυκνότερα ώστε να υπάρχει μεγαλύτερη ακρίβεια στον υπολογισμό του μεγέθους των μετακινήσεων. Ο κάρναβος των στοιχείων αραιώνει από τον άξονα της σήραγγας προς τα όρια του μοντέλου κατά την κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση.



Σχήμα 4.2: Τρισδιάστατο (3D) προοπτικό μοντέλο σε ένα τυχαίο βήμα εκσκαφής.

Κατά το διαμήκη άξονα της σήραγγας το μοντέλο έχει μήκος 120m (12D). Τα πρώτα 80 αποτελούν το συνολικό μήκος της σήραγγας. Κάθε κομβοσειρά κατά τον άξονα αυτό αποτελείται από 80 στοιχεία μήκους 1m. Ουσιαστικά κάθε φέτα των στοιχείων αυτών προσομοιώνει το βήμα εκσκαφής της σήραγγας που είναι ίσο με 1m . Τα πρώτα 8m (8 φέτες) εκσκάπτονται ταυτόχρονα ώστε να αποφευχθούν τα φαινόμενα συνοριακών συνθηκών, καθώς επίσης και να αναπτυχθεί το πλήρες μοντέλο των μετακινήσεων. Τα 40m πίσω από το τελικό μέτωπο εκσκαφής διαμορφώνονται από λιγότερα και μεγαλύτερα κομβικά στοιχεία. Η ύπαρξη τους είναι αναγκαία αφενός για την κατάργηση των boundary effects και την πλήρη ανάπτυξη των καμπυλών σύγκλισης-αποτόνωσης και αφετέρου για την τοποθέτηση της τελευταίας σειράς δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου.

Στο Σχήμα 4.2 φαίνεται, επίσης, η A και B φάση κατασκευής καθώς και η μεταξύ τους απόσταση 10m ή 20m.

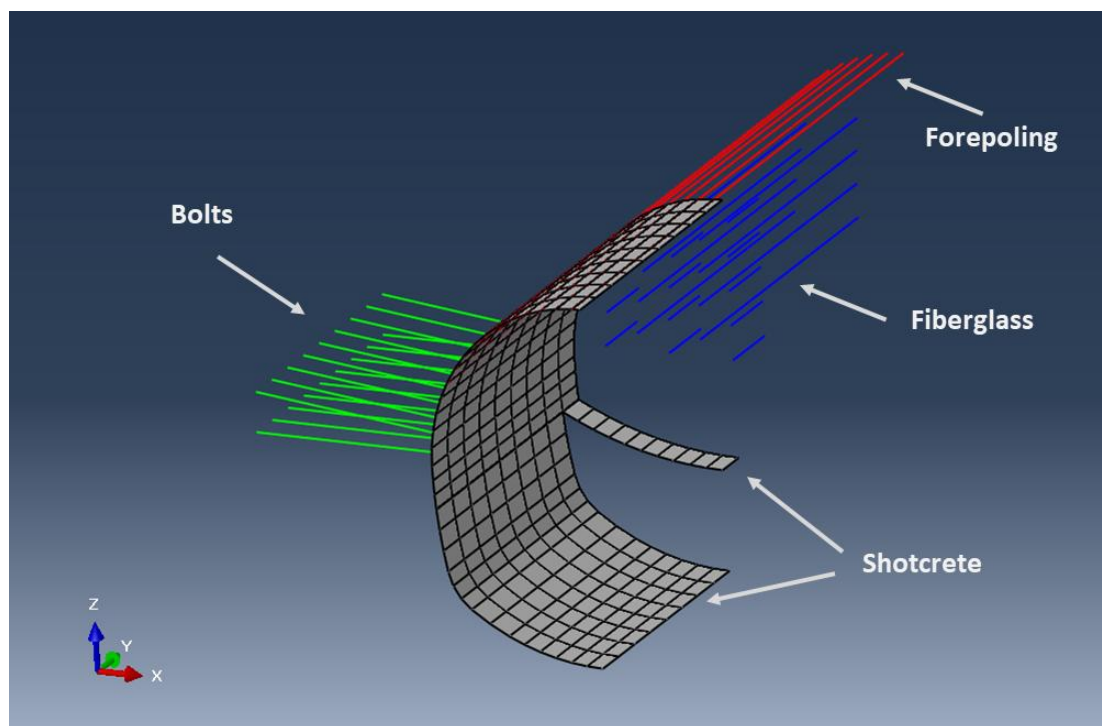
Όσον αφορά τις συνοριακές συνθήκες του μοντέλου, στο δάπεδο του μοντέλου δεσμευτήκαν οι μετατοπίσεις προς κάθε διεύθυνση (δηλαδή τοποθετήθηκαν

αρθρώσεις), ενώ η οροφή του αφέθηκε ελεύθερη. Στις υπόλοιπες ακραίες επιφάνειες χρησιμοποιήθηκαν κυλίσεις, δηλαδή εμποδίστηκε η κίνηση προς μια συγκεκριμένη κατεύθυνση. Πιο συγκεκριμένα στις κομβοσειρές των ακραίων επιφανειών που είναι παράλληλες με τον άξονα της σήραγγας (δηλαδή βρίσκονται αριστερά και δεξιά της) (Σχήμα 4.2) δεσμεύεται η κίνηση στον κατακόρυφο άξονα, ενώ στις κομβοσειρές των ακραίων επιφανειών που είναι κάθετες στον άξονα της σήραγγας (δηλαδή εμπρός και πίσω από το μέτωπο) δεσμεύεται η κίνηση κατά τον διαμήκη άξονα (άξονα της σήραγγας).

4.3 Περιγραφή Υλικών

Προκειμένου να εξαχθούν μέσω των παραμετρικών αναλύσεων συμπεράσματα που θα οδηγούν σε πρακτικές εφαρμογές, έχει γίνει προσπάθεια προσομοίωσης των πραγματικών συνθηκών που επικρατούν κατά τη κατασκευή μιας σήραγγας. Αυτό επιτυγχάνεται με την ακριβή μοντελοποίηση της βραχόμαζας και των μέτρων υποστήριξης καθώς επίσης και των σταδίων κατασκευής.

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν ανταποκρίνονται στις ιδιότητες των υλικών που συνήθως απαντώνται κατά τη διάνοιξη μιας σήραγγας.



Σχήμα 4.3: Τρισδιάστατη (3D) απεικόνιση του μοντέλου προσομοίωσης των μέτρων υποστήριξης.

Στο πρόγραμμα αρχικά έγινε η προσομοίωση της βραχόμαζας με οκτακομβικά κυβικά στοιχεία (solid elements), του οπλισμένου σκυροδέματος (όπλο ή οπλισμένο με μεταλλικά πλαίσια) με στοιχεία δοκού (beam elements), ενώ τα αγκύρια μετώπου, οι δοκοί προπορείας και τα αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης προσομοιώθηκαν με

στοιχεία ράβδου (truss elements). Τα παραπάνω παρουσιάζονται στο *Σχήμα 4.3*, ενώ οι ιδιότητες τους θα περιγραφούν στις επόμενες ενότητες.

4.3.1 Βραχόμαζα

Για τη μελέτη της ευστάθειας του μετώπου θα προσομοιωθούν διάφορες βραχόμαζες από πτωχής έως μέτριας ποιότητας. Όπως έχει διαπιστωθεί, το κριτήριο που περιγράφει καλύτερα τις βραχόμαζες είναι το Hoek-Brown (2002).

Για τις βραχόμαζες που χρησιμοποιήθηκαν ήταν γνωστά τα παρακάτω :

- η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη άρρηκτου πετρώματος $\sigma_{ci} = 10 \text{ MPa}$
- ο γεωλογικός δείκτης αντοχής $GSI=25-45$
- ειδικό βάρος $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
- σταθερά $m_i = 10$ (Πίνακας 2.2)
- το μέτρο παραμορφωσιμότητας άρρηκτου πετρώματος $E_i = 2000 \text{ MPa}$
- ο βαθμός διατάραξης $D=0$ (Πίνακας 2.1)

Έχει γίνει η παραδοχή ότι η σήραγγα διανοίγεται υπό ξηρές/στραγγισμένες συνθήκες. Πράγμα που ισχύει, αφού κατά την κατασκευή των σηράγγων κατασκευάζονται αποστραγγιστικά συστήματα για την μείωση των υδροστατικών πιέσεων. Τα συστήματα αυτά συνήθως περιλαμβάνουν αποστραγγιστικές οπές εντός της σήραγγας.

Η παραμετρικές αναλύσεις αφορούν σήραγγες διανοιγόμενες σε τρεις σχηματισμούς διαφορετικής ποιότητας, για δύο διαφορετικά βάθη 100m και 200m και για διαφορετικό εντατικό πεδίο $K_0=1$ και $K_0=0.5$:

- Βραχόμαζα Νο 1 με $GSI=25$
- Βραχόμαζα Νο 2 με $GSI=35$
- Βραχόμαζα Νο 3 με $GSI=45$

Για τον υπολογισμό της περιβάλλουσας αστοχίας της κάθε βραχόμαζας, του μέτρου ελαστικότητας της αλλά και την μετατροπή των παραμέτρων του κριτηρίου H-B στις παραμέτρους c και ϕ του κριτηρίου M-C χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό RocData της RocScience.

Το πρόγραμμα λειτουργεί βάση του καταστατικού προσομοιώματος Hoek-Brown (2002) (βλέπε *Ενότητα 2.3.1.1*) το οποίο χρησιμοποιείται για την μοντελοποίηση της υπό διερεύνηση βραχόμαζας.

Σύμφωνα με το κριτήριο η περιβάλλουσα αστοχίας δίνεται από τη παρακάτω σχέση:

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

Όπου :

σ_{ci} : η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του πετρώματος

m_b , s και a : σταθερές που εξαρτώνται από την ποιότητα της βραχώμαζας

Οι σταθερές m_b , s και a υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

Όπου :

GSI: γεωλογικός δείκτης αντοχής (βλέπε Ενότητα 2.3.2.5),

D : παράγοντας διατάραξης βραχώμαζας,

Για τον υπολογισμό του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας το πρόγραμμα χρησιμοποιεί το κριτήριο Generalized Hoek-Diederichs (2006) κατά το οποίο ισχύει:

$$E_{rm} (MPa) = 100000 \left(\frac{1-D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right)$$

Επίσης το λογισμικό RocData δίνει τη δυνατότητα μετατροπής των παραμέτρων του κριτηρίου H-B στις ισοδύναμες του κριτηρίου M-C βάση των παρακάτω σχέσεων :

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

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

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

Όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα το ύψος του υλικού που έχει σχεδιαστεί πάνω από τη σήραγγα είναι 60m αυτό αναλογεί σε φορτίο $p = \gamma \cdot h = (25 \text{ kN/m}^3) \cdot 60\text{m} = 1,5 \text{ Mpa}$

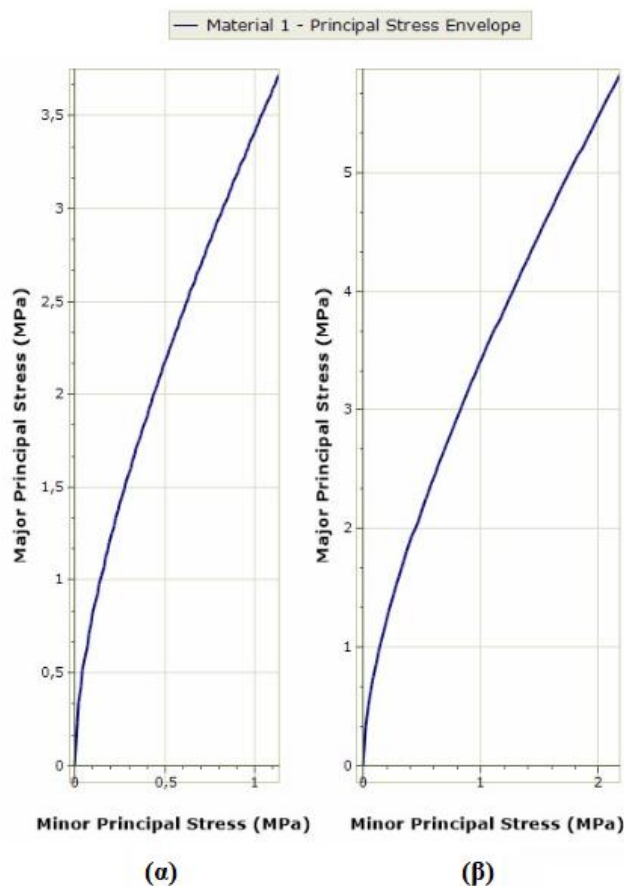
Για να προσομοιωθεί το ύψος των υπερκειμένων εισάγεται φορτίο στην οροφή του μοντέλου ως ακολούθως :

- Για H=100m : $p = \gamma \cdot h = (25 \text{ kN/m}^3) \cdot (100-60)\text{m} = 1 \text{ MPa}$
- Για H=200m : $p = \gamma \cdot h = (25 \text{ kN/m}^3) \cdot (200-60)\text{m} = 3,5 \text{ MPa}$

4.3.1.1 Βραχόμαζα No 1 με GSI=25

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά της προς εξέταση Βραχόμαζας No 1 με GSI=25.

Βραχόμαζα No 1	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	γ (MN/m ³)	E_i (MPa)
		25	10	10	0.025
Παράμετροι αντοχής κατά H-B	m_b	a	s	E_m (MPa)	σ_{cm} (MPa)
	0.69	0.53	2.4E-004	119.71	0.95
Παράμετροι αντοχής κατά M-C	H (m)	c (MPa)		ϕ ($^\circ$)	
	100	0.18		29.03	
	200	0.28		24.21	

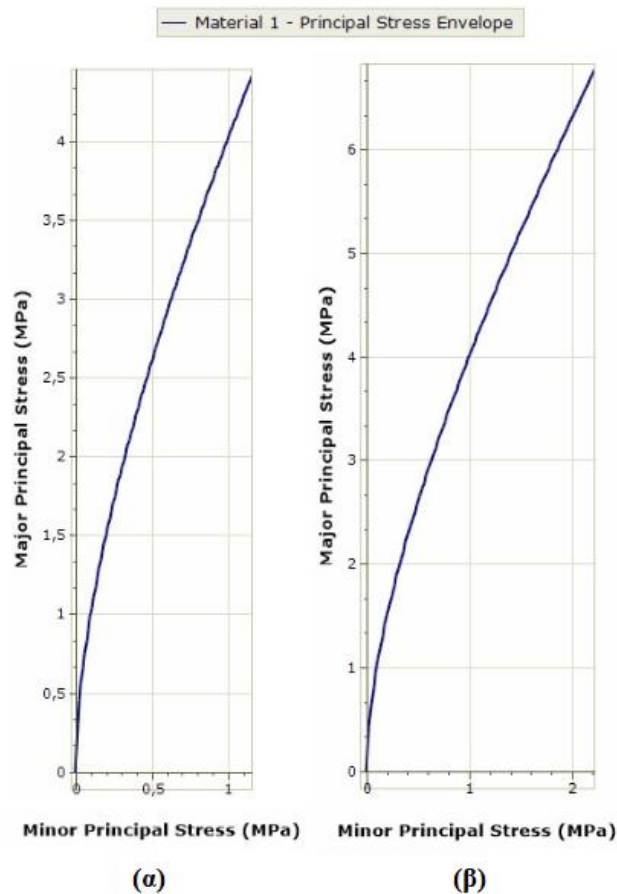


Σχήμα 4.4: Περιβάλλουσα αστοχίας Βραχόμαζας No 1 με GSI=25 για ύψος υπερκειμένων (α)100 m και (β) 200 m.

4.3.1.2 Βραχόμαζα No 2 με GSI=35

Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικά της προς εξέταση Βραχόμαζας No 2 με GSI=35.

Βραχόμαζα No 2	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	γ (MN/m³)	E_i (MPa)
	35	10	10	0.025	2000
Παράμετροι αντοχής κατά H-B	m_b	a	s	E_m (MPa)	σ_{cm} (MPa)
	0.98	0.52	7.3E-004	226.81	1.24
Παράμετροι αντοχής κατά M-C	H (m)	c (MPa)		ϕ (^o)	
	100	0.23		32.37	
	200	0.35		27.2	

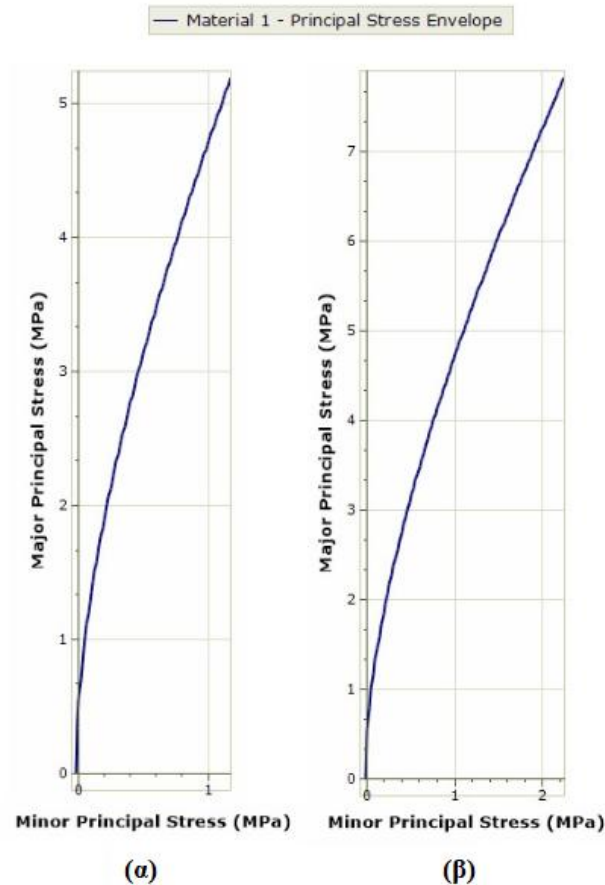


Σχήμα 4.5: Περιβάλλουσα αστοχίας Βραχόμαζας Νο 2 με GSI=35 για ύψος υπερκειμένων (α)100 m και (β) 200 m.

4.3.1.3 Βραχόμαζα Νο 3 με GSI=45

Πίνακας 4.3: Χαρακτηριστικά της προς εξέταση Βραχόμαζας Νο 3 με GSI=45.

Βραχόμαζα Νο 3	GSI	σ_{ci} (MPa)	m_i	γ (MN/m ³)	E_i (MPa)
	45	10	10	0.025	2000
Παράμετροι αντοχής κατά H-B	m_b	a	s	E_m (MPa)	σ_{cm} (MPa)
	1.4	0.51	2.22E-003	447.3	1.56
Παράμετροι αντοχής κατά M-C	H (m)	c (MPa)		ϕ ($^\circ$)	
	100	0.28		35.46	
	200	0.42		30.1	



Σχήμα 4.6: Περιβάλλουσα αστοχίας Βραχώμαζας No 3 με GSI=45 για ύψος υπερκειμένων (α)100 m και (β) 200 m.

4.3.2 Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα

Κατά την εκσκαφή με τις συμβατικές μεθόδους διάνοιξης απαραίτητη κρίνεται η τοποθέτηση εκτοξευόμενου σκυροδέματος γιατί αφενός γεμίζει τα κενά της βραχώμαζας (ρωγμές, διακλάσεις κ.α) συγκρατώντας τα επισφαλή τεμάχια πετρώματος και αφετέρου εμποδίζει την περαιτέρω αποσάρθρωση του σχηματισμού. Συνηθίζεται να σκυροδετείται όλη η διατομή της σήραγγας πράμα που ακολουθείται και στις υπο διερεύνηση περιπτώσεις.

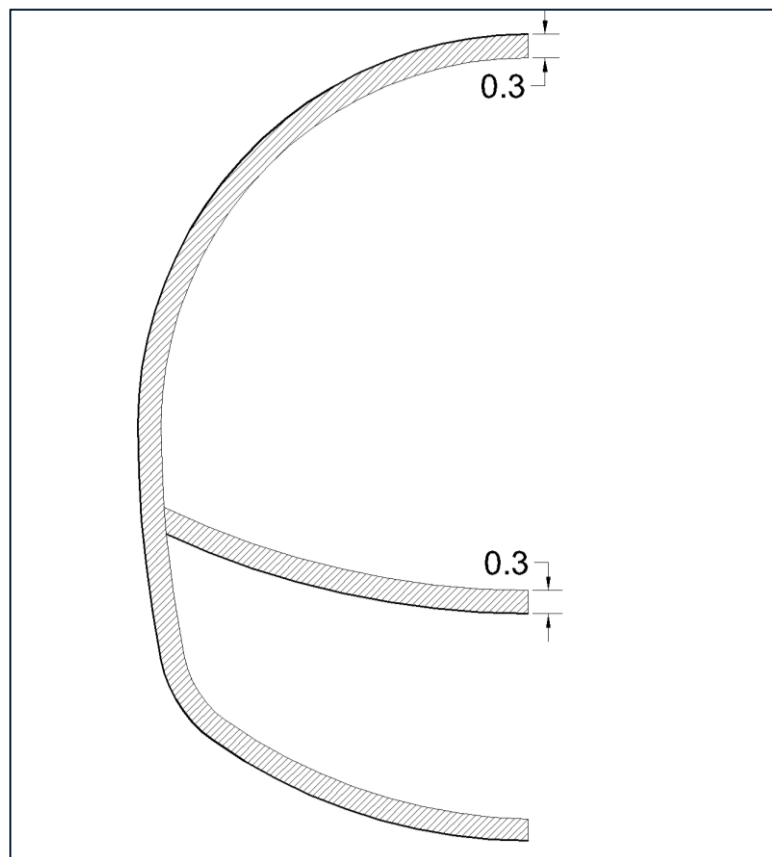
Να σημειωθεί ότι στις αναλύσεις που αναφέρονται σε ανυποστήρικτη σήραγγα περιλαμβάνεται μόνο η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Στις υπόλοιπες αναλύσεις γίνεται τοποθέτηση μεταλλικών πλαισίων που δημιουργούν σε συνδυασμό με το σκυρόδεμα ένα ενισχυμένο κέλυφος υποστήριξης, οι σύμμεικτες ιδιότητες του οποίου υπολογίζονται στην **Ενότητα 4.3.3**.

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα που τοποθετείται είναι άοπλο δηλαδή δεν είναι ενισχυμένο με μεταλλικές ίνες ή μεταλλικό πλέγμα όπως συνηθίζεται. Έχει πάχος

30cm και αντοχή C30/37. Ενώ ο λόγος Poisson είναι $\nu=0,25$ και το μέτρο ελαστικότητας του είναι $E_{\text{concrete}}=E_c=33$ GPa. Ωστόσο στο υπολογιστικό πρόγραμμα το μέτρο ελαστικότητας εισάγεται κατά περίπου 50% απομειωμένο και πιο συγκεκριμένα λαμβάνει τιμή ίση με $E_c=15$ GPa. Το σκυρόδεμα προσομοιώνεται κατά αυτόν τον τρόπο αφού δεν προλαβαίνει να αναπτύξει πλήρως τις αντοχές του. Η συμπεριφορά του υλικού λαμβάνεται ως γραμμική-ελαστική.

Πίνακας 4.4 : Χαρακτηριστικά επένδυσης σκυροδέματος.

Χαρακτηριστικό	Τιμή	Μονάδα
Τύπος	Εκτοξευόμενο	-
Αντοχή	C30/37	MPa
Πάχος	0.30	m
Μέτρο Ελαστικότητας	33	GPa
Απομειωμένο Μέτρο Ελαστικότητας	15	GPa
Λόγος Poisson	0.25	-
Οπλισμός	Άοπλο	-



Σχήμα 4.7: Ημιδιατομή της προς εξέταση σήραγγας επενδεδυμένη με σκυρόδεμα C30/37 πάχους 30cm.

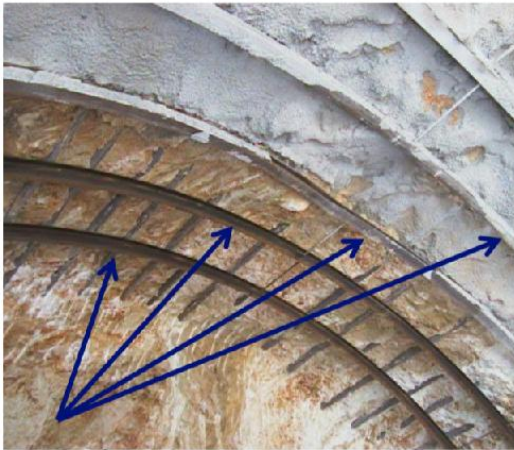
Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα τοποθετείται σε απόσταση ενός μέτρου από το μέτωπο εκσκαφής, δηλαδή κατά την εκσκαφή της μίας φάσης σκυροδετείται η προηγούμενη. Όταν η σήραγγα εκσκάπτεται σε μια φάση τοποθετείται σκυρόδεμα στο σύνολο της διατομής. Ενώ όταν εκσκάπτεται σε δύο φάσεις, εκτοξεύεται αρχικά σκυρόδεμα στην οροφή και στο πάτωμα της πρώτης φάσης ή αλλιώς invert και στη συνέχεια όταν ξεκινήσει η εκσκαφή της Β' φάσης απομακρύνεται η ενδιάμεση στρώση σκυροδέματος και σκυροδετείται το δάπεδο της σήραγγας. Στο **Σχήμα 4.7** παρουσιάζεται η σκυροδετημένη ημιδιατομή της σήραγγας.

4.3.3 Μεταλλικά Πλαίσια

Τα μεταλλικά πλαίσια κατατάσσονται στα παθητικά μέτρα άμεσης υποστήριξης αφού δεν αναλαμβάνουν άμεσα φορτία αλλά μόνο εάν εκδηλωθούν μετακινήσεις. Απαντώνται όπου αναμένονται μεγάλες μετακινήσεις καθώς μπορούν να παραλάβουν φορτία άμεσα σε αντίθεση με το σκυρόδεμα για το οποίο απαιτείται κάποιο χρονικό διάστημα ώστε να αναπτύξει τις αντοχές του.

Στη παρούσα εργασία χρησιμοποιούνται τόσο για την βελτίωση του κελύφους, όσο και για την υποστήριξη των διατάξεων δοκών προπορείας, στις αναλύσεις όπου υπάρχουν.

Τα πλαίσια που χρησιμοποιήθηκαν είναι πλατύπελμα διατομής διπλού ταυ και συγκεκριμένα HEB140 (**Σχήμα 4.8**).

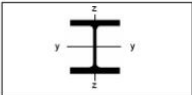


(α)

Section		Minimum Bending Radius		Area of Section	Mass	Section Modulus		Moment of Inertia	
HEB	r	max.	L = m	cm ²	Kg / m	Wy	Wz	Jy	Jz
	m					cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
100	1,3	1,5		26,0	20,4	89,9	33,5	450	167
120	1,5	1,5		34,0	26,7	144	52,9	864	318
140	2,2	2,0		43,0	33,7	216	78,5	1510	550
160	2,7	3,0		54,3	42,6	311	111	2490	889
180	3,0	3,0		65,3	51,2	426	151	3830	1360
200	4,0	3,0		78,1	61,3	570	200	5700	2000
220	5,0	3,0		91,0	71,5	736	258	8090	2840
240	5,7	3,0		106,0	83,2	938	327	11260	3920
260	7,0	3,0		118,0	93,0	1150	395	14920	5130
280	8,5	3,0		131,0	103,0	1380	471	19270	6590
300	10,0	3,0		149,0	117,0	1680	571	25170	8560

(β)

Certified welding with comprehensive form of certification (Grosser Eignungsschweis DIN 18800 Part 7)
 - Efficient service
 - Technical advice
 - Specialist personnel for schooling and installation



Σχήμα 4.8: Μεταλλικά πλαίσια τύπου HEB : (α) Όψη (Μαρίνος,2012) και (β) Τυπικές διατομές (Σοφιανός,2012).

Η τοποθέτηση τους έγκειται στην συνδυαστική χρήση σκυροδέματος, ενώ για την στερέωση τους χρησιμοποιούνται αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης (βλέπε **Ενότητα 4.3.6**).

Ωστε να προσομοιωθεί η χρήση των μεταλλικών πλαισίων θα πρέπει να γίνει ο υπολογισμός των σύμμικτων ιδιοτήτων του κελύφους εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Στο περιβάλλον του προγράμματος το κέλυφος έχει την μορφή σκυροδέματος (beam elements) αλλά με δυσκαμψία, δυστένεια και αντοχή ίση με αυτή της σύμμικτης διατομής εκτοξευόμενου σκυροδέματος και μεταλλικών πλαισίων.

Πίνακας 4.5: Σύμμικτες ιδιότητες κελύφους υποστήριξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος και μεταλλικών πλαισίων.

Χαρακτηριστικό	Τιμή	Μονάδα
Τύπος	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C30/37	-
Οπλισμός	Μεταλλικά πλαίσια HEB140	-
Αντοχή	38,96	MPa
Πάχος	0.288	m
Μέτρο Ελαστικότητας	18,4	GPa

Οι σύμμικτες ιδιότητες του κελύφους υποστήριξης παρουσιάζονται στον **Πίνακα 4.5** και ο υπολογισμός τους έγινε ως ακολούθως:

Λαμβάνονται υπόψη οι παρακάτω τύποι για τις σύμμικτες ιδιότητες του υλικού :

$$E_{eq}I_{eq} = E_c I_c + E_s I_s$$

$$E_{eq}A_{eq} = E_c A_c + E_s A_s$$

Όπου:

E_{eq}, E_c, E_s : Μέτρο ελαστικότητας ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

I_{eq}, I_c, I_s : Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

A_{eq}, A_c, A_s : Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής, σκυροδέματος, χάλυβα

Για τα μεταλλικά πλαίσια HEB140 είναι γνωστά τα παρακάτω:

- $A_s = 0,004296 \text{ m}^2$
- $E_s = 200 \text{ GPa}$
- $I_s = 1.509 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

Για το σκυρόδεμα αντοχής C30/37 υπολογίζονται τα παρακάτω (βάσει **Πίνακα 4.4**):

- $A_c = bh - A_s = 1 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} - 0,004296 \text{ m}^2 = 0,295704 \text{ m}^2$
- $E_c = 15 \text{ GPa}$ $f_c = 30 \text{ MPa}$

$$\triangleright I_c = \frac{bh^3}{12} - I_s = \frac{1m \times 0.3^3 m^3}{12} - 1.509 \times 10^{-5} m^4 = 2.23491 \times 10^{-3} m^4$$

Διαιρώντας κατά μέλη τους τύπους των σύμμικτων ιδιοτήτων προκύπτει :

$$\frac{I_{eq}}{A_{eq}} = \frac{E_c I_c + E_s I_s}{E_c A_c + E_s A_s} = \dots = 6,901474288 \times 10^{-3} m^2 A$$

Ακολουθώντας υπολογίζονται ο πάχος t_{eq} η αντοχή σ_{eq} και το μέτρο ελαστικότητας του σύμμικτου υλικού :

$$\triangleright I_{eq} = \frac{b \times t_{eq}^3}{12} = \frac{b \times t_{eq} \times t_{eq}^2}{12} = \frac{A_{eq} \times t_{eq}^2}{12} \leftrightarrow t_{eq}^2 = \frac{I_{eq}}{A_{eq}} \leftrightarrow \boxed{t_{eq} = 0.288m}$$

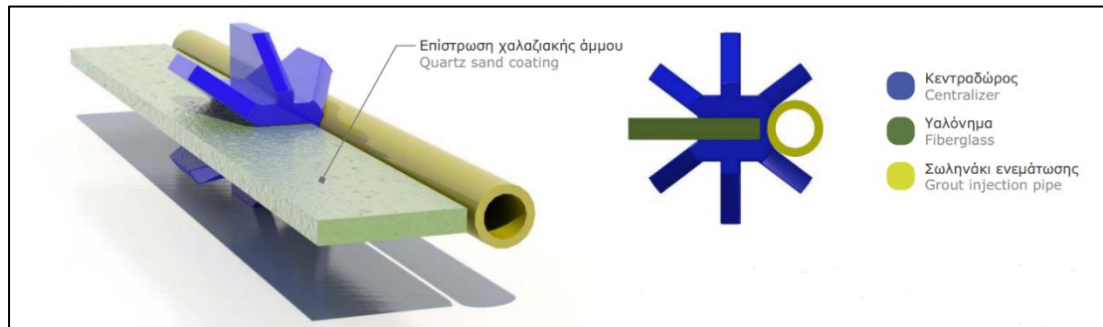
$$\triangleright \sigma_{eq} = \frac{f_c A_c + f_s A_s}{A_{eq}} = 38,96 \text{ GPa}$$

$$\triangleright E_{eq} = \frac{E_c A_c + E_s A_s}{A_{eq}} = 18,4 \text{ MPa}$$

4.3.4 Αγκύρια Μετώπου (Fiberglass)

Τα αγκύρια από υαλονήματα (fiberglass) είναι μεγάλου μήκους αγκύρια τα οποία χρησιμοποιούνται για την βελτίωση της εφελκυστικής και διατμητικής αντοχής των σχηματισμών. Συνηθίζεται να αποκαλούνται «αγκύρια μετώπου» καθώς η πιο συνηθισμένη χρήση τους είναι για την υποστήριξη του.

Για τη μελέτη της επίδρασης τους στην ευστάθεια του μετώπου της σήραγγας χρησιμοποιήθηκαν τα αγκύρια FL30x4 της ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε. από τη σειρά υαλονημάτων της DURGLASS FL. Τα αγκύρια FL30x4 αποτελούνται από μια πλάκα ορθογωνικής διατομής πλάτους 30 mm και πάχους 4 mm επιστρωμένης με χαλαζιακή άμμο, έναν κεντραδρόρο και το σωληνάκι ενεμάτωσης όπως ακριβώς φαίνεται στο **Σχήμα 4.9**. Οι συγκεκριμένοι ήλοι παρουσιάζουν πολλά πλεονεκτήματα εκ των οποίων τα πιο σημαντικά είναι η μεγάλη πρόσφυση με το περιβάλλον ένεμα που επιτυγχάνεται μεγάλη επιφάνεια του στοιχείου υαλονήματος και η ανάπτυξη μεγάλων δυνάμεων τριβής εξαιτίας της επίστρωσης χαλαζιακής άμμου. Για την εγκατάσταση τους διανοίγονται διατρήματα εντός των οποίων εισέρχεται το αγκύριο. Η ευθυγράμμιση τους επιτυγχάνεται με τον κεντροδρόρο. Τέλος, πραγματοποιείται η ενεμάτωση από σωληνάκι το οποίο οδηγεί το ένεμα στην άλλη άκρη του σωλήνα από όπου ξεχειλίζει και πληρώνει το διάτρημα από το τέλος προς την αρχή του.



Σχήμα 4.9 : Τυπική μορφή αγκυρίου fiberglass μονής πλάκας (ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε.).

Τα fiberglass FL 30x4 που χρησιμοποιήθηκαν έχουν μήκος 12 m και τοποθετούνται με αλληλεπικάλυψη 4m. Ενώ η εφελκυστική αντοχή τους είναι ίση με 1000 MPa, το φορτίο θραύσης με 150 kN και το μέτρο ελαστικότητας με $E=40\text{GPa}$. Επιπλέον πληροφορίες για τα χαρακτηριστικά των αγκυρίων DURGLASS FL παρουσιάζονται στον **Πίνακα 4.6** ο οποίος προέρχεται από την επίσημη ιστοσελίδα της ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε..

Πίνακας 4.6: Χαρακτηριστικά αγκυρίου DURGLASS FL (ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε.).

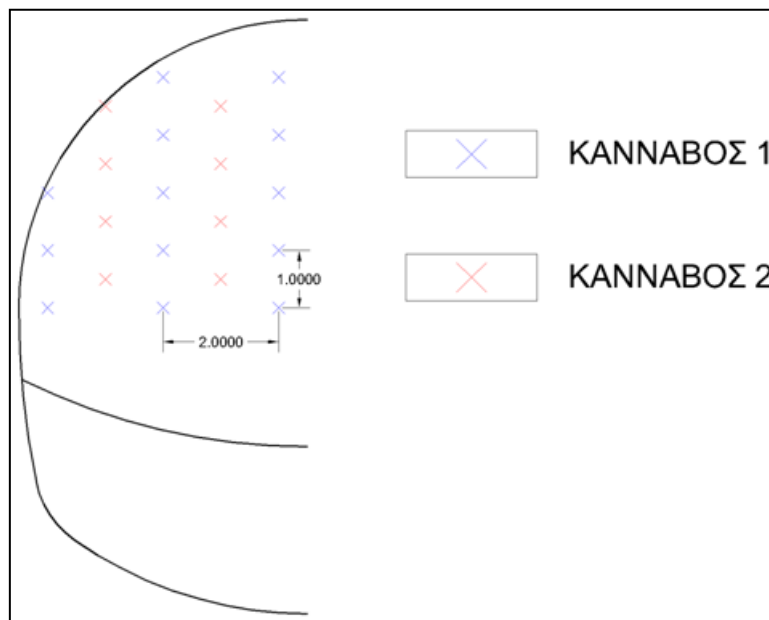
DURGLASS FL® - GLASSFREE®		
Ειδικό βάρος Specific weight	ASTM D 792	1,9 gr/cm ³
Περιεκτικότητα σε ίνες υάλου Glass fiber content		> 70 %
Εφελκυστική αντοχή Tensile strength	ASTM D 3916	750 - 1.000 MPa
Μέτρο ελαστικότητας Elastic modulus	ASTM D 3916	40 GPa
Επιμήκυνση Elongation	ASTM D 3916	> 3 %
Διατμητική αντοχή Shear strength		> 100 Mpa

Αφού δεν είναι δυνατό να ορυχθούν νέα διατρήματα στη θέση των προηγούμενων χρησιμοποιήθηκαν δύο κάνναβοι αγκυρίων όπου ένας διαδέχεται τον άλλο έχοντας μια αλληλεπικάλυψη 4m. Συνεπώς τα αγκύρια τοποθετούνται στο μέτωπο πεσσοειδώς όπως ακριβώς στο **Σχήμα 4.10**.

Ο πρώτος κάνναβος περιλαμβάνει 3 σειρές αγκυρίων οι οποίες απέχουν μεταξύ τους 2 m , ενώ η απόσταση μεταξύ των αγκυρίων κάθε σειράς είναι 1. Η τοποθέτηση της

πρώτης σειράς αγκυρίων του Καννάβου Νο 1 ξεκινάει σε απόσταση 0,5m από τον άξονα της σήραγγας κατά την οριζόντια διεύθυνση.

Ο δεύτερος κάνναβος περιλαμβάνει 2 σειρές αγκυρίων οι οποίες απέχουν μεταξύ τους 2 m , ενώ η απόσταση μεταξύ των αγκυρίων κάθε σειράς είναι 1m. Η τοποθέτηση της πρώτης σειράς αγκυρίων του Καννάβου Νο 2 ξεκινάει σε απόσταση 1,5m από τον άξονα της σήραγγας κατά την οριζόντια διεύθυνση.



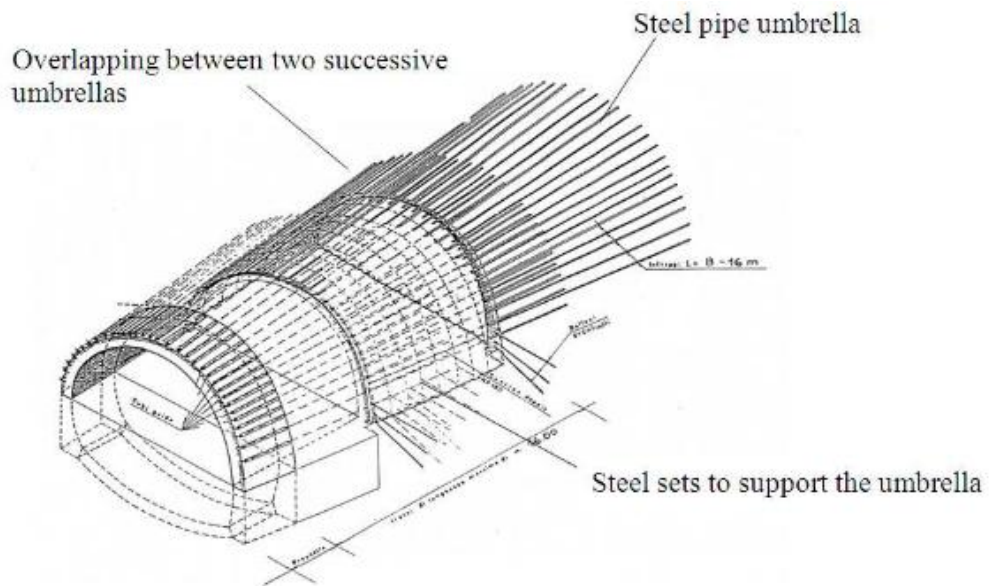
Σχήμα 4.10: Διάταξη αγκυρίων μετώπου στην ημιδιατομή της υπό διερεύνηση σήραγγας.

4.3.5 Δοκοί Προπορείας (Forepoles)

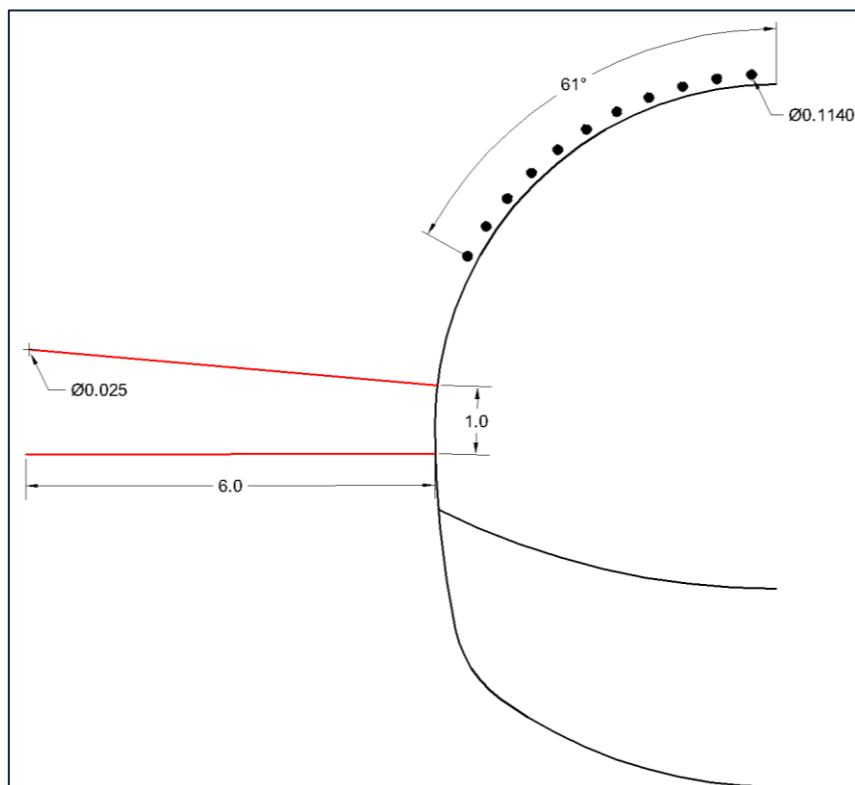
Οι δοκοί προπορείας είναι μεγάλου μήκους μεταλλικοί σωλήνες οι οποίοι τοποθετούνται υπό κλίση στο περίγραμμα του θόλου της σήραγγας για την υποστήριξη ασταθούς σχηματισμού (**Σχήμα 4.12**) . Για την τοποθέτησή τους διατρύονται οπές, στις οποίες τοποθετούνται διάτρητοι σωλήνες εντός των οποίων εισπνέεται ένεμα για την σύζευξη των δοκών με το περιβάλλον πέτρωμα.

Για την μελέτη της επίδρασης των δοκών προπορείας στην ευστάθεια του μετώπου χρησιμοποιήθηκαν μεταλλικοί σωλήνες από δομικό χάλυβα S275 (τάση διαρροής $f_y=275\text{MPa}$) με εξωτερική διάμετρο 114,3mm και πάχος 7mm (τυπική διατομή 114.3/7). Η τοποθέτησή τους γίνεται περιμετρικά στην οροφή της σήραγγας καλύπτοντας ένα τόξο 120° και με αξονική απόσταση μεταξύ τους 0,5m. Υπολογίζεται ότι απαιτούνται συνολικά 21 χαλύβδινοι δοκοί. Όποτε στην ημιδιατομή γίνεται τοποθέτηση 11 δοκών, οι οποίοι καλύπτουν τόξο γωνίας 61° όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.13**. Το μήκος των σωλήνων είναι 12 m και προσφέρουν αλληλεπικάλυψη 4 m. Λόγω της δυσκολίας σχεδιασμού των δοκών προπορείας υπό

κλίση (συνήθως 5° - 7°), γίνεται η παραδοχή ότι οι δοκοί τοποθετούνται οριζοντίως. Η παραδοχή αυτή δεν επηρεάζει τις αναλύσεις αφού οι αποκλίσεις από την πραγματικότητα θεωρούνται μικρές.



Σχήμα 4.11: Ομπρέλα δοκών προπορείας υποστηριζόμενη από μεταλλικά πλαίσια (Dias and Oreste, 2013).



Σχήμα 4.12: Διάταξη των δοκών προπορείας και των αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης στην ημιατομή της υπό διερεύνηση σήραγγας.

Πίνακας 4.7: Χαρακτηριστικά ομπρέλας προπορείας (στην ημιδιατομή).

Χαρακτηριστικό	Τιμή	Μονάδα
Όριο Διαρροής Χάλυβα	275	MPa
Τυπική Διατομή	114.3/7	mm
Αριθμός Δοκών	11	-
Απόσταση Δοκών	0,5	m
Καλυπτόμενο Τόξο	61	°

4.3.6 Αγκύρια Ολόσωμης Πάκτωσης

Τα αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης αποτελούνται από μία χαλύβδινη ράβδο σπλισμού η οποία τοποθετείται σε διάτρημα του οποίου η πλήρωση γίνεται με ένεμα για την σύζευξη του αγκυρίου με την περιβάλλουσα βραχόμαζα. Η χρήση τους είναι απαραίτητη καθώς το μεγάλο μήκος τους βοηθά στην σταθεροποίηση των πλευρικών τοιχωμάτων της σήραγγας και την στήριξη-στερέωση των μεταλλικών πλαισίων. Τα αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης που χρησιμοποιούνται για αυτό το σκοπό αποκαλούνται σε εργοταξιακούς όρους «τιράντες».

Για την σταθεροποίηση των πλευρικών τοιχωμάτων της σήραγγας χρησιμοποιήθηκαν 2 αγκύρια σε ακτινική απόσταση μεταξύ τους 1m, όπως ακριβώς φαίνεται στο **Σχήμα 4.12**. Τα αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης έχουν μήκος 6m και είναι κατασκευασμένα από δομικό χάλυβα S500, δηλαδή με τάση διαρροής $f_y=500$ MPa. Η διατομή τους έχει διάμετρο 25mm και για να τοποθετηθούν δημιουργήθηκαν διατρήματα διαμέτρου 50mm.

Πίνακας 4.8 : Χαρακτηριστικά αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης (στην ημιδιατομή).

Χαρακτηριστικό	Τιμή	Μονάδα
Όριο Διαρροής Χάλυβα	500	MPa
Διατομή Αγκυρίου	25	mm
Διατομή Διατρήματος	50	mm
Αριθμός Αγκυρίων	2	-
Απόσταση	1	m

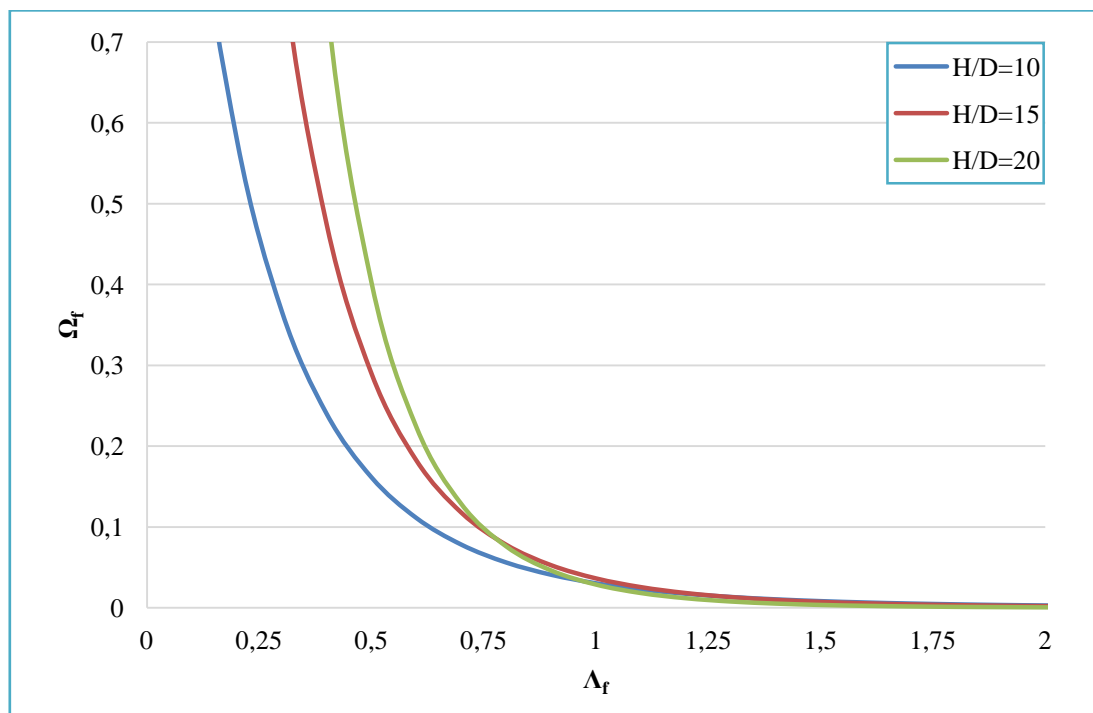
4.4 Βασικά Μεγέθη

4.4.1 Συντελεστής Ευστάθειας Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Οι Georgiou & Kalos (2019) στα πλαίσια έρευνας της ευστάθειας του μετώπου βαθιών σηράγγων για λόγους $H/D = 10 - 20$, εκπονήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Simulia Abaqus σε σήραγγα πεταλοειδούς διατομής για ασθενείς βραχόμαζες, που δύνανται όπως επιτρέψουν την πιστή εφαρμογή του καταστατικού κριτηρίου Generalized Hoek – Brown.

Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν, έγινε συσχέτιση της μέσης εξώθησης του μετώπου (Ω_f), συνάρτηση του παράγοντα (Λ_f), όπου λαμβάνει υπόψιν τις γεωτεχνικές και γεωμετρικές παραμέτρους της εκσκαφής. Τόσο ο παράγοντας Ω_f , όσο και ο παράγοντας Λ_f αποτελούν αδιάστατα μεγέθη.

Η μεταξύ τους συσχέτιση, παρουσιάζεται στο ακόλουθο **Σχήμα.4.13**



Σχήμα 4.13: Συσχέτιση μέσης εξώθησης μετώπου Ω_f και συντελεστή Λ_f κατά Georgiou & Kalos (2019).

Αναλυτικότερα ο παράγοντας Λ_f υπολογίζεται από την σχέση:

$$\Lambda_f = \frac{3.5 \times c \times N_\phi^{0.6}}{\gamma \times H^{(1-a)} \times D^a}$$

όπου:

c: συνοχή βραχώμαζας

γ : ειδικό βάρος βραχώμαζας

H: υπερκείμενο εκσκαφής

D: διάμετρος σήραγγας

$$N_\phi = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$a = \frac{H^{-0.37}}{D}$$

Ο παράγοντας Ω_f υπολογίζεται από την σχέση:

$$\Omega_f = \left(\frac{u}{D}\right) \frac{(P_o/\sigma_{cm})^{\frac{2}{1+k_o}}}{\frac{1+k_o}{2}}$$

όπου:

u: μέση εξώθηση μετώπου

D: διάμετρος σήραγγας

P_o : γεωστατική τάση στο βάθος της εκσκαφής

σ_{cm} : αντοχή βραχώμαζας

k_o : συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων

Η συσχέτιση μεταξύ του παράγοντα Ω_f και Λ_f , προκύπτει από την σχέση:

$$\Omega_f = \frac{A}{(1 + \Lambda_f)^B}$$

όπου:

$$A = -1.235 + 0.3967 \times e^{\left(\frac{H}{D} \times 0.2339\right)}$$

$$B = 3.564 \times e^{0.0435 \times \frac{H}{D}}$$

Με βάση τις παραπάνω σχέσεις, προκύπτει το συμπέρασμα, ότι για λόγο $\Delta f \leq 1$ το μέτωπο χαρακτηρίζεται ως ασταθές, ενώ για $\Delta f > 1$ χαρακτηρίζεται ως ευσταθές.

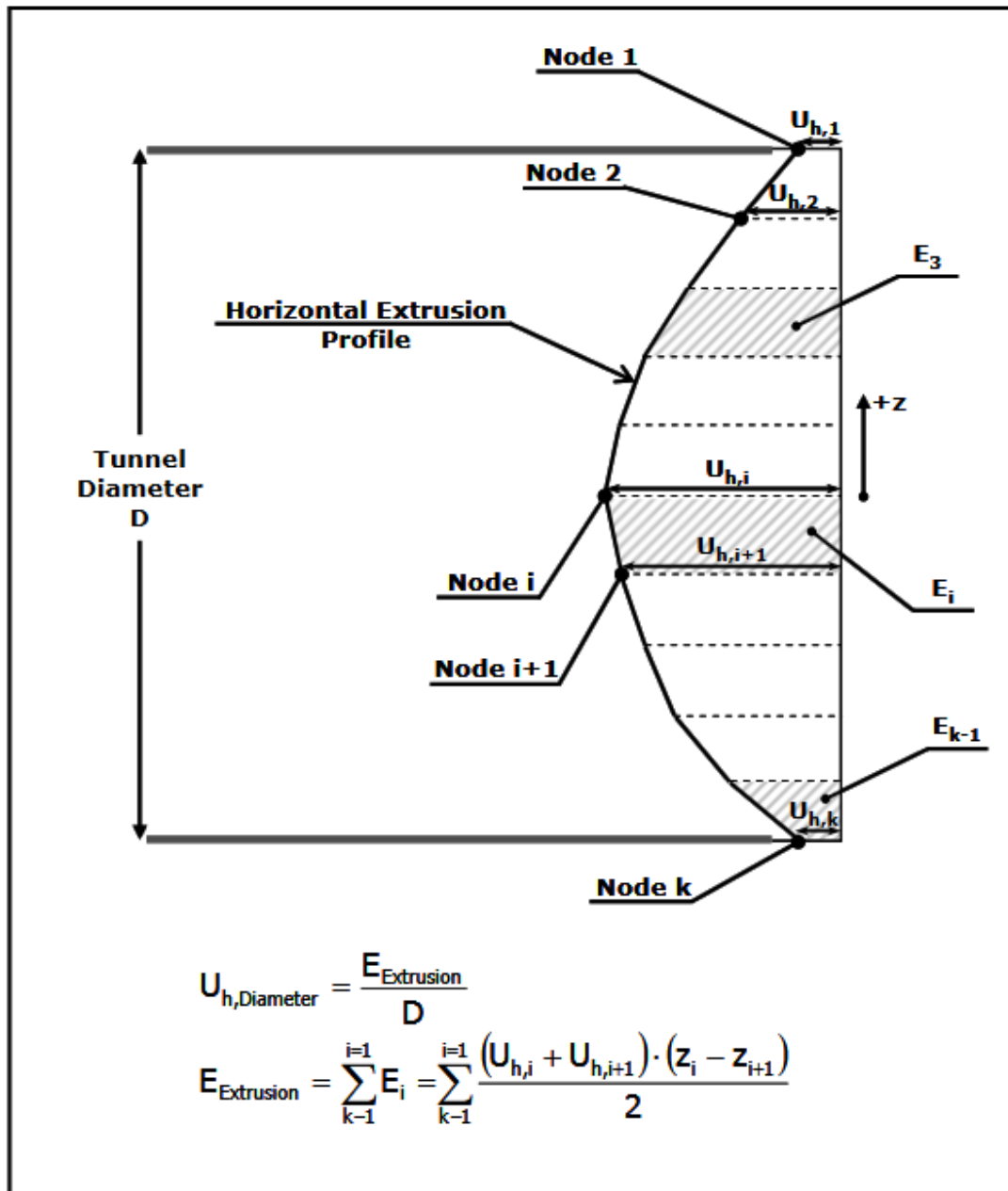
4.4.2 Εξώθηση Μετώπου

Η εξώθηση του μετώπου μπορεί να οριστεί με τους παρακάτω τρόπους (Προυντζόπουλος, 2012):

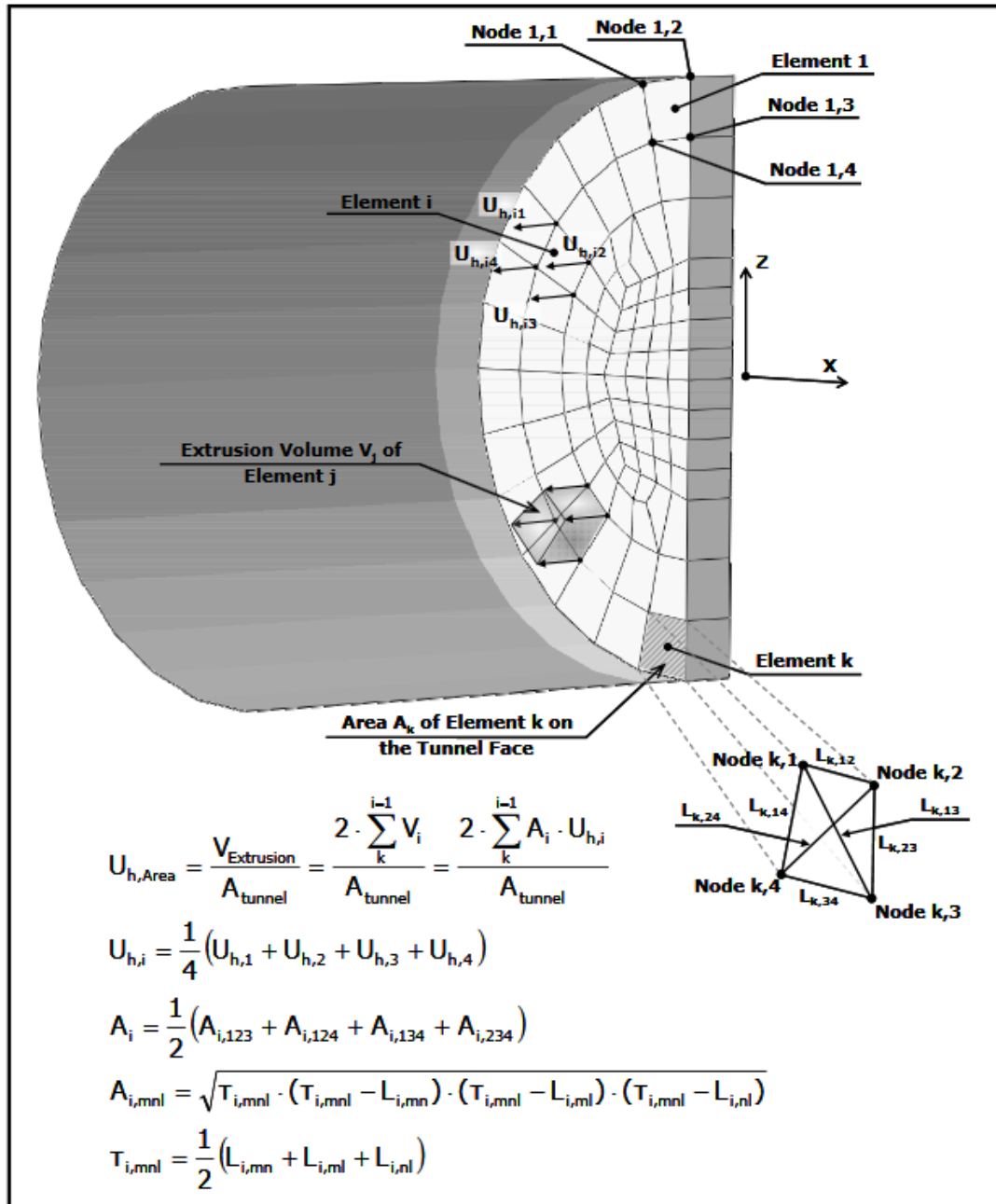
1. Ως η οριζόντια μετακίνηση στο κέντρο του μετώπου εκσκαφής ($U_{h, Centre}$). Αποτελεί την απλούστερη έκφραση της έκθλιψης και λαμβάνεται ως η οριζόντια μετακίνηση του κόμβου που βρίσκεται στο κέντρο του μετώπου εκσκαφής. Αποτελεί το απλούστερο παραμορφωσιακό μέγεθος του μετώπου που μπορεί να εξαχθεί, είτε από αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων, είτε από μετρήσεις κατά την κατασκευή με χρήση μηκυνσιομέτρου.
2. Ως η μέση οριζόντια μετακίνηση καθ' ύψος της κατακόρυφης διαμέτρου της σήραγγας ($U_{h, Diameter}$). Ουσιαστικά αποτελεί ενδεικτικό μέγεθος του προφίλ της έκθλιψης του μετώπου. Υπολογίζεται διαιρώντας το εμβαδόν που προκύπτει από το προφίλ της έκθλιψης του μετώπου με τη διάμετρο της σήραγγας. Συνοπτική απεικόνιση της διαδικασίας υπολογισμού της $U_{h, Diameter}$ φαίνεται στο **Σχήμα 5.14**.
3. Ως η μέση οριζόντια μετακίνηση σε όλη τη διατομή του μετώπου της σήραγγας ($U_{h, Area}$). Προκύπτει υπολογίζοντας τον συνολικό όγκο $V_{extrusion}$ της έκθλιψης και διαιρώντας τον με το εμβαδόν της επιφάνειας του μετώπου. Ο όγκος της έκθλιψης υπολογίζεται ως το άθροισμα των επιμέρους όγκων V_i για κάθε στοιχείο του μετώπου. Κάθε επιμέρους όγκος V_i υπολογίζεται πολλαπλασιάζοντας την επιφάνεια του στοιχείου A_i με τον μέσο όρο $U_{h, i}$ των οριζόντιων μετακινήσεων στους 4 κόμβους του στοιχείου επί του μετώπου. Η επιφάνεια A_i του στοιχείου υπολογίζεται ως το ημιάθροισμα των εμβαδών των 4 τριγώνων που ορίζονται από τους 4 κόμβους του στοιχείου. Για κάθε επιμέρους τρίγωνο, ο υπολογισμός του εμβαδού γίνεται χρησιμοποιώντας τις συντεταγμένες των κόμβων του (για να υπολογιστεί το μήκος των πλευρών του) και εφαρμόζοντας τον τύπο του Ήρωνα. Συνοπτική απεικόνιση της διαδικασίας υπολογισμού της $U_{h, Area}$ φαίνεται στο **Σχήμα 5.15**.

Για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας θα δοθεί ιδιαίτερη έμφαση στη μέση οριζόντια εξώθηση για όλη τη διατομή του μετώπου της σήραγγας. Ως διατομή νοείται η διατομή της σήραγγας όταν αυτή διανοίγεται ολομέτωπα και η διατομή της Α΄ φάσης όταν διανοίγεται τμηματικά. Πιο συγκεκριμένα η χρήση των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων $U_{h, Area}$ και $U_{h, Diameter}$ υπερτερεί σε σχέση με τη χρήση του $U_{h, Centre}$ για τη σύγκριση μεταξύ αναλύσεων σήραγγων με ενισχυμένο μέτωπο και ανυποστήρικτο. Αυτό συμβαίνει διότι η τοποθέτηση ενός στοιχείου ενίσχυσης στο κέντρο ή κοντά στο κέντρο είναι ικανό να δείξει αισθητά μικρότερο το $U_{h, Centre}$

αλλοιώνοντας έτσι την εικόνα της συνολικής εξώθησης του μετώπου. Συνεπώς το $U_{h, \text{Centre}}$ θα χρησιμοποιηθεί μόνο για σύγκριση μεταξύ των αναλύσεων της ίδιας ομάδας, ενώ τα $U_{h, \text{Area}}$ και $U_{h, \text{Diameter}}$ θα χρησιμοποιηθούν για όλες τις συγκρίσεις που θα απαιτηθούν στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας.



Σχήμα 4.14: Υπολογισμός μέσης έκθλιψης $U_{h, \text{Diameter}}$ καθ' ύψος της κατακόρυφης διαμέτρου της σήραγγας (Προυντζόπουλος, 2012).

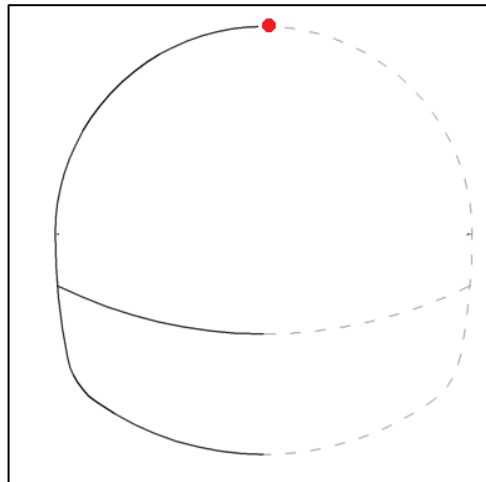


Σχήμα 4.15: Υπολογισμός μέσης έκθλιψης $U_{h,Area}$ στο σύνολο της επιφάνειας του μετώπου της σήραγγας (Προυντζόπουλος, 2012).

4.4.3 Λοιπά Μεγέθη

Εκτός από τις μέσες οριζόντιες εξωθήσεις και τον συντελεστή Λ_f υπολογίζονται επιπλέον τα παρακάτω:

1. **Πλαστική ζώνη** : Η πλαστική ζώνη εκτιμάται βάση των σχημάτων των τρισδιάστατων μοντέλων πλαστικών παραμορφώσεων (SDV2) που εξάγονται από το πρόγραμμα ABAQUS. Οι παραμορφώσεις αυτές μετρώνται κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας, αφού εξαιτίας του σκυροδέματος που υποστηρίζει τη σήραγγα δεν είναι δυνατή η εκδήλωση της πλαστικής ζώνης πέριξ του ανοίγματος.
2. **Κατακόρυφες μετακινήσεις στη στέψη της σήραγγας**: Οι κατακόρυφες μετακινήσεις λαμβάνονται στο κορυφαίο σημείο της διατομής της σήραγγας, όπως φαίνεται στο *Σχήμα 4.16*. Οι μετακινήσεις στη στέψη είναι σημαντικές καθώς βάση των οποίων προκύπτει η σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας που χρησιμοποιείται για την κατασκευή των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης της βραχόμαζας.



Σχήμα 4.16: Σημείο λήψης μετρήσεων των κατακόρυφων μετακινήσεων στη στέψη της σήραγγας.

3. **Ροπές που δέχονται τα μέτρα υποστήριξης** : Εκτός από το να εξεταστεί η επιρροή των μέτρων υποστήριξης (fiberglass και forepoles) στην ευστάθεια της βραχόμαζας, θα πρέπει να εξεταστεί και η επάρκεια τους. Για το σκοπό αυτό λαμβάνονται από το λογισμικό οι μετρήσεις των ροπών που αναλαμβάνουν τα στοιχεία ενίσχυσης. Οι τιμές αυτές συσχετίζονται μετέπειτα με τα οριακές τιμές ροπής που δύνανται να δεχτούν βάση κατασκευή τους (γεωμετρία και όριο διαρροής χάλυβα).

Κεφάλαιο 5^ο – Διερεύνηση Σηράγγων χωρίς Μέτρα Ενίσχυσης Μετώπου Εκσκαφής

5.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό, θα διερευνηθούν διάφορες περιπτώσεις σηράγγων, οι οποίες διανοίγονται ολομέτωπα αλλά και σε φάσεις (A&B) με την απόσταση μεταξύ των φάσεων να κυμαίνεται από 1D (10m) έως 2D (20m).

Σκοπός των αναλύσεων αυτών είναι να εξεταστεί η επιρροή της διάνοιξης μιας σήραγγας σε φάσεις και της απόστασης μεταξύ τους στην ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής. Τα κύρια μεγέθη βάσει των οποίων θα μελετηθούν τα παραπάνω ενδεχόμενα είναι η μέση οριζόντια μετακίνηση σε όλη την διάμετρο του μετώπου U_y , η μετακίνηση της στέψης της σήραγγας U_x καθώς και η ανάπτυξη πλαστικής ζώνης D_p πίσω από το μέτωπο. Τέλος εξάγονται οι παράγοντες $\Omega_{f\omega}$ και $\Lambda_{f\omega}$ βάση των αποτελεσμάτων των παραμετρικών αναλύσεων ώστε να εκτιμηθεί εάν το μέτωπο ευσταθεί βάσει του συντελεστή ευστάθειας μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) (βλέπε *Ενότητα 4.4.1*). Στα επόμενα κεφάλαια οι αναλύσεις αυτές θα χρησιμοποιηθούν ως αναλύσεις αναφοράς ώστε να διερευνηθεί η επιρροή των μέτρων ενίσχυσης του μετώπου στην ευστάθεια του.

Στα διάφορα διαγράμματα που θα κατασκευαστούν για τους σκοπούς της μελέτης θα χρησιμοποιηθούν οι εξής συμβολισμοί: (α) «Full Face» για τις σήραγγες που διανοίχθηκαν ολομέτωπα, (β) «1D» για αυτές που διανοίχθηκαν τμηματικά με απόσταση μεταξύ φάσεων 1D και (γ) «2D» για απόσταση μεταξύ φάσεων 2D.

5.2 Παρουσίαση Παραμετρικών Αναλύσεων

Για τους σκοπούς της εργασίας πραγματοποιήθηκε μια σειρά τρισδιάστατων παραμετρικών αναλύσεων, χρησιμοποιώντας μοντέλα σήραγγας πεταλοειδούς διατομής διαμέτρου 10m σε βάθη 100m και 200m. Το εύρος και το πλήθος των παραμέτρων που εξετάστηκαν σε αυτήν την ομάδα αναλύσεων παρουσιάζεται στον *Πίνακα 5.1*.

Πίνακας 5. 1: Εύρος και πλήθος εξεταζόμενων παραμέτρων για σήραγγες χωρίς μέτρα ενίσχυσης μετώπου εκσκαφής.

Παράμετρος	Εύρος	Πλήθος τιμών
Βάθος/Διάμετρο H/D	10-20	2
Συντελεστής οριζοντίων ωθήσεων K	0,5-1	2
GSI	25-45	4
Αριθμός φάσεων	1-2	2
Απόσταση μεταξύ φάσεων	1D (10m)-2D (20m)	2

Να σημειωθεί ότι για κάθε ανάλυση ακολουθείται συγκεκριμένη ονοματολογία η οποία περιγράφει τα βασικά χαρακτηριστικά της. Πιο συγκεκριμένα το όνομα της κάθε ανάλυσης αποτελείται από τρεις όρους σύμφωνα με το τύπο : GSI(X)_H(X)_K(X) , όπου ο πρώτος όρος περιγράφει την ποιότητα της βραχώμαζας σύμφωνα με το δείκτη γεωλογικής αντοχής «GSI», ο δεύτερος όρος «H» το ύψος των υπερκειμένων και ο τρίτος εκφράζει τον συντελεστή οριζοντίων ωθήσεων K.

Έτσι η ανάλυση που έχει όνομα «GSI25_H100_K05» εκφράζει σήραγγα η οποία διανοίγεται σε βάθος 100m, έχει GSI ίσο με 25 και συντελεστή οριζοντίων ωθήσεων K ίσο με 0,5.

Η παραπάνω ονοματολογία χρησιμοποιείται για όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας.

5.2.1 Παραμετρικές Αναλύσεις Σηράγγων Διανοιγόμενων Ολομέτωπα

Στις παραμετρικές αναλύσεις της ενότητας αυτής, οι σήραγγες διανοίγονται ολομέτωπα και η διατομή τους υποστηρίζεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30cm το οποίο παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά. Η σκυροδέτηση της διατομής γίνεται στο σύνολο της και σε απόσταση 1m από το μέτωπο της σήραγγας.

Στον **Πίνακα 5.2** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων.

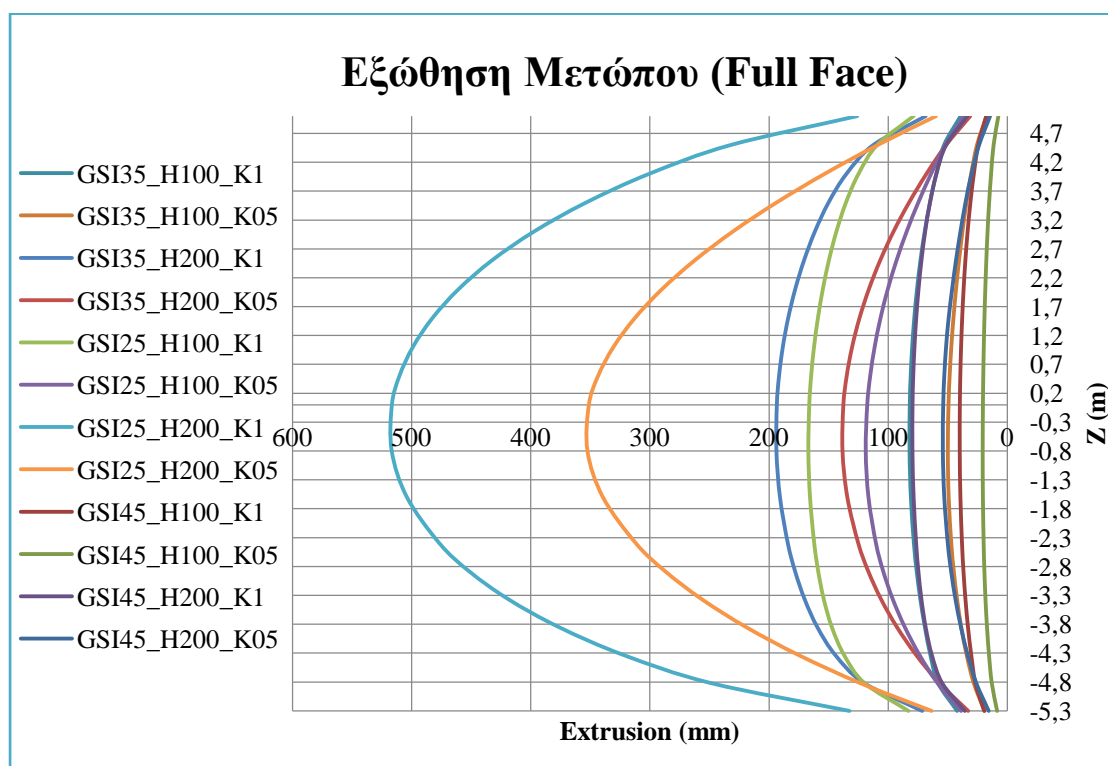
Πίνακας 5.2: Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων ανυποστηρίκτης σήραγγας που διανοίγεται ολομέτωπα.

Ανάλυση	Ω_{fo}	Λ_{fo}	Μέση Εξόθση Μετώπου U_y (mm)	Μετακίνηση στη Στέψη U_x (mm)	Πλαστική ζώνη D_p (mm)
GSI25_H100_K05	0,026	1,345	79,82	97,21	5,7
GSI25_H100_K1	0,036	1,219	135,7	53,24	2,7
GSI25_H200_K05	0,179	0,896	215,3	234,2	7,0
GSI25_H200_K1	0,186	0,876	352,7	156,7	4,5
GSI35_H100_K05	0,008	1,903	35,17	54,23	4,0
GSI35_H100_K1	0,013	1,659	65,46	31,3	1,0
GSI35_H200_K05	0,051	1,196	88,08	121,8	5,5
GSI35_H200_K1	0,060	1,158	147,7	79,01	3,0
GSI45_H100_K05	0,003	2,571	15,27	30,68	2,8
GSI45_H100_K1	0,005	2,171	31,22	20,9	0,5
GSI45_H200_K05	0,015	1,53	35,95	66,09	4,5
GSI45_H200_K1	0,02	1,448	63,69	45,47	2,4

Εξώθηση Μετώπου

Όσον αφορά την εξώθηση του μετώπου, η μεγαλύτερη μέση εξώθηση που μετρήθηκε φτάνει τα 352,7mm και πραγματοποιήθηκε στην ανάλυση «GSI25_H200_K1» ενώ η μικρότερη μέση εξώθηση φτάνει τα 31,22mm και πραγματοποιήθηκε στην ανάλυση «GSI45_H100_K05». Το προφίλ μετακινήσεων των παραπάνω αναλύσεων στο τρισδιάστατο μοντέλο παρουσιάζονται στα **Σχήματα 5.2**.

Όπως φαίνεται από το σχήμα στην περίπτωση της ανάλυσης «GSI25_H200_K1» αναπτύσσονται μεγαλύτερες θλιπτικές μετακινήσεις προς το εσωτερικό της σήραγγας δημιουργώντας έτσι τον πυρήνα εξώθησης. Στο **Σχήμα 5.1** παρουσιάζεται το διάγραμμα των μετακινήσεων της σήραγγας κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας συναρτήσει του κατακόρυφου άξονα που ουσιαστικά εκφράζει το ύψος της σήραγγας.



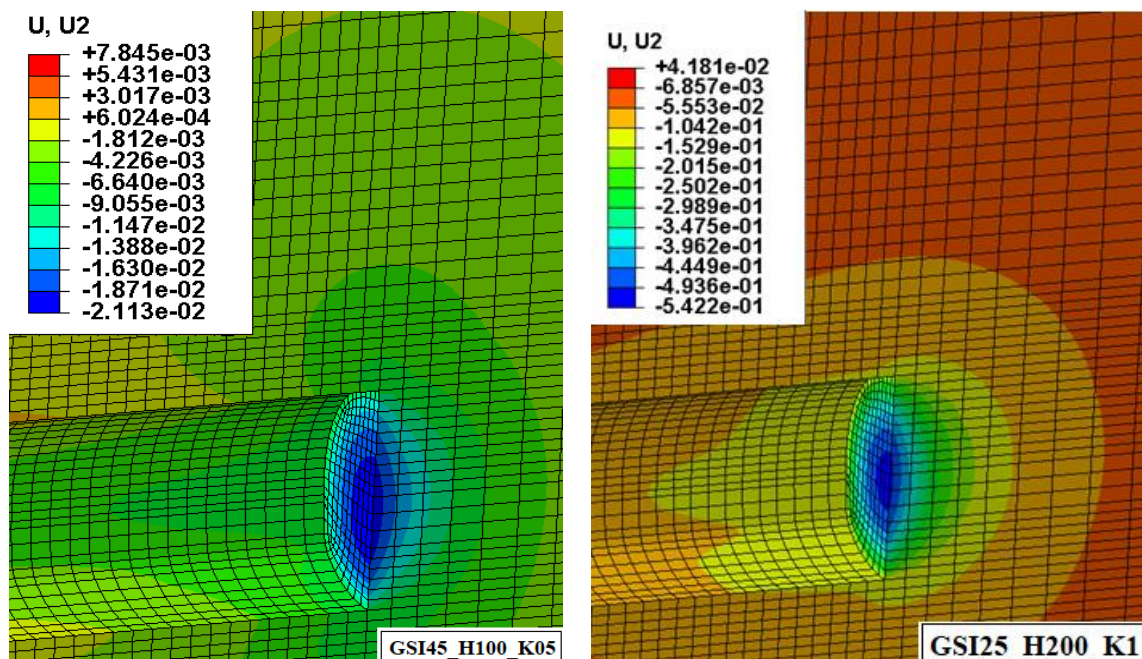
Σχήμα 5.1: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου ανυποστήρικτων σήραγγων διανοιγόμενων ολομέτωπα.

Όπως φαίνεται από το διάγραμμα (**Σχήμα 5.1**) η μέγιστη εξώθηση που εμφανίζει η ανάλυση «GSI25_H200_K1» φτάνει περίπου το μισό μέτρο, μέγεθος μη αποδεχτό κατά τη διάνοιξη μιας σήραγγας.

Το μοντέλο που εμφανίζει τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις ακριβώς μετά την «GSI25_H200_K1», είναι η «GSI25_H200_K05» παρουσιάζοντας μέση οριζόντια μετακίνηση για όλη την επιφάνεια του μετώπου 215,3mm και μέγιστη περίπου

350mm. Ενώ μικρότερες ακόμα παραμορφώσεις γύρω στα 120mm προκύπτουν για τις αντίστοιχες βραχόμαζες σε μεγαλύτερα βάθη.

Όπως ήταν αναμενόμενο μεγαλύτερες μετακινήσεις εμφανίζονται όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχόμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη. Ενώ φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι αρνητική καθώς δημιουργείται μια κατάσταση πλευρικής περίσφιξης στην διατομή της σήραγγας που ευνοεί τη κίνηση του γεωυλικού προς το εσωτερικό της.



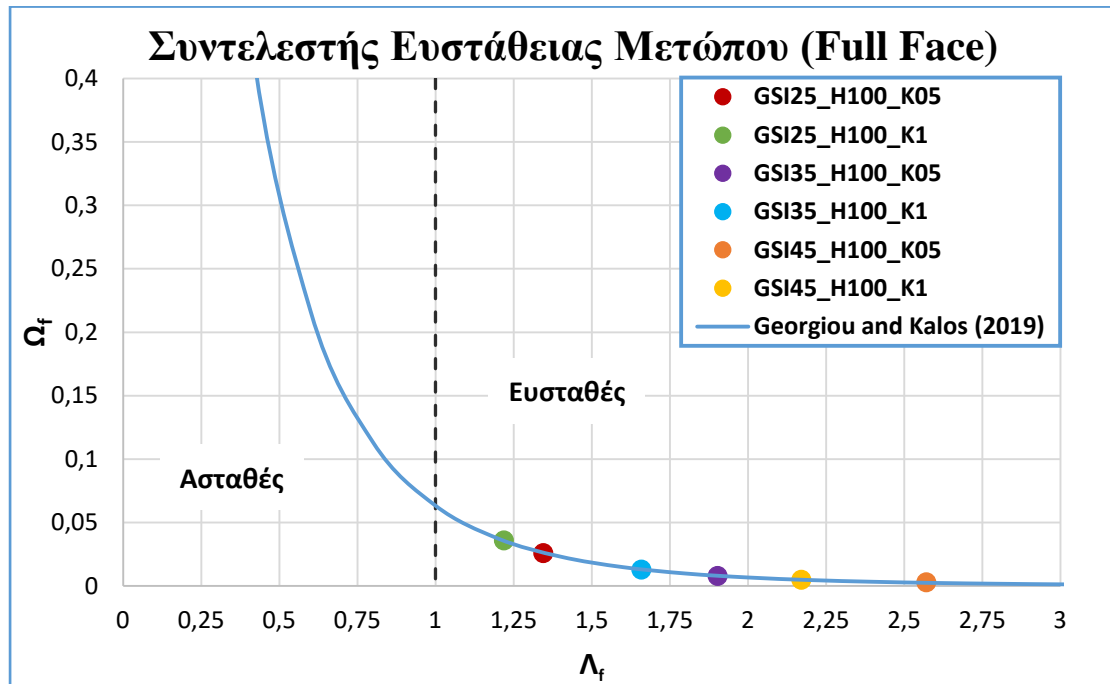
Σχήμα 5.2: Προφίλ μετακινήσεων παραμετρικών αναλύσεων «GSI45_H100_K05» και «GSI25_H200_K1 ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων ολομέτωπα.

Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

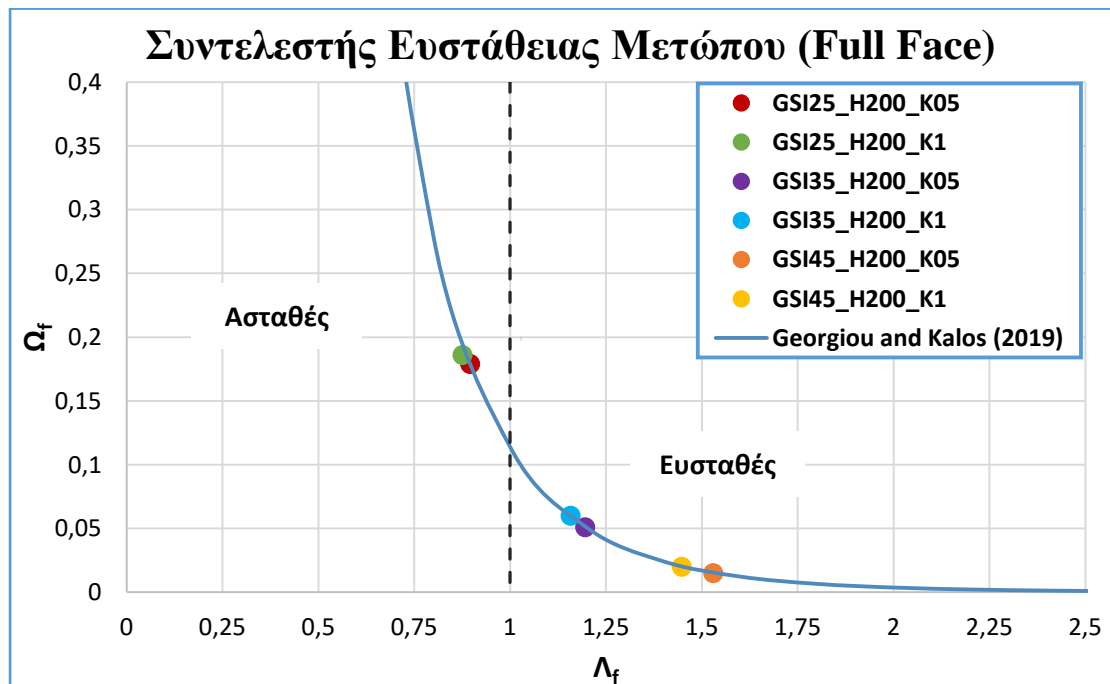
Όστε να ελεγχθεί η ευστάθεια του μετώπου χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής Λ_f , όπως υπολογίστηκε από Georgiou & Kalos (2019) για βαθιές σήραγγες, σύμφωνα με τον οποίο για λόγο $\Lambda_f \leq 1$ το μέτωπο χαρακτηρίζεται ως ασταθές, ενώ για $\Lambda_f > 1$ χαρακτηρίζεται ως ευσταθές. Στο Σχήμα 5.3 και Σχήμα 5.4 παρουσιάζονται οι καμπύλες συσχέτισης παραμέτρων Ω_f και Λ_f . Για τα διάφορα βάθη υπολογίστηκαν τα νέα Ω_{f0} και Λ_{f0} , για κάθε ανάλυση.

Για λόγο $H/D=10$ προκύπτει ότι το μέτωπο σε όλες τις περιπτώσεις είναι ευσταθές. Ωστόσο όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του Σχήματος 5.3 όλες οι αναλύσεις ευσταθούν οριακά, εκτός από τις «GSI45_H100_K05» και «GSI45_H100_K1» οι οποίες παρουσιάζουν μεγάλα $\Lambda_f (>2)$ ικανά να προσδώσουν την ασφάλεια που απαιτείται στο έργο.

Για λόγο $H/D=20$ προκύπτει ότι στις αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI25_H200_K1» το μέτωπο αστοχεί. Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του Σχήματος 5.4 όλες οι υπόλοιπες αναλύσεις ευσταθούν οριακά, εκτός από τις «GSI45_H200_K05» και «GSI45_H200_K1» οι οποίες παρουσιάζουν μεγάλα $\Lambda_f (>2)$ ικανά να προσδώσουν την ασφάλεια που απαιτείται.



Σχήμα 5.3: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες ολομέτωπα και για λόγο $H/D=10$.



Σχήμα 5.4 : Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες ολομέτωπα και για λόγο $H/D=20$.

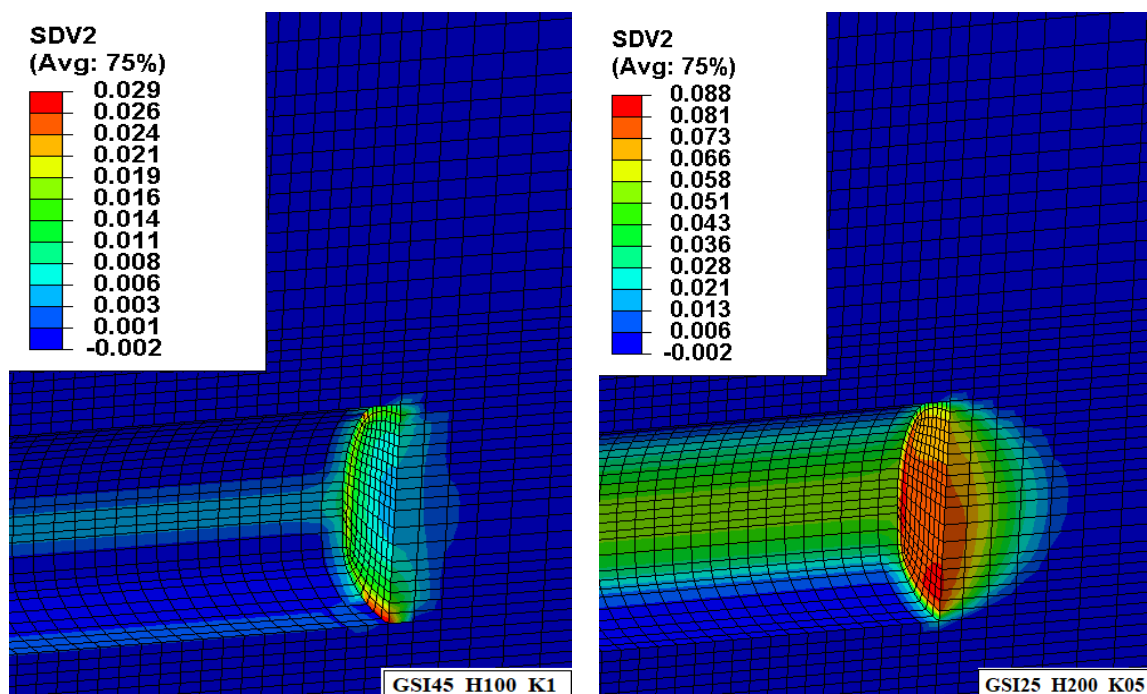
Συνεπώς, οι πιο δυσμενείς συνθήκες για την ευστάθεια του μετώπου παρατηρούνται κατά την διάνοιξη σηράγγων στην κακής ποιότητας βραχώμαζα. Για αυτές τις βραχώμαζες σε μεγαλύτερα βάθη παρατηρείται αστοχία του μετώπου. Φαίνεται ότι μόνο οι βραχώμαζες με $GSI=45$ μπορούν να διανοιχθούν χωρίς τη χρήση προυποστήριξης. Ενώ στις υπόλοιπες περιπτώσεις σηράγγων απαιτείται προενίσχυση του μετώπου καθώς είτε αστοχεί είτε ισορροπεί οριακά.

Πλαστική ζώνη

Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας δημιουργείται πλαστική ζώνη η οποία εκτείνεται κυρίως πίσω από το μέτωπο της σήραγγας αλλά όχι πέριξ αυτής. Αυτό οφείλεται στη στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος που δεν επιτρέπει την ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης σε αυτήν την κατεύθυνση.

Το μεγαλύτερο εύρος της πλαστικής ζώνης προκύπτει για την ανάλυση «GSI25_H200_K05» και κυμαίνεται γύρω στα 7m. Ενώ το μικρότερο εύρος προκύπτει για την ανάλυση «GSI45_H100_K1» και κυμαίνεται γύρω στο 0,5m.

Η περιοχή πίσω από το μέτωπο πλαστικοποιείται λιγότερο όταν υπάρχει χαμηλό υπερκείμενο και ομοιόμορφο εντατικό πεδίο και για τις τρεις βραχώμαζες. Έτσι για τις αναλύσεις «GSI25_H100_K1», «GSI35_H100_K1» και «GSI45_H100_K1» λαμβάνει τις χαμηλότερες τιμές οι οποίες είναι 2,7m, 1m και 0,5m, αντίστοιχα.



Σχήμα 5.5: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI45_H100_K1» και «GSI25_H200_K05» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων ολομέτωπα.

Όπως φαίνεται από τις αναλύσεις το εύρος πλαστικής ζώνης είναι μεγαλύτερο όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχώμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη. Ενώ φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι θετική.

5.2.2 Παραμετρικές Αναλύσεις Σηράγγων Διανοιγόμενων σε Δύο Φάσεις (A&B) με Απόσταση 1D (10m)

Στις παραμετρικές αναλύσεις της ενότητας αυτής, διερευνώνται σήραγγες, οι οποίες διανοίγονται σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m). Ενώ η διατομή τους υποστηρίζεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30 cm το οποίο παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά.

Η σκυροδέτηση της διατομής γίνεται στο σύνολο της. Αρχικά σκυροδετούνται τα τοιχώματα της σήραγγας και το δάπεδο της Α' φάσης. Ενώ κατά την εκσκαφή της Β' φάσης, η οποία ξεκινάει σε απόσταση 10m από την Α', απομακρύνεται το σκυρόδεμα του δαπέδου της Α' φάσης και κλείνει το δαχτυλίδι σκυροδέματος. Η σκυροδέτηση πραγματοποιείται σε απόσταση 1m από το μέτωπο της σήραγγας

Στην **Ενότητα 5.2.1** προέκυψε ότι όλες οι σήραγγες που διανοίχθηκαν σε βραχώμαζες με GSI=45, ευσταθούσαν. Πιο συγκεκριμένα παρουσίαζαν πολύ μικρές εξωθήσεις και συντελεστή ευστάθειας μετώπου αρκετά μεγαλύτερο από το κατώτατο όριο ($\Lambda_f=1$). Συνεπώς, καθώς το μέτωπο των σηράγγων αυτών ευσταθούσε αλλά και για εξοικονόμηση υπολογιστικού χρόνου, οι εν λόγω σήραγγες δεν διερευνήθηκαν στις επόμενες φάσεις της μελέτης.

Στον **Πίνακα 5.3** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων.

Πίνακας 5.3 : Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων ανυποστήρικτης σήραγγας που διανοίγεται σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m).

Ανάλυση	Ω_{f0}	Λ_{f0}	Μέση Εξώθηση Μετώπου U_y (mm)	Μετακίνηση στη Στέψη U_x (mm)	Πλαστική ζώνη D_p (mm)
GSI25_H100_K05	0,024	1,394	71,25	103,6	3,6
GSI25_H100_K1	0,030	1,280	117,78	59,02	1,8
GSI25_H200_K05	0,170	0,910	203,37	247,21	5,0
GSI25_H200_K1	0,170	0,910	322,20	162,14	3,8
GSI35_H100_K05	0,007	1,984	30,23	57,34	3,5
GSI35_H100_K1	0,011	1,747	54,75	34,02	1,5
GSI35_H200_K05	0,050	1,220	81,41	130,54	4,2
GSI35_H200_K1	0,050	1,190	131,16	83,17	2,7

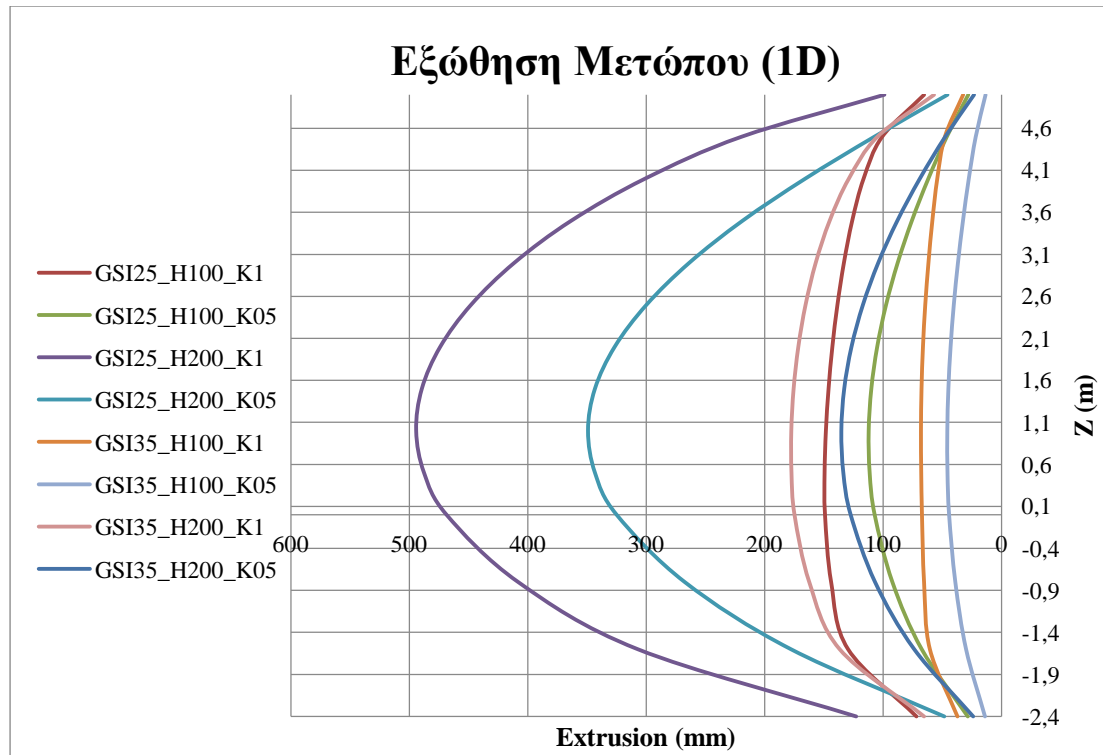
Εξώθηση Μετώπου

Όσον αφορά την εξώθηση του μετώπου, η μεγαλύτερη μέση οριζόντια εξώθηση για όλη την επιφάνεια του μετώπου που μετρήθηκε φτάνει τα 322,2mm και πραγματοποιήθηκε στην ανάλυση «GSI25_H200_K1», ενώ η μικρότερη φτάνει τα 54,75mm και πραγματοποιήθηκε στην ανάλυση «GSI35_H100_K05». Το προφίλ των μετακινήσεων στο τρισδιάστατο μοντέλο των παραπάνω αναλύσεων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 5.7**.

Όπως φαίνεται από τα σχήματα στην περίπτωση της ανάλυσης «GSI25_H200_K1» αναπτύσσονται μεγαλύτερες θλιπτικές μετακινήσεις προς το εσωτερικό της σήραγγας δημιουργώντας έτσι τον πυρήνα εξώθησης. Στο **Σχήμα 5.6** παρουσιάζεται το διάγραμμα των μετακινήσεων της σήραγγας κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας συναρτήσει του κατακόρυφου άξονα που ουσιαστικά εκφράζει το ύψος της σήραγγας.

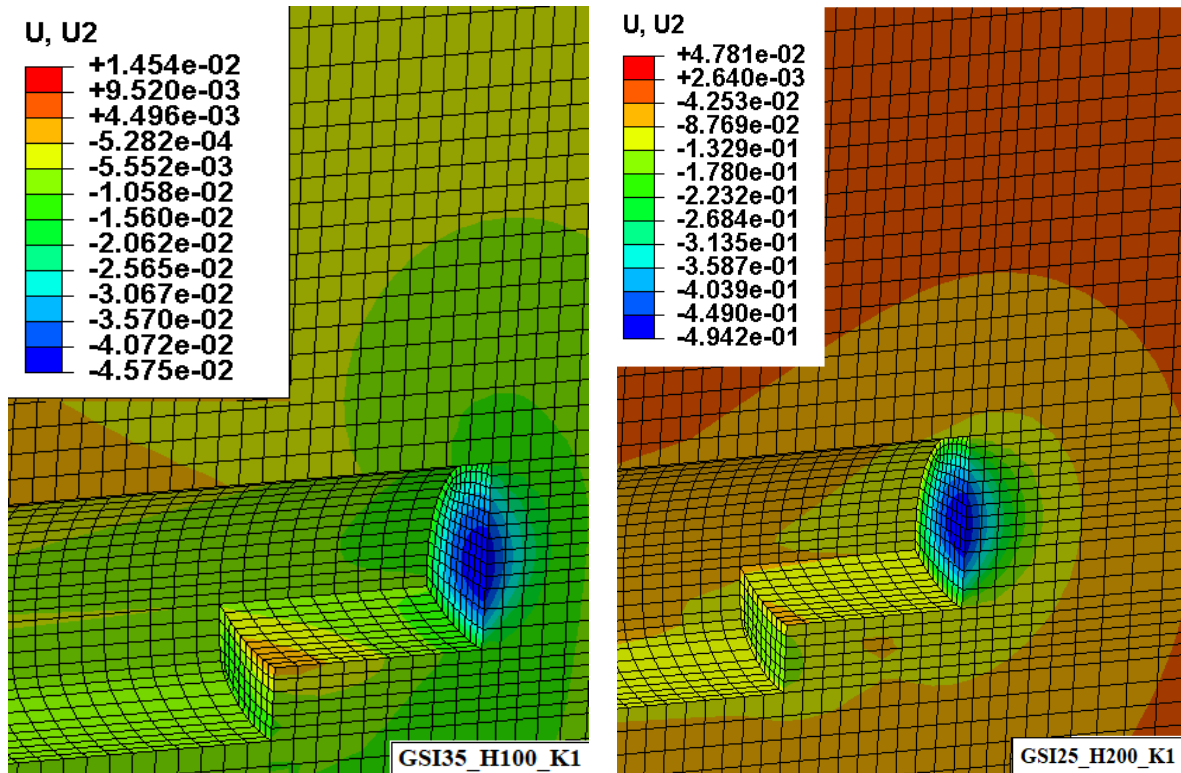
Όπως φαίνεται από το διάγραμμα (**Σχήμα 5.6**) η μέγιστη εξώθηση που εμφανίζει η ανάλυση «GSI25_H200_K1» φτάνει περίπου το μισό μέτρο, μέγεθος που θεωρείται μη αποδεκτό.

Η ανάλυση που εμφανίζει τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις ακριβώς μετά την «GSI25_H200_K1», είναι η «GSI25_H200_K05» παρουσιάζοντας μέση εξώθηση 203,37mm και μέγιστη περίπου 350mm. Ενώ μικρότερες μέγιστες παραμορφώσεις γύρω στα 115mm προκύπτουν για τις αντίστοιχες βραχόμαζες σε μεγαλύτερα βάθη.



Σχήμα 5.6 : Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m).

Όπως ήταν αναμενόμενο μεγαλύτερες μετακινήσεις εμφανίζονται όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχώμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη. Τέλος φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι αρνητική καθώς δημιουργείται μια κατάσταση πλευρικής περίσφιξης στην διατομή της σήραγγας που ευνοεί τη κίνηση του γεωλικού προς το εσωτερικό της.

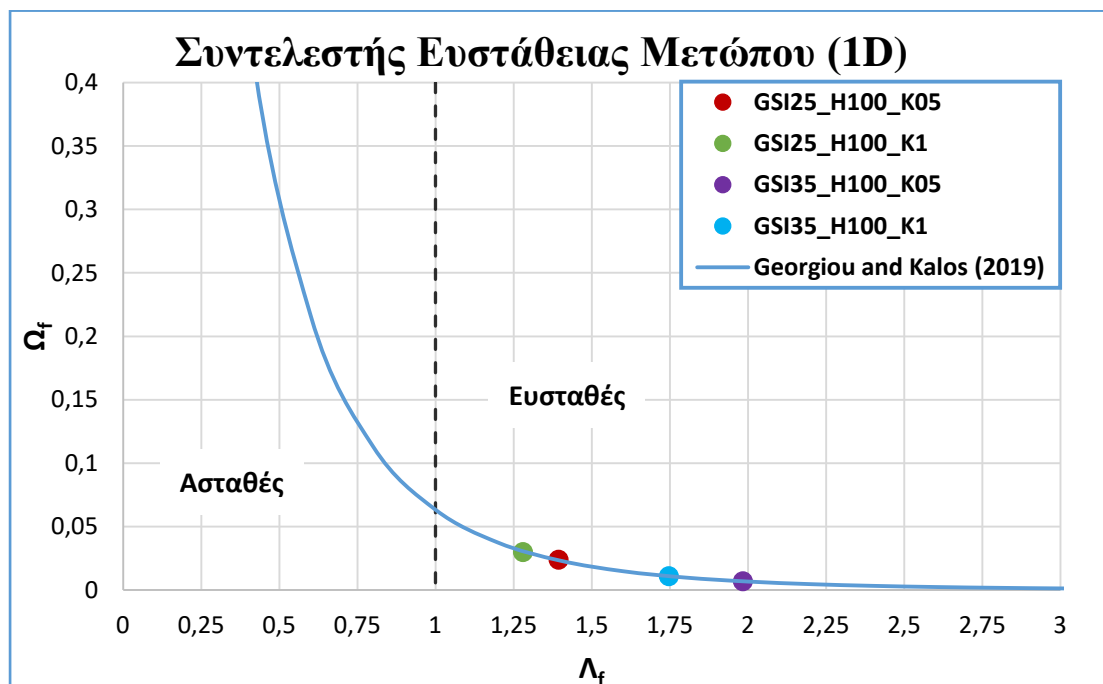


Σχήμα 5.7: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K1» και «GSI25_H200_K1» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m).

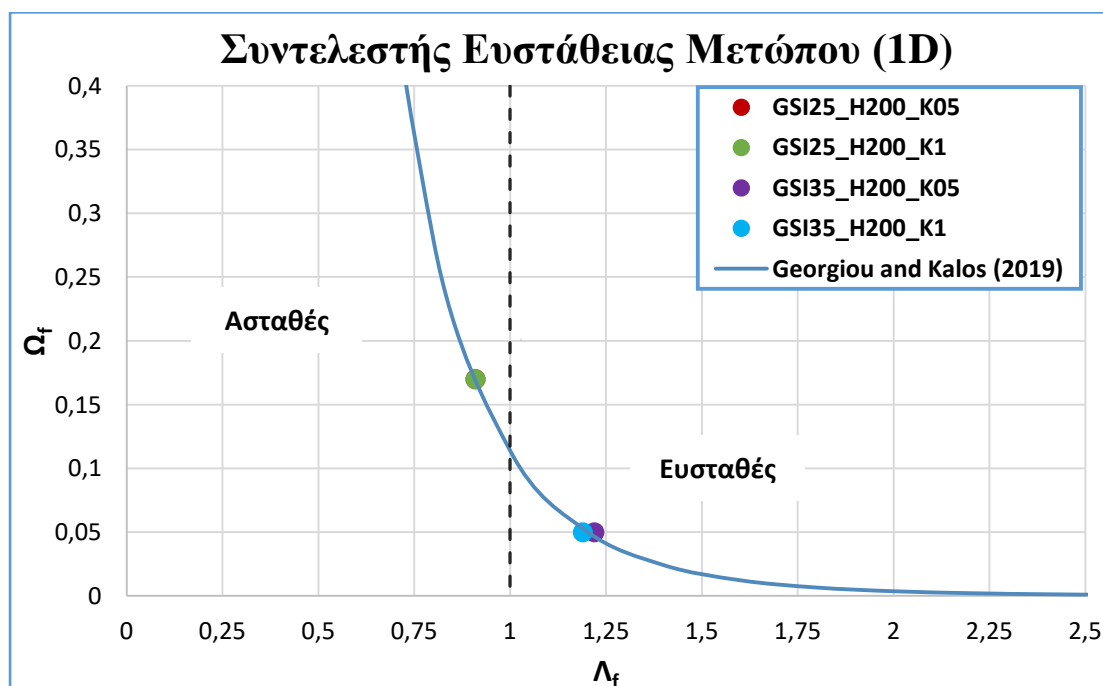
Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Όστε να ελεγχθεί η ευστάθεια του μετώπου χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής Λ_f , όπως υπολογίστηκε από Georgiou & Kalos (2019) για βαθιές σήραγγες, σύμφωνα με τον οποίο για λόγο $\Lambda_f \leq 1$ το μέτωπο χαρακτηρίζεται ως ασταθές, ενώ για $\Lambda_f > 1$ χαρακτηρίζεται ως ευσταθές. Στο Σχήμα 5.8 και Σχήμα 5.9 παρουσιάζονται οι καμπύλες συσχέτισης παραμέτρων Ω_f και Λ_f . Για τα διάφορα βάθη υπολογίστηκαν, για κάθε ανάλυση, τα νέα Ω_{f0} και Λ_{f0} .

Για λόγο $H/D=10$ προκύπτει ότι το μέτωπο σε όλες τις αναλύσεις είναι ευσταθές. Ωστόσο όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του Σχήματος 5.8 όλες οι αναλύσεις ευσταθούν οριακά, δηλαδή παρουσιάζουν $\Lambda_f < 2$, το οποίο είναι μη επαρκές ώστε να θεωρηθεί ότι υπάρχει περιθώριο ασφαλείας.



Σχήμα 5. 8: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σηράγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (Α&Β) με απόσταση 1D (10m) και λόγο $H/D=10$.



Σχήμα 5. 9: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σηράγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (Α&Β) με απόσταση 1D (10m) και λόγο $H/D=20$.

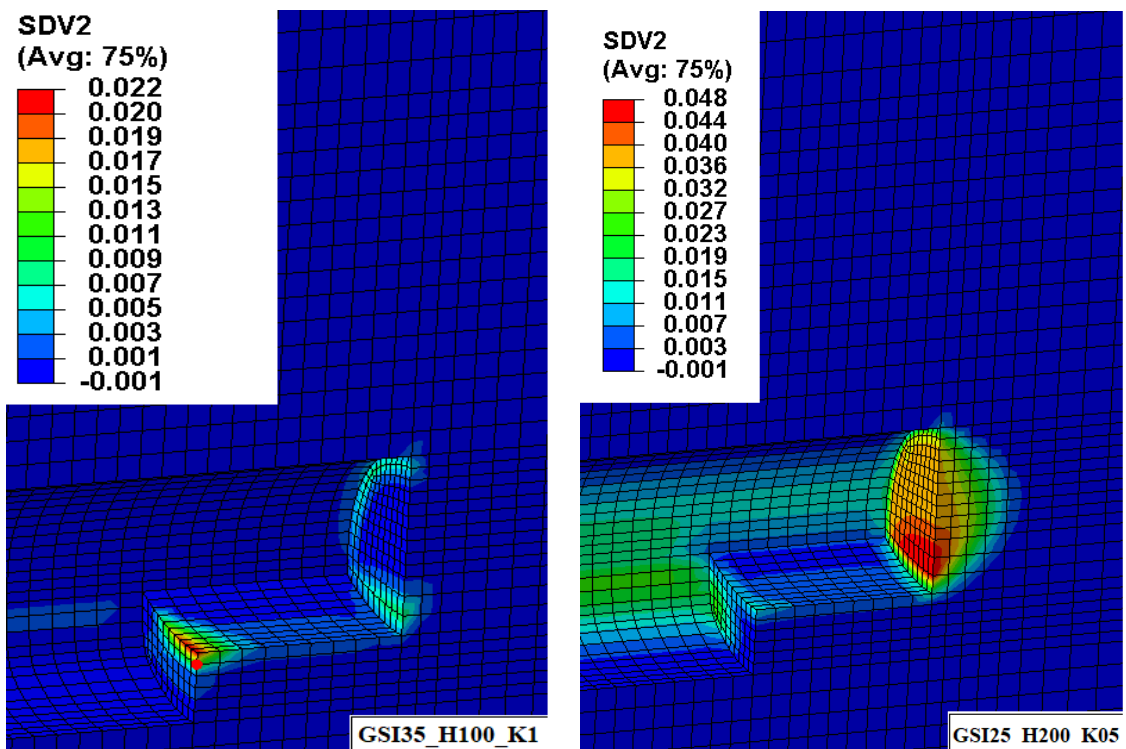
Για λόγο $H/D=20$ προκύπτει ότι στις αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI25_H200_K1» το μέτωπο αστοχεί. Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του Σχήματος 5.9 όλες οι υπόλοιπες αναλύσεις ευσταθούν οριακά με συντελεστές $\Lambda_f \approx 1,2$ που προσεγγίζουν πολύ το κατώτατο όριο $\Lambda_f = 1$.

Συνεπώς, οι πιο δυσμενείς συνθήκες για την ευστάθεια του μετώπου παρατηρούνται κατά την διάνοιξη σηράγγων στην κακής ποιότητας βραχώμαζα ενώ παρατηρείται αστοχία του μετώπου εκσκαφής σε μεγαλύτερα βάθη. Φαίνεται ότι σε όλες τις περιπτώσεις σηράγγων απαιτείται προενίσχυση του μετώπου καθώς είτε αστοχεί είτε ισορροπεί οριακά.

Πλαστική ζώνη

Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας δημιουργείται πλαστική ζώνη η οποία εκτείνεται κυρίως πίσω από το μέτωπο της σήραγγας αλλά όχι πέριξ αυτής. Αυτό οφείλεται στη στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος που δεν επιτρέπει την ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης σε αυτήν την κατεύθυνση.

Το μεγαλύτερο εύρος της πλαστικής ζώνης παρουσιάζεται στην ανάλυση «GSI25_H200_K05» και κυμαίνεται γύρω στα 5m. Ενώ το μικρότερο εύρος προκύπτει για την ανάλυση «GSI35_H100_K1» και κυμαίνεται γύρω στο 1,5m.



Σχήμα 5. 10: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K1» και «GSI25_H200_K05» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m).

Η περιοχή πίσω από το μέτωπο πλαστικοποιείται λιγότερο όταν υπάρχει χαμηλό υπερκείμενο και ομοιόμορφο εντατικό πεδίο και για τις τρεις βραχόμαζες. Έτσι για τις αναλύσεις «GSI25_H100_K1» και «GSI35_H100_K1» λαμβάνει τις χαμηλότερες τιμές οι οποίες είναι 1,8m και 1,5m αντίστοιχα.

Όπως φαίνεται από τις αναλύσεις το εύρος πλαστικής ζώνης είναι μεγαλύτερο όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχόμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη. Ενώ φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι θετική.

5.2.3 Παραμετρικές Αναλύσεις Σηράγγων Διανοιγόμενων σε Δύο Φάσεις (A&B) με Απόσταση 2D (20m)

Στις παραμετρικές αναλύσεις της ενότητας αυτής, διερευνώνται σήραγγες, οι οποίες διανοίγονται σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 2D (20m). Ενώ η διατομή τους υποστηρίζεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 30mm το οποίο παρουσιάζει ελαστική συμπεριφορά.

Η σκυροδέτηση της διατομής γίνεται στο σύνολο της. Αρχικά σκυροδετούνται τα τοιχώματα της σήραγγας και το δάπεδο της Α' φάσης. Ενώ κατά την εκσκαφή της Β' φάσης, η οποία ξεκινάει σε απόσταση 20m από την Α', απομακρύνεται το σκυρόδεμα του δαπέδου της Α' φάσης και σκυροδετείται η σήραγγα στο σύνολο της. Η σκυροδέτηση πραγματοποιείται σε απόσταση ενός μέτρου από το μέτωπο.

Στον **Πίνακα 5.4** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων.

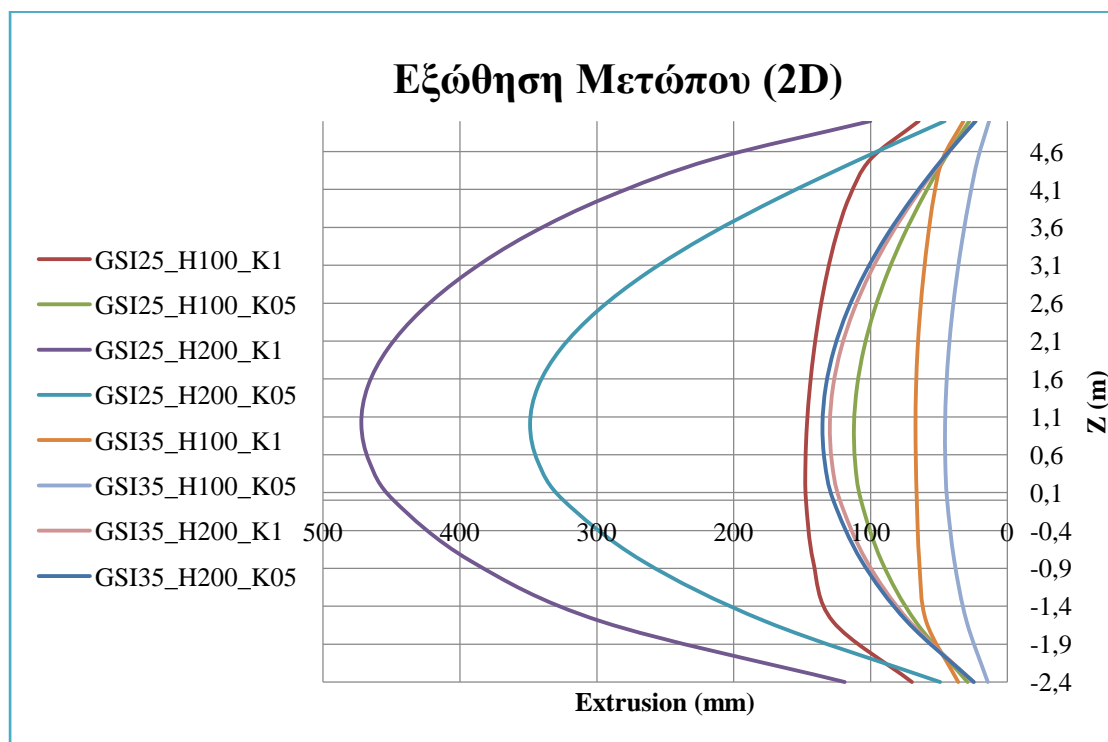
Πίνακας 5.4: Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων ανυποστήρικτης σήραγγας που διανοίγεται σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 2D (20m).

Ανάλυση	$\Omega_{f\omega}$	$\Lambda_{f\omega}$	Μέση Εξώθηση Μετώπου U_y (mm)	Μετακίνηση στη Στέψη U_x (mm)	Πλαστική ζώνη D_p (mm)
GSI25_H100_K05	0,024	1,395	71,19	107,00	3,6
GSI25_H100_K1	0,030	1,280	116,25	66,88	2,6
GSI25_H200_K05	0,170	0,910	203,50	253,72	5,0
GSI25_H200_K1	0,160	0,920	310,31	174,93	3,0
GSI35_H100_K05	0,007	1,984	30,24	58,54	3,4
GSI35_H100_K1	0,011	1,754	53,98	38,01	1,00
GSI35_H200_K05	0,050	1,220	81,32	133,47	4,00
GSI35_H200_K1	0,030	1,320	78,76	132,32	3,00

Εξώθηση Μετώπου

Όσον αφορά την εξώθηση του μετώπου, η μεγαλύτερη μέση οριζόντια εξώθηση για όλη την επιφάνεια του μετώπου που μετρήθηκε φτάνει τα 310,31mm και πραγματοποιήθηκε στην ανάλυση «GSI25_H200_K1», ενώ η μικρότερη στην ανάλυση «GSI35_H100_K05». Το προφίλ μετακινήσεων στον τρισδιάστατο μοντέλο των παραπάνω αναλύσεων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 5.12**.

Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, παρατηρείται ότι αναπτύσσονται μεγαλύτερες θλιπτικές μετακινήσεις προς το εσωτερικό της σήραγγας δημιουργώντας έτσι τον πυρήνα εξώθησης. Στο **Σχήμα 5.11** παρουσιάζεται το διάγραμμα των μετακινήσεων της σήραγγας κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας συναρτήσει του κατακόρυφου άξονα που ουσιαστικά εκφράζει το ύψος της σήραγγας.



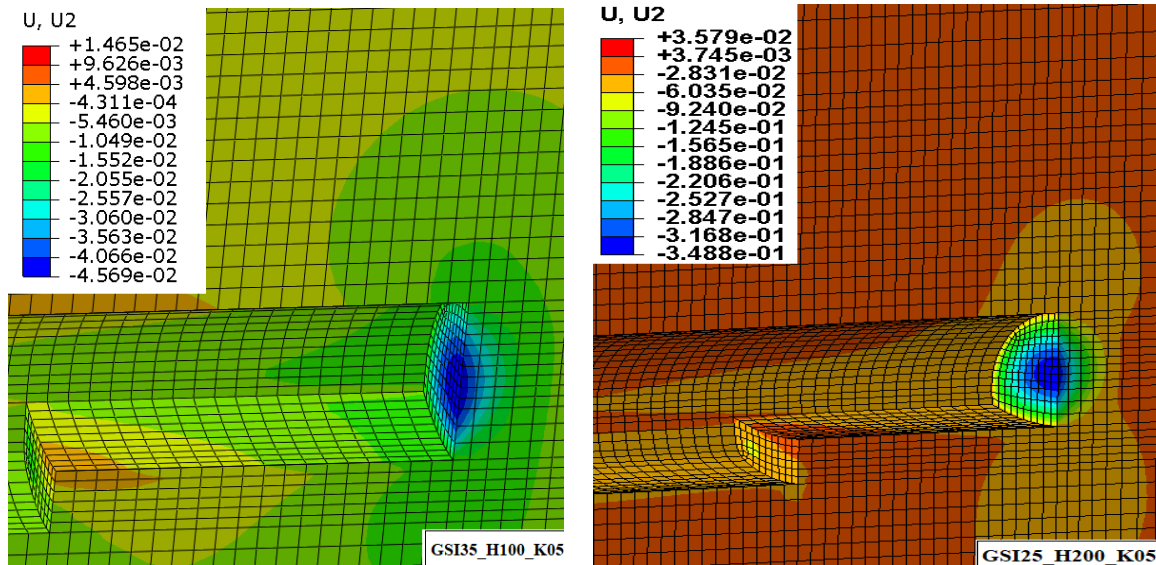
Σχήμα 5.11: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m)

Όπως φαίνεται από το διάγραμμα (**Σχήμα 5.11**) η μέγιστη εξώθηση που εμφανίζει η ανάλυση «GSI25_H200_K1» φτάνει περίπου το μισό μέτρο, μέγεθος που θεωρείται μη αποδεκτό.

Η ανάλυση που εμφανίζει τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις ακριβώς μετά την «GSI25_H200_K1», είναι η «GSI25_H200_K05» παρουσιάζοντας μέση εξώθηση 203,05mm και μέγιστη περίπου 350mm. Ενώ μικρότερες μέγιστες παραμορφώσεις γύρω στα 50mm προκύπτουν για τις αντίστοιχες βραχόμαζες σε μεγαλύτερα βάθη.

Από ότι προκύπτει και από τις προηγούμενες αναλύσεις οι μεγαλύτερες μετακινήσεις πραγματοποιούνται όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχόμαζες και σε

μεγαλύτερα βάθη. Ενώ φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι αρνητική καθώς δημιουργείται μια κατάσταση πλευρικής περίσφιξης στην διατομή της σήραγγας που ευνοεί τη κίνηση του γεωυλικού προς το εσωτερικό της.



Σχήμα 5. 12: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K05» και «GSI25_H200_K05» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m).

Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

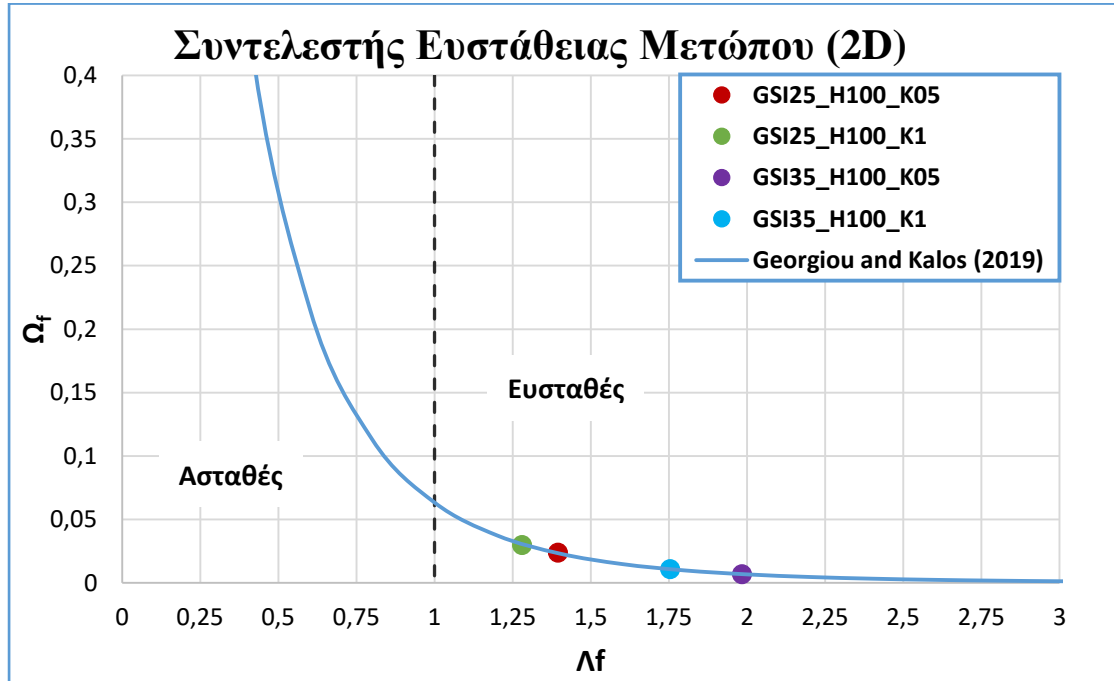
Όστε να ελεγχθεί η ευστάθεια του μετώπου χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής Λ_f , όπως υπολογίστηκε από Georgiou & Kalos (2019) για βαθιές σήραγγες, σύμφωνα με τον οποίο για λόγο $\Lambda_f \leq 1$ το μέτωπο χαρακτηρίζεται ως ασταθές, ενώ για $\Lambda_f > 1$ χαρακτηρίζεται ως ευσταθές. Στο *Σχήμα 5.13* και *Σχήμα 5.14* παρουσιάζονται οι καμπύλες συσχέτισης παραμέτρων Ω_f και Λ_f όπου οι περιπτώσεις που βρίσκονται στη περιοχή πάνω από τη καμπύλη θεωρούνται ασφαλής. Για τα διάφορα βάθη υπολογίστηκαν, για κάθε ανάλυση, τα νέα Ω_{f0} και Λ_{f0} .

Για λόγο $H/D=10$ προκύπτει ότι το μέτωπο σε όλες τις αναλύσεις είναι ευσταθές. Ωστόσο όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του *Σχήματος 5.13* όλες οι αναλύσεις ευσταθούν οριακά, δηλαδή η τιμές του Λ_{f0} δεν είναι αρκετά μεγάλες ώστε να προσφέρουν περιθώρια ασφάλειας που χρειάζεται το έργο.

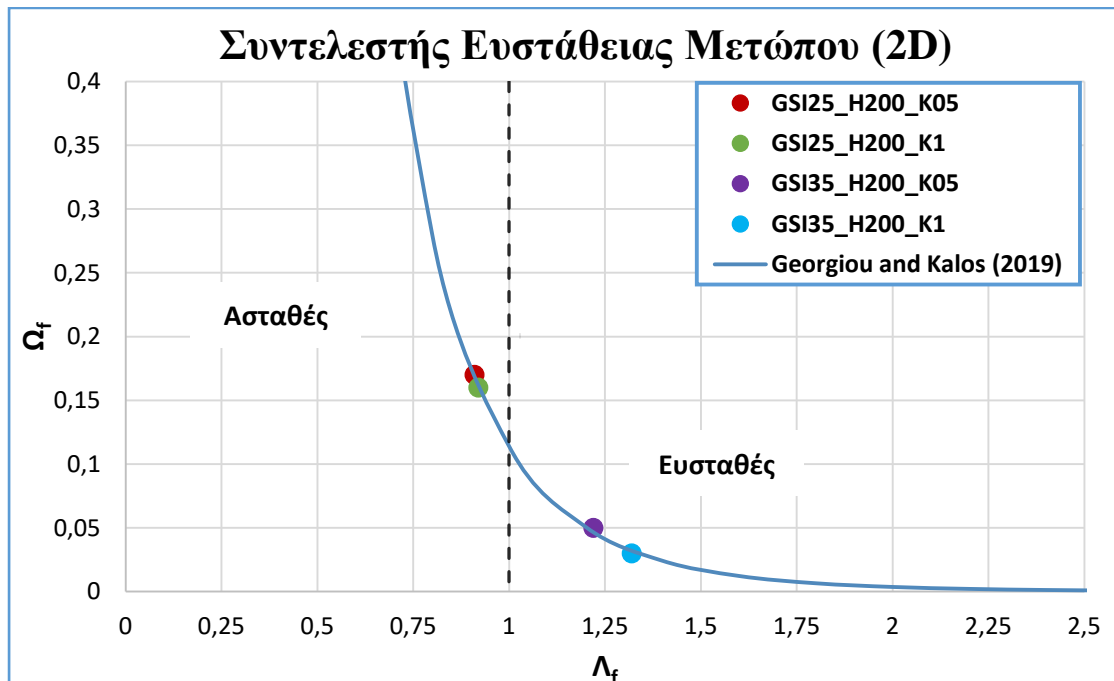
Για λόγο $H/D=20$ προκύπτει ότι στις αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI25_H200_K1» το μέτωπο αστοχεί ($\Lambda_{f0} < 1$). Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του *Σχήματος 5.14* όλες οι υπόλοιπες αναλύσεις ευσταθούν οριακά.

Συνεπώς, οι πιο δυσμενής συνθήκες για την ευστάθεια του μετώπου παρατηρούνται κατά την διάνοιξη σηράγγων στην κακής ποιότητας βραχώμαζα ενώ παρατηρείται αστοχία του σε μεγαλύτερα βάθη. Φαίνεται ότι παρότι έχει επέλθει βελτίωση των

συντελεστών Λ_{f0} σε σχέση με την ολομέτωπη διάνοιξη, πάλι δεν είναι δυνατή η διάνοιξη της σήραγγας χωρίς λήψη μέτρων υποστήριξης του μετώπου.



Σχήμα 5.13: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σηράγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m) και λόγο $H/D=10$.



Σχήμα 5.14: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατα Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σηράγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m) και λόγο $H/D=20$.

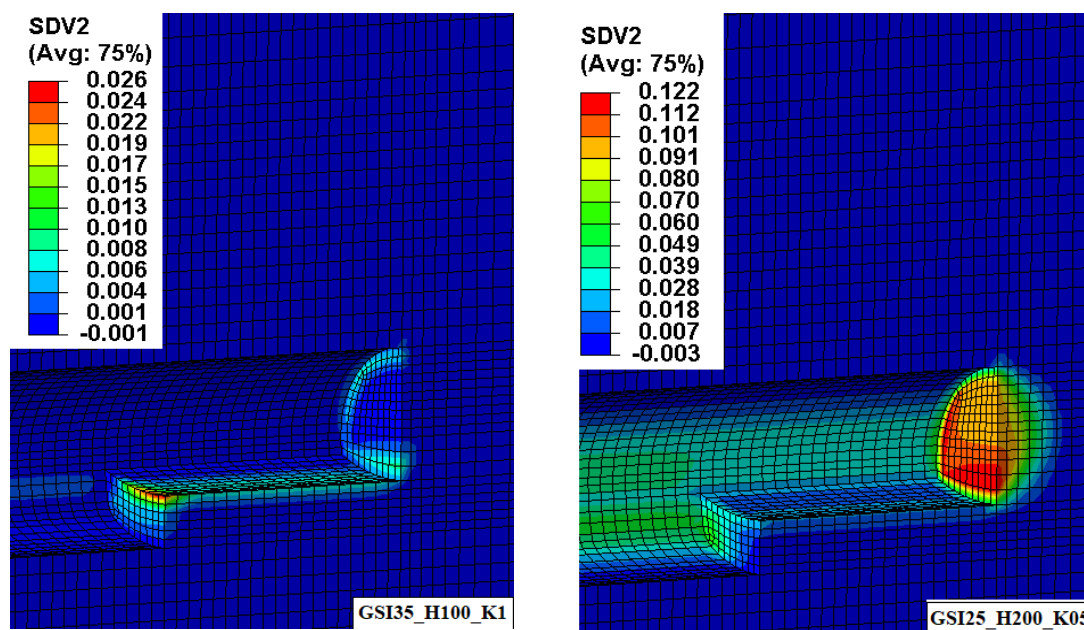
Πλαστική Ζώνη

Κατά την διάνοιξη της σήραγγας δημιουργείται πλαστική ζώνη η οποία εκτείνεται κυρίως πίσω από το μέτωπο της σήραγγας αλλά όχι πέριξ αυτής. Αυτό όπως έχει ήδη αναφερθεί οφείλεται στην στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος που δεν επιτρέπει την ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης σε αυτήν την κατεύθυνση.

Το μεγαλύτερο εύρος της πλαστικής ζώνης παρουσιάζεται στην ανάλυση «GSI25_H200_K05» και κυμαίνεται γύρω στα 5m. Ενώ το μικρότερο εύρος προκύπτει για την ανάλυση «GSI35_H100_K1» και κυμαίνεται γύρω στο 1m.

Η περιοχή πίσω από το μέτωπο πλαστικοποιείται λιγότερο όταν υπάρχει χαμηλό υπερκείμενο και ομοιόμορφο εντατικό πεδίο και για τις δύο βραχόμαζες. Έτσι για τις αναλύσεις «GSI25_H100_K1», «GSI35_H100_K1» λαμβάνει τις χαμηλότερες τιμές οι οποίες είναι 2,6m και 1m αντίστοιχα.

Όπως φαίνεται από τις αναλύσεις το εύρος πλαστικής ζώνης είναι μεγαλύτερο όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχόμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη. Ενώ φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι θετική.



Σχήμα 5.15: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K1» και «GSI25_H200_K05» ανυποστήρικτων σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 2D (20m).

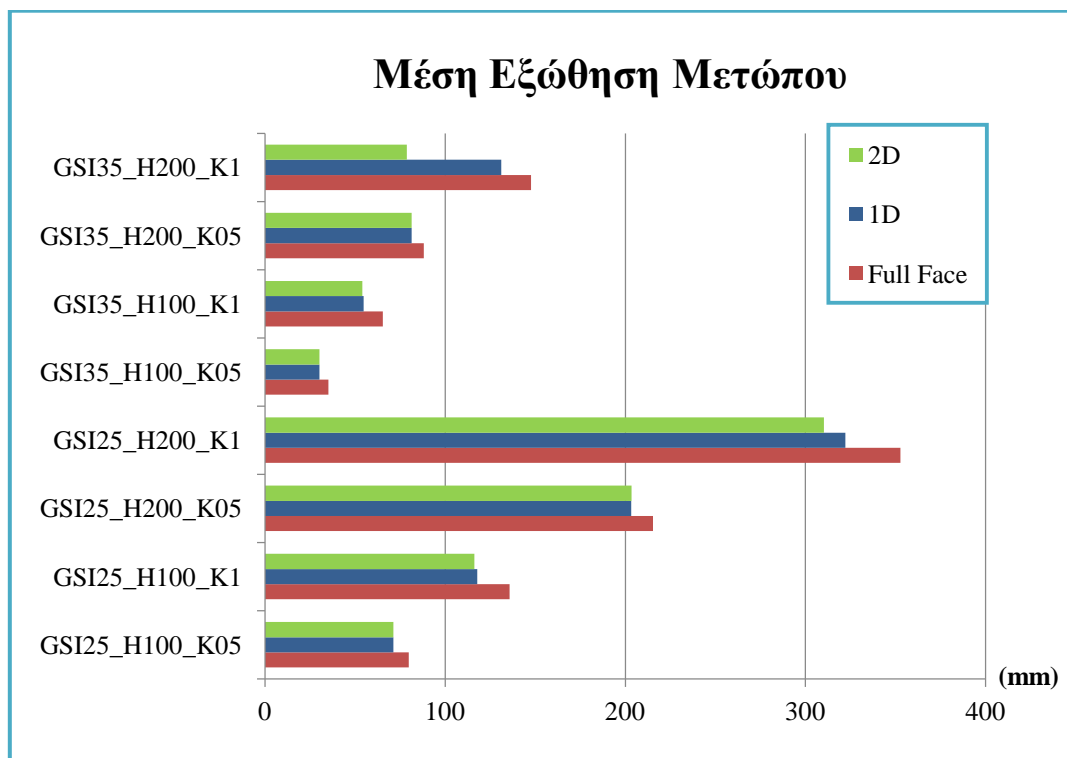
5.3 Επίδραση της Διάνοιξης σε Φάσεις (A&B)

Όπως προκύπτει από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, η διάνοιξη σε φάσεις έχει θετική επίδραση στην ευστάθεια του μετώπου αλλά και στη μείωση των μετακινήσεων. Πιο συγκεκριμένα παρατηρείται μείωση της εξώθησης του μετώπου και μεγάλη μείωση της πλαστικής ζώνης που αναπτύσσεται πίσω από το μέτωπο εκσκαφής. Η ευστάθεια του μετώπου βελτιώνεται αλλά όχι σημαντικά. Σύμφωνα με τα παραπάνω επιλέχθηκε οι παραμετρικές αναλύσεις του επόμενου κεφαλαίου να πραγματοποιηθούν με τμηματική διάνοιξη.

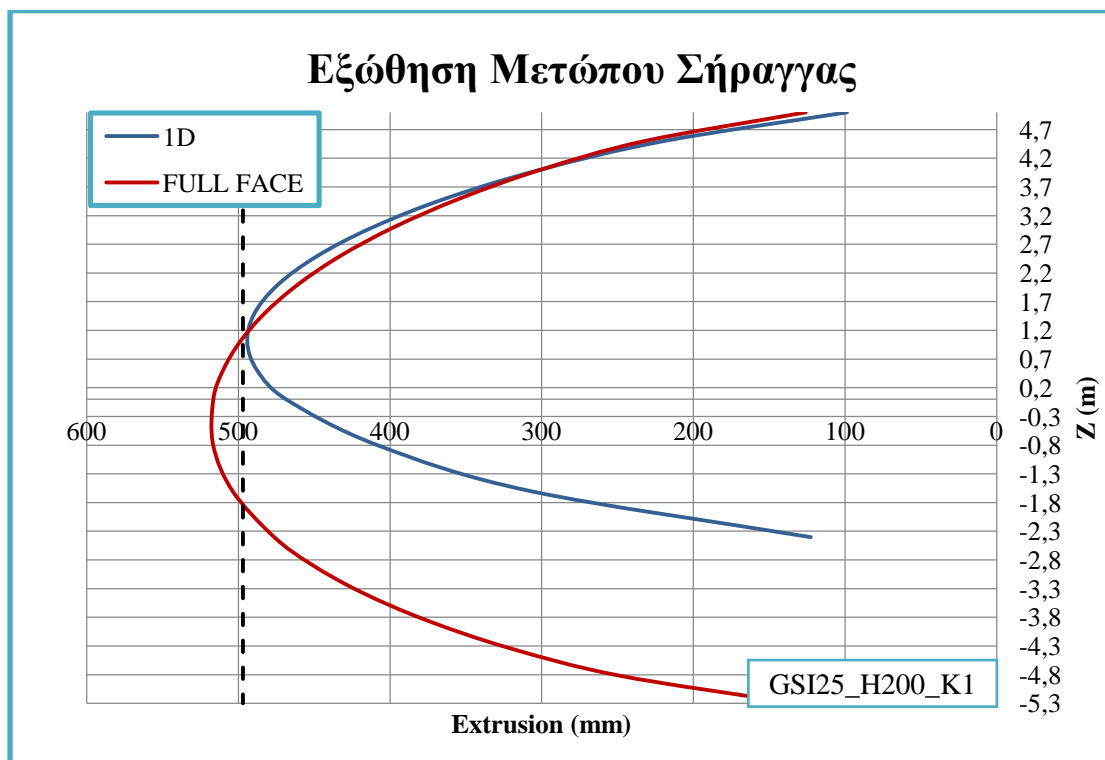
Παρακάτω θα πραγματοποιηθεί συγκριτική ανάλυση των αποτελεσμάτων με βάση την οποία προέκυψαν τα παραπάνω συμπεράσματα.

Εξώθηση Μετώπου

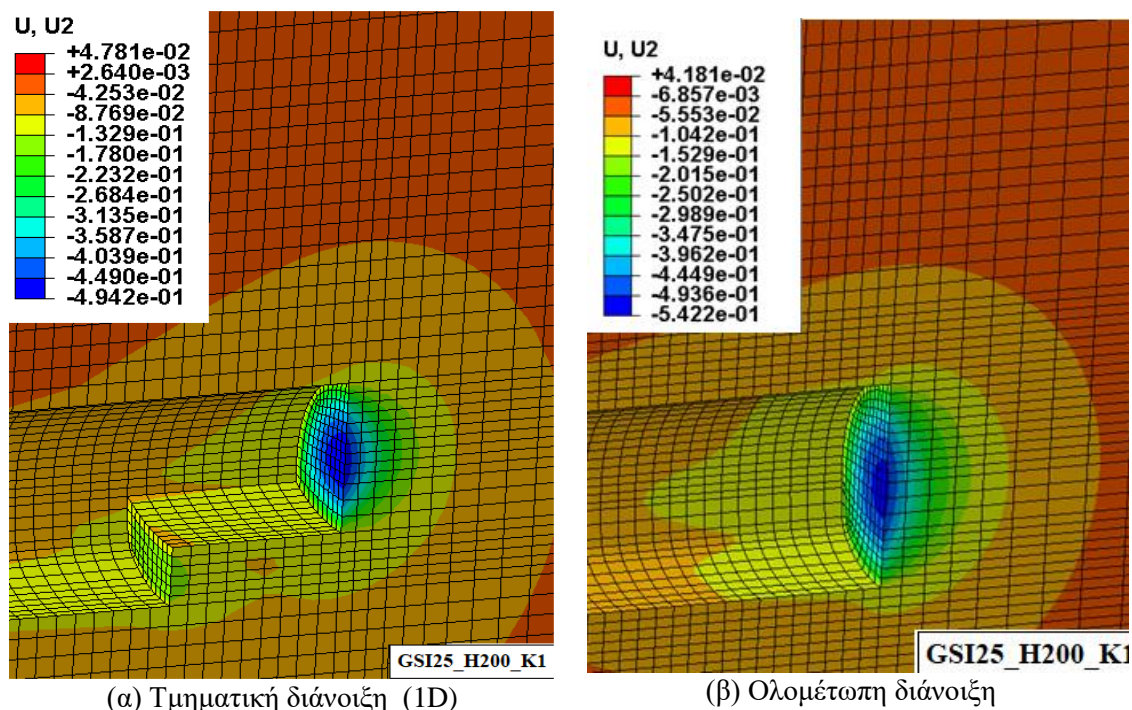
Όσον αφορά τις μετακινήσεις στην περιοχή του μετώπου, σε όλες τις παραμετρικές αναλύσεις πραγματοποιείται μείωση της μέσης οριζόντιας μετακίνησης του μετώπου για όλη τη διάμετρο $U_{y,area}$ (Σχήμα 5.16). Το ποσοστό της μείωσης των μετακινήσεων είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις είναι περίπου 11%.



Σχήμα 5.16: Συγκριτικό διάγραμμα μέσων εξωθήσεων μετώπου για σήραγγες διανοιγόμενες χωρίς υποστήριξη μετώπου



Σχήμα 5.17: Διάγραμμα εξώθησης μετώπου για τμηματική και ολομέτωπη διάνοιξη (παραμετρική ανάλυση GSI25_H200_K1)



Σχήμα 5.18: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1» για (α) τμηματική διάνοιξη με απόσταση φάσεων 1D και (β) ολομέτωπη.

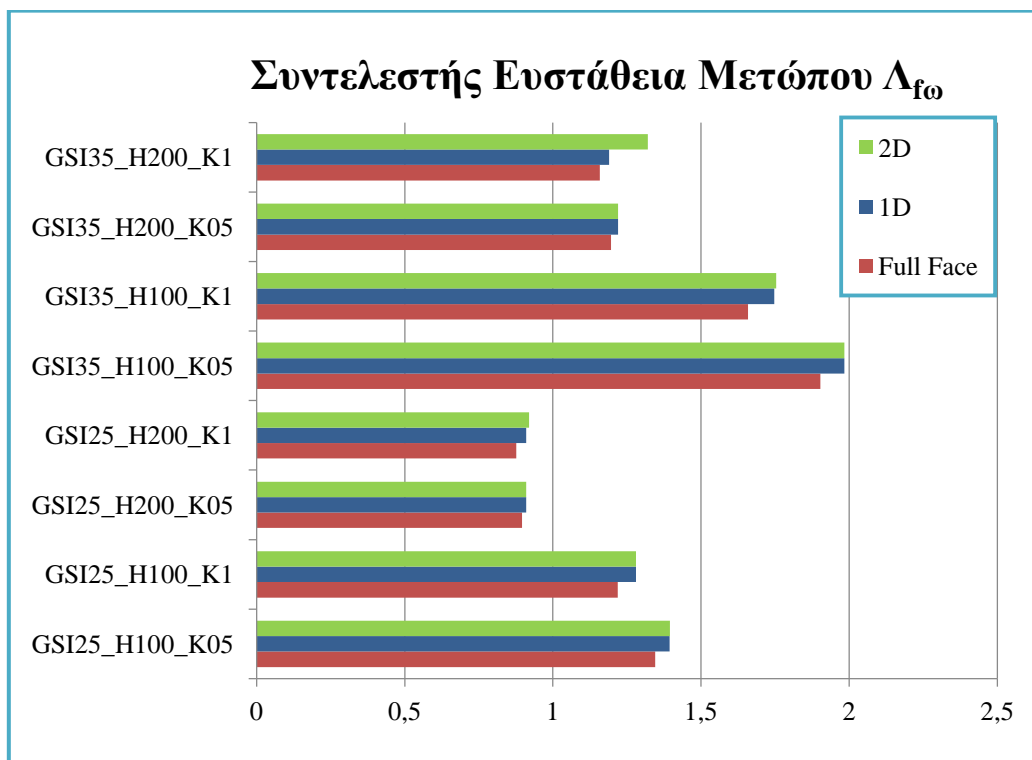
Όπως έχει ήδη σημειωθεί και στις προηγούμενες ενότητες του κεφαλαίου, μεγαλύτερες μετακινήσεις σε όλες τις περιπτώσεις πραγματοποιούνται για τις παραμετρικές αναλύσεις «GSI25_H200_K1» και «GSI25_H200_K05» όπου η ποιότητας της βραχόμαζας είναι πτωχότερη και το βάθος μεγαλύτερο και άρα μεγαλύτερο εντατικό πεδίο. Επίσης, παρατηρείται ότι για συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K=1$ οι μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες, αυτό φαίνεται να οφείλεται στο ομοιόμορφο εντατικό πεδίο το οποίο δημιουργεί μια κατάσταση πλευρικής περίσφιξης στη σήραγγα ευνοώντας την σύγκλιση των τοιχωμάτων και την προώθηση του υλικού προς το εσωτερικό της σήραγγας.

Στο **Σχήμα 5.17** παρουσιάζεται διάγραμμα της οριζόντιας μετακίνησης του μετώπου όπως αυτή μετρήθηκε από το λογισμικό κατά τον κατακόρυφο άξονα που περνά από το κέντρο της σήραγγας. Ουσιαστικά το διάγραμμα αυτό αντιπροσωπεύει την εμφάνιση της εξώθησης του μετώπου, έτσι διακρίνουμε και το μέγεθος της εξώθησης αλλά και το μέγεθος του μετώπου στο οποίο ανταποκρίνεται αυτή.

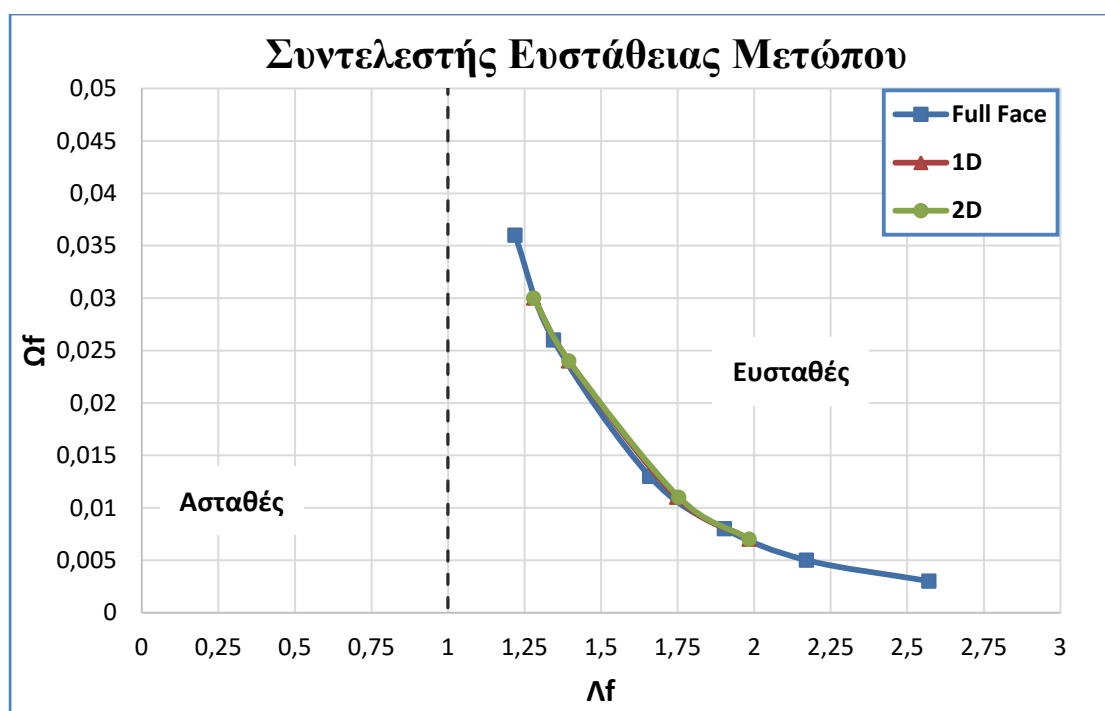
Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Στα **Σχήματα 5.21** και **5.22** έχουν κατασκευαστεί οι καμπύλες που συσχετίζουν τους δύο συντελεστές $\Omega_{f_{\omega}}$ και $\Lambda_{f_{\omega}}$ σύμφωνα με τους Georgiou & Kalos (2019). Ωστόσο οι καμπύλες που αυτοί εξήγαγαν δεν παρουσιάζονται ώστε να μελετηθούν οι καμπύλες που κατασκευάστηκαν βάσει των νέων υπολογισμένων παραγόντων $\Omega_{f_{\omega}}$ και $\Lambda_{f_{\omega}}$ σε μεγαλύτερη κλίμακα. Έτσι είναι δυνατό να διακριθούν οι αυξομειώσεις. Παρατηρείται ότι για βάθη 100m όλα τα μέτωπα ευσταθούν οριακά ενώ σε βάθη 200m και κακής ποιότητας γεωολικό παρατηρείται αστοχία. Επίσης δεν φαίνεται κάποια σημαντική αύξηση στο συντελεστή ανάλογα με τον τρόπο διάνοιξης.

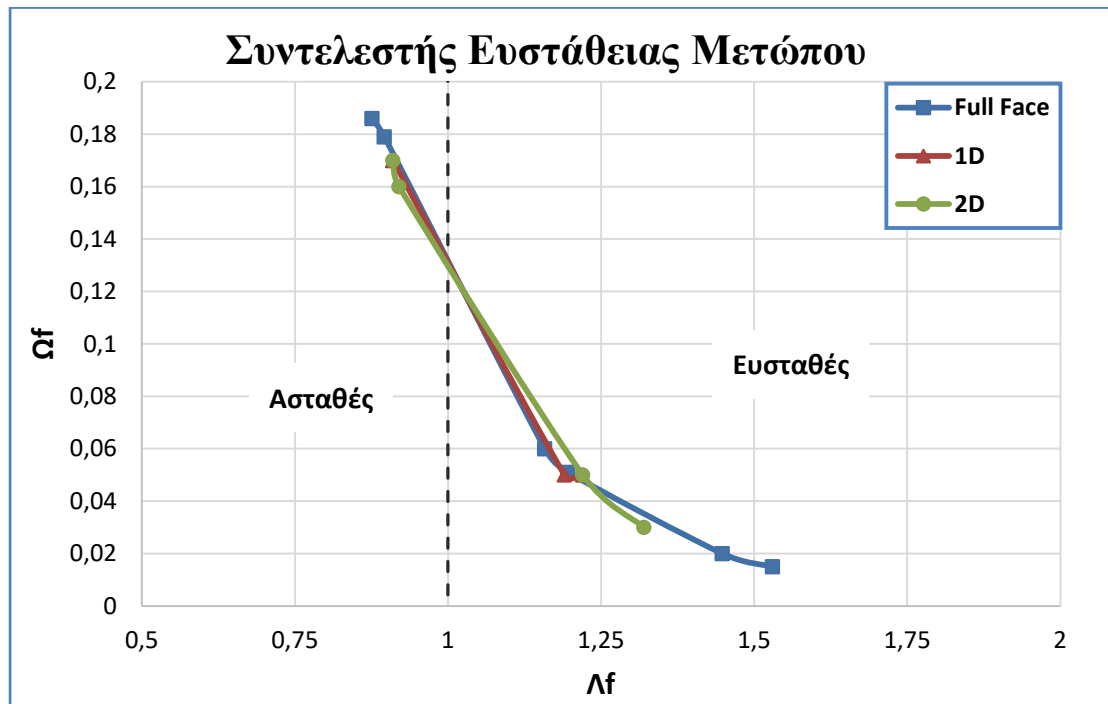
Συνεπώς προκύπτει ότι ο συντελεστής ασφαλείας $\Lambda_{f_{\omega}}$ έναντι αστοχίας του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) όταν η σήραγγα διανοίγεται τμηματικά παρουσιάζει αύξηση για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις (**Σχήμα 5.20**). Το ποσοστό της αύξησης του συντελεστή είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις περίπου 3,5%. Η αύξηση αυτή είναι πολύ μικρή οπότε συμπεραίνεται ότι η τμηματική διάνοιξη δρα θετικά στη μείωση της εξώθησης του μετώπου αλλά όχι τόσο στην ευστάθεια του. Όπως είναι κατανοητό και σε αυτή την περίπτωση μεγαλύτερη ασφάλεια παρατηρείται στις βραχόμαζες με δείκτη γεωολογικής αντοχής $GSI=35$, ενώ αστόχησαν οι σήραγγες των παραμετρικών αναλύσεων «GSI25_H200_K1» και «GSI25_H200_K05» και κατά την ολομέτωπη διάνοιξη της αλλά και κατά την τμηματική.



Σχήμα 5.19: Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστή $\Lambda_{f\omega}$ για σήραγγες διανοιγόμενες χωρίς υποστήριξη μετώπου.



Σχήμα 5.20 : Καμπύλες για την ευστάθεια του μετώπου κατασκευασμένες κατά Georgiou & Kalos (2019) για σήραγγες διανοιγόμενες τμηματικά και ολομέτωπα και λόγο $H/D=10$.

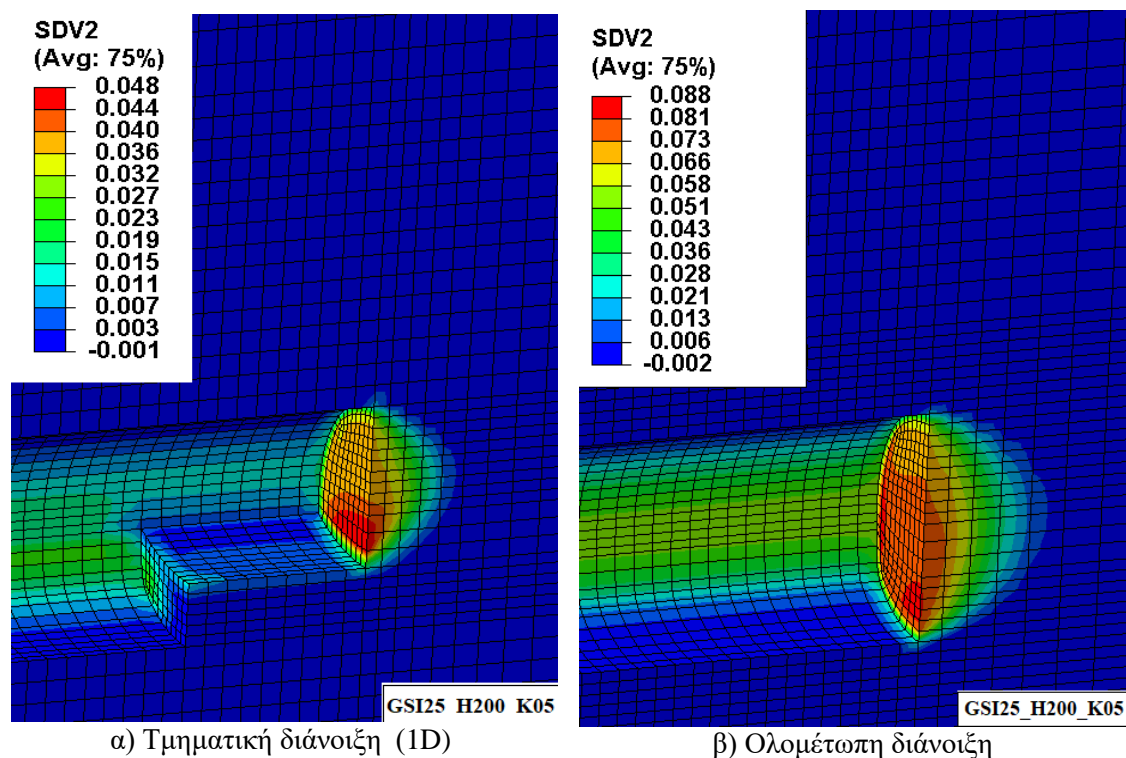


Σχήμα 5.21: : Καμπύλες για την ευστάθεια του μετώπου κατασκευασμένες κατά Georgiou & Kalos (2019) για σήραγγες διανοιγόμενες τμηματικά και ολομέτωπα και λόγο $H/D=20$.

Πλαστική Ζώνη

Όσον αφορά την ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται ότι μεγαλύτερη ανάπτυξη πλαστικής ζώνης συμβαίνει όταν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βραχόμαζας είναι χαμηλότερα και το εντατικό πεδίο μεγαλύτερο. Σε όλες τις περιπτώσεις η έκταση της πλαστικής ζώνης πίσω από το μέτωπο είναι μεγαλύτερη για την παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05». Επίσης φαίνεται ότι ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων $K=0,5$ ενισχύει το φαινόμενο της πλαστικοποίησης.

Η τμηματική διάνοιξη επιδρά θετικά στην μείωση των πλαστικοποιήσεων σε σχέση με την ολομέτωπη. Προκύπτει ότι το ποσοστό μείωσης του πλάτους της πλαστικής ζώνης κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις είναι περίπου 23%. Συνεπώς συμπεραίνεται ότι η τμηματική διάνοιξη βοηθάει στην πιο γρήγορη ανακατανομή των τάσεων πέριξ του ανοίγματος αποτρέποντας τα έντονα φαινόμενα πλαστικοποίησης



Σχήμα 5.22: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05» για (α) τμηματική διάνοιξη με απόσταση φάσεων 1D και (β) ολομέτωπη.

5.4 Επίδραση της Απόστασης των Δύο Φάσεων Εκσκαφής

Όπως προκύπτει από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, η απόσταση μεταξύ των φάσεων έχει θετική επίδραση στην ευστάθεια του μετώπου αλλά και στη μείωση των μετακινήσεων. Πιο συγκεκριμένα παρατηρείται μείωση της εξώθησης του μετώπου και μεγάλη μείωση της πλαστικής ζώνης που αναπτύσσεται πίσω από το μέτωπο εκσκαφής. Η ευστάθεια του μετώπου βελτιώνεται αλλά όχι σημαντικά.

Όλες οι παραπάνω μεταβολές που πραγματοποιήθηκαν δεν είναι σημαντικές και οπότε επιλέχθηκε οι παραμετρικές αναλύσεις του επόμενου κεφαλαίου να πραγματοποιηθούν με διάνοιξη σε φάσεις A&B με την απόσταση μεταξύ τους να είναι ίση με 10m (1D).

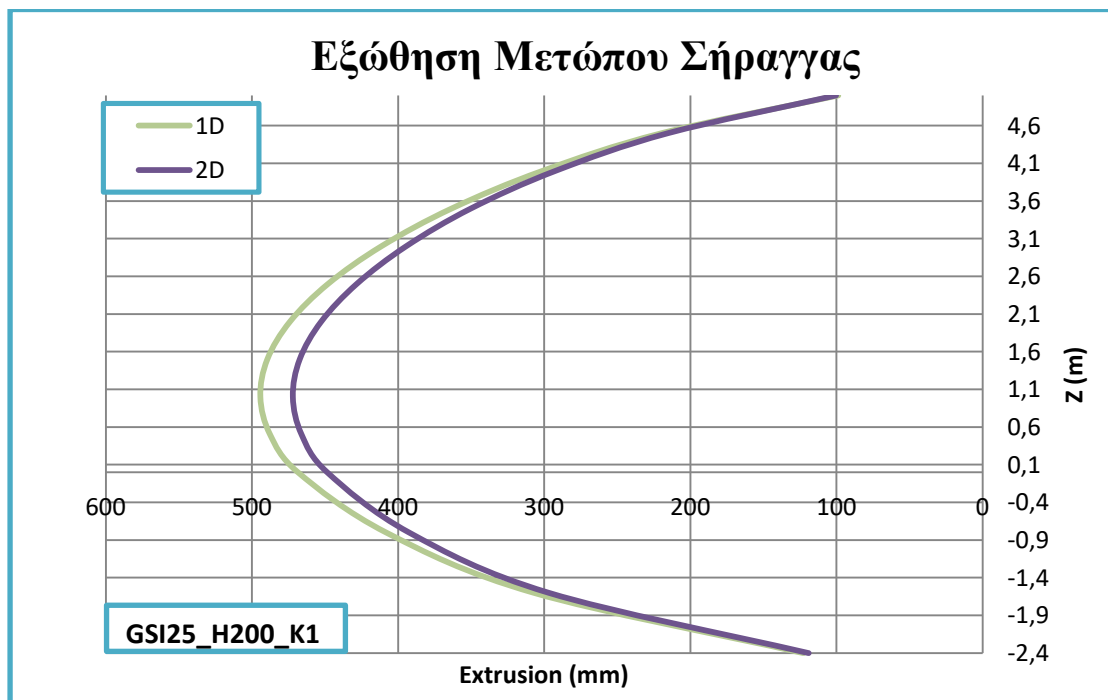
Παρακάτω θα πραγματοποιηθεί συγκριτική ανάλυση των αποτελεσμάτων με βάση την οποία προέκυψαν τα παραπάνω συμπεράσματα.

Εξώθηση Μετώπου

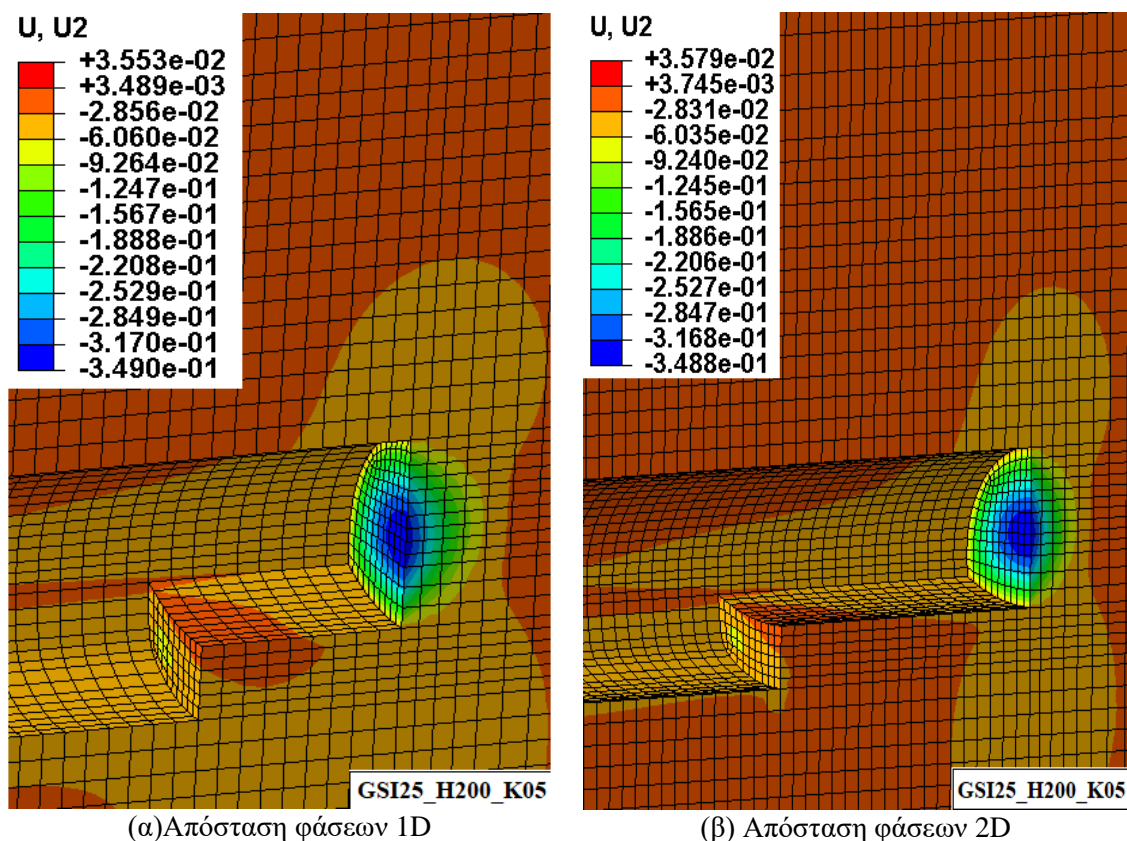
Όσον αφορά τις μετακινήσεις στην περιοχή του μετώπου, σε όλες τις παραμετρικές αναλύσεις πραγματοποιείται μείωση της μέσης οριζόντιας μετακίνησης του μετώπου σε όλη τη διάμετρο $U_{y,area}$ (Σχήμα 5.16). Το ποσοστό της μείωσης των μετακινήσεων είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις περίπου 5,8%.

Στο Σχήμα 5.24 παρουσιάζεται διάγραμμα της οριζόντιας μετακίνησης του μετώπου όπως αυτή μετρήθηκε από το λογισμικό κατά τον κατακόρυφο άξονα που περνά από το κέντρο της σήραγγας, όπου επίσης παρουσιάζεται η μείωση των εξωθήσεων η οποία βέβαια είναι πολύ μικρή.

Συνεπώς, προκύπτει ότι η αύξηση της απόστασης μεταξύ των φάσεων συμβάλλει στη μείωση των οριζόντιων μετακινήσεων. Ωστόσο το μέγεθος της βελτίωσης δεν είναι μεγάλο ώστε να αποτελεί κατασκευαστικά πιο συμφέρουσα λύση, αφού μεγαλύτερη απόσταση ισοδυναμεί με περισσότερα βήματα εκσκαφής και άρα περισσότερο χρόνο.



Σχήμα 5.23: Διάγραμμα εξώθησης μετώπου για τμηματική διάνοιξη με απόσταση φάσεων 1D και 2D (παραμετρική ανάλυση GSI25_H200_K1).



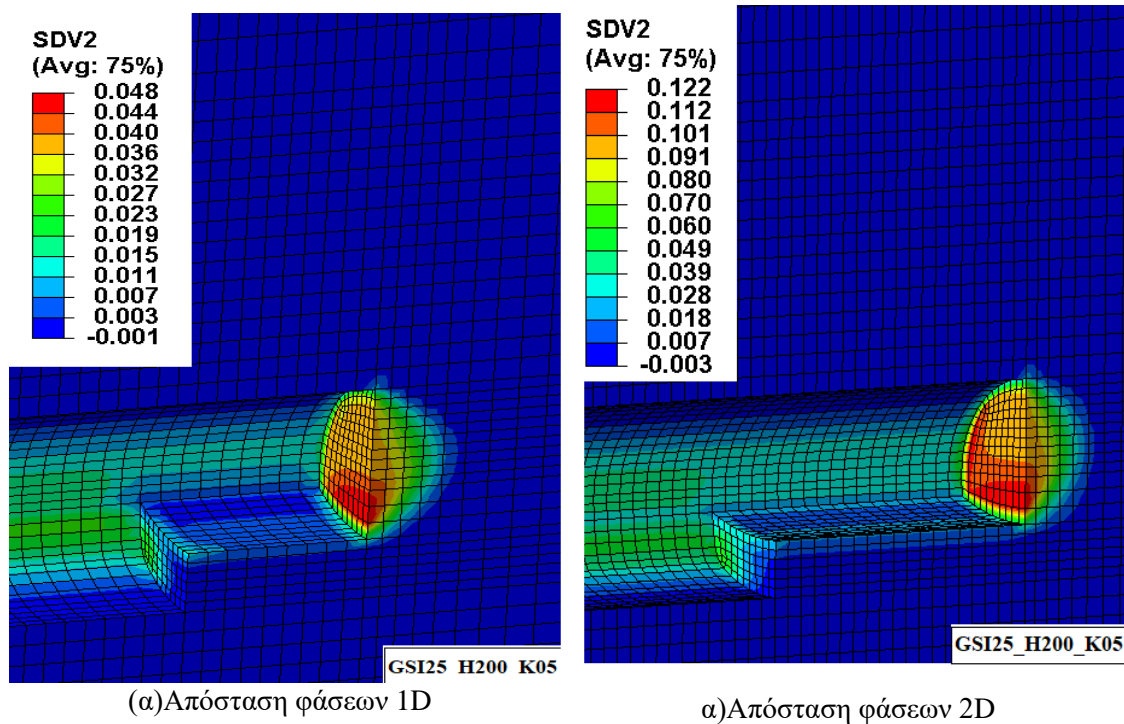
Σχήμα 5.24: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1» με τμηματική διάνοιξη και απόσταση μεταξύ των φάσεων (α) 1D και (β) 2D

Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Από τα διαγράμματα των Σχημάτων 5.21 και 5.22 προέκυψε ότι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) όταν η σήραγγα διανοίγεται με μεγαλύτερη απόσταση φάσεων παρουσιάζει αύξηση για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Το ποσοστό της αύξησης του συντελεστή $\Lambda_{f\omega}$ είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις περίπου 1,5% σε σχέση με την απόσταση φάσεων 1D (Σχήμα 5.20). Η αύξηση αυτή είναι πολύ μικρή οπότε συμπεραίνεται ότι η αύξηση της απόστασης μεταξύ των φάσεων δεν επιδρά σημαντικά στην ευστάθεια του μετώπου.

Πλαστική Ζώνη

Όσο αναφορά την ανάπτυξη πλαστικής ζώνης πίσω από το μέτωπο εκσκαφής, δεν παρατηρήθηκε κάποιο σαφές μοτίβο για την αυξομείωση της. Στις περισσότερες αναλύσεις παρατηρήθηκε μείωση της πλαστικής ζώνης και σε κάποιες άλλες το μέγεθος της παρέμεινε σταθερό. Στο Σχήμα 5.26 απεικονίζεται η ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05» όπου παρατηρείται μείωση της με την αύξηση της απόστασης των φάσεων αλλά πιο έντονη πλαστικοποίηση στην περιοχή του μετώπου.



Σχήμα 5.25: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05» με τμηματική διάνοιξη και απόσταση μεταξύ των φάσεων (α) 1D και (β) 2D.

Κεφάλαιο 6^ο – Διερεύνηση Σηράγγων με Μέτρα Ενίσχυσης Μετώπου Εκσκαφής

6.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό, θα διερευνηθούν διάφορες περιπτώσεις σηράγγων με μέτρα ενίσχυσης του μετώπου εκσκαφής. Τα μέτρα ενίσχυσης που θα εξεταστούν είναι οι δοκοί προπορείας, τα αγκύρια μετώπου από υαλονήματα καθώς και η συνδιαστική τους χρήση.

Σκοπός των αναλύσεων αυτών είναι να εξεταστεί η επιρροή των διάφορων μέτρων ενίσχυσης του μετώπου στην ευστάθεια του. Τα κύρια μεγέθη βάση των οποίων θα μελετηθούν τα παραπάνω ενδεχόμενα είναι η μέση εξώθηση του μετώπου U_y , η μετακίνηση της στέψης της σήραγγας U_x καθώς και η ανάπτυξη πλαστικής ζώνης D_p πίσω από το μέτωπο. Επίσης θα εξαχθούν οι παράγοντες $\Omega_{f\omega}$ και $\Lambda_{f\omega}$ βάση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων ώστε να εκτιμηθεί εάν το μέτωπο ευσταθεί βάσει του συντελεστή ευστάθειας μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) (βλέπε **Ενότητα 4.4.1**). Τέλος μέσω ελέγχων επάρκειας θα προσδιοριστεί αν η αντοχή, ο αριθμός και η διάταξη των διάφορων μέτρων επαρκούν για την υποστήριξη του μετώπου.

Για όλες τις αναλύσεις του κεφαλαίου θα κατασκευαστούν διαγράμματα στα οποία θα χρησιμοποιηθούν συμβολισμοί για τα διάφορα μέτρα υποστήριξης. Πιο συγκεκριμένα τα αγκύρια μετώπου (fiberglass) θα συμβολίζονται με «FB», οι δοκοί προπορείας (forepoles) με «FP» και όταν υπάρχει συνδυαστική χρήση των παραπάνω θα συμβολίζεται με «FB+FP».

6.2 Παρουσίαση Αναλύσεων

Για τους σκοπούς της εργασίας πραγματοποιήθηκε μια σειρά τρισδιάστατων παραμετρικών αναλύσεων, χρησιμοποιώντας μοντέλα σήραγγας πεταλοειδούς διατομής διαμέτρου 10m σε βάθη 100m και 200m. Το εύρος και το πλήθος των παραμέτρων που εξετάστηκαν σε αυτήν την ομάδα αναλύσεων παρουσιάζεται στον **Πίνακα 5.1**.

Όπως προέκυψε από το προηγούμενο κεφάλαιο η ευστάθεια του μετώπου βελτιώνεται όταν η σήραγγα διανοίγεται τμηματικά, ενώ η απόσταση σε φάσεις δεν επηρεάζει την ευστάθεια του, ούτε τη μείωση των μετακινήσεων. Συνεπώς όλες οι σήραγγες θα διανοιχθούν τμηματικά σε δύο φάσεις A&B και με απόσταση μεταξύ τους 1D αντί για 2D για λόγους εξοικονόμησης υπολογιστικού χρόνου.

Ως αναλύσεις αναφοράς θα χρησιμοποιηθούν οι παραμετρικές αναλύσεις της **Ενότητας 5.2.2** όπου σήραγγα διανοίγεται τμηματικά σε δύο φάσεις A&B σήραγγα χωρίς υποστήριξη μετώπου.

Πίνακας 6.1: Εύρος και πλήθος εξεταζόμενων παραμέτρων για σήραγγες με μέτρα ενίσχυσης μετώπου εκσκαφής.

Παράμετρος	Εύρος	Πλήθος τιμών
Βάθος/Διάμετρο H/D	10-20	2
Συντελεστής οριζοντίων ωθήσεων K	0,5-1	2
GSI	25-35	3
Αριθμός φάσεων	2	1
Απόσταση μεταξύ φάσεων	1D (10m)	1

6.2.1 Διερεύνηση Σηράγγων με Χρήση Δοκών Προπορείας (forepoles) για την Ενίσχυση του Μετώπου

Στις παραμετρικές αναλύσεις της ενότητας αυτής, διερευνώνται σήραγγες, οι οποίες διανοίγονται σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m). Για την στήριξη του μετώπου χρησιμοποιούνται δοκοί προπορείας, ενώ η διατομή της σήραγγας υποστηρίζεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενισχυμένο με μεταλλικά πλαίσια

Στον **Πίνακα 6.2** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων.

Πίνακας 6.2 : Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων σήραγγας διανοιγόμενης σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m) και χρήση δοκών προπορείας.

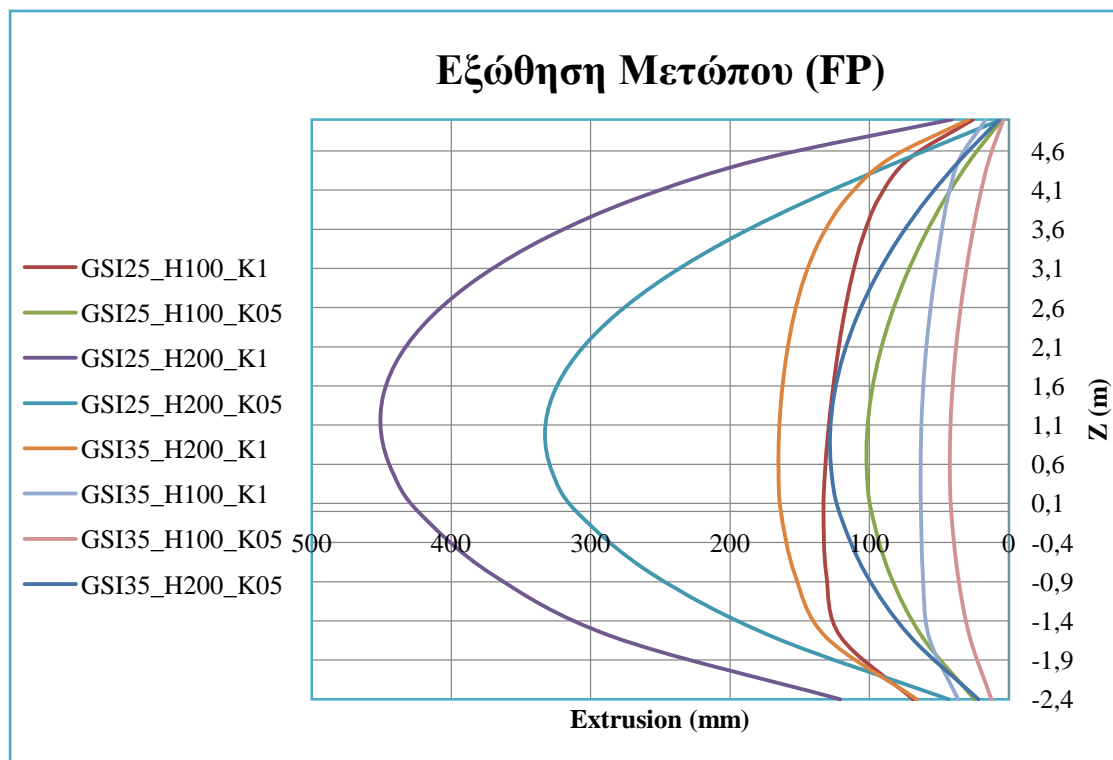
Ανάλυση	Ω_{fo}	Λ_{fo}	Μέση Εξόθιση Μετώπου U_y (mm)	Μετακίνηση στη Στέψη U_x (mm)	Πλαστική ζώνη D_p (mm)
GSI25_H100_K05	0,020	1,462	61,07	101,60	3,9
GSI25_H100_K1	0,030	1,340	101,30	50,59	1,6
GSI25_H200_K05	0,160	0,930	187,23	246,6	4,7
GSI25_H200_K1	0,150	0,930	290,91	147,32	3,6
GSI35_H100_K05	0,006	2,058	26,44	55,98	3,6
GSI35_H100_K1	0,010	1,805	48,74	30,66	1,6
GSI35_H200_K05	0,040	1,240	74,7	129,02	3,6
GSI35_H200_K1	0,050	1,210	121,31	78,45	1,6

Εξώθηση Μετώπου

Όσον αφορά την εξώθηση του μετώπου, η μεγαλύτερη μέση οριζόντια εξώθηση σε όλη την επιφάνεια του μετώπου που μετρήθηκε φτάνει τα 290,91mm και πραγματοποιήθηκε στην ανάλυση «GSI25_H200_K1», ενώ η μικρότερη στην ανάλυση «GSI35_H100_K05» όπου η εξώθηση έφτασε τα 26,44mm. Το προφίλ μετακινήσεων στο τρισδιάστατο μοντέλο των παραπάνω αναλύσεων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.2**.

Όπως φαίνεται από τα σχήματα στην περίπτωση της ανάλυσης «GSI25_H200_K1» αναπτύσσονται μεγαλύτερες θλιπτικές μετακινήσεις προς το εσωτερικό της σήραγγας δημιουργώντας έτσι τον πυρήνα εξώθησης. Στο **Σχήμα 6.1** παρουσιάζεται το διάγραμμα των μετακινήσεων της σήραγγας κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας συναρτήσει του κατακόρυφου άξονα που ουσιαστικά εκφράζει το ύψος της σήραγγας.

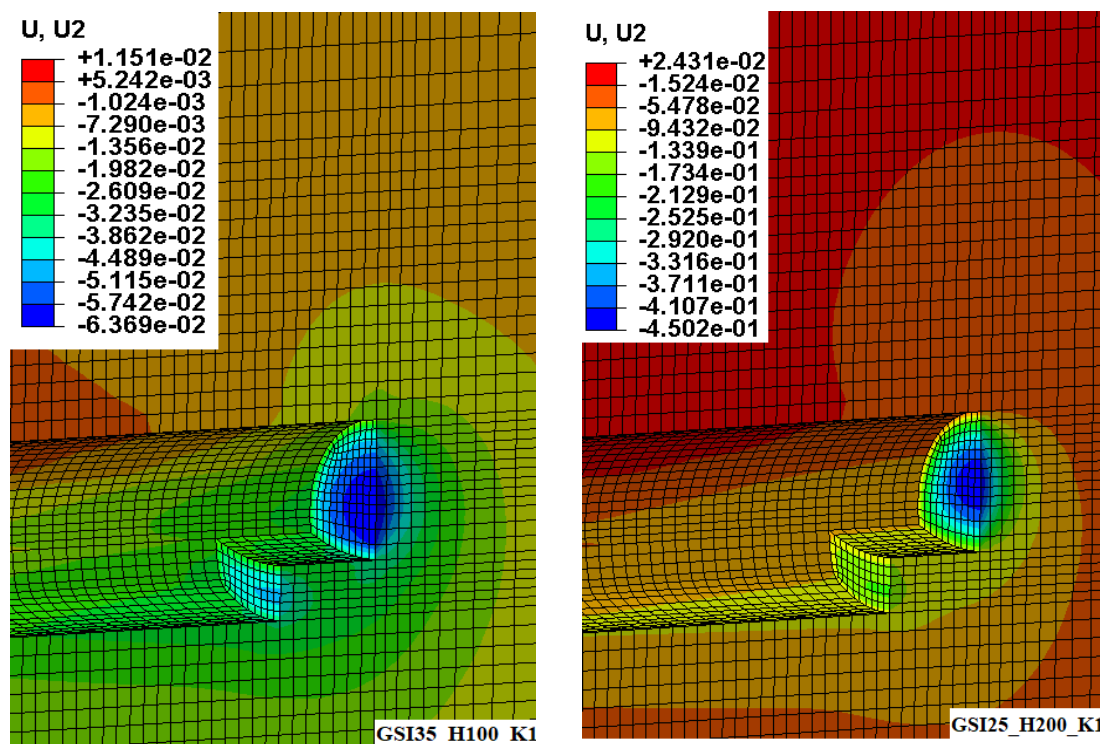
Όπως φαίνεται από το διάγραμμα (**Σχήμα 6.1**) η μέγιστη εξώθηση που εμφανίζει η ανάλυση «GSI25_H200_K1» φτάνει περίπου τα 45cm.



Σχήμα 6.1: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου σήραγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και με αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.

Η ανάλυση που εμφανίζει τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις ακριβώς μετά την «GSI25_H200_K1», είναι η «GSI25_H200_K05» παρουσιάζοντας μέση εξώθηση 187,23mm και μέγιστη περίπου 330mm. Ενώ μικρότερες μέγιστες παραμορφώσεις προκύπτουν για τις αντίστοιχες βραχόμαζες σε μεγαλύτερα βάθη.

Όπως ήταν αναμενόμενο μεγαλύτερες μετακινήσεις εμφανίζονται όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχώμαξες και σε μεγαλύτερα βάθη. Ενώ φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι αρνητική καθώς δημιουργείται μια κατάσταση πλευρικής περίσφιξης στην διατομή της σήραγγας που ευνοεί τη κίνηση του γεωυλικού προς το εσωτερικό της.

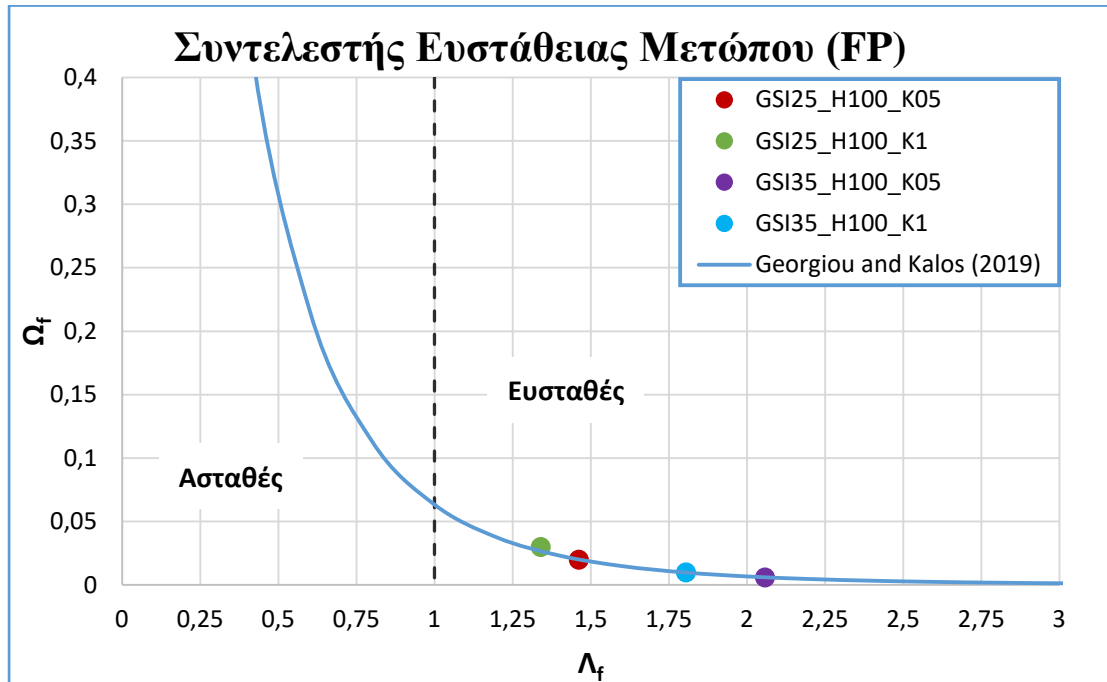


Σχήμα 6. 2: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K1» και «GSI25_H200_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.

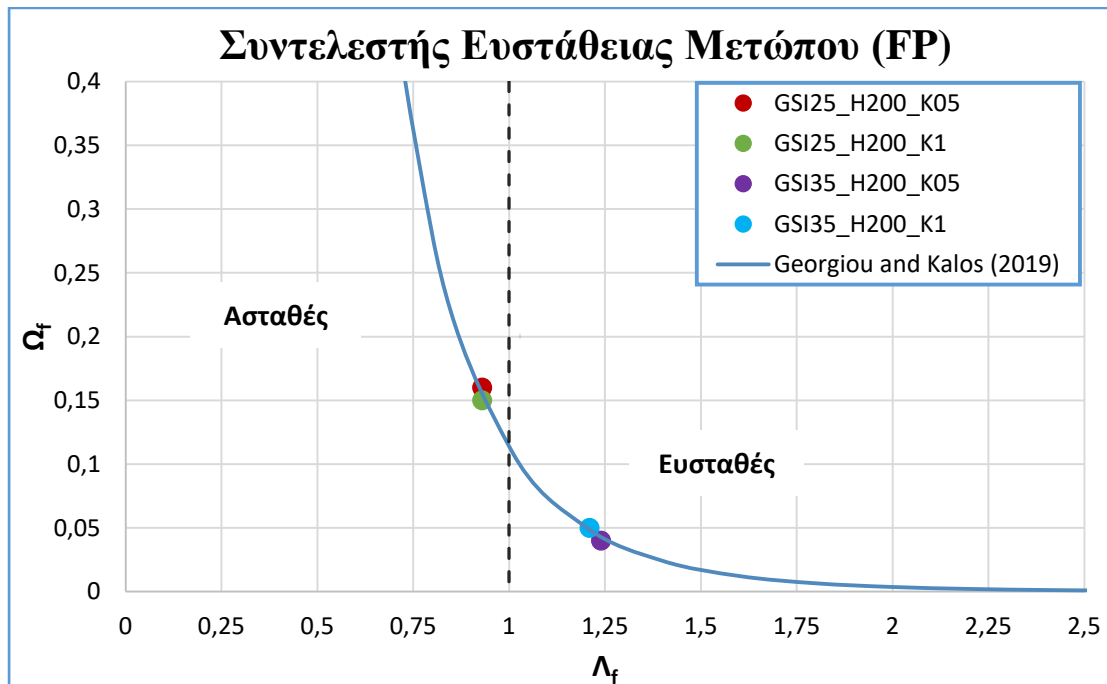
Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Ωστε να ελεγχθεί η ευστάθεια του μετώπου χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής Λ_f , όπως υπολογίστηκε από Georgiou & Kalos (2019) για βαθιές σήραγγες, σύμφωνα με τον οποίο για λόγο $\Lambda_f \leq 1$ το μέτωπο χαρακτηρίζεται ως ασταθές, ενώ για $\Lambda_f > 1$ χαρακτηρίζεται ως ευσταθές. Στο Σχήμα 6.3 και Σχήμα 6.4 παρουσιάζονται οι καμπύλες συσχέτισης παραμέτρων Ω_f και Λ_f . Για τα διάφορα βάθη υπολογίστηκαν, για κάθε ανάλυση, τα νέα Ω_{f0} και Λ_{f0} .

Για λόγο $H/D=10$ προκύπτει ότι το μέτωπο σε όλες τις αναλύσεις είναι ευσταθές. Ωστόσο όπως φαίνεται και από το διάγραμμα Σχήματος 6.3 όλες οι αναλύσεις ευσταθούν οριακά, δηλαδή παρουσιάζουν $\Lambda_f < 2$, το οποίο είναι μη επαρκές ώστε να θεωρηθεί ότι υπάρχει περιθώριο ασφαλείας, εκτός από την ανάλυση «GSI35_H100_K05» για την οποία προκύπτει $\Lambda_f = 2,058$. Οπότε για την τελευταία δεν απαιτούνται επιπλέον μέτρα ενίσχυσης.



Σχήμα 6. 3: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (Α&Β) με απόσταση 1D (10m) και λόγο H/D=10 με αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.



Σχήμα 6. 4: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (Α&Β) με απόσταση 1D (10m) και λόγο H/D=10, με αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.

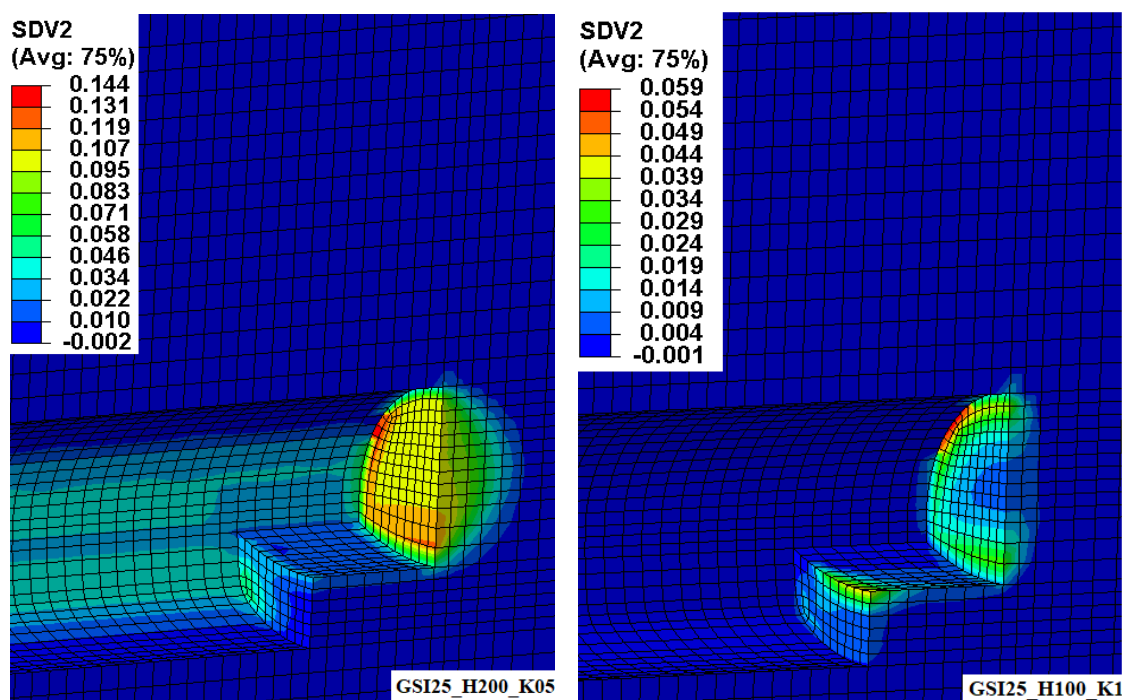
Για λόγο $H/D=20$ προκύπτει ότι στις αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI25_H200_K1» το μέτωπο αστοχεί. Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του Σχήματος 6.4, όλες οι υπόλοιπες αναλύσεις ευσταθούν οριακά με συντελεστές $\Lambda_f \approx 1,2$ που προσεγγίζουν πολύ το κατώτατο όριο $\Lambda_f = 1$

Συνεπώς, οι πιο δυσμενείς συνθήκες για την ευστάθεια του μετώπου παρατηρούνται κατά την διάνοιξη σηράγγων στην κακής ποιότητας βραχώμαζα ενώ παρατηρείται αστοχία του σε μεγαλύτερα βάθη παρά την τοποθέτηση των δοκών προπορείας.

Πλαστική Ζώνη

Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας δημιουργείται πλαστική ζώνη η οποία εκτείνεται κυρίως πίσω από το μέτωπο της σήραγγας αλλά όχι πέριξ αυτής. Αυτό οφείλεται στη στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος που δεν επιτρέπει την ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης σε αυτήν την κατεύθυνση.

Το μεγαλύτερο εύρος πλαστικής ζώνης προκύπτει για την ανάλυση «GSI25_H200_K05» και κυμαίνεται γύρω στα 4,9m. Ενώ το μικρότερο εύρος προκύπτει για τις αναλύσεις «GSI35_H100_K1», «GSI35_H200_K1», «GSI25_H100_K1», και κυμαίνεται γύρω στο 1,6m.



Σχήμα 6.5: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI25_H100_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.

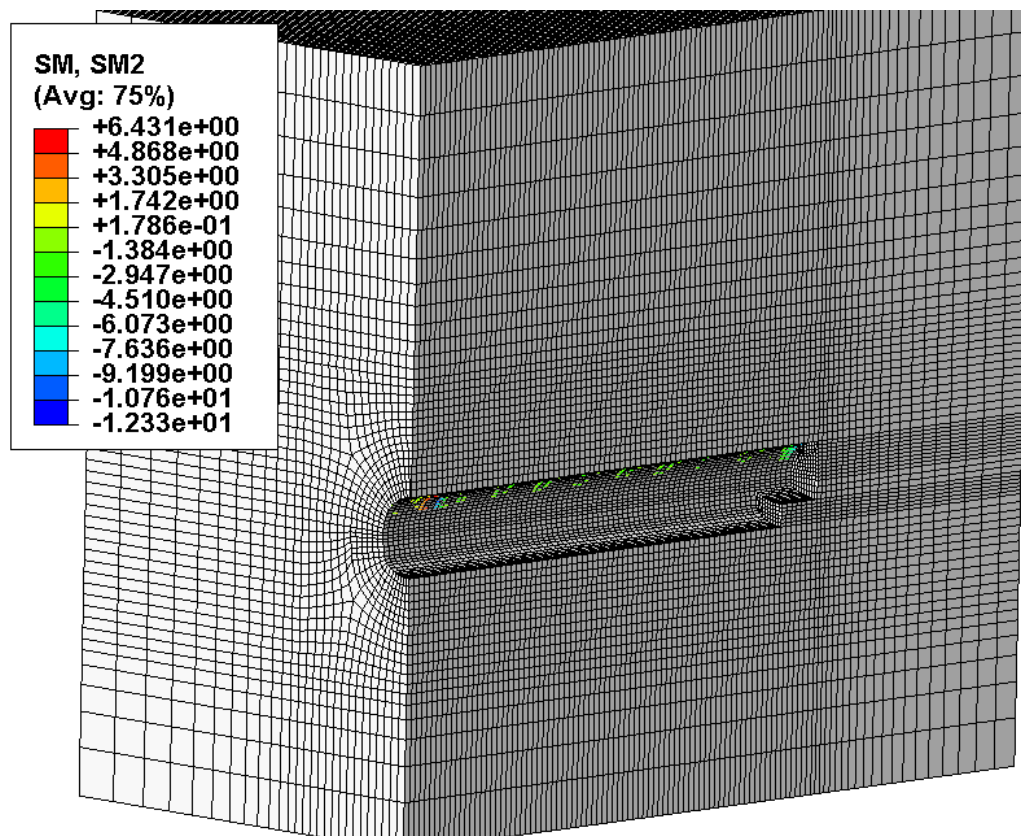
Όπως φαίνεται από τις αναλύσεις το εύρος πλαστικής ζώνης είναι μεγαλύτερο όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχώμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη, ενώ η περιοχή πίσω από το μέτωπο πλαστικοποιείται λιγότερο όταν υπάρχει χαμηλό

υπερκείμενο και ομοιόμορφο εντατικό πεδίο και για τις δύο βραχόμαζες. Τέλος φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι θετική καθώς δημιουργείται κατάσταση πλευρικής περίσφιξης γύρω από τον πυρήνα προώθησης.

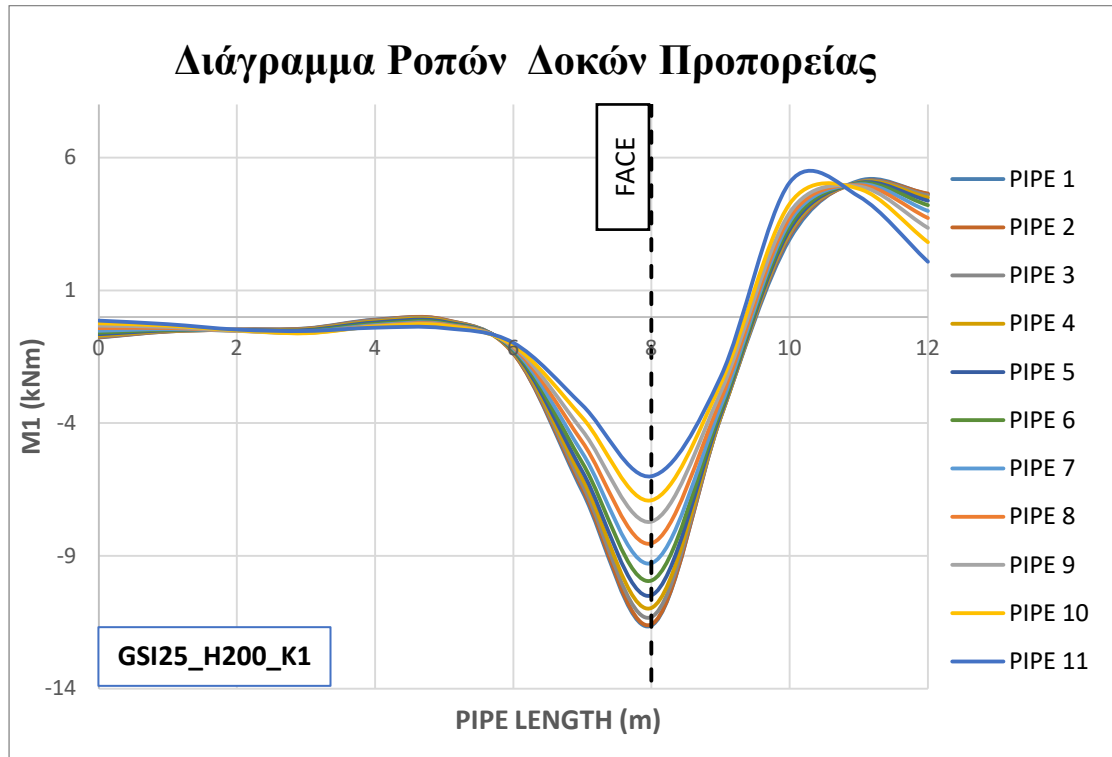
Φόρτιση Δοκών Προπορείας

Η εξέταση της φόρτισης των δοκών προπορείας και των αναπτυσσόμενων ροπών είναι απαραίτητη ώστε να εξεταστεί η επάρκεια τους και η συμβολή τους στη μείωση των εξωθήσεων και στην ευστάθεια του μετώπου. Ως ποσοστό φόρτισης θα καλείται η ροπή που αναπτύχθηκε στο αγκύριο προς την μέγιστη ροπή που δύναται να πάρει. Η μέγιστη ροπή προκύπτει από το γινόμενο της ροπής αντίστασης W που είναι $60,365 \text{ cm}^3$ και του ορίου διαρροής f_y του χάλυβα που είναι 275 MPa.

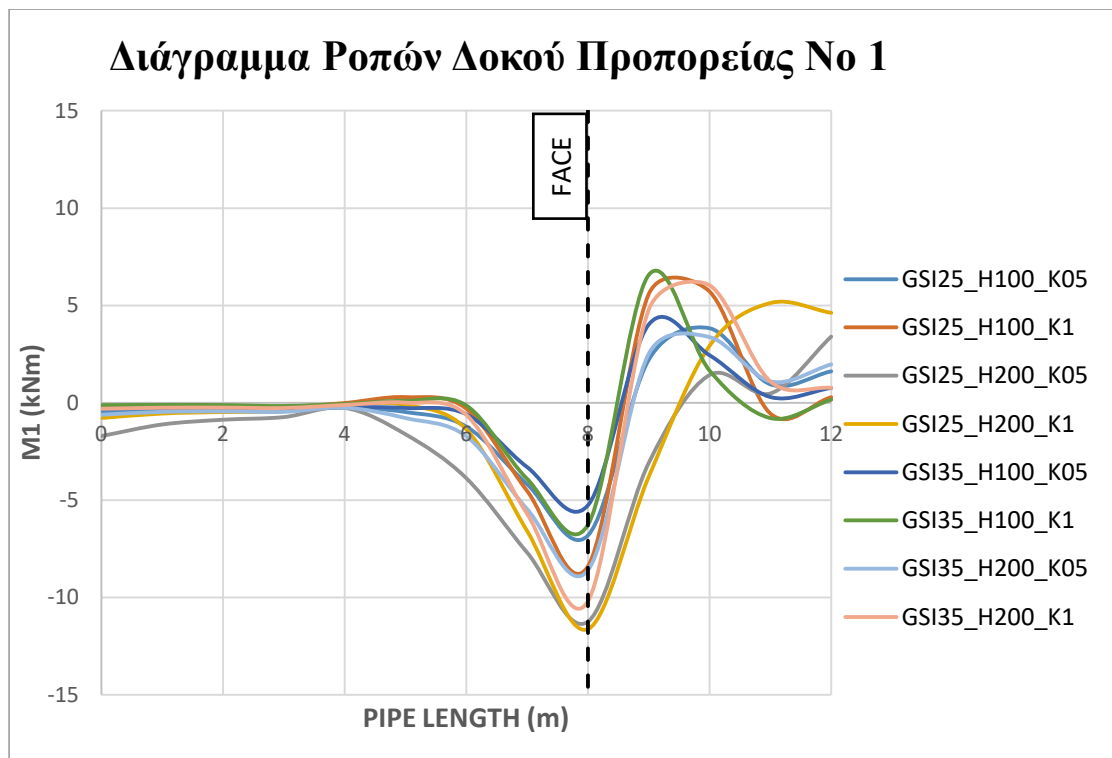
Για την ανάλυση «GSI25_H200_K1» κατασκευάστηκε διάγραμμα ροπών που αναπτύσσονται για κάθε δοκό της ομπρέλας προπορείας, το οποίο παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.7**. Όπως προκύπτει η δοκός που φορτίζεται περισσότερο είναι η δοκός No1, ενώ η δοκός που φορτίζεται ελάχιστα είναι η δοκός No 11. Υπενθυμίζεται ότι οι δοκοί που αποτελούν την ομπρέλα είναι 11 και αριθμούνται κατά σειρά με αρχή την κορυφή. Οπότε η δοκός No 1 είναι η δοκός βρίσκεται στο κορυφαίο σημείο της στέψης της σήραγγας.



Σχήμα 6.6: Αναπτυσσόμενες ροπές για τις δοκούς προπορείας της παραμετρικής ανάλυσης «GSI25_H200_K1» (αποκλειστική χρήση δοκών).



Σχήμα 6.7: Διάγραμμα ροπών για τις δοκούς προπορείας της παραμετρικής ανάλυσης «GSI25_H200_K1» (αποκλειστική χρήση δοκών).



Σχήμα 6.8: Συγκριτικό διάγραμμα ροπών για την δοκό προπορείας Νο 1 για τις αναλύσεις σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και με αποκλειστική χρήση δοκών προπορείας.

Στη συνέχεια κατασκευάζεται το συγκριτικό διάγραμμα ροπών για τη δοκό Νο 1 για όλες τις παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα ενότητα. Το διάγραμμα παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.8** και από αυτό προκύπτει ότι οι μέγιστες ροπές πραγματοποιούνται στην παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1».

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να παραλάβει η δοκός προπορείας βάση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της και την αντοχής της είναι 16,6 kNm. Κατά την εκσκαφή προκύπτει ότι επιτυγχάνεται μόνο το 70% της αντοχής, αφού η μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται είναι 11,67 kNm.

6.2.2 Διερεύνηση Σηράγγων με Χρήση Αγκυρίων Μετώπου (fiberglass) για την Ενίσχυση του Μετώπου

Στις παραμετρικές αναλύσεις της ενότητας αυτής, διερευνώνται σήραγγες, οι οποίες διανοίγονται σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m). Για την στήριξη του μετώπου χρησιμοποιούνται αγκύρια μετώπου (fiberglass), ενώ η διατομή της σήραγγας υποστηρίζεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενισχυμένο με μεταλλικά πλάσια

Στον **Πίνακα 6.3** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων.

Πίνακας 6.3 : Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων σήραγγας διανοιγόμενης σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m) και χρήση αγκυρίων μετώπου.

Ανάλυση	Ω_{fo}	Λ_{fo}	Μέση Εξώθηση Μετώπου U_y (mm)	Μετακίνηση στη Στέψη U_x (mm)	Πλαστική ζώνη D_p (mm)
GSI25_H100_K05	0,023	1,412	68,48	102,00	3,6
GSI25_H100_K1	0,030	1,280	117,02	52,67	1,6
GSI25_H200_K05	0,16	0,92	196,95	242,26	4,8
GSI25_H200_K1	0,16	0,92	308,01	145,87	3,7
GSI35_H100_K05	0,007	1,991	29,83	56,36	3,6
GSI35_H100_K1	0,011	1,740	55,48	31,86	0,8
GSI35_H200_K05	0,050	1,220	79,40	128,40	4,0
GSI35_H200_K1	0,050	1,190	130,65	77,41	2,6

Εξώθηση Μετώπου

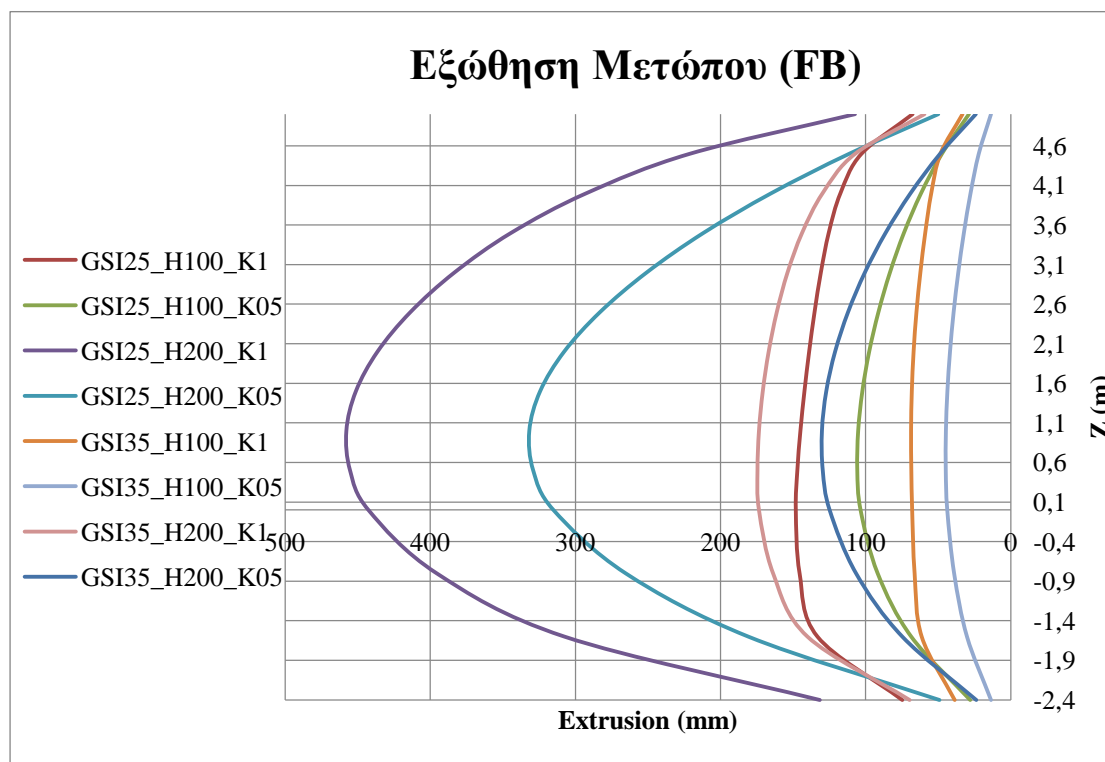
Όσον αφορά την εξώθηση του μετώπου, η μεγαλύτερη μέση οριζόντια εξώθηση σε όλη την επιφάνεια του μετώπου που μετρήθηκε φτάνει τα 308,01mm και πραγματοποιήθηκε στην ανάλυση «GSI25_H200_K1», ενώ η μικρότερη στην ανάλυση «GSI35_H100_K05». Το προφίλ μετακινήσεων στον τρισδιάστατο μοντέλο των παραπάνω αναλύσεων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.10**.

Όπως φαίνεται από τα σχήματα στην περίπτωση της ανάλυσης «GSI25_H200_K1» αναπτύσσονται μεγαλύτερες θλιπτικές μετακινήσεις προς το εσωτερικό της σήραγγας δημιουργώντας έτσι τον πυρήνα εξώθησης. Στο **Σχήμα 6.9** παρουσιάζεται το διάγραμμα των μετακινήσεων της σήραγγας κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας συναρτήσει του κατακόρυφου άξονα που ουσιαστικά εκφράζει το ύψος της σήραγγας.

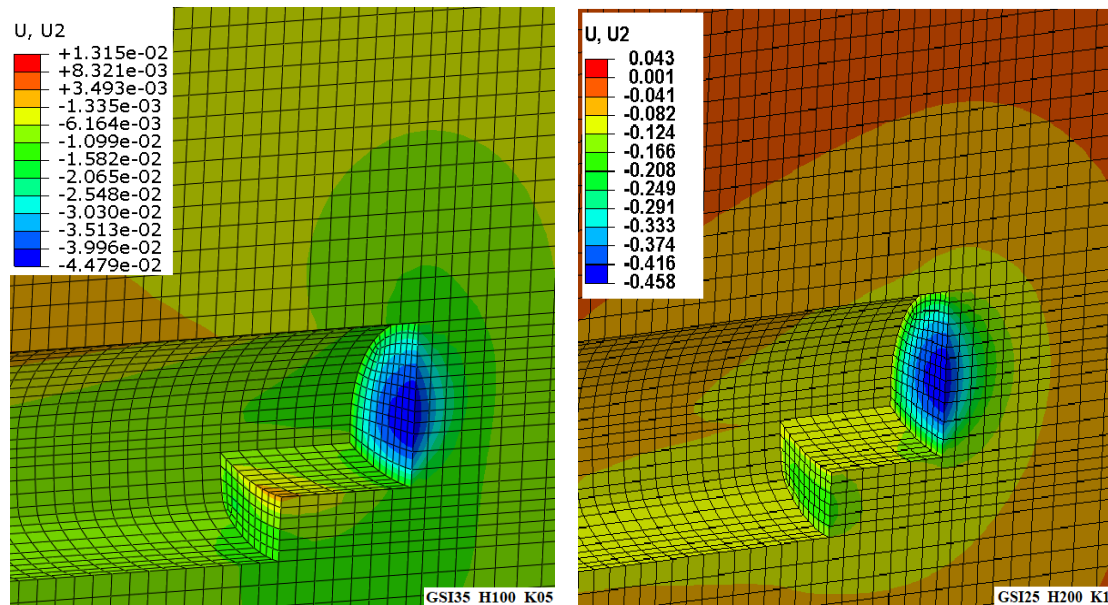
Όπως φαίνεται από το διάγραμμα (**Σχήμα 6.9**) η μέγιστη εξώθηση που εμφανίζει η ανάλυση «GSI25_H200_K1» φτάνει περίπου τα 45cm.

Η ανάλυση που εμφανίζει τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις ακριβώς μετά την «GSI25_H200_K1», είναι η «GSI25_H200_K05» παρουσιάζοντας μέση εξώθηση 196,95mm και μέγιστη περίπου 325mm. Ενώ μικρότερες μέγιστες παραμορφώσεις προκύπτουν για τις αντίστοιχες βραχόμαζες σε μεγαλύτερα βάθη.

Όπως ήταν αναμενόμενο μεγαλύτερες μετακινήσεις εμφανίζονται όταν η σήραग्ga διανοίγεται σε πτωχότερες βραχόμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη. Ενώ φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι αρνητική.



Σχήμα 6.9: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.



Σχήμα 6.10: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K05» και «GSI25_H200_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.

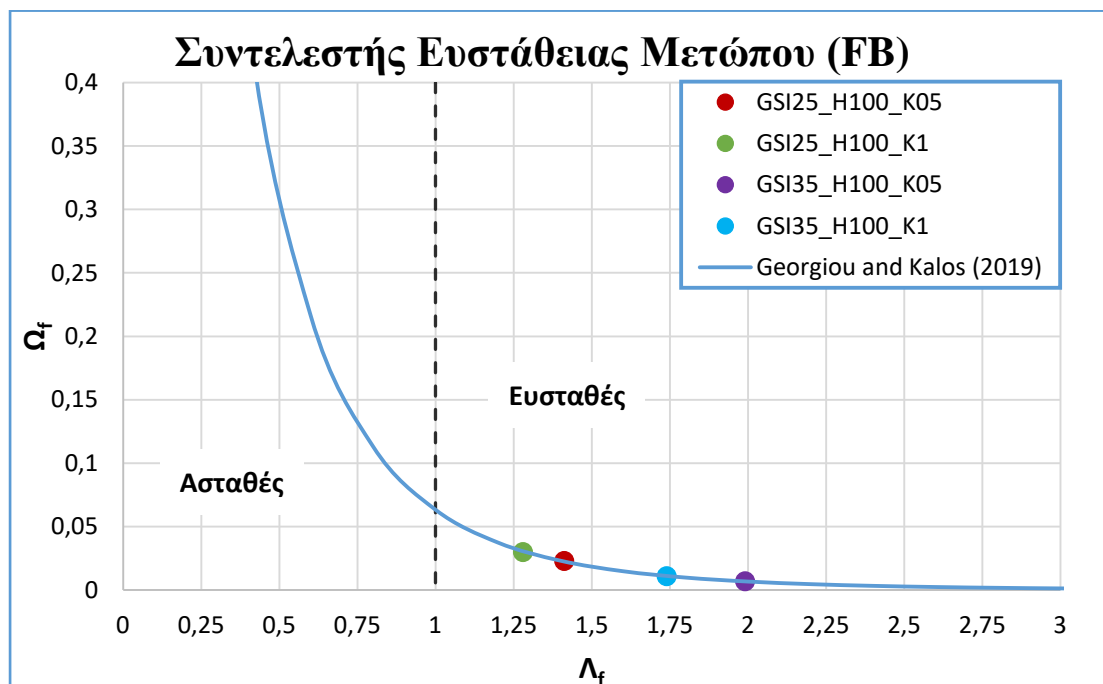
Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Όστε να ελεγχθεί η ευστάθεια του μετώπου χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής Λ_f , όπως υπολογίστηκε από Georgiou & Kalos (2019) για βαθιές σηράγγες, σύμφωνα με τον οποίο για λόγο $\Lambda_f \leq 1$ το μέτωπο χαρακτηρίζεται ως ασταθές, ενώ για $\Lambda_f > 1$ χαρακτηρίζεται ως ευσταθές. Στο **Σχήμα 6.11** και **Σχήμα 6.12** παρουσιάζονται οι καμπύλες συσχέτισης παραμέτρων Ω_f και Λ_f . Για τα διάφορα βάθη υπολογίστηκαν, για κάθε ανάλυση, τα νέα $\Omega_{f\omega}$ και $\Lambda_{f\omega}$.

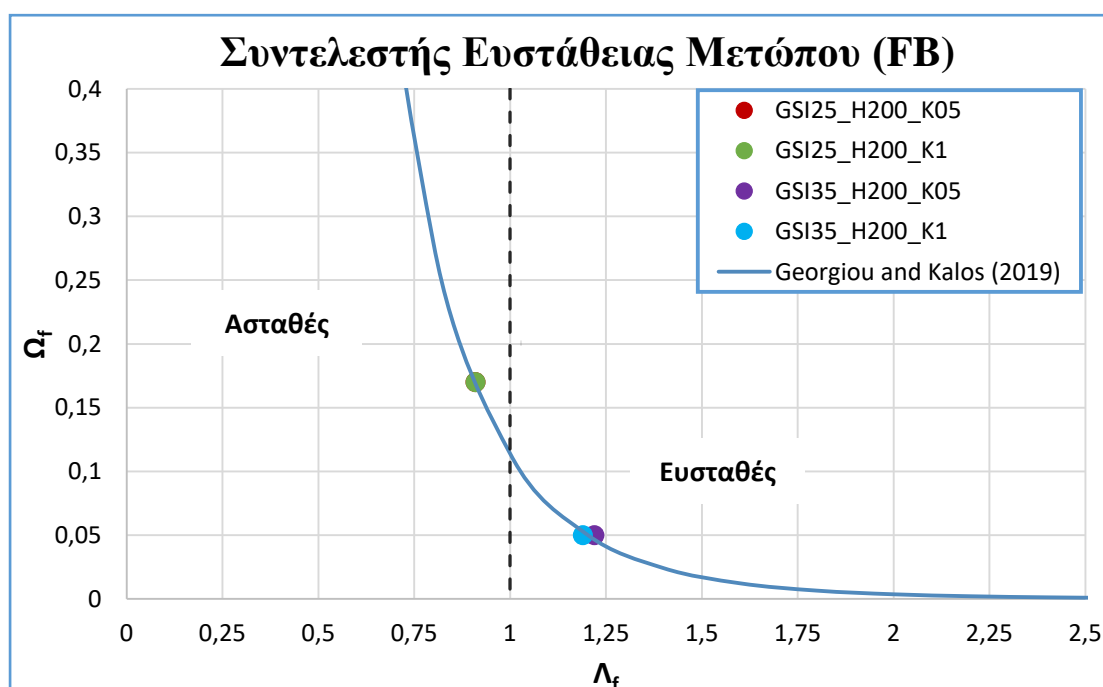
Για λόγο $H/D=10$ προκύπτει ότι το μέτωπο σε όλες τις αναλύσεις είναι ευσταθές. Ωστόσο όπως φαίνεται και από το διάγραμμα **Σχήματος 6.12** όλες οι αναλύσεις ευσταθούν οριακά, δηλαδή παρουσιάζουν $\Lambda_f < 2$, το οποίο είναι μη επαρκές ώστε να θεωρηθεί ότι υπάρχει περιθώριο ασφαλείας.

Για λόγο $H/D=20$ προκύπτει ότι στις αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI25_H200_K1» το μέτωπο αστοχεί. Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του **Σχήματος 6.12** όλες οι υπόλοιπες αναλύσεις ευσταθούν οριακά με συντελεστές $\Lambda_f \approx 1,2$ που προσεγγίζουν πολύ το κατώτατο όριο $\Lambda_f = 1$.

Συνεπώς, οι πιο δυσμενείς συνθήκες για την ευστάθεια του μετώπου παρατηρούνται κατά την διάνοιξη σηράγγων στην κακής ποιότητας βραχώμαζα ενώ παρατηρείται αστοχία του σε μεγαλύτερα βάθη παρά την τοποθέτηση αγκυρίων μετώπου.



Σχήμα 6.11: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο $H/D=10$ με αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.



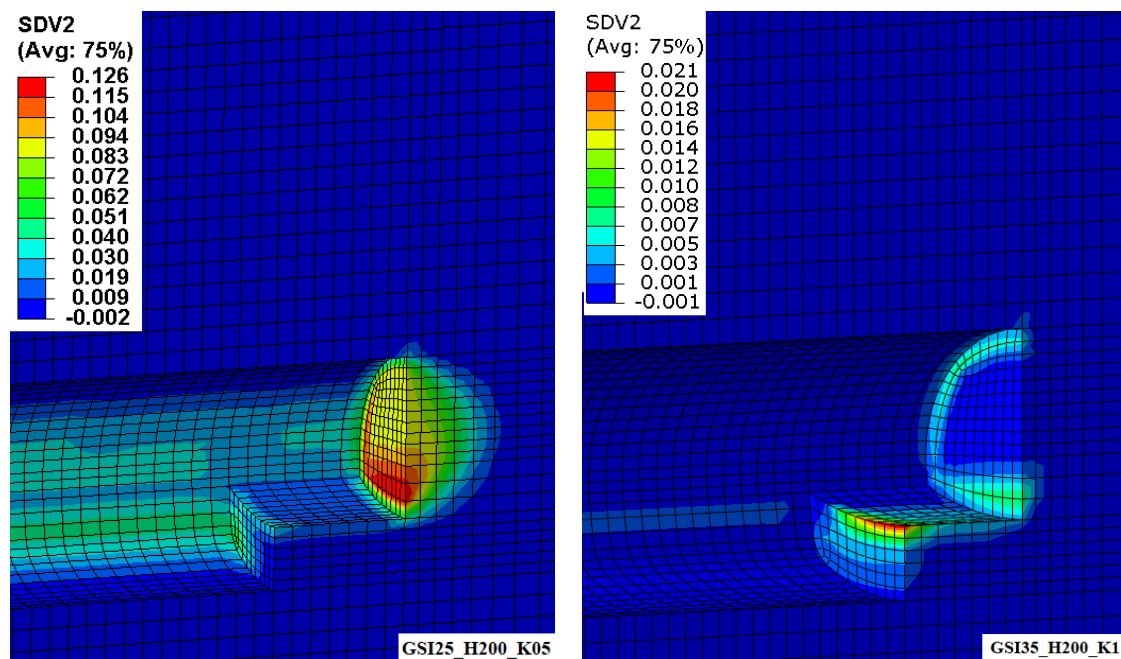
Σχήμα 6.12: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σηράγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο $H/D=20$ με αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.

Πλαστική Ζώνη

Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας δημιουργείται πλαστική ζώνη η οποία εκτείνεται κυρίως πίσω από το μέτωπο της σήραγγας αλλά όχι πέριξ αυτής. Αυτό οφείλεται στη στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος που δεν επιτρέπει την ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης σε αυτήν την κατεύθυνση.

Το μεγαλύτερο εύρος πλαστικής ζώνης προκύπτει για την ανάλυση «GSI25_H200_K05» και κυμαίνεται γύρω στα 4,8m. Ενώ το μικρότερο εύρος προκύπτει για τις αναλύσεις «GSI35_H100_K1» και «GSI25_H100_K1» και κυμαίνεται γύρω στο 1,6m και 0,8 m, αντίστοιχα.

Όπως φαίνεται από τις αναλύσεις το εύρος πλαστικής ζώνης είναι μεγαλύτερο όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχώμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη, ενώ η περιοχή πίσω από το μέτωπο πλαστικοποιείται λιγότερο όταν υπάρχει χαμηλό υπερκείμενο και ομοιόμορφο εντατικό πεδίο και για τις δύο βραχώμαζες. Επίσης παρατηρείται ότι περισσότερο πλαστικοποιείται το κάτω μέρος της Α φάσης. Το παραπάνω οφείλεται στο γεγονός στην απουσία αγκυρίων στην περιοχή αυτή. Τέλος φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι θετική.



Σχήμα 6.13: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI35_H100_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.

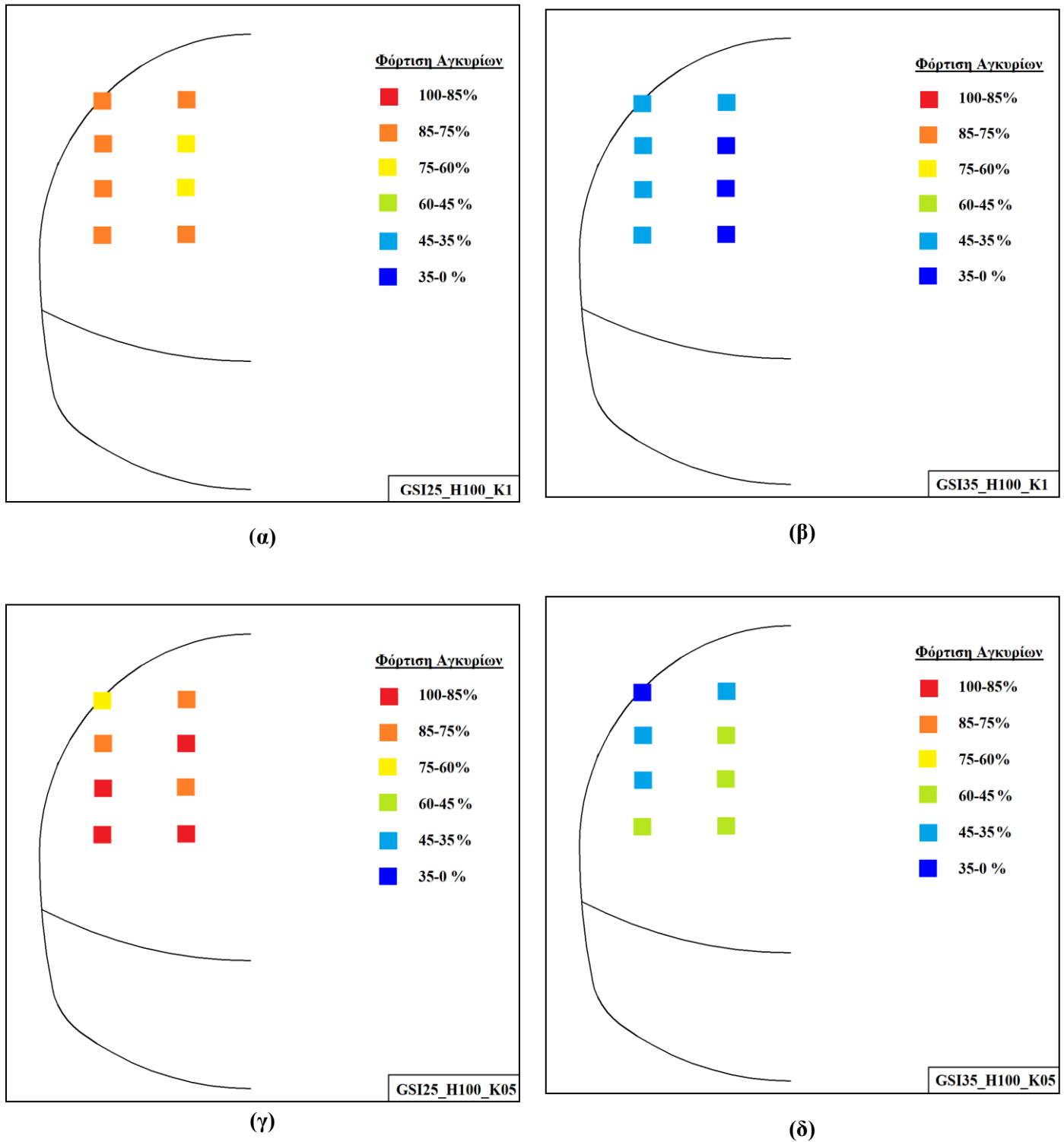
Φόρτιση Αγκυρίων

Η εξέταση της φόρτισης των αγκυρίων είναι πολύ σημαντική καθώς είναι απαραίτητη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πίεσης που ασκήθηκε στο μέτωπο καθώς και για να εξεταστεί η επάρκεια τους. Ως ποσοστό φόρτισης θα καλείται δύναμη που ανέλαβε το αγκύριο προς την αντοχή του. Υπενθυμίζεται ότι το αγκύριο μπορεί να αναλάβει μέγιστη δύναμη 150 kN.

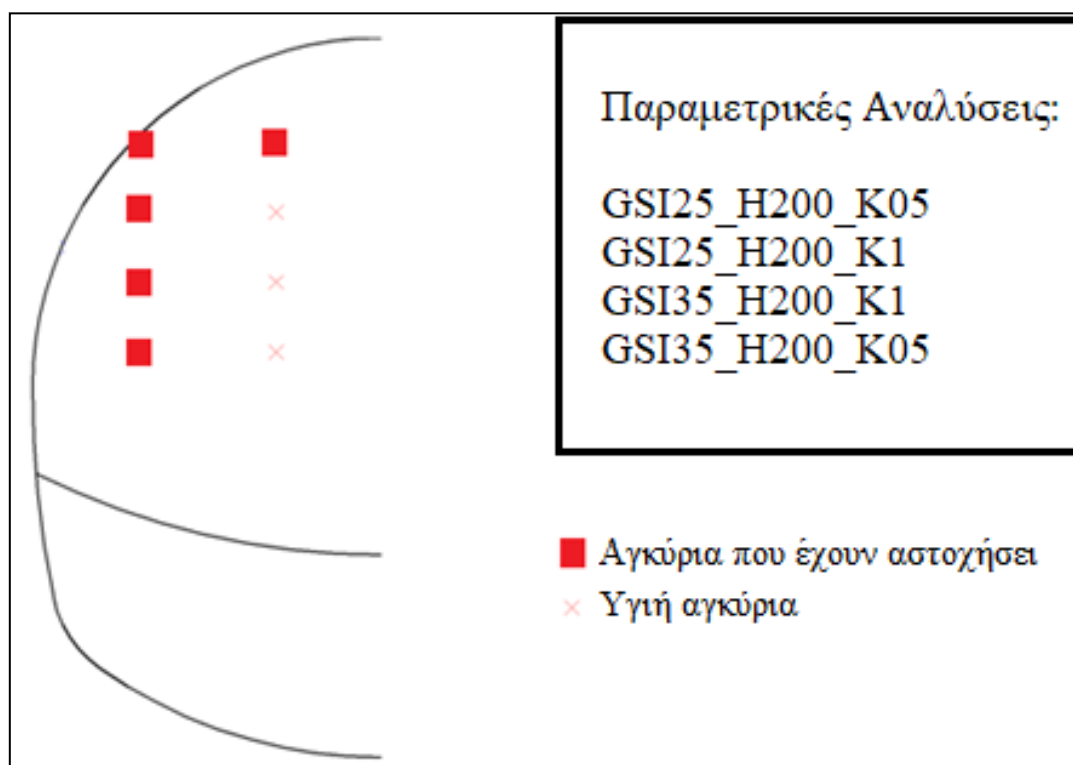
Η φόρτιση των αγκυρίων φαίνεται να εξαρτάται σημαντικά από την κατανομή του τασικού πεδίου. Έτσι για τις παραμετρικές αναλύσεις όπου τα εντατικό πεδίο είναι ομοιόμορφο τα αγκύρια που φορτίζονται περισσότερο είναι αυτά που βρίσκονται στην περίμετρο της διατομής της σήραγγας και λιγότερο αυτά που βρίσκονται προς το κέντρο του μετώπου. Σε αντίθεση, όταν ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων είναι ίσος με $K=0,5$ τότε φορτίζονται περισσότερο τα αγκύρια που βρίσκονται προς το κέντρο της σήραγγας, πράγμα λογικό αφού η τάση που ασκείται στον κατακόρυφο άξονα της σήραγγας είναι διπλάσια από την πλευρική τάση.

Επίσης τα αγκύρια φορτίζονται εντονότερα στις περιπτώσεις σηράγγων όπου η βραχώμαζα έχει χειρότερα μηχανικά χαρακτηριστικά. Πιο συγκεκριμένα στις βραχώμαζες με $GSI=25$ παρατηρείται έως διπλάσια φόρτιση των αγκυρίων σε σχέση με της βραχώμαζες με $GSI=35$. Στο **Σχήμα 6.14** παρουσιάζονται τα ποσοστά φόρτισης των αγκυρίων για κάθε περίπτωση σήραγγας όπου δεν υπήρξε αστοχία αγκυρίου.

Ακόμα τα αγκύρια στις σήραγγες οι οποίες διανοίχθηκαν σε βάθος 200m αστοχούν ενώ τα αγκύρια που στις σήραγγες που διανοίχθηκαν σε βάθος 100m δεν φτάνουν το όριο αντοχή τους. Πιο συγκεκριμένα τα αγκύρια που αστοχούν είναι αυτά τα οποία βρίσκονται στην περίμετρο της διατομής της σήραγγας (**Σχήμα 6.15**). Η αστοχία φαίνεται να οφείλεται στις μεγαλύτερες τάσεις που αναπτύσσονται εξαιτίας του μεγαλύτερου γεωστατικού φορτίου. Τέλος οι παράγοντες που μπορεί να οφείλονται είναι πολλοί και για αυτό το θέμα της θέσης όπου αστοχούν τα αγκύρια χρήζει περισσότερης διερεύνησης.



Σχήμα 6.14: Φόρτιση αγκυρίων σε σήραγγες με αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου για παραμετρικές αναλύσεις : (α) «GSI25_H100_K1», (β) «GSI25_H100_K05», (γ) «GSI35_H100_K1» και (δ) «GSI35_H100_K05».



Σχήμα 6.15: Αστοχία αγκυρίων στο δεύτερο κάρναβο για σήραγγες διανοιγόμενες σε βάθος 200m με αποκλειστική χρήση αγκυρίων μετώπου.

6.2.3 Διερεύνηση σηράγγων με συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου (fiberglass) και δοκών προπορείας (forepoles) για την ενίσχυση του μετώπου

Στις παραμετρικές αναλύσεις της ενότητας αυτής, διερευνώνται σήραγγες, οι οποίες διανοίγονται σε δύο φάσεις A&B με απόσταση 1D (10m). Για την στήριξη του μετώπου γίνεται συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας (forepoles) και αγκυρίων μετώπου (fiberglass), ενώ η διατομή της σήραγγας υποστηρίζεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενισχυμένο με μεταλλικά πλαίσια.

Στον Πίνακα 6.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων.

Πίνακας 6.4 : Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων σήραγγας διανοιγόμενη σε δύο φάσεις Α&Β με απόσταση 1D (10m) και συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου.

Ανάλυση	$\Omega_{f\omega}$	$\Lambda_{f\omega}$	Μέση Εξώθηση Μετώπου U_y (mm)	Μετακίνηση στη Στέψη U_x (mm)	Πλαστική ζώνη D_p (mm)
GSI25_H100_K05	0,019	1,487	57,75	100,30	3,6
GSI25_H100_K1	0,030	1,330	103,05	48,70	4,6
GSI25_H200_K05	0,150	0,930	182,36	241,74	4,7
GSI25_H200_K1	0,15	0,94	279,21	141,71	3,6
GSI35_H100_K05	0,006	2,071	25,83	55,76	3,6
GSI35_H100_K1	0,010	1,804	48,85	30,50	1,6
GSI35_H200_K05	0,040	1,250	72,59	127,77	3,6
GSI35_H200_K1	0,050	1,200	123,75	76,81	1,6

Εξώθηση Μετώπου

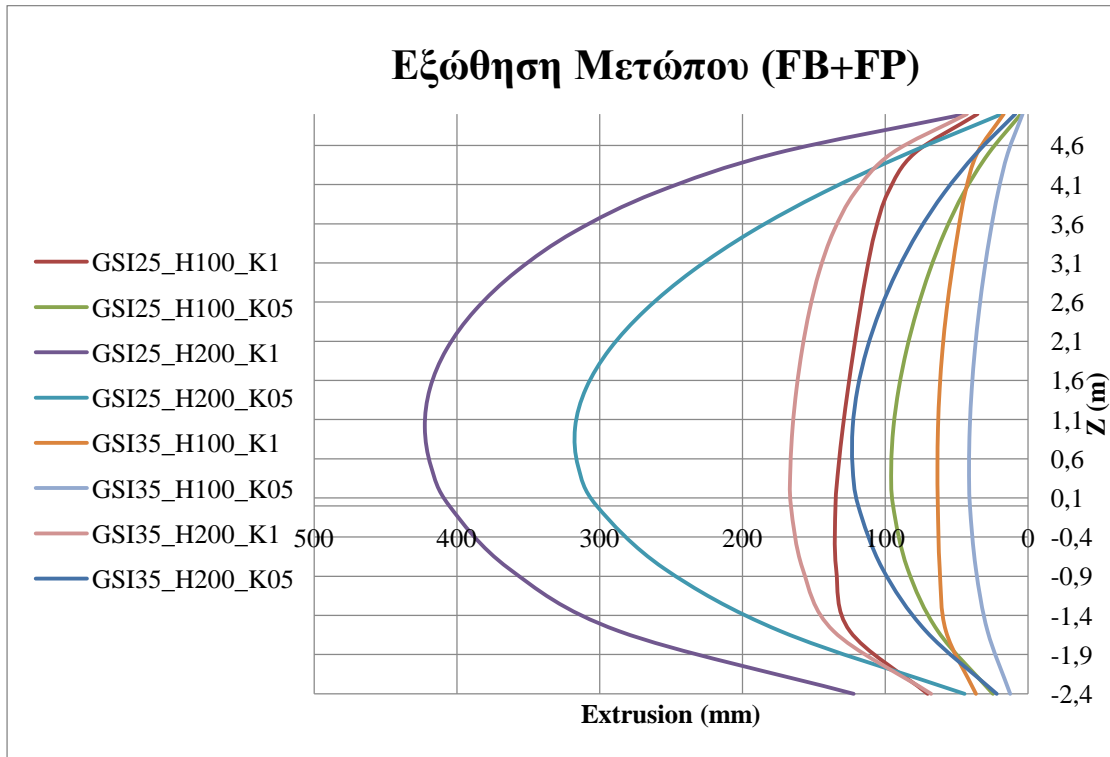
Όσον αφορά την εξώθηση του μετώπου, η μεγαλύτερη μέση οριζόντια εξώθηση σε όλη την επιφάνεια του μετώπου που μετρήθηκε φτάνει τα 279.21mm και πραγματοποιήθηκε στην ανάλυση «GSI25_H200_K1», ενώ η μικρότερη στην ανάλυση «GSI35_H100_K05» όπου φθάνει τα 25,83mm. Το προφίλ μετακινήσεων στον τρισδιάστατο μοντέλο των παραπάνω αναλύσεων παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.17.

Όπως φαίνεται από τα σχήματα στην περίπτωση της ανάλυσης «GSI25_H200_K1» αναπτύσσονται μεγαλύτερες θλιπτικές μετακινήσεις προς το εσωτερικό της σήραγγας δημιουργώντας έτσι τον πυρήνα εξώθησης. Στο Σχήμα 6.16 παρουσιάζεται το διάγραμμα των μετακινήσεων της σήραγγας κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας συναρτήσει του κατακόρυφου άξονα που ουσιαστικά εκφράζει το ύψος της σήραγγας.

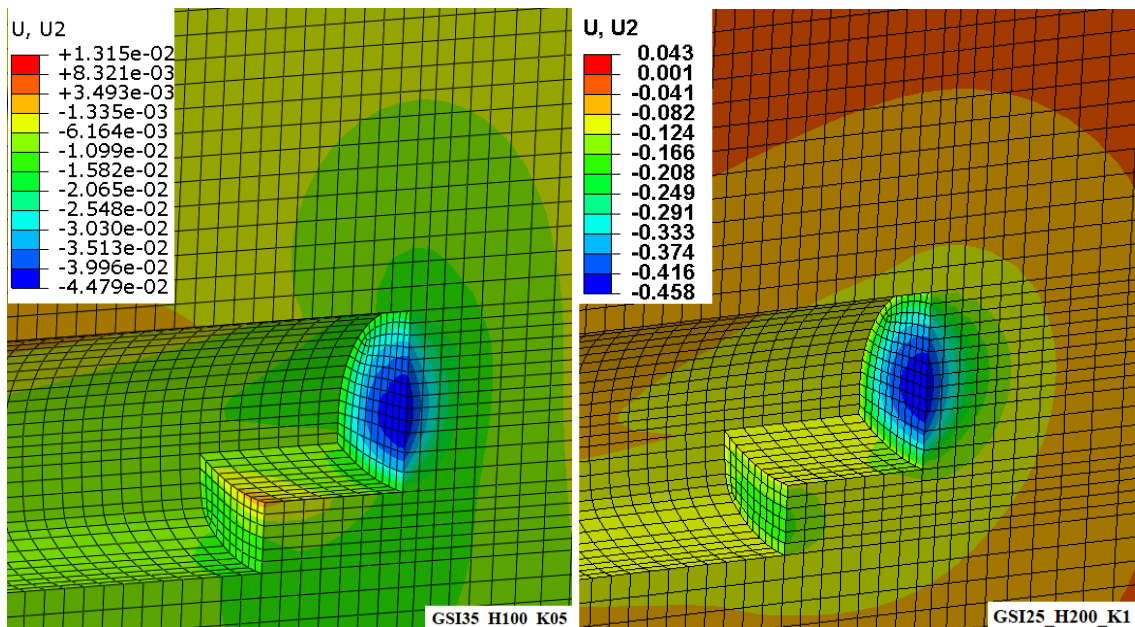
Όπως φαίνεται από το διάγραμμα (Σχήμα 6.16) η μέγιστη εξώθηση που εμφανίζει η ανάλυση «GSI25_H200_K1» φτάνει περίπου τα 42cm.

Η ανάλυση που εμφανίζει τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις ακριβώς μετά την «GSI25_H200_K1», είναι η «GSI25_H200_K05» παρουσιάζοντας μέση εξώθηση 196,95mm και μέγιστη περίπου 310mm. Ενώ μικρότερες μέγιστες παραμορφώσεις προκύπτουν για τις αντίστοιχες βραχόμαζες σε μεγαλύτερα βάθη.

Όπως ήταν αναμενόμενο μεγαλύτερες μετακινήσεις εμφανίζονται όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχόμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη. Ενώ φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι αρνητική.



Σχήμα 6.16: Διάγραμμα εξωθήσεων μετώπου σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.



Σχήμα 6.17: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρικές αναλύσεις «GSI35_H100_K05» και «GSI25_H200_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.

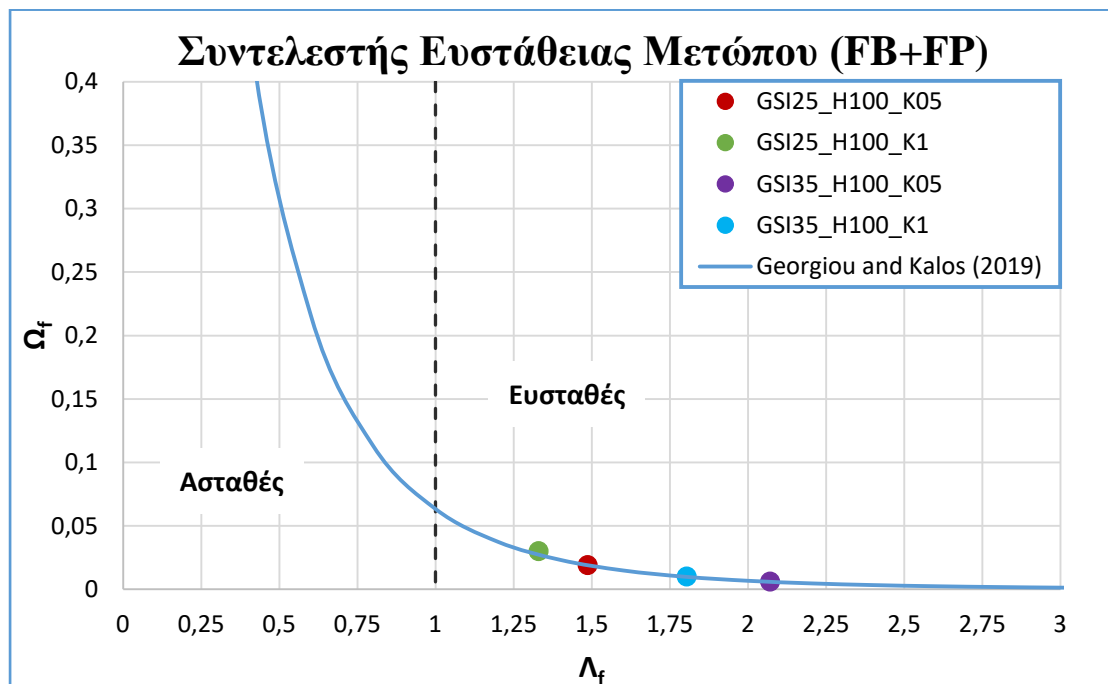
Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Όστε να ελεγχθεί η ευστάθεια του μετώπου χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής Λ_f , όπως υπολογίστηκε από Georgiou & Kalos (2019) για βαθιές σήραγγες, σύμφωνα με τον οποίο για λόγο $\Lambda_f \leq 1$ το μέτωπο χαρακτηρίζεται ως ασταθές, ενώ για $\Lambda_f > 1$ χαρακτηρίζεται ως ευσταθές. Στο **Σχήμα 6.18** και **Σχήμα 6.19** παρουσιάζονται οι καμπύλες συσχέτισης παραμέτρων Ω_f και Λ_f . Για τα διάφορα βάθη υπολογίστηκαν, για κάθε ανάλυση, τα νέα Ω_{f0} και Λ_{f0} .

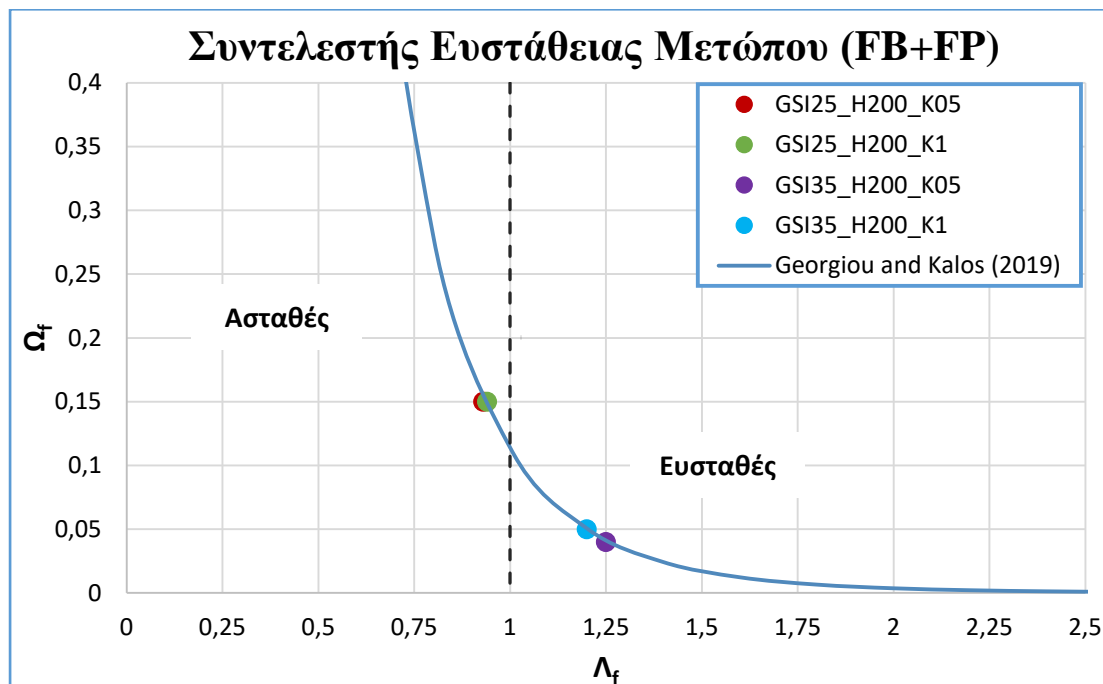
Για λόγο $H/D=10$ προκύπτει ότι το μέτωπο σε όλες τις αναλύσεις είναι ευσταθές. Ωστόσο όπως φαίνεται και από το διάγραμμα **Σχήματος 6.18** όλες οι αναλύσεις ευσταθούν οριακά, δηλαδή παρουσιάζουν $\Lambda_f < 2$, , το οποίο είναι μη επαρκές ώστε να θεωρηθεί ότι υπάρχει περιθώριο ασφαλείας, εκτός από την ανάλυση «GSI35_H100_K05» για την οποία προκύπτει $\Lambda_f = 2,071$. Οπότε για την τελευταία δεν απαιτούνται επιπλέον μέτρα ενίσχυσης.

Για λόγο $H/D=20$ προκύπτει ότι στις αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI25_H200_K1» το μέτωπο αστοχεί. Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα του **Σχήματος 6.19** όλες οι υπόλοιπες αναλύσεις ευσταθούν οριακά με συντελεστές $\Lambda_f \approx 1,2$ που προσεγγίζουν πολύ το κατώτατο όριο $\Lambda_f = 1$

Συνεπώς, οι πιο δυσμενείς συνθήκες για την ευστάθεια του μετώπου παρατηρούνται κατά την διάνοιξη σηράγγων στην κακής ποιότητας βραχώμαζα ενώ παρατηρείται αστοχία του σε μεγαλύτερα βάθη παρά την τοποθέτηση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.



Σχήμα 6.18: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σηράγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο $H/D=10$ με συνδιαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.



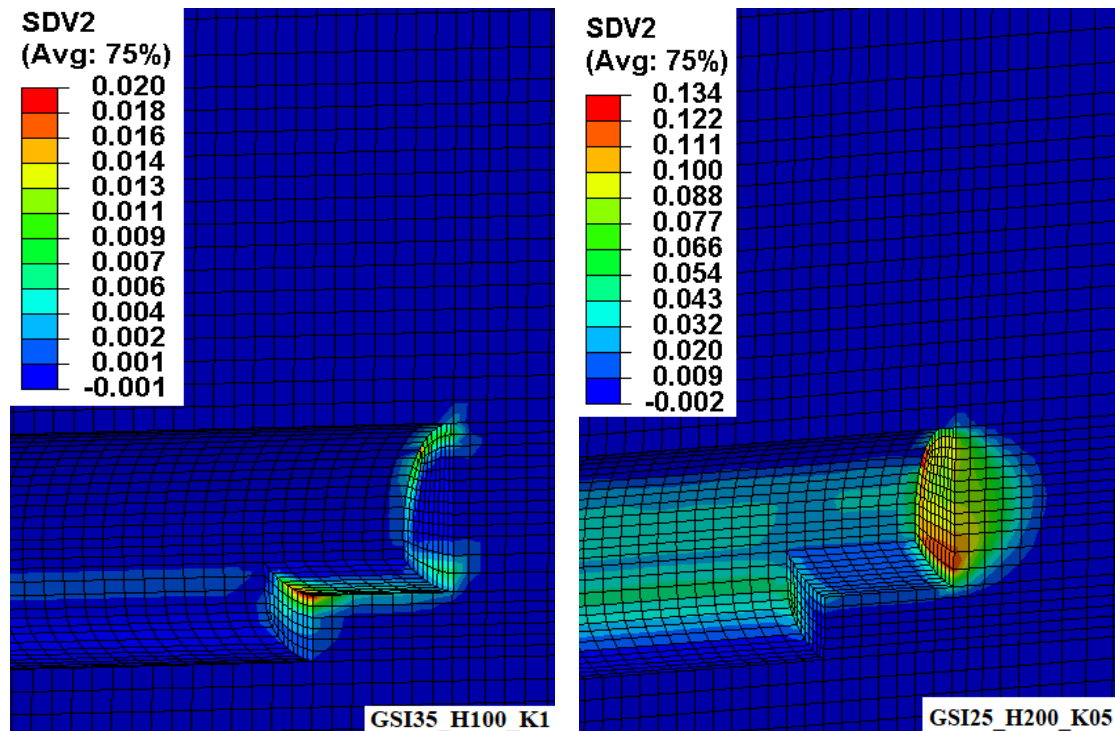
Σχήμα 6.19: Καμπύλη για την ευστάθεια του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) για ανυποστήρικτες σήραγγες διανοιγόμενες σε φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και λόγο H/D=10 με συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.

Πλαστική Ζώνη

Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας δημιουργείται πλαστική ζώνη η οποία εκτείνεται κυρίως πίσω από το μέτωπο της σήραγγας αλλά όχι πέριξ αυτής. Αυτό οφείλεται στη στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος που δεν επιτρέπει την ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης σε αυτήν την κατεύθυνση.

Το μεγαλύτερο εύρος πλαστικής ζώνης προκύπτει για την ανάλυση «GSI25_H200_K05» και κυμαίνεται γύρω στα 4,7m. Ενώ το μικρότερο εύρος προκύπτει για τις αναλύσεις «GSI35_H100_K1», «GSI35_H200_K1» και «GSI25_H100_K1» και κυμαίνεται γύρω στο 1,6m.

Όπως φαίνεται από τις αναλύσεις το εύρος πλαστικής ζώνης είναι μεγαλύτερο όταν η σήραγγα διανοίγεται σε πτωχότερες βραχώμαζες και σε μεγαλύτερα βάθη, ενώ η περιοχή πίσω από το μέτωπο πλαστικοποιείται λιγότερο όταν υπάρχει χαμηλό υπερκείμενο και ομοιόμορφο εντατικό πεδίο και για τις δύο βραχώμαζες. Επίσης παρατηρείται ότι περισσότερο πλαστικοποιείται το κάτω μέρος της Α φάσης. Το παραπάνω οφείλεται στο γεγονός στην απουσία αγκυρίων στην περιοχή αυτή. Τέλος φαίνεται ότι η επίδραση του ομοιόμορφου εντατικού πεδίου είναι θετική.



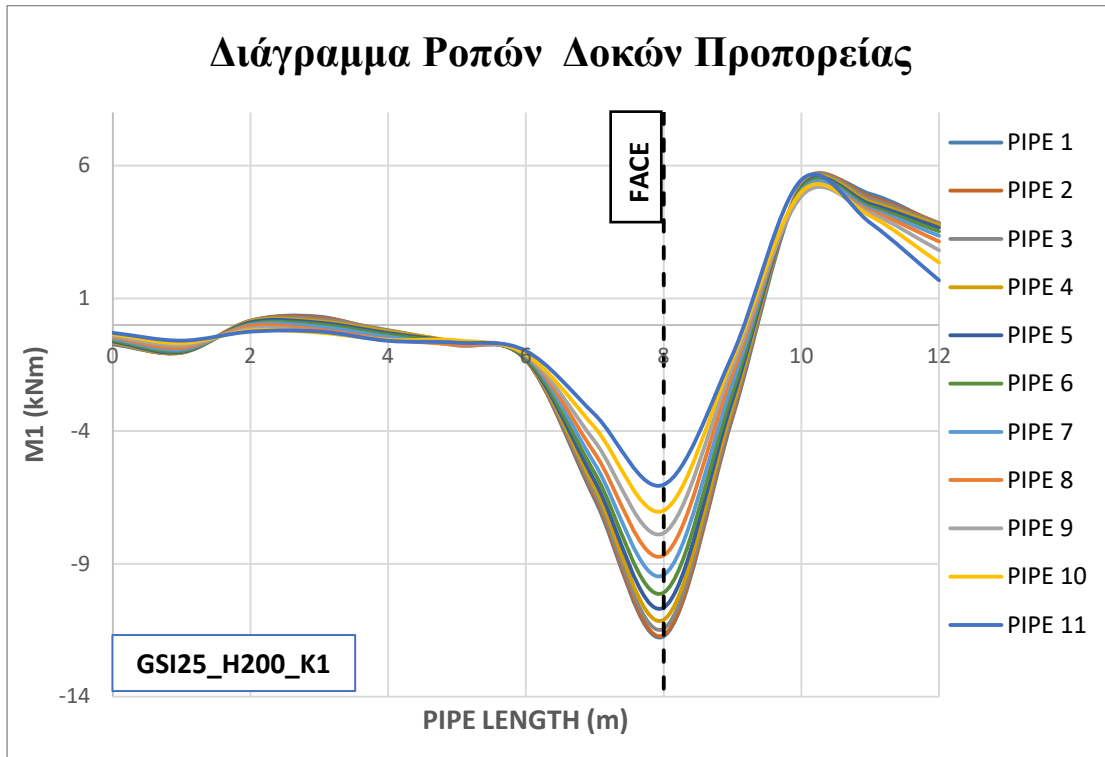
Σχήμα 6.20: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρικές αναλύσεις «GSI25_H200_K05» και «GSI35_H100_K1» σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και συνδυαστική χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας.

Φόρτιση Δοκών Προπορείας

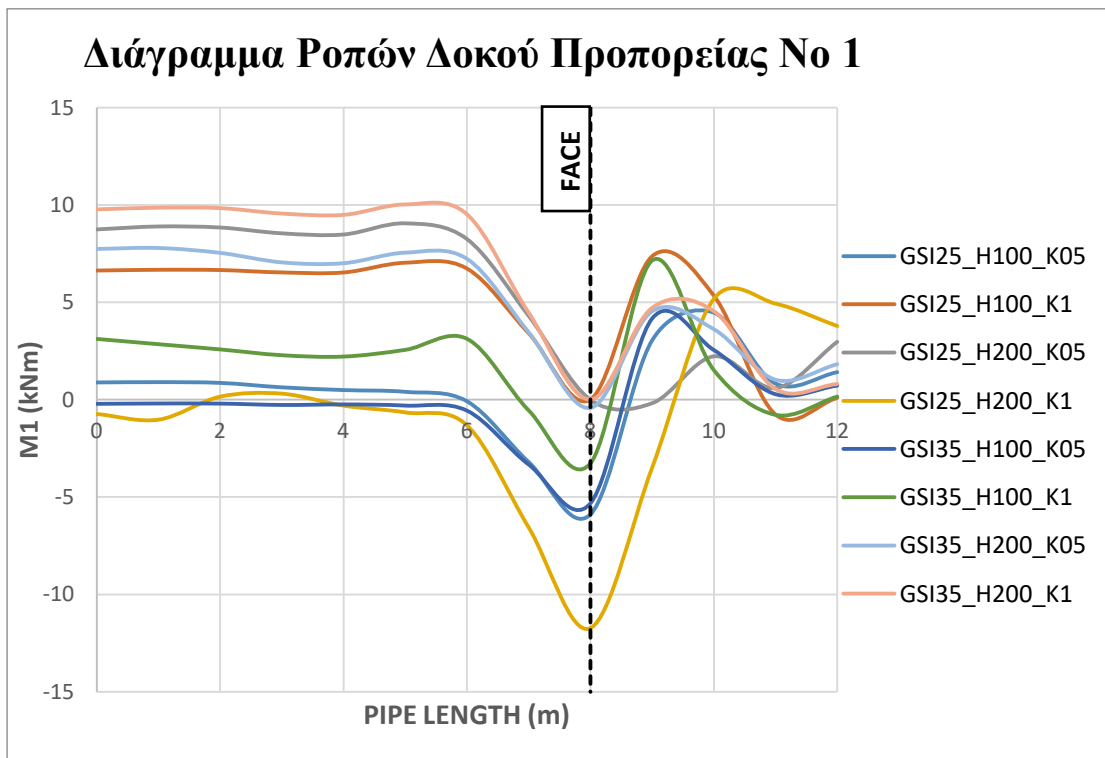
Η εξέταση της φόρτισης των δοκών προπορείας και των αναπτυσσόμενων ροπών είναι απαραίτητη ώστε να εξεταστεί η επάρκεια τους και η συμβολή τους στη μείωση των εξωθήσεων και στην ευστάθεια του μετώπου. Ως ποσοστό φόρτισης θα καλείται η ροπή που αναπτύχθηκε στο αγκύριο προς την μέγιστη ροπή που δύναται να πάρει. Η μέγιστη ροπή προκύπτει από το γινόμενο της ροπής αντίστασης W που είναι $60,365 \text{ cm}^3$ και του ορίου διαρροής f_y του χάλυβα που είναι 275 MPa.

Για την ανάλυση «GSI25_H200_K1» κατασκευάστηκε διάγραμμα ροπών που αναπτύσσονται για κάθε δοκό της ομπρέλας προπορείας, το οποίο παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.21**. Όπως προκύπτει η δοκός που φορτίζεται περισσότερο είναι η δοκός No1, ενώ η δοκός που φορτίζεται ελάχιστα είναι η δοκός No 11. Υπενθυμίζεται ότι οι δοκοί που αποτελούν την ομπρέλα είναι 11 και αριθμούνται κατά σειρά με αρχή την κορυφή. Οπότε η δοκός No 1 είναι η δοκός βρίσκεται στο κορυφαίο σημείο της στέψης της σήραγγας .

Στη συνέχεια κατασκευάζεται το συγκριτικό διάγραμμα ροπών για τη δοκό No 1 για όλες τις παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στην παρούσα ενότητα. Το διάγραμμα παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.22** και από αυτό προκύπτει ότι οι μέγιστες ροπές πραγματοποιούνται στην παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1».

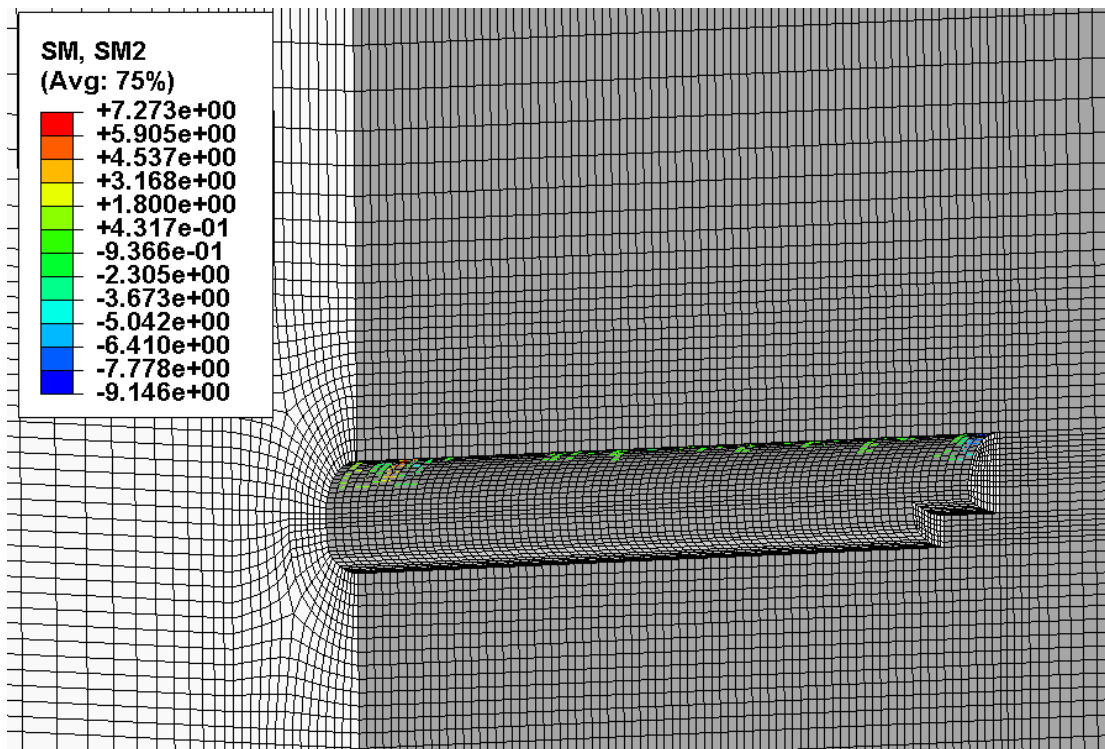


Σχήμα 6.21: Διάγραμμα ροπών για τις δοκούς προπορείας της παραμετρικής ανάλυσης «GSI25_H200_K1» (συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυριών μετώπου).



Σχήμα 6.22: Συγκριτικό διάγραμμα ροπών για την δοκό προπορείας No 1 για τις αναλύσεις σηράγγων διανοιγόμενων σε δύο φάσεις (A&B) με απόσταση 1D (10m) και με συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυριών μετώπου.

Η μέγιστη ροπή που μπορεί να παραλάβει η δοκός προπορείας βάση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της και της αντοχής είναι 16,6 kNm. Κατά την εκσκαφή προκύπτει ότι επιτυγχάνεται μόνο το 70% της αντοχής, αφού η μέγιστη ροπή που αναπτύσσεται είναι 11,72 kNm.

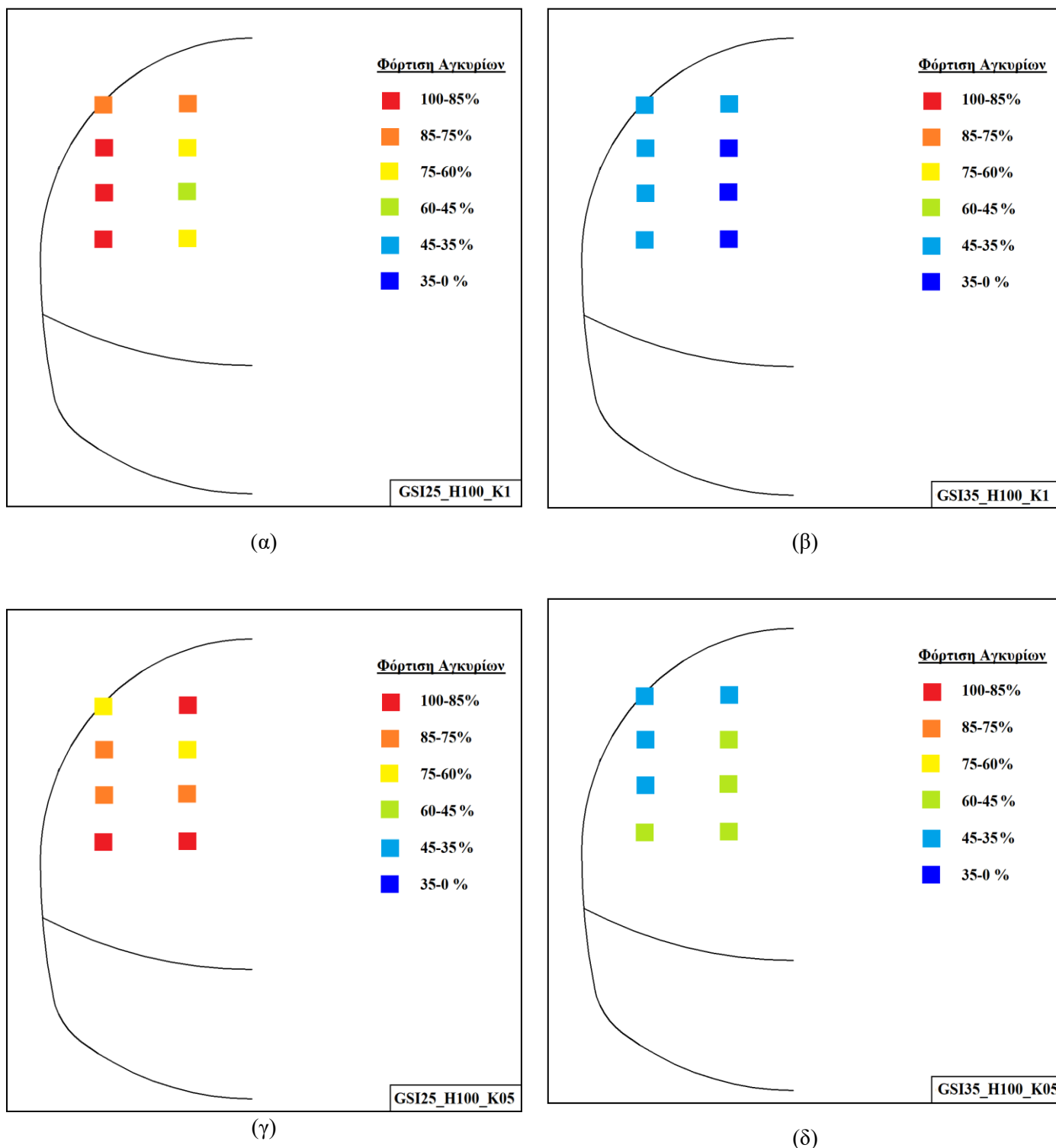


Σχήμα 6.23: Αναπτυσσόμενες ροπές για τις δοκούς προπορείας της παραμετρικής ανάλυσης «GSI25_H200_K1» (συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου).

Φόρτιση Αγκυρίων Μετώπου

Η εξέταση της φόρτισης των αγκυρίων είναι πολύ σημαντική καθώς είναι απαραίτητη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πίεσης που ασκήθηκε στο μέτωπο καθώς και για να εξεταστεί η επάρκεια τους. Ως ποσοστό φόρτισης θα καλείται δύναμη που ανέλαβε το αγκύριο προς την αντοχή του. Υπενθυμίζεται ότι το αγκύριο μπορεί να αναλάβει μέγιστη δύναμη 150 kN.

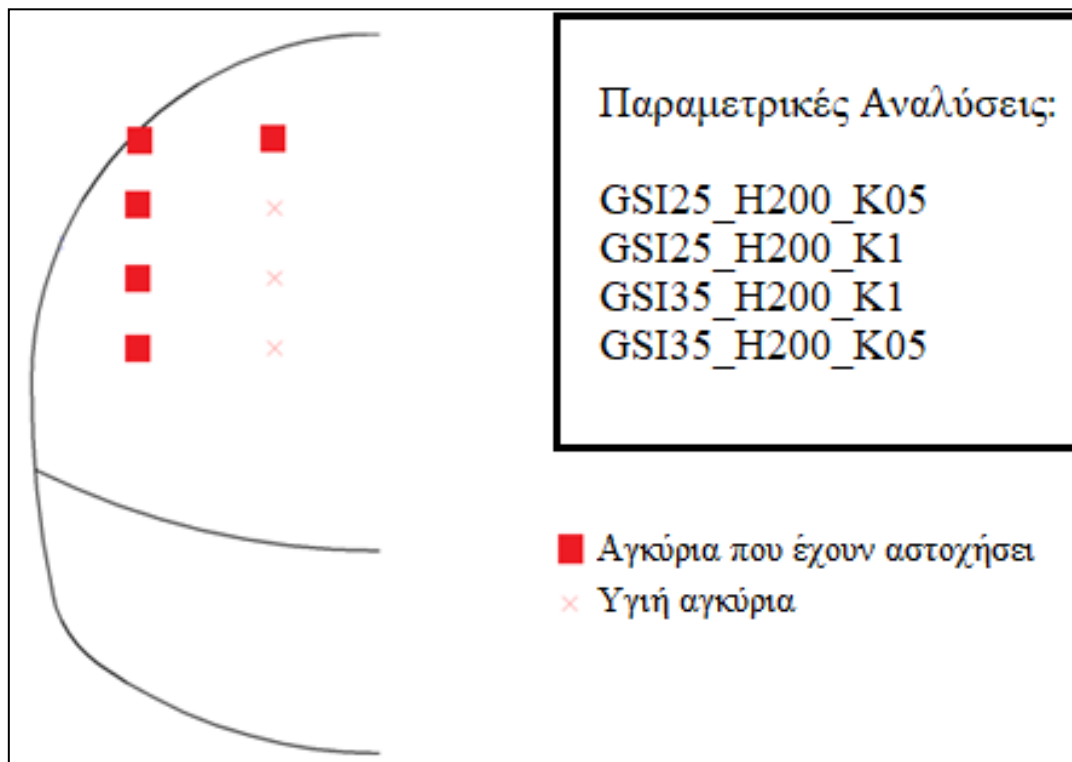
Η φόρτιση των αγκυρίων φαίνεται να εξαρτάται σημαντικά από την κατανομή του τασικού πεδίου. Έτσι για τις παραμετρικές αναλύσεις όπου τα εντατικό πεδίο είναι ομοιόμορφο τα αγκύρια που φορτίζονται περισσότερο είναι αυτά που βρίσκονται στην περίμετρο της διατομής της σήραγγας και λιγότερο αυτά που βρίσκονται προς το κέντρο του μετώπου. Σε αντίθεση, όταν ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων είναι ίσος με $K=0,5$ τότε φορτίζονται περισσότερο τα αγκύρια που βρίσκονται προς το κέντρο της σήραγγας, πράγμα λογικό αφού η τάση που ασκείται στον κατακόρυφο άξονα της σήραγγας είναι διπλάσια από την πλευρική τάση.



Σχήμα 6.24: Φόρτιση αγκυρίων σε σήραγγες με συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου για παραμετρικές αναλύσεις : (α) «GSI25_H100_K1», (β) «GSI25_H100_K05», (γ) «GSI35_H100_K1» και (δ) «GSI35_H100_K05».

Επίσης τα αγκύρια φορτίζονται εντονότερα στις περιπτώσεις σηράγγων όπου η βραχώμαζα έχει χειρότερα μηχανικά χαρακτηριστικά. Πιο συγκεκριμένα στις βραχώμαζες με GSI=25 παρατηρείται έως διπλάσια φόρτιση των αγκυρίων σε σχέση με της βραχώμαζες με GSI=35. Στο **Σχήμα 6.24** παρουσιάζονται τα ποσοστά φόρτισης των αγκυρίων για κάθε σήραγγα.

Ακόμα τα αγκύρια στις σήραγγες οι οποίες διανοίχθηκαν σε βάθος 200m αστοχούν ενώ τα αγκύρια που στις σήραγγες που διανοίχθηκαν σε βάθος 100m δεν φτάνουν το όριο αντοχή τους. Πιο συγκεκριμένα τα αγκύρια που αστοχούν είναι αυτά τα οποία βρίσκονται στην περίμετρο της διατομής της σήραγγας (**Σχήμα 6.25**). Τέλος η αστοχία φαίνεται να οφείλεται στις μεγαλύτερες τάσεις που αναπτύσσονται εξαιτίας του μεγαλύτερου γεωστατικού φορτίου.



Σχήμα 6.25: Αστοχία αγκυρίων στο δεύτερο κάρναβο για σήραγγες διανοιγόμενες σε βάθος 200m με συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου.

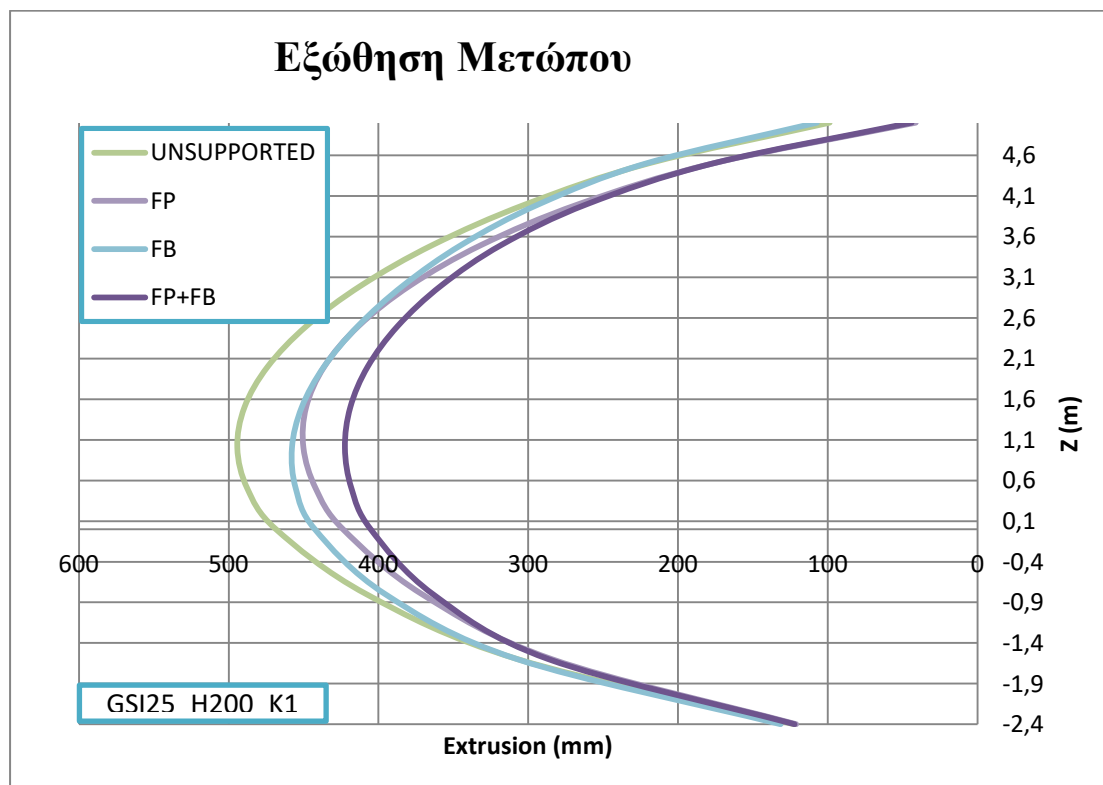
6.3 Επίδραση της Χρήσης Δοκών Προπορείας (forepoles) στην Ευστάθεια του Μετώπου

Όπως προκύπτει από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, η χρήση δοκών προπορείας κατά την διάνοιξη σηράγγων έχει θετική επίδραση στην ευστάθεια του μετώπου αλλά και στη μείωση των μετακινήσεων. Πιο συγκεκριμένα παρατηρείται μείωση της εξώθησης του μετώπου και ακόμα μεγαλύτερη μείωση στις μετακινήσεις που αναπτύσσονται στην στέψη της σήραγγας. Η ευστάθεια του μετώπου βελτιώνεται αλλά όχι σημαντικά, ενώ αμελητέα βρέθηκε η μείωση του πλάτους της πλαστικής ζώνης που αναπτύσσεται πίσω από αυτό.

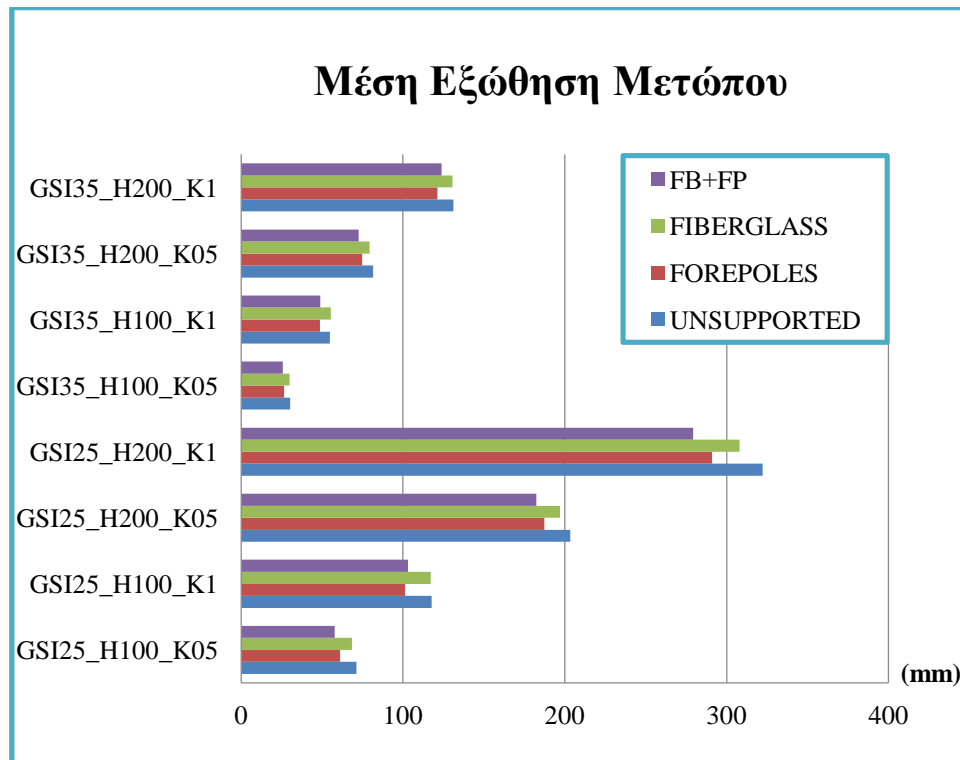
Παρακάτω θα πραγματοποιηθεί συγκριτική ανάλυση των αποτελεσμάτων με βάση την οποία προέκυψαν τα παραπάνω συμπεράσματα.

Εξώθηση Μετώπου

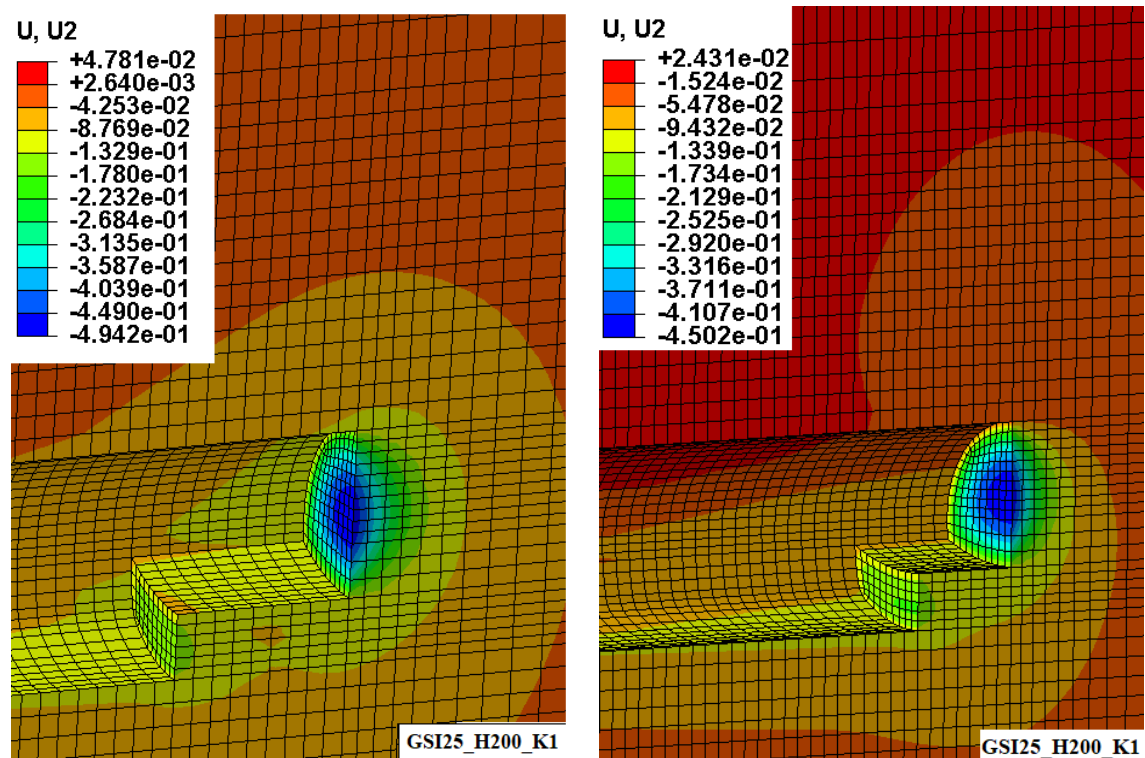
Όσον αφορά τις μετακινήσεις στην περιοχή του μετώπου, σε όλες τις παραμετρικές αναλύσεις πραγματοποιείται μείωση της μέσης οριζόντιας μετακίνησης του μετώπου σε όλη τη διάμετρο $U_{y,area}$ (Σχήμα 6.27). Το ποσοστό της μείωσης των μετακινήσεων είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις περίπου 10,6%. Μεγαλύτερα ποσοστά μείωσης παρατηρούνται για τις περιπτώσεις σηράγγων που διανοίγονται μέσα σε ομοιόμορφο εντατικό πεδίο.



Σχήμα 6.26: Διάγραμμα εξώθησης μετώπου για σήραγγες με υποστήριξη μετώπου και χωρίς (παραμετρική ανάλυση GSI25_H200_K1).



Σχήμα 6.27: Συγκριτικό διάγραμμα εξώθησης μετώπου για σήραγγες με ανυποστήρικτο μέτωπο και υποστηριζόμενο.



(α) Ανυποστήρικτο μέτωπο

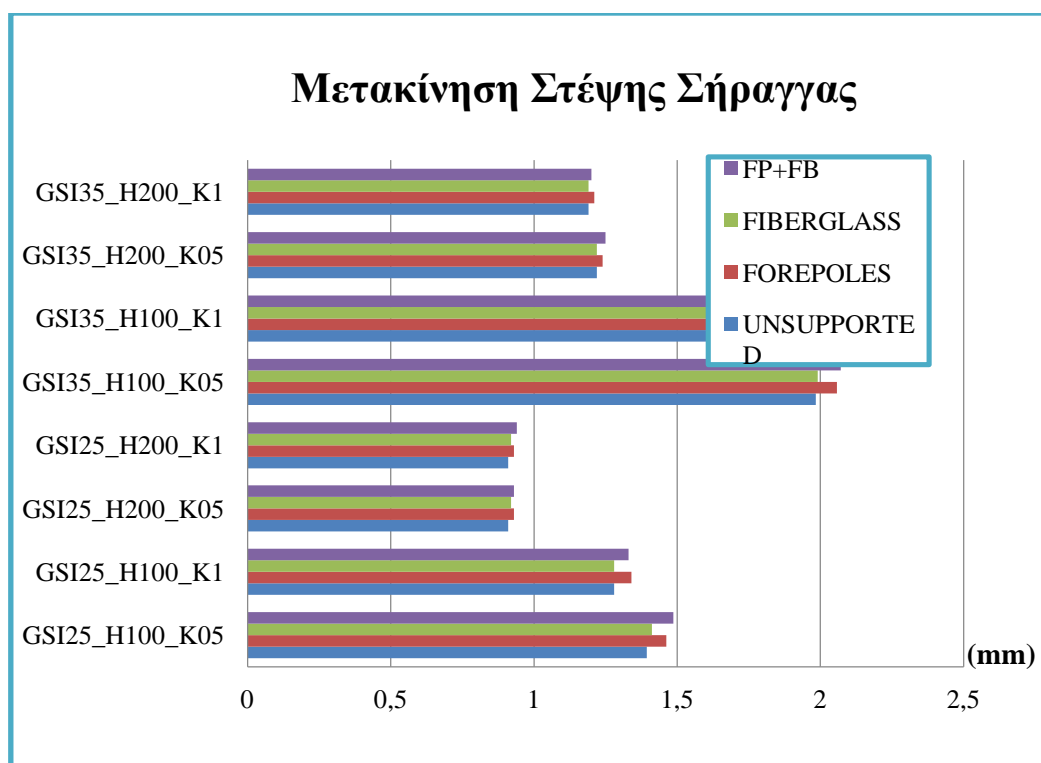
(β) Υποστήριξη με δοκούς προπορείας

Σχήμα 6.28: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1» με ανυποστήρικτο μέτωπο και (β) με χρήση δοκών προπορείας ως υποστήριξη.

Στο **Σχήμα 6.26** παρουσιάζεται διάγραμμα της οριζόντιας μετακίνησης του μετώπου όπως αυτή μετρήθηκε από το λογισμικό κατά τον κατακόρυφο άξονα που περνάει από το κέντρο της σήραγγας, όπου επίσης παρουσιάζεται η μείωση των εξωθήσεων. Συνεπώς, προκύπτει ότι η χρήση των δοκών προπορείας συμβάλλουν στην ελάττωση των οριζόντιων μετακινήσεων.

Μετακινήσεις στη Στέψη της Σήραγγας

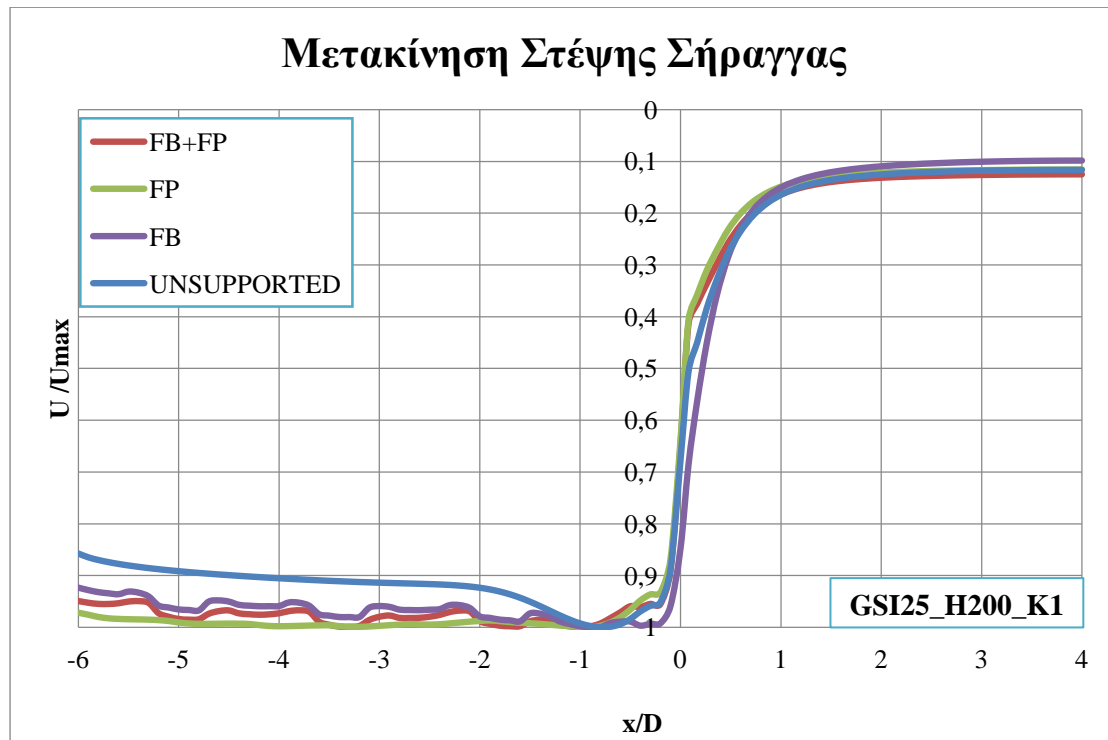
Για τις μετακινήσεις στη στέψη της σήραγγας όπως και στην περίπτωση των οριζόντιων μετακινήσεων, μεγαλύτερες παραμορφώσεις προκύπτουν σε όλες τις περιπτώσεις για τις αναλύσεις «GSI25_H200_K1» «GSI25_H200_K05» όπου τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βραχώμαζας είναι χαμηλότερα και το γεωστατικό πεδίο μεγαλύτερο. Ωστόσο, σε αντίθεση με τις οριζόντιες μετακινήσεις φαίνεται ότι ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων $K=0,5$ επιτρέπει την πραγματοποίηση μεγαλύτερων κατακόρυφων μετατοπίσεων πράγμα λογικό αφού η πίεση που ασκείται στη διατομή της σήραγγας στον κατακόρυφο άξονα είναι μεγαλύτερη από αυτήν που ασκείται πλευρικά, δηλαδή δεν υπάρχει πλευρική περίσφιξη.



Σχήμα 6.29: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης της στέψης για σήραγγες με ανυποστήρικτο μέτωπο και υποστηριζόμενο.

Όπως παρατηρείται σε όλες τις αναλύσεις παρουσιάζεται μείωση των κατακόρυφων μετακινήσεων όπως ήταν αναμενόμενο, αφού η λειτουργία των δοκών προπορείας έγκειται στην ανάληψη των άνωθεν γεωστατικών φορτίων. Το ποσοστό της μείωσης κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις είναι περίπου 5,6%. Μεγαλύτερο ποσοστό μείωσης για τις περιπτώσεις σηράγγων που διανοίγονται σε ομοιόμορφο εντατικό

πεδίο. Στο **Σχήμα 6.29** παρουσιάζεται το διάγραμμα μετακίνησης της στέψης της οροφής σηράγγων με υποστήριξη μετώπου και χωρίς. Συνεπώς από τα παραπάνω προκύπτει η θετική επίδραση της ύπαρξης δοκών προπορείας στη μείωση των μετακινήσεων στη στέψη της σήραγγας.

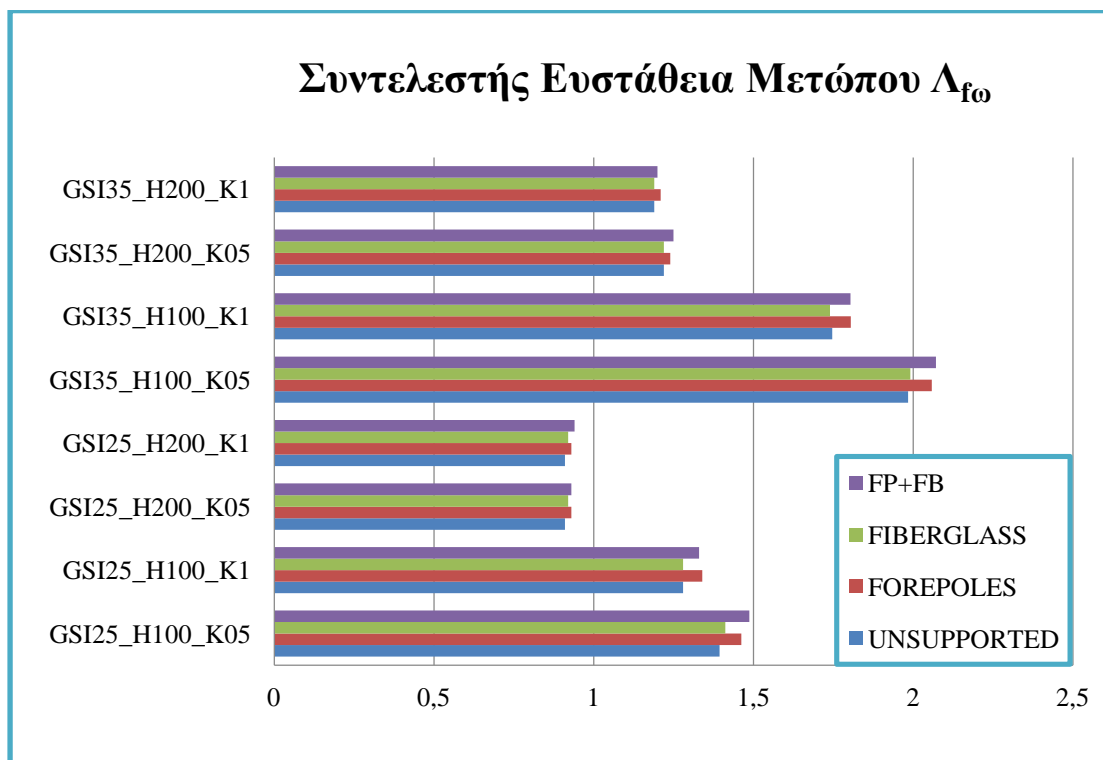


Σχήμα 6.30: Διάγραμμα μετακινήσεων στη στέψη της οροφής σηράγγων με υποστήριξη μετώπου και χωρίς (παραμετρική ανάλυση GSI25_H200_K1).

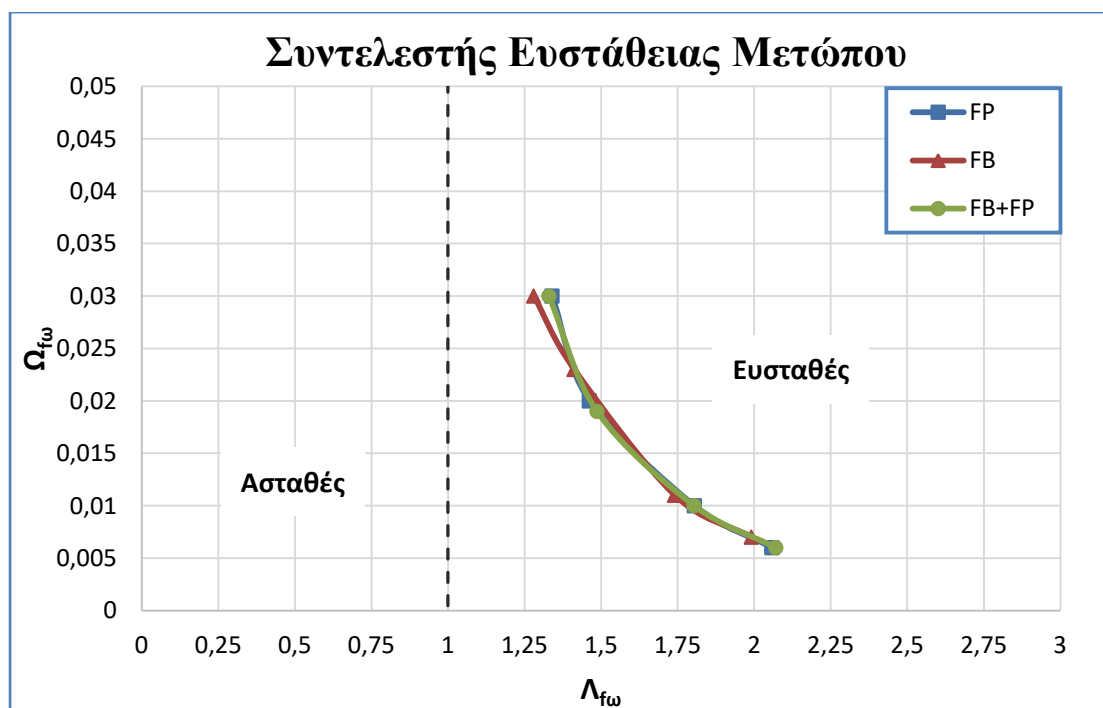
Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Στα **Σχήματα 6.32** και **6.33** έχουν κατασκευαστεί οι καμπύλες που συσχετίζουν τους δύο συντελεστές $\Omega_{f\omega}$ και $\Lambda_{f\omega}$ σύμφωνα με τους Georgiou & Kalos (2019). Ωστόσο οι καμπύλες που εξήγαγαν δεν παρουσιάζονται ώστε να μελετηθούν οι καμπύλες που κατασκευάστηκαν βάσει των νέων υπολογισμένων παραγόντων $\Omega_{f\omega}$ και $\Lambda_{f\omega}$ σε μεγαλύτερη κλίμακα και άρα να διακριθούν οι αυξομειώσεις. Η καμπύλη που αφορά της σήραγγες με δοκούς προπορείας είναι μετατοπισμένη δεξιά σε σχέση με τις περιπτώσεις ανυποστήρικτου μετώπου. Βέβαια η μετατόπιση αυτή είναι αμελητέα.

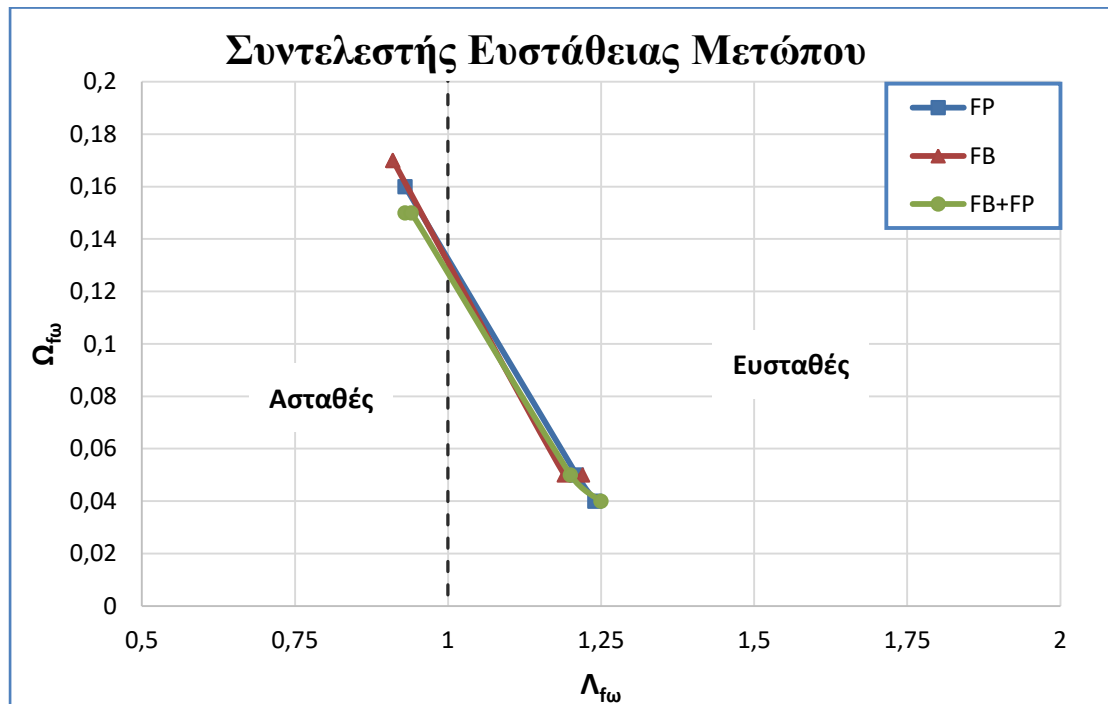
Πιο συγκεκριμένα, ο συντελεστής ασφαλείας $\Lambda_{f\omega}$ έναντι αστοχίας του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) όταν η σήραγγα διανοίγεται με χρήση δοκών προπορείας παρουσιάζει αύξηση για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις (**Σχήμα 6.31**).



Σχήμα 6.31: Συγκριτικό διάγραμμα συντελεστή $\Lambda_{f\omega}$ για σήραγγες με υποστήριξη μετώπου και χωρίς.



Σχήμα 6.32: Καμπύλες για την ευστάθεια του μετώπου κατασκευασμένες σύμφωνα με Georgiou & Kalos (2019) για σήραγγες διανοιγόμενες με ανυποστηρίκτο μέτωπο και υποστηριζόμενο για λόγο $H/D=10$.

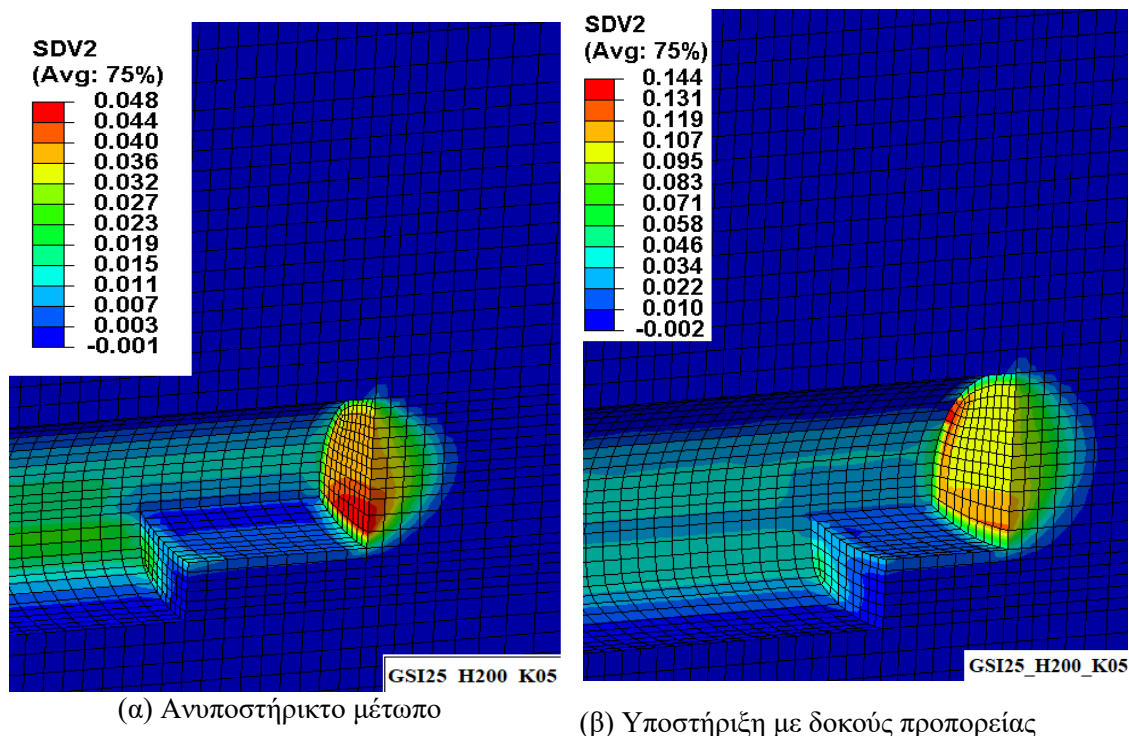


Σχήμα 6.33 : Καμπύλες για την ευστάθεια του μετώπου κατασκευασμένες σύμφωνα με Georgiou & Kalos (2019) για σήραγγες διανοιγόμενες με ανυποστήρικτο μέτωπο και υποστηριζόμενο για λόγο $H/D=20$.

Το ποσοστό της αύξησης του συντελεστή είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις περίπου 3%. Η αύξηση αυτή είναι πολύ μικρή οπότε συμπεραίνεται ότι η χρήση των forepoles δρα θετικά στη μείωση της εξόθησης του μετώπου αλλά όχι τόσο στην ευστάθεια του. Όπως είναι κατανοητό και σε αυτή την περίπτωση μεγαλύτερη ασφάλεια παρατηρείται στις βραχώμαξες με δείκτη γεωλογικής αντοχής $GSI=35$, ενώ αστόχησαν οι σήραγγες των παραμετρικών αναλύσεων «GSI25_H200_K1» και «GSI25_H200_K05». Τέλος για την ανάλυση «GSI35_H100_K05» σε όλες τις περιπτώσεις επιτυγχάνεται αρκετά μεγάλος συντελεστής ασφαλείας οπότε φαίνεται να μην απαιτείται η επιπλέον ενίσχυση του μετώπου.

Πλαστική Ζώνη

Στο Σχήμα 6.60 απεικονίζεται η ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για την παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05». Σε όλες τις περιπτώσεις σηράγγων παρατηρήθηκε μείωση της έκτασης της πλαστικής ζώνης πίσω από το μέτωπο. Μεγάλη αύξηση παρατηρείται μόνο στις περιπτώσεις όπου το εντατικό πεδίο είναι ομοιόμορφο. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις η μείωση αυτή είναι αρκετά μικρή, αφού για ανυποστήρικτο άνοιγμα το πλάτος της φθάνει τα 5m ενώ όταν γίνεται συνδιαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου είναι 4,7m όπως προκύπτει και από το Σχήμα 6.34. Συνεπώς η επίδραση της χρήσης δοκών προπορείας στη μείωση της πλαστικής ζώνης είναι μικρή.



Σχήμα 6.34: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05» με (α) ανυποστήρικτο και (β) με χρήση δοκών προπορείας ως υποστήριξη.

6.4 Επίδραση της Χρήσης Αγκυρίων Μετώπου (fiberglass) στην Ευστάθεια του Μετώπου

Όπως προκύπτει από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, η χρήση αγκυρίων δεν έχει κάποια επίδραση στην ευστάθεια του μετώπου αλλά ούτε και στη μείωση των μετακινήσεων. Πιο συγκεκριμένα παρατηρείται πολύ μικρή μείωση της εξώθησης του μετώπου, ενώ δεν φαίνεται να υπάρχει κάποια επιρροή στην ευστάθεια του μετώπου και στη μείωση της πλαστικής ζώνης. Ουσιαστικά συνεισφέρουν μόνο στην μείωση των κατακόρυφων μετακινήσεων.

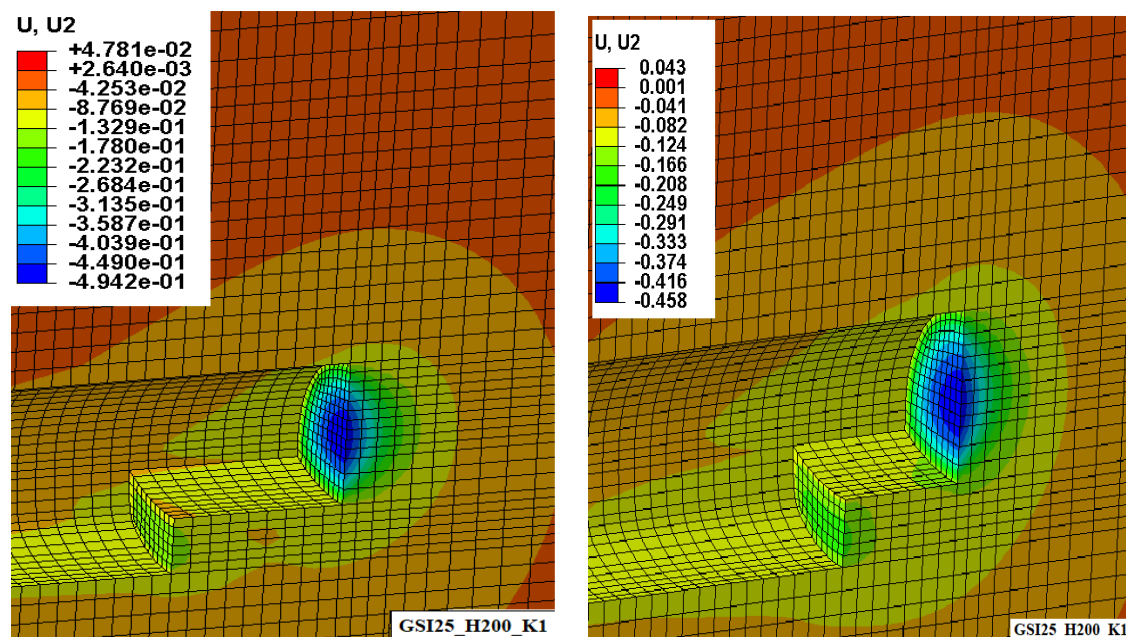
Παρακάτω θα πραγματοποιηθεί συγκριτική ανάλυση των αποτελεσμάτων με βάση τα οποία προέκυψαν τα παραπάνω συμπεράσματα.

Εξώθηση Μετώπου

Όσον αφορά τις μετακινήσεις στην περιοχή του μετώπου, σε όλες τις παραμετρικές αναλύσεις πραγματοποιείται μείωση της μέσης οριζόντιας μετακίνησης του μετώπου σε όλη τη διάμετρο $U_{y,area}$ (Σχήμα 6.35).

Το ποσοστό της μείωσης των μετακινήσεων είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις περίπου 1,9%. Η μείωση των μετακινήσεων είναι πολύ μικρή απ' ότι θα

αναμενόταν. Το παραπάνω οφείλεται στο γεγονός ότι το πλάτος της πλαστικής ζώνης που αναπτύσσεται πίσω από το μέτωπο είναι αρκετά μεγάλο με αποτέλεσμα τα αγκύρια να μην αγκυρώνονται σε υγιές πέτρωμα. Πιο συγκεκριμένα το πλάτος σχεδόν σε όλες τις αναλύσεις είναι μεγαλύτερο από 3,5m. Έτσι φαίνεται ότι το μήκος αλληλεπικάλυψης των 4 m που συνήθως χρησιμοποιείται κατά την κατασκευή σηράγγων δεν είναι επαρκές σε αυτές τις περιπτώσεις. Συγκριτικά με τα αγκύρια, οι δοκοί προπορείας λειτουργούν προς τη μείωση των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων κατά μέσο όρο 80% περισσότερο.



(α) Ανυποστήρικτο μέτωπο

(β) Υποστήριξη με αγκύρια μετώπου

Σχήμα 6.35: Προφίλ μετακινήσεων για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K1» με ανυποστήρικτο μέτωπο και (β) με χρήση αγκυρίων μετώπου ως υποστήριξη.

Μετακινήσεις στη Στέψη της Σήραγγας

Για τις μετακινήσεις στη στέψη της σήραγγας όπως και στην περίπτωση των οριζόντιων μετακινήσεων, μεγαλύτερες παραμορφώσεις προκύπτουν σε όλες τις περιπτώσεις για τις αναλύσεις «GSI25_H200_K1» «GSI25_H200_K05» όπου τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βραχώμαζας είναι χαμηλότερα και το γεωστατικό πεδίο μεγαλύτερο. Ωστόσο, σε αντίθεση με τις οριζόντιες μετακινήσεις φαίνεται ότι ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων $K=0,5$ επιτρέπει την πραγματοποίηση μεγαλύτερων κατακόρυφων μετατοπίσεων πράγμα λογικό αφού η πίεση που ασκείται στη διατομή της σήραγγας στον κατακόρυφο άξονα είναι μεγαλύτερη από αυτήν που ασκείται πλευρικά, δηλαδή δεν υπάρχει πλευρική περίσφιξη.

Όπως παρατηρείται σε όλες τις αναλύσεις παρουσιάζεται μείωση των κατακόρυφων μετακινήσεων. Το ποσοστό της μείωσης κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις είναι περίπου 5,1%. Στο **Σχήμα 6.30** παρουσιάζεται το διάγραμμα μετακίνησης της

στέψης της οροφής σηράγγων με υποστήριξη μετώπου και χωρίς από όπου επίσης προκύπτει ότι τα αγκύρια συνεισφέρουν το ίδιο με τους δοκούς προπορείας στη μείωση των μετακινήσεων. Συνεπώς από τα παραπάνω προκύπτει η θετική επίδραση της ύπαρξης αγκυρίων μετώπου στη μείωση των μετακινήσεων στη στέψη της σήραγγας.

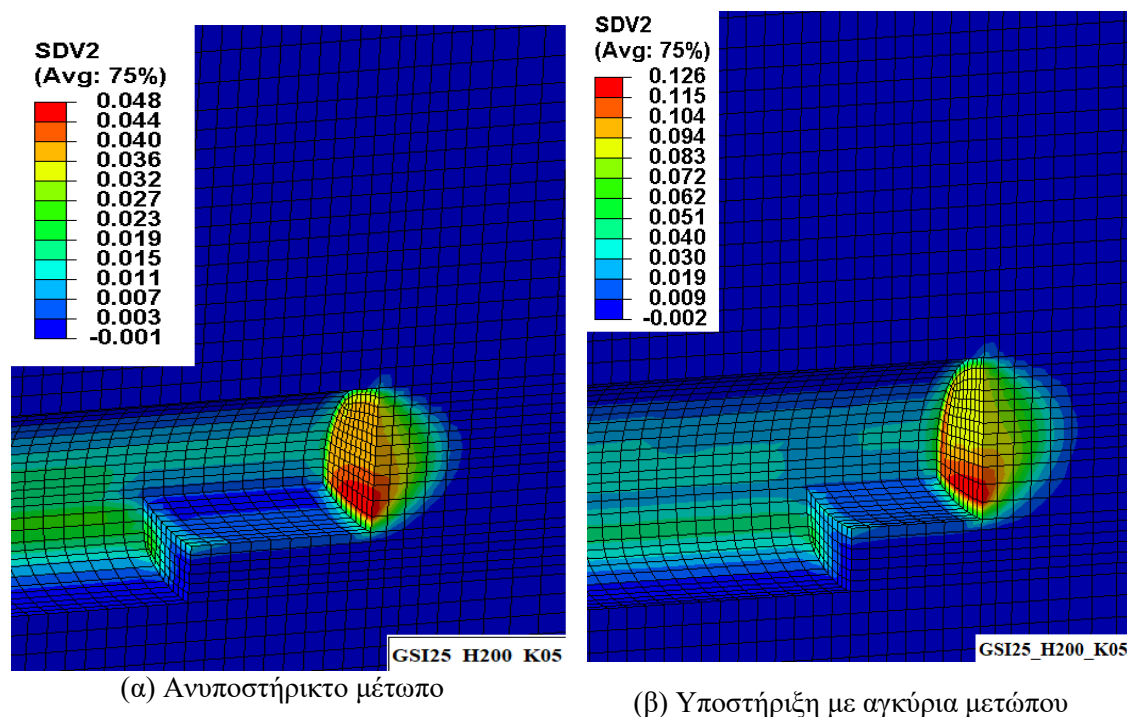
Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Όσον αφορά το συντελεστής ασφαλείας $\Lambda_{f\omega}$ έναντι αστοχίας του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) όταν η σήραγγα διανοίγεται με χρήση αγκυρίων παρουσιάζει αύξηση για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις (**Σχήμα 6.31**). Το ποσοστό της αύξησης του συντελεστή είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις περίπου 0,5 %. Πρακτικά η ευστάθεια του μετώπου δε βελτιώνεται. Αυτό όπως έχει ήδη αναφερθεί οφείλεται στο μικρό μήκος αλληλεπικάλυψης που δεν επιτρέπει την αγκύρωση των fiberglass σε υγιές σχηματισμό.

Συνεπώς τα αγκύρια σε αυτή την διάταξη και αυτό το μήκος δεν συνεισφέρουν στην βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου.

Πλαστική Ζώνη

Σε όλες τις περιπτώσεις σηράγγων παρατηρήθηκε μείωση της έκτασης της πλαστικής ζώνης πίσω από το μέτωπο. Ωστόσο η μείωση αυτή είναι αρκετά μικρή.



Σχήμα 6.36: Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για παραμετρική ανάλυση «GSI25_H200_K05» με (α) ανυποστήρικτο και (β) με χρήση αγκυρίων μετώπου ως υποστήριξη.

Από το **Σχήμα 6.36** φαίνεται ότι και στις δύο περιπτώσεις το πλάτος της πλαστικής ζώνης είναι περίπου μισή διάμετρο και πιο συγκεκριμένα για την ανάλυση με ανυποστήρικτο μέτωπο το εύρος της είναι 5m ενώ όταν γίνεται χρήση δοκών προπορείας είναι 4,8m. Επίσης φαίνεται μεγαλύτερο ποσοστό πλαστικοποιήσεων στην περιοχή του μετώπου πράγμα λογικό αφού τα μισά αγκύρια έχουν αστοχήσει. Προκύπτει ότι η επίδραση της χρήσης αγκυρίων μετώπου στη μείωση της πλαστικής ζώνης είναι μηδαμινή.

6.5 Επίδραση της Συνδυαστικής Χρήσης Αγκυρίων Μετώπου (fiberglass) και Δοκών Προπορείας (forepoles) στην Ευστάθεια του Μετώπου

Όπως προκύπτει από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, η συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου κατά την διάνοιξη σηράγγων έχει θετική επίδραση στην ευστάθεια του μετώπου αλλά και στη μείωση των μετακινήσεων. Πιο συγκεκριμένα παρατηρείται μείωση της εξώθησης του μετώπου και ακόμα μεγαλύτερη μείωση στις μετακινήσεις που αναπτύσσονται στην στέψη της σήραγγας. Η ευστάθεια του μετώπου βελτιώνεται αλλά όχι σημαντικά, ενώ αμελητέα βρέθηκε η μείωση του πλάτους της πλαστικής ζώνης που αναπτύσσεται πίσω από αυτό.

Παρακάτω θα πραγματοποιηθεί συγκριτική ανάλυση των αποτελεσμάτων με βάση την οποία προέκυψαν τα παραπάνω συμπεράσματα.

Εξώθηση Μετώπου

Όσον αφορά τις μετακινήσεις στην περιοχή του μετώπου, σε όλες τις παραμετρικές αναλύσεις πραγματοποιείται μείωση της μέσης οριζόντιας μετακίνησης του μετώπου σε όλη τη διάμετρο $U_{y,area}$ (**Σχήμα 6.27**).

Το ποσοστό της μείωσης των μετακινήσεων είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις περίπου 12,1%. Μεγαλύτερα ποσοστά μείωσης παρατηρούνται για τις περιπτώσεις σηράγγων που διανοίγονται μέσα σε ομοιόμορφο εντατικό πεδίο. Πρόκειται για την μεγαλύτερη μείωση των εξωθήσεων και για τις τρεις περιπτώσεις μέτρων υποστήριξης μετώπου που ερευνήθηκαν (**Σχήμα 6.26**). Το ποσοστό μείωσης όπως προκύπτει αντιπροσωπεύει το άθροισμα της συνεισφοράς των αγκυρίων του μετώπου και των δοκών προπορείας. Όπως μελετήθηκε στην προηγούμενη ενότητα τα αγκύρια μείωσαν τις μετατοπίσεις κατά 1,9%, ενώ οι δοκοί προπορείας 10,6%.

Μετακινήσεις στη Στέψη της Σήραγγας

Όπως παρατηρείται σε όλες τις αναλύσεις παρουσιάζεται μείωση των κατακόρυφων μετακινήσεων. Το ποσοστό της μείωσης κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις είναι περίπου 7,3%. Στο **Σχήμα 6.30** παρουσιάζεται το διάγραμμα μετακίνησης της στέψης της οροφής σηράγγων με υποστήριξη μετώπου και χωρίς από όπου επίσης

προκύπτει ότι ο συνδυασμός αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας είναι ευνοϊκή την μείωση των κατακόρυφων μετατοπίσεων σε σχέση με χρήση των μέτρων αυτών μεμονωμένα. Συνεπώς από τα παραπάνω προκύπτει η θετική επίδραση της συνδυαστικής χρήσης αγκυρίων μετώπου στη μείωση των μετακινήσεων στην οροφή της σήραγγας.

Ευστάθεια Μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019)

Όσον αφορά το συντελεστή ασφαλείας Λ_{fo} έναντι αστοχίας του μετώπου κατά Georgiou & Kalos (2019) όταν η σήραγγα διανοίγεται με συνδυαστική χρήση αγκυρίων και δοκών προπορείας παρουσιάζει αύξηση για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις (**Σχήμα 6.31**). Το ποσοστό της αύξησης του συντελεστή είναι κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις περίπου 3,5%. Όπως και στην περίπτωση της εξώθησης του μετώπου η τοποθέτηση αγκυρίων μαζί με τις δοκούς προπορείας δε αυξάνει σημαντικά τον συντελεστή ασφαλείας ούτε μειώνει τις εξωθήσεις. Αυτό όπως έχει ήδη αναφερθεί στο γεγονός ότι το πλάτος της πλαστικής ζώνης που αναπτύσσεται πίσω από το μέτωπο είναι αρκετά μεγάλο με αποτέλεσμα τα αγκύρια να μην αγκυρώνονται σε υγιές πέτρωμα. Πιο συγκεκριμένα το πλάτος σχεδόν σε όλες τις αναλύσεις είναι μεγαλύτερο από 3,5m. Έτσι φαίνεται ότι το μήκος αλληλεπικάλυψης των 4m που συνήθως χρησιμοποιείται κατά την κατασκευή σηράγγων δεν είναι επαρκές σε αυτές τις περιπτώσεις σηράγγων που εξετάζονται.

Η αύξηση του συντελεστή είναι πολύ μικρή, οπότε συμπεραίνεται ότι η χρήση των forepoles δρα θετικά στη μείωση της εξώθησης του μετώπου αλλά όχι τόσο στην ευστάθεια του.

Πλαστική Ζώνη

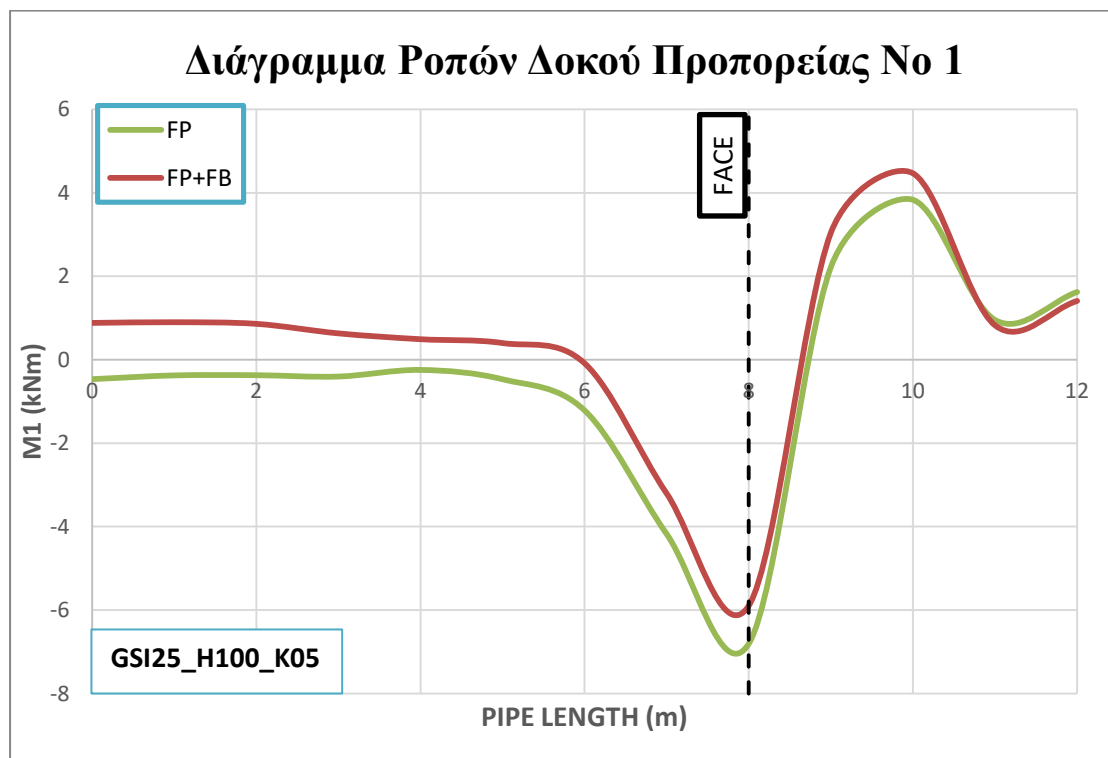
Σε όλες τις περιπτώσεις σηράγγων παρατηρήθηκε μείωση της έκτασης της πλαστικής ζώνης πίσω από το μέτωπο. Μεγάλη αύξηση παρατηρείται μόνο στις περιπτώσεις όπου το εντατικό πεδίο είναι ομοιόμορφο. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις η μείωση αυτή είναι αρκετά μικρή, αφού για ανυποστήρικτο άνοιγμα το πλάτος της φθάνει τα 5m ενώ όταν γίνεται συνδυαστική χρήση δοκών προπορείας και αγκυρίων μετώπου είναι 4,7m. Τέλος δεν παρατηρείται καμία σχεδόν μεταβολή στο εύρος της πλαστικής ζώνης μεταξύ των τριών περιπτώσεων υποστήριξης μετώπου που μελετήθηκαν. Προκύπτει ότι η επίδραση της συνδυαστικής χρήσης αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας στη μείωση της πλαστικής ζώνης είναι μικρή.

6.6 Επίδραση των Αγκυρίων Μετώπου (fiberglass) στην Καταπόνηση των Δοκών Προπορείας (forepoles).

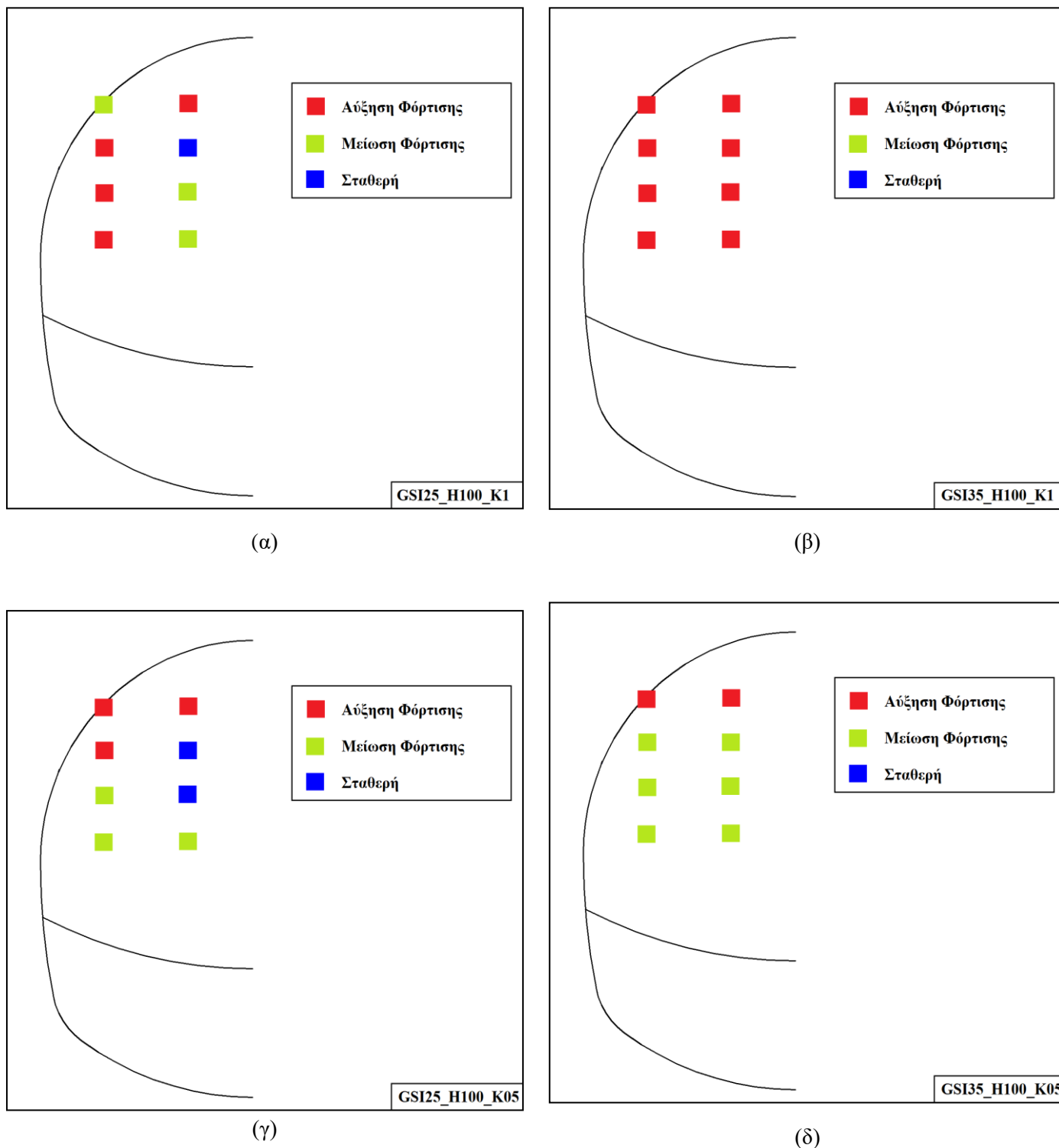
Κατά την τοποθέτηση των δύο μέτρων υποστήριξης συνδυαστικά παρατηρείται ότι αυτά αλληλεπιδρούν μεταξύ τους, δηλαδή φορτίζονται διαφορετικά από όταν

τοποθετούνταν μεμονωμένα. Όσον αφορά τα αγκύρια δεν αλλάζει ο τρόπος με τον οποίο φορτίζονται δηλαδή για τις παραμετρικές αναλύσεις όπου τα εντατικό πεδίο είναι ομοιόμορφο τα αγκύρια φορτίζονται περισσότερο είναι αυτά που βρίσκονται στην περίμετρο της διατομής της σήραγγας και λιγότερο αυτά που βρίσκονται προς το κέντρο του μετώπου. Σε αντίθεση, όταν ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων είναι ίσος με $K=0,5$ τότε φορτίζονται περισσότερο τα αγκύρια που βρίσκονται προς το κέντρο της σήραγγας, πράγμα λογικό αφού η τάση που ασκείται στον κατακόρυφο άξονα της σήραγγας είναι διπλάσια από την πλευρική τάση. Ωστόσο με την τοποθέτηση των δοκών προπορείας φαίνεται να φορτίζονται περισσότερο τα αγκύρια που βρίσκονται στην περίμετρο της σήραγγας. Πιο συγκεκριμένα για συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K=1$ φαίνεται ότι φορτίζονται όλα τα αγκύρια της περιμέτρου, ενώ για $K=0,5$ φορτίζονται μόνο τα αγκύρια της περιμέτρου που βρίσκονται κοντά στην στέψη. Στο **Σχήμα 6.38** παρουσιάζονται οι αυξομειώσεις στις φορτίσεις των αγκυρίων μετώπου.

Όσον αφορά τις δοκούς προπορείας σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις αποφορτίζονται σε ένα ποσοστό κατά μέσο όρο για όλες τις αναλύσεις 5%. Πιο μεγάλες αποφορτίσεις παρατηρούνται όταν η σήραγγα διανοίγεται στους σχηματισμού με $GSI=35$, δηλαδή στην καλύτερη ποιότητα βραχώμαζας. Στο **Σχήμα 6.37** παρουσιάζεται το διάγραμμα ροπών για την παραμετρική ανάλυση «GSI25_H100_K05» όπου φαίνεται η αποφόρτιση της δοκού No 1.



Σχήμα 6.37: Επίδραση της ύπαρξης αγκυρίων στις αναπτυσσόμενες ροπές για την δοκό προπορείας No 1 και παραμετρική ανάλυση «GSI25_H100_K05» .



Σχήμα 6.38: Επίδραση των δοκών προπορείας στη φόρτιση των αγκυρίων για παραμετρικές αναλύσεις : (α) «GSI25_H100_K1», (β) «GSI25_H100_K05», (γ) «GSI35_H100_K1» και (δ) «GSI35_H100_K05».

Κεφάλαιο 7^ο – Συμπεράσματα & Προτάσεις για Περαιτέρω Έρευνα

7.1 Εισαγωγή

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε η ευστάθεια μετώπου βαθιάς σήραγγας μέσω παραμετρικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του λογισμικού Abaqus Simulia. Σκοπός ήταν να εξεταστεί η επίδραση στην ευστάθεια του μετώπου :

- **Του τρόπου διάνοιξης** : Μελετήθηκε η επίδραση της ολομέτωπης και τμηματικής διάνοιξης σε δύο φάσεις A&B. Για την τελευταία περίπτωση εξετάστηκε ακόμα και η επιρροή της απόστασης μεταξύ των δύο φάσεων.
- **Του τρόπου υποστήριξης του μετώπου**: Μελετήθηκε η επίδραση της χρήσης δοκών προπορείας (forepoles) , αγκυρίων μετώπου (fiberglass) καθώς και ο συνδυασμός των δύο.

Η διατομή της σήραγγας είχε πεταλοειδές σχήμα με διάμετρο $D=10m$, ενώ η εκσκαφή έγινε σε βάθος 100m και 200m. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για διάφορες ποιότητες βραχόμαζας και συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K=0,5$ και $K=1$.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα σημαντικότερα αποτελέσματα που προέκυψαν από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων και προτείνονται βάσει αυτών θέματα που χρήζουν επιπλέον διερεύνησης.

Να σημειωθεί ότι οι λύσεις που μπορεί να προταθούν βάση των συμπερασμάτων θα απευθύνονται αποκλειστικά σε περιπτώσεις βαθιών σηράγγων.

7.2 Συμπεράσματα

Αρχικά διερευνήθηκαν σήραγγες χωρίς υποστήριξη μέτωπο ώστε να εξεταστεί η επιρροή που έχει η διάνοιξη της σήραγγας σε φάσεις στην απόκριση του σχηματισμού στην περιοχή του μετώπου. Προέκυψε ότι η τμηματική διάνοιξη ευνοεί την μείωση των οριζόντιων μετακινήσεων και ταυτόχρονα βελτιώνει την ευστάθεια του μετώπου. Παρατηρήθηκε επίσης πολύ μεγάλη μείωση του πλάτους της πλαστικής ζώνης που αναπτύχθηκε πίσω αυτό. Συνεπώς λόγω της θετικής επίδρασης της τμηματικής διάνοιξης στην ευστάθεια του μετώπου που παρατηρήθηκε, οι επόμενες περιπτώσεις σηράγγων στις οποίες χρησιμοποιήθηκαν μέτρα υποστήριξης μετώπου διανοίχθηκαν σε φάσεις.

Για τις αναλύσεις σηράγγων με ανυποστήρικτο μέτωπο εξετάστηκε, επίσης, η επιρροή που έχει το μήκος της απόστασης μεταξύ των δύο φάσεων εκσκαφής. Για

μεγαλύτερη απόσταση παρατηρήθηκαν μικρότερες εξωθήσεις, αύξηση του συντελεστή ασφαλείας και μείωση της πλαστικής ζώνης. Ωστόσο όλες αυτές οι μεταβολές που παρατηρήθηκαν ήταν μικρές. Συνεπώς προέκυψε ότι η επίδραση της απόστασης μεταξύ των φάσεων επηρεάζει σε πολύ μικρό βαθμό. Έτσι είναι στην ευχέρεια του μηχανικού να επιλέξει την απόσταση μεταξύ των δύο φάσεων. Είναι δυνατόν να επιλεγεί μεγαλύτερη απόσταση ώστε να διευκολυνθεί η κίνηση των οχημάτων και του προσωπικού μέσα στη σήραγγα. Ωστόσο μεγαλύτερη απόσταση συνεπάγεται περισσότερα βήματα εκσκαφής και μεγαλύτερο κατασκευαστικό χρόνο. Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιλέχθηκε απόσταση μεταξύ των φάσεων 1D για τις αναλύσεις με υποστήριξη μετώπου καθώς ο υπολογιστικός χρόνος που απαιτείται για την επίλυση τους είναι μικρότερος (λιγότερα βήματα εκσκαφής).

Κατόπιν, εξετάστηκε η επίδραση των διάφορων μέτρων υποστήριξης. Όσον αφορά τα αγκύρια φαίνεται ότι δε συνεισφέρουν ούτε στη μείωση της εξώθησης του μετώπου, ούτε στη βελτίωση της ευστάθειας του σύμφωνα με το συντελεστή ασφαλείας Λ_F κατά Georgiou & Kalos (2019). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το μήκος αλληλεπικάλυψης μεταξύ των αγκυρίων δεν είναι επαρκές. Πιο συγκεκριμένα σε όλες σχεδόν τις αναλύσεις το πλάτος της πλαστικής ζώνης είναι μεγαλύτερο από 3,5m ενώ το μήκος αλληλεπικάλυψης είναι 4m. Όποτε, ώστε να αγκυρωθούν τα αγκύρια σε υγιές πέτρωμα και άρα να αποδώσουν προτείνεται η χρήση μεγαλύτερου μήκους αγκυρίων και συγκεκριμένα 16m ώστε να μπορούν να συνδυαστούν με τις δοκούς προπορείας στις περιπτώσεις όπου απαιτείται. Να σημειωθεί βέβαια ότι τα αγκύρια συνεισφέρουν παρόλα αυτά στη μείωση των μετακινήσεων και σε ίδιο βαθμό με τις δοκούς προπορείας.

Όσον αφορά τη φόρτιση των αγκυρίων από τις αναλύσεις προέκυψε ότι κατά κύριο λόγο εξαρτάται από τον συντελεστή οριζοντίων ωθήσεων K . Πιο συγκεκριμένα για $K=1$ φορτίζονται περισσότερο τα αγκύρια που βρίσκονται κοντά στα τοιχώματα της σήραγγας, ενώ για $K=0,5$ εντάθηκαν περισσότερο τα αγκύρια που βρίσκονται προς το κέντρο της. Επίσης για βάθη με λόγο $H/D=20$ τα αγκύρια κοντά στα τοιχώματα αστόχησαν. Η αστοχία τους οφείλεται στο γεγονός ότι σε μεγαλύτερο βάθος είναι μεγαλύτερες οι γεωστατικές τάσεις που δέχονται. Επομένως, προτείνεται σε κάθε περίπτωση πύκνωση του καννάβου των αγκυρίων προς τα τοιχώματα της σήραγγας και επιλογή αγκυρίων με μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα, αφού και τα απομένοντα αγκύρια στο κέντρο του μετώπου οριακά δεν πλαστικοποιούνται. Με αυτόν τον τρόπο θα αποφευχθούν οι τυχόν πλαστικοποιήσεις ή ακόμη και θραύση των αγκυρίων και άρα οι μεγάλες παραμορφώσεις στη περιοχή του μετώπου. Οι παραπάνω παρατηρήσεις και τα συμπεράσματα ισχύουν και για τις περιπτώσεις συνδυασμού των δύο μέτρων υποστήριξης του μετώπου (fiberglass και forepoles).

Από τα παραπάνω γίνεται κατανοητό ότι δεν μπορεί να αξιολογηθεί πραγματικά η επίδραση των στην ευστάθεια του μετώπου. Ωστόσο εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα για τον τρόπο φόρτισης, τη διαμόρφωση του καννάβου καθώς και την επιλογή του απαραίτητου μήκους.

Όσον αφορά τις δοκούς προπορείας, σε κάθε περίπτωση οι μετακινήσεις μειώθηκαν. Ωστόσο φαίνεται ότι ο βαθμός της επιρροής τους δεν είναι μεγάλος και άρα στις βραχώμαζες με χαμηλά μηχανικά χαρακτηριστικά συνίσταται η χρήση τους με αγκύρια μετώπου όπου φαίνεται ότι περιορίζονται περισσότερο οι μετακινήσεις. Επίσης όπως ήταν αναμενόμενο καθώς αναλαμβάνουν μέρος των άνωθεν γεωστατικών φορτίων συμβάλλουν ιδιαίτερα στη μείωση των μετακινήσεων στη στέψη της σήραγγας. Ενώ οι μετακινήσεις αυτές μειώνονται σε πολύ μεγάλο βαθμό όταν γίνεται συνδυαστική χρήση των εξεταζόμενων μέτρων υποστήριξης.

Επιπλέον αξίζει να σημειωθεί ότι σε κάθε περίπτωση εντάθηκε η δοκός που βρισκόταν στη στέψη της σήραγγας, ενώ οι αναπτυσσόμενες ροπές μειώνονταν όσο οι δοκοί πλησίαζαν το δάπεδο της Α' φάσης. Κατά την συνδυαστική χρήση forepoles και fiberglass, οι δοκοί προπορείας αποφορτίστηκαν σε βαθμό της τάξης του 5% περίπου, ενώ ο τρόπος φόρτισης τους δεν άλλαξε, δηλαδή μεγαλύτερες ροπές παρουσιάστηκαν στη δοκό της στέψης. Από την άλλη πλευρά τα αγκύρια φάνηκε να φορτίζονται περισσότερο. Αυτά που επιβαρύνθηκαν με επιπλέον φορτίο ήταν τα αγκύρια που βρίσκονται κοντά στα τοιχώματα. Στην περίπτωση ομοιόμορφου εντατικού πεδίου εντάθηκαν επιβαρύνθηκαν όλα τα εξωτερικά αγκύρια, ενώ στην περίπτωση ανομοιόμορφου μόνο τα αγκύρια κοντά στην στέψη της σήραγγας. Επίσης προκύπτει και σε αυτή την περίπτωση η ανάγκη πύκνωσης των αγκυρίων προς τα τοιχώματα της σήραγγας.

Άλλο ένα μέγεθος που παραμετροποιήθηκε ήταν η ποιότητα της βραχώμαζας και το βάθος εκσκαφής. Προέκυψε ότι για σήραγγες που διανοίγονται μέσα σχηματισμούς με $GSI \geq 45$ δεν απαιτείται προενίσχυση του μετώπου. Επίσης οι σήραγγες αυτές μπορούν να διανοιχθούν ολομέτωπα, ενώ μπορεί να γίνει τμηματική εκσκαφή για σήραγγες μόνο εάν απαιτούνται κατασκευαστικά μικρότερες μετατοπίσεις ή δεν είναι πλήρως γνωστές οι γεωτεχνικές συνθήκες που μπορεί να συναντηθούν (δηλαδή υπάρχει αβεβαιότητα). Για τις υπόλοιπες εξεταζόμενες περιπτώσεις απαιτείται τμηματική εκσκαφή. Όσον αφορά τις βραχώμαζες με $35 \leq GSI < 45$ και βάθη έως 100m είναι το μέτωπο είναι καθίσταται ασφαλές με τη χρήση είτε δοκών προπορείας είτε αγκυρίων μετώπου. Προτείνεται η τοποθέτηση fiberglass αφού είναι πιο εύκολα στην εγκατάσταση και οικονομικότερα από τα forepoles, για την εγκατάσταση των οποίων απαιτούνται υπερεκσκαφές στη διατομή της σήραγγας που πληρώνονται με σκυρόδεμα. Τέλος για βραχώμαζες με $GSI < 45$ και βάθη μεγαλύτερα από 100m οι δοκοί προπορείας δεν επαρκούν για την υποστήριξη, ενώ τα αγκύρια αστοχούν. Για αυτές τις περιπτώσεις προτείνονται αγκύρια με μεγαλύτερη αντοχή τοποθετημένα πυκνότερα προς τα τοιχώματα της σήραγγας και με μήκος 16m για $35 \leq GSI < 45$, ενώ για $GSI < 35$ και για όλα τα εξεταζόμενα βάθη απαιτείται συνδυαστική χρήση των δύο μέτρων, ενώ μπορεί να εξεταστεί το ενδεχόμενο εκσκαφής σε περισσότερες φάσεις από δύο.

Ακόμη, φαίνεται να είναι σημαντική η επιρροή του εντατικού πεδίου στην ανάπτυξη των μετακινήσεων, στην ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης ακόμη και στην φόρτιση των

αγκυρίων όπως έχει ήδη αναφερθεί. Πιο συγκεκριμένα για συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K=1$ είναι μεγαλύτερες οι εξωθήσεις, ενώ για $K=0,5$ είναι μεγαλύτερες οι μετακινήσεις στη στέψη και μεγαλύτερο το πλάτος της πλαστικής ζώνης που αναπτύσσεται πίσω από το μέτωπο. Οπότε ο συντελεστής πλευρικών τάσεων πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερα υπόψιν κατά τον σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης καθώς υποδεικνύει της προβληματικές περιοχές σε κάθε περίπτωση.

Επίσης, τα προφίλ εξώθησης μετώπου ($\Omega_{f,area}-\Lambda_F$) που προέκυψαν μέσω των αναλύσεων συμπίπτουν απόλυτα με την σχέση που πρότειναν οι Georgiou & Kalos (2019), συνεπώς θα ήταν δυνατή η χρήση της ως προεκτίμηση της εξώθησης του μετώπου και κατ'επέκταση για να κριθεί αν απαιτούνται μέτρα υποστήριξης.

Τέλος, όσον αφορά την πλαστική ζώνη, το πλάτος της πίσω από το μέτωπο μειώνεται μόνο με την χρήση δοκών προπορείας και μόνο για ομοιόμορφο εντατικό πεδίο. Ενώ ουσιαστική επίδραση στη μείωση των πλαστικοποιήσεων σε κάθε εξεταζόμενη περίπτωση είχε η μείωση της διατομής της σήραγγας, αφού μείωσε το πλάτος της πλαστικής ζώνης έως και 23% και το μέγεθος των πλαστικοποιήσεων στην περιοχή του μετώπου έως και 50%.

7.3 Προτάσεις για Περαιτέρω Έρευνα

Στη παρούσα εργασία διερευνήθηκε η ευστάθεια του μετώπου βαθιάς σήραγγας. Κατά τη βιβλιογραφική αναζήτηση διαπιστώθηκε ότι οι περισσότερες έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί τόσο σε πειραματικό επίπεδο όσο και με τη χρήση παραμετρικών αναλύσεων αφορούσαν κυρίως αβαθείς σήραγγες. Το ενδιαφέρον αυτό για τις αβαθείς σήραγγες είναι λογικό αφού με την αύξηση του πληθυσμού στις πόλεις δημιουργήθηκε η ανάγκη ευέλικτων συγκοινωνιακών μέσων, τα Μετρό. Φαίνεται λοιπόν, ότι έχει δημιουργηθεί ένα «κενό» όσον αφορά την έρευνα βαθιών σηράγγων. Συνεπώς απαιτούνται περισσότερες έρευνες που θα οδηγήσουν στην εξαγωγή συντελεστών ασφαλείας για διάφορες παραμέτρους. Μια πρώτη προσπάθεια προς αυτή την κατεύθυνση έχει πραγματοποιηθεί από τους Georgiou & Kalos (2019) οι οποίοι επέκτειναν τη θεωρία του Προυντζόπουλου (2012) για το συντελεστή Λ_F και για μεγάλα βάθη. Παρακάτω θα δοθούν διάφορες προτάσεις για περαιτέρω έρευνα βασισμένες τόσο στη βιβλιογραφική ανασκόπηση όσο και στις παραμετρικές αναλύσεις.

Κατά την εξέταση των σηράγγων με χρήση αγκυρίων μετώπου προέκυψαν αρκετά ζητήματα που απαιτούν περαιτέρω διερεύνηση. Αρχικά πρέπει να μελετηθεί το βέλτιστο ή κρίσιμο μήκος αγκυρίου, αφού όπως προέκυψε από τις αναλύσεις της παρούσας εργασίας το διαθέσιμο μήκος των 4m για την τοποθέτηση της επόμενης σειράς αγκυρίων δεν είναι ανεπαρκές σε βαθιές σήραγγες που διανοίγονται σε κακής ποιότητας βραχώμαζας. Τέτοιες μελέτες έχουν πραγματοποιηθεί από τον

Προυντζόπουλο (2010) αλλά περιορίζονται για αβαθείς σήραγγες. Επίσης στη παρούσα διπλωματική προέκυψε ότι απαιτείται πύκνωση του καννάβου των αγκυρίων προς τα τοιχώματα της σήραγγας, ενώ σε αντίστοιχή έρευνα που πραγματοποιήθηκε ο Τσαπέκης (2019) για αβαθείς σήραγγες προέκυψε ότι ο κάνναβος πρέπει να πυκνώνει προς το κέντρο της. Έτσι προκύπτει το εύλογο συμπέρασμα ότι απαιτεί διερεύνηση περισσότερων καννάβων ώστε να βρεθεί ο εκείνος που θα δίνει τα βέλτιστα αποτελέσματα σε κάθε περίπτωση.

Όστε να μελετηθεί ο κάνναβος των αγκυρίων και να προταθούν διάφορες διατάξεις αξίζει να μελετηθεί ο τρόπος φόρτισης τους. Στη παρούσα διπλωματική έγινε μια πρώτη μελέτη από την οποία πρόκυψε ένα μοτίβο συμπεριφοράς. Πιο συγκεκριμένα, για συντελεστή πλευρικών ωθήσεων $K=1$ φορτίζονται περισσότερο τα αγκύρια που βρίσκονται κοντά στα τοιχώματα της σήραγγας, ενώ για $K=0,5$ αυτά που βρίσκονται προς το κέντρο του μετώπου. Συνεπώς θα ήταν χρήσιμο να πραγματοποιηθούν περισσότερες αναλύσεις για διάφορες βραχόμαζες και διάφορα μεγέθη ανοιγμάτων, ώστε να εξαχθεί ένα μοτίβο συμπεριφορά των αγκυρίων τόσο στις ρηχές όσο και στις βαθιές σήραγγες. Τέλος θα πρέπει να μελετηθούν αγκύρια με διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας για βαθιές σήραγγες όπως ακριβώς έκανε ο Υοο (2002) για τις αβαθείς.

Άλλη σημαντική παράμετρος που θα πρέπει να μελετηθεί εκτενέστερα είναι η απόσταση μεταξύ των δοκών προπορείας, τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά καθώς και ο τρόπος τοποθέτησης τους. Όσον αφορά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν δοκοί με διαφορετικές διαμέτρους ή διαφορετικά μήκη ώστε να εξεταστεί πώς αυτά τα χαρακτηριστικά μπορούν να επηρεάσουν θετικά την ευστάθεια του μετώπου. Όπως είναι κατανοητό μεγαλύτερο μήκος αλληλεπικάλυψης παρέχει μεγαλύτερη κάλυψη στη σήραγγα, ωστόσο δημιουργούνται προβληματισμοί όσον αφορά το μέγεθος των αναπτυσσόμενες ροπές. Ωστόσο για να επιβεβαιωθούν τα παραπάνω θα πρέπει να γίνουν περισσότερες έρευνες. Επίσης όπως αναφέρθηκε θα ήταν χρήσιμο να μελετηθεί η απόσταση μεταξύ προπορείας τόσο στην ευστάθεια του μετώπου όσο και στον τρόπο που αυτές φορτίζονται. Όπως είναι γνωστό η μικρότερη απόσταση μεταξύ των δοκών βελτιώνει την κατάσταση ωστόσο απαιτούνται για συγκεκριμένο τόξο ομπρέλας περισσότεροι δοκοί και άρα αυξημένο κόστος υλικών και εργασίας. Οποτε θα ήταν επωφελές να βρεθεί η μέγιστη απόσταση μεταξύ των δοκών που να επιτρέπει τη σωστή λειτουργία τους ή ακόμα να δοκιμαστεί η αντικατάσταση διατάξεων δοκών με μικρή απόσταση με διατάξεις όπου οι δοκοί θα έχουν μεγαλύτερη απόσταση μεταξύ τους αλλά μεγαλύτερη διάμετρο (δηλαδή χρησιμοποίηση βαρύτερων διατομών). Τέλος, όσον αφορά την τοποθέτηση των δοκών σε όλες τις έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί μέχρι στιγμής οι δοκοί προσομοιώνονται οριζόντια, ενώ στην πραγματικότητα η τοποθέτηση τους γίνεται με μικρή κλίση ως προς τον άξονα της σήραγγας. Συνεπώς κρίνεται απαραίτητο να προσομοιωθεί η πραγματική κατάσταση που επικρατεί κατά την διάνοιξη, ώστε διευκρινιστεί εάν το ποσοστό απόκλισης της προσομοίωσης

οριζόντιων δοκών είναι όντως αμελητέο. Να σημειωθεί ότι λόγοι για τους οποίους μέχρι στιγμής οι δοκοί δεν έχουν προσομοιωθεί κεκλιμένοι είναι η δυσκολία σχεδιασμού γραμμικού στοιχείου όπου για την δημιουργία του θα πρέπει να ενώνονται κόμβοι σε διαφορετικό υψόμετρο και βάθος ανά σταθερό βήμα.

Επιπροσθέτως, σημαντική παράμετρος που θα πρέπει να διερευνηθεί είναι ο αριθμός των φάσεων εκσκαφής, καθώς όπως προέκυψε από τη παρούσα μελέτη καθοριστικός παράγοντας στη μείωση των εξωθήσεων ήταν η μείωση της επιφάνειας του μετώπου. Επίσης παρά την τοποθέτηση μέτρων υποστήριξης του μετώπου και την τμηματική διάνοιξη το μέτωπο σήραγγων σε πολύ μεγάλα βάθη και κακής ποιότητας βραχώμαζες αστοχούσε. Έτσι για αυτές τις περιπτώσεις θα ήταν χρήσιμο να μελετηθεί η διάνοιξη σε περισσότερες από δύο φάσεις.

Επίσης θα πρέπει να μελετηθούν διάφορα βάθη εκσκαφής για συγκεκριμένες συνθήκες ώστε να οριοθετηθούν βάση αυτών οι διάφορες συμπεριφορές των μέτρων υποστήριξης καθώς επίσης και να προσομοιωθούν περισσότερες καταστάσεις που μπορεί να συναντήσει ένας μηχανικός. Το βάθος διάνοιξης είναι αρκετά σημαντικός παράγοντας καθώς καθορίζει το μέγεθος των φορτίων που θα πρέπει να αναλάβει η κατασκευή.

Τέλος, στην παρούσα διπλωματική εργασία δεν μελετήθηκε ύπαρξη υδροφόρου ορίζοντα πάνω από τη σήραγγα. Το πρόβλημα της εισροής υδάτων στο περιβάλλον της σήραγγας είναι πολύ σημαντικό, καθώς στην πραγματικότητα είναι πολύ δύσκολος ο προσδιορισμός της ακριβής ποσότητας εισροής αφού εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως γεωλογικά, γεωμορφολογικούς, μετεωρολογικούς κ.α. Έτσι κρίνεται απαραίτητη η γνώση της συμπεριφοράς του μετώπου υπό συνθήκες επιπλέον υδροστατικών πιέσεων που θα ασκούνται στο πρίσμα. Επιπλέον θα ήταν επωφελές να πραγματοποιηθούν αναλύσεις και με χρήση αγκυρίων μετώπου και δοκών προπορείας ώστε να εξεταστεί η απόδοση των μέτρων υποστήριξης αυτών σε συνθήκες ροής.

Βιβλιογραφία

1. Βουτσάς Γ., Διπλωματική Εργασία, “Υπολογισμός της Ευστάθειας Οροφής και Μετώπου Αβαθών Σηράγγων σε Μαλακούς Σχηματισμούς”, Πολυτεχνείο Κρήτης, 2014.
2. Γεωργίου Δ., Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, “Κατασκευή Σιδηροδρομικής Σήραγγας Παναγοπούλας”, Ε.Μ.Πολυτεχνείο, 2015
3. Δημακόπουλος Α., Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, “Μελέτη των Καθιζήσεων Λόγω Διάνοιξης Δίδυμης Σήραγγας Μετρό Θεσσαλονίκης στο Τμήμα Αγία Σοφία-Πανεπιστήμιο”, Ε.Μ.Πολυτεχνείο, 2010.
4. ΕΛΕΒΟΡ Α.Ε.Β.Ε. Ελληνικός Γεωτεχνικός Εξοπλισμός, “Στοιχεία Αγκύρωσης και Ενισχύσεων Υαλονημάτων”. Fiberglass Anchoring and Reinforcing Systems”
5. Ιατράκης Β., Διπλωματική Εργασία, “Αριθμητική Προσομοίωση της Επίδρασης των Δοκών Προπορείας στην Ευστάθεια του Μετώπου Αβαθών Σηράγγων και της Αλληλεπίδρασής τους με Αγκύρια Μετώπου Fiberglass”, Ε.Μ.Πολυτεχνείο, 2011
6. Ιωαννίδου Α., Διπλωματική Εργασία, “Διερεύνηση της Συμπεριφοράς της Σήραγγας Καλλιδρόμου σε Περιοχές Δυσμενών Γεωλογικών Συνθηκών ”, Ε.Μ.Πολυτεχνείο, 2014.
7. Καββαδάς Μ, “Πρόσφατες Εξελίξεις στον Σχεδιασμό Συγκοινωνιακών Σηράγγων”, Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων και Υπογείων Έργων (Ε.Ε.Σ.Υ.Ε.), Ιανουάριος 2012.
8. Καββαδάς Μ, “Σχεδιασμός Υπογείων Έργων- Σημειώσεις Μαθήματος”, Εκδόσεις Ε.Μ.Πολυτεχνείο, Μάρτιος 2012.
9. Κούκης Γ. και Σαμπατάκης Ν., “Γεωλογία Τεχνικών Έργων”, Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα, 2017, ISBN:978-960-7530-95-0.
10. Λουπασάκης Κ., “Βελτιώσεις Γεωτεχνικής Συμπεριφοράς Γεωλογικών Σχηματισμών-Σημειώσεις Μαθήματος”, Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου, 2015.
11. Λουπασάκης Κ., “Τεχνική Γεωλογία ΙΙ-Σημειώσεις Μαθήματος”, Έκδοση Ε.Μ.Πολυτεχνείου, 2015.

12. Μαρίνος Β., Διδακτορική Διατριβή, “Γεωτεχνική Ταξινόμηση και Τεχνικογεωλογική Συμπεριφορά Ασθενών και Σύνθετων Γεωυλικών κατά τη Διάνοιξη Σηράγγων”, Ε.Μ.Πολυτεχνείο, 2007
13. Μαρίνος Β., Μαρίνος Π. και Hoek Ε., “Γεωλογικός Δείκτης Αντοχής , GSI : Εφαρμογή, Συστασεις, Περιορισμοί και Πεδία Μεταβολών Ανάλογα με τον Τύπο του Πετρώματος”, Πρακτικά 10^{ου} Διεθνούς Συνεδρίου, Θεσ/νίκη, Απρίλιος 2004.
14. Μαρίνος Β., “Η Τεχνικογεωλογική Συμπεριφορά των Βραχομαζών κατά τη Διάνοιξη Σηράγγων. Η Σημασία στον Σχεδιασμό των Μέτρων Υποστήριξης, Σύγκριση Αριθμητικών Αναλύσεων με Αναλυτική Μέθοδο, 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής”, ΤΕΕ, Βόλος, 29/09 – 1/10 2010.
15. Μαρίνος Π., “Σχεδιασμός Υπογείων Έργων-Σημειώσεις Μαθήματος”, 2019
16. Μιχάλης Κ, Κωνσταντής Κ. και Αναγνωστόπουλος Γ., “Εκτίμηση των Συνθηκών Ευστάθειας Μετώπου Αβαθών Σηράγγων σε Συνθήκες πολύ Ασθενούς Βραχώμαζας μέσω του Δείκτη Ευστάθειας Υπογείου Ανοίγματος (Tunnel Stability Factor)”, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη, 31/5-2/6/2006.
17. Μιχαλακόπουλος Θ., “Μηχανική Όρυξη Σηράγγων-Σημειώσεις Μαθήματος”, 2015.
18. Μπενάρδος Α. και Καλιαμπάκος Δ., “Υπόγεια Έργα-Σημειώσεις Μαθήματος”, Εκδόσεις Ε.Μ.Πολυτεχνείο, Αθήνα, 2015.
19. Νομικός Π., “Εισαγωγή στη Μηχανική των Πετρωμάτων”, Εκδόσεις ΣΕΑΒ, 2015, ISBN: 978-960-603-458-9.
20. Παπαδόπουλος Β., “Σχεδιασμός Υπογείων Έργων-Σημειώσεις Μαθήματος”, Αθήνα, Νοέμβριος 2015.
21. Παπαδόπουλος Β., “Αβαθείς Σήραγγες, Αντιστηρίξεις, Καθιζήσεις στην Επιφάνεια του Εδάφους-Σημειώσεις Μαθήματος”, Αθήνα, 2017.
22. Προυντζόπουλος Γ., Διδακτορική Διατριβή, “Διερεύνηση της Ευστάθειας Μετώπου Εκσκαφής Αβαθών Σηράγγων”, Ε.Μ.Πολυτεχνείο, 2012.
23. Προυντζόπουλος Γ. και Καββαδάς Μ, “Ευστάθεια και Παραμορφώσεις Μπροστά από το Μέτωπο Εκσκαφής Σηράγγων, Σύγκριση Αριθμητικών Αναλύσεων με Αναλυτική Μέθοδο”, 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Βόλος, 29/09 – 1/10 2010.

24. Προυντζόπουλος Γ. και Καββαδάς Μ, “Η Επίδραση των Αγκυρίων Μετώπου στην Ευστάθεια Σηράγγων. Παραμετρική Διερεύνηση με Πεπερασμένα Στοιχεία”, 6^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Βόλος, 29/09 – 1/10 2010.
25. Ρηγοπούλου Μ., Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, “Σύγκριση Αναλυτικών Μεθόδων Εκτίμησης Ευστάθειας του Μετώπου της Σήραγγας και Διαστασιολόγηση Μέτρων Ενίσχυσής του με Τριδιάστατες Αναλύσεις Πεπερασμένων Στοιχείων”, Ε.Μ.Πολυτεχνείο, 2012.
26. Σιταρένιος Π. και Καββαδάς Μ, “Επιρροή της Χαλάρωσης της Βραχώμαζας στη Διάνοιξη Σηράγγων”, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη, 31/5-2/6/2006.
27. Σοφιανός Α., “Υποστήριξη Υπογείων Έργων- Σημειώσεις Μαθήματος”, Εκδόσεις Ε.Μ.Πολυτεχνείο, Αθήνα, 2014.
28. Σοφιανός Α., “Υποστήριξη Υπογείων Έργων”, Εκδόσεις ΣΕΑΒ, 2015, ISBN: 978-960-603-459-6.
29. Σοφιανός Α., “Διάνοιξη Σηράγγων- Σημειώσεις Μαθήματος”, Εκδόσεις Ε.Μ.Πολυτεχνείο, Αθήνα, 2018.
30. Σπυρόπουλος Ι., Διδακτορική Διατριβή, “Διερεύνηση της Ευστάθειας Μετώπου Εκσκαφής Σηράγγων Μεγάλου Βάθους”, Ε.Μ.Πολυτεχνείο, 2012
31. Σπυρόπουλος Ι. και Καββαδάς, “Αριθμητική Διερεύνηση της Ευστάθειας του Μετώπου Σηράγγων χωρίς και με Ενίσχυση”, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη, 31/5-2/6/2006.
32. Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ, Προσωρινές Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές, ΠΕΤΕΠ 12-02-01-02-12, Μάιος 2006.
33. Χόρτης Φ., Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, “Διερεύνηση της Μεταβολής των Φορτίων της Άμεσης Υποστήριξης λόγω της Εφαρμογής Μέτρων Υποστήριξης στο Μέτωπο Εκσκαφής”, Ε.Μ.Πολυτεχνείο, 2013
34. Anagnostou G. and Kovári, K., “Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields”, Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 11, No.2, pp. 165–173, 1996, doi: [https://doi.org/10.1016/0886-7798\(96\)00017-X](https://doi.org/10.1016/0886-7798(96)00017-X)

35. Anagnostou G., Kostikas C., Iakovides G., Vasilakopoulou, G., “Athens Metro - Design and Construction of Shallow Tunnels to Control Settlements of Surface Structures”, Tunnelling'97, London, 1997.
36. Barton N., “Rock Mass Classification and Tunnel Reinforcement using the Q-system”, ASTM STP 984, Philadelphia, USA, 1988.
37. Barton N. and Shen B., “Extension Failure Mechanisms Explain Failure Initiation in Deep Tunnels and Critical Heights of Cliff Faces and Near-Vertical Mountain Walls”, American Rock Mechanics Association, Volume 51, June 2017.
38. Barton N., Lien R. and Lunde J., “Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support”, Rock Mechanics, Volume 6, Issue 4, pp 189-236, 1974, doi:<https://doi.org/10.1007/BF01239496>.
39. Baumann T., Sternath R. and Schwarz J., “Face Stability of Tunnels in Soft Rock - Possibilities for the Computational Analysis”, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1389–1392, 1997.
40. Cantieni L., Doctoral Thesis, “Spatial Effects in Tunneling Through Squeezing Ground”, ETH Zurich, 2011, doi: <https://doi.org/10.3929/ethz-a-006397593>.
41. Dias D., “Convergence-Confinement Approach for Designing Tunnel Face Reinforcement by Horizontal Bolting”. Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 26, No. 4, pp. 517–523, 2011, doi: <http://doi.org/10.1016/j.tust.2011.03.004>
42. Dias D. and Oreste, P., “Key Factors in the Face Stability Analysis of Shallow Tunnels”, American Journal of Applied Sciences, Volume 10, No. 9, pp. 1025–1038, 2013, doi:<https://doi.org/10.3844/ajassp.2013.1025.1038>
43. Deere U. and Deere W., “Rock Quality Designation (RQD) after Twenty Years”, Contract Report GL-89-1. US Army Corps of Engineers, 1989.
44. Deere, D.U. & Deere, D. W., “The RQD Index in Practice, Rock Classification Systems for Engineering Purposes”, ASTM STP 984, pp. 91-101, Philadelphia 1998, doi : <https://doi.org/10.1520/STP48465S>
45. Hoek E. and Marinos P., “Predicting Tunnel Squeezing Problems in Weak Heterogeneous Rock Masses”, Tunnels and Tunnelling International, Part 1 – November 2000, Part 2 – December 2000, Retrieved from: <https://www.rockscience.com/documents/hoek/references/H2000d.pdf%0Ahttp://www.rockscience.com/hoek/references/H2000d.pdf>

46. Hoek E., Carranza C. and Corkum, B., “Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition”, Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium, pp. 267–273, September 2002, doi: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(74\)91782-3](https://doi.org/10.1016/0148-9062(74)91782-3)
47. Hoek E., Kaiser P.K and Bawden W.F., “Support of Underground Excavation in Hard Rock”, 2000, ISBN: 978-905-4101-87-1
48. Hutchinson J. D. and Diedrichs, M., “Empirical Design of Open Stope and Support, Cablebolting in Underground Mines”, Issue 1972, pp. 221–252, 1996, doi: <https://doi.org/10.1016/B978-008043010-2/50013-7>
49. Karakuş M. and Fowell R.G., “An Insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM)”, The 7th Regional Rock Mechanics Symposium, 2004.
50. Kavvadas M., & Proutzopoulos G., “3D Analyses of Tunnel Face Reinforcement using Fibreglass Nails”, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, pp.1–4. , 9-11 September 2009.
51. Khalajmasoumi M., Ibrahim I. S., Mohd Yatim J. and Kolor, S. S. R., “Non-linear Mechanical Analysis of Polymer Precast Panel for Temporary Support of Tunnels”, Volumes 229-231, pp. 771-777, November 2012. doi: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/amr.488-489.547>
52. Look B., “Rock Mass Classification Systems”, Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, pp. 263–280, 2014. doi: <https://doi.org/10.1201/b16520-19>
53. Lunardi P., “Design & Constructing Tunnels – ADECO-RS Approach”, Tunnels & Tunnelling International, Special Supplement, May 2000.
54. Mair R. J. and Atkinson J. H., “Soil Mechanics Aspects of Soft Ground Tunnelling”, Ground Engineering, Volume 19, No. 3, pp. 20-38, July 1981, doi: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(82\)91257-8](https://doi.org/10.1016/0148-9062(82)91257-8)
55. Maji V.B. and Adugna A., “Numerical Modelling of Tunnelling Induced Ground Deformation and its Control”, International Journal of Mining and Geo-Engineering, Volume 50, No.2, pp. 183–188, May 2016.
56. Marinos P., “Geological Behaviour of Rock Masses in Underground Excavations”, Bulletin of the Geological Society of Greece, Volume 43, No 3, pp. 1238-1247, Patras, 2010, doi: <http://dx.doi.org/10.12681/bgsg.11300>

57. Obel M., Mark P., Neuhausen M., König M. and Schindler S., “Settlement Risk Assessment by Means of Categorized Surface Infrastructure”, Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC), Leuven, Belgium, 13-15, September 2016.
58. Oke J., Vlachopoulos N., and Diederichs M., “The Reduction of Surface Settlement by Employing Umbrella Arch Systems for Different Excavation Methods”, Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses, pp. 859–864, May 2014. doi:<https://doi.org/10.1201/b16955-147>
59. Proutzopoulos G. and Kavvadas, M., “An indirect method for the design of reinforced tunnel faces”. 2nd Eastern European Tunnelling Conference (EETC 2014), pp. 1–10, October 2014.
60. Senent S., Mollon G. and Jimenez R., “Stability of a Tunnel Face in Rocks using the Hoek-Brown Failure Criterion”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 60, pp 440-451, June 2013.
61. Vermeer B. P. A., Ruse N. and Marcher T, “Tunnel Heading Stability in Drained Ground”, Felsbau, Volume 20, No. 6, pp 1-17, 2002.
62. Yoo C., “Finite-Element Analysis of Tunnel Face Reinforced by Longitudinal Pipes”, Computers and Geotechnics, Volume 29, No.1, pp. 73–94, 2002, doi:[https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(01\)00020-9](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(01)00020-9)

Ιστότοποι

1. cbbt.com
2. eupalinos-tunnel.gr
3. kathimerini.gr
4. railsystem.net
5. terratec.co
6. tunnellingshortcourse.com