



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«Αξιολόγηση των τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών της
διάνοιξης σήραγγας διπλής τροχιάς με τη μέθοδο NATM από Σταθμό
Μετρό Περιστερί έως το Φρέαρ Φλέμινγκ»**



ΒΑΣΙΛΑΡΕΑ ΑΝΤΙΓΟΝΗ-ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΜΑΡΙΝΟΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ , ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ
ΕΜΠ**

Αθήνα, Οκτώβριος 2023

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Στα πλαίσια ολοκλήρωσης των σπουδών μου και της παρούσας διπλωματικής εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους με βοήθησαν για την αποπεράτωση αυτών.

Καταρχάς, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Βασίλη Μαρίνο, Επίκουρο Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, για την ανάθεση και επίβλεψη της παρούσας εργασίας και για την πολύτιμη βοήθεια που μου προσέφερε απαντώντας άμεσα και με υπομονή σε κάθε μου ερώτημα. Ανεκτίμητη είναι και η αξία όσων μας έδωσε μέσω των εκπαιδευτικών εκδρομών στην Ελλάδα και το εξωτερικό που μας άνοιξαν τους ορίζοντες τόσο σε ακαδημαϊκό όσο και σε προσωπικό επίπεδο.

Θα ήθελα ακόμη να ευχαριστήσω τον κ. Γεώργιο Στούμπο, Τεχνικό Γεωλόγο της Αττικό Μετρό Α.Ε. για τις πολύτιμες πληροφορίες που μου έδωσε και την άμεση ανταπόκριση στα όποια ερωτήματα του έθεσα και τον Δρ. Δημήτριο Γεωργίου για τον προσωπικό χρόνο που διέθεσε, τις συμβουλές του, και την βοήθειά του στη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων RS2 και το τμήμα Μελετών της Αττικό Μετρό Α.Ε., για την άδεια παραχώρησης των αρχείων για την εκπόνηση της Διπλωματικής αυτής Εργασίας.

Ακόμα θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Γερόλυμο, αναπληρωτή καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, και τον κ. Παπαδημητρίου, αναπληρωτή καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, για τη συμμετοχή τους στην τριμελή εξεταστική επιτροπή.

Δεν θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω τους καθηγητές του Τομέα Γεωτεχνικής που μου μετέδωσαν την αγάπη για το αντικείμενο, με πρώτο τον κ. Μπουκοβάλα στο εισαγωγικό μάθημα της Εδαφομηχανικής 1, τον κύριο Παπαδημητρίου, τον κ. Καββαδά, τον κ. Σαρόγλου και τον κ. Γερόλυμο.

Οι ευχαριστίες αυτές θα ήταν ελλιπείς αν δεν ανέφερα την ευγνωμοσύνη μου για τους φίλους ζωής που έκανα στην φοιτητική μου πορεία. Πρώτα θα ήθελα να ευχαριστήσω την Ιλεάννα που ήταν μαζί μου σε αυτή την προσπάθεια από την πρώτη στιγμή που αποφάσισα ότι θα ξεκινήσω τη διπλωματική εργασία σε ένα λεωφορείο στις Άλπεις, μέχρι και σήμερα που γράφω τις τελευταίες λέξεις σε αυτήν. Η βοήθεια της ήταν ανεκτίμητη σε όλα τα επίπεδα. Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω την Κατερίνα, τον Δημήτρη, τον Ηλία, τον Νικόλα, τον Μάριο και την ευρύτερη παρέα μας για όλες τις στιγμές που ζήσαμε μαζί και για την πίστη που δείχνουν σε εμένα. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την αγαπημένη μου φίλη επί 12 χρόνια και συνάδελφο Αρχιτέκτονα Μηχανικό Ελεονώρα Δεληγιάννη για την επιμέλεια του εξωφύλλου και όχι μόνο.

Κλείνοντας, θέλω να πω το μεγαλύτερο ευχαριστώ την οικογένεια μου (τη μητέρα μου Δέσποινα, τον πατέρα μου Βασίλη, την αδερφή μου Ίριδα και τον αδελφικό μου φίλο Στέλιο) που δεν έχει σταματήσει να με στηρίζει άνευ όρων σε κάθε μου βήμα, με την υπόσχεση ότι θα προσπαθώ αδιάκοπα να τους ανταποδώσω ό,τι μου έχουν χαρίσει.

Αντιγόνη Βασιλαρέα, Αθήνα, Οκτώβριος 2023

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

«Αξιολόγηση των τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών της διάνοιξης σήραγγας διπλής τροχιάς με τη μέθοδο NATM από το Φρέαρ Φλέμινγκ έως τον Σταθμό Μετρό στο Περιστερί»

Αντιγόνη Βασιλαρέα

Επιβλέπων: Μαρίνος Βασίλειος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο τελευταίο εξάμηνο φοίτησης στα πλαίσια του προγράμματος σπουδών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Η παρούσα εργασία αναφέρεται στην τεχνικογεωλογική αξιολόγηση του υπεδάφους και στην μελέτη εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης για το τεχνικό της μητροπολιτικής σήραγγας διπλής τροχιάς 300 μέτρων στο έργο της επέκτασης της Γραμμής 2 στο Μετρό της Αθήνας από το σταθμό Περιστερίου ως το Φρέαρ Φλέμινγκ. Κύριο αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας είναι η τεχνικογεωλογική αξιολόγηση και διακριτοποίηση του υπεδάφους σε αντίστοιχες ενότητες, και ο ορισμός τυπικών γεωτεχνικών διατομών που χαρακτηρίζουν δυσμενώς τις γεωτεχνικές συνθήκες. Έπειτα ελέγχονται σε περιβάλλον πεπερασμένων στοιχείων τρεις τυπικές διατομές άμεσης υποστήριξης εντός αυτών των τυπικών γεωτεχνικών διατομών ως προς τις συγκλίσεις εντός της σήραγγας αλλά και ως προς τις καθιζήσεις στην επιφάνεια έτσι ώστε να διαπιστωθεί αν είναι εντός των ορίων ασφαλείας. Τέλος συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις καθιζήσεις στην επιφάνεια με την πραγματική μέγιστη μέτρηση που έγινε μετά την κατασκευή του έργου.

Η διάρθρωση των κεφαλαίων ακολουθεί την διαδικασία της γεωτεχνικής αξιολόγησης κατά τον σχεδιασμό υπόγειας αστικής σήραγγας που διανοίγεται με συμβατικά μέσα (NATM). Στο Κεφάλαιο 1 γίνεται αναφορά σε ιστορικά στοιχεία για το μετρό της Αθήνας και παρατίθενται ο Σκοπός, η Μεθοδολογία και τα διαθέσιμα στοιχεία για το έργο. Στο Κεφάλαιο 2 περιγράφεται το θεωρητικό υπόβαθρο για τις γεωτεχνικές έρευνες υπεδάφους. Στο Κεφάλαιο 3 βρίσκεται το θεωρητικό υπόβαθρο των σήραγγων. Στο Κεφάλαιο 4 παρατίθενται οι γεωλογικές συνθήκες της περιοχής έρευνας και η γεωλογική μηκοτομή. Στο Κεφάλαιο 5 γίνεται η σύνθεση των ερευνητικών εργασιών του υπεδάφους με τη γεωλογία για την εκτίμηση των γεωτεχνικών ενοτήτων που διέπουν την περιοχή της χάραξης. Στο Κεφάλαιο 6 ορίζονται οι τυπικές Γεωτεχνικές διατομές που διέπουν την περιοχή έρευνας, και γίνεται εκτενώς η προσομοίωση και ανάλυση αυτών με τις Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης που έχουν ληφθεί από τη μελέτη της Αττικό Μετρό. Επίσης ελέγχεται αν τα αποτελέσματα των συγκλίσεων και καθιζήσεων είναι εντός των επιτρεπτών ορίων. Στο Κεφάλαιο 7 παρατίθενται τα συμπεράσματα από το σύνολο της συγγραφής της παρούσας διπλωματικής.

Ειδικότερα, αρχικά συγκεντρώθηκαν στοιχεία από τις ερευνητικές εργασίες εδάφους. Συναξιολογήθηκαν όλα τα διαθέσιμα στοιχεία για τη βέλτιστη κατανόηση και σύνθεση του γεωλογικού υποβάθρου για να προβλεφθεί η σύσταση και η τεχνική του συμπεριφορά όσο το δυνατόν καλύτερα. Αυτά ήταν κατά βάση επί τόπου δοκιμές εντός των γεωτρήσεων, όπως οι δοκιμές διαπερατότητας, SPT κ.ά., αλλά και οι εργαστηριακές δοκιμές άρρηκτου βράχου όπως η Δοκιμή Ανεμπόδιστης Θλίψης (UCS), η δοκιμή σημειακής φόρτισης (PLT), και η δοκιμή εδαφομηχανικής για την αντοχή σε θλίψη δοκιμίου (q_u). Η «ταυτότητα» της βραχόμαζας έγκειται στις τρεις τιμές σ_{ci} , GSI, m_i (όπου m_i σταθερά-παράμετρος του κριτηρίου HB). Τα δεδομένα αυτά για τον «άρρηκτο βράχο» ομαδοποιήθηκαν ανά λιθολογικό τύπο και βάσει των μεθόδων ταξινόμησης βραχόμαζας και του κριτηρίου Hoek-Brown απομειώθηκαν οι παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας για την εκάστοτε βραχόμαζα. Αξιολογώντας επί της γεωτεχνικής μηκοτομής τις ποιότητες των βραχομαζών που συναντά η σήραγγα αλλά και το ύψος των υπερκειμένων ορίστηκαν οι Τυπικές Γεωτεχνικές

διατομές που χαρακτηρίζουν όλο το μήκος της χάραξης που μελετάται. Έπειτα έγινε αντιστοίχιση τριών τυπικών γεωτεχνικών διατομών, με τις Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης που έχουν ληφθεί από τη μελέτη της Αττικό Μετρό και πραγματοποιήθηκε ανάλυση σε περιβάλλον πεπερασμένων στοιχείων (RS2 – Rocscience Inc.) για την εξαγωγή συγκλίσεων και καθιζήσεων οι οποίες συγκρίθηκαν με τα όρια ασφαλείας. Τέλος, ως πρόσθετη ανάλυση, από τα δεδομένα της γεωδομητικής παρακολούθησης μετά την εκσκαφή, επιλέγεται η μέγιστη μέτρηση καθίζησης στην επιφάνεια από τα χωροσταθμικά σημεία που αντιστοιχεί σε συγκριμένη ΧΘ και συγκρίνεται με αυτή που υπολογίστηκε στην Ανάλυση. Στην συγκεκριμένη ΧΘ που μετρήθηκε η μέγιστη καθίζηση έχει γίνει ανάλυση Τυπικής Γεωτεχνικής Διατομής με Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης. Έτσι γίνεται η τελική σύγκριση της πραγματικής τιμής της καθίζησης στην επιφάνεια με αυτή που προέβλεψε η ανάλυση.

Abstract

“Technical and geological evaluation of the excavation and support of the double track tunnel using NATM in Athens’ Metro Line 2 extension from ‘Fleming’ shaft to Peristeri Station.”

Antigoni Vasilarea

Supervisor: Marinos Vassilis, Assistant Professor NTUA

This thesis was conducted in the final semester of studies as part of the curriculum of the School of Civil Engineering at the National Technical University of Athens (NTUA).

This thesis focuses on the geotechnical evaluation of the underground and the study of excavation and temporary support for the 300 meter double-track tunnel, as part of the extension of Line 2 of the Athens Metro from Agios Antonios to Peristeri. The challenging geological conditions make this thesis particularly interesting and demanding. The main subject of this thesis is the geotechnical assessment and classification of the underground into technical/geological units, as well as the definition of typical geotechnical cross-sections that characterize the geological conditions. Subsequently, three typical cross-sections of direct support within these typical geotechnical cross-sections are analyzed, computing the convergence within the tunnel and surface settlements to determine whether they are within the safety limits. Finally, the analysis results for settlements are compared with the actual maximum measurement after the construction of the project.

The structure of the chapters follows the process of geotechnical assessment for designing an urban underground tunnel, excavated using conventional methods (NATM). Chapter 1 provides historical information about the Athens Metro and presents key details and data from “Attiko Metro”’s design for the project. Chapter 2 describes the theoretics of soil and rock investigation works. Chapter 3 contains the theoretical background of tunnels. Chapter 4 presents the geological conditions of the research area and the geological cross-section. In Chapter 5, the results of soil investigation works are correlated with the geological background to estimate the geotechnical units governing the tunnel's alignment. Chapter 6 defines the typical Geotechnical Cross-Sections that characterize the research area and conducts a comprehensive simulation and analysis of these sections using the Typical (Direct) Support Cross-Sections obtained from the “Attiko Metro” design study. Additionally, it is shown whether the convergence and settlements are within acceptable limits. Chapter 7 consists of the conclusions.

More specifically, geological data were collected from soil investigation studies. The geological and hydrogeological conditions of the "Athens Schist" are carefully examined, as it constitutes the bedrock of the broader study area. All available information was co-evaluated for better understanding of the geological conditions to predict the behavior of the rock mass as accurately as possible. This information primarily included in-situ tests within boreholes, such as permeability tests, SPT, etc., and laboratory tests on intact rock, such as Unconfined Compressive Strength (UCS), Point Load Test (PLT), and rock mass strength (q_u). These data for the "intact rock" were grouped by lithological type and classified based on Rock-mass Classification Methods; strength and deformability parameters were determined for each rock mass. Typical Geotechnical Cross-Sections characterizing the entire length of the tunnel's excavation were defined. Three Typical Geotechnical Cross-Sections were matched with the Typical (Direct-temporary) Support Cross-Sections obtained from the “Attiko Metro” study. An analysis was carried out using finite element analysis (RS2 – ROCSCIENCE) to determine the convergence and settlements within the tunnel and to compare them with safety limits. Finally, as an additional analysis, the maximum surface settlement measurement from the monitoring data after the excavation, was selected and compared with the value calculated in the analysis. In the

specific location where the maximum settlement was measured, a Typical Geotechnical Cross-Section with Typical Direct Support Cross-Section was analyzed; comparing the actual surface settlement and the value predicted by the analysis.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1.	Εισαγωγή.....	10
1.1	Γενικά.....	10
1.2	Αντικείμενο-σκοπός	10
1.3	Μεθοδολογία.....	11
1.4	Διαθέσιμα στοιχεία από την Αττικό Μετρό	12
1.5	Στοιχεία του έργου	12
1.5.1	Ιστορικά στοιχεία.....	12
1.5.2	Η επέκταση τη γραμμής 2	13
1.5.3	Το έργο σήμερα.....	13
1.5.4	Το τεχνικό της σήραγγας διπλής τροχιάς στην επέκταση από Άγιο Αντώνιο προς Περιστέρι 15	
1.5.5	Οι επεκτάσεις στο δίκτυο του μετρό - Το μέλλον	15
2.	Θεωρητικό υπόβαθρο - Γεωτεχνική αξιολόγηση υπεδάφους	16
2.1	Γενικά – Ερευνητικές εργασίες εδάφους.....	16
2.2	Δοκιμές Υπαίθρου	17
2.2.1	Γενικά.....	17
2.2.2	Δοκιμή Τυποποιημένης Διείσδυσης (SPT)	17
2.2.3	Δοκιμές Υδατοπερατότητας (Maag & Lugeon).....	17
2.2.4	Μέτρηση Στάθμης Υπογείων Υδάτων	17
2.3	Εργαστηριακές Δοκιμές.....	18
2.3.1	Γενικά.....	18
2.3.2	Αντοχή πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη (UCS)- Βραχομηχανική	18
2.3.3	Σημειακή φόρτιση (Point Load Test, PLT)- Βραχομηχανική	18
2.3.4	Κοκκομετρήσεις με κόσκινα- Εδαφομηχανική.....	20
2.3.5	Ταξινόμηση εδαφών κατά USCS	20
2.4	Περιγραφή και ταξινόμηση της βραχομάζας	21
2.4.1	Γενικά-Μέθοδοι περιγραφής και ταξινόμησης της βραχομάζας.....	21
2.4.2	Μονοπαραμετρική βαθμονόμηση βάσει της συχνότητας των ασυνεχειών (RQD) 21	
2.4.3	Το σύστημα ταξινόμησης Q.....	22
2.4.4	Ο Δείκτης RMR (Rock Mass Rating).....	23
2.4.5	Δείκτης Γεωλογικής Αντοχής GSI (Geological Strength Index) για ομοιογενείς βραχώμαζες.....	24
2.4.6	Δείκτης Γεωλογικής Αντοχής GSI για ετερογενείς βραχώμαζες.....	25
2.5	Μηχανική συμπεριφορά της βραχομάζας.....	26
2.5.1	Γενικά.....	26

2.5.2	Το κριτήριο Αστοχίας Mohr-Coulomb	27
2.5.3	Το κριτήριο Αστοχίας Hoek-Brown.....	27
2.5.4	Συσχέτιση Κριτηρίων Hoek-Brown και Mohr-Coulomb.....	29
2.6	Παράμετροι Παραμορφωσιμότητας.....	30
2.6.1	Γενικά.....	30
2.6.2	Μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας.....	30
2.6.3	Ο λόγος Poisson (ν).....	30
3.	Θεωρητικό υπόβαθρο σηράγγων	32
3.1	Μέθοδοι διάνοιξης και κατασκευής σηράγγων	32
3.1.1	Γενικά.....	32
3.1.2	Μέθοδοι Cut and Cover/ Cover and Cut	32
3.1.3	Εκσκαφή με εκρηκτικές ύλες.....	32
3.1.4	Εκσκαφή με TBM	32
3.1.5	Η συμβατική μέθοδος NATM	33
3.1.5.1	Γενικά.....	33
3.1.5.2	Φιλοσοφία και Περιγραφή	34
3.1.5.3	Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της μεθόδου	35
3.2	Μέτρα Άμεσης Υποστήριξης.....	35
3.2.1	Γενικά.....	35
3.2.2	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete ή gunite).....	36
3.2.3	Αγκύρια βράχου (rockbolts, anchors).....	37
3.2.4	Χαλύβδινα Πλαίσια (steel ribs)	38
3.2.5	Ενίσχυση του μετώπου με αγκύρια (Fiberglass).....	38
3.2.6	Ενίσχυση του με τοποθέτηση (άκαμπτων) δοκών προπορείας στη στέψη (Forepoling).....	39
3.3	Μέθοδοι ανάλυσης της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης σηράγγων.....	39
3.3.1	Γενικά.....	39
3.3.2	Στόχος Αναλύσεων	40
3.3.3	Ανάλυση της διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων με καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης.....	41
3.3.4	Μέθοδος Πεπερασμένων στοιχείων.....	46
3.3.5	Ανάστροφη Ανάλυση	46
4.	Γεωλογικές συνθήκες της περιοχής έρευνας	47
4.1	Γενικά-Εισαγωγή	47
4.2	Οι γεωτρήσεις στο τμήμα του έργου	48
4.2.1	Γενικά.....	48
4.2.2	Μετρήσεις και δοκιμές στις ανορυχθείσες γεωτρήσεις	49

4.2.3	Μετρήσεις και δοκιμές στις ανορυχθείσες γεωτρήσεις	50
4.3	Γεωλογικές συνθήκες της ευρύτερης περιοχής του έργου	50
4.3.1	Η γεωλογική εικόνα από το μετρό της Αθήνας.....	51
4.3.1.1	Αθηναϊκός Σχιστόλιθος-Ενότητα Αθηνών	51
4.4	Γεωλογικές συνθήκες του τμήματος έρευνας	51
4.4.1	Γενικά.....	51
4.4.2	Τα ορυχεία λιγνίτη του Περιστερίου	53
4.5	Υδρογεωλογικά στοιχεία περιοχής έρευνας	54
4.6	Γεωλογική τομή	55
4.6.1	Γενικά.....	55
4.6.2	Περιγραφή σχηματισμών και στρωματογραφία	59
4.6.3	Γεωλογικές Ενότητες (ΓΕ)	59
5.	Τεχνικογεωλογικές συνθήκες της περιοχής του έργου	63
5.1	Γενικά.....	63
5.2	Γεωτεχνικές παράμετροι	63
5.3	Γεωτεχνικές ιδιότητες-Τεχνικογεωλογική αξιολόγηση	64
5.3.1	Γενικά.....	64
5.3.2	Κριτήρια διαχωρισμού Τεχνικογεωλογικών Ενότητων.....	64
5.4	Τιμές του Δείκτη Γεωλογικής Αντοχής (GSI)	65
5.4.1	T. Ενότητα 1 - Επιφανειακές Αποθέσεις	65
5.4.2	T.Ενότητα 2 - Αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης.....	65
5.4.3	T. Ενότητα 3-Κροκαλοπαγές.....	66
5.4.4	T. Ενότητα 4 (ισχυρός) Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης A & T. T.Ενότητα 5 (ισχυρός) ασβεστιτικός μεταψαμμίτης B	66
5.4.5	T.Ενότητα 6. Εναλλαγές Μεταψαμμίτη-μεταλλυόλιθου (50-50)	67
5.4.6	T.Ενότητα 7. Αργιλικός Σχιστόλιθος.....	68
5.5	Μονοαξονική αντοχή βράχου και Ταυτότητες (σ_{ci} , GSI, m_i)	69
5.5.1	TE 1. Επιφανειακές Αποθέσεις	69
5.5.2	TE 2. Έντονα Αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης.....	70
5.5.3	TE 3. Κροκαλοπαγές.....	72
5.5.4	TE 4. Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης A.....	72
5.5.5	TE 5. Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης B.....	73
5.5.6	TE 6. Εναλλαγές Μεταψαμμίτη-Μεταλλυολίθου	73
5.5.7	TE 7. Αργιλικός Σχιστόλιθος.....	75
5.6	Μέτρο ελαστικότητας E_m	75
5.6.1	Γενικά.....	75
5.6.2	TE 1. Επιφανειακές Αποθέσεις	79

5.6.3	TE 2. Έντονα αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης	79
5.6.4	TE 3. Κροκαλοπαγές	80
5.6.5	TE 4. Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α.....	80
5.6.6	TE 5. Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Β.....	80
5.6.7	TE 6. Εναλλαγές Μεταψαμμίτη-Μεταλλουλίθου	80
5.6.8	TE 7. Αργιλικός Σχιστόλιθος.....	80
5.6.9	TE 7. Συγκεντρωτικές τιμές.....	81
5.7	Διαπερατότητα	81
5.8	Ο λόγος Κο.....	83
5.9	Συγκεντρωτικός πίνακας παραμέτρων.....	85
5.10	Γεωτεχνική μηκοτομή	86
6.	Ανάλυση διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας	89
6.1	Γενικά-Εισαγωγή	89
6.2	Τυπικές Γεωτεχνικές Διατομές Ελέγχου.....	90
6.2.1	Γενικά.....	90
6.2.2	Τυπική Διατομή 1 (ΧΘ 1+341)	92
6.2.3	Τυπική Διατομή 2 (ΧΘ 1+580).....	92
6.2.4	Τυπική Διατομή 3 (ΧΘ 1+610).....	93
6.2.5	Τυπική Διατομή 4 (ΧΘ 1+640).....	94
6.2.6	Τυπική Διατομή 5 (ΧΘ 1+666)	95
6.3	Γεωτεχνική και δομητική παρακολούθηση	96
6.3.1	Γενικά – Περιγραφή οργάνων και συχνότητα μετρήσεων συστήματος ΓΔΠ.....	96
6.3.2	Αξιοποίηση μετρήσεων στην περίμετρο της σήραγγας.....	97
6.3.3	Καθορισμός ορίων επιφυλακής και συναγερμού.....	98
6.3.4	Πραγματικές μετρήσεις κατά την κατασκευή	101
6.4	Τυπικές διατομές άμεσης υποστήριξης	101
6.4.1	Γενικά.....	101
6.4.2	Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης Ι.....	101
6.4.3	Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης ΙΙ	103
6.4.4	Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης ΙΙΙ.....	104
6.4.5	Αντιστοίχιση Τυπικών Διατομών Άμεσης Υποστήριξης με τις Τυπικές Γεωτεχνικές Διατομές	106
6.5	Προσομοίωση γεωτεχνικού μοντέλου στο λογισμικό RS2 (Rocscience).....	107
6.5.1	Γενικά.....	107
6.5.2	Διατομές εκσκαφής	107
6.5.3	Όρια μοντέλου προσομοίωσης.....	107
6.5.4	Προσομοίωση γεωλογικού υποβάθρου.....	108

6.5.5	Αποτόνωση της βραχώμαζας.....	108
6.5.6	Στάδια προσομοίωσης της διάνοιξης.....	109
6.6	Προσομοίωση μέτρων υποστήριξης.....	113
6.6.1	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Gunit)	113
6.6.2	Δομικό πλέγμα	113
6.6.3	Μεταλλικά πλαίσια - Δικτυώματα.....	113
6.6.4	Θεμελίωση μεταλλικών πλαισίων (Elephant foot).....	113
6.6.5	Αγκύρια βράχου.....	113
6.6.6	Αγκύρια προϋποστήριξης μετώπου, τύπου fiberglass.....	113
6.6.7	Forepoling.....	115
6.6.8	Μικροπάσσαλοι.....	116
6.7	Ανάλυση της διάνοιξης και αποτελέσματα.....	116
6.7.1	Γενικά.....	116
6.7.2	Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I.....	117
6.7.3	Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης II.....	121
6.7.4	Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης III.....	126
6.7.5	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανάλυσης	130
6.8	Πρόσθετες αναλύσεις	131
6.8.1	Γενικά.....	131
6.8.2	Ανάλυση Τυπικής Διατομής 2 με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I....	131
6.8.3	Σύγκριση αποτελεσμάτων αναλύσεων με επιτόπιες μετρήσεις (geotechnical monitoring)	134
7.	Συμπεράσματα.....	139
7.1	Συμπεράσματα από όλη την πορεία της διπλωματικής εργασίας.....	139
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	148

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1. 1	Χάρτης του δικτύου του Μετρό της Αθήνας (με κόκκινο πλαίσιο σημειώνεται η περιοχή έρευνας) (Πηγή : Αττικό Μετρό Α.Ε.)	14
Σχήμα 2. 1	Μονοαξονική Αντοχή σε θλίψη και χαρακτηρισμός αντοχής (Διαφάνειες μαθήματος Βραχομηχανικής Μαρίνος Β.)	16
Σχήμα 2. 2	Δοκίμιο σε δοκιμή UCS. (Διαφάνειες μαθήματος Βραχομηχανικής Σαρόγλου Χ.) ...	18
Σχήμα 2. 3	Συσκευή εκτέλεσης δοκιμής PLT. (Διαφάνειες μαθήματος Βραχομηχανικής Σαρόγλου Χ.)	19
Σχήμα 2. 4	Τιμές του συντελεστή f βάσει του Is50 και του λιθότυπου (Τσιαμπάος, Σαμπατακάκης 2004)	20
Σχήμα 2. 5	Πυρηνοληψία. (Διαφάνειες μαθήματος Βραχομηχανικής Μαρίνος Β.).....	22
Σχήμα 2. 6	Εύρος εφαρμογής κριτηρίου Hoek-Brown.	29

Σχήμα 3. 2 Κατηγορίες TBM βάσει των προς εκσκαφή γεωυλικών (Μαρίνος Β.).....	33
Σχήμα 3. 3 Εκσκαφή με συμβατικά μέσα με τη μέθοδο NATM (Πηγή Sound Transit).....	34
Σχήμα 3. 4 Μείωση της τάσης σ1 με χρήση δοκών προπορείας (Καββαδάς, Διαλέξεις Μαθήματος "Υπολογιστικές Μέθοδοι Ανάλυσης Υπογείων Έργων"	39
Σχήμα 3. 5 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).....	42
Σχήμα 3. 6 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε σήραγγα υποστηριζόμενη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).....	43
Σχήμα 3. 7 Καμπύλη σύγκλισης- αποτόνωσης για προσωρινή υποστήριξη με χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).....	44
Σχήμα 3. 8 Καμπύλη σύγκλισης- αποτόνωσης για προσωρινή υποστήριξη με χρήση αγκυρίων (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).....	45
Σχήμα 3. 9 Καμπύλη σύγκλισης- αποτόνωσης για προσωρινή υποστήριξη με χρήση αγκυρίων και εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).	46
Σχήμα 4. 1 Γεωλογικός χάρτης της νοτιοανατολικής Αττικής και γεωλογική τομή των σχηματισμών της περιοχής (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).	47
Σχήμα 4. 2 Τυπικό Μητρώο Γεώτρησης. (Πηγή Αττικό Μετρό)	49
Σχήμα 4. 3 Οριζοντιογραφία της περιοχής της χάραξης (Πηγή Αττικό Μετρό).....	50
Σχήμα 4. 4 Γεωλογικός χάρτης περιοχής όπου διενεργήθηκε η μελέτη (ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΧΑΡΤΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ, Φύλλο ΑΘΗΝΑΙ - ΕΛΕΥΣΙΣ/ΙΓΜΕ 1986 - Κλίμακα 1:50.000)	53
Σχήμα 4. 5 Υπόμνημα Γεωλογικής Μηκοτομής (Μελέτη Α.Μ. 2007).....	56
Σχήμα 4. 6 Γεωλογική Μηκοτομή (1/3).	58
Σχήμα 4. 7 Γεωλογική Μηκοτομή (2/3).....	58
Σχήμα 4. 8 Γεωλογική Μηκοτομή (3/3)	59
Σχήμα 4. 9 Γεωλογική Ενότητα 1 από τη γεώτρηση CATP1	60
Σχήμα 4. 10 Γεωλογική Ενότητα 2 από τη Γεώτρηση CATP4.....	60
Σχήμα 4. 11 Γεωλογική Ενότητα 2 από τη γεώτρηση CATP1.	60
Σχήμα 4. 12 Γεωλογική Ενότητα 3 από την Γεώτρηση CATE 1.....	60
Σχήμα 4. 13 Γεωλογική Ενότητα 3 από την Γεώτρηση CATP5.....	61
Σχήμα 4. 14 Γεωλογική Ενότητα 4 από τη Γεώτρηση CATP4.....	61
Σχήμα 4. 15 Γεωλογική Ενότητα 5 από τη Γεώτρηση CATE1.	61
Σχήμα 4. 16 Γεωλογική Ενότητα 6 από τη Γεώτρηση CATP5.....	62
Σχήμα 5. 1 Διακύμανση GSI κατά μήκος της χάραξης.....	65
Σχήμα 5. 2 Διακύμανση GSI στον Ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη.....	66
Σχήμα 5. 3 Αριθμητικές πράξεις για την εκτίμηση του GSI στις TE4, TE5.....	67
Σχήμα 5. 4 Φωτογραφία πυρήνων από τη γεώτρηση CATE1.	67
Σχήμα 5. 5 Φωτογραφία πυρήνων από τη γεώτρηση CATP5.	68
Σχήμα 5. 6 Η τιμή του K _σ βάσει διαφόρων σχέσεων	84
Σχήμα 5. 7 Γεωτεχνική Μηκοτομή XΘ 1+340-1+485 (1/3)	86
Σχήμα 5. 8 Γεωτεχνική Μηκοτομή XΘ 1+485-1+580 (2/3)	86
Σχήμα 5. 9 Γεωτεχνική Μηκοτομή XΘ 1+580-1+681,29 (3/3)	87
Σχήμα 6. 1 Γεωτεχνική Μηκοτομή με Τυπικές Διατομές 1/3.....	90
Σχήμα 6. 2 Γεωτεχνική Μηκοτομή με Τυπικές Διατομές 2/3.....	91

Σχήμα 6. 3 Γεωτεχνική Μηκοτομή με Τυπικές Διατομές 3/3	91
Σχήμα 6. 4 Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 1	92
Σχήμα 6. 5 Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 2	93
Σχήμα 6. 6 Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 3	94
Σχήμα 6. 7 Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 4	95
Σχήμα 6. 8 Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 5	96
Σχήμα 6. 9 Θέσεις των ακίδων μέτρησης των παραμορφώσεων (Μελέτη Σήραγγας Διπλής Τροχιάς, Αττικό Μετρό, 2007).	98
Σχήμα 6. 10 Σκαρίφημα της Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης Ι.....	101
Σχήμα 6. 11 Σκαρίφημα της Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης ΙΙ.....	103
Σχήμα 6. 12 Σκαρίφημα της Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης ΙΙΙ.....	104
Σχήμα 6. 13 Συνοριακές συνθήκες και όρια μοντέλου.....	108
Σχήμα 6. 14 Συσχέτιση του αδιάστατου συντελεστή ευστάθειας μετώπου (Λο) με την εξώθηση αυτού (Ωh) (D. Georgiou 2021).....	115
Σχήμα 6. 15 Γεωτεχνικό Προσομοίωμα & κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων. (ΤΔ1-Ι)	117
Σχήμα 6. 16 Ολικές συγκλίσεις εντός της σήραγγας, τέλος Β' φάσης (ΤΔ1-Ι).....	118
Σχήμα 6. 17 Κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις), τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ1-Ι).....	119
Σχήμα 6. 18 Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας (κατακόρυφες μετακινήσεις) για την ΤΔ1, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ1-Ι)	120
Σχήμα 6. 19 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφανείας για την ΤΔ-1, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ1-Ι).....	120
Σχήμα 6. 20 Γεωστατικό στάδιο & κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων (ΤΔ2-ΙΙ).....	122
Σχήμα 6. 21 Ολικές συγκλίσεις εντός της σήραγγας, τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ2-ΙΙ).	123
Σχήμα 6. 22 Κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις), τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ2-ΙΙ).	124
Σχήμα 6. 23 Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας (κατακόρυφες μετακινήσεις) για την ΤΔ-2, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ2-ΙΙ)	124
Σχήμα 6. 24 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφανείας για την ΤΔ2, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ2-ΙΙ).....	125
Σχήμα 6. 25 Γεωστατικό στάδιο & κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων (ΤΔ5-ΙΙΙ).	126
Σχήμα 6. 26 Ολικές συγκλίσεις εντός της σήραγγας, τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ5-ΙΙΙ).....	127
Σχήμα 6. 27 Κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις), τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ5-ΙΙΙ).....	128
Σχήμα 6. 28 Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας (κατακόρυφες μετακινήσεις) για την ΤΔ-5, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ5-ΙΙΙ).....	128
Σχήμα 6. 29 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφανείας για την ΤΔ-5, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ5-ΙΙΙ).....	129
Σχήμα 6. 30 Γεωτεχνικό προσομοίωμα (ΤΔ2-Ι).....	132
Σχήμα 6. 31 Ολικές συγκλίσεις εντός της σήραγγας, τέλος Β' φάσης (ΤΔ2-Ι).....	132
Σχήμα 6. 32 Κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις), τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ2-Ι).....	133
Σχήμα 6. 33 Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας (κατακόρυφες μετακινήσεις) για την ΤΔ2, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ2-Ι)	133
Σχήμα 6. 34 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφανείας για την ΤΔ-5, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ2-Ι).....	134
Σχήμα 6. 35 Κάτοψη της περιοχής των χωροσταθμικών σημείων και η Χιλιομετρική Θέση που έγινε η μέτρηση (Μελέτη ΓΔΠ, Αττικό Μετρό 2009).)	136
Σχήμα 6. 36 Θέση της Διατομής 5 στη Γεωτεχνική Μηκοτομή	136
Σχήμα 6. 37 Διάγραμμα χωροσταθμικών σημείων όπου μετρήθηκε η μέγιστη καθίζηση (Μελέτη ΓΔΠ, Αττικό Μετρό 2009).	137
Σχήμα 6. 38 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφανείας για την ΤΔ-5, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ5-ΙΙΙ).....	138

1. Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η ανάπτυξη του αστικού τρόπου ζωής τις τελευταίες δεκαετίες σε όλο τον κόσμο έφερε νέες συνήθειες και ανάγκες στον αυξημένο αστικοποιημένο πληθυσμό. Με την αύξηση αυτού διευρύνθηκε και η έκταση του αστικού ιστού ώστε να μπορεί να καλύψει τις ανάγκες των πολιτών. Κύριος παράγοντας για την αξιολόγηση των μετακινήσεων είναι ο χρόνος που απαιτείται για την ολοκλήρωσή τους. Αρχικά, οι επίγειοι οδικοί άξονες επαρκούσαν για την εξυπηρέτηση των ανθρώπων, οι οποίοι έκαναν χρήση των ιδιωτικών τους οχημάτων ή των μέσων μαζικής μεταφοράς. Η συνεχώς αυξανόμενη ανάγκη για μετακινήσεις και οι απαιτήσεις του επιβατηγού κοινού για γρήγορη μετακίνηση, καθώς επίσης και η απροσπέλαστη κυκλοφοριακή συμφόρηση των επίγειων αστικών οδών δεν άφησε περιθώριο για άλλα έργα πέρα από τα υπόγεια έργα μετρό (μητροπολιτικές σήραγγες). Η εκμετάλλευση του υπόγειου ορίζοντα κρίθηκε ως η πιο αξιόπιστη λύση τόσο για την ασφάλεια όσο και για την κατασκευαστική και χρονική αλληλουχία. Στην Ελλάδα το Μετρό της Αθήνας αποτελεί το πρώτο υπόγειο έργο τόσο μεγάλης κλίμακας, ενώ το δίκτυο του συνεχώς βελτιώνεται και επεκτείνεται (βλ. Γραμμή 4, Μετρό Θεσσαλονίκης). Για τον πολιτικό μηχανικό η κατασκευή ενός υπόγειου έργου αποτελεί μία δυναμική πρόκληση καθώς διέπεται από την αβεβαιότητα του φυσικού περιβάλλοντος και της αλληλεπίδρασης του με το τεχνικό έργο. Συνεχώς οι συνθήκες αλλάζουν και άλλοι σχηματισμοί αλληλεπιδρούν με το γραμμικό έργο της σήραγγας. Η μονοδιάστατη διαστασιολόγηση δεν είναι εφικτή. Ο συνδυασμός γνώσεων γεωλογίας και της μηχανικής συμπεριφοράς των γεωσχηματισμών που αναμένεται να συναντηθούν, η μηχανική των σηράγγων και η διαστασιολόγηση τους, καθώς και συνεργασία με επιστήμονες άλλων κλάδων, όπως άλλων συγκοινωνιολόγων μηχανικών, γεωλόγων και τεχνικών γεωλόγων, είναι κάποια από τα στοιχεία που απαιτούνται για να κατασκευαστεί ένα τέτοιο έργο εξέχουσας σημασίας και αυξανόμενου βαθμού δυσκολίας και επικινδυνότητας.

Επιπλέον πρόκληση αποτελεί το μικρό βάθος εκσκαφής, καθώς η μητροπολιτική σήραγγα κατασκευάζεται σε απόσταση σχετικά μικρή από την επιφάνεια του εδάφους. Για τον λόγο αυτό, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή ώστε να ελαχιστοποιηθούν οι διαταραχές κατά την εκσκαφή, που ενδέχεται να δημιουργήσουν προβλήματα αστάθειας στην επιφάνεια, όπως καθιζήσεις και διαφορικές καθιζήσεις κατασκευών, ρωγμές ή αστοχίες αυτών. Ο άρτιος σχεδιασμός στηρίζεται σε μεγάλο βαθμό στην γεωλογική – γεωτεχνική μελέτη. Σε αυτήν στηρίζεται η ασφάλεια του έργου τόσο κατά την φάση κατασκευής όσο και κατά την λειτουργία του έργου ενώ πιθανές απρόβλεπτες γεωλογικές συνθήκες καθυστερούν το έργο, αναγκάζουν σε αλλαγές της αρχικής μελέτης, αλλάζουν το αρχικό εκτιμώμενο κόστος ή ακόμη και προκαλούν αστοχία.

1.2 Αντικείμενο-σκοπός

Η παρούσα εργασία αναφέρεται στην τεχνικογεωλογική αξιολόγηση του υπεδάφους και στην μελέτη εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης για το τεχνικό της μητροπολιτικής σήραγγας 300 μέτρων στο έργο της επέκτασης της Γραμμής 2 στο Μετρό της Αθήνας από Άγιο Αντώνιο προς Περιστέρι. Κύριο αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας είναι η τεχνικογεωλογική αξιολόγηση και διακριτοποίηση του υπεδάφους σε αντίστοιχες ενότητες, και ο ορισμός τυπικών γεωτεχνικών διατομών που χαρακτηρίζουν δυσμενώς τις γεωτεχνικές συνθήκες. Έπειτα ελέγχονται σε περιβάλλον πεπερασμένων στοιχείων τρεις τυπικές διατομές άμεσης υποστήριξης εντός αυτών των τυπικών γεωτεχνικών διατομών ως προς τις συγκλίσεις εντός της σήραγγας αλλά και ως προς τις καθιζήσεις στην επιφάνεια. Τέλος συγκρίνονται

τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις καθιζήσεις στην επιφάνεια με την πραγματική μέγιστη μέτρηση που έγινε μετά την κατασκευή του έργου.

Ειδικότερα για το σκοπό αυτό συγκεντρώθηκαν στοιχεία από τις ερευνητικές εργασίες εδάφους που εκτελέστηκαν για λογαριασμό της εταιρίας Αττικό Μετρό (Ελληνικό Μετρό) τόσο στην Γεωτεχνική έρευνα του 1997 αλλά και της δεύτερης και τελικής εδαφοτεχνικής έρευνας που ξεκίνησε το 2004 και τελείωσε το 2007. Συναξιολογήθηκαν όλα τα διαθέσιμα στοιχεία για τη βέλτιστη κατανόηση και σύνθεση του γεωλογικού υποβάθρου για να προβλεφθεί η σύσταση και η τεχνική του συμπεριφορά όσο το δυνατόν καλύτερα. Αυτά ήταν κατά βάση επί τόπου δοκιμές εντός των γεωτρήσεων, όπως οι δοκιμές διαπερατότητας, SPT κ.ά, αλλά και οι εργαστηριακές δοκιμές άρρηκτου βράχου όπως η Δοκιμή Ανεμπόδιστης Θλίψης (UCS), η δοκιμή σημειακής φόρτισης (PLT), και η δοκιμή εδαφομηχανικής για την αντοχή σε θλίψη δοκιμίου (q_u). Η ταυτότητα της βραχώμαζας έγκειται στις τρεις τιμές σ_{ci} , GSI, m_i (όπου m_i σταθερά-παράμετρος του κριτηρίου HB). Τα δεδομένα αυτά για τον «άρρηκτο βράχο» ομαδοποιήθηκαν ανά λιθολογικό τύπο και βάσει των μεθόδων ταξινόμησης βραχώμαζας και του κριτηρίου Hoek-Brown απομειώθηκαν οι παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας για την εκάστοτε βραχώμαζα. Οι τεχνικογεωλογικές ενότητες ορίστηκαν και φαίνονται επί της γεωλογικής μηκοτομής. Αξιολογώντας στη μηκοτομή τις ποιότητες των βραχομαζών που συναντά η σήραγγα αλλά και το ύψος των υπερκειμένων ορίστηκαν οι Τυπικές Γεωτεχνικές διατομές που χαρακτηρίζουν όλο το μήκος της χάραξης που μελετάται. Έπειτα έγινε αντιστοιχία τριών τυπικών διατομών άμεσης υποστήριξης, επιλέγοντας την ασφαλέστερη και συνάμα πιο οικονομική υποστήριξη που δίνει τιμές συγκλίσεων και καθιζήσεων εντός των ορίων που δίνει στις προδιαγραφές της η Αττικό Μετρό.

Τέλος, ως πρόσθετη ανάλυση, από τα δεδομένα της γεωδομητικής παρακολούθησης μετά την εκσκαφή, επιλέγεται η μέγιστη μέτρηση καθίζησης στην επιφάνεια από τα χωροσταθμικά σημεία, που αντιστοιχεί σε συγκριμένη ΧΘ και συγκρίνεται με αυτή που υπολογίστηκε στην Ανάλυση. Στην συγκεκριμένη ΧΘ που μετρήθηκε η μέγιστη καθίζηση έχει γίνει ανάλυση Τυπικής Γεωτεχνικής Διατομής με Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης (η Άμεση Υποστήριξη ελήφθη από τη μελέτη της Α.Μ. στην παρούσα διπλωματική). Έτσι γίνεται η τελική σύγκριση της πραγματικής τιμής της καθίζησης στην επιφάνεια με αυτή που προέβλεψε η ανάλυση.

1.3 Μεθοδολογία

Συνοπτικά η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε έγκειται στα εξής βήματα:

1. Σχεδιασμός γεωλογικής μηκοτομής
2. Συγκέντρωση τιμών δοκιμών μονοαξονικής θλίψης (UCS) και σημειακής φόρτισης (PLT) για τα βραχώδη δείγματα και εκτίμηση χαρακτηριστικής τιμής μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη άρρηκτου βράχου σ_{ci} ανά λιθολογικό τύπο.
3. Εκτίμηση παραμέτρου «άρρηκτου βράχου» σ_{ci} και τιμών m_i (παράμετρος HB) για κάθε λιθολογικό τύπο.
4. Συγκέντρωση και κατανομή των τιμών του γεωλογικού δείκτη αντοχής GSI και επιλογή χαρακτηριστικής τιμής ανά λιθολογικό τύπο.

5. Διαχωρισμός τεχνικογεωλογικών ενοτήτων βάσει κριτηρίων όπως ο λιθολογικός τύπος, το σ_{ci} , το GSI και τις περιγραφές από τα μητρώα των γεωτρήσεων.
6. Επίλυση του γενικευμένου κριτηρίου HB μέσω του λογισμικού RS Data της Rocscience για τη βραχώμαζα και εξαγωγή παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας για κάθε τεχνικογεωλογική ενότητα.
7. Κατασκευή γεωτεχνικής μηκοτομής επί της γεωλογικής μηκοτομής.
8. Καθορισμός τυπικών γεωτεχνικών διατομών που χαρακτηρίζουν τη χάραξη.
9. Αντιστοίχιση τριών Τυπικών Διατομών Άμεσης Υποστήριξης στις Τυπικές Γεωτεχνικές Διατομές για την μελέτη εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Κατάστρωση τεχνικού σχεδίου στο Autocad.
10. Ανάλυση των ζευγαριών Τυπικών Διατομών σε περιβάλλον πεπερασμένων στοιχείων δύο διαστάσεων RS2 για την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας που δίνουν τις συγκλίσεις εντός της σήραγγας και τις καθιζήσεις του εδάφους. Στο πρόγραμμα εισάγονται οι παράμετροι της εκάστοτε TE που έχουν υπολογιστεί σε προηγούμενα βήματα. Ιδιαίτερη προσοχή δίνεται στην προσομοίωση της αποτόνωσης της βραχώμαζας κατά την εκσκαφή, και στην προσομοίωση της τρίτης διάστασης μέσω αυτής.
11. Εξαγωγή αποτελεσμάτων (τιμών) και σύγκριση με τα όρια που έθεσε η Αττικό Μετρό. Συζητούνται προτάσεις για ενδεχόμενες αλλαγές στα μέτρα υποστήριξης.
12. Συγκριτική αξιολόγηση της πραγματικής τιμής της καθιζήσης στην επιφάνεια με αυτή που προέβλεψε η ανάλυση.
13. Γενικά συμπεράσματα από την ως άνω πορεία της συγκριτικής μελέτης και γενικά από την πορεία της διπλωματικής εργασίας.

1.4 Διαθέσιμα στοιχεία από την Αττικό Μετρό

Τα διαθέσιμα στοιχεία από την Αττικό Μετρό, που δόθηκαν και αξιοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία είναι τα εξής:

1. Οριζοντιογραφία της περιοχής και μηκοτομή της σήραγγας
2. Μητρώα των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων
3. Φωτογραφίες πυρήνων των γεωτρήσεων
4. Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών εντός των γεωτρήσεων
5. Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών εδαφικών και βραχωδών δοκιμών
6. Γεωμετρία διατομής της σήραγγας
7. Φάσεις εκσκαφής και τυπικές διατομές άμεσης υποστήριξης της σήραγγας
8. Μετρήσεις γεωδομητικής παρακολούθησης κατά την κατασκευή

1.5 Στοιχεία του έργου

1.5.1 Ιστορικά στοιχεία

Η «Αττικό Μετρό Α.Ε.» (νυν ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε.) είναι μια σύγχρονη εταιρεία δημοσίου συμφέροντος, με προσωπικό υψηλής επιστημονικής κατάρτισης, η οποία με υπεύθυνο σχεδιασμό και συστηματική δουλειά υλοποιεί την ανάπτυξη του δικτύου του Μετρό της Αθήνας. Οι επεκτάσεις του Μετρό της Αθήνας αποτελούν σήμερα το σημαντικότερο υπό εκτέλεση συγκοινωνιακό έργο στο Λεκανοπέδιο Αττικής. Η Γραμμή 2 (Άγ. Αντώνιος – Άγ. Δημήτριος), μήκους 11,8 χλμ με 14 Σταθμούς συνδέει τα δυτικά με τα νότια προάστια της πρωτεύουσας, εξυπηρετώντας καθημερινά περισσότερους από 350.000 επιβάτες.

Εκτός από την άνεση, την ταχύτητα και αξιοπιστία των δρομολογίων του, το Μετρό της Αθήνας φημίζεται για τα εντυπωσιακά αρχαιολογικά εκθέματα στους κεντρικούς Σταθμούς του δικτύου του, καθώς και για τα έργα τέχνης διακεκριμένων καλλιτεχνών σχεδόν σε όλους τους Σταθμούς των Γραμμών 2 και 3. Αξίζει να σημειωθεί ότι χάρις στην κατασκευή του Μετρό της Αθήνας πραγματοποιήθηκε συνολικά μέχρι σήμερα η μεγαλύτερη αρχαιολογική ανασκαφή στην Πρωτεύουσα (79.000 τ.μ.) η οποία έφερε στο φως περισσότερα από 50.000 αρχαιολογικά ευρήματα από την νεολιθική περίοδο έως την σύγχρονη εποχή.

1.5.2 Η επέκταση τη γραμμής 2

Στις 11 Απριλίου του 2006 ολοκληρώθηκε ο διαγωνισμός για την επέκταση της Γραμμής 2 από τον Αγ. Αντώνιο προς την Ανθούπολη (μήκους περίπου 1,5 χλμ.) με δύο νέους Σταθμούς: ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ και ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ (πρώην ΘΗΒΩΝ) και τον Σεπτέμβριο του ίδιου έτους ξεκίνησαν οι κατασκευαστικές εργασίες. Στο Σχήμα 1.1 δίδονται παραστατικά τα τμήματα της επέκτασης. Με την επέκταση αυτή, ο μεγαλύτερος δήμος της Δυτικής Αθήνας, ο Δήμος Περιστερίου, θα διαθέτει πλέον τρεις σταθμούς ΜΕΤΡΟ (Αγ. Αντώνιος, Περιστερί, Ανθούπολη) που προβλέπεται – βάσει των μελετών – να εξυπηρετούν συνολικά 75.000 άτομα ημερησίως). Αξίζει να σημειωθεί ότι η απόσταση Ανθούπολη – Σύνταγμα θα διανύεται μόλις σε 11 λεπτά ενώ σήμερα τα επιβατικά αυτοκίνητα, σε ώρες αιχμής, κάνουν τουλάχιστον 45 λεπτά.

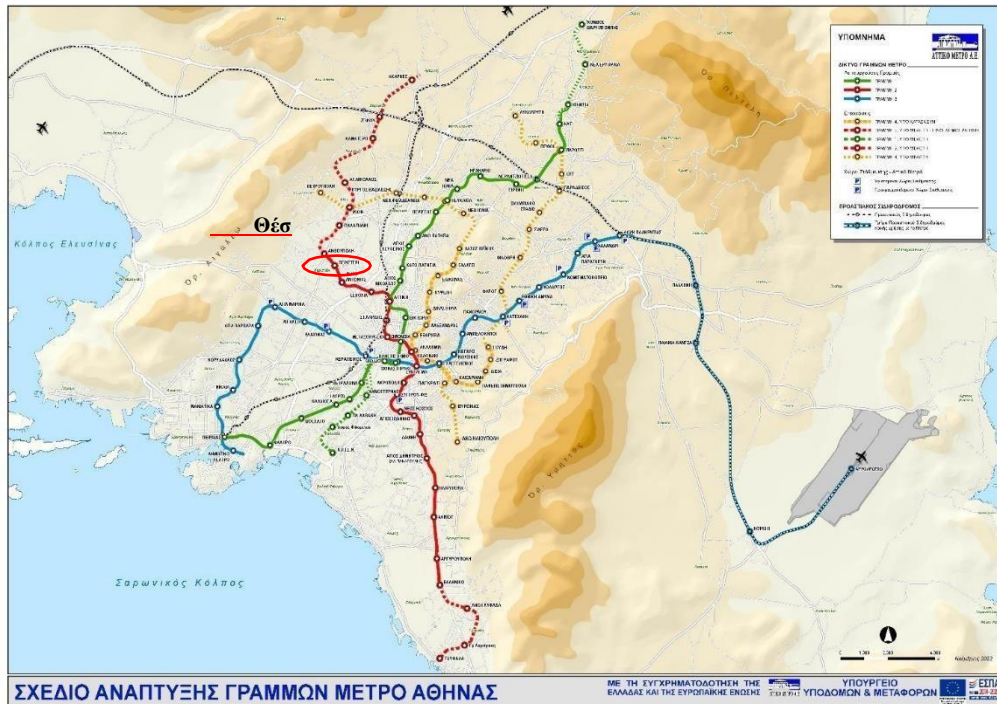
Η επέκταση ΑΓ.ΑΝΤΩΝΙΟΣ έως ΑΝΘΟΥΠΟΛΗ απαρτίζεται από τα ακόλουθα τμήματα:

1. Σήραγγα Υπόγειας Διάνοιξης με Συμβατικά Μηχανικά Μέσα
2. Φρέαρ και Σήραγγα Πρόσβασης
3. Ανατολικό Φρέαρ Αερισμού Σταθμού Περιστερί
4. Σταθμός Περιστερί
5. Σήραγγα Ανοικτής Εκσκαφής
6. Δυτικό Φρέαρ Αερισμού Σταθμού Περιστερί
7. Σταθμός Ανθούπολη
8. Τερματικό Φρέαρ

Η παρούσα διπλωματική ασχολείται με τη Σήραγγα Υπόγειας Διάνοιξης με Συμβατικά Μηχανικά Μέσα (μέθοδος NATM).

1.5.3 Το έργο σήμερα

Το δίκτυο του Μετρό της Αθήνας αποτελείται από 3 γραμμές, με συνολικά 67 σταθμούς και δυναμική επέκταση. Σε καθημερινή βάση, αποτελεί μέσο μετακίνησης για περίπου 1.500.000 κατοίκους της Αττικής.



Σχήμα 1. 1 Χάρτης του δικτύου του Μετρό της Αθήνας (με κόκκινο πλαίσιο σημειώνεται η περιοχή έρευνας) (Πηγή : Αττικό Μετρό Α.Ε.)

- Γραμμή 1
(Γνωστή και ως ΗΣΑΠ/Ηλεκτρικός): Η λειτουργία της ξεκίνησε το 1869. Σήμερα το μήκος της είναι 25.6 χιλιόμετρα από την Κηφισιά ως τον Πειραιά. Εξυπηρετεί 24 σταθμούς και 460.000 επιβάτες καθημερινά. Συνδέεται με τη Γραμμή 2 στους σταθμούς Αττική και Ομόνοια, με τη Γραμμή 3 στο σταθμό Μοναστηράκι και Πειραιάς καθώς και με τον Προαστιακό Σιδηρόδρομο στους σταθμούς Νερατζιώτισσα και Πειραιάς.
- Γραμμή 2
Ξεκίνησε τη λειτουργία της το 2000. Εκτείνεται από την Ανθούπολη ως το Ελληνικό, με μήκος 17.5 χιλιόμετρα. Εξυπηρετεί 20 σταθμούς. Συνδέεται με τη Γραμμή 1 στους σταθμούς Αττική και Ομόνοια, με τη Γραμμή 3 στο σταθμό Σύνταγμα και με τον Προαστιακό σιδηρόδρομο και τον ΟΣΕ στο σταθμό Λαρίσης.
- Γραμμή 3
Ξεκίνησε τη λειτουργίας της το 2000. Σήμερα εκτείνεται σε μήκος 46.5 χιλιόμετρα από το Δημοτικό Θέατρο έως το Αεροδρόμιο. Εξυπηρετεί 27 σταθμούς. Συνδέεται με τη Γραμμή 1 στο σταθμό Μοναστηράκι και Πειραιά και με τη Γραμμή 2 στο σταθμό Σύνταγμα. Η τελευταία επέκταση που πραγματοποιήθηκε στο δίκτυο αφορά την γραμμή 3 από το σταθμό της Αγίας Μαρίνας ως και το Δημοτικό θέατρο του Πειραιά.
- Γραμμή 4
Επίσης έχει αρχίσει η προετοιμασία για την κατασκευή της Γραμμής 4 από τον Αύγουστο του 2017. Η υπό κατασκευή Γραμμή 4 του μετρό της Αθήνας περιλαμβάνει συνολικά 32 σταθμούς (Πετρούπολη-Εθνική Οδός) και έχει μήκος 30 χιλιόμετρα. Στην πρώτη φάση της θα περιλαμβάνει 15 σταθμούς και θα είναι μήκους 12,8 χιλιομέτρων. Προβλέπεται να είναι η πρώτη γραμμή μετρό στην

Αθήνα με αυτόματους συρμούς, 18 συνολικά, και θύρες στις αποβάθρες.

1.5.4 Το τεχνικό της σήραγγας διπλής τροχιάς στην επέκταση από Άγιο Αντώνιο προς Περιστερί

Η σήραγγα αυτή είναι διατομής διπλής τροχιάς και συνδέει το πέρας της Γραμμής 2 (περιοχή Φρέατος Φλέμινγκ), με την αρχή του Σταθμού Περιστερί. Η κατασκευή της σήραγγας έγινε από δύο μέτωπα από το Φρέαρ Πρόσβασης με υπόγεια διάνοιξη με συμβατικά μέσα. Σημειώνεται ότι η διάνοιξη της σήραγγας έχει γίνει στο τμήμα από την Χ.Θ. 1 + 392.50 έως την Χ.Θ. 1 + 680.29, ενώ οι εργασίες σκυροδέτησης της μόνιμης επένδυσής της στο τμήμα από την Χ.Θ. 1 + 378.10 έως την Χ.Θ. 1 + 680.29, καθ' όσον τα πρώτα 14.4 m της σήραγγας (από την Χ.Θ. 1 + 378.10 έως την Χ.Θ. 1 + 392.50) έχουν ήδη εκσκαφθεί και αντιστηριχθεί προσωρινά, αλλά δεν φέρουν μόνιμη επένδυση.

1.5.5 Οι επεκτάσεις στο δίκτυο του μετρό - Τομέλλον

Η τελευταία επέκταση που πραγματοποιήθηκε στο δίκτυο αφορά την γραμμή 3 από το σταθμό της Αγίας Μαρίνας ως και το Δημοτικό θέατρο του Πειραιά. Για το έργο αυτό πραγματοποιήθηκε η κατασκευή 6 σταθμών (Αγία Βαρβάρα, Κορυδαλλός, Νίκαια, Μανιάτικα, Πειραιάς και Δημοτικό θέατρο) και συνολική επέκταση της υπόγειας σήραγγας στα 7,6 χιλιόμετρα. Η επέκταση αυτή εξυπηρετεί συνολικά 132.000 επιβάτες παραπάνω ημερησίως μειώνοντας την κίνηση των Ι.Χ. οχημάτων ημερησίως κατά 23.000. Σημαντικό σημείο είναι η απευθείας ένωση του αεροδρομίου με το λιμάνι του Πειραιά, η οποία έχει διάρκεια 55 λεπτών. Οι σταθμοί 3 τελευταίοι σταθμοί παραδόθηκαν στο επιβατικό κοινό τον Οκτώβρη του 2022.

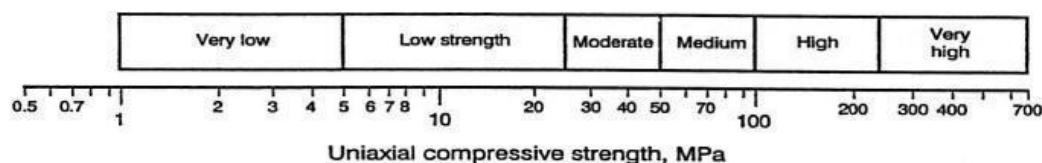
Την τελευταία υπό κατασκευή επέκταση αποτελεί η Γραμμή 4 του Μετρό. Η κύρια σήραγγα στο σύνολο του Έργου θα είναι διπλής τροχιάς διαμέτρου περίπου 8.5m εσωτερικά και 9.5m εξωτερικά. Θα κατασκευαστεί με μηχανήματα διάνοιξης σήραγγων ολομέτωπης κοπής TBM, σχεδιασμένα και εξοπλισμένα σύμφωνα με την πλέον σύγχρονη τεχνολογία και λαμβάνοντας υπόψη τις αναμενόμενες γεωλογικές, υδρογεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες στις περιοχές του Έργου, πλην των τμημάτων σήραγγων και υπόγειων σταθμών όπου η υπόγεια διάνοιξη θα υλοποιηθεί με συμβατικά μηχανικά μέσα.

2. Θεωρητικό υπόβαθρο - Γεωτεχνική αξιολόγηση υπεδάφους

2.1 Γενικά – Ερευνητικές εργασίες εδάφους

Στα δείγματα που λαμβάνονται κατά τη γεωτεχνική έρευνα εκτελούνται διάφορες εργαστηριακές δοκιμές για τον προσδιορισμό των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους. Η έρευνα του υπεδάφους συνοδεύεται και με την εκτέλεση επιτόπου δοκιμών στην ύπαιθρο για μεγαλύτερη εποπτεία και επαφή με την κλίμακα και τη διάσταση των γεωυλικών. Για τα βραχώδη υλικά εργαστηριακές δοκιμές μπορούν να γίνουν κυρίως σε άρρηκτα δοκίμια. Στην ύπαιθρο, για τις ιδιότητες του άρρηκτου πετρώματος γίνονται δοκιμές όπως η δοκιμή περατότητας του πετρώματος, η δοκιμή σημειακής φόρτισης (Point load test), η δοκιμή σφύρας Schmidt (που γίνεται και για τον υπολογισμό της αντοχής των τοιχωμάτων των ασυνεχειών), η δοκιμή διάδοσης υπερήχων (όπου γίνεται συσχέτιση της ταχύτητας διάδοσης των επίμηκων κυμάτων με την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη), η δοκιμή ακουστικής εκπομπής (όπου χρησιμοποιείται για την έρευνα της μηχανικής θραύσης) κ.ά.

Εργαστηριακά στο βράχο γίνονται οι δοκιμές μονοαξονικής φόρτισης, τριαξονικής φόρτισης, σημειακής φόρτισης (PLT) και άμεσης διάτμησης. Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη υπολογίζεται είτε άμεσα είτε έμμεσα. Άμεσα με επιβολή αξονικού φορτίου σε δοκίμια πετρώματος (μέσω πρέσας) και έμμεσα με τη δοκιμή σημειακής φόρτισης (υπολογισμός δείκτη σημειακής φόρτισης PLT) ή με την χρήση του σφυριού Schmidt-L (σκληρότητα). Ακόμη υπάρχει η δυνατότητα ταξινόμησης των πετρωμάτων με βάση την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (ISRM 1981).



Σχήμα 2. 1 Μονοαξονική Αντοχή σε θλίψη και χαρακτηρισμός αντοχής (Διαφάνειες μαθήματος Βραχομηχανικής Μαρίνος Β.)

Ο άρρηκτος βράχος είναι βράχος χωρίς ασυνέχειες και πολύ σπάνια τα τεχνικά έργα έρχονται σε επαφή και συνεργασία με τέτοιου είδους εξιδανικευμένα υλικά. Η βραχώμαζα από την άλλη είναι ένα σύνολο βράχων διαφόρων μεγεθών διαχωριζόμενων από ασυνέχειες. Τελικός στόχος του μηχανικού που ασχολείται με έργα επί ή εντός βραχωδών σχηματισμών θα είναι οι ιδιότητες της βραχώμαζας (διατμητική αντοχή και παραμορφωσιμότητα) και η πρόκληση είναι να προσδιοριστούν οι παράμετροι που την περιγράφουν ως ενιαίο, ομοιογενές και ισότροπο υλικό. Ωστόσο οι εργαστηριακές δοκιμές είναι μη δυνατές, οι επί τόπου δοκιμές έχουν υψηλό κόστος και πρόβλημα κλίμακας, και οι ανάστροφες αναλύσεις αν και οι ακριβέστερες δεν έχουν ευρεία εφαρμογή απουσία αστοχιών. Για τους παραπάνω λόγους γίνεται χρήση εμπειρικών και άμεσων κριτηρίων ταξινόμησης της βραχώμαζας όπως τα RQD, Q, RMR, GSI κά όπου απομειώνουν τις αντοχές των άρρηκτων τεμαχών ή/και εκφράζουν τη δομή τους.

Υπάρχουν εμπειρικές σχέσεις μέσω επιτόπου δοκιμών που συνδέουν την αντοχή του άρρηκτου βράχου με της βραχώμαζας. Κατά κανόνα υπολογίζουμε τις παραμέτρους του άρρηκτου βράχου και στη συνέχεια με απομείωση αυτών καταλήγουμε στις αντίστοιχες παραμέτρους της βραχώμαζας με το γενικευμένο κριτήριο Hoek-Brown.

2.2 Δοκιμές Υπαίθρου

2.2.1 Γενικά

Η έρευνα του υπεδάφους συχνά συνδυάζεται και με την εκτέλεση επιτόπου δοκιμών. Οι δοκιμές αυτές πλεονεκτούν (σε σχέση με τις Εργαστηριακές), επειδή ελέγχουν τις ιδιότητες του εδάφους στη φυσική του κατάσταση, χωρίς να παρεμβληθεί η δειγματοληψία και οι λοιπές διαδικασίες που το διαταράσσουν και μεταβάλλουν τη δομή του.

Το κύριο μειονέκτημα των επιτόπου δοκιμών είναι ότι οι εντατικές καταστάσεις που επιβάλλουν στο έδαφος είναι ανομοιογενείς και τις περισσότερες φορές άγνωστες. Έτσι, η ερμηνεία των αποτελεσμάτων των επιτόπου δοκιμών είναι δυσχερής και συνήθως βασίζεται σε εμπειρικές συσχετίσεις με περιορισμένο πεδίο εφαρμογής. Χωρίζονται σε δοκιμές εδαφομηχανικής και βραχομηχανικής.

2.2.2 Δοκιμή Τυποποιημένης Διείσδυσης (SPT)

Η δοκιμή αυτή είναι μία από τις περισσότερο διαδεδομένες επιτόπου δοκιμές, όχι τόσο για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της, όσο λόγω της πολυετούς εφαρμογής της και των ποικίλων (εμπειρικών) συσχετίσεων των αποτελεσμάτων της με μηχανικές ιδιότητες του εδάφους (αντοχή, γωνία τριβής, συμπίεστικότητα, σχετική πυκνότητα κλπ). Η δοκιμή βασίζεται στην προώθηση του ειδικού διαιρετού δειγματολήπτη Terzaghi με πτώση βάρους 63.5 kg από ύψος 76 cm. Κατά τη δοκιμή μετράται ο αριθμός των πτώσεων ($N =$ αντίσταση διείσδυσης) που απαιτείται για την προώθηση του δειγματολήπτη κατά 30 cm (μετά από μία αρχική προώθηση 15 cm, κατά την οποία δεν συνυπολογίζεται ο αριθμός πτώσεων). Μετά το τέλος της δοκιμής, από το εσωτερικό του δειγματολήπτη ανακτάται και (διαταραγμένο) εδαφικό δείγμα. Η δοκιμή SPT αναπτύχθηκε κατ' αρχήν για την εκτίμηση της σχετικής πυκνότητας των αμμοδών εδαφών, στα οποία η αδιατάρακτη δειγματοληψία είναι ιδιαίτερα δυσχερής. Σήμερα, η δοκιμή SPT χρησιμοποιείται σε όλους σχεδόν τους τύπους εδαφών κυρίως για την εκτίμηση της αντοχής τους.

2.2.3 Δοκιμές Υδατοπερατότητας (Maag & Lugeon)

Οι δοκιμές εισπίεσεως είναι δοκιμές κατά τις οποίες εκτιμάται η διαπερατότητα του εδάφους με τη μέτρηση της απορρόφησης νερού γύρω από τη γεώτρηση κατά την εισπίεση νερού στο εσωτερικό της για τον προσδιορισμό της διαπερατότητας των σχηματισμών.

Στη δοκιμή Lugeon μετριέται η απορροφούμενη ποσότητα νερού σε συνάρτηση με το χρόνο, στο εισπιεζόμενο τμήμα, μήκους 3m έως 5m, με διάφορες βαθμίδες πίεσεως, που εφαρμόζονται αρχικά με αύξουσα σειρά και στη συνέχεια με φθίνουσα. Συνιστάται σε βραχώδεις σχηματισμούς.

1 Lugeon (U.L.) = απορρόφηση 1 lit/1min1m γεώτρησης σε 10 min δοκιμής και με 10bar πίεσης (1 Lugeon = 10^{-7} m/sec).

Στη δοκιμή πίπτοντος φορτίου – Maag μετριέται η πτώση της στάθμης μέσα στη σωληνωμένη γεώτρηση σε συνάρτηση με τον χρόνο και προσδιορίζεται ο συντελεστής διαπερατότητας, που αντιστοιχεί στο βάθος της δοκιμής.

2.2.4 Μέτρηση Στάθμης Υπογείων Υδάτων

Τα πιεζόμετρα είναι όργανα που τοποθετούνται σε διάφορες στάθμες της γεώτρησης για τη μέτρηση των μακροχρόνιων υδατικών πιέσεων στις θέσεις αυτές.

2.3 Εργαστηριακές Δοκιμές

2.3.1 Γενικά

Στα εδαφικά ή εδαφοποιημένα βραχώδη δείγματα που λαμβάνονται κατά τη γεωτεχνική έρευνα εκτελούνται εργαστηριακές δοκιμές για τον προσδιορισμό των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους. Οι κυριότερες από αυτές είναι: οι δοκιμές κατάταξης (μπορούν να εκτελεστούν και σε διαταραγμένο δείγμα) όπως οι κοκκομετρήσεις και τα όρια Attenberg, οι δοκιμές αντοχής (μόνο σε αδιατάρακτα δείγματα) όπως η κυλινδρική τριαξονική δοκιμή, η δοκιμή απευθείας διάτμησης, δοκιμή απλής διάτμησης. Επίσης εκτελέστηκαν και δοκιμές διαπερατότητας.

Οι φυσικές και μηχανικές ιδιότητες των χαλαρών (συνεκτικών και μη συνεκτικών) πετρωμάτων και βράχων, προσδιορίζονται με εκτέλεση δοκιμών. Οι δοκιμές που διεξάγονται στο εργαστήριο έχουν σα στόχο να προσδιορίσουν τον τύπο του χαλαρού πετρώματος και την κατάσταση του, όπως ακόμη τη συμπίεστίότητά του τη δυνατότητα της συμπύκνωσής του και την αντοχή του. Για την εκτέλεσή τους είναι απαραίτητος ο εξοπλισμός του εργαστηρίου με τις απαραίτητες συσκευές και το προσωπικό.

Στην παρούσα διπλωματική θα αναλυθούν οι δοκιμές που αφορούν τη μελέτη διάνοιξης της σήραγγας διπλής τροχιάς κυρίως εντός σχηματισμών Αθηναϊκού Σχιστόλιθου. Χωρίζονται σε δοκιμές Εδαφομηχανικής και Βραχομηχανικής.

2.3.2 Αντοχή πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη (UCS)- Βραχομηχανική

Η αντοχή (άρρηκτου) πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη υπολογίζεται σε κυλινδρικά δοκίμια πυρήνων με καλά μορφοποιημένες παράλληλες έδρες. Η αντοχή υπολογίζεται ως ο λόγος της εφαρμοζόμενης δύναμης θραύσης προς την επιφάνεια εφαρμογής της δύναμης. Επίσης προσδιορίζεται η μονοαξονική θλίψη κυλινδρικών δοκιμίων, με παράλληλη μέτρηση του μέτρου ελαστικότητας E και του λόγου Poisson ν .



Σχήμα 2. 2 Δοκίμιο σε δοκιμή UCS. (Διαφάνειες μαθήματος Βραχομηχανικής Σαρόγλου Χ.)

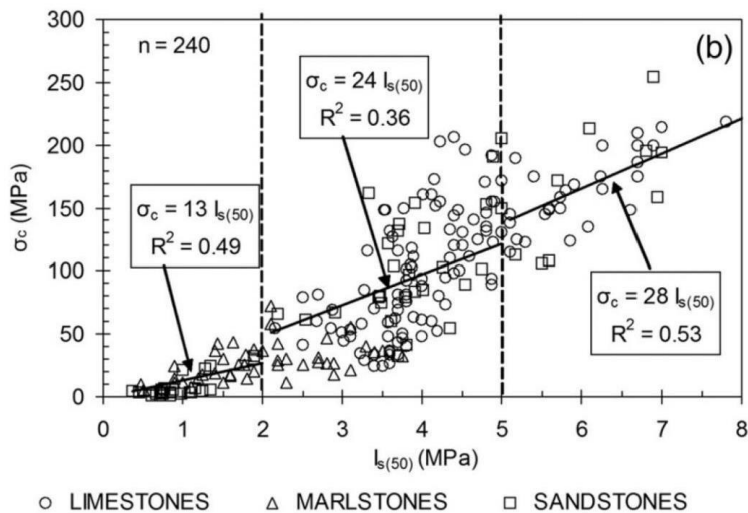
2.3.3 Σημειακή φόρτιση (Point Load Test, PLT)- Βραχομηχανική

Πρόκειται για μια απλή μέθοδο εφελκυσμού, όπου η απαιτούμενη θλιπτική δύναμη εφαρμόζεται σημειακά, σε αντιδιαμετρικά σημεία, επί της κυλινδρικής επιφάνειας των δοκιμίων. Δεν απαιτεί

κατάλληλα διαμορφωμένα δοκίμια και για το λόγο αυτό η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της αντοχής σε θλίψη, δοκιμίων που για διάφορους λόγους δε μπορούσαν να μορφοποιηθούν κατάλληλα. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζεται ο συντελεστής $Is = P/d^2$, όπου P είναι το φορτίο και d είναι η διάμετρος το δοκιμίου μετρούμενη ως απόσταση μεταξύ των δύο αντιδιαμετρικών σημείων εφαρμογής της δύναμης και κατόπιν ο δείκτης σημειακής φόρτισης $Is(50)$ και η μονοαξονική αντοχή, λαμβάνοντας υπόψη την προβλεπόμενη (κατά ISRM) διόρθωση (f) της διαμέτρου των δοκιμίων, σύμφωνα με τη σχέση $f = (De/50)^{0.45}$. Έτσι, $Is(50) = f \cdot Is$ και $\sigma_c = 22 Is(50)$ στις συνήθεις περιπτώσεις. Στο Σχήμα 2.4 φαίνεται η τιμή του συντελεστή f κατά Τσιαμπάο, Σαμπατακάκη.



Σχήμα 2. 3 Συσκευή εκτέλεσης δοκιμής PLT. (Διαφάνειες μαθήματος Βραχομηχανικής Σαρόγλου Χ.)



$$\begin{aligned}
 & \mathbf{Is_{(50)} < 2 \text{ MPa}} \\
 & \quad \mathbf{\sigma_c = 13 Is_{(50)}} \\
 & \mathbf{2 \text{ MPa} < Is_{(50)} < 5} \\
 & \quad \mathbf{MPa} \\
 & \quad \mathbf{\sigma_c = 24 Is_{(50)}} \\
 & \mathbf{Is_{(50)} > 5 \text{ MPa}} \\
 & \quad \mathbf{\sigma_c = 28 Is_{(50)}}
 \end{aligned}$$

Σχήμα 2. 4 Τιμές του συντελεστή f βάσει του Is_{50} και του λιθότυπου (Τσιαμπάος, Σαμπατακάκης 2004)

2.3.4 Κοκκομετρήσεις με κόσκινα-Εδαφομηχανική

Το μέγεθος και η κατανομή των κόκκων ενός χαλαρού πετρώματος αποτελούν βασικά χαρακτηριστικά που χρησιμοποιούνται στη διάκρισή τους, που μαζί με το σχήμα τους παίζουν σημαντικό ρόλο στη διαμόρφωση της συμπεριφοράς τους. Τα μεγέθη αυτών κατανέμονται σε ομάδες που διαχωρίζονται με την κοκκομετρική ανάλυση.

2.3.5 Ταξινόμηση εδαφών κατά USCS

Οι περισσότερες μέθοδοι ταξινόμησης χρησιμοποιούν σαν χαρακτηριστικές δοκιμές την κοκκομέτρηση με κόσκινα και τις δοκιμές προσδιορισμού των ορίων Atterberg, δοκιμές που πληρούν τις απαιτήσεις απλότητας, ταχύτητας και μικρού κόστους που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Διάφορες μέθοδοι κατάταξης έχουν προταθεί κατά καιρούς και πολλές από αυτές έχουν τύχει ευρείας εφαρμογής. Στην Ελλάδα, επικρατέστερη μέθοδος κατάταξης εδαφών είναι η λεγόμενη "Ενοποιημένο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών" (Unified Soil Classification System). Στην παρούσα διπλωματική φαίνονται χρήσιμες οι κατατάξεις αυτές στην επιφανειακή ενότητα και στις εδαφοποιημένες της κατώτερης ενότητας του Αθηναϊκού Σχιστολίθου.

Πίνακας 2. 1 Ενιαίο Σύστημα Ταξινόμησης Εδαφών (κατά USCS)

ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ εδάφη: < 50% διέρχεται από το Νο. 200	ΧΑΛΙΚΕΣ: < 50% του χονδροκόκκου κλάσματος διέρχεται από το Νο. 4	ΚΑΘΑΡΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: < 5% διέρχεται από το Νο. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u > 4$	GW
			ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΟΙ ΧΑΛΙΚΕΣ: $C_u < 4$	GP
		ΧΑΛΙΚΕΣ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το Νο. 200	ΙΛΥΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: κάτω από τη γραμμή A, ή $I_p < 4$	GM
	ΑΜΜΟΙ: > 50% του χονδροκόκκου κλάσματος διέρχεται από το Νο. 4		ΑΡΓΙΛΩΔΕΙΣ ΧΑΛΙΚΕΣ: πάνω από τη γραμμή A, ή $I_p > 7$	GC
		ΚΑΘΑΡΕΣ ΑΜΜΟΙ: < 5% διέρχεται από το Νο. 200	ΚΑΛΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u > 6$	SW
		ΑΜΜΟΙ ΜΕ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΟ υλικό: > 12% διέρχεται από το Νο. 200	ΚΑΚΩΣ ΔΙΑΒΑΘΜΙΣΜΕΝΕΣ ΑΜΜΟΙ: $C_u < 6$	SP
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ εδάφη: > 50% διέρχεται από το Νο. 200	εδάφη ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L < 50\%$	ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A		CL
		ΙΛΕΙΣ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A		ML
		ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ ή ΑΡΓΙΛΟΙ ΧΑΜΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ		OL
	εδάφη ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: $w_L > 50\%$	ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: πάνω από τη γραμμή A		CH
		ΙΛΕΙΣ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ: κάτω από τη γραμμή A		MH
		ΟΡΓΑΝΙΚΕΣ ΙΛΕΙΣ ή ΑΡΓΙΛΟΙ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ		OH
Κυρίως ΟΡΓΑΝΙΚΑ υλικά				Pt

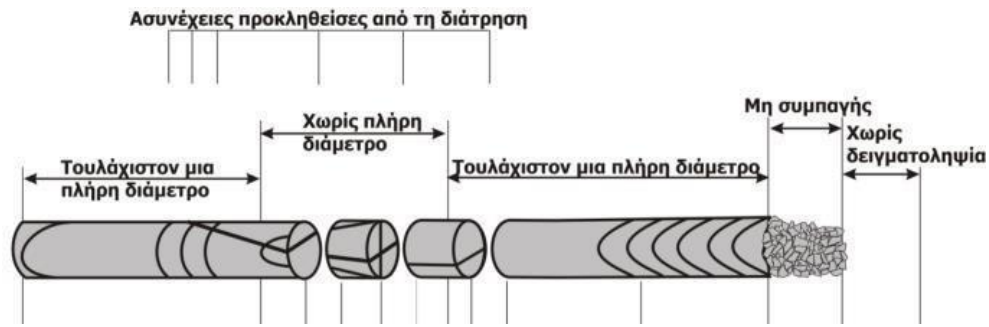
2.4 Περιγραφή και ταξινόμηση της βραχομάζας

2.4.1 Γενικά-Μέθοδοι περιγραφής και ταξινόμησης της βραχομάζας

Η βραχομάζα είναι ο συνδυασμός ενός άρρηκτου βράχου και διαφόρων ασυνεχειών. Είναι προφανές ότι η ποσοτικοποίηση των ιδιοτήτων ενός ατελούς και ποικιλότροπου μέσου είναι από δύσκολη έως ανέφικτη, ειδικά όταν αυτό συναντάται στη φύση. Ωστόσο, έχουν αναπτυχθεί συστήματα που ταξινομούν χονδροειδώς και με διάφορα κριτήρια τη βραχομάζα για να γίνει εφικτή η περιγραφή της συμπεριφοράς του υλικού όταν αυτό πρέπει να συνεργαστεί με τα έργα πολιτικού μηχανικού. Μερικά από τα σημαντικότερα συστήματα με εφαρμογή στην κατασκευή σηράγγων είναι η «Φόρτιση Πετρώματος» του Terzaghi (1946), ο «Χρόνος αυτοϋποστήριξης» του Lauffer (1958), ο «Δείκτης Ποιότητας Πετρώματος RQD» των Deere (1967) κ.ά., το σύστημα «RSR» των Wickham κ.ά. (1972), το «Σύστημα RMR – Γεωμηχανική Ταξινόμηση» του Bieniawski (1973), το «Σύστημα Q» των Barton κ.ά. (1974), το «GSI (Γεωλογικός Δείκτης Αντοχής)» του Hoek (1994) και το «Σύστημα RMI» του Palmstrom (1995). Η χρήση ταξινομήσεων βραχομάζας είναι εμπειρική και άμεση, καθώς οι εργαστηριακές δοκιμές είναι μη δυνατές, οι επιτόπου δοκιμές έχουν υψηλό κόστος και πρόβλημα κλίμακας (δοκιμής-έργου) και οι ανάστροφες αναλύσεις αν και οι ακριβέστερες προϋποθέτουν την αστοχία και δεν μπορούν να γίνουν.

2.4.2 Μονοπαραμετρική βαθμονόμηση βάσει της συχνότητας των ασυνεχειών (RQD)

Πρόκειται για τον δείκτη ποιότητας του πετρώματος (Rock Quality Designation). Εδώ η μόνη παράμετρος είναι το μήκος της άθικτης πυρηνοληψίας. Κατά την μέθοδο αυτή όλοι οι πυρήνες μήκους μεγαλύτερου των 10cm (αθροίζονται και το συνολικό τους μήκος εκφράζεται σαν εκατοστιαία αναλογία του μήκους της πυρηνοληψίας). Η βαθμονόμηση αυτή αποτελεί μία από τις βασικότερες πρώτες και χονδροειδείς πληροφορίες-εκτιμήσεις για την ποιότητα του γεωυλικού και συνήθως γίνεται κατά τη δειγματοληψία γεωτρήσεως. Ο δείκτης παίρνει ποσοστιαίες τιμές ως 100% για το άρρηκτο πέτρωμα.



Σχήμα 2. 5 Πυρηνοληψία. (Διαφάνειες μαθήματος Βραχομηχανικής Μαρίνος Β.)

2.4.3 Το σύστημα ταξινόμησης Q

Το σύστημα ταξινόμησης Q προτάθηκε από τους Barton et al. (1974) με στόχο την εκτίμηση των χαρακτηριστικών της βραχομάζας και των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά τη διάνοιξη σηράγγων. Τελικά, η τιμή του δείκτη Q υπολογίζεται με βάση την παρακάτω εξίσωση και η τιμή του κυμαίνεται από 0.001 έως 1000. Ο πρώτος όρος του γινομένου αφορά τη δομή της βραχομάζας, ο δεύτερος την ποιότητα των επιφανειών των ασυνεχειών και ο τρίτος όρος αποτελεί μία προσέγγιση του ενεργού πεδίου τάσεων στην υπό μελέτη περιοχή.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (2.1)$$

RQD: είναι ο δείκτης ποιότητας πετρώματος

J_n: αριθμητικός παράγοντας του πλήθους των συστημάτων ασυνεχειών J_r: αριθμητικός παράγοντας της τραχύτητας των ασυνεχειών

J_a: αριθμητικός παράγοντας του βαθμού αποσάθρωσης-αλλοίωσης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών

J_w: συντελεστής απομείωσης λόγω ύπαρξης νερού στις ασυνέχειες

SRF: συντελεστής απομείωσης λόγω των επιτόπου τάσεων

Όταν εν τέλει υπολογισθεί ο δείκτης Q η βραχομάζα χαρακτηρίζεται ως εξής.

Πίνακας 2. 2 Χαρακτηρισμός ποιότητας βραχομάζας με τον δείκτη Q (Barton et al. (1974))

Q	Χαρακτηρισμός ποιότητας βραχομάζας
< 0.01	Εξαιρετικά πτωχή
0.01 – 0.1	Πάρα πολύ πτωχή
0.1 – 1	Πολύ πτωχή
1 – 4	Πτωχή
4 – 10	Μέτρια
10 – 40	Καλή
40 – 100	Πολύ καλή
100 – 400	Πάρα πολύ καλή
>400	Εξαιρετικά καλή

Επίσης δίδεται προσεγγιστικά το μέσο μέτρο παραμορφωσιμότητας (ελαστικότητας) της βραχώμαζας ως εξής

$$E_m = 25 \log Q \quad (E_m \text{ σε GPa}) \quad (2.2)$$

Η μέγιστη τιμή του Μέτρου Παραμόρφωσης εκτιμάται από τη σχέση: $E_m = 40 \log Q$ (E_m σε GPa) παραπάνω εμπειρικές σχέσεις ισχύουν μόνο για τιμές $Q > 1$ ενώ αναφέρονται σε βραχομάζες που δεν περιλαμβάνουν πετρώματα με υψηλό πρωτογενές πορώδες.

2.4.4 Ο Δείκτης RMR (Rock Mass Rating)

Ο Bieniawski παρατήρησε ότι για την αντιπροσωπευτική ταξινόμηση μιας βραχώμαζας δε μπορεί να ληφθεί υπόψη μια παράμετρος, αλλά η συμπεριφορά της κατά τη διάνοιξη σπηράγγων είναι συνδυασμός περισσότερων παραμέτρων, εύκολα μετρούμενων στο ύπαιθρο, που την ποσοτικοποιούν. Συγκεκριμένα η ταξινόμηση αυτή λαμβάνει υπόψη τις ακόλουθες παραμέτρους:

1. Την αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη ή την αντοχή σημειακής φόρτισης
2. Το δείκτη RQD (Rock Quality Designation): που ορίζεται το επί τοις εκατό άθροισμα τεμαχών βράχου με μήκος μεγαλύτερο από 10cm μεταξύ δύο ασυνεχειών προς το συνολικό μήκος διάτρησης
3. Τη συχνότητα και τον προσανατολισμό των ασυνεχειών
4. Την κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών
5. Το υπόγειο νερό

Η βραχώμαζα σύμφωνα με τον Bieniawski ταξινομείται σε πέντε κατηγορίες σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 2. 3 Κατηγορίες Βραχομαζών κατά Bieniawski.

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

Το σύστημα αυτό έλαβε την τελική του μορφή από τον Bienawski το 1989. Ο δείκτης RMR δίνεται από την παρακάτω σχέση, και παίρνει τιμές από 0 έως 100 και προκύπτει από το άθροισμα των επιμέρους δεικτών (παραμέτρων) που βαθμονομούνται ξεχωριστά.

$$RMR = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 + R_6 \quad (2.3)$$

Η παράμετρος που σχετίζεται με την αντοχή του υλικού σε μονοαξονική θλίψη, στο σύστημα RMR, απαιτεί την εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών. Όταν δεν υπάρχουν τέτοια στοιχεία αναζητούνται βιβλιογραφικά. Όμως, με τον τρόπο αυτό δεν εκφράζονται οι συνθήκες της υπό μελέτη περιοχής. Ακόμη, από την ταξινόμηση κατά μήκος της σήραγγας φυγής φάνηκε πως ένας δυσμενής προσανατολισμός υποβαθμίζει σημαντικά την τελική τιμή του, οδηγώντας σε υποεκτίμηση της ποιότητας του σχηματισμού.

Εάν η βαθμονόμηση RMR χρησιμοποιείται για την εκτίμηση μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά τη διάνοιξη σηράγγων λαμβάνονται υπόψη όλοι οι όροι του RMR.

Η ταξινόμηση αυτή μας δίνει χονδροειδώς τιμές διατμητικής αντοχής βραχώμαζας c και ϕ αλλά και ένα μέτρο παραμόρφωσης (ελαστικότητας) της βραχώμαζας E_m , σύμφωνα με τις σχέσεις

$$c(\text{kPa})=5*\text{RMR} \quad (2.4)$$

$$\phi(\text{deg})=0.5*\text{RMR} +5 \quad (2.5)$$

$$E_m= 2\text{RMR} - 100 \text{ (GPa) ή} \quad (2.6)$$

$$E_m = 10^{\left[\frac{\text{RMR}-10}{40} \right]} \quad (2.7)$$

2.4.5 Δείκτης Γεωλογικές Αντοχής GSI (Geological Strength Index) για ομοιογενείς βραχώμαζες

Το σύστημα GSI δεν υποκαθιστά τα γνωστά RMR ή το Q, αφού αυτά δημιουργήθηκαν για την εκτίμηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της βραχώμαζας. Η κύρια λειτουργία του GSI είναι η εκτίμηση των ιδιοτήτων και των παραμέτρων σχεδιασμού της βραχώμαζας εκεί όπου έχει εφαρμογή το κριτήριο αστοχίας Hoek - Brown. Ο δείκτης GSI δεν λαμβάνει υπόψη τις μειωμένες τιμές αντοχής του πετρώματος σε μοναξονική θλίψη λόγω προσανατολισμού του δείγματος σε δυσμενή θέση.

Μέσω του GSI δίδεται το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας E_m . Το GSI αποτελεί μία εμπειρική μέθοδο που προσφέρει μία εκτίμηση για τον προσδιορισμό των βασικών μηχανικών παραμέτρων σχεδιασμού σε διακλασμένους βραχώδεις σχηματισμούς. Δεν χρειάζονται υπολογισμοί για την τελική βαθμονόμηση καθιστώντας το έτσι άμεσο. Ο δείκτης GSI εφαρμόζεται και εκεί όπου το RMR περιορίζει την εφαρμογή του (πτωχής ποιότητας βραχομάζες με $\text{RMR}<40$).

Προϋπόθεση για την εφαρμογή του είναι η ιστροπική συμπεριφορά της βραχομάζας. Ισότροπα συμπεριφέρεται όταν δεν υπάρχουν ασυνέχειες που να «ελέγχουν» την αστοχία (δεν αναμένεται να αστοχήσει κατά μήκος συγκεκριμένων ασυνεχειών). Όταν, αντιθέτως, υπάρχουν προτιμητέες διευθύνσεις αστοχίας η βραχομάζα συμπεριφέρεται ανισότροπα. Σε πολύ έντονα διακλασμένες – κατακερματισμένες ως τεκτονικά διατμημένες βραχομάζες το υλικό μπορεί να συμπεριφερθεί ως ευλόγως ισότροπο μέσο με κατάλληλη τη χρήση του GSI.

Στις σήραγγες, αν εκτιμάται ότι πτωχής ποιότητας βραχομάζα δύναται να διαταράξει της ευστάθεια της εκσκαφής, κι αν μην επικρατεί, συνίσταται μείωση της τιμής του GSI (μετακίνηση προς τα κάτω ή/και δεξιά). Στην περίπτωση που οι ασυνέχειες είναι πληρωμένες, η κατάστασή τους περιγράφεται ως πολύ πτωχή με βάση το βασικό διάγραμμα.

Η παρουσία υπόγειου νερού στα πετρώματα μειώνει την διατμητική αντοχή των ασυνεχειών και για το λόγο αυτό συνίσταται μετακίνηση της υπολογισμένης τιμής προς τα δεξιά.

Πίνακας 2. 4 Δείκτης Γεωλογικής Αντοχής (GSI).

ΔΕΙΚΤΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (GSI) (E. Hoek, P. Marinos, 2000)		ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ				
<p>Βασίζονται στην περιγραφή της λιθολογικής σύστασης, της δομής και της ποιότητας των ασυνεχειών της βραχώδους εκτίμησης τη μέση τιμή του GSI από τις κομψιές. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 έως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι το GSI = 35. Ο καθορισμός της δομής καθώς και της ποιότητας των ασυνεχειών μπορεί να κριθεί μετρήσιμα δύο γεωτονικών πεδίων. Τονίζεται ιδιαίτερα ότι το κριτήριο Hoek - Brown δεν εφαρμόζεται σε αστάθειες που ελέγχονται από συγκεκριμένες ασυνέχειες όταν οι ασθενείς επίπεδες επιφανείες (όπως διατηρημένα επίπεδα στρώσης) έχουν δυσμενή προσανατολισμό σε σχέση με την εκσκαφή. Τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχώδους. Η αντοχή ορισμένων βραχώδων μειώνεται από την παρουσία του υπόγειου νερού και αυτό μπορεί να ληφθεί υπόψη με μακρή μετακίνηση προς τα δεξιά στις στήλες της μέτρησης, πτυχής και πολύ πτυχής κατάστασης ασυνεχειών. Η πίεση του νερού δεν μεταβάλλει την τιμή του GSI και λαμβάνεται υπόψη με την ανάλυση ενεργών τάσεων στους υπολογισμούς.</p>		ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ	ΚΑΛΗ	ΜΕΤΡΙΑ	ΠΤΩΧΗ	
		Πολύ τραχιές, υγρές, μη αποσπασματικές επιφανείες	Τραχιές, ελαφρά αποσπασματικές και υδατοφόρες επιφανείες	Μετρίως αποσπασματικές και εδαφοκολλημένες επιφανείες	Πολύ λείες, κατά περίπτωση ολισθηρές επιφανείες με συμπίεση επιφωκώματα ή υλικό πλήρωσης με γενιάδη θραύσματα	
ΔΟΜΗ		ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →				
ΑΡΡΗΚΤΗ	Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άσπρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση	90			N/A	N/A
ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ/ ΑΔΙΑΤΑΡΑΚΤΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ	Αδιατάρακτη βραχώδης με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών	80	70			
ΠΟΛΥ ΤΕΜΑΧΩΔΗΣ	Μερικώς διαταραγμένη βραχώδης με πολύπλοκα γενιάδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών		60	50		
ΔΙΑΤΑΡΑΓΜΕΝΗ-ΣΤΡΩΜΑΤΩΔΗΣ/ΠΤΥΧΩΜΕΝΗ	Πτυχωμένη με γενιάδη τεμάχια που σχηματίζονται από αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχετιότητας			40	30	
ΑΠΟΔΙΟΡΓΑΝΩΜΕΝΗ	Ισχυρά κερματισμένη βραχώδης με πτυχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γενιάδων και αποστραγγυλωμένων τεμαχίων				20	
ΦΥΛΛΩΔΗΣ/ ΔΙΑΤΜΗΜΕΝΗ	Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενής βραχώδης. Η φύλλωση επικρατεί έναντι οποιαδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γενιάδων τεμαχίων (η κλίση σε αυτό το εικονίδια δεν συγκρίνεται με αυτή των άλλων εικονιδίων)	N/A	N/A			10

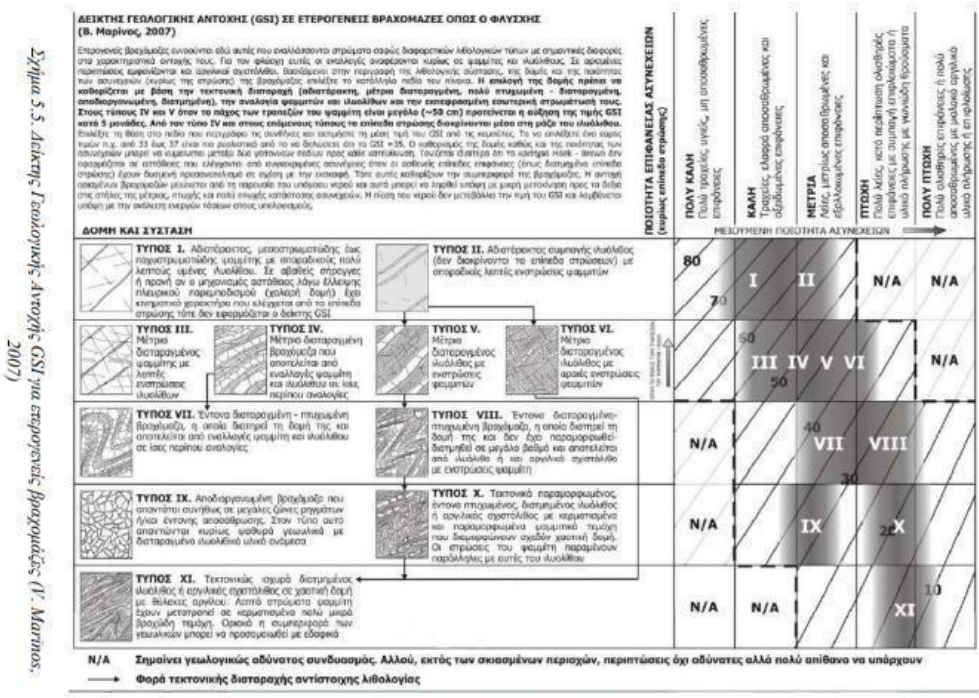
2.4.6 Δείκτης Γεωλογικής Αντοχής GSI για ετερογενείς βραχώδεις

Με βάση την αποκτηθείσα εμπειρία από την κατασκευή τεχνικών έργων στο σχηματισμό του φλύσχη οι Hoek και Marinos (2000, 2001) επέκτειναν το βασικό διάγραμμα για εφαρμογή σε ετερογενείς βραχώδεις. Το GSI για ετερογενείς βραχώδεις περιέχει το στοιχείο της τεχνικογεωλογικής συμπεριφοράς μέσω των πινάκων αντιστοίχισης κάθε τύπου φλύσχη με τους αναμενόμενους μηχανισμούς αστοχίας και το βήμα προχώρησης της εκσκαφής. Επακόλουθη των παραπάνω είναι και η επιλογή των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Η κατανόηση της συμπεριφοράς είναι κάτι το οποίο έλειπε από τα παλαιότερα συστήματα, καθώς κάθε ετερογενές υλικό χαρακτηρίζεται από ορισμένες ιδιαιτερότητες οι οποίες είναι δύσκολο να τυποποιηθούν.

Το τελευταίο συμπληρώθηκε από τον Μαρίνο Β. (2007) από την εμπειρία κατασκευής 13 σηράγγων σε περιβάλλον φλύσχη στα πλαίσια της ολοκλήρωσης της Εγνατίας Οδού. Το νέο διάγραμμα (Πίνακας 3.4) διαφοροποιείται από το παλιό τόσο ως προς τη θέση των ταξινομημένων τύπων όσο και με την προσθήκη νέων φλυσχικών τύπων βραχομάζας. Σε αντίθεση με το διάγραμμα του 2001 η παρουσία ιλυολίθου λαμβάνεται υπόψη αρνητικά μόνο στις έντονα τεκτονικά καταπονημένες βραχομάζες, ενώ στις αδιατάρακτες ή ασθενώς κερματισμένες δομές οι τιμές GSI θα πρέπει να λαμβάνονται πιο μεγάλες, πλησιάζοντας μάλιστα αυτές των αντίστοιχων τύπων ψαμμιτικού φλύσχη. Συγκεκριμένα, οι αυξήσεις των τιμών του δείκτη είναι από 10 έως και 35 για τις μέτρια διαταραγμένες έως αδιατάραχτες δομές αντίστοιχα. Με άλλα λόγια, στο νέο αυτό διάγραμμα πρωτεύον ρόλο έπαιξε η δομή των διαφόρων λιθοτύπων και όχι η ποσότητα των διαφορετικών λιθολογιών που συμμετέχουν.

Οι τύποι φλυσχικής βραχομάζας που απαντήθηκαν, διακρίθηκαν συνολικά σε 11 λιθοτύπους ανάλογα με τα ποσοστά συμμετοχής ψαμμιτικών και ιλυολιθικών μελών καθώς επίσης και της τεκτονικής τους διαταραχής.

Πίνακας 2. 5 Δείκτης Γεωλογικής Αντοχής GSI σε ετερογενείς βραχομάζες. (Μαρίνος Β.)



2.5 Μηχανική συμπεριφορά της βραχομάζας

2.5.1 Γενικά

Όπως έχει προαναφερθεί η εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής και παραμορφωσιμότητας αποτελεί ένα σύνθετο πρόβλημα. Οι μηχανικοί καλούνται με βάση τη συμπεριφορά του άρρηκτου βράχου και με τις κατάλληλες απομειώσεις, να αποφανθούν για μία νέα ρεαλιστική τιμή που ποσοτικοποιεί και προσομοιώνει σε μηχανικό ανάλογο την φυσική κατάσταση της βραχομάζας. Μία τέτοια μέθοδος είναι ο χαρακτηρισμός της βραχομάζας με την μονοαξονική αντοχή σε θλίψη άρρηκτου βράχου σ_{ci} , τον γεωλογικό δείκτη αντοχής GSI, και τη σταθερά του υλικού m_i του κριτηρίου Hoek-Brown. Η ρηγματωμένη βραχομάζα συνήθως έχει καμπύλη περιβάλλουσα των κύκλων Mohr στην

κατάσταση αστοχίας και συνεπώς η συμπεριφορά της δεν μπορεί να προσομοιωθεί ικανοποιητικά μέσω του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb (το οποίο διαθέτει ευθύγραμμη περιβάλλουσα αστοχίας). Για το λόγο αυτό οι βραχώμαζες συνήθως προσομοιάζονται μέσω του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown το οποίο έχει καμπύλη περιβάλλουσα αστοχίας.

2.5.2 Το κριτήριο Αστοχίας Mohr-Coulomb

Το κριτήριο Mohr - Coulomb είναι το αποτέλεσμα εργασίας του Γερμανού πολιτικού μηχανικού Otto Mohr (1835- 1918) και του Γάλλου στρατιωτικού μηχανικού Charles-Augustin de Coulomb (1736-1806). Ο συνδυασμός των δύο θεωριών έδωσε το κριτήριο αστοχίας Mohr - Coulomb. Το κριτήριο Mohr-Coulomb περιγράφεται συναρτήσει της κάθετης (σ_n) και της διατμητικής τάσης τ επί κάποιου επιπέδου αστοχίας με σχέση της μορφής :

$$|\tau| = f(\sigma) \quad (2.8)$$

Το κριτήριο Mohr-Coulomb διαθέτει δύο παραμέτρους, την γωνία τριβής ϕ και τη συνοχή c (σε μονάδες τάσης) στο επίπεδο αστοχίας και παίρνει τη μορφή :

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi + c \quad (2.9)$$

Ο προσδιορισμός της καμπύλης αυτής, η οποία ονομάζεται περιβάλλουσα αστοχίας του Mohr (Mohr's failure envelope), είναι δυνατόν να προσδιοριστεί πειραματικά για κάθε πέτρωμα, για το οποίο έχουν γίνει τρεις τουλάχιστον τριαξονικές δοκιμές θλίψης.

2.5.3 Το κριτήριο Αστοχίας Hoek-Brown

Το αρχικό κριτήριο αστοχίας Hoek - Brown αναπτύχθηκε κατά τη διάρκεια της συγγραφής του βιβλίου "Underground Excavations in Rock" (Υπόγειες εκσκαφές σε βράχο) από τους E. Hoek και E.T. Brown (1980). Στόχος ήταν η ανάπτυξη μίας αδιάστατης εξίσωσης που θα μπορούσε να αναχθεί συναρτήσει των γεωλογικών δεδομένων λόγω της έλλειψης κατάλληλων μεθόδων υπολογισμού της αντοχής της βραχομάζας. Η αρχική εξίσωση Hoek - Brown ήταν όμοια με μία εξίσωση που χρησιμοποιούταν για την περιγραφή της αστοχίας στο σκυρόδεμα ήδη από το 1936. Μεγάλο πλεονέκτημα της θεωρίας των Hoek-Brown στον τομέα της γεωμηχανικής ήταν ότι συνέδεσε την εξίσωση (αστοχίας σκυροδέματος) με την ταξινόμηση βραχομάζας RMR-Rock Mass Rating του Bieniawski (Hoek and Marinos, 2007).

Το (γενικευμένο) κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown για την βραχώμαζα χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των ενεργών παραμέτρων διατμητικής αντοχής της βραχώμαζας c και ϕ .

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \left[m_b \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \frac{\sigma_3}{\sigma_{af}} + s \right)^a \right] \quad (2.10)$$

$$m_b = m_i \cdot \exp \left[\frac{GSI - 100}{2\gamma - 14D} \right] < m_i \quad (2.11)$$

$$s = \exp \left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right] < 1 \quad (2.12)$$

$$a = 0.5 + \frac{1}{5} \cdot \left[e^{-GSI/10} - 20 \right] \quad (2.13)$$

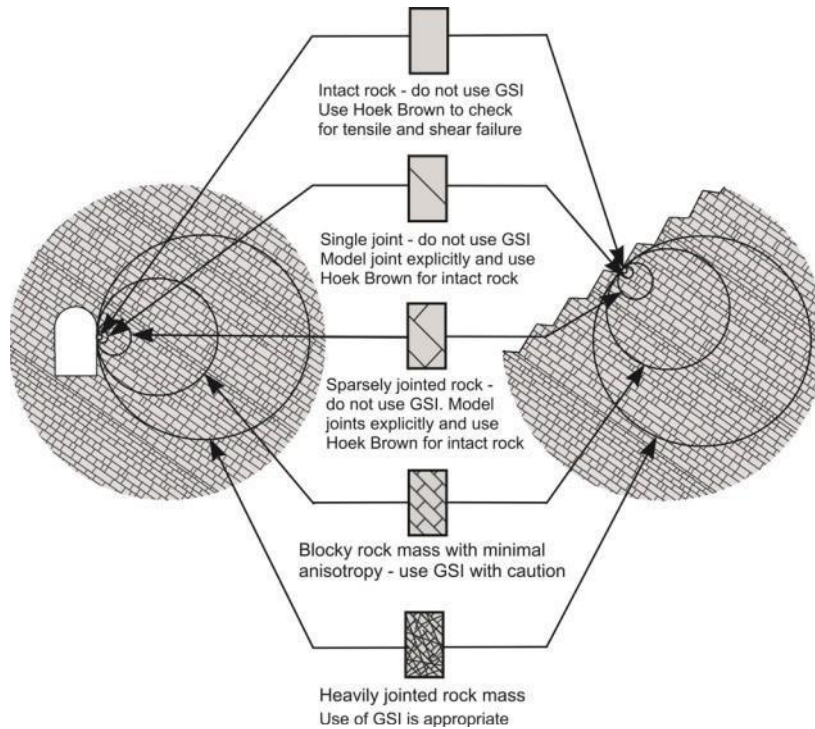
$$-e \quad] > 0.50$$

(2.13)

Για να προσδιορίσουμε την αντοχή της βραχώμαζας χρειαζόμαστε τις παραμέτρους σ_{ci} , m_i και GSI, D. Δηλαδή μία συνεργασία μεταξύ εργαστηριακών δοκιμών που γίνονται στον άρρηκτο βράχο και γεωτρήσεων, επιτόπου παρατήρησης και εμπειρίας που θα απομειώσουν αναλόγως τις εκτιμήσεις του άρρηκτου βράχου για να εκτιμηθεί η ρεαλιστική τιμή που αντιστοιχεί στη βραχώμαζα.

Πίνακας 2. 6 Προσδιορισμός του συντελεστή D για διάφορα είδη βραχώμαζας (Πηγή: Practical Rock Engineering).

Εμφάνιση της βραχώμαζας	Περιγραφή της βραχώμαζας	Προτεινόμενη τιμή του D
	Άριστης ποιότητας ελεγχόμενη έκρηξη ή εκσκαφή με χρήση TBM που συντελεί σε ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας	$D = 0$
	Μηχανική ή εκσκαφή με το χέρι σε πτωχής ποιότητας βραχώμαζες (όχι έκρηξη) που συντελεί σε ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας Όπου προβλήματα συγκλίσεων συντελούν σε σημαντική ανύψωση του δαπέδου, η διαταραχή μπορεί να είναι έντονη εκτός και αν τοποθετηθεί ένα προσωρινό ανάστροφο τόξο, όπως στη φωτογραφία	$D = 0$ $D = 0.5$ Όχι ανάστροφο τόξο
	Πολύ πτωχής ποιότητας εκρήξεις σε σήραγγες σε σκληρό βράχο που συντελούν σε σοβαρές τοπικές φθορές, εκτεινόμενες κατά 2 ή 3 m, εντός της περιβάλλουσας βραχώμαζας	$D = 0.8$
	Μικρής κλίμακας εκρήξεις σε πρηνή πολιτικού μηχανικού που συντελούν σε μέτριες φθορές της βραχώμαζας, ειδικά αν χρησιμοποιείται ελεγχόμενη έκρηξη όπως φαίνεται στο αριστερό τμήμα της εικόνας. Ωστόσο, λόγω ανακούφισης των τάσεων παρουσιάζονται ορισμένες διαταραχές.	$D = 0.7$ Καλή έκρηξη $D = 1.0$ Πτωχή έκρηξη
	Πρηνή πολύ μεγάλου λατομείου δέχονται σημαντικές διαταραχές εξαιτίας ισχυρής παραγωγής εκρήξεων και, επιπλέον, ανακούφιση των τάσεων λόγω απομάκρυνσης των υπερκείμενων Σε κάποιους μαλακότερους βράχους, η εκσκαφή μπορεί να πραγματοποιηθεί με μηχανική άρωση και χρήση προωθητηρών με λεπίδες, ώστε ο βαθμός της φθοράς στα πρηνά να είναι μικρότερος	$D = 1.0$ Εκρήξεις Παραγωγής $D = 0.7$ Μηχανική εκσκαφή



Σχήμα 2. 6 Εύρος εφαρμογής κριτηρίου Hoek-Brown.

2.5.4 Συσχέτιση Κριτηρίων Hoek-Brown και Mohr-Coulomb

Αρκετά προγράμματα μή-γραμμικής ανάλυσης της συμπεριφοράς της βραχώμαζας δεν περιλαμβάνουν το κριτήριο Hoek-Brown αλλά το κριτήριο Mohr-Coulomb. Στην περίπτωση αυτή απαραίτητος είναι ο υπολογισμός των παραμέτρων αντοχής (c , φ) του κριτηρίου Mohr-Coulomb που αντιστοιχούν σε συγκεκριμένες τιμές των παραμέτρων του κριτηρίου Hoek-Brown. Λόγω της διαφορετικής μορφής της περιβάλλουσας αστοχίας η αντιστοιχία μεταξύ των δυο κριτηρίων αναφέρεται σε συγκεκριμένη περιοχή τάσεων όπου η καμπύλη περιβάλλουσα του κριτηρίου Hoek-Brown προσεγγίζεται με ευθεία.

$$\varphi' = \sin^{-1} \left(\frac{6 * a * m_b * (s + m_b * \sigma'_{3n})^{a+1}}{2 * (1 + a) * (2 + a) + 6 * a * m_b * (s + m_b * \sigma'_{3n})^{a+1}} \right) \quad (2.14)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} * [(1 + 2a) * s + (1 - a) * m_b * \sigma'_{3n}] * (s + m_b * \sigma'_{3n})^{a+1}}{(1 + a) * (2 + a) * \sqrt{1 + \frac{[6 * a * m_b - (s + m_b * \sigma'_{3n})^{a+1}]}{(1 + a) * (2 + a)}}} \quad (2.15)$$

Η συσχέτιση των κριτηρίων μπορεί να γίνει και με το λογισμικό RS Data.

2.6 Παράμετροι Παραμορφωσιμότητας

2.6.1 Γενικά

Στην εκσκαφή των σπηραγγων η πιο βασική παράμετρος για την ασφαλή περάτωση του έργου είναι η παραμόρφωση. Συνεπώς για τις εκάστοτε βραχομάζες που συναντώνται κατά την εκσκαφή ορίζεται το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson ως παράμετροι ήσσονος σημασίας. Το μέτρο παραμορφωσιμότητας συγκεκριμένα, μπορεί να υπολογιστεί με απομείωση διάφορων τιμών που αφορούν τον άρρηκτο βράχο, πειραματικά ή κατά περίπτωση. Η χαρακτηριστική τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας συνήθως εκτιμάται μετά από συναξιολόγηση βιβλιογραφικών συσχετίσεων και λαμβάνεται ο μέσος όρος των εκτιμήσεων που θεωρούνται έγκυρες κατά περίπτωση. Ο λόγος Poisson ν εκτιμάται εμπειρικά.

2.6.2 Μέτρο ελαστικότητας της βραχομάζας

- Η σχέση των Hoek, Carranza-Torres, Corkum (2002)

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \frac{\sigma_{ci}}{\sqrt{100}} \cdot \frac{(GSI-10)/40}{10} \quad (2.16)$$

- Η σχέση των Hoek & Diederichs (2006)

$$E = \frac{E_i}{m} \cdot \left[0.02 + \frac{1}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right] \quad (2.17)$$

- Η σχέση των Sonmez, Ulusay and Gokceoglu (2004)

$$E_m = E_i \cdot (s^a)^{0.4}, \quad (2.18)$$

$$\text{όπου } s = e^{(GSI-100)/9}, a = 0.5 + (1/6) \cdot (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Η σχέση των Hoek & Diederichs δίνει δυσανάλογα χαμηλές τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας σε πολύ ασθενείς τεχνικογεωλογικές ενότητες με χαμηλές τιμές των παραμέτρων GSI, σ_{ci} , E_i . Αυτό συμβαίνει γιατί τα διαθέσιμα πειραματικά στοιχεία της βάσης δεδομένων αυτής της συσχέτισης είναι κατά βάση για ισχυρούς και υγιείς σχηματισμούς και ελάχιστα εξ αυτών αναφέρονται σε ασθενείς βραχομάζες (για τις οποίες συνήθως είναι και δύσκολο να ληφθούν παράμετροι άρρηκτου βράχου). Ως εκ τούτου η σχέση αυτή δεν προσαρμόζεται ικανοποιητικά στις τελευταίες. Έτσι, για πολύ ασθενείς τεχνικογεωλογικές ενότητες, η συσχέτιση των Hoek & Diederichs (2006) δεν λαμβάνεται υπόψη στην αξιολόγηση.

2.6.3 Ο λόγος Poisson (ν)

Ο λόγος Poisson αποτελεί μία εκ των παραμέτρων παραμορφωσιμότητας και υπολογίζεται κατά την δοκιμή μονοαξονικής θλίψης. Συνηθίζεται, όμως, να λαμβάνεται εμπειρικά. Εκτιμάται κατά προσέγγιση από τον Πίνακα 3.6.

Τυπική τιμή $\nu=0,25$ για βραχομάζες βάσει πειραματικών δεδομένων.

Πίνακας 2. 7 Τυπικές τιμές λόγου Poisson ν .

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

3. Θεωρητικό υπόβαθρο σιράγγων

3.1 Μέθοδοι διάνοιξης και κατασκευής σιράγγων

3.1.1 Γενικά

Ως σήραγγα νοείται το υπόγειο έργο, επίμηκες και οριζόντιο με δύο στόμια και ένα ή δυο μέτωπα μέσα στη γεωμάζα που χρησιμοποιείται για την διέλευση ανθρώπων, μηχανών ή νερού. Στην παρούσα διπλωματική εξετάζονται οι μητροπολιτικές σήραγγες (υπόγειες αστικές σήραγγες μετρό). Ο σχεδιασμός των σιράγγων βασίζεται σε εμπειρικές προσεγγίσεις και ελέγχεται μέσω αναλυτικών προσομοιωμάτων. Λόγω της αβεβαιότητας των γεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών που έχουν μελετηθεί κατά το σχεδιασμό (καθώς η στρωματογραφία έχει προδιαγραφεί με παρεμβολή και επέκταση των δεδομένων από γεωτρήσεις που δεν είναι απαραίτητα επί του άξονα της σήραγγας), κατά τη διάνοιξη πρέπει να ελεγχθούν και να τεκμηριωθούν καταλλήλως. Ο σχεδιασμός και η κατασκευή είναι άρρηκτα συνδεδεμένα στα υπόγεια έργα και κυκλικά μονίμως το ένα τροφοδοτεί το άλλο στο χρονικό διάστημα από την μελέτη ως την παράδοση του έργου. Τέλος το ολικό κόστος της γεωτεχνικής έρευνας κυμαίνεται από 1,3% ως 6,3% του συνολικού κόστους του έργου με συνήθη τιμή το 2% ή 3%. Το άνω όριο αφορά ιδιαίτερα δύσκολες γεωλογικές συνθήκες όπως παγετώδεις αποθέσεις.

3.1.2 Μέθοδοι Cut and Cover/ Cover and Cut

Στη μέθοδο Cut and Cover προηγείται η εκσκαφή μέχρι το επίπεδο της σήραγγας και όλο το γεωυλικό αφαιρείται. Έπειτα αντιστηρίζονται προσωρινά τα πλευρικά πρανή και κατασκευάζεται το περιτύπωμα (κέλυφος) της σήραγγας με οπλισμένο σκυρόδεμα. Τέλος, καλύπτεται η σήραγγα με τα υλικά της αρχικής εκσκαφής και το προϋπάρχον ανάγλυφο (περιβάλλον) αποκαθίσταται.

Στη μέθοδο Cover and Cut αρχικά προ-υποστηρίζεται η περιοχή που θα κατασκευαστεί η σήραγγα με διαφραγματικούς τοίχους αντιστήριξης που διακόπτουν τη ροή των υπόγειων υδάτων. Πραγματοποιείται μια επιφανειακή εκσκαφή για να γίνει η πλάκα οροφής και η άντληση των υδάτων από το «κουτί» της σήραγγας. Έπειτα ξεκινά η εκσκαφή από μέσα (έχει εισχωρήσει ο διατρητικός μηχανισμός μέσα από άλλο σημείο πιο πίσω ή από κάποιο παράθυρο).

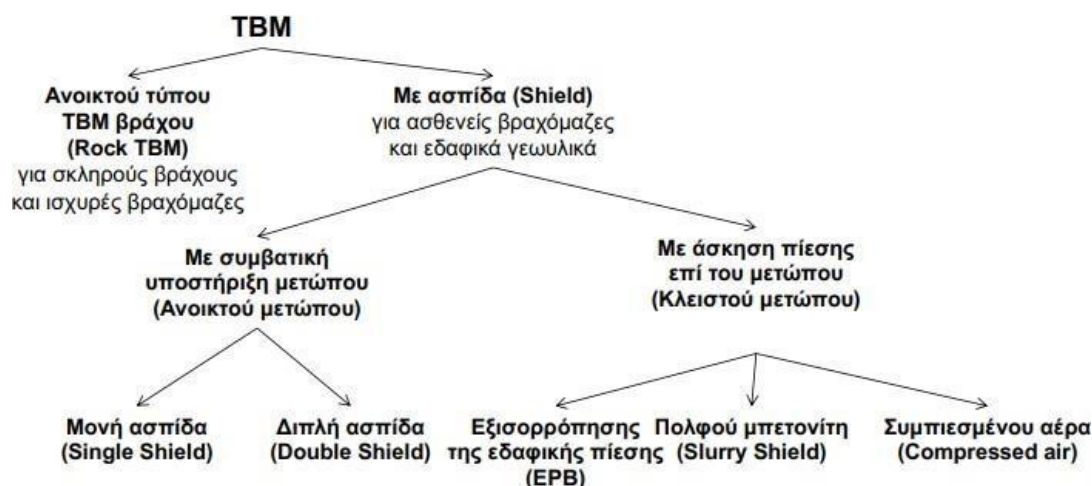
3.1.3 Εκσκαφή με εκρηκτικές ύλες

Η χρήση εκρηκτικών αποτελεί την πλέον αποτελεσματική και οικονομική τεχνική εκσκαφής σε ισχυρά πετρώματα. Ωστόσο, περισσότερο από κάθε άλλη τεχνική εκσκαφής απαιτεί τεχνογνωσία καθώς οι βραχώμαζες διαφέρουν έντονα σε αντοχή και γενικά χαρακτηριστικά που ποικίλουν φυσικά από θέση σε θέση. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται με το άνοιγμα διαμήκων κυλινδρικών οπών shotholes/blastholes διαμέτρου περίπου 40mm. Προφανείς κίνδυνοι είναι η υπερεκσκαφή, η εκτεταμένη διατάραξη της περιβάλλουσας βραχομάζας και η δημιουργία μη διαχειρίσιμων όγκων των προϊόντων εκσκαφής. Απαγορεύεται η χρήση της μεθόδου από την Αττικό Μετρό.

3.1.4 Εκσκαφή με TBM

Η εφεύρεση των εκσκαπτικών μηχανών ολομέτωπης κοπής αποτέλεσαν επανάσταση στην σιραγγοποιία. Το πρώτο περιστροφικό TBM κατασκευάστηκε στην Ιταλία το 1880 από τον στρατιωτικό μηχανικό Cln. Beaumont αντικαθιστώντας το πρώτο που χρησιμοποιούσε κρουστική ενέργεια το 1846. Σήμερα, η συνεχής διάνοιξη συνοδεύεται με άμεση υποστήριξη μόνιμου χαρακτήρα με τους προκατασκευασμένους δακτυλίους (που αποτελούνται από μικρότερα τεμάχια που

κουμπώνουν μεταξύ τους τόσο ακτινικά όσο και αξονικά). Έτσι η υποστήριξη έχει περισσότερο ενεργητικό παρά παθητικό χαρακτήρα. Ευρεία χρήση των TBM γίνεται στις μητροπολιτικές σήραγγες λόγω της σχεδόν μηδενικής διαταραχής της περιβάλλουσας βραχώμαζας αλλά και της επιφάνειας στις αστικές περιοχές όπου συνυπάρχουν έργα υποδομής και μεγάλος αριθμός πολιτών. Δεν αναλύεται παραπάνω η χρήση TBM καθώς η εργασία ασχολείται με τη συμβατική μέθοδο διάνοιξης.



Σχήμα 3. 1 Κατηγορίες TBM βάσει των προς εκσκαφή γεωυλικών (Μαρίνος Β.)

3.1.5 Η συμβατική μέθοδος NATM

3.1.5.1 Γενικά

Η "Νέα Αυστριακή Μέθοδος Διάνοιξης Σηράγγων" (New Austrian Tunnelling Method – NATM) αποτελεί ένα σύνολο τεχνικών που άρχισαν να εφαρμόζονται συστηματικά κατά τη διάνοιξη σηράγγων περί το 1960. Η NATM περιλαμβάνει ένα σύνολο τεχνικών διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων οι οποίες εφαρμόστηκαν συστηματικά κατά τη διάνοιξη σηράγγων στις Αυστριακές Άλπεις εκείνη την εποχή. Οι τεχνικές της μεθόδου είχαν εφαρμοστεί και πριν το 1960 τόσο στην Αυστρία όσο και σε άλλα μέρη του κόσμου αλλά η συστηματοποίηση και ονομασία τους (NATM) έγινε από Αυστριακούς Μηχανικούς (Rabczewicz, Mueller, Brunner και Pacher). Η μέθοδος μπορεί να εφαρμόζεται σε σχηματισμούς (εδάφη και βράχους) με αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη (UCS) ως και 40 MPa και χρόνο αυτοϋποστήριξης μικρότερο της μιας ώρας έως εδαφοσχηματισμούς που για να αποφευχθεί η κατάρρευση τους απαιτούνται δοκοί προπορίας. Η NATM περιλαμβάνει τη διάνοιξη σηράγγων με Ελεύθερο μέτωπο εκσκαφής, δηλαδή χωρίς πίεση στο μέτωπο με μηχανικά μέσα (π.χ. TBM) και υποστήριξη του τοιχώματος της σήραγγας με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (απλό ή οπλισμένο) ή/και αγκύρια βράχου. Από την εμφάνιση της και μετά έχει υποστεί προσαρμογές και τροποποιήσεις και έχει εξελιχθεί με βάση τη θεώρηση ότι η εύστοχη κρίση και η παλαιότερη εμπειρία συνδυάζονται με την παρατήρηση. Το θεωρητικό της υπόβαθρο αποκτήθηκε πολύ αργότερα από την εφαρμογή της και αφού αποκτήθηκε η εμπειρία κυρίως σε ευαίσθητες αστικές περιοχές για τις μητροπολιτικές σήραγγες.



Σχήμα 3. 2 Εκσκαφή με συμβατικά μέσα με τη μέθοδο NATM (Πηγή Sound Transit).

3.1.5.2 Φιλοσοφία και Περιγραφή

Η μέθοδος θεωρεί ότι κάθε διατομή αποτελείται από έναν δακτύλιο βραχόμαζας (το τμήμα εκείνο της βραχόμαζας που επηρεάζεται από την κατασκευή) και τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης. Θεωρεί δηλαδή το δακτύλιο της βραχόμαζας όχι μόνο ως στοιχείο φόρτισης, αλλά και ως φέρον στοιχείο συγχρόνως και χρησιμοποιεί ένα ποσοστό της αντοχής της βραχόμαζας. Η σήραγγα διανοίγεται κατά τρόπο ώστε να ενεργοποιηθεί στο μέγιστο βαθμό η αντοχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας (μέσω της ελεγχόμενης σύγκλισης του τοιχώματος). Έτσι μειώνονται οι πιέσεις της βραχόμαζας στην άμεση υποστήριξη (τόσο περισσότερο όσο αυξάνει η σύγκλιση του τοιχώματος). Κατά την διάνοιξη, το έδαφος συγκλίνει (ακόμη και μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής, με αποτέλεσμα την μείωση της ακτινικής τάσης σ_r και την αύξηση της περιφερειακής τάσης σ_θ). Η αυξημένη σ_θ δημιουργεί το λεγόμενο «φαινόμενο θόλου» με αποτέλεσμα την αυτοϋποστήριξη της οροφής της σήραγγας. Οι μετακινήσεις του εδάφους στην οροφή «χαλαρώνουν» το έδαφος και μπορεί να προκαλέσουν κατάπτωση τεμαχών με συνέπεια αλυσιδωτές καταπτώσεις. Η έγκαιρη τοποθέτηση υποστήριξης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτρέπει τέτοιες καταπτώσεις και συνεπώς διασφαλίζει την δημιουργία του φαινομένου θόλου.

Για την αντιμετώπιση των ασταθειών στη συμβατική μέθοδο χρησιμοποιούνται κατά περίπτωση διάφοροι τρόποι εκσκαφής όπως εκσκαφή της διατομής σε φάσεις, κατασκευή της άμεσης υποστήριξης σε μικρή απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής, ολοκλήρωση του δακτυλίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο σύνολο της διατομής, ολομέτωπη εκσκαφή με άμεσο κλείσιμο της διατομής με μόνιμη υποστήριξη, γεωτεχνική παρακολούθηση της συμπεριφοράς των σηράγγων. Σκοπός της διαδικασίας αυτής είναι η ελάχιστη δυνατή αποδιοργάνωση της βραχόμαζας, ο περιορισμός των συγκλίσεων, η βελτίωση της ευστάθειας του μετώπου και η χρήση των λιγότερων δυνατών μέτρων προσωρινής υποστήριξης.

Η εκσκαφή σηράγγων με τη μέθοδο NATM συνήθως γίνεται σε περισσότερες της μιας φάσεις. Η Εκσκαφή άνω ημιδιατομής (Top Heading) όπου γίνεται εκσκαφή του άνω τμήματος της σήραγγας και η εκσκαφή βαθμίδας (Bench) όπου γίνεται εκσκαφή του κάτω τμήματος της σήραγγας. Συνήθως οι δύο φάσεις απέχουν μεταξύ τους κατά μία συγκεκριμένη απόσταση. Πιθανώς να υπάρχει και 3^η φάση

όπου κατασκευάζεται το ανεστραμμένο δάπεδο (invert). Η κατασκευή της "τελικής επένδυσης" της σήραγγας γίνεται σε μεταγενέστερο χρόνο.

3.1.5.3 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της μεθόδου

Στις μητροπολιτικές σήραγγες οι πλέον συνήθεις μέθοδοι είναι αυτές της εκσκαφής με συμβατικά μέσα με βάση την μέθοδο NATM και της μηχανοποιημένης εκσκαφής με TBM. Παρακάτω παρατίθενται τα πλεονεκτήματα της μεθόδου NATM σε σύγκριση με αυτή με TBM όπως αναφέρει ο Μαρίνος Β. (2021).

- Προσαρμόζεται εύκολα σε μεταβαλλόμενες γεωτεχνικές συνθήκες. Συνεπώς δύσκολα αποτυγχάνει ακόμη και σε περιπτώσεις όπου οι παραδοχές της μελέτης διαφέρουν σημαντικά από τις επιτόπου συνθήκες
- Πλεονεκτεί σε περιπτώσεις έντονα διογκούμενων εδαφών όπου η μηχανική διάνοιξη (μπορεί να αποτύχει πλήρως)
- Προσαρμόζεται εύκολα σε μεταβολές της γεωμετρίας της διατομής (π.χ. διευρύνσεις της διατομής)
- Πλεονεκτεί σε διατομές μεγάλου μεγέθους (πολλαπλές φάσεις)
- Μπορεί να εφαρμοσθεί στη διάνοιξη μη κυκλικών διατομών
- Επιτρέπει ευκολότερη στεγάνωση της σήραγγας με συνθετική μεμβράνη (που τοποθετείται μεταξύ της άμεσης και της τελικής επένδυσης)
- Περιλαμβάνει μηχανικό εξοπλισμό σχετικώς μικρού κόστους και συνεπώς πλεονεκτεί οικονομικά σε σήραγγες μικρού μήκους
- Δεν απαιτεί μεγάλη αρχική οικονομική επένδυση, αλλά έχει υψηλό κόστος προσωπικό.

Ωστόσο η μηχανοποιημένη εκσκαφή πλεονεκτεί στα εξής (Μαρίνος Β. 2021):

- Σε ομοιογενείς γεωτεχνικές συνθήκες επιτυγχάνουν ταχύτερους ρυθμούς διάνοιξης
- Υπάρχουν κατάλληλα μηχανήματα πρακτικώς για όλους τους τύπους των εδαφών. Υπάρχει μεγάλο πρόβλημα σε περιπτώσεις μεταβαλλόμενων γεωτεχνικών συνθηκών
- Σε ομοιογενείς γεωτεχνικές συνθήκες και σήραγγες μεγάλου μήκους επιτυγχάνουν μικρότερο λειτουργικό κόστος έχουν μικρό κόστος προσωπικού, αλλά υψηλή αρχική επένδυση
- Ελέγχουν καλύτερα το μέτωπο εκσκαφής σε περιπτώσεις αστάθειας (π.χ. εδάφη μικρής αντοχής, άμμοι) ή λόγω έντονης εισροής νερού μέσω της εφαρμογής αντί πίεσης (EPB ή slurry) και της κεφαλής.

3.2 Μέτρα Άμεσης Υποστήριξης

3.2.1 Γενικά

Η παραλαβή των εξασκούμενων φορτίων από την βραχομάζα επιτυγχάνεται από την άμεση υποστήριξη με την έγκαιρη τοποθέτηση των στοιχείων ή συνδυασμών στοιχείων που την αποτελούν, έτσι ώστε τελικά οι μετακινήσεις να περιορίζονται σε επιθυμητά – ανεκτά όρια. Γενικά, οι μέγιστες παραμορφώσεις του περιβάλλοντος μέσου, κατά τη χρονική στιγμή εφαρμογής της υποστήριξης, πρέπει να είναι συμβατές με τις μέγιστες παραμορφώσεις που μπορεί να αναπτυχθούν στον «δακτύλιο» υποστήριξης. Από πρακτικής πλευράς, ως ανεκτές παραμορφώσεις για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με πλέγμα και για τα πλαίσια θεωρούνται τα 25 mm και 30 mm, αντίστοιχα.

Οι αστάθειες (μηχανισμοί αστοχίας), που παρατηρούνται κατά τη διάνοιξη υπογείων έργων με χαρακτηριστικά και συνθήκες παρόμοιες με αυτές του μελετώμενου, μπορούν να ταξινομηθούν σε δύο, κυρίως, κατηγορίες:

- Αστάθειες που οφείλονται σε μετακινήσεις, δομικά ή επιγενώς διακριτών τμημάτων της βραχομάζας, λόγω του ιδίου βάρους (σφήνες, πρίσματα).
- Αστάθειες που οφείλονται σε παραμορφώσεις της βραχομάζας λόγω διαφοροποίησης (μεταβολής) του πεδίου τάσεων (ανακατανομή τάσεων) στην περιοχή της σήραγγας, κατά τη διάρκεια και μετά την εκσκαφή αυτής. Κατά συνέπεια, τα μέτρα άμεσης υποστήριξης, για τις συγκεκριμένες κατηγορίες πετρώματος, θα υπολογιστούν ώστε να διασφαλίζεται η ευστάθεια της εκσκαφής, τόσο για τυχόν «αποσφηνώσεις» όσο και για τις παραμορφώσεις της βραχομάζας λόγω της μεταβολής του εντατικού πεδίου.
- Αστοχία μετώπου.

Τα κυριότερα μέτρα υποστήριξης που θα αναλυθούν στην παρούσα διπλωματική για τη μέθοδο NATM είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (τοίχωμα) με τον οπλισμό του, τα αγκύρια βράχου (τοίχωμα), τα χαλύβδινα πλαίσια (τοίχωμα), και τέλος για την υποστήριξη του μετώπου, τα αγκύρια μετώπου fiberglass, δοκοί προπορείας στη στέψη της διατομής.

3.2.2 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete ή gunitite)

Το σκυρόδεμα που διαστρώνεται πάνω σε μία επιφάνεια με εκτόξευσή του από ακροφύσιο, ώστε να σχηματίζει στρώση σκυροδέματος με συνάφεια πάνω στην εν λόγω επιφάνεια ορίζεται ως «εκτοξευόμενο σκυρόδεμα» (shotcrete ή gunitite ή sprayed concrete). Η επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα δεν χρειάζεται καλούπι και ως εκ τούτου δύναται να τοποθετείται γρήγορα και με ασφάλεια. Κατά την τοποθέτησή του λαμβάνει μορφή κελύφους και επομένως δύναται να μεταφέρει φορτία και στις τρεις διαστάσεις. Η τοποθέτηση του γίνεται σε στρώσεις. Η πρώτη στρώση εισχωρεί στους πόρους και στις ρωγμές και προσφέρει μία βάση για την εκτόξευση και συμπύκνωση του υπολοίπου πάχους.

Οι βασικές δράσεις του εκτοξευμένου σκυροδέματος ως επένδυση είναι:

(α) στατική ενίσχυση του πετρώματος και συγκράτηση μικροτεμαχίων που προκύπτουν λόγω της διατάραξης από την εκσκαφή.

(β) σφράγιση οξειδούμενου ή χαλαρούμενου πετρώματος για αποφυγή της περαιτέρω χαλάρωσης λόγω έκθεσής του σε νερό ή υγρασία για την εξασφάλιση του στατικού φαινομένου του θόλου.

(γ) έλεγχος του νερού, με ανακατεύθυνση ή σταμάτημα της ροής.

Σημειώνεται ότι πάντα πρέπει να υπάρχει η μέγιστη συνάφεια μεταξύ της βραχομάζας και του σκυροδέματος για να μην απομειώνεται η φέρουσα ικανότητά του. Επίσης, ο χρόνος πήξης υπό κανονικές συνθήκες χωρίς την χρήση επιταχυντικών πρόσμικτων ουσιών και η ανάπτυξη του 80% της αντοχής του είναι 3 – 4 ώρες ενώ με χρήση αυτών μπορεί να μειωθεί αρκετά. Τα αδρανή σκυροδέματος χωρίζονται συνήθως σε τρεις (3) κατηγορίες (κλάσματα) ανάλογα με τη διαβάθμιση των κόκκων: άμμος, γαρμπίλι και σκύρα ή χαλίκι. Στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα λείπει το τελευταίο κλάσμα. Ο λόγος $N/(T+\text{πρόσθετα})$ έχει μεγάλη σημασία τόσο στην επίτευξη ικανοποιητικής θλιπτικής αντοχής, όσον και στη μείωση του βαθμού της αναπήδησης. Θα πρέπει να είναι μικρότερος του 0.55 (EFNARC, 1996), και προτιμότερο είναι να κυμαίνεται μεταξύ 0.40 και 0.45.

Το άοπλο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παρέχει σημαντική αντοχή σε διατμητικές τάσεις που είναι και η κύρια αιτία αστοχίας των ανοιγμάτων. Αντίθετα, η εφελκυστική αντοχή και η ικανότητα ανάληψης καμπτικής ροπής από την διατομή είναι μικρή. Ο οπλισμός εκτοξευόμενου σκυροδέματος κρίνεται απαραίτητος και γίνεται με δομικό πλέγμα (wire mesh) ή με ίνες (fibers) κατά περίπτωση. Ο συμβατικός του οπλισμός πραγματοποιείται συνήθως με την τοποθέτηση δομικού πλέγματος σε μία ή δύο στρώσεις. Στις κατακερματισμένες και αποδιοργανωμένες βραχώμαζες είναι προτιμότερη η εφαρμογή πλεγμάτων σε πυκνό κάνναβο καθότι παρέχουν προστασία από πιθανές καταπτώσεις τεμαχών από θόλο και παρειές της εκσκαφής. Περαιτέρω ενίσχυσή του δύναται να επιτευχθεί με τον εγκιβωτισμό δικτυωτών πλαισίων ή και την τοποθέτηση ολόσωμων που έχουν ελάχιστες επικαλύψεις και κατασκευαστικές διατάξεις. Αυτά καθιστούν δύσκολη και χρονοβόρα εργασία την τοποθέτηση τους. Αντί του δομικού πλέγματος, εφόσον στατικά είναι αποδεκτό, προτιμάται για τον οπλισμό του η χρήση ινών, από χάλυβα ή άλλο υλικό, μήκους 3 έως 5 cm, η οποία ξεπερνάει τις παραπάνω κατασκευαστικές δυσκολίες. Λόγω του μικρού μεγέθους των ινών και με τη σωστή ανάμιξη οι ίνες κατανέμονται ομοιόμορφα στο σκυρόδεμα με αποτέλεσμα την μείωση ρωγματώσεων και την βελτίωση συμπεριφοράς σε εφελκυσμό του σκυροδέματος λόγω της αύξησης της ολκιμότητάς του. Η χρήση του είναι ταχύτερη και η εφαρμογή του ευκολότερη ιδίως όταν η επιφάνεια της βραχώμαζας είναι ανώμαλη.

3.2.3 Αγκύρια βράχου (rockbolts, anchors)

Τα αγκύρια αποτελούνται από μια δύσκαμπτη ράβδο συνήθως μεταλλική η οποία τοποθετείται σε διάτρημα στο πέτρωμα το οποίο πληρώνεται με ένεμα ή ρητίνες.

Με τη δράση τους τα αγκύρια συμπλέκουν τη βραχώμαζα, αυξάνουν την διατμητική της αντοχή μέσω της ορθής δύναμης που ασκεί το αγκύριο και μειώνουν τις παραμορφώσεις λόγω ολίσθησης, περιστροφής ή διαρροής. Μέσω της ορθής δύναμης που ασκεί, ενισχύει το αλληλοκλείδωμα των τεμαχών της βραχώμαζας μεταξύ της κεφαλής και του άκρου του αγκυρίου. Επιπλέον το ένεμα που εισέρχεται στα κενά της βραχώμαζας βελτιώνει κατά πολύ τις μηχανικές ιδιότητές της. Το μήκος τους και οι διαστάσεις του καννάβου εξαρτώνται και υπολογίζονται βάση της απόστασης των ασυνεχειών και της εμμονής τους. Η απαιτούμενη αντοχή των αγκυρίων εξαρτάται από τον προσανατολισμό και την διατμητική αντοχή των ασυνεχειών.

Τα αγκύρια διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, τα παθητικά (passive rockbolts) και τα προεντεταμένα (prestressed anchors, tensioned cables). Το σώμα των παθητικών αγκυρίων είναι πλήρως πακτωμένο μέσα στο διάτρημα με ένεμα ή ρητίνη με αποτέλεσμα να μην μπορεί να προενταθεί αλλά φορτίζεται με τις μετακινήσεις της βραχώμαζας. Για τον λόγο αυτό η τοποθέτηση τους πρέπει να γίνεται το συντομότερο δυνατόν μετά την εκσκαφή πριν ξεκινήσουν να εκδηλώνονται σημαντικές παραμορφώσεις. Τα αγκύρια τριβής (friction bolts) είναι ένα είδος παθητικών αγκυρίων που χρησιμοποιούνται συχνά και έχουν εξελιχθεί τα τελευταία χρόνια όπως τα Swellex ή τα Split Set (διαστελλόμενα αγκύρια άμεσης ενέργειας). Τα Swellex είναι κοίλοι σωλήνες κυκλικής διατομής με μία αναδίπλωση κατά μήκος τους, τα οποία τοποθετούνται μέσα στο διάτρημα και διογκώνονται με εισπίεση νερού ή αέρα στο εσωτερικό τους. Αποτέλεσμα της διογκωσης είναι να έρχονται σε επαφή με τα τοιχώματα του διατρήματος στα οποία ασκούν ακτινικές πιέσεις ενώ ταυτόχρονα λειτουργεί και η τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ του σωλήνα και των τοιχωμάτων του διατρήματος. Έτσι, το αγκύριο αποκτά πλήρη συνάφεια με το πέτρωμα και είναι ικανό να παραλάβει φορτία μετά την τοποθέτησή του. Κύριο πλεονέκτημα τους είναι πως αναλαμβάνουν φορτία άμεσα γιατί δεν απαιτείται η παρέλευση χρόνου για την πήξη του ενέματος για να αναπτύξουν πρόσφυση.

Στα προεντεταμένα αγκύρια μόνο ένα τμήμα του σώματος πακτώνεται με ένεμα ώστε να είναι δυνατή η προένταση με δύο σημεία προέντασης, το πακτωμένο τμήμα και την πλάκα αγκύρωσης. Το μήκος της πάκτωσης είναι συνάρτηση του επιθυμητού φορτίου προέντασης, της διαμέτρου του διατρήματος

και της τάσης συνάφειας του ενέματος και των τοιχωμάτων του διατρήματος η οποία εξαρτάται από την φύση και τα χαρακτηριστικά της βραχώμαζας. Ανά διαστήματα ελέγχονται για τυχόν απώλεια της προέντασής τους η οποία γίνεται με εφαρμογή ροπής στρέψης με ροπόκλειδο. Στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιούνται τα παθητικά αγκύρια.

3.2.4 Χαλύβδινα Πλαίσια (steel ribs)

Τα χαλύβδινα πλαίσια αποτελούν δύσκαμπτες μεταλλικές κατασκευές που τοποθετούνται στα τοιχώματα της σήραγγας και περιβάλλουν θόλο και τοιχώματα. Υπάρχουν πλαίσια διάφορων ειδών και διατομών όμως στην παρούσα διπλωματική περιγράφονται τα δικτυωτά πλαίσια (lattice girders) τριγωνικής ή τετραγωνικής διατομής με εγκάρσιους συνδέσμους και συνήθεις διαστάσεις ράβδων $\Phi 25$ εγκιβωτισμένα στο σκυρόδεμα. Οι αποστάσεις των χαλύβδινων πλαισίων είναι μεταξύ 0,6 – 1,5 m και τοποθετούνται ανά βήμα προχώρησης. Κάθε πλαίσιο αποτελείται από επιμέρους τμήματα τα οποία ενώνονται μεταξύ τους.

Υπάρχουν δύο τρόποι λειτουργίας των πλαισίων και για τον λόγο αυτό πριν την επιλογή τους θα πρέπει να καθορίζεται η λειτουργία τους. Μία περίπτωση είναι η προστασία και η άλλη η υποστήριξη. Η προστασία προσφέρεται όταν μόνος σκοπός είναι η συγκράτηση μεμονωμένων επισφαλών τεμαχίων από πιθανές καταπτώσεις. Αποσκοπούν στην προστασία των εργαζομένων στο εργοτάξιο και δευτερευόντως στην υποστήριξη της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Στην περίπτωση της υποστήριξης ως βασικός σκοπός της εφαρμογής τους είναι η άμεση ενίσχυση και άσκηση πίεσης επί του κελύφους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και η στήριξη των δοκών προπορείας όταν αυτές χρησιμοποιούνται. Μέσω της άσκησης πίεσης επί του κελύφους, καθυστερούν τις παραμορφώσεις και τις συγκλίσεις των τοιχωμάτων έως ότου τοποθετηθεί η μόνιμη επένδυση.

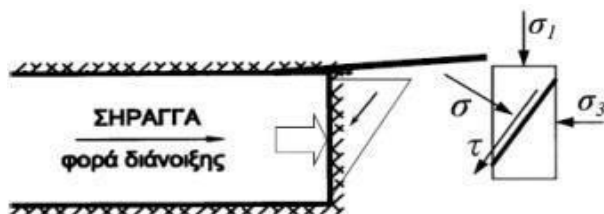
3.2.5 Ενίσχυση του μετώπου με αγκύρια (Fiberglass)

Η ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής μπορεί να βελτιωθεί διατηρώντας υψηλή τιμή της σ_3 . Η οριζόντια πίεση στην θέση του μετώπου είναι μηδενική ενώ η προς εκσκαφή βραχώμαζα ασκεί πίεση προκαλώντας την εξώθηση του μετώπου. Για την αποφυγή την εξώθησης και αστοχίας του μετώπου τοποθετούνται αγκύρια συνήθως από υαλοίνες (fiberglass) σχεδόν οριζόντια και παράλληλα με την φορά διάνοιξης. Στόχος της χρήσης τους είναι η εφαρμογή μιας επιπρόσθετης οριζόντιας πίεσης δημιουργώντας συνθήκες τριαξονικής καταπόνησης που ενισχύουν την βραχώμαζα, περιορίζουν τις συγκλίσεις και συνολικώς συντελούν στην ευστάθεια της διατομής. Το πλεονέκτημα των αγκυρίων fiberglass είναι η μεγάλη εφελκυστική αντοχή τους και η ακαμψία τους που τους επιτρέπει με μικρή μετακίνηση να ασκούν μεγάλη οριζόντια πίεση στη βραχώμαζα. Επιπλέον, διαθέτουν μικρή καμπτική αντοχή κάτι που συνεισφέρει στην εύκολη καταστροφή τους από τα μηχανήματα εκσκαφής κατά την προχώρηση της διάνοιξης. Τοποθετούνται σε κάρνα ο οποίος εξαρτάται από την αντοχή, παραμορφωσιμότητα της βραχώμαζας και το επί τόπου εντατικό πεδίο. Το μήκος τους και η επικάλυψη των διαδοχικών διατάξεων αγκυρώσεων αποτελεί σημαντική παράμετρο ώστε να υπάρχουν αγκύρια επιθυμητού μήκους που θα εδράζονται σε αδιατάρακτη βραχώμαζα. Σε ζώνες με διαταραγμένα γεωυλικά και βάθη μεσαία έως μεγάλα με μεγάλη τιμή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K , δηλαδή όπου επικρατούν υψηλές οριζόντιες τάσεις, παρατηρείται εντονότερα το φαινόμενο της εξώθησης του μετώπου και η χρήση των αγκυρίων μετώπου είναι απαραίτητη. Όσο εντονότερα αναμένεται να συναντηθεί εξώθηση μετώπου τόσο πυκνότερος θα πρέπει να είναι και ο κάρνα αλλά και μικρότερη η προχώρηση. Σε περιπτώσεις που ενδέχεται να υπάρχουν καταπτώσεις και καταρροή υλικού τα αγκύρια μετώπου δεν συμβάλλουν καθώς προσφέρουν σημειακή ενίσχυση μειώνοντας τις παραμορφώσεις του μετώπου, επομένως ενδείκνυται η εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο μέτωπο και η δημιουργία πυρήνα μετώπου (face buttress).

3.2.6 Ενίσχυση του με τοποθέτηση (άκαμπτων) δοκών προπορείας στη στέψη (Forepoling)

Η ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής μπορεί να βελτιωθεί με τοποθέτηση (άκαμπτων) δοκών προπορείας στη στέψη. Οι δοκοί προπορείας χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών δηλαδή ασθενών γεωλογικών σχηματισμών, ρηξιγενών ζωνών, στομιών σήραγγας, αστικές σήραγγες ΜΕΤΡΟ όπου οι καθιζήσεις πρέπει να είναι περιορισμένες και σε περιοχές όπου επικρατεί υψηλό επί τόπου εντατικό πεδίο. Σκοπός τους είναι:

- i. Η ενίσχυση του μετώπου εκσκαφής ώστε να είναι ευσταθές. Αυτό γίνεται με μείωση των τιμών των κατακόρυφων δυνάμεων μέσω της μεταφοράς τους στα χαλύβδινα πλαίσια όπου πατούν.
- ii. Η μείωση των επιφανειακών καθιζήσεων. Επιτυγχάνεται με πολύ άκαμπτες δοκούς οι οποίες μειώνουν την μετακίνηση u_R στο μέτωπο (σε σχέση με την μετακίνηση u_R στο μέτωπο χωρίς forepoling), μειώνοντας έτσι τον συντελεστή αποτόνωσης στο μέτωπο εκσκαφής κατά Δλ.
- iii. Η ανάληψη φορτίων σε κάμψη και διάτμηση. Ο μηχανισμός λειτουργίας τους βασίζεται στο ότι μειώνουν την κατακόρυφη τάση σ_1 μεταφέροντας φορτία στα πλαίσια. Λειτουργούν κατά την διεύθυνση του άξονα της σήραγγας σαν πρόβολοι που στηρίζονται στα πλαίσια. Η καλή στήριξη προσδίδει και καλή λειτουργία του forepoling. Με το forepoling μειώνοντας την σ_1 απομακρυνόμαστε από την περιβάλλουσα αστοχίας Mohr – Coulomb. Είναι κοίλες δοκοί μεγαλύτερης διαμέτρου και μήκους από τα ελαφρά βλήτρα προπορείας (spiles) της τάξης των $\Phi 114/\Phi 101$ και 12m αντίστοιχα ενώ τοποθετούνται σχηματίζοντας ομπρέλα με επικάλυψη των διαδοχικών διατάξεων τους. Εδράζονται σε βαριά μεταλλικά πλαίσια μεγάλης διατομής λόγω του μεγάλου βάρους τους σε σχέση με τα spiles και άρα είναι αναγκαία η ισχυρή θεμελίωση των πλαισίων. Σε βαθιές σήραγγες η χρήση του forepoling δεν είναι αποτελεσματική γιατί δεν έχουν την ακαμψία ώστε να δεχτούν το μεγάλο γεωστατικό φορτίο των υπερκειμένων ενώ σε μεγάλα βάθη η εξέλιξη της αστοχίας προς την επιφάνεια δεν αποτελεί πρόβλημα.



Σχήμα 3. 3 Μείωση της τάσης σ_1 με χρήση δοκών προπορείας (Καββαδάς, Διαλέξεις Μαθήματος "Υπολογιστικές Μέθοδοι Ανάλυσης Υπογείων Έργων").

3.3 Μέθοδοι ανάλυσης της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης σιηράγγων

3.3.1 Γενικά

Η διάνοιξη μιας σήραγγας ουσιαστικά είναι η σταδιακή αφαίρεση υλικού από μια διατομή βράχου με απότομη συντριβή και έπειτα η αποκατάσταση του περιτυπώματος της οπής με μέσα υποστήριξης. Δηλαδή πρόκειται για ένα στατικό σύστημα στο οποίο επιδιώκεται με φυσικούς και τεχνητούς τρόπους η ανακατανομή των τάσεων (και των συνοδευόμενων μετακινήσεων) που διαταράχθηκαν από την εκσκαφή. Με φυσικό τρόπο εννοείται η ικανότητα αυτοϋποστήριξης της βραχώμαζας και με τεχνητό

εννοείται η τοποθέτηση διάφορων τύπων μέτρων υποστήριξης που αναφέρθηκαν ενδελεχώς σε παραπάνω υποκεφάλαια. Οι παράμετροι όμως που οδηγούν στην επιλογή τρόπου διάνοιξης (και των απαιτούμενων φάσεων) και υποστήριξης σε κάθε χαρακτηριστική διατομή είναι πολλές λόγω της αβεβαιότητας αυτού του γεωτεχνικού προβλήματος, που μαζί με όλα τα άλλα έργα γεωτεχνικού μηχανικού αλληλοεπιδρούν με τη φύση της οποίας η συμπεριφορά και η αλληλεπίδραση με το έργο είναι αδύνατον να οριστεί με ακριβείς παραμέτρους και κλειστές σχέσεις. Ο μηχανικός καλείται να συνδυάσει τις εμπειρικές μεθόδους με απαραίτητους προσεγγιστικούς υπολογισμούς μορφώνοντας ένα θεωρητικό προσομοίωμα. Πάντα όμως οι υπολογισμοί και οι παραδοχές που γίνονται πρέπει να αντιμετωπίζονται κριτικά από τους υπεύθυνους μηχανικούς για την ασφαλή αποπεράτωση του έργου.

Για την ανάλυση των σηράγγων υπάρχουν εμπειρικές, αναλυτικές και αριθμητικές μέθοδοι. Οι εμπειρικές μέθοδοι προέκυψαν από μετρήσεις (εμπειρία) που είχαν οι μηχανικοί από παλαιότερες κατασκευές. Όλες οι παρατηρήσεις και οι μετρήσεις συντέθηκαν για να δημιουργήσουν εμπειρικούς νόμους. Συχνότερα χρησιμοποιούνται τέτοιες μέθοδοι για την πρόβλεψη των επιφανειακών καθιζήσεων κατά τη διάνοιξη των σηράγγων.

Οι αναλυτικές μέθοδοι, ή λύσεις κλειστού τύπου είναι εκείνες που χρησιμοποιούν μαθηματικές εξισώσεις. Φυσικά αυτές οι μέθοδοι στηρίζονται στις εξής απλοποιητικές παραδοχές που φράζουν το πρόβλημα : η διατομή θεωρείται κυκλική (επενδεδυμένη ή μη), η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής παρουσιάζει μηδενικές τριβές, το μέσον (σήραγγα) είναι απειρομήκης για μεγάλα βάθη ή ημι-απειρομήκης για μέσα βάθη, έχει οριζόντια όρια και διδιάστατο πεδίο παραμόρφωσης ή αξονοσυμμετρικό ή τριδιάστατο, η πρωτογενής κατάσταση είναι ομογενής, ισότροπη ή ανισότροπη, και τέλος η συμπεριφορά του εδάφους μπορεί να είναι γραμμικά ελαστική ή ελαστική τέλεια πλαστική. Αν και σήμερα οι αριθμητικές μέθοδοι βρίσκουν ευρύ πεδίο εφαρμογής, όταν δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν αντικαθίστανται από τις αναλυτικές. Τέτοιες περιπτώσεις είναι όταν δεν έχουμε επαρκή αριθμό πληροφοριών για τις ιδιότητες του εδάφους όταν είναι απαραίτητη άμεση προσέγγιση των καμπύλων κατανομής των καθιζήσεων. Επομένως είναι ανέφικτη χρήση αριθμητικών μεθόδων στηριζόμενων σε πολύπλοκα εδαφικά μοντέλα. Επίσης οι αναλυτικές μέθοδοι χρησιμοποιούνται για την επαλήθευση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών μεθόδων και για τη διεξαγωγή παραμετρικών μελετών.

Οι αριθμητικές μέθοδοι αναπτύχθηκαν παράλληλα με την εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών. Οι μέθοδοι που αναπτύχθηκαν παραπάνω, έχουν ως βασική προϋπόθεση για να αναπτυχθούν, την παρουσία ελεύθερου πεδίου. Πρακτικά αυτό δεν συμβαίνει συχνά, καθώς τα έργα αλληλεπιδρούν και γειτονεύουν μεταξύ τους. Η ανάπτυξη αριθμητικών μεθόδων μπορεί να επιλύσει τέτοια σύνθετα γεωτεχνικά προβλήματα, ακόμα και σε τρεις διαστάσεις. Η πιο γνωστή αριθμητική μέθοδος είναι Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων (λογισμικό PLAXIS 2D,3D) ενώ άλλες μέθοδοι είναι η Μέθοδος Πεπερασμένων Διαφορών και Μέθοδος Συνοριακών Συνθηκών.

3.3.2 Στόχος Αναλύσεων

Η ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης μιας σήραγγας έχει τους εξής σκοπούς:

1. Να ελέγξει ότι η διατομή της σήραγγας σε κάθε φάση εκσκαφής είναι ευσταθής, δηλαδή ότι το μέτωπο της εκσκαφής είναι ευσταθές και ότι τα μέτρα άμεσης υποστήριξης μπορούν να αναλάβουν με επαρκή ασφάλεια τα φορτία της βραχόμαζας.

2. Να ελέγξει ότι οι συγκλίσεις του τοιχώματος της σήραγγας, της περιβάλλουσας βραχόμαζας και (εφόσον απαιτείται) της επιφάνειας του εδάφους είναι εντός των αποδεκτών ορίων. Τα όρια αυτά καθορίζονται από τις ανοχές των δομημάτων που επηρεάζονται από την κατασκευή της σήραγγας και από την απαίτηση να αποφευχθεί η υπερβολική χαλάρωση της περιβάλλουσας βραχόμαζας αλλά και ταυτοχρόνως να ενεργοποιηθεί η αντοχή της βραχόμαζας σε ικανοποιητικό βαθμό.

3. Να προσδιορίσει τη διαδικασία εκσκαφής (αριθμός και διαστάσεις των φάσεων εκσκαφής και μέγιστο βήμα προχώρησης) και το σύστημα άμεσης υποστήριξης (είδος και πυκνότητα μέτρων υποστήριξης, πρόγραμμα τοποθέτησης κλπ.) τα οποία συνδυάζουν ικανοποιητική ασφάλεια με το ελάχιστο δυνατό κόστος.

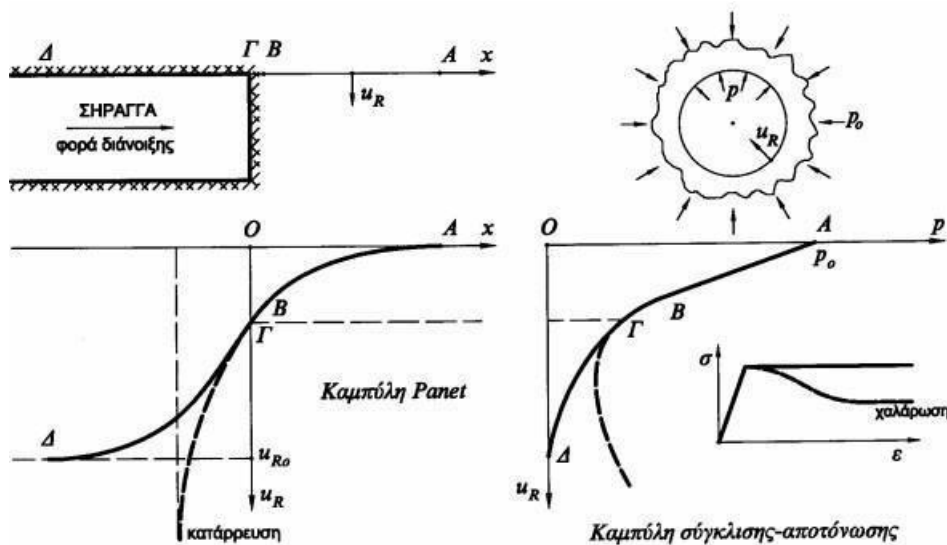
Μια αξιόπιστη ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης σηράγγων θα πρέπει να προσομοιώνει την πλήρη ακολουθία των φάσεων διάνοιξης και υποστήριξης, δηλαδή την αλληλεπίδραση μεταξύ των μέτρων υποστήριξης και της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Ειδικότερα, θα πρέπει να προσομοιώνονται τα εξής:

1. Η σύγκλιση της βραχώμαζας πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Η σύγκλιση αυτή συμβαίνει αφενός μεν πριν το μέτωπο εκσκαφής φθάσει στη συγκεκριμένη θέση αφετέρου δε στο διάστημα που μεσολαβεί μεταξύ της εκσκαφής και της τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης.

2 . Κατά τη διδιάστατη ανάλυση σηράγγων (δηλαδή την ανάλυση σε επίπεδο κάθετα στον άξονα της σήραγγας) τα ανωτέρω μπορούν να προσομοιωθούν είτε μέσω του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων (λ) που προσδιορίζεται από τις καμπύλες Panet.

3.3.3 Ανάλυση της διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων με καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης

Κατά τη διάνοιξης σηράγγων, το έδαφος αρκετά μπροστά από το μέτωπο διάνοιξης αρχίζει να παραμορφώνεται, δηλαδή πριν το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας φτάσει σε αυτό το σημείο. Όταν λοιπόν το μέτωπο εκσκαφής θα φτάσει στην θέση αυτή θα έχει ήδη παρατηρηθεί μια σύγκλιση της βραχώμαζας. Στην εικόνα παρουσιάζεται η καμπύλη (ΑΒΓΔ) εξέλιξης της σύγκλισης για ανυποστήρικτη σήραγγα, σε διάγραμμα $x-uR$, όπου x είναι η θέση από το μέτωπο εκσκαφής και uR είναι η σύγκλιση της οροφής της σήραγγας. Παρατηρούμε ότι ένα ποσοστό της τάξεως του 25-35% της συνολικής σύγκλισης uRO συμβαίνει εμπρός του μετώπου εκσκαφής. Η απόσταση όπου ξεκινά η σύγκλιση μπροστά από το μέτωπο, θεωρείται ότι είναι περίπου 1-1.5 φορές την διάμετρο εκσκαφής της σήραγγας και φτάνει στην τελική τιμή σε 1-1.5 διάμετρο πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής. Στην ίδια παρουσιάζεται και η καμπύλη σύγκλισης- αποτόνωσης. Για κάθε θέση (x) κατά μήκος του άξονα της σήραγγας αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης $x-uR$ μια τιμή για τη σύγκλιση του τοιχώματος (uR). Αντίστοιχα στο διάγραμμα $p- uR$ για την συγκεκριμένη τιμή σύγκλισης (uR) μέσω της καμπύλης σύγκλισης αποτόνωσης προκύπτει μια τιμή της πίεσης p , η οποία είναι μικρότερη της αρχικής γεωστατικής πίεσης p_0 . Η πίεση αυτή ονομάζεται «ισοδύναμη εσωτερική πίεση» επειδή προκαλεί την ίδια σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας με αυτήν που συμβαίνει σε απόσταση (x) από το μέτωπο της σήραγγας. Σε περίπτωση που η συμπεριφορά του εδάφους παρουσιάζει χαρακτηριστικά έντονης χαλάρωσης (δηλαδή μείωση της αντοχής με παρατεταμένη παραμόρφωση) τότε η διατομή της σήραγγας δεν ισορροπεί, η σύγκλιση της οροφής αυξάνει απεριόριστα και η διατομή καταρρέει.



Σχήμα 3. 4 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).

Η συσχέτιση της σύγκλισης (u_R) του τοιχώματος της σήραγγας με την απόσταση (x) από το μέτωπο εκσκαφής είναι πολύ χρήσιμη γιατί επιτρέπει την εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας που έχει συμβεί πριν από την εφαρμογή της προσωρινής υποστήριξης. Ακόμη και στην περίπτωση όπου η προσωρινή υποστήριξη εφαρμόζεται ακριβώς στη θέση του μετώπου της σήραγγας, κάποια σύγκλιση έχει ήδη συμβεί. Αυτή η σύγκλιση συντελεί στην αποτόνωση της βραχόμαζας και τη μείωση των πιέσεων που θα ασκηθούν επί των μέτρων υποστήριξης. Κατά συνέπεια, η εκτίμηση της ως άνω σύγκλισης επηρεάζει σημαντικά το σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης.

Βασικός συντελεστής της μεθόδου αυτής είναι ο συντελεστής υπερφόρτισης της βραχόμαζας N_s , ο οποίος δίνεται από την σχέση:

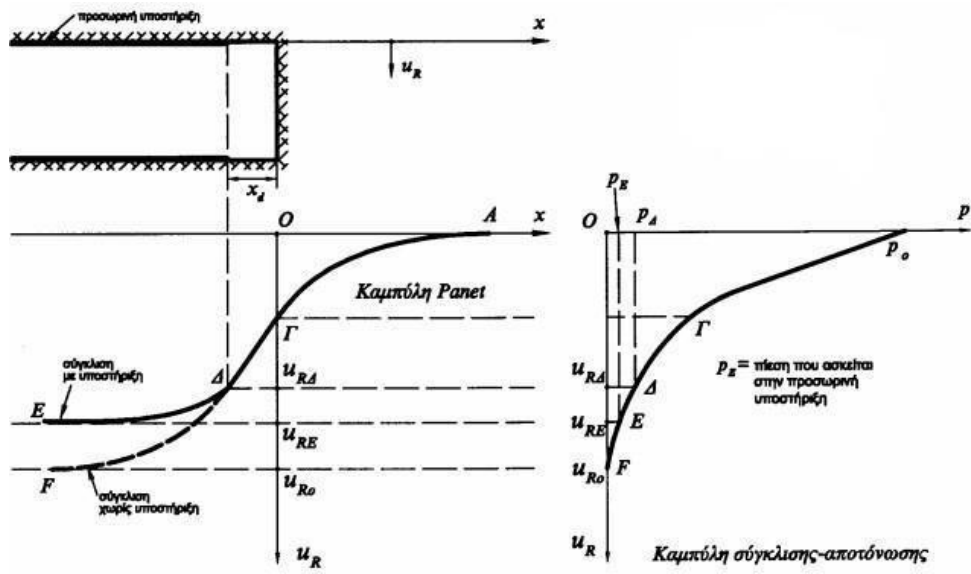
$$N_s = \frac{2p_0}{\sigma_{cm}} \quad (3.1)$$

Όπου:

$p_0 = \gamma H$, αρχική γεωστατική πίεση

σ_{cm} = αντοχή της βραχόμαζας σε μονοαξονική θλίψη

Στην εικόνα παρουσιάζονται οι αντίστοιχες καμπύλες σε διατομή σήραγγας που υποστηρίζεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η καμπύλη $x-u_R$ ακολουθεί τη διαδρομή ΑΓΔΕ και η τελική σύγκλιση (u_{RE}) είναι μικρότερη από την αντίστοιχη σύγκλιση της ανυποστήρικτης διατομής (u_{RO}). Αντιστοίχως, στην τελική κατάσταση ισορροπίας (κατάσταση Ε) ασκείται πίεση (p_E) στην προσωρινή υποστήριξη. Εάν (Δ) είναι η κατάσταση κατά τη στιγμή της τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης (σε απόσταση x_D πίσω από το μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας), τότε στο σημείο Δ αντιστοιχεί μια τιμή της σύγκλισης (u_{RD}) και μια ισοδύναμη εσωτερική πίεση (p_D). Στις σήραγγες μετρό τα υπερκείμενα θεωρούνται σταθερά.



Σχήμα 3. 5 Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε σήραγγα υποστηριζόμενη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).

Ο βαθμός αποτόνωσης των εδαφικών τάσεων κατά την τοποθέτηση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης ορίζεται από τον συντελεστή λ και δίνεται από την σχέση:

$$\lambda = 1 - \frac{p}{p_0} \tag{3.2}$$

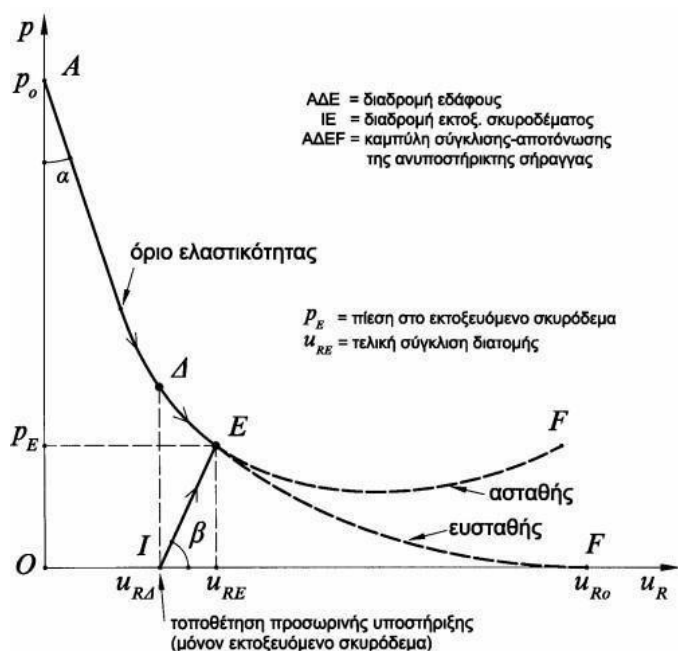
Όπου:

$p_0 = \gamma H$, αρχική γεωστατική πίεση
 $p =$ η ισοδύναμη εσωτερική πίεση που αντιστοιχεί στη θέση τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης.

Όσο μεγαλύτερος είναι ο βαθμός αποτόνωσης για μια βραχόμαζα τόσο μεγαλύτερο περιθώριο επιτρεπόμενης σύγκλισης υπάρχει ως προς την επιλογή της θέσης τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης.

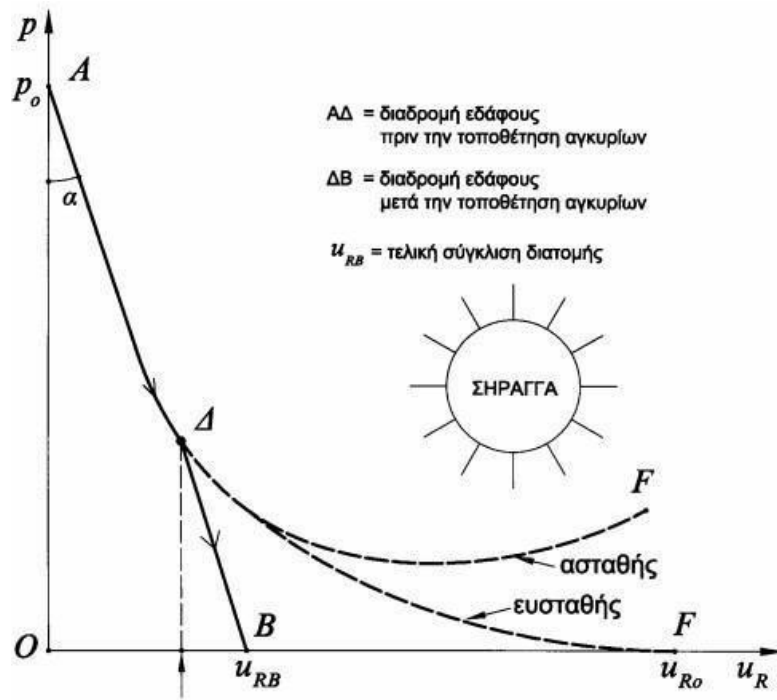
Συνήθως, σε κάποια απόσταση πίσω από το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας τοποθετούνται τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 3.5. Η επιρροή της τοποθέτησης προσωρινής υποστήριξης από στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος φαίνεται στην εικόνα 3-21. Κατά την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης (σημείο Δ) έχει ήδη συμβεί σύγκλιση του τοιχώματος ίση με $(u_{R\Delta})$. Αμέσως μετά την τοποθέτηση, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι αφόρτιστο, διότι τοποθετείται σε διατομή που ισορροπεί. Με την περαιτέρω προώθηση του μετώπου της σήραγγας, η διατομή τείνει να συγκλίνει περαιτέρω λόγω μείωση της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης (p). Στην περαιτέρω σύγκλιση της διατομής ανθίσταται ο δακτύλιος από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αναλαμβάνοντας φορτία. Στην εικόνα το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ακολουθεί τη διαδρομή ΙΕ, ενώ

το έδαφος ακολουθεί τη διαδρομή ΔΕ. Η κατάσταση ισορροπίας επιτυγχάνεται στο σημείο Ε όπου η πίεση επί του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ισούται με p_E .

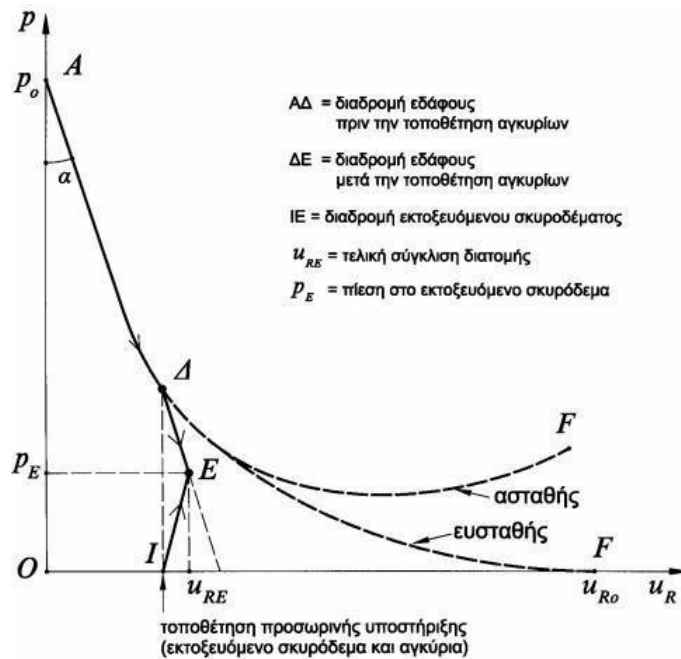


Σχήμα 3. 6 Καμπύλη σύγκλισης- αποτόνωσης για προσωρινή υποστήριξη με χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων)

Αντίστοιχα, στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται οι καμπύλες σύγκλισης- αποτόνωσης που προκύπτουν για προσωρινή υποστήριξη με χρήση αγκυρίων, και συνδυασμό αγκυρίων-εκτοξευόμενου σκυροδέματος.



Σχήμα 3. 7 Καμπύλη σύγκλισης- αποτόνωσης για προσωρινή υποστήριξη με χρήση αγκυρίων (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).



Σχήμα 3. 8 Καμπύλη σύγκλισης- αποτόνωσης για προσωρινή υποστήριξη με χρήση αγκυρίων και εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).

3.3.4 Μέθοδος Πεπερασμένων στοιχείων

Το εσωτερικό της βραχόμαζας χωρίζεται σε απλά γεωμετρικά στοιχεία, που συνδέονται στους κόμβους τους, το καθένα από τα οποία έχει τις δικές του ιδιότητες. Η συνολική συμπεριφορά και αλληλεπίδραση αυτών των απλοποιημένων στοιχείων προσομοιώνει την πιο σύνθετη συνολική συμπεριφορά της βραχόμαζας. Έτσι το πρόβλημα της ανάλυσης της εκσκαφής προσομοιώνεται μαθηματικά με διαχωρισμό όλης της περιοχής σε στοιχεία. Πλεονέκτημα της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί η ευκολία διαχείρισης σε προβλήματα εκσκαφών εντός ετερογενούς ή μη ισότροπης βραχόμαζας, καθώς κάθε στοιχείο προσομοιώνει την αντίδραση του κάθε περιεχόμενου σχηματισμού ή ασυνέχειας. Μειονεκτήματα αποτελούν η πολυπλοκότητα του μοντέλου και των υπολογισμών που οφείλονται στην ύπαρξη πολλών στοιχείων. Περισσότερα επί της μεθόδου θα αναφερθούν στο Κεφάλαιο 5 των αναλύσεων. Στα γεωτεχνικά προβλήματα, λογισμικά που χρησιμοποιούν ΜΠΣ είναι το RS2, το PLAXIS κ.ά.

3.3.5 Ανάστροφη Ανάλυση

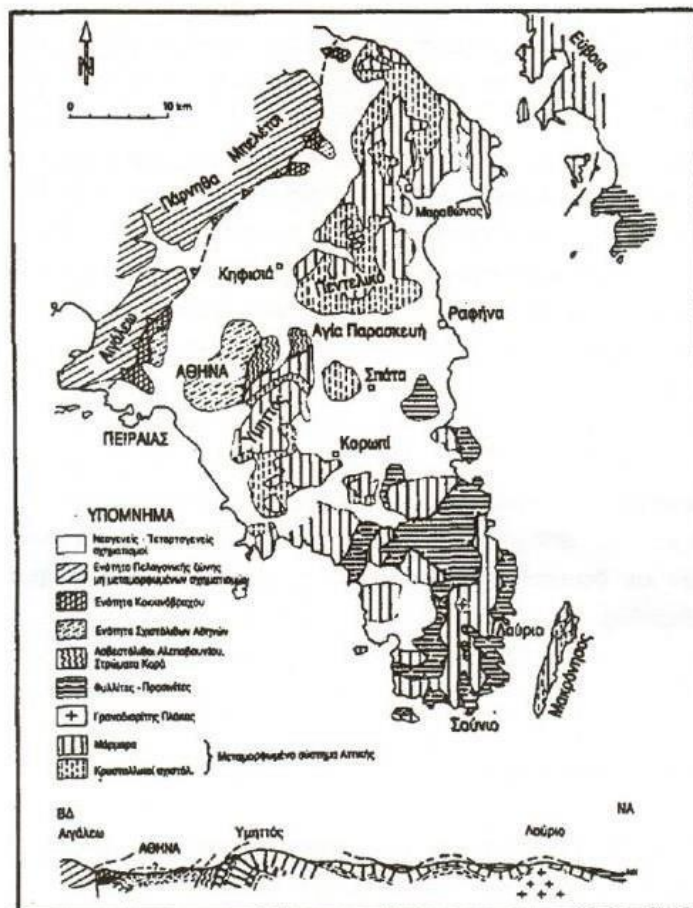
Στην ανάστροφη ανάλυση, υπολογίζουμε τις μηχανικές ιδιότητες των υλικών που έχουν ήδη αστοχήσει. Για την ακρίβεια ο στοχασμός είναι «για να επέλθει η παρούσα αστοχία, τι μηχανικά χαρακτηριστικά είχε ο γεωσχηματισμός αυτός στην αρχική του φάση;». Έτσι γίνονται δοκιμές με μία αρχική εκτίμηση παραμέτρων (συνήθως σε λογισμικά με αριθμητικές μεθόδους όπως PLAXIS με πεπερασμένα στοιχεία, Rocsupport με τη μέθοδο Σύγκλισης-Αποτόνωσης, ή και με απλές σχέσεις όπως τα κριτήρια HB και MC κ.ά.) ώσπου να προσεγγιστεί όσο καλύτερα γίνεται η μορφή της πραγματικής αστοχίας. Τέλος, η χρήση της μεθόδου αυτής δίνει ακριβέστατα αποτελέσματα, ωστόσο είναι δυσχερής η εφαρμογή της καθώς προϋποθέτει την αστοχία. Στην παρούσα διπλωματική θα χρησιμοποιηθεί η ανάστροφη ανάλυση στην εκτίμηση των παραμέτρων αντοχής των ετερογενών βραχωδών ενοτήτων.

4. Γεωλογικές συνθήκες της περιοχής έρευνας

4.1 Γενικά-Εισαγωγή

Η γεωλογική δομή του λεκανοπεδίου της Αθήνας παρουσιάζει πολυπλοκότητα όσον αφορά στο γεωτεκτονικό της πλαίσιο.

Το βορειοδυτικό τμήμα του λεκανοπεδίου των Αθηνών παρουσιάζει την παρακάτω στρωματογραφική διάρθρωση (Ι.Γ.Μ.Ε., 1978): Στη βάση υφίσταται το ελαφρά μεταμορφωμένο Νεοπαλαιοζωϊκό υπόβαθρο μετακλαστικών σχηματισμών με ανθρακικές ενστρώσεις. Ακολουθούν ανθρακικά πετρώματα Τριαδικής – Ιουρασικής ηλικίας, με μέγιστο πάχος περί τα 700 m. Στους ανωτέρω σχηματισμούς έχουν αποθεθεί οφιολιθικά πετρώματα λόγω παλαιοαλπικών πτυχώσεων. Τέλος, η στρωματογραφική στήλη συνεχίζεται με τους επικλυσιογενείς ασβεστόλιθους του Μέσου – Ανώτερου Κρητιδικού, που έχουν αποθεθεί ασύμφωνα στους προηγούμενους σχηματισμούς, με πάχος που ανέρχεται σε 300 m.



Σχήμα 4. 1 Γεωλογικός χάρτης της νοτιοανατολικής Αττικής και γεωλογική τομή των σχηματισμών της περιοχής (Πηγή: Μ.Καββαδάς, Σχεδιασμός υπόγειων έργων).

4.2 Οι γεωτρήσεις στο τμήμα του έργου

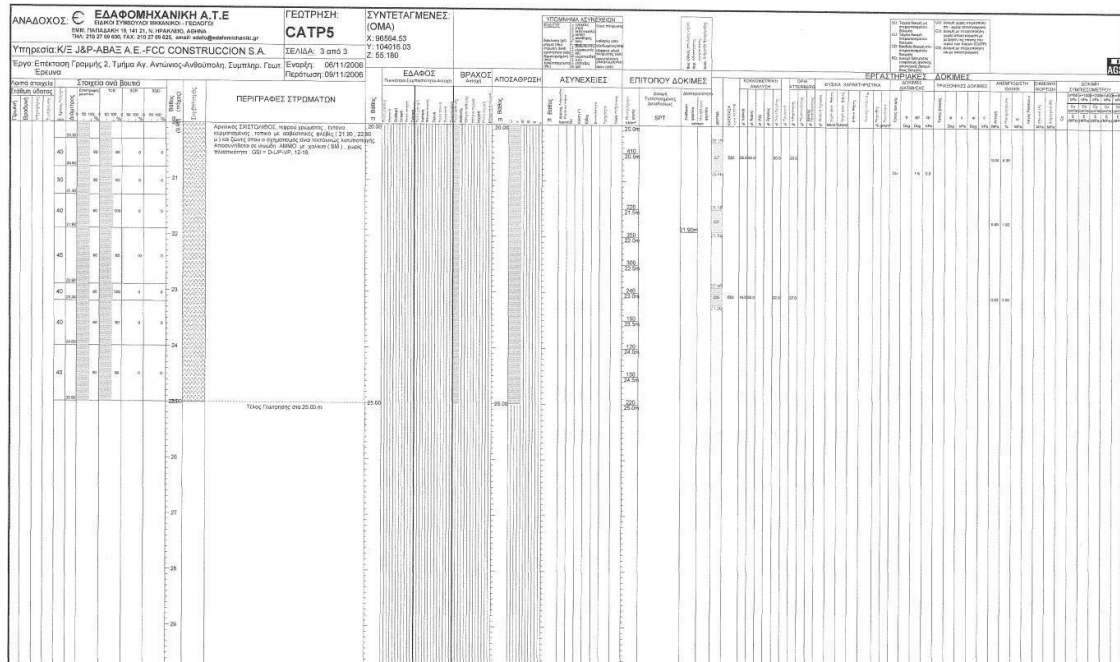
4.2.1 Γενικά

Στα πλαίσια του έργου και προκειμένου να διερευνηθούν τα φυσικομηχανικά χαρακτηριστικά των σχηματισμών και κατ' επέκταση η γεωμηχανική συμπεριφορά τους εκτελέστηκε εκτεταμένο γεωτρητικό πρόγραμμα που περιελάμβανε γεωτρήσεις: α) στο υπόγειο τμήμα του σταθμού β) στο τμήμα ανοικτής εκσκαφής του σταθμού και γ) στο τμήμα της σήραγγας διπλής τροχιάς που πραγματεύεται η παρούσα διπλωματική.

Οι γεωτρήσεις που ξεκινούν με Γ είναι γεωτρήσεις που έγιναν σε παλαιότερες προκαταρκτικές μελέτες της περιοχής έρευνας, ενώ οι γεωτρήσεις που ξεκινούν με C είναι γεωτρήσεις που εκτελέστηκαν πιο πρόσφατα (μετά το 2006) και αυτές χρησιμοποιήθηκαν ως πιο αξιόπιστες.

Πίνακας 4. 1 Εκτελεσθείσες Γεωτρήσεις για το τεχνικό της σήραγγας. (Πηγή Αττικό Μετρό)

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	Χ.Θ.	X	Y	Z	ΒΑΘΟΣ	ΕΚΤΕΛΕΣΘΕΙΣΕΣ ΑΠΟ
CATP1	1+416.91	96666.373	103786.406	49.65	27.00 m	ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Ε.
CATP4	1+541.45	96620.316	103902.968	52.51	25.00 m	ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Ε.
CAPP1AC	1+566.32	96621.868	103931.586	52.62	27.10 m	ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Ε.
CATE1	1+587.11	96605.646	103947.193	53.16	27.30 m	ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Ε.
CATP5	1+666.19	96564.533	104016.034	55.18	25.00 m	ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Ε.
CASP3T	1+688.99	96534.225	104024.349	55.85	29.00 m	ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Ε.
CASE1T	1+685.85	96559.040	104036.046	55.58	29.50 m	ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Ε.
Γ17	1+548.63	96615.1041	103908.5556	52.34	30.00	ΙΣΤΡΙΑ
Γ25	1+359.07	96684.0480	103730.8743	48.65	30.00	ΙΣΤΡΙΑ
Γ013	1+451.60	96654.2088	103819.2429	50.63	20.60	ΓΡΑΦΕΙΟ ΜΑΛΛΙΟΥ
Γ027	1+578.38	96593.8068	103931.4688	53.34	21.00	ΓΡΑΦΕΙΟ ΜΑΛΛΙΟΥ
Γ028	1+515.83	96621.1003	103875.2076	52.00	20.00	ΓΡΑΦΕΙΟ ΜΑΛΛΙΟΥ
Γ07	1+621.12	96564.8845	103964.5422	54.26	29.80	ΓΡΑΦΕΙΟ ΜΑΛΛΙΟΥ
Γ026	1+658.90	96557.4557	104003.1437	54.90	20.00	ΓΡΑΦΕΙΟ ΜΑΛΛΙΟΥ



Σχήμα 4. 2 Τυπικό Μητρώο Γεώτρησης. (Πηγή Αττικό Μετρό)

4.2.2 Μετρήσεις και δοκιμές στις ανορυχθείσες γεωτρήσεις

Κατά τη διάρκεια του γεωτρητικού προγράμματος πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις στάθμης στις ανορυχθείσες γεωτρήσεις, καθώς και μετρήσεις στάθμης από πιεζόμετρα που ήταν τοποθετημένα μέσα σε αυτές. Τέλος, έγιναν δοκιμές υδροπερατότητας (Lugeon, Maag, Air-lift) μέσω των οποίων κατέστη δυνατός ο προσδιορισμός της υδροπερατότητας των σχηματισμών που δομούν την περιοχή. Κατά την διάρκεια των εργασιών υπαίθρου μετρήθηκαν και καταγράφηκαν σε καθημερινή βάση η στάθμη πριν την έναρξη (πρωινή) και μετά το πέρας (βραδινή) των εργασιών, του νερού μέσα στις γεωτρήσεις. Οι μετρήσεις αυτές είναι επηρεασμένες από το νερό που χρησιμοποιήθηκε κατά την διάτρηση και δεν αποτελούν αντιπροσωπευτικές τιμές για τη στάθμη των υπόγειων υδάτων εκτός ίσως από την πρωινή λόγω του μεγαλύτερου χρόνου ηρεμίας.

4.2.3 Μετρήσεις και δοκιμές στις ανορυχθείσες γεωτρήσεις



Σχήμα 4. 3 Οριζοντιογραφία της περιοχής της χάραξης (Πηγή Αττικό Μετρό).

4.3 Γεωλογικές συνθήκες της ευρύτερης περιοχής του έργου

Η ευρύτερη περιοχή συνιστά την ιζηματογενή λεκάνη του Περιστερίου – Καλογρέζας (ή και τις ανατολικές παρυφές αυτής), της οποίας το γεωλογικό υπόβαθρο συνίσταται από τους «Σχιστόλιθους των Αθηνών». Μεγάλα τμήματα του συστήματος των σχιστόλιθων καλύπτονται από μικρού έως μεγάλου πάχους, νεότερης ηλικίας σχηματισμών του Νεογενούς και του Τεταρτογενούς. Αναλυτικά, οι σχηματισμοί που συναντώνται στη ευρύτερη του έργου περιοχή είναι:

- Οι Ασβεστόλιθοι του όρους Αιγάλεω. Τοποθετούνται βόρεια και βορειοδυτικά της θέσης του έργου, με λευκό έως τεφρό χρώμα και είναι συμπαγείς και ανακρυσταλλωμένοι.

- Οι Σχιστόλιθοι των Αθηνών. Αποτελούν το άμεσο υπόβαθρο της περιοχής του έργου. Συνίστανται από τεφρούς, κυανότεφρους ή υποπράσινους αργιλικούς και ψαμμιτικούς σχιστολίθους ασβεστιτικούς ψαμμίτες και γραουβάκες, με ενστρώσεις ασβεστόλιθων και σχιστωδών μαργών και με μικρά σώματα εκρηξιγενών πετρωμάτων, κυρίως σπλιτών. Νοτιοδυτικά της υπό μελέτη περιοχής παρατηρείται ανάδυση των σχιστόλιθων στην επιφάνεια του εδάφους.

- Τα Νεογενή ιζήματα. Έχουν σημαντική επιφανειακή εμφάνιση δυτικά της θέσης του έργου. Συνίστανται από εναλλασσόμενα στρώματα, λιμναίας φύσης, μαργών, αργίλων και ψαμμιτών με παρεμβολές κροκαλοπαγών και κοιτάσματα λιγνιτών. Προς τα πάνω εξελίσσονται σε χερσαίους σχηματισμούς, κυρίως από ερυθροπηλούς και κροκαλοπαγή. Επικάθονται των Αθηναϊκών Σχιστόλιθων.

- Τεταρτογενείς αποθέσεις. Ριπίδια χειμάρρων, πλευρικά κορήματα και προσχωσιγενή υλικά κοιλάδων, αποτελούμενα από ασβεστολιθικά λατυποκροκαλοπαγή, ισχυρώς συγκολλημένα από ψαμμιτομαργαϊκό συνδετικό υλικό.

- Αλλουβιακές αποθέσεις χαλαρών αργιλοαμμωδών υλικών με κροκαλολατύπες και ερυθρογή. Οι τεταρτογενείς και αλλουβιακές αποθέσεις συναντώνται επιφανειακά σε όλη την έκταση του έργου με διάφορα πάχη σχηματισμών.

4.3.1 Η γεωλογική εικόνα από το μετρό της Αθήνας

4.3.1.1 Αθηναϊκός Σχιστόλιθος-Ενότητα Αθηνών

Η γεωλογική εικόνα από το μετρό της Αθηνάς αναδεικνύει την ενότητα των Αθηνών η οποία αποτελεί το υπόβαθρο του Λεκανοπεδίου Αθηνών σχεδόν στο σύνολο του εσωτερικού του Λεκανοπεδίου με την επιφανειακή της εμφάνιση όμως να είναι πολύ μικρότερη από την πραγματική της εξάπλωση λόγω της κάλυψης της από τους μεταλλικούς σχηματισμούς του Νεογενούς και Τεταρτογενούς. Η ενότητα χωρίζεται σε μια σειρά μετακλαστικών και ανθρακικών σχηματισμών. Όπως προέκυψε από παλαιοντολογικά και λιθολογικά δεδομένα, η Ενότητα Αθηνών θεωρήθηκε ότι είναι μια ακολουθία που μοιάζει με φλύσχη (Marinos et al., 1971).

Ο Αθηναϊκός σχιστόλιθος (s.s.) ο οποίος είναι γνωστός από τους Μαρίνος et al (1971) αποτελεί το κατώτερο τεκτονικό κάλυμμα της Ενότητας Αθηνών και υπόκειται των νηρητικών ασβεστολίθων. Αποτελεί ένα σύνθετο λιθολογικό σύστημα ή ένα μίγμα (mélange) πετρωμάτων που απαρτίζεται από περισσότερους του ενός λιθολογικούς τύπους και σχηματίστηκε σε χώρο πρίσματος προσαύξησης. Συνίστανται από ταφρούς, κυανότεφρους ή υποπράσινους αργιλικούς, ψαμμιτικούς σχιστόλιθους, ασβεστιτικούς ψαμμίτες και γραουβάκες, με ενστρώσεις ασβεστόλιθων και σχιστωδών μαργών. Το λιθολογικό αυτό μίγμα αποτελείται από κλαστικά ιζήματα, όπως ψαμίτες, αργιλικόι, ψαμμιτικοί σχιστόλιθοι, άργιλοι, ψαμμούχες μάργες και γραουβάκες, τοφφικά ηφαιστειοκλαστικά ιζήματα, πηλίτες σχιστοποιημένοι και σχίστες, σημαντικές εμφανίσεις βασικών και υπερβασικών πετρωμάτων καθώς επίσης και πλακώδεις πελαγικοί ασβεστόλιθοι, οι οποίοι κατά θέσεις σχηματίζουν σημαντικές εμφανίσεις. Η παντελής έλλειψη στρωματογραφικής διάρθρωσης και συνέχειας μαζί με την ανάμιξη όλων αυτών των λιθολογικών τύπων που αναφέρθηκαν μπορούν να δικαιολογήσουν τον χαρακτηρισμό του σχηματισμού των «Αθηναϊκών σχιστολίθων» (s.s.) ως ένα σύνθετο τεκτονικό μίγμα (mélange) χωρίς καμία εσωτερική γεωμετρία.

Ο «Αθηναϊκός Σχιστόλιθος» είναι ο κύριος σχηματισμός της Ενότητας Αθηνών με εκτιμώμενο πάχος μερικών εκατοντάδων μέτρων. Με βάση λιθολογικά αλλά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά, χωρίζεται σε έναν ανώτερο σχηματισμό, δηλαδή τον Ανώτερο «Αθηναϊκό Σχιστόλιθο», και έναν κατώτερο, τον Κατώτερο «Αθηναϊκό Σχιστόλιθο».

Ο Ανώτερος «Αθηναϊκός Σχιστόλιθος» είναι ένας μετακλαστικός, ετερογενής σχηματισμός, που αποτελείται κυρίως από εναλλαγές γκριζοπράσινου, καστανοπράσινου μεταψαμμίτη και καφέ, καστανοπράσινου μετα-ιλυόλιθου. Άλλοι λιθολογικοί τύποι που συναντώνται περιλαμβάνουν ασβεστόλιθο ή κρυσταλλικό ασβεστόλιθο, συνήθως ως εναλλαγές με ασβεστιτικό φυλλίτη ή ασβεστιτικό σχιστόλιθο (περιοχή Παγκρατίου, λόφος Αρδηττού, φυλλίτης, σερικιτικός ή μοσχοβιτικός σχιστόλιθος (περιοχή Πλατείας Συντάγματος), εναλλαγές χλωριτικός – επιδοτιτικός σχιστόλιθος και καρστικός ασβεστόλιθος (περιοχή Ακαδημίας) και καστανοπράσινο, παχυφυλλώδης επίδοτιτικός-χλωριτικός σχιστόλιθος (περιοχή Αιγάλεω).

Ο Κατώτερος «Αθηναϊκός Σχιστόλιθος» παρουσιάζει μια πιο περιορισμένη λιθολογία, καθώς αποτελείται από εναλλαγές μετα-ιλυόλιθου (συχνά ασβεστιτικός), αργιλικού σχιστόλιθου και μεταψαμμίτη (συχνά ασβεστιτικός), τοπικά με παρεμβολές κρυσταλλικού ασβεστόλιθου ή λεπτού ταλκικού σχιστόλιθου. Βασικό χαρακτηριστικό του είναι το γκρι έως μαύρο-γκρι χρώμα του λόγω της συμμετοχής του αργιλικού σχιστόλιθου σε αυτή τη μετακλαστική σειρά.

4.4 Γεωλογικές συνθήκες του τμήματος έρευνας

4.4.1 Γενικά

Σε όλο σχεδόν το μήκος της επέκτασης της Γραμμής 2 απαντήθηκαν επιφανειακά ανθρωπογενείς αποθέσεις. Οι αποθέσεις αυτές ήταν αναμεμιγμένες με τις ολοκαινικές αλλουβιακές προσχώσεις,

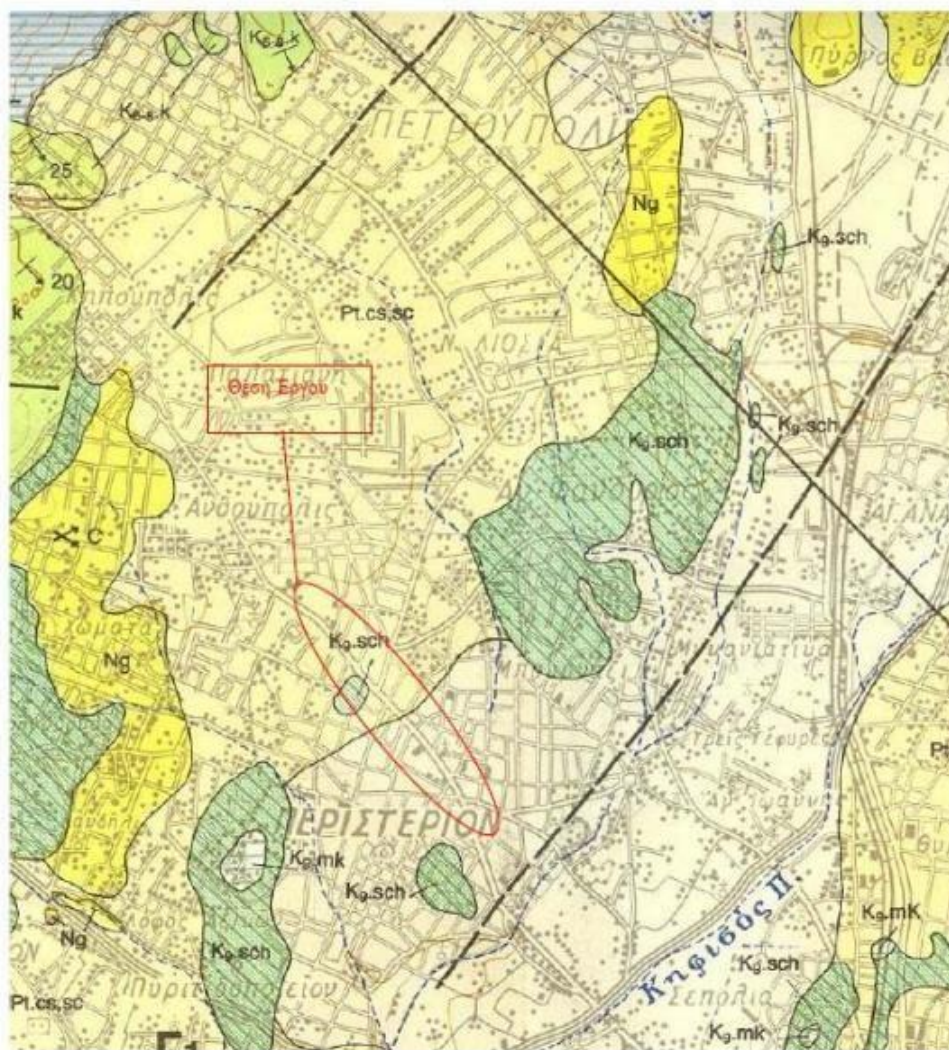
δημιουργώντας ένα ενιαίο στρώμα, με πάχος κυμαινόμενο από 2,00 m έως 3,50 m, σύμφωνα με τα αποτελέσματα γεωτρήσεων. Αποτελούν, κυρίως, λεπτομερείς προσχώσεις, οι οποίες συνίστανται σε αμμώδεις αργίλους και αργιλώδεις χάλικες. Το επιφανειακό όριο αυτών των σχηματισμών με τις αδρομερείς προσχώσεις του βόρειου τομέα βρίσκεται περί τη Χ.Θ. 2+100 και αποτελεί σημαντικό στοιχείο για την υδρογεωλογία της περιοχής.

Υποκείμενος σχηματισμός, χωρίς όμως επιφανειακή εμφάνιση στην περιοχή του έργου, είναι το Νεογενές. Συνίσταται από καστανά έως καστανέρυθρα ασβεστολιθικά κροκαλοπαγή και λατυποπαγή, μέτρια έως ισχυρά αποσαθρωμένα, τα οποία, κατά θέσεις, απαντώνται με την μορφή «αμμοχαλικών». Το πάχος του σχηματισμού στις γεωτρήσεις δεν ξεπερνά τα 6,00 m, ενώ συναντώνται μέχρι βάθους 7,20 m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους.

Το υπόβαθρο της περιοχής αποτελεί ο σχηματισμός του «Αθηναϊκού Σχιστόλιθου». Ο «Αθηναϊκός Σχιστόλιθος» αποτελεί ένα πολύπλοκο σύστημα πετρωμάτων, το οποίο συνίσταται σε φλυσχοειδή ιζήματα τεφρών, καστανοπράσινων και φαιοπράσινων αργιλικών και ψαμμιτικών σχιστολίθων με παρεμβολές και περιστρώσεις ασβεστιτικών ψαμμιτών, ασβεστολίθων και σχιστωδών μαργών με μικρά σώματα εκρηξιγενών πετρωμάτων, κυρίως σπηλιτών.

Οι βασικοί σχηματισμοί που συναντώνται κατά μήκος του έργου είναι οι Τεχνητές επιχώσεις - Ολοκαινικές αποθέσεις, οι Νεογενείς σχηματισμοί όπως Κροκαλοπαγή, Αποσαθρωμένες μάργες, Σκληρές Μάργες, Ιλύλιθοι αλλά και ο Αθηναϊκός σχιστόλιθος με τον (Αποσαθρωμένο ασβεστιτικό) μεταψαμμίτη, τον Ισχυρό ασβεστιτικό μεταψαμμίτη, τα Τεκτονικά μεταψαμμιτικά λατυποπαγή, τους Μεταψαμμίτες, τους Μεταιλύλιθους και τους Αργιλικούς Σχιστόλιθους.

Στην περιοχή του Τερματικού Φρέατος αναπτύσσονται μέσα στα νεογενή λιγνιτικοί ορίζοντες σε βάθη που ξεπερνούν τα 60 m.



Σχήμα 4. 4 Γεωλογικός χάρτης περιοχής όπου διενεργήθηκε η μελέτη (ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΧΑΡΤΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ, Φύλλο ΑΘΗΝΑΙ - ΕΛΕΥΣΙΣ/ΙΓΜΕ 1986 - Κλίμακα 1:50.000)

4.4.2 Τα ορυχεία λιγνίτη του Περιστερίου

Από την περίοδο του 2^{ου} Παγκοσμίου Πολέμου λειτουργούσαν στην ευρύτερη περιοχή λιγνιτορυχεία με αποτέλεσμα τη διάνοιξη υπόγειων στοών. Η εκμετάλλευση γινόταν στους ανώτερους λιγνιτικούς ορίζοντες, δηλαδή αυτούς που βρίσκονταν πιο κοντά στην επιφάνεια, και έρευνες για αναζήτηση και άλλων κοιτασμάτων σε μεγαλύτερα βάθη δεν γίνονταν. Ο τρόπος εκμετάλλευσης ήταν τέτοιος (μερική εξόρυξη) που σημαντικό μέρος του κοιτάσματος έμενε ανεκμετάλλευτο και όπως παρατηρεί ο Βορεάδης (1940) είχε «χαρακτήρα προσωρινής εκμεταλλεύσεως». Οι στοές ορύξεως διανοίγονταν εξ ολοκλήρου εντός του κοιτάσματος και είχαν ύψος 2,4 – 2,6 m. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι πληροφορίες από χάρτες της εποχής, σχετικά με τη γεωμετρία των στοών, ενέχουν κάποια αβεβαιότητα ως προς την ακρίβειά τους. Οι υπόγειες εργασίες φαίνεται ότι εντατικοποιήθηκαν κατά τη διάρκεια της κατοχής, όταν η εκμετάλλευση γινόταν από τους Γερμανούς. Σε γενικές γραμμές, λόγω της μη συστηματικής εκμετάλλευσης κατά την περίοδο αυτή, δεν υπήρχαν ακριβή στοιχεία για την εξάπλωση και ανάπτυξη των υπογείων στοών. Ενδεχομένως να αφαιρέθηκε και κοιτάσμα κατά ληστροικό τρόπο από τους στύλους που είχαν αφεθεί. Κάτι τέτοιο θα έχει επιφέρει περαιτέρω «αδυνάτισμα» του υπογείου χώρου. Πρέπει να σημειωθεί ότι τον Ιούνιο του 1942 εκδηλώθηκε

πυρκαγιά σε τμήμα των στοών, που σύμφωνα με μελέτη του Ι.Γ.Μ.Ε., επεκτάθηκε κυρίως στο ΝΔ τμήμα των εργασιών (Ι.Γ.Μ.Ε., 1998). Η πυρκαγιά έχει προφανώς προκαλέσει αύξηση των κενών, η έκταση της οποίας δε μπορεί να είναι ακριβώς γνωστή. Κατά τα τέλη της δεκαετίας του 1940 έγινε μία προσπάθεια εντατικοποίησης της εκμετάλλευσης. Το 1949 δημοσιεύεται η μελέτη των Τρικκαληνού-Μούσουλου (Εικόνες 2.6 και 2.7) και το 1950 του De Pian (Εικόνα 2.8). Και οι δύο μελέτες ανατέθηκαν από την Α.Ε. Λιγνιτωρυχεία Αττικής και αναφέρονται στην εξάπλωση του κοιτάσματος, στις δυνατότητες εκμετάλλευσης και σε τεχνικές επέκτασης της εκμετάλλευσης.

Κατά το 1958, όπως αναφέρεται από το Ι.Γ.Μ.Ε. (1999), επιτροπή συσταθείσα για τον σκοπό αυτό αποφαινεται ότι δεν είναι δυνατή πλέον η συνύπαρξη οικισμών και ορυχείων και έτσι αποφασίζεται να εφαρμοστεί ένα πρόγραμμα λιθογομώσεων των στοών το οποίο και ολοκληρώνεται τον Ιανουάριο του 1959. Μετά το πέρας των εκμεταλλεύσεων ορισμένες από τις στοές είχαν υποστεί λιθογόμωση ενώ κάποιες είχαν παραμείνει απλήρωτες.

Τον Ιανουάριο του 2000 η εταιρεία μελετών «ΓΕΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΩΝ ΕΠΕΙΣΤΡΙΑ» ανέλαβε την ανόρυξη οκτώ (8) δειγματοληπτικών γεωτρήσεων (ΤΗΡ1 έως ΤΗΡ8) και δεκαεπτά (17) καταστροφικών – άνευ δειγματοληψίας (μέσου βάθους 100 m). Σκοπός της έρευνας ήταν ο εντοπισμός λιγνιτικών οριζόντων καθώς και υπόγειων στοών εκμετάλλευσης.

Από όλες τις γεωτρήσεις με κωδική ονομασία ΤΗΡ διαπιστώθηκε η ύπαρξη λιγνιτικών οριζόντων καθώς επίσης και υπόγειων στοών σε βάθος μεγαλύτερο των 65 m σε ένα εύρος από 65 m έως 88 m, πολύ βαθύτερα από τα έργα κατασκευής της συγκεκριμένης επέκτασης.

4.5 Υδρογεωλογικά στοιχεία περιοχής έρευνας

Ο σχηματισμός του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» παρουσιάζει μεγάλη ανισοτροπία όσον αφορά στην υδροπερατότητά του. Κατά κανόνα αποτελεί υδατοστεγανό σχηματισμό, λόγω της παρουσίας μεταίλυολίθων, σχιστολίθων και αργιλοποιημένων ζωνών αποσάθρωσης, τεκτονισμού και διάτμησης στη μάζα του. Η παρουσία, όμως, μεταψαμμιτών και μεταβατικών ζωνών εναλλαγής μεταψαμμιτών/ μεταίλυολίθων, όπως επίσης και στρώσεων κερματισμού διαμορφώνει επιλεκτικές διόδους κυκλοφορίας για το υπόγειο νερό. Κατά αυτόν τον τρόπο μπορούν, επίσης, να αναπτύσσονται μεμονωμένοι υδροφορείς, μικρής έως μέτριας δυναμικότητας, μέσα στη μάζα του σχηματισμού. Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης αλλά κι από την μακροσκοπική εξέταση των δειγμάτων και τις αντίστοιχες περιγραφές του σχηματισμού, που παρατίθενται στα μητρώα των γεωτρήσεων της περιοχής του τεχνικού της σήραγγας διπλής τροχιάς, ο «Αθηναϊκός Σχιστόλιθος» περιέχει υψηλό ποσοστό λεπτόκοκκων (της τάξης του 30%). Πρακτικά, αυτό σημαίνει ότι από «υδραυλική» άποψη ο σχηματισμός αναμένεται να συμπεριφέρεται ως «ημιπερατός» – «αδιαπερατός» σχηματισμός. Τους σχηματισμούς αυτούς υδραυλικά περιγράφει ο «βαθμός κορεσμού» (π.χ. πλήρως κορεσμένος σχηματισμός) και όχι ο «υδροφόρος ορίζοντας», καθώς το υπόγειο νερό πληρώνει τα κενά και συγκρατείται μέσα σε αυτά, ανάμεσα στους κόκκους του εδάφους. Εξάιρεση αποτελούν οι προαναφερθείσες επιλεκτικές διόδους κυκλοφορίας του υπόγειου νερού, που δύναται να αναπτύσσονται μέσα σε ενδιαστρώσεις μεταψαμμιτών ή/και σχιστολίθου με μικρότερο βαθμό αποσάθρωσης, δομή βράχου (ιδιαίτερα δε αν είναι κερματισμένες). Βάσει των παραπάνω και με δεδομένο ότι του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» υπέρκεινται δύο σχετικά πιο περατοί σχηματισμοί (επιφανειακές αποθέσεις και κροκαλοπαγές), μπορεί να θεωρείται ότι ο παρατηρηθείς υδροφόρος ορίζοντας στην συγκεκριμένη, τουλάχιστον, θέση αναπτύσσεται ως «επικρεμάμενος» του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου», ο οποίος, με τη σειρά του, θα πρέπει να θεωρείται, επί το δυσμενέστερο, ως «πλήρως κορεσμένος». Με άλλα λόγια στον «Αθηναϊκό Σχιστόλιθο», δηλαδή στους μεταψαμμίτες (καλός και αποσαθρωμένος), στον μεταίλυολίθο και στον αργιλικό σχιστόλιθο η παρουσία του υπογείου νερού λαμβάνει την έννοια του «κορεσμού» (μερικού ή πλήρους) του πορώδους και όχι της παρουσίας ενός υδροφόρου ορίζοντα με διακριτή στάθμη και κυκλοφορία νερού, όπως γίνεται στην περίπτωση των «περατών – κοκκωδών» εδαφών. Αντίθετα, στην περίπτωση του κροκαλοπαγούς και

του ασβεστιτικού μεταψαμμίτη (έντονα αποσαθρωμένου – γαλάζια ενότητα στην μηκοτομή), η παρουσία του υπογείου νερού λαμβάνει την έννοια του φρεάτιου υδροφόρου ορίζοντα με διακριτή στάθμη και κυκλοφορία νερού. Οι ανθρωπογενείς και ολοκαινικές αποθέσεις παρουσιάζουν μέτρια έως υψηλή υδροπερατότητα λόγω της αδρομερούς, κυρίως, φύσης τους σε συνδυασμό με την χαμηλή τους πυκνότητα. Τα νεογενή κροκαλοπαγή, λόγω της έντονης αποσάθρωσης και του κατακερματισμού τους, παρουσιάζουν υψηλό δευτερογενές πορώδες, με αποτέλεσμα να επιτρέπουν την κυκλοφορία του υπογείου νερού μέσα από τη μάζα τους.

Παράγοντες που επηρεάζουν τις υδραυλικές ιδιότητες ενός σχηματισμού είναι ο βαθμός αποσάθρωσης και κερματισμού, η πτύχωση των στρωμάτων και η ύπαρξη ρηγμάτων, η εγγύτητα σε ρέματα και ποταμούς, η γενικότερη διαμόρφωση της λεκάνης απορροής καθώς και η οικιστική ανάπτυξη, η οποία συντελεί σε μειωμένη κατείσδυση, αυξημένη επιφανειακή απορροή και σε εμπλουτισμό των υδροφορέων μέσω διοχέτευσης αστικών και βιομηχανικών λυμάτων στο υπέδαφος.

4.6 Γεωλογική τομή



















4.6.1 Γενικά

Παρακάτω φαίνεται η γεωλογική μηκοτομή με το συνοδευόμενο υπόμνημα. Η μηκοτομή χωρίζεται σε τρία στιγμιότυπα (κομμάτια) 1,2,3 για λεπτομερέστερη απεικόνιση στο τεύχος.

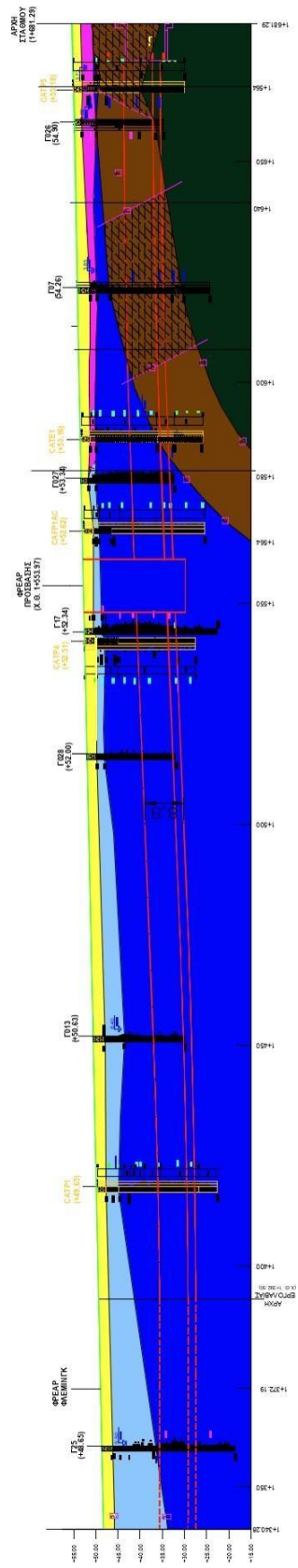
Στις γεωτρήσεις συναντήθηκαν οι εξής γεωλογικοί σχηματισμοί:

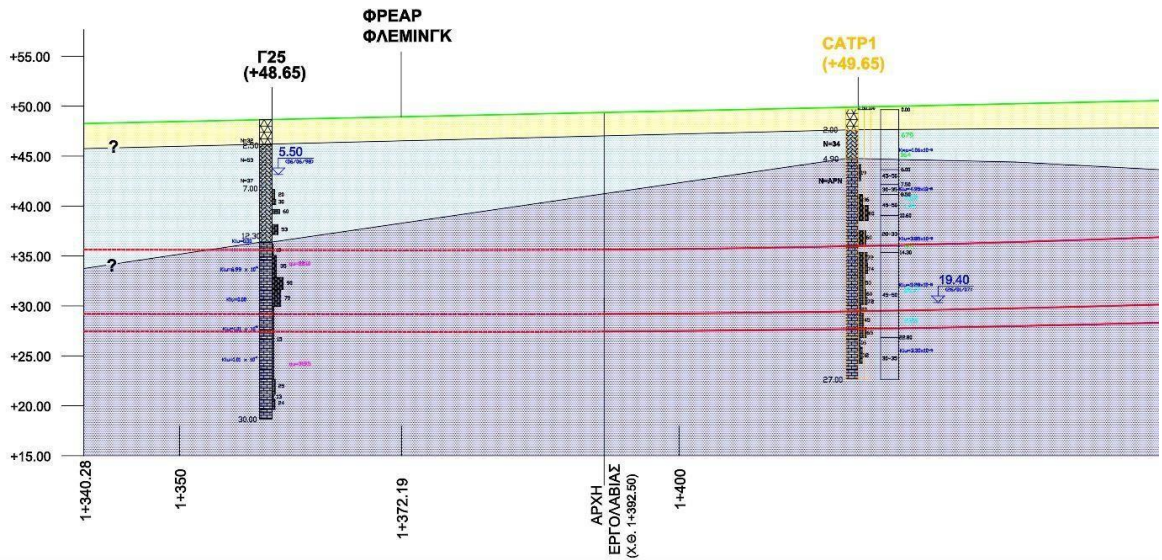
1. **Τεχνητές επιχώσεις και Επιφανειακές αποθέσεις** σε μορφή καστανής, μέσης συνεκτικότητας έως στιφρής αμμάδους αργίλου με χάλικες κατά θέσεις.
2. Καστανέρυθρο ως ερυθρό **Ασβεστολιθικό Κροκαλοπαγές** μέτρια ισχυρό, ελαφρά ως μέτρια αποσαθρωμένο και κερματισμένο κατά θέσεις.
3. Τεφρός, έντονα **αποσαθρωμένος και τεκτονισμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης** κατά θέσεις επανασυγκλλημένος σε ψηφιδοπαγές.
4. Τεφρός **ισχυρός, μέτρια τεκτονισμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης (Α και Β)**
5. Τεφρός έως τεφροπράσινος, μέτρια ασθενής έως μέτρια ισχυρός, μέτρια αποσαθρωμένος, Μεταψαμμίτης. Κατά θέσεις εμφανίζεται ασβεστιτικός.
6. **Εναλλαγές τεφροπράσινου Μεταψαμμίτη με Μεταίλυολιθο**. Μέτρια ασθενής έως ασθενής σχηματισμός τοπικά κερματισμένος με κυρίαρχη την μεταψαμμιτική φάση.
7. Εναλλαγές τεμαχών ασβεστιτικού Μεταψαμμίτη με τεφροπράσινο μεταίλυολιθο και Μεταψαμμίτη. (Έντονα τεκτονισμένη ζώνη – ζώνη διάτμησης)
8. Τεκτονικό λατυποπαγές έως μυλονίτης εναλλαγών Μεταίλυολίθου και Ασβεστιτικού Μεταψαμμίτη με τεμάχη και λατύπες ασβεστιτικού μεταψαμμίτη σε πολύ ασθενή, καστανοπράσινη, εντελώς διατμημένη αργιλοιλύδη μάζα (ζώνη διάτμησης).
9. Τεφροπράσινος, μέτρια ασθενής έως ασθενής, μέτρια ή εντελώς αποσαθρωμένος, (εξαλλοιωμένος) Μεταίλυολιθος.
10. Εναλλαγές τεφροπράσινου μεταψαμμίτη με Μεταίλυολιθο. Μέτρια ασθενής έως ασθενής σχηματισμός τοπικά κερματισμένος με κυρίαρχη την μεταίλυολιθική φάση
11. Μεταίλυολιθος σε εναλλαγές με αργιλικό σχιστόλιθο τεφρού έως τεφροπράσινου χρώματος
12. Σκουρότεφρος μέτρια ασθενής έως **ασθενής, μέτρια έως εντελώς αποσαθρωμένος**, (εξαλλοιωμένος) **αργιλικός σχιστόλιθος**.

ΥΠΟΜΝΗΜΑ

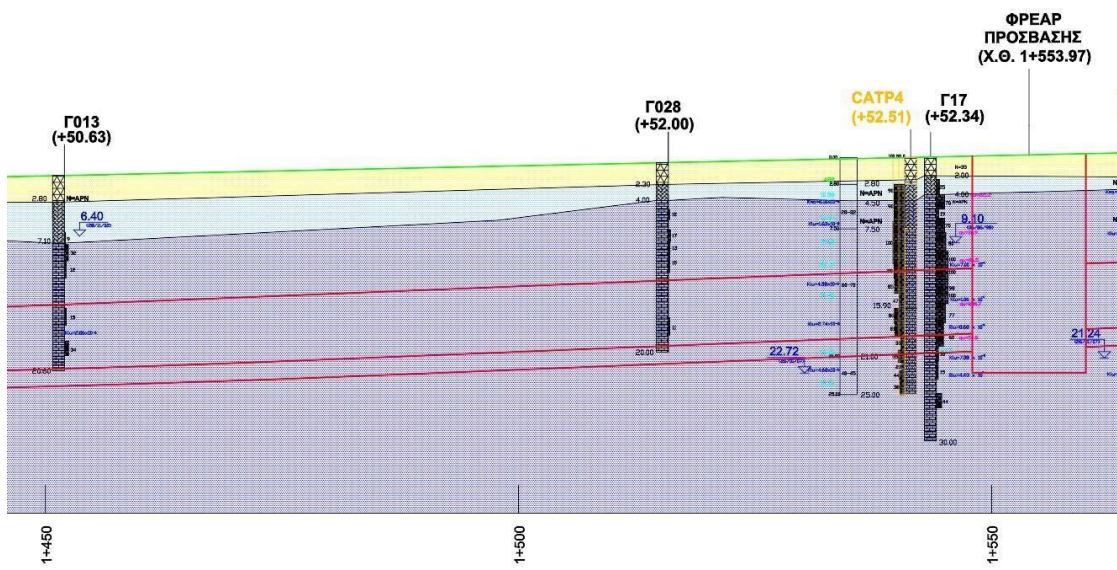
		Τεχνητές Επιχώσεις και Επιφανειακές Αποθέσεις σε μορφή καστανής, μέσης συνεκτικότητας έως σφιχτής αμμώδους Αργίλου, με χάλικες κατά θέσεις
		Καστανέρυθρο έως ερυθρό Ασβεστολιθικό Κροκαλοπαγές μέτρια ισχυρό, ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένο και κερματισμένο κατά θέσεις
		Τεφρός, έντονα αποσαθρωμένος και τεκτονισμένος ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΣ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ, κατά θέσεις επανασυγκολλημένος σε ψηφιδωπαγές
		Τεφρός, ισχυρός, μέτρια τεκτονισμένος ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΣ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ
		Τεφρός έως τεφροπράσινος, μέτρια ασθενής έως μέτρια ισχυρός, μέτρια αποσαθρωμένος, ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ. Κατά θέσεις εμφανίζεται ασβεσπτικός
		Εναλλαγές τεφροπράσινου ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ με ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟ. Μέτρια ασθενής έως ασθενής σχηματισμός τοπικά κερματισμένος με κυρίαρχη την μεταψαμμιτική φάση
		Εναλλαγές τεμαχίων ΑΣΒΕΣΤΙΚΟΥ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ με τεφροπράσινο ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟ και ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ.(έντονα τεκτονισμένη ζώνη - ζώνη διάτμησης)
		Τεκτονικό λατυποπαγές έως μυλονίτης εναλλαγών ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΥ, και ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΥ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ, με τεμάχια και λατύπες ασβ. μεταψαμμίτη σε πολύ ασθενή, καστανοπράσινη, εντελώς διατμημένη αγκιόλιουδη μάζα (ζώνη διάτμησης)
		Τεφροπράσινος, μέτρια ασθενής έως ασθενής, μέτρια έως εντελώς αποσαθρωμένος, (εξαλλοιωμένος) ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ
		Εναλλαγές τεφροπράσινου ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ με ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟ. Μέτρια ασθενής έως ασθενής σχηματισμός τοπικά κερματισμένος με κυρίαρχη την μεταιλυολιθική φάση
		ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ σε εναλλαγές με ΑΡΓΙΛΙΚΟ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟ τεφρού έως τεφροπράσινου χρώματος
		Σκουρότεφρος μέτρια ασθενής έως ασθενής, μέτρια έως εντελώς αποσαθρωμένος, (εξαλλοιωμένος) ΑΡΓΙΛΙΚΟΣ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ

Σχήμα 4. 5 Υπόμνημα Γεωλογικής Μηκοτομής (Μελέτη Α.Μ. 2007)

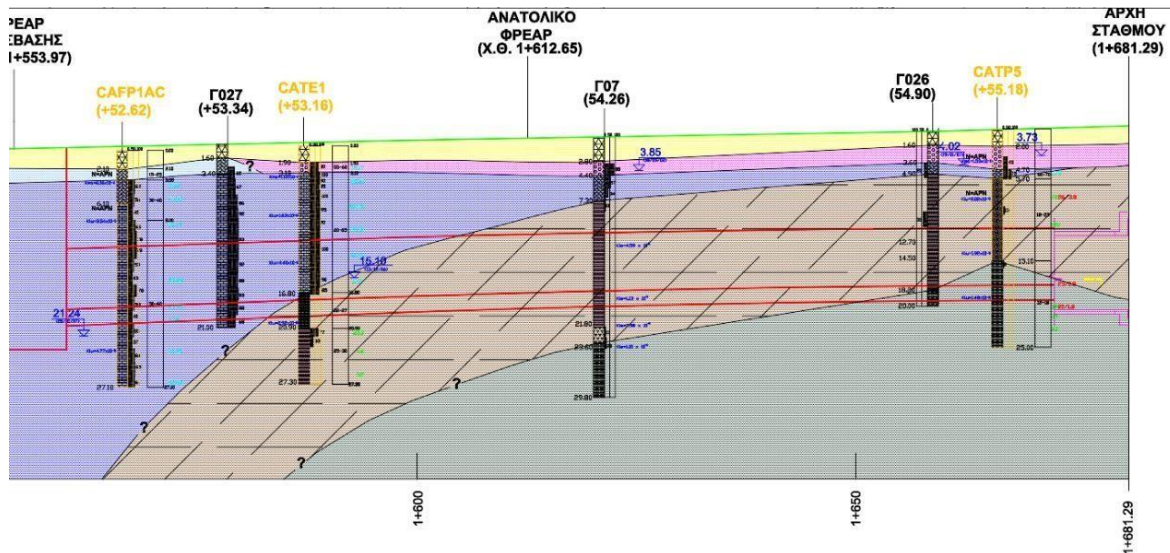




Σχήμα 4. 6 Γεωλογική Μηκτομή (1/3).



Σχήμα 4. 7 Γεωλογική Μηκτομή (2/3).



Σχήμα 4. 8 Γεωλογική Μηκτομή (3/3)

4.6.2 Περιγραφή σχηματισμών και στρωματογραφία

Παρακάτω φαίνονται οι σχηματισμοί στα βάθη που εμφανίζονται ανά γεώτρηση.

Πίνακας 4. 2 Στρωματογραφία γεωλογικών σχηματισμών

4.6.3 Γεωλογικές Ενότητες (ΓΕ)

Οι γεωλογικές ενότητες που συναντώνται είναι οι εξής:

- **Ενότητα 1.** Επιφανειακές Αποθέσεις.
Τεχνητές Επιχώσεις και **Επιφανειακές Αποθέσεις** σε μορφή καστανής, μέσης συνεκτικότητας έως σιφρής αμμώδους Αργίλου, με χάλικες κατά θέσεις.



Σχήμα 4. 9 Γεωλογική Ενότητα 1 από τη γεώτρηση CATP1

- **Ενότητα 2.** Τεφρός, έντονα αποσαθρωμένος και **τεκτονισμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμίτης** κατά θέσεις επανασυγκολλημένος σε ψηφιδωπαγές. (Ανώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου 1/3)



Σχήμα 4. 10 Γεωλογική Ενότητα 2 από τη Γεώτρηση CATP4.



Σχήμα 4. 11 Γεωλογική Ενότητα 2 από τη γεώτρηση CATP1.

- **Ενότητα 3.** Καστανέρυθρο έως ερυθρό Ασβεστολιθικό **Κροκαλοπαγές** μέτρια ισχυρό, ελαφρά ως μέτρια αποσαθρωμένο και κερματισμένο κατά θέσεις



Σχήμα 4. 12 Γεωλογική Ενότητα 3 από την Γεώτρηση CATE 1.



Σχήμα 4. 13 Γεωλογική Ενότητα 3 από την Γεώτρηση CATP5.

- **Ενότητα 4.** Ανώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου (2/3). Τεφρός, ισχυρός, μέτρια τεκτονισμένος **Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης**.



Σχήμα 4. 14 Γεωλογική Ενότητα 4 από τη Γεώτρηση CATP4.

- **Ενότητα 5.** Ανώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου (3/3) Εναλλαγές τεμαχών **Ασβεστιτικού Μεταψαμμίτη** με τεφροπράσινο **Μεταϊλούλιθο** και Μεταψαμμίτη. Έντονα τεκτονισμένη ζώνη – Ζώνη Διάτμησης.



Σχήμα 4. 15 Γεωλογική Ενότητα 5 από τη Γεώτρηση CATP1.

- **Ενότητα 6.** Κατώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου
Σκουρότεφος μέτρια ασθενής έως ασθενής, μέτρια έως εντελώς αποσαθρωμένος,
(εξαλλοιωμένος) **Αργιλικός Σχιστόλιθος.**



Σχήμα 4. 16 Γεωλογική Ενότητα 6 από τη Γεώτρηση CATP5.

5. Τεχνικογεωλογικές συνθήκες της περιοχής του έργου

5.1 Γενικά

Για την τεχνικογεωλογική αξιολόγηση του γεωλογικού υποβάθρου για την κατασκευή υπογείων έργων πολιτικού μηχανικού απαραίτητη είναι πρώτα η γεωλογική μελέτη από Γεωλόγους και Τεχνικούς Γεωλόγους. Αυτή θα δώσει στον μηχανικό-μελετητή μία πρώτη εικόνα για την τεχνική συμπεριφορά των γεωσχηματισμών στο υπέδαφος. Παρακάτω παρατίθενται ορισμένα δεδομένα των γεωλογικών ερευνών όπως και η γεωλογική μηκτομή κατά μήκος του άξονα του έργου. Οι γεωλογικές ενότητες που προκύπτουν όταν συνδυαστούν με την τεχνική περιγραφή αποτελέσματα των δοκιμών (διαπερατότητας και αντοχής) ανά λιθολογικό τύπο και των συστημάτων κατάταξης (GSI) που θα δώσουν νέες τεχνικογεωλογικές ενότητες. Στο υπόψιν εδάφιο, παρατίθενται πρώτα οι γεωλογικές ενότητες και έπειτα από την κατάλληλη επεξεργασία των δεδομένων της γεωλογικής έρευνας και των τεχνικών δοκιμών θα οριστούν οι τεχνικογεωλογικές ενότητες με τις παραμέτρους αντοχής και παραμορφωσιμότητας για κάθε μία από αυτές.

Τεχνικογεωλογική ενότητα: Αποτελεί μία γεωλογική ενότητα κατά μήκος ενός έργου, η οποία εμφανίζει την ίδια συμπεριφορά από την σκοπιά της Τεχνικής Γεωλογίας ως προς την μηχανική της συμπεριφορά και τον τρόπο αστοχίας της κατά την κατασκευή του έργου. Η ομαδοποίηση των γεωλογικών σχηματισμών σε τεχνικογεωλογικές ενότητες, γίνεται κατά τον σχεδιασμό ενός υπογείου έργου (σήραγγα στην παρούσα διπλωματική). Η «ταυτότητα» μίας βραχομάζας καθορίζεται από τις τιμές σ_{ci} , GSI, m_i .

5.2 Γεωτεχνικές παράμετροι

Οι γεωτεχνικές παράμετροι που χρειάζεται να εκτιμηθούν στην παρούσα διπλωματική για τις βραχομάζες (δηλαδή για κάθε τεχνικογεωλογική ενότητα TE), με σκοπό την εκσκαφή της σήραγγας διπλής τροχιάς με τη μέθοδο NATM είναι οι εξής:

- Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη της βραχομάζας
- Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη άρρηκτου βράχου (απαραίτητη παράμετρος για την εκτίμηση της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη της βραχομάζας)
- Το μέτρο παραμορφωσιμότητας (ελαστικότητας) της βραχομάζας
- Το μέτρο παραμορφωσιμότητας (ελαστικότητας) του άρρηκτου βράχου (μόνο στις περιπτώσεις που εφαρμόζεται η σχέση Hoek-Diedrichs, και εκτίμηση του MR – Modulus Ratio για κάθε λιθολογικό τύπο)
- Ο δείκτης γεωλογικής αντοχής GSI
- Οι παράμετροι του κριτηρίου HB για τον άρρηκτο βράχο
- Οι παράμετροι του κριτηρίου HB της βραχομάζας
- Οι (ισοδύναμες) παράμετροι του κριτηρίου Mohr-Coulomb c , ϕ για τη βραχομάζα
- Ο λόγος K_0 για τη βραχομάζα
- Η διαπερατότητα για τη βραχομάζα

5.3 Γεωτεχνικές ιδιότητες-Τεχνικογεωλογική αξιολόγηση

5.3.1 Γενικά

Τα αποτελέσματα των εργαστηριακών των νέων γεωτρήσεων συγκεντρώθηκαν (μαζί με τις φωτογραφίες των γεωτρήσεων), αναλύθηκαν στατιστικά και θα ομαδοποιήθηκαν σύμφωνα με την κρίση μηχανικού για την εξαγωγή τεχνικογεωλογικών ενοτήτων των σχηματισμών που αλληλεπιδρούν με τη σήραγγα διπλής τροχιάς.

Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων της αντοχής και της παραμορφωσιμότητας των σχηματισμών λήφθηκαν υπ' όψη τα αποτελέσματα των επί τόπου και των εργαστηριακών δοκιμών, σε συνδυασμό με επί τόπου μακροσκοπική εξέταση των δειγμάτων (βλ. Φωτογραφίες Γεωτρήσεων), από την οποία προέκυψαν οι τιμές του Δείκτη Γεωλογικής Αντοχής (GSI).

Για τις ενότητες στις οποίες απαντάται Τεχνικογεωλογική ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου ως ετερογενής βραχομάζα αναπτύχθηκε η μέθοδος με την οποία εκτιμώνται η «αντοχή άρρηκτου βράχου» ως μία ποσόστωση των σ_{ci} των επιμέρους πετρωμάτων (μεταψαμμίτη και μεταίλυολίθου εν προκειμένω), αλλά και η χρήση του ειδικού διαγράμματος GSI για ετερογενείς βραχομάζες για την εκτίμηση του γεωλογικού δείκτη αντοχής. Σε έντονα διαταραγμένες και ετερογενείς βραχομάζες είναι δύσκολες έως αδύνατες οι δοκιμές επί ενός εκ των συμμετεχόντων λιθολογικών τύπων, ή σε ένα άρρηκτο τέμαχος μιας πολύ κερματισμένης βραχομάζας. Για παράδειγμα σε ένα δοκίμιο με εναλλαγές Μεταψαμμίτη-Μεταίλυολίθου με χαμηλό GSI, στην κλίμακα στην οποία γίνεται η δοκιμή UCS, είναι λίγες οι πιθανότητες να βγουν αξιόπιστα αποτελέσματα για την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη έστω σε ένα από τα δύο πετρώματα. Στις περιπτώσεις αυτές γίνονται δοκιμές από την Εδαφομηχανική θλίψης q_u όπου αναφέρεται στο δοκίμιο ως όλον. Έτσι προσεγγιστικά θεωρείται ότι η τιμή q_u είναι η τιμή σ_{cm} . Από ανάστροφη ανάλυση του κριτηρίου Hoek-Brown στο RS Data βρίσκεται η μονοαξονική αντοχή σε θλίψη σ_{ci} και όλες οι υπόλοιπες χρήσιμες γεωτεχνικές παράμετροι όπως έχουν αναφερθεί παραπάνω.

5.3.2 Κριτήρια διαχωρισμού Τεχνικογεωλογικών Ενοτήτων

Η «ταυτότητα» μίας βραχομάζας είναι το τρίπτυχο σ_{ci} , GSI, m_i . Συνεπώς οι τεχνικογεωλογικές ενότητες διαχωρίζονται με τα παρακάτω κριτήρια.

- Λιθολογία (επηρεάζει αριθμητικά το σ_{ci} και το m_i)
- Βαθμός κερματισμού (επηρεάζει αριθμητικά το GSI)
- Βαθμός αποσάθρωσης (επηρεάζει αριθμητικά το GSI)
- Περαιτότητα σχηματισμού (επηρεάζει τις πιθανές εισροές). Η ταξινόμηση βραχομάζας (π.χ. με το GSI) μπορεί να αξιολογεί τον βαθμό κερματισμού και αποσάθρωσης. (Η περαιτότητα είναι κρίσιμη παράμετρος συνήθως στα εδαφικά υλικά. Στη συγκεκριμένη περίπτωση όπου το υπόβαθρο είναι βραχώδες δεν κρίνεται κρίσιμη για τις συγκλίσεις εντός της σήραγγας και για την καθίζηση στην επιφάνεια).

5.4 Τιμές του Δείκτη Γεωλογικής Αντοχής (GSI)

Παρακάτω φαίνονται 19 εκτιμήσεις του δείκτη GSI για τις βραχομάζες που συναντήθηκαν στις γεωτρήσεις κατά μήκος της χάραξης. Βάσει του GSI (σε πρώτη φάση, και έπειτα με το σ_{ci} αν χρειαστεί περαιτέρω κατηγοριοποίηση) γίνεται ο πρώτος διαχωρισμός των τεχνικογεωλογικών ενότητων.



Σχήμα 5. 1 Διακύμανση GSI κατά μήκος της χάραξης.

5.4.1 Τ. Ενότητα 1 - Επιφανειακές Αποθέσεις

Η ενότητα αυτή αποτελείται από εδαφικά υλικά συνεπώς ο δείκτης γεωλογικής αντοχής GSI δεν ορίζεται.

5.4.2 Τ. Ενότητα 2 - Αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης

Πίνακας 5. 1 Χαρακτηριστική τιμή GSI για την TE 2.

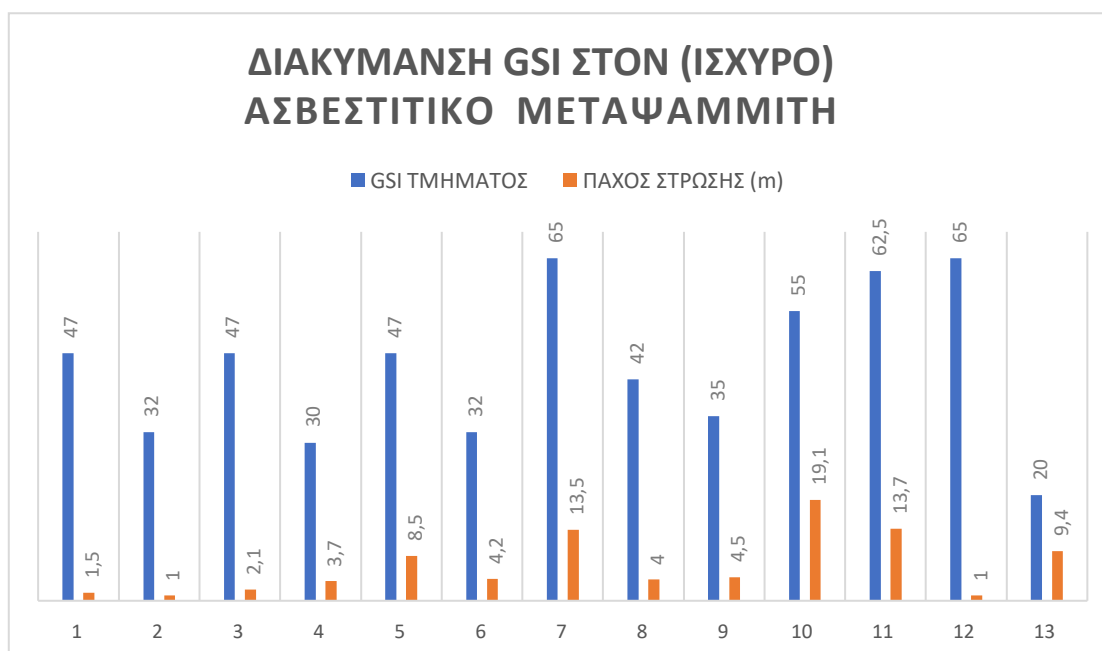
ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	ΑΡΧΗ	ΤΕΛΟΣ	ΕΥΡΟΣ GSI	GSI ΤΜΗΜΑΤΟΣ	ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (m)
CATP4	Αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης	2.8	7.5	28-32	30	4.7
CAFP1AC	Αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης	2.1	3.5	15-25	17	1.4
GSI (ποσόστωση)						24

5.4.3 Τ. Ενότητα 3-Κροκαλοπαγές

Πίνακας 5. 2 Χαρακτηριστική τιμή GSI για την ΤΕ 3.

	ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	ΑΡΧΗ	ΤΕΛΟΣ	ΕΥΡΟΣ GSI	GSI ΤΜΗΜΑΤΟΣ	ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (m)
CATP4	ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ	2.8	7.5	28-32	30	4.7
CAFP1AC	ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ	2.1	3.5	15-25	17	1.4
CATE 1	ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ	1.9	3.1	55-60	57	1.2
GSI (ποσόστωση)						30

5.4.4 Τ. Ενότητα 4 (ισχυρός) Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α & Τ. Τ. Ενότητα 5 (ισχυρός) ασβεστιτικός μεταψαμμίτης Β



Σχήμα 5. 2 Διακύμανση GSI στον Ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη.

Διαχωρίζεται η γεωλογική αυτή ενότητα σε δυο γεωτεχνικές ενότητες βάσει του GSI που παρουσιάζει διαφορετικά μέγιστα στην αριστερή και τη δεξιά μεριά του διαγράμματος που διακρίνεται οπτικά. Οι μετρήσεις 1 έως 13 ακολουθούν τη χιλιομέτρηση του τεχνικού από τη ΧΘ 1+392 και έπειτα. Προσεγγιστικά πρόκειται για το τμήμα Α από τη ΧΘ 1+392 έως τη ΧΘ 1+500 και το Τμήμα Β από 1+500 έως 1+681,29. Η 13^η μέτρηση δεν συνυπολογίζεται στον διαχωρισμό της γεωλογικής αυτής ενότητας καθώς αναφέρεται σε τέμαχος μεταψαμμίτη Ανώτερης Ενότητας Αθηναϊκού σχιστόλιθου που βρίσκεται εντός της ενότητας Εναλλαγών ΜΤΨ-ΜΤΙ. Μετά από κατάλληλη ποσόστωση επιλέγεται η τιμή 40 για το πρώτο τμήμα και η τιμή 50 για το δεύτερο. Στο Σχήμα 5.3 φαίνονται οι αριθμητικές πράξεις από το υπολογιστικό φύλλο excel.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	ΑΡΧΗ	ΤΕΛΟΣ	GSI ΤΜΗΜΑ ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ		ΣΥΜΜΕΤΟΧΗ	
CATP1	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	6.00	7.50	47.00	1.50	0.07	3.36
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	7.50	8.50	32.00	1.00	0.05	1.52
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	8.50	10.60	47.00	2.10	0.10	4.70
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	10.60	14.30	30.00	3.70	0.18	5.29
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	14.30	22.80	47.00	8.50	0.40	19.02
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	22.80	27.00	32.00	4.20	0.20	6.40
							40.29
CATP4	ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ	2.80	7.50	30.00	4.70	0.06	1.94
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	7.50	21.00	65.00	13.50	0.19	12.09
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	21.00	25.00	42.00	4.00	0.06	2.31
CAFP1AC	ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ	2.10	3.50	17.00	1.40	0.02	0.33
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	3.50	8.00	35.00	4.50	0.06	2.17
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	8.00	27.10	55.00	19.10	0.26	14.47
CATE 1	ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ	1.90	3.10	57.50	1.20	0.02	0.95
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	3.10	16.80	62.50	13.70	0.19	11.79
	ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ	16.80	20.90	22.00	4.10	0.06	1.24
	ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ	20.90	27.30	27.00	6.40	0.09	2.38
							49.68
CATP5 (εναλλαγές)	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	4.70	5.70	65.00	1.00	0.05	3.20
	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	5.70	15.10	20.00	9.40	0.46	9.26
(εναλλαγές)	ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ	15.10	25.00	15.00	9.90	0.49	7.32
							19.78

Σχήμα 5. 3 Αριθμητικές πράξεις για την εκτίμηση του GSI στις TE4, TE5.

5.4.5 Τ.Ενότητα 6. Εναλλαγές Μεταψαμμίτη-μεταιλυόλιθου (50-50)

Εδώ η τιμή του GSI λαμβάνεται από το διάγραμμα για τις ετερογενείς βραχομάζες όπως ο φλύσχος. Ενδεικτικά παρατίθεται μια φωτογραφία του ετερογενούς υλικού.



Σχήμα 5. 4 Φωτογραφία πυρήνων από τη γεώτρηση CATE1.

Πίνακας 5. 3 Δείκτης Γεωλογικής Αντοχής GSI για ετερογενείς βραχώμαζες (Μαρίνος και Hoek 2007).

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI) FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH Chart modified and extended by V. Marinos & E.Hoek (2001) original one		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)				
<p>Heterogeneous rockmasses are meant those with alternating layers of clearly different lithology types with significant differences in their strength properties. For flysch, a typical formation with heterogeneous rock masses, these alternations are consisting of sandstones and siltstones. Clay shales may be present. From a description of the lithology, structure and surface conditions of discontinuities (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. The selection of the structure should be based on the tectonic disturbance (undisturbed, slightly disturbed, strongly disturbed - folded, desintegrated, sheared), the proportion of siltstones against sandstones and the expressed or not stratification inside the siltstone layers. In the type IV and V when the thickness of sandstone beds exceed 50cm an increase of the GSI value by 5 is suggested. From type IV and the following types, the stratification planes are perceptible inside the siltstone mass. Locate the position in the box that corresponds to the conditions and estimate the average value GSI from the contours. The determination of the structure and the condition of discontinuities may range between two adjacent fields. Note that the Hoek - Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.</p>		<p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered or oxidised surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments</p> <p>VERY POOR Very smooth, slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coating or fillings</p>				
STRUCTURE AND COMPOSITION		DECREASE OF THE QUALITY OF DISCONTINUITIES →				
<p>TYPE I. Undisturbed, with thick to medium thickness sandstone beds with sporadic thin films of siltstone. In shallow tunnels or slopes where confinement is poor the mode of the failure has a kinematic character controlled by the bedding planes and GSI is meaningless</p>	<p>TYPE II. Undisturbed massive siltstone (stratification planes are imperceptible) with sporadic thin interlayers of sandstones</p>	80	I	II	N/A	N/A
<p>TYPE III. Moderately disturbed sandstones with thin films of interlayers of siltstone</p>	<p>TYPE IV. Moderately disturbed rockmass with sandstone and siltstone similar amounts</p>	70	III	IV	V	VI
<p>TYPE V. Moderately disturbed siltstones with sandstone interlayers</p>	<p>TYPE VI. Moderately disturbed siltstones with sparse sandstone interlayers</p>	60	III	IV	V	VI
<p>TYPE VII. Strongly disturbed, folded rockmass that retains its structure, with sandstone and siltstone in similar extend</p>	<p>TYPE VIII. Strongly disturbed, folded rockmass, with siltstones and sandstone interlayers. The structure is retained and deformation - shearing is not strong</p>	50	III	IV	V	VI
<p>TYPE IX. Desintegrated rockmass that can be found in wide zones of faults or/and of high weathering. In this type mainly brittle material is present with some disturbed siltstones between rock pieces</p>	<p>TYPE X. Tectonically deformed intensively folded/ faulted siltstone or clay shale with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</p>	40	N/A	VII	VIII	N/A
<p>TYPE XI. Tectonically strongly sheared siltstone or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces. Ultimately the ground behavior is that of a soil</p>	<p>TYPE X. Tectonically deformed intensively folded/ faulted siltstone or clay shale with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</p>	30	N/A	IX	X	N/A
<p>TYPE XI. Tectonically strongly sheared siltstone or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces. Ultimately the ground behavior is that of a soil</p>	<p>TYPE X. Tectonically deformed intensively folded/ faulted siltstone or clay shale with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</p>	20	N/A	N/A	XI	N/A
<p>TYPE XI. Tectonically strongly sheared siltstone or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces. Ultimately the ground behavior is that of a soil</p>	<p>TYPE X. Tectonically deformed intensively folded/ faulted siltstone or clay shale with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure</p>	10	N/A	N/A	XI	N/A
<p>N/A Means geologically impossible combination. In the non - shadowed areas, such rockmasses are not impossible to find but it is very unusual</p> <p>→ Means deformation after tectonic disturbance</p>						

Το υλικό χαρακτηρίζεται τύπος X και επιλέγεται η τιμή GSI=30.

5.4.6 Τ.Ενότητα 7. Αργιλικός Σχιστόλιθος

Από την εικόνα του υλικού στα μητρώα των γεωτρήσεων και από τις περιγραφές εκτιμάται η τιμή του GSI=15-20 με τελική τιμή GSI=20.



Σχήμα 5. 5 Φωτογραφία πυρήνων από τη γεώτρηση CATP5.

Πίνακας 5. 4 Γεωλογικός δείκτης Αντοχής – GSI.

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

5.5 Μονοαξονική αντοχή βράχου και Ταυτότητες (σ_{ci} , GSI, m_i)

5.5.1 ΤΕ 1. Επιφανειακές Αποθέσεις

Πρόκειται για την εδαφική ενότητα του υποβάθρου της έρευνας. Για τις παραμέτρους αντοχής και παραμορφωσιμότητας της ενότητας αυτής θα αξιοποιηθούν τα εργαστηριακά στοιχεία που δίδονται από την γεωτεχνική έρευνα.

Σε όλο το μήκος του έργου απαντώνται τεχνητές επιχώσεις οι οποίες έχουν αναμιχθεί με ολοκαινικές αποθέσεις. Η ανάμιξη έχει συντελεστεί είτε από φυσικά αίτια είτε κατά την διαμόρφωση των φρεάτων προεκσκαφής κατά το στάδιο της προετοιμασίας ανόρυξης των γεωτρήσεων για την αποφυγή των δικτύων Ο.Κ.Ω. Συνίστανται από ανοιχτοκάστανη έως καστανή ιλυώδη ΑΜΜΟ με χάλικες και κροκάλες. Κατά θέσεις εμφανίζεται αργιλώδης. Το μέσο πάχος του σχηματισμού ανέρχεται σε 2.40 m. Αποτελεί διαπερατό σχηματισμό μέσω του οποίου τροφοδοτούνται κατακόρυφα οι υποκείμενοι υδροφόροι ορίζοντες. Δεν υπάρχουν στοιχεία για την πυκνότητά της καθώς η απόληψή της

πραγματοποιήθηκε με εκσκαφή και όχι με διάτρηση. Σημειώνεται ότι η εκσκαφή των αποθέσεων αυτών ήταν σχετικά εύκολη.

Στα φύλλα των επί τόπου δοκιμών πρότυπης δοκιμής διείσδυσης βρίσκονται δύο μετρήσεις εντός της 1^{ης} Ενότητας που δίνουν τιμές N=34 και μία άρνηση. Συνεπώς κατά Terzaghi & Peck (1967-Κοκκώδη Εδάφη) ο σχηματισμός χαρακτηρίζεται ως Πυκνός αφού οι δοκιμές έγιναν στο μεγαλύτερο βάθος της ενότητας και επειδή η μία από τις δύο αντιπροσωπευτικές τιμές ανήκει στην περιγραφή «Πυκνό». Λαμβάνοντας υπ' όψη την κοκκομετρική διαβάθμιση του υλικού (χάλικες %, άμμος %, ιλύς και άργιλος %) καθώς και τα όρια Atterberg (LL %, PL %, PI %), ο σχηματισμός χαρακτηρίζεται όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5. 5 Κοκκομετρική ανάλυση ανά γεώτρηση.

Γεώτρηση	Βάθος (m)			Περιγραφή	ASTM	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ		
	Από	Έως	Μέσο Βάθος			Χαλ. (%)	Άμμος (%)	Ιλύς +Αργ. (%)
CATP1	2.5	3	2.75	Άμμος καλής διαβάθμισης με ιλύ και χαλίκια	SW-SM	40	47	12
CATP5	2.5	3	2.75	Ιλυώδεις χάλικες με άμμο	GM	51	27	22
CATP4	2.3	2.7	2.5	Αργιλώδης Άμμος με χαλίκια	SC	31	33	36
CAFP1AC	1.8	2.1	1.95	Αμμώδης-ιλυώδης άργιλος με χαλίκια	CL-ML	17	27	56

Από εμπειρικές σχέσεις της βιβλιογραφίας επιλέγεται $c=5$ kPa συνεκτιμώντας τις περιγραφές κατά USCS. Για την τιμή της γωνίας τριβής ϕ είναι γνωστό ότι κυμαίνεται μεταξύ 20-35 στις αργίλους και 30-45 στις άμμους. Συνεπώς μία μέση τιμή για την ενότητα αυτή που υπερισχύει η παρουσία της άμμου έναντι της αργίλου είναι $\phi=35$ μοίρες. Το ειδικό βάρος λαμβάνει την τυπική τιμή $\gamma=22$ kN/m³ που εμφανίζεται στα εργαστηριακά φύλλα δοκιμών.

5.5.2 ΤΕ 2. Έντονα Αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης

Για τον έντονα αποσαθρωμένο ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη διατίθεται μια μέτρηση μονοαξονικής αντοχής σ_{ci} και τρεις μετρήσεις μονοαξονικής αντοχής εδαφοποιημένης βραχομάζας q_u που προσομοιάζει την αντοχή της βραχομάζας σ_{cm} . Οι παράμετροι του «άρρηκτου» βράχου θα προσεγγιστούν με τη μέθοδο της ανάστροφης ανάλυσης με το πρόγραμμα RS Data συνεκτιμώντας και τη μοναδική μέτρηση UCS που διατίθεται.

Πίνακας 5. 6 Μονοαξονική αντοχή εδάφους για την TE2

Γεώτρηση	Δείγμα	Βάθος		Περιγραφή	Τάση q_u (σ _{cm}) (kPa)
		Από	Έως		
CATP1	Δ1	2.5	3	SW-SM	679
	Δ2	4.5	5	GM	164
CATP4	Δ1	2.3	2.7	SC	428
Μέση τιμή					0.42 MPa

Πίνακας 5. 7 Τιμή σ_{ci} για την TE 2

Γεώτρηση	Δείγμα	Βάθος (m)		Περιγραφή	σ_{ci} (UCS) (MPa)
CATP4	Δ2	3.9	4.3	Αποσαθρωμένος Ασβ. Μεταψαμμίτης	10.58

Πίνακας 5. 8 "Ταυτότητα TE 2"

Ανώτερη Ενότητα Αθ. Σχιστολίθου	Έντονα Αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
σ_{ci}	8
GSI	22
m_i	13

Η τιμή 11 MPa για τη μονοαξονική αντοχή άρρηκτου βράχου κρίνεται αρκετά ρεαλιστική συγκρίνοντας την με τον Υγρή Ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη που έχει τιμή περίπου 20 MPa. Συνεπώς συνεκτιμάται με αυτή που μας έδωσε το κριτήριο HB μέσω αναστροφής ανάλυσης από το λογισμικό RS-Data και επιλέγεται (με κρίση μηχανικού) η τιμή $\sigma_{ci}=8$ MPa.

5.5.3 ΤΕ 3. Κροκαλοπαγές

Πίνακας 5. 9 Τιμές σ_{ci} για την ΤΕ 3

Γεώτρηση	Δείγμα	Βάθος		Περιγραφή	σ_{ci} (Μρα)
		Αρχή	Τέλος		
CATP4	Δ2	3.9	4.3	ΛΑΤΥΠΟΠΑΓΕΣ	10.58
CATE1	Δ1	2.5	3	ΛΑΤΥΠΟΠΑΓΕΣ	19.17
CATP5	Δ2	5	5.5	ΨΗΦΙΔΟΠΑΓΕΣ /ΛΑΤΥΠΟΠΑΓΕΣ	1.79
Τελική τιμή					10.51

Πίνακας 5. 10 "Ταυτότητα" ΤΕ 3

Επιφανειακές Ενότητες	Κροκαλοπαγές
σ_{ci}	11
GSI	30
m_i	17

5.5.4 ΤΕ 4. Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α

Ομοίως προκύπτει η μονοαξονική αντοχή για τον Ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη Α.

Πίνακας 5. 11 "Ταυτότητα" ΤΕ 4

Ανώτερη Ενότητα Αθηναϊκου Σχιστολίθου	(Ισχυρός) Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α
σ_{ci}	19
GSI	40
m_i	17

5.5.5 ΤΕ 5. Ασβεστίτικος Μεταψαμμίτης Β

Ομοίως προκύπτει η μονοαξονική αντοχή για τον Ασβεστίτικο Μεταψαμμίτη Β.

Πίνακας 5. 12 "Ταυτότητα" ΤΕ 5

Ανώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου	(Ισχυρός) Ασβεστίτικός Μεταψαμμίτης Β
σ_{ci}	19
GSI	50
m_i	17

5.5.6 ΤΕ 6. Εναλλαγές Μεταψαμμίτη-Μεταίλυο λίθου

Για την τιμή των σ_{ci} , m_i θα χρησιμοποιηθεί μια ζυγισμένη τιμή των επιμέρους παραμέτρων του Μεταψαμμίτη και του Μεταίλυο λίθου.

Πίνακας 5. 13 Αναλογίες των σ_{ci} , m_i και E_i των λιθολογικών μελών για την εκτίμηση της ζυγισμένης τιμής των αντίστοιχων παραμέτρων του "άρρηκτου" φλύσχη ανάλογα με τον τύπο της βραχώμαζας

Τύπος Φλύσχη	Αναλογίες των σ_{ci} , m_i και E_i των λιθολογικών μελών για την εκτίμηση της "ζυγισμένης" τιμής των αντίστοιχων παραμέτρων του «άρρηκτου» φλύσχη ανάλογα με τον τύπο της βραχώμαζας.
I, III	Χρησιμοποιείστε τις τιμές για τους ψαμμιτικούς πάγκους
II, VI	Χρησιμοποιείστε τις τιμές για τους ιλυολιθικούς πάγκους
IV	Λεπτά στρώματα: Μειώστε την τιμή του ψαμμίτη κατά 10% και χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του ιλυολίθου Παχιά στρώματα: Χρησιμοποιείστε ισοδύναμα τις τιμές του ψαμμιτικού και ιλυολιθικού πάγκου
V, VII, VIII	Μειώστε τις ψαμμιτικές τιμές κατά 20% και χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του ιλυολίθου
IX	Χρησιμοποιείστε τις πλήρες τιμές των εμπλεκόμενων γεωυλικών
X	Μειώστε τις ψαμμιτικές τιμές κατά 30% και χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του ιλυολίθου
XI	Χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του ιλυολίθου ή αργιλικού σχιστολίθου

- Μεταψαμμίτης

Πίνακας 5. 14 Τιμές σ_{ci} Μεταψαμμίτη ενότητας εναλλαγών (Μέρος της ΤΕ 6)

Γεώτρηση	Δείγμα	Βάθος (m)	Περιγραφή	σ_{ci} (UCS) (Μpa)
CATE1				

Γεώτρηση	Δείγμα	Βάθος (m)		Περιγραφή	σ_{ci} (UCS) (MPa)
	Δ2	4.2	4.4	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	12.2
	Δ3	7	7.3	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	23.53
	Δ5	9.6	10	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	20.91
	Δ6	12.5	13	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	10.46
	Δ7	15.5	16	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ	6.97
Τελική Τιμή					14.8

Επιλέγεται η τιμή $\sigma_{ci}=14\text{MPa}$.

Επιλέγεται η τιμή $m_i =16$

- Μεταλιόλυθος (Τιμή σ_{ci} Μεταλυολιθου ενότητας εναλλαγών (Μέρος της TE 6))

Υπάρχει μία μέτρηση από PLT, $\sigma_{ci}=7\text{MPa}$.

Επιλέγεται η τιμή $m_i =5$

Για τον τύπο ετερογενούς βραχώμαζας X, προτείνεται μείωση των ψαμμιτικών τιμών κατά 30% και χρήση της πλήρους τιμής του Μεταλυόλιθου.

$$\sigma_{ci}=(0,70*14+7)/2=8,4 \text{ MPa}$$

$$m_i=(0,70*16+5)/2=8,1$$

Πίνακας 5. 15 "Ταυτότητα" TE 6

Ανώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου	Εναλλαγές ΜΤΨ-ΜΤΙ
σ_{ci}	8.4
GSI	30
m_i	8

Υπάρχει και η δυνατότητα της ανάστροφης ανάλυσης από τις εδαφικές δοκιμές στην κερματισμένη βραχώμαζα q_u (kPa), αλλά δεν κρίνεται εύλογη η μέθοδος αυτή καθώς οι μετρήσεις είναι λίγες και η μέθοδος εμπειρική. Προτιμάται μία τιμή της βιβλιογραφίας για την τιμή της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη άρρηκτου βράχου για τον σχηματισμό αυτό σε συνδυασμό με τη μοναδική μέτρηση που διατίθεται (UCS).

5.5.7 ΤΕ 7. Αργιλικός Σχιστόλιθος

Πίνακας 5. 16 Τιμές εδαφικής μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη για την ΤΕ 7.

Γεώτρηση	Δείγμα	Βάθος (m)		Περιγραφή	Τάση σ_{cm}
		Από	Έως		
					kPa
	Δ6	17.8	18.1	SM	-
	Δ7	20.3	20.8	SM	39
	Δ8	21.5	21.9		45
	Δ9	22.9	23.2	SM	33
Μέση τιμή					39 kPa

Θα προσεγγιστεί η τιμή $\sigma_{cm}=0.04$ MPa με διάφορες δοκιμές της τιμής σ_{ci} του άρρηκτου βράχου. Οι τιμές του GSI=15-20 και του $m_i=6$ είναι γνωστές. Προκύπτει $\sigma_{ci}=0.8$ MPa τιμή αρκετά συντηρητική. Από τη βιβλιογραφία και την εμπειρία εν γένει στις Ενότητες του Αθηναϊκού Σχιστολίθου μια εύλογη τιμή είναι τα 2 MPa.

Πίνακας 5. 17 "Ταυτότητα" ΤΕ 7

Κατώτερη Ενότητα Αθηναϊκού Σχιστολίθου	Αργιλικός Σχιστόλιθος
σ_{ci}	2 MPa
GSI	20
m_i	6

5.6 Μέτρο ελαστικότητας E_m

5.6.1 Γενικά

Μία κρίσιμη δοκιμή που γίνεται στα έργα μετρό είναι ο προσδιορισμός της αντοχής σε μονοαξονική (ανεμπόδιστη) θλίψη με σύγχρονη μέτρηση και προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας (E_i) και του λόγου Poisson (ν) (Uniaxial compression deformability test). Η δοκιμή αυτή γίνεται για τον προσδιορισμό της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη, μόνο που κατά τη διάρκεια εκτέλεσής της γίνεται ταυτόχρονη μέτρηση των αξονικών και διαμετρικών (πλευρικών) παραμορφώσεων του δοκιμίου. Για το λόγο αυτόν χρησιμοποιούνται ειδικά συστήματα μέτρησης των παραμορφώσεων του δοκιμίου. Προσοχή χρειάζεται στις μετρήσεις των E_i που δίδονται από τους μελετητές, όχι ως αποτέλεσμα άμεσων μετρήσεων των οργάνων, αλλά θεωρώντας ως E_i μια ελαστική τιμή από την καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης (σ - ϵ). Τα δεδομένα αυτά δεν κρίνονται ικανοποιητικά ακριβή για την παρούσα μελέτη,

και είναι προτιμότερο να μην χρησιμοποιείται η τιμή “Ei” για την εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας. Για την εκτίμηση των Ei χρησιμοποιείται η σχέση του Deere (1968) $E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$.

Οι Hoek-Diedrichs (2006) πρότειναν τη σχέση

$$E_m = E_i \cdot \left[0.02 + \frac{1-D/2}{1+e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right]$$

μετά από λεπτομερή ανάλυση του Κινεζικού και Ταιβανικού βραχώδους υποβάθρου. Προτείνεται η σχέση αυτή όταν τα Ei κρίνονται αξιόπιστα (είτε είναι άμεσα μετρημένα είτε υπολογίστηκαν με τη σχέση του Deere βάσει αξιόπιστων σ_{ci}). Επίσης η σχέση αυτή δίνει δυσανάλογα χαμηλές τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας σε πολύ ασθενείς τεχνικογεωλογικές ενότητες με χαμηλές τιμές των παραμέτρων GSI, σ_{ci} , Ei. Αυτό συμβαίνει γιατί τα διαθέσιμα πειραματικά στοιχεία της βάσης δεδομένων αυτής της συσχέτισης είναι κατά βάση για ισχυρούς και υγιείς σχηματισμούς και ελάχιστα εξ αυτών αναφέρονται σε ασθενείς βραχομάζες (για τις οποίες συνήθως είναι και δύσκολο να ληφθούν παράμετροι άρρηκτου βράχου). Ως εκ τούτου η σχέση αυτή δεν προσαρμόζεται ικανοποιητικά στις τελευταίες. Έτσι, για πολύ ασθενείς τεχνικογεωλογικές ενότητες, η συσχέτιση των Hoek & Diederichs (2006) δεν λαμβάνεται υπόψιν στην αξιολόγηση.

Υπάρχουν και άλλες εμπειρικές σχέσεις όπως η Hoek, Carranza-Torres, Corkum (2002) που χρησιμοποιεί την μονοαξονική αντοχή άρρηκτου βράχου και το GSI.

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_a}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40}$$

Άλλη μία σχέση είναι η σχέση των Sonmez, Ulusay and Gokceoglu (2004)

$$E_m = E_i \cdot (s^a)^{0.4},$$

$$\text{όπου } s = e^{(GSI-100)/9}, a = 0.5 + (1/6) \cdot (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

Η χαρακτηριστική τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας εκτιμήθηκε μετά από συναξιολόγηση βιβλιογραφικών συσχετίσεων και ελήφθη ο μέσος όρος των εκτιμήσεων που θεωρούνται έγκυρες κατά περίπτωση, εκτός από συγκεκριμένες TE με ανάλογη αιτιολόγηση.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα Ei βάσει της σχέσης του Deere εφόσον έχουν υπολογιστεί τα σ_{ci} για κάθε TE.

Πίνακας 5. 18 Τιμές λόγου MR (Hoek-Diedrichs 2006, Practical Rock Engineering)

	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates 300-400	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400	Claystones 200-300
			Breccias 230-350		Greywackes 350	Shales 150-250 * Marls 150-200
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone 400-600	Sparitic Limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000	Dolomites 350-500
		Evaporites		Gypsum (350)**	Anhydrite (350)**	
Organic					Chalk 1000+	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750*	
	Foliated*			Schists 250-1100*	Phyllites /Mica Schist 300-800*	Slates 400-600*
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite+ 300-550	Diorite+ 300-350 Granodiorite+ 400-450		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal		Porphyries (400)**		Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500)**	Tuff 200-400	

Πίνακας 5. 19 Μέτρο Ελαστικότητας άρρηκτου βράχου μέσω της σχέσης του Deere (1967)

	Ενότητα	Τεχνικογεωλογική ενότητα	Ei (MR) (MPa)
-	TE 1	Επιφανειακές Αποθέσεις	-
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 2	Αποσαθρωμένος ασβεστιτικός μεταναμμίτης	2000
-	TE 3	Κροκαλοπαγές	3850

	Ενότητα	Τεχνικογεωλογική ενότητα	Ei (MR) (MPa)
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 4	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α	4750
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 5	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Β	4750
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 6	Εναλλαγές ΜΤΨ-ΜΤΙ	3150
ΚΑΤΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 7	Αργιλικός Σχιστόλιθος	300

Στον Πίνακα 5.21 φαίνονται τα Em βάσει των σχέσεων εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας για κάθε TE.

Πίνακας 5. 20 Μέτρο Ελαστικότητας βραχώμαζας

	Ενότητα	Τεχνικογεωλογική ενότητα	Em (MPa) Hoek-Diedrichs (2006)	Em (MPa) Hoek, Carranza-Torres, Corckum (2002)	Em (MPa) Sonmez, Ulusay, Gokceoglu (2004)
-	TE 1	Επιφανειακές Αποθέσεις	-	-	-
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 2	Αποσαθρωμένος ασβεστιτικός μεταψαμμίτης	81	564	65
-	TE 3	Κροκαλοπαγές	313	1048	458
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 4	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α	834	2451	180
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 5	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Β	1605	4358	552

	Ενότητα	Τεχνικογεωλογική ενότητα	Em (MPa) Hoek-Diedrichs (2006)	Em (MPa) Hoek, Carranza-Torres, Corckum (2002)	Em (MPa) Sonmez, Ulusay, Gokceoglu (2004)
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 6	Εναλλαγές ΜΤΨ-ΜΤΙ	250	916	-
ΚΑΤΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 7	Αργιλικός Σχιστόλιθος	-	133	-

Για την τελική επιλογή μέτρου ελαστικότητας θα αιτιολογηθούν οι τιμές για κάθε Τεχνικογεωλογική Ενότητα.

5.6.2 ΤΕ 1. Επιφανειακές Αποθέσεις

Για το μέτρο παραμορφωσιμότητας δύναται να γίνει χρήση γνωστών ημιεμπειρικών σχέσεων, από την ελληνική και διεθνή βιβλιογραφία, οι οποίες συνδέουν τις παραμέτρους της διατμητικής αντοχής (π.χ. τη γωνία ϕ') και της παραμορφωσιμότητας (π.χ. το μέτρο Eoed) με αποτελέσματα επί τόπου δοκιμών, κυρίως με τον αριθμό κρούσεων NSPT. Πολλές από αυτές έδωσαν εύλογα κοντινά αποτελέσματα. Σ' ό,τι αφορά το μέτρο συμπίεστότητας (Eoed) της εδαφικής ενότητας ΤΕ 1, εφαρμόζονται οι σχέσεις των Τάσιου & Αναγνωστόπουλου και των Παπαδόπουλου & Αναγνωστόπουλου αλλά και άλλες ημιεμπειρικές σχέσεις βάσει απλών επί τόπου δοκιμών για τα εδάφη.

Εφαρμόζοντας την σχέση των Παπαδόπουλου & Αναγνωστόπουλου:

$$E = c1 + c2*(NSPT \pm 6)$$

Για $c1 = 7.5$ και $c2 = 0.8$ (άμμος)

Προκύπτει $E = 31 \div 40$ MPa

Για $c1 = 2.6$ και $c2 = 0.69$ (ιλυώδης άμμος)

Προκύπτει $E = 23 \div 31$ MPa.

Τελικά, προτείνεται $E = 30$ MPa.

5.6.3 ΤΕ 2. Έντονα αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης

Η Τεχνικογεωλογική ενότητα 2 είναι μία αποσαθρωμένη βραχώμαζα και οι τιμές των δοκιμών άρρηκτου βράχου δεν είναι πολλές. Η σχέση Hoek-Diedrichs δεν έχει καλή εφαρμογή όπως έχει αναφερθεί παραπάνω. Η πρώτη εκτίμηση θα ήταν ο μέσος όρος των άλλων τιμών που δίνουν οι σχέσεις Hoek, Carranza-Torres και Sonmez, Ulusay, Gokceoglu, ωστόσο λαμβάνεται μία τιμή πιο κοντά στο κάτω όριο του εύρους αυτών αφού η ενότητα αυτή είναι αποσαθρωμένη και σε ανώτερα στρώματα και κοντά στην επιφάνεια. Λαμβάνεται η τιμή 80 MPa.

5.6.4 ΤΕ 3. Κροκαλοπαγές

Η Τεχνικογεωλογική ενότητα 3 είναι ένα ασβεστολιθικό Κροκαλοπαγές μέτρια ισχυρό, ελαφρά ως μέτρια αποσαθρωμένο και κερματισμένο κατά θέσεις. Όλες οι σχέσεις έχουν ικανοποιητική εφαρμογή συνεπώς λαμβάνεται ο μέσος όρος αυτών. Λαμβάνεται η τιμή 606 MPa.

5.6.5 ΤΕ 4. Ασβεστίτικός Μεταψαμμίτης Α

Η Τεχνικογεωλογική ενότητα 4 είναι ένα μέτρια τεκτονισμένος Ασβεστίτικός Μεταψαμμίτης με GSI=40. Όλες οι σχέσεις έχουν ικανοποιητική εφαρμογή συνεπώς λαμβάνεται ο μέσος όρος αυτών. Λαμβάνεται η τιμή 1155 MPa.

5.6.6 ΤΕ 5. Ασβεστίτικός Μεταψαμμίτης Β

Η Τεχνικογεωλογική ενότητα 5 είναι ένα μέτρια τεκτονισμένος Ασβεστίτικός Μεταψαμμίτης με GSI=50. Όλες οι σχέσεις έχουν ικανοποιητική εφαρμογή συνεπώς λαμβάνεται ο μέσος όρος αυτών. Λαμβάνεται η τιμή 2172 MPa.

5.6.7 ΤΕ 6. Εναλλαγές Μεταψαμμίτη-Μεταυλιθίου

Η Τεχνικογεωλογική ενότητα 6 είναι εντός τεκτονισμένης ζώνης – ζώνης διάτμησης και αποτελείται από εναλλαγές μεταψαμμίτη με μεταυλιθίου με κυρίαρχη την μεταψαμμιτική φάση και είναι τοπικά κερματισμένος. Η σχέση Sonmez, Ulusay, Gokceoglu και η Hoek, Diederichs απαιτεί τον ορισμό του E_i . Ωστόσο τα εργαστηριακά δεδομένα δεν είναι αξιόπιστα για τις άμεσες εκτιμήσεις του και η σχέση του Deere για τον έμμεσο προσδιορισμό απαιτεί την τιμή του σ_{ci} η οποία εν προκειμένω έχει ληφθεί εμπειρικά. Συνεπώς δεν υπολογίζεται έμμεσα το E_i για να μην εισαχθεί μία ακόμη αβεβαιότητα που είναι η εκτίμηση του MR. Με το λογισμικό RS Data ωστόσο υπολογίζεται για λόγους εποπτείας το E_m μέσω της σχέσης Hoek, Diederichs (και του E_i μέσω MR) εφόσον είναι διαθέσιμη στο πρόγραμμα. Η σχέση Hoek, Diederichs, Corkum είναι συναρτήσεως των GSI, σ_{ci} . Προκύπτουν οι τιμές 250 MPa και 916 MPa. Επιλέγεται η τιμή 250 MPa υπέρ της ασφαλείας και λόγω των χαμηλών τιμών που εμφανίζονται εμπειρικά σε άλλες μελέτες της Α.Μ. για τον σχηματισμό αυτών.

5.6.8 ΤΕ 7. Αργιλικός Σχιστόλιθος

Η Τεχνικογεωλογική ενότητα 7 αποτελείται από μέτρια έως εντελώς αποσαθρωμένο (εξαλλοιωμένο) αργιλικό σχιστόλιθο. Με το λογισμικό RS Data υπολογίζεται για λόγους εποπτείας το E_m μέσω της σχέσης Hoek, Diederichs (και του E_i μέσω MR) εφόσον είναι διαθέσιμη στο πρόγραμμα. Η σχέση Hoek, Diederichs, Corkum είναι συναρτήσεως των GSI, σ_{ci} . Προκύπτουν οι τιμές 13 και 133. Η πρώτη κρίνεται ως υπερβολικά μικρή (δυσμενής τιμή του μικρού GSI – κακή εφαρμογή της σχέσης – δεν λαμβάνεται υπόψιν). Επιλέγεται η τιμή 133 MPa .

5.6.9 ΤΕ 7. Συγκεντρωτικές τιμές

Παρακάτω παρατίθενται οι τελικές τιμές που επιλέχθηκαν για τα μέτρα ελαστικότητας για κάθε ενότητα συγκεντρωτικά βάσει των εμπειρικών εξισώσεων.

Πίνακας 5. 21 Τελικές συγκεντρωτικές τιμές μέτρων ελαστικότητας των τεχνικογεωλογικών ενότητων

	Ενότητα	Τεχνικογεωλογική ενότητα	Em (MPa) Hoek-Diedrichs (2006)	Em (MPa) Hoek, Carranza-Torres, Corckum (2002)	Em (MPa) Sonmez, Ulusay, Gokceoglu (2004)	Χαρακτηριστική τιμή (MPa)
-	TE 1	Επιφανειακές Αποθέσεις	-	-	-	30
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 2	Αποσαθρωμένος ασβεστιτικός μεταψαμμίτης	81	564	65	80
-	TE 3	Κροκαλοπαγές	313	1048	458	606
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 4	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α	834	2451	180	1155
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 5	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Β	1605	4358	552	2172
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 6	Εναλλαγές ΜΤΨ-ΜΤΙ	250	916	-	250
ΚΑΤΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 7	Αργιλικός Σχιστόλιθος	-	133	-	133

5.7 Διαπερατότητα

Για τη διαπερατότητα που χαρακτηρίζει κάθε τεχνικογεωλογική ενότητα έχουν πραγματοποιηθεί οι εκάστοτε δοκιμές. Προσοχή πρέπει να δοθεί στις δοκιμές όπου δεν υπάρχει αριθμητική τιμή λόγω διαφυγών. Αυτό συνήθως οφείλεται σε καρστικά κενά που στη συγκεκριμένη περίπτωση αναφέρονται στον ασβεστιτικό μεταψαμμίτη (αποσαθρωμένο και υγρή), αλλά ίσως και σε προϋπάρχοντα έγκοιλα λόγω της εκμετάλλευσης κοιτασμάτων λιγνίτη τη δεκαετία του 1950 σε βάθη κοντά στην εκσκαφή του τεχνικού της σήραγγας. Μια εμπειρική τιμή που έρχεται από την εργοταξιακή εμπειρία των γεωλόγων και μηχανικών είναι η τιμή 10^{-4} για μετρήσεις σε τέτοιους σχηματισμούς.

Πίνακας 5. 22 Δοκιμή Lugeon ανά Τεχνικογεωλογική ενότητα

Διαπερατότητα-Δοκιμή Lugeon				
ΤΕ Ενότητα	Γεώτρηση	Βάθος (m)		Τιμή Συντελεστή διαπερατότητας K_n (10^{-7} m/sec)
		Από	Έως	
ΤΕ 4	CATP1	6.10	11.10	4.95
ΤΕ 4		10.40	15.40	3.85
ΤΕ 4		15.40	20.40	3.28
ΤΕ 4		22.00	27.00	3.30
Μέσος όρος $k \cdot 10^{-7}$ (m/s)				3.85
ΤΕ 5	CATP4	4.75	9.75	1.65
ΤΕ 5		10.90	15.90	4.38
ΤΕ 5		15.30	20.30	2.74
ΤΕ 5		20.00	25.00	4.86
ΤΕ 5	CATE1	5.70	10.70	1.63
ΤΕ 5		11.10	16.10	4.40
Μέσος όρος $k \cdot 10^{-7}$ (m/s)				3.28
ΤΕ 6	CATP5	5.80	10.80	2.02
ΤΕ 6		12.00	17.00	1.92
ΤΕ 6		18.00	23.00	2.92
Μέσος όρος $k \cdot 10^{-7}$ (m/s)				2.29
ΤΕ 7		16.90	21.90	1.48
Μέσος όρος $k \cdot 10^{-7}$ (m/s)				1.48

Πίνακας 5. 23 Δοκιμή Maag ανά Τεχνικογεωλογική Ενότητα

Διαπερατότητα-Δοκιμή Maag				
ΤΕ Ενότητα	Γεώτρηση	Βάθος (m)		Τιμή Συντελεστή διαπερατότητας k (10^{-7} m/sec)
		Από	Έως	
ΤΕ 2	CATP1	3.00	5.50	1.06
ΤΕ 2	CATP4	3.00	5.70	6.16
Μέσος όρος $k \cdot 10^{-7}$ (m/s)				3.61
ΤΕ 3	CATE1	2.00	4.40	11.20
ΤΕ 3	CATP5	3.00	4.70	1.53

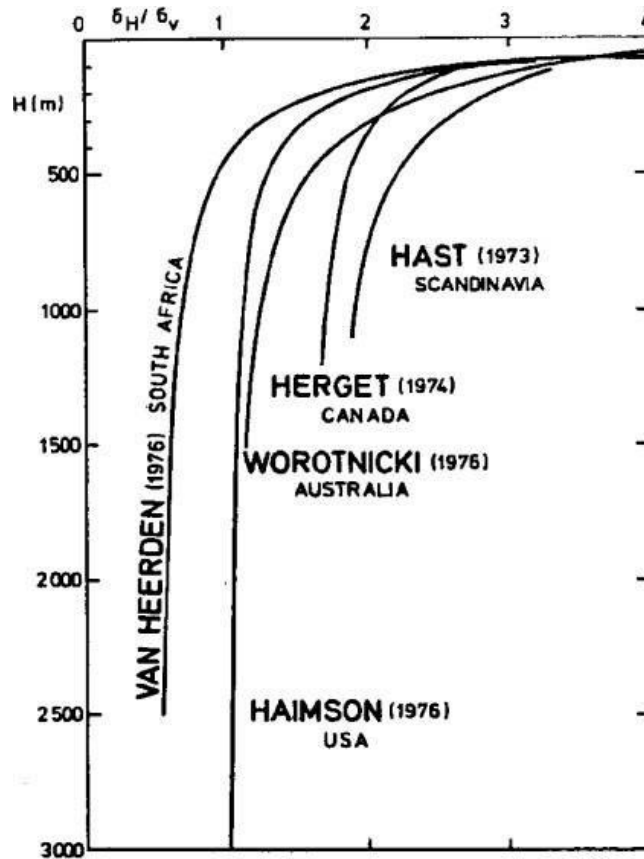
Μέσος όρος $k \cdot 10^{-7}$ (m/s)					6.37
---------------------------------------	--	--	--	--	-------------

Από ανάλυση των παραπάνω δεδομένων, επιλέγονται εύλογες τιμές για τη διαπερατότητα των εν λόγω ενοτήτων.

Στις Επιφανειακές Αποθέσεις (TE1) υπάρχει μία εδαφική μέτρηση με τιμή $k=1,06 \cdot 10^{-7}$ m/s. Στον Αποσαθρωμένο Ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη (TE 2) υπάρχουν δύο μετρήσεις της διαπερατότητας με μέση τιμή $k=3,61 \cdot 10^{-7}$ m/s. Στο Κροκαλοπαγές (TE 3) υπάρχουν δύο μετρήσεις της διαπερατότητας με μέση τιμή $k=6,37 \cdot 10^{-7}$ m/s. Στον Ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη Α (TE 4) υπάρχουν τέσσερις μετρήσεις της διαπερατότητας με μέση τιμή $k=3,85 \cdot 10^{-7}$ m/s. Υπάρχουν όμως μετρήσεις που δεν λήφθηκαν στον πίνακα και δείχνουν με παύλα τις διαφυγές (πιθανώς καρστικοποιημένο πέτρωμα). Σε αυτές τις περιπτώσεις θεωρείται μία διαπερατότητα της τάξης του 10^{-4} . Επιλέγεται $k=10^{-4}$ m/s. Με την ίδια λογική στον Ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη Β υπάρχουν έξι μετρήσεις της διαπερατότητας με μέση τιμή $k=3,28 \cdot 10^{-7}$ m/s. Υπάρχουν όμως μετρήσεις που δεν λήφθηκαν στον πίνακα και δείχνουν με παύλα τις διαφυγές (πιθανώς καρστικοποιημένο πέτρωμα). Σε αυτές τις περιπτώσεις θεωρείται μία διαπερατότητα της τάξης του 10^{-4} . Επιλέγεται $k=10^{-4}$ m/s. Στις Εναλλαγές Μεταψαμμίτη-Μεταίλυολίθου (50/50) (TE 6) υπάρχουν τρεις μετρήσεις και επιλέγεται η μέση τιμή $k=2,29 \cdot 10^{-7}$ m/s. Στον Αργιλικό Σχιστόλιθο υπάρχει μία μέτρηση στη γεώτρηση CATP5. Επιλέγεται η τιμή $1,48 \cdot 10^{-7}$ m/s.

5.8 Ο λόγος K_0

Κάθε σημείο της βραχόμαζας που βρίσκεται σε βάθος από την επιφάνεια του εδάφους, υπόκειται σε ένα πεδίο τάσεων λόγω του βάρους των υπερκειμένων και της τεκτονικής ιστορίας της περιοχής. Η κατακόρυφη γεωστατική τάση δίνεται από τη σχέση $\sigma_v = \gamma z$ όπου γ το φαινόμενο βάρος της υπερκείμενης βραχόμαζας και z το βάθος. Μετρήσεις της κατακόρυφης τάσης σε υπόγεια έργα σε όλον τον κόσμο επιβεβαιώνουν ότι το μέσο γ της βραχομάζας είναι $\gamma = 26$ kN/m³. Οι οριζόντιες τάσεις που ενεργούν στο ίδιο στοιχειώδες δείγμα πετρώματος που βρίσκεται σε βάθος z εκτιμώνται έμμεσα με το λόγο K_0 (σ_h / σ_v), μέσω της σχέσης $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$. Ο γνωστός τύπος του Terzaghi & Richart (1952), $k = \nu / (1 - \nu)$, όπου ν ο λόγος Poisson του βραχώδους υλικού, χρησιμοποιήθηκε πολύ στη βραχομηχανική αλλά πλέον θεωρείται ανακριβής καθώς μετρήσεις των επιτόπου τάσεων σε πραγματικά έργα δεν τον επιβεβαίωσαν. Η τιμή της σταθεράς K_0 πειραματικά αναμένεται να είναι υψηλή σε μικρά βάθη και να μειώνεται με το βάθος (Brown and Hoek 1978, Herget 1988), δηλαδή όσο αυξάνεται το βάθος υπάρχει μία τάση προς την ισότροπη εντατική κατάσταση.



Σχήμα 5. 6 Η τιμή του K_0 βάσει διαφόρων σχέσεων

Από το σχήμα φαίνεται ότι γενικά σε μεγάλα βάθη (άνω των 500 μέτρων) η γεωστατική εντατική κατάσταση είναι σχεδόν ισότροπη ($K_0=1$), ενώ αντίθετα σε μικρά βάθη μετρώνται τιμές του K_0 αρκετά μεγαλύτερες της μονάδας. Οι συγκεκριμένες μετρήσεις όμως αναφέρονται συνήθως σε έντονα θλιπτικά τασικά πεδία που δεν μπορούν να εφαρμοστούν στον Ελληνικό χώρο ο οποίος χαρακτηρίζεται από καθεστώς εφελκυστικών τάσεων. Γενικά ο συντελεστής K_0 κυμαίνεται από 0,40 έως 1,00. Ειδικότερα, σε υγιείς βραχώμαζες χωρίς επιρροή τεκτονικών τάσεων $K_0=0,6-1$, σε αποσαθρωμένες βραχώμαζες $K_0=0,40-0,70$, χωρίς να αποκλείονται άλλες τιμές.

Με βάση τα παραπάνω επιλέγονται οι κάτωθι τιμές για κάθε Τεχνικογεωλογική ενότητα.

- ΤΕ 1. Επιφανειακές Αποθέσεις
Επειδή αυτή η ενότητα είναι εδαφική, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση $K_0=v/(1-v)$ με μία τυπική τιμή του $v=0,3$. Προκύπτει $K_0=0,50$.
- ΤΕ 2. Αποσαθρωμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
Επιλέγεται η τιμή $K_0=0,60$.
- ΤΕ 3. Κροκαλοπαγές
Επιλέγεται η τιμή $K_0=0,60$.
- ΤΕ 4. Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α
Επιλέγεται η τιμή $K_0=0,6$.
- ΤΕ 5. Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Β

Διαφέρει με την TE 4 στην τιμή του GSI. (Όσο πιο βαθιά και όσο μεγαλύτερο το GSI τόσο περισσότερο τείνει στην ισότροπη κατάσταση).

Επιλέγεται $K_0=0,6$.

- TE 6. Εναλλαγές Μεταψαμμίτη-Μεταϊλύλιθου (50/50)
Επιλέγεται η τιμή $K_0=0,60$
- TE 7. Αργιλικός Σχιστόλιθος
Ο αργιλικός σχιστόλιθος παρουσιάζεται σε εδαφοποιημένη μορφή.
Επιλέγεται η τιμή $K_0=0,60$

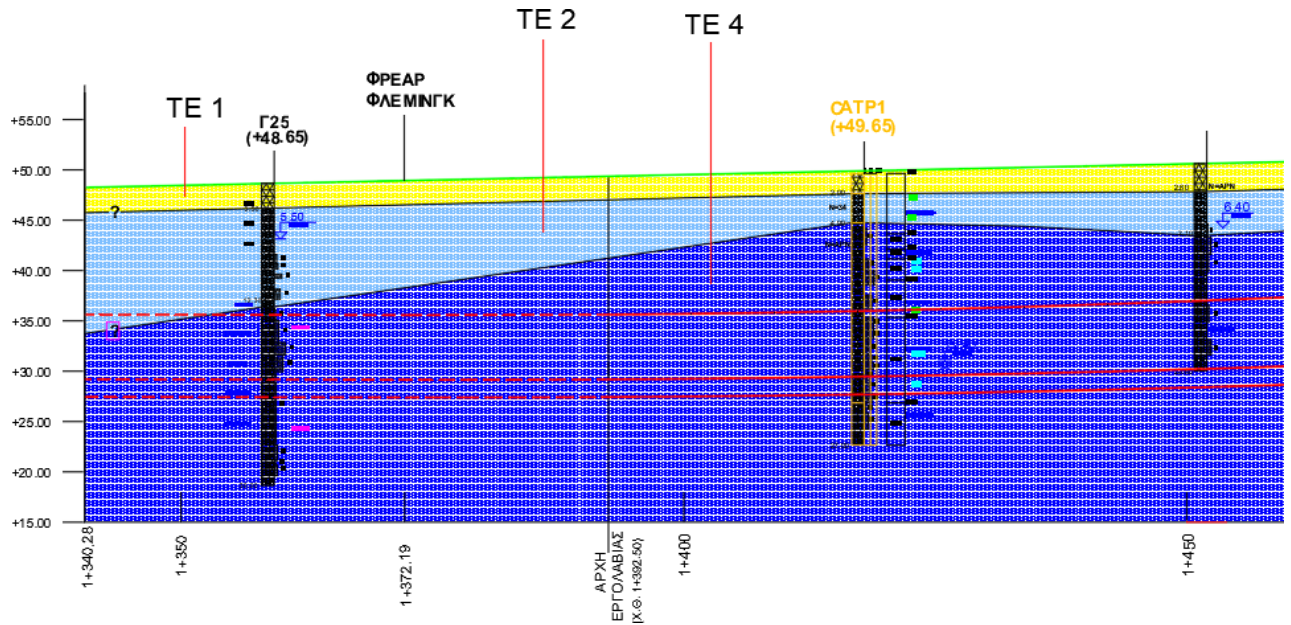
5.9 Συγκεντρωτικός πίνακας παραμέτρων

Πίνακας 5. 24 Συγκεντρωτικός Πίνακας γεωτεχνικών παραμέτρων

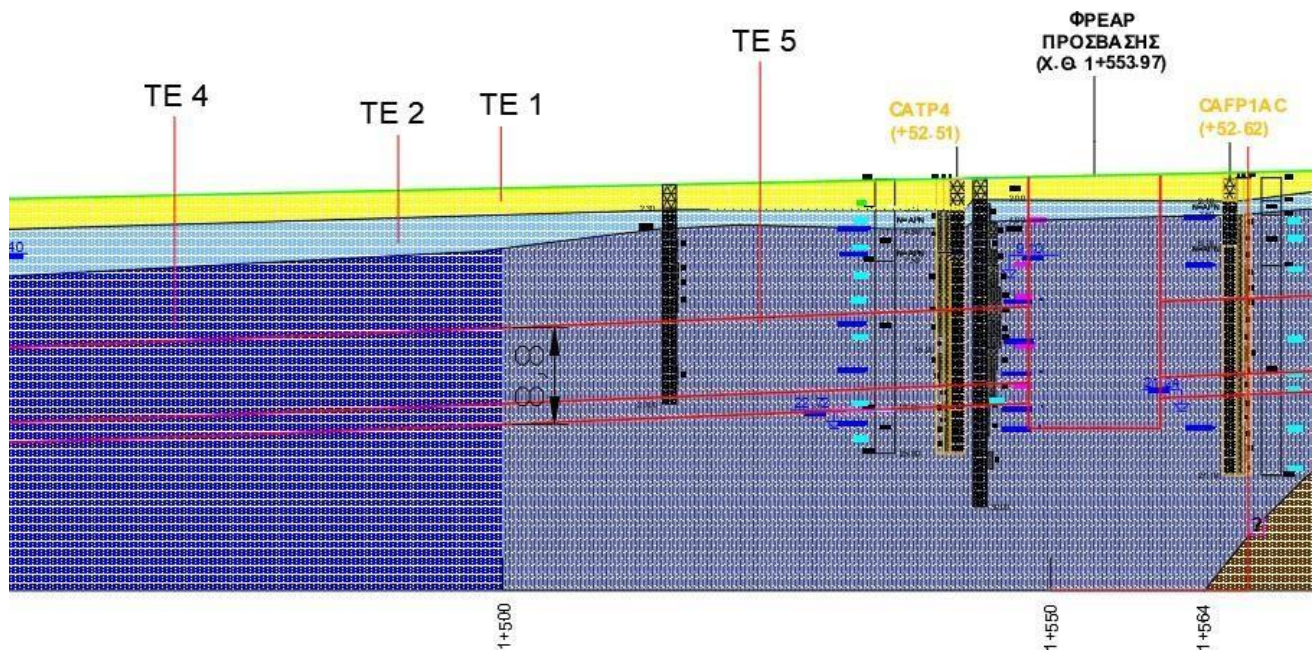
	Ενότητα	Τεχνικογεωλογική ενότητα	σ_{ci} (MPa)	GSI	m_i	MR	c (kPa)	ϕ (deg)	σ_{cm} (MPa)	E_m (MPa)
-	TE 1	Επιφανειακές Αποθέσεις	-	-	-	-	5	35	-	30
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 2	Αποσαθρωμένος ασβεστιτικός μεταψαμμίτης	8	22	13	250	50	35	0.8	80
-	TE 3	Κροκαλοπαγές	11	30	17	350	92	48	1.6	606
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 4	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α	19	40	17	250	145	55	3.5	1155
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 5	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Β	19	50	17	250	191	57	4.3	2172
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 6	Εναλλαγές ΜΤΨ-ΜΤΙ	8.4	30	8	375	69	39	0.821	250
ΚΑΤΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 7	Αργιλικός Σχιστόλιθος	2	20	6	150	27	22.5	0.123	133

Για το ειδικό βάρος γ (kN/m^3) λαμβάνεται 22 kN/m^3 στην εδαφική ενότητα και 26 kN/m^3 στις βραχομάζες από εμπειρικά δεδομένα σε υπόγεια έργα και από τις λίγες τιμές των δοκιμών της εδαφοτεχνικής έρευνας.

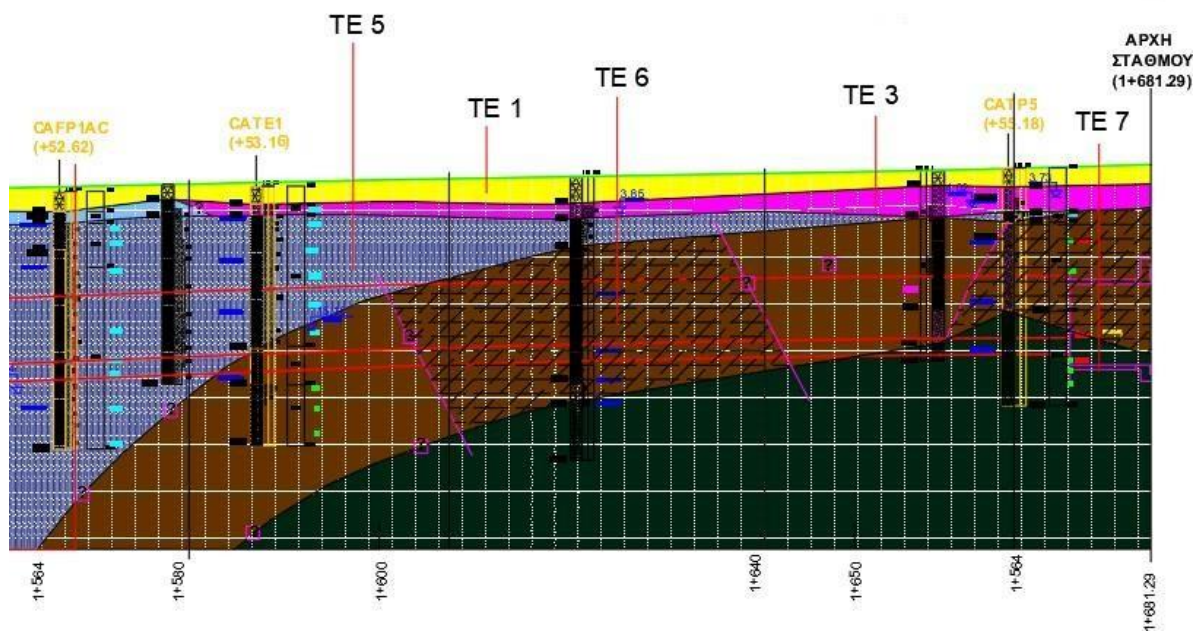
5.10 Γεωτεχνική μηκοτομή



Σχήμα 5. 7 Γεωτεχνική Μηκοτομή ΧΘ 1+340-1+485 (1/3)



Σχήμα 5. 8 Γεωτεχνική Μηκοτομή ΧΘ 1+485-1+580 (2/3)



Σχήμα 5. 9 Γεωτεχνική Μηκοτομή ΧΘ 1+580-1+681,29 (3/3)

6. Ανάλυση διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας

6.1 Γενικά-Εισαγωγή

Η ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης μιας σήραγγας έχει τους εξής τρεις σκοπούς:

- Να ελέγξει την ευστάθεια της σήραγγας σε κάθε φάση εκσκαφής (τόσο στο μέτωπο όσο και στα τοιχώματα με τα μέτρα άμεσης υποστήριξης)
- Να ελέγξει ότι οι συγκλίσεις του τοιχώματος της σήραγγας, της περιβάλλουσας βραχώμαζας και των καθιζήσεων της επιφάνειας του εδάφους είναι εντός των αποδεκτών ορίων. Τα όρια αυτά καθορίζονται από τον κανονισμό που βρίσκεται στις μελέτες της Αττικό (Ελληνικό) Μετρό Α.Ε..
- Να προσδιορίσει τον αριθμό και τις διαστάσεις των φάσεων εκσκαφής και μέγιστο βήμα προχώρησης) και το σύστημα άμεσης υποστήριξης (είδος και πυκνότητα μέτρων υποστήριξης, πρόγραμμα τοποθέτησης κλπ.) τα οποία συνδυάζουν ικανοποιητική ασφάλεια με το ελάχιστο δυνατό κόστος. Στην παρούσα διπλωματική το στάδιο της διαστασιολόγησης των μέτρων υποστήριξης παραλείπεται και εξετάζεται η μελέτη που έχει ήδη εκπονηθεί στο κομμάτι αυτό.

Κατά τη διάνοιξη σηράγγων με τη μέθοδο NATM, η διαδικασία εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης έχει σκοπό να επιτρέψει την ελεγχόμενη σύγκλιση της βραχώμαζας προς το εσωτερικό της σήραγγας ώστε να αναπτυχθεί φαινόμενο θόλου, δηλαδή θλιπτική ένταση (σθ) της βραχώμαζας κατά την περιφέρεια της σήραγγας, και με τον τρόπο αυτό να μειωθεί η πίεση στην άμεση υποστήριξη, δεδομένου ότι η πίεση της βραχώμαζας στην άμεση υποστήριξη της σήραγγας δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένη αλλά εξαρτάται από τον τρόπο εκσκαφής και υποστήριξης. Τυπικά, όσο πιο γρήγορα τοποθετείται η άμεση υποστήριξη και όσο πιο ανένδοτη είναι, τόσο μεγαλύτερα φορτία αναλαμβάνει. Αντιθέτως, όσο περισσότερο ενδόσιμη είναι η άμεση υποστήριξη και όσο αργότερα τοποθετείται τόσο μικρότερα φορτία αναλαμβάνει υπό την προϋπόθεση ότι η καθυστέρηση στην τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης δεν θα προκαλέσει υπερβολική χαλάρωση και αποδιοργάνωση της βραχώμαζας (οπότε θα αυξηθούν σημαντικά τα φορτία της άμεσης υποστήριξης).

Μια αξιόπιστη ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης σηράγγων θα πρέπει να προσομοιώνει την πλήρη ακολουθία των φάσεων διάνοιξης και υποστήριξης, δηλαδή την αλληλεπίδραση μεταξύ των μέτρων υποστήριξης και της περιβάλλουσας βραχώμαζας.

Ειδικότερα, θα πρέπει να προσομοιώνονται τα εξής: Η σύγκλιση της βραχώμαζας πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Η σύγκλιση αυτή συμβαίνει αφενός μεν πριν το μέτωπο εκσκαφής φθάσει στη συγκεκριμένη θέση αφετέρου δε στο διάστημα που μεσολαβεί μεταξύ της εκσκαφής και της τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Κατά τη διδιάστατη ανάλυση σηράγγων (δηλαδή την ανάλυση σε επίπεδο κάθετα στον άξονα της σήραγγας) τα ανωτέρω μπορούν να προσομοιωθούν είτε μέσω του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων (λ) και του ρ_i που προσδιορίζεται από τις καμπύλες Panet είτε μέσω μιας ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας. Η βαθμιαία ενεργοποίηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης, όπως π.χ. η βαθμιαία αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, η βαθμιαία αύξηση της συνάφειας των αγκυρίων πλήρους πάκτωσης με τσιμεντένεμα, η τυχόν ατελής επαφή των χαλύβδινων πλαισίων με τη βραχώμαζα κλπ.

Για τους ως άνω σκοπούς θα χρησιμοποιηθούν αναλύσεις με το πρόγραμμα RS2 στις τυπικές γεωτεχνικές διατομές που θα οριστούν παρακάτω, προσομοιώνοντας σε αυτές τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης.

Για κάθε προσομοίωση θα δημιουργηθεί πίνακας των μέγιστων τιμών για τις μετακινήσεις στη σήραγγα και στην επιφάνεια.

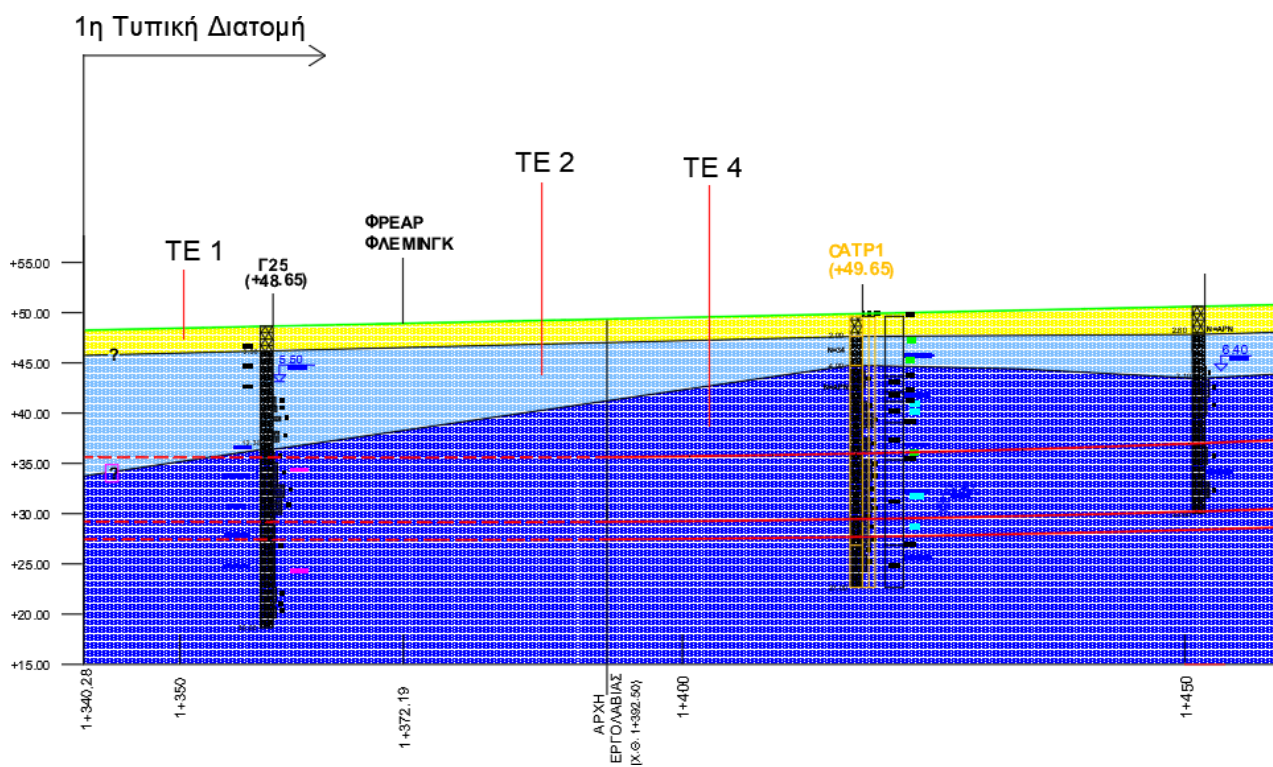
6.2 Τυπικές Γεωτεχνικές Διατομές Ελέγχου

6.2.1 Γενικά

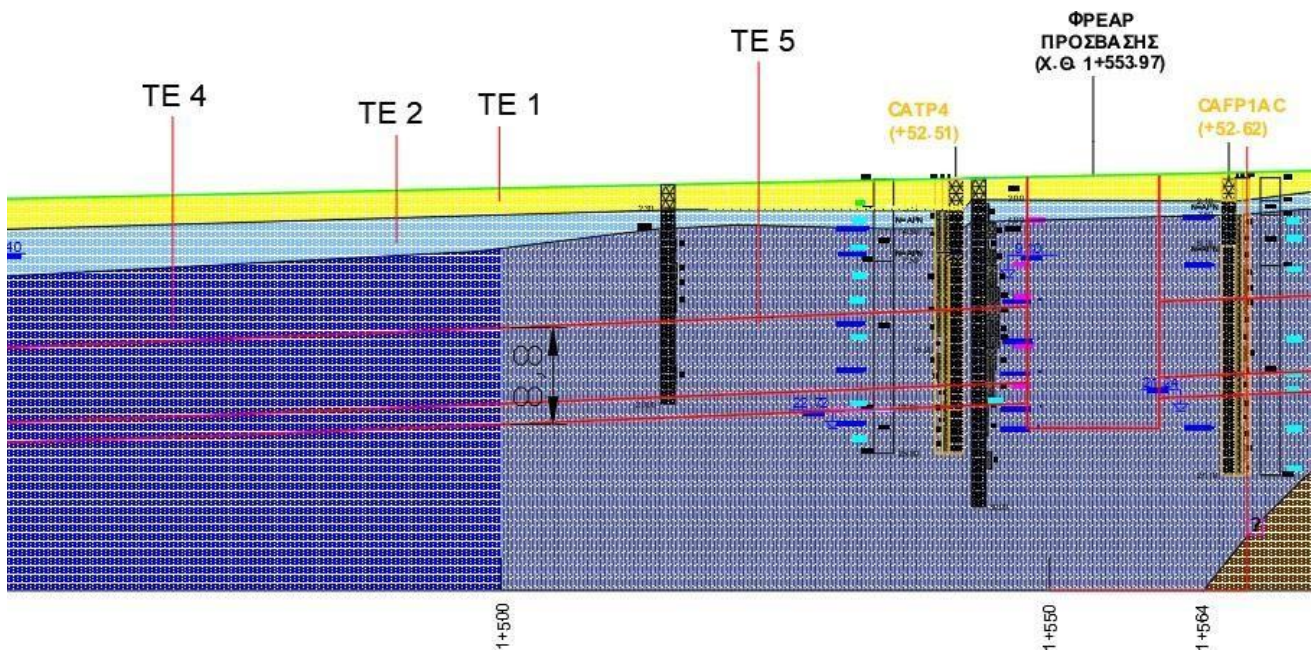
Προκειμένου να προσομοιωθεί η εκσκαφή και η προσωρινή αντιστήριξη της σήραγγας διπλής τροχιάς, επιλέγονται οι χαρακτηριστικές δυσμενείς διατομές ανά περιοχή κατά μήκος της χάραξης. Οι διατομές αυτές δείχνουν τη στρωματογραφία των τεχνικογεωλογικών ενοτήτων και το πάχος αυτών σε σχέση με τη σήραγγα. Προσεγγιστικά τα στρώματα φαίνονται οριζόντια (οριζόντιες επαφές). Κριτήρια για την επιλογή των διατομών αυτών αποτελούν το ύψος των υπερκειμένων και η αντοχή της αντίστοιχης βραχομάζας. Παρακάτω φαίνονται σκαριφηματικά οι τυπικές διατομές που θα εισαχθούν στο λογισμικό RS2 όπου θα προσομοιωθούν τα βήματα εκσκαφής σύμφωνα με τη μέθοδο NATM, θα προσομοιωθούν τα μέτρα άμεσης υποστήριξης, θα υπολογιστούν οι καθιζήσεις της επιφάνειας και οι συγκλίσεις των τοιχωμάτων της σήραγγας.

Για την επιτόπου τάση p_0 ισχύει ο τύπος $p_0 = 0.5 \cdot (1 + K_0) \cdot \gamma \cdot H$. Ο απλοποιητικός τύπος $p_0 = \gamma H$ ισχύει μόνο σε ισότροπο (υδροστατικό) πεδίο τάσεων για $K_0 = 1$. Για την παράμετρο K_0 έχει ληφθεί ανά ενότητα μία αντιπροσωπευτική τιμή.

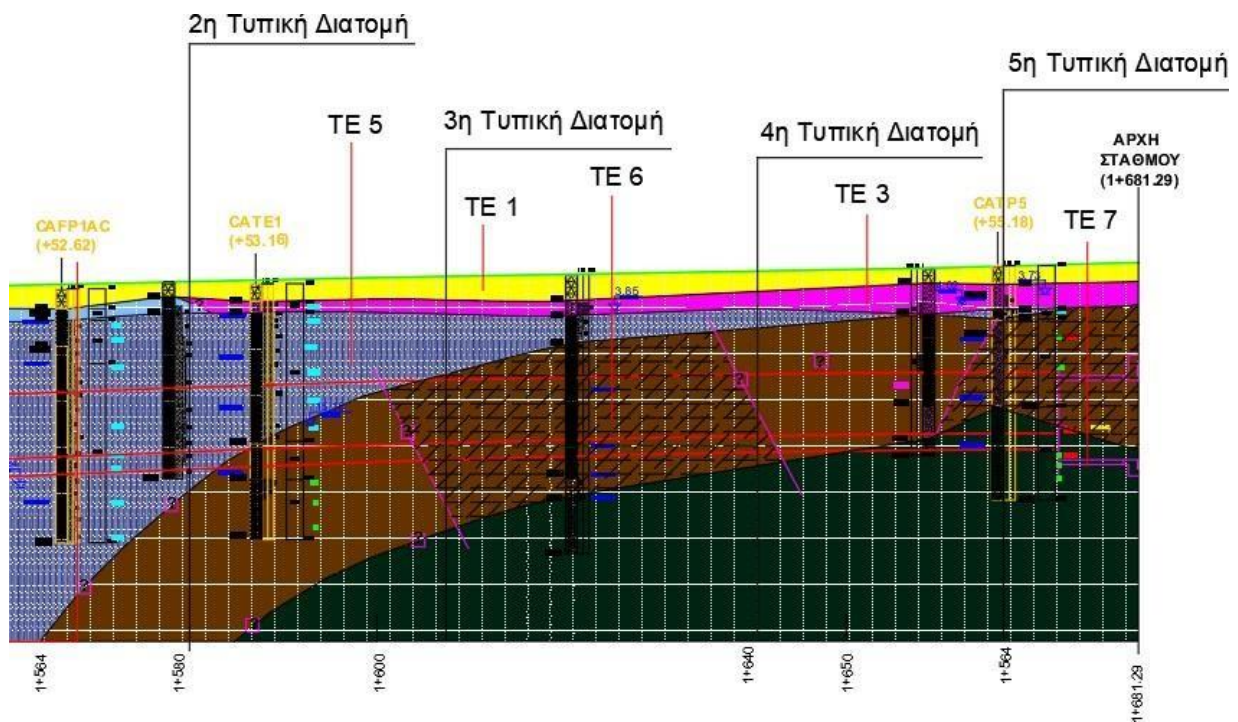
Η γεωτεχνική μηκοτομή με τις Τυπικές Διατομές φαίνεται στο Σχήμα 6.1 έως Σχήμα 6.3.



Σχήμα 6. 1 Γεωτεχνική Μηκοτομή με Τυπικές Διατομές 1/3



Σχήμα 6. 2 Γεωτεχνική Μηκοτομή με Τυπικές Διατομές 2/3



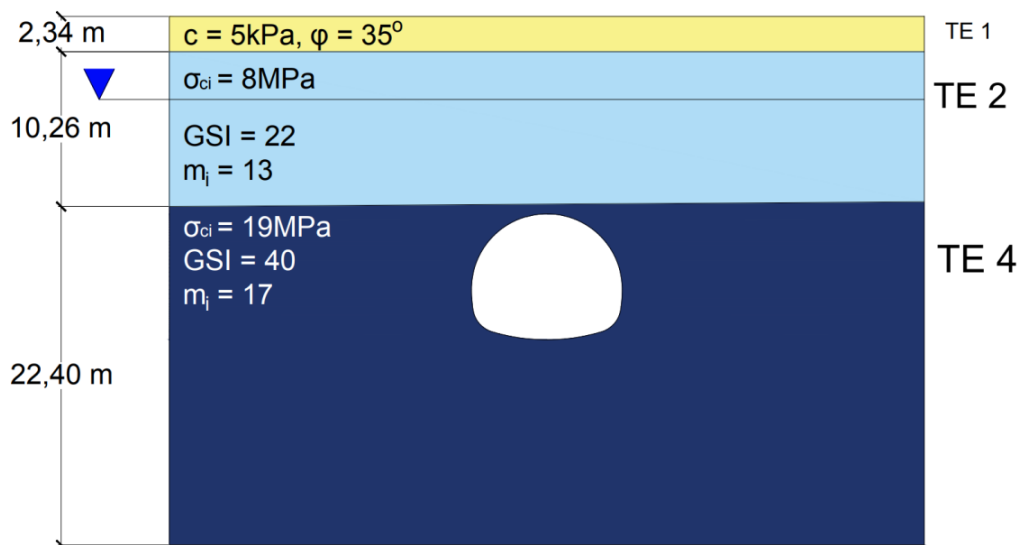
Σχήμα 6. 3 Γεωτεχνική Μηκοτομή με Τυπικές Διατομές 3/3

6.2.2 Τυπική Διατομή 1 (XΘ 1+341)

Η διατομή αυτή βρίσκεται στη ΧΘ 1+341 και χαρακτηρίζει δυσμενώς το τμήμα 1+392 έως 1+564.

Το πάχος των υπερκειμένων (μέτρηση από τον άξονα της σήραγγας) σε αυτή τη διατομή είναι 17,6 m και αποτελείται από τις ενότητες TE1, TE2 στα πάχη που φαίνονται στο σχήμα. Το υπόβαθρο αποτελείται από την ενότητα TE4 στο πάχος που φαίνεται στο σχήμα.

Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται στα 5,50 μέτρα βάθος.



Σχήμα 6. 4 Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 1

6.2.3 Τυπική Διατομή 2 (XΘ 1+580)

Η διατομή αυτή βρίσκεται στη ΧΘ 1+580 και χαρακτηρίζει δυσμενώς το τμήμα 1+564 έως 1+580. TE3 όπως φαίνεται στη γεωτεχνική μηκοτομή στο Σχήμα 5.6.

Το πάχος των υπερκειμένων (μέτρηση από τον άξονα της σήραγγας) σε αυτή τη διατομή είναι 12,5 m και αποτελείται από τις ενότητες TE1, TE3, TE5. Το υπόβαθρο αποτελείται από τις ενότητες TE5, TE6 στα πάχη που φαίνονται στο σχήμα.

Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται στα 16 m βάθος.



Σχήμα 6. 5 Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 2

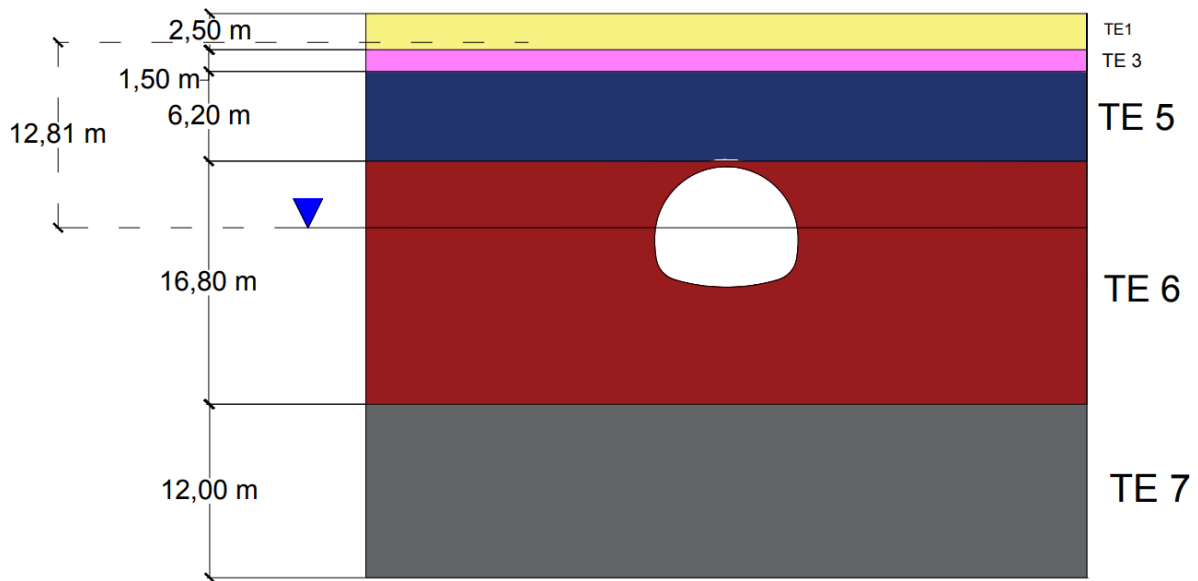
6.2.4 Τυπική Διατομή 3 (XΘ 1+610)

Η διατομή αυτή βρίσκεται στη ΧΘ 1+610 και χαρακτηρίζει δυσμενώς το τμήμα 1+580 έως 1+610.

Το πάχος των υπερκειμένων (μέτρηση από τον άξονα της σήραγγας) σε αυτή τη διατομή είναι 15,1 m και αποτελείται από τις ενότητες TE1, TE3, TE5, TE6. Το υπόβαθρο αποτελείται από τις ενότητες TE6, TE7 στα πάχη που φαίνονται στο σχήμα.

Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται στα 14,8 m βάθος.

Δεν θα πραγματοποιηθεί ανάλυση σε αυτή τη διατομή καθώς η Τυπική Διατομή 5 κρίνεται ως δυσμενέστερη.



Σχήμα 6. 6 Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 3

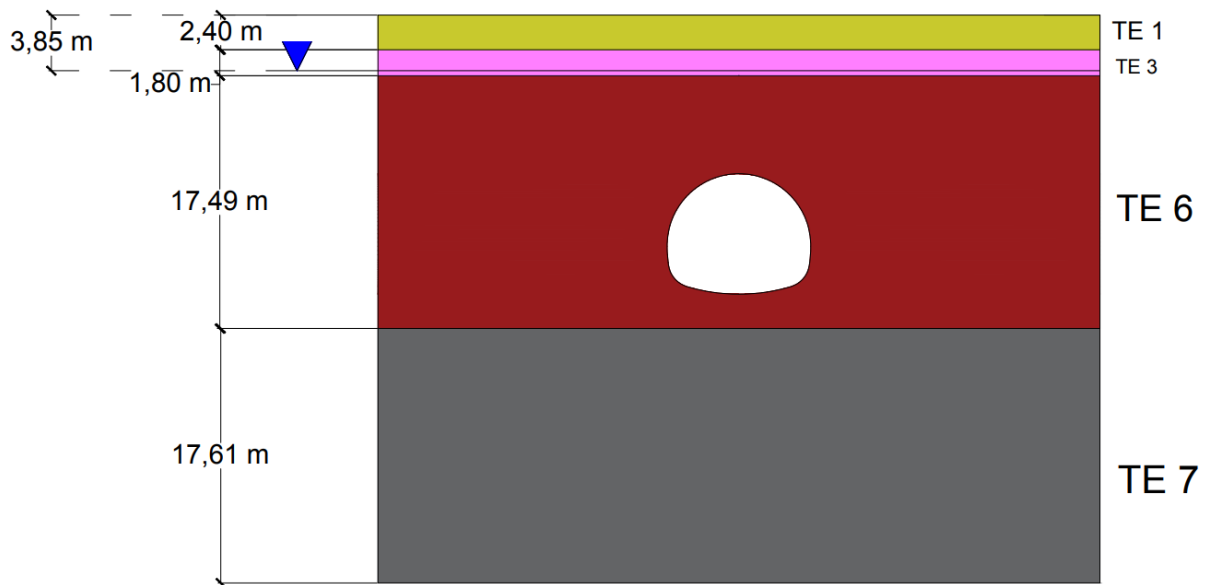
6.2.5 Τυπική Διατομή 4 (XΘ 1+640)

Η διατομή αυτή βρίσκεται στη ΧΘ 1+640 και χαρακτηρίζει δυσμενώς το τμήμα 1+610 έως 1+640.

Το πάχος των υπερκειμένων (μέτρηση από τον άξονα της σήραγγας) σε αυτή τη διατομή είναι 15,43 m και αποτελείται από τις ενότητες TE1, TE3, TE6. Το υπόβαθρο αποτελείται από τις ενότητες TE6, TE7 στα πάχη που φαίνονται στο σχήμα.

Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται στα 3,85 m βάθος.

Δεν θα πραγματοποιηθεί ανάλυση σε αυτή τη διατομή καθώς η Τυπική Διατομή 5 κρίνεται ως δυσμενέστερη.



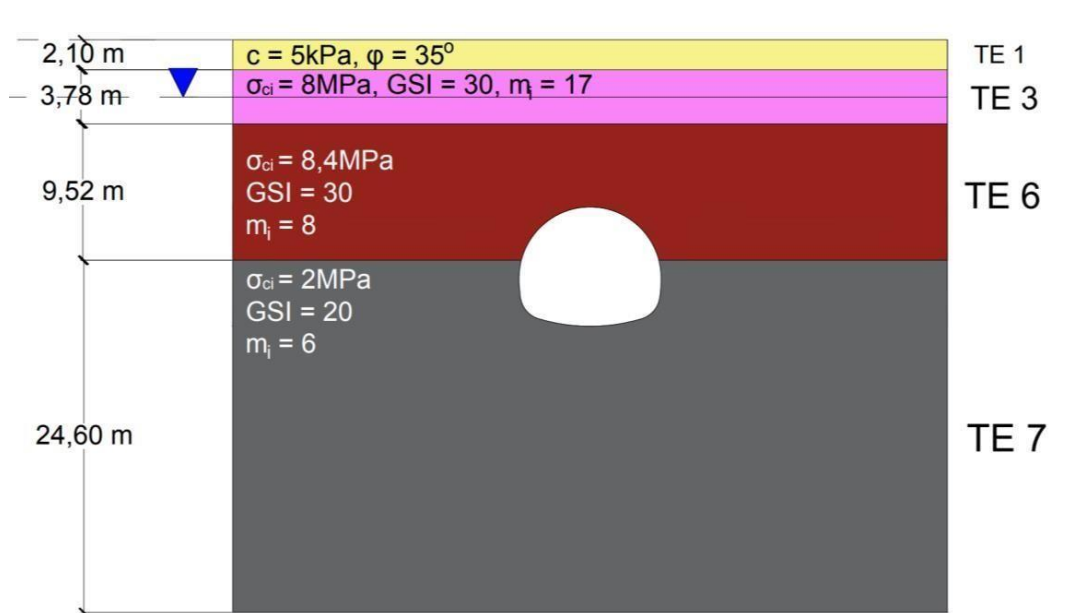
Σχήμα 6. 7 Τοπική Γεωτεχνική Διατομή 4

6.2.6 Τοπική Διατομή 5 (XΘ 1+666)

Η διατομή αυτή βρίσκεται στη XΘ 1+666 και χαρακτηρίζει δυσμενώς το τμήμα 1+640 έως 1+681,29.

Το πάχος των υπερκειμένων (μέτρηση από τον άξονα της σήραγγας) σε αυτή τη διατομή είναι 16,25 m και αποτελείται από τις ενότητες TE1, TE3, TE6. Το υπόβαθρο αποτελείται από την ενότητα TE7 στο πάχος που φαίνεται στο σχήμα.

Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται στα 4 m βάθος.



Σχήμα 6. 8 Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 5

6.3 Γεωτεχνική και δομητική παρακολούθηση

6.3.1 Γενικά – Περιγραφή οργάνων και συχνότητα μετρήσεων συστήματος ΓΔΠ

Για την Γεωτεχνική και Δομητική Παρακολούθηση της σήραγγας έγινε εγκατάσταση οργάνων στην σήραγγα και στην επιφάνεια του εδάφους άνω της σήραγγας, καθώς και πλησίον υφισταμένων κτηρίων. Οι κύριες μετρήσεις που γίνονταν κατά τη φάση εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης της σήραγγας αφορούσαν στις παραμορφώσεις της εσωτερικής επιφάνειάς της. Οι παραμορφώσεις, που εμφανίζονται κατά τη διάρκεια εκσκαφής και υποστήριξης μίας σήραγγας, ακολουθούν μία εξελικτική πορεία και συγκλίνουν σε μία τελική τιμή. Η κατασκευή της μόνιμης επένδυσης γίνεται αφού έχουν σταματήσει οι παραμορφώσεις αυτές. Τα όργανα περιγράφονται συνοπτικά στον Πίνακα 6.1.

Σύμφωνα με τις προδιαγραφές, τα όρια επιφυλακής και συναγερμού καθώς και οι τιμές αναφοράς, αφορούν μετατοπίσεις και παραμορφώσεις στην επιφάνεια του εδάφους. Δεν λαμβάνεται δηλαδή υπόψη (άμεσα) η παραμόρφωση της ίδιας σήραγγας, αν και προβλέπεται να γίνονται συχνές μετρήσεις των μετατοπίσεων στην περίμετρο της εκσκαφής. Αναγνωρίζοντας την εμπειρία της Αττικό Μετρό στην κατασκευή σηράγγων, αλλά και τη διεθνή πρακτική, προτείνεται να αξιοποιηθούν και οι δύο τύπου μετρήσεις.

Πίνακας 6. 1 Όργανα μέτρησης γεωδομητικής παρακολούθησης για το τεχνικό της σήραγγας (Μελέτη Σήραγγας Διπλής Τροχιάς, Αττικό Μετρό, 2007).

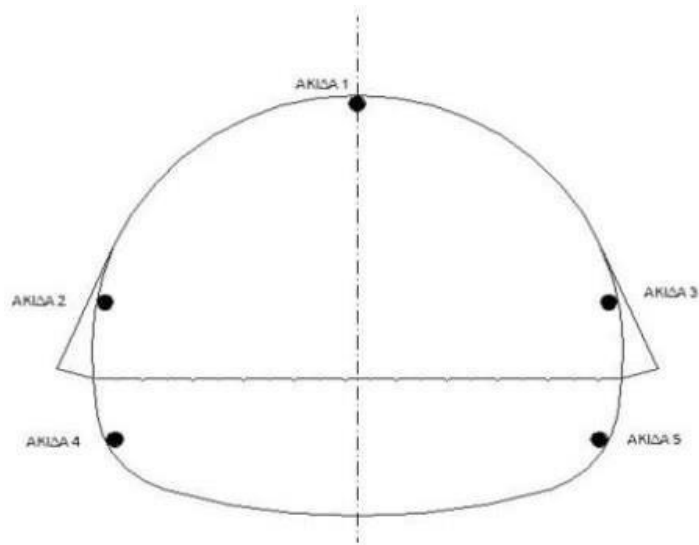
Σήραγγα διπλής τροχιάς	
Στοιχείο προς μέτρηση	Όργανο μέτρησης
Μετακινήσεις κτηρίων	Μάρτυρες 3D Χωροσταθμικές ακίδες Ρωγμόμετρα
Μετακινήσεις επιφανείας οδοστρώματος	Χωροσταθμικές ακίδες
Μετακινήσεις επιφανείας εδάφους	Χωροσταθμικές ακίδες Εκτασιόμετρα 5 σημείων
Οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις σε βάθος	Κλισιόμετρα – Ολισθαίνοντα μικρόμετρα (διπλά όργανα)
Κατακόρυφες μετακινήσεις εδαφικών στρώσεων	Εκτασιόμετρα 5 σημείων
Παραμορφώσεις στην προσωρινή υποστήριξη της σήραγγας	Μάρτυρες 3D (ανά 10m σήραγγας, 3 σημεία για την Α' φάση εκσκαφής, 2 σημεία για την Β' φάση εκσκαφής) Κυψέλες πίεσης (1 διατομή 5 σημείων)
Παραμορφώσεις και πιέσεις στην μόνιμη επένδυση της σήραγγας	Μάρτυρες 3D Παραμορφωσιμέτρα Κυψέλες πίεσης
Στάθμη υπόγειων υδάτων	Πιεζόμετρα ανοικτού τύπου Πιεζόμετρα τύπου Casagrande Πιεζόμετρα τύπου δονούμενης χορδής
Εισροή υπόγειων υδάτων	Αγωγοί τριγωνικής διατομής (v-notch) Ωρομετρητές αντλιών

Τα στοιχεία που θα μετρώνται και καταγράφονται είναι:

- Μετακινήσεις κτηρίων και κατασκευών που βρίσκονται μέσα στην ζώνη επιρροής του Έργου ή και πέραν αυτής, περιλαμβάνοντας ολική και διαφορική καθίζηση, ανύψωση, μετακινήσεις σε τρεις διαστάσεις (3D), κλίση κλπ.
- Μετακινήσεις της επιφάνειας του εδάφους (καθίζηση, ανύψωση, μετακινήσεις σε τρεις διαστάσεις - 3D).
- Μετακινήσεις στη ζώνη κάτω από την επιφάνεια του εδάφους που περιβάλλει το έργο (οριζόντιες και κατακόρυφες).
- Συγκλίσεις και μετακινήσεις των προσωρινών και μόνιμων τοιχωμάτων των εκσκαφών, σήραγγων και κατασκευών. Η θέση επιρροής καθορίζεται σε απόσταση 3D από τον άξονα της σήραγγας, ήτοι $3 \times 11\text{m} = 30\text{m}$ δεξιά και αριστερά του άξονα. Θα τοποθετήθηκαν χωροσταθμικά σημεία 3D μετρήσεων στην περιβάλλουσα εδαφική ζώνη επιρροής του υπόγειου έργου. Κατά μήκος της όδευσης της σήραγγας υπάρχουν κτίρια στη περιοχή εκατέρωθεν του άξονα για τα οποία και είχε εκπονηθεί μελέτη ειδικής τρωτότητας.

6.3.2 Αξιοποίηση μετρήσεων στην περίμετρο της σήραγγας

Στην περίμετρο της σήραγγας τοποθετήθηκαν συνολικά πέντε ακίδες μετρήσεων. Μία στη στέψη, δύο στα πλαϊνά τοιχώματα, σε ύψος 1.5 m περίπου από τον πυθμένα της εκσκαφής της Α' φάσης, και δύο στα πλαϊνά τοιχώματα, σε ύψος 1.5 m περίπου από τον πυθμένα της εκσκαφής της Β' φάσης.



Σχήμα 6. 9 Θέσεις των ακίδων μέτρησης των παραμορφώσεων (Μελέτη Σήραγγας Διπλής Τροχιάς, Αττικό Μετρό, 2007).

6.3.3 Καθορισμός ορίων επιφυλακής και συναγερμού

Σύμφωνα με τις προδιαγραφές της Αττικό Μετρό, τα όρια επιφυλακής και συναγερμού, καθορίζονται με βάση τις επιφανειακές παραμορφώσεις. Συμβαδίζοντας με τις προδιαγραφές, παρακάτω δίνονται τα αντίστοιχα όρια. Κρίθηκε όμως απαραίτητο να αξιοποιηθούν και οι μετρήσεις στην περίμετρο της σήραγγας. Γι' αυτό το λόγο επιλέχθηκαν τα αντίστοιχα όρια επιφυλακής και συναγερμού με βάση τις συγκλίσεις της σήραγγας. Σε όσα αναφέρονται παρακάτω, εκτός από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, έχουν ληφθεί υπόψη και τα όρια επιφυλακής και συναγερμού που προδιαγράφει η Αττικό Μετρό. Στους Πίνακες 6.2 έως 6.6 φαίνονται συγκεντρωτικά τα όρια επιφυλακής και συναγερμού που υιοθετούνται, για κάθε τυπική διατομή. Όταν οποιαδήποτε τιμή φτάσει το 50% των ορίων επιφυλακής, ενημερώνεται και ο μελετητής αλλά και η υπηρεσία. Εάν το 50 % ξεπεραστεί και οι μετρήσεις πλησιάζουν το 100 % των ορίων επιφυλακής, είναι απαραίτητο να γίνει σύσκεψη όλων των ενδιαφερόμενων μελών και να συμφωνηθούν τα μέτρα που πρέπει να ληφθούν. Εάν οι μετρήσεις συνεχίσουν να γίνονται δυσμενέστερες, και τα όρια επιφυλακής ξεπεραστούν, πρέπει να τεθεί σε εφαρμογή το σχέδιο που θα έχει προαποφασιστεί.

Πίνακας 6. 2 Τιμές των ορίων επιφυλακής και συναγερμού τυπική διατομή I. (Μελέτη Σήραγγας Διπλής Τροχιάς, Αττικό Μετρό, 2007).

	Μέγεθος	Ευαίσθητο Κτίριο ή Κατασκευή	Άλλο Κτίριο, Δρόμος ή Πεζοδρόμιο ή Δίκτυα ΟΚΩ
ΟΡΙΑ ΕΠΙΦΥΛΑΚΗΣ	Ολική Καθίζηση	10 mm	10 mm
	Γωνιακή Παραμόρφωση	1:1600	1:1600
	Ρυθμός Μεταβολής Ολικής Παραμόρφωσης	1.5 mm/ημέρα	1.5 mm/ημέρα
	Ρυθμός Μεταβολής Ανοίγματος Ρωγμής	0.25 mm/ημέρα	0.25 mm/ημέρα
	Οριζόντια Παραμόρφωση	0.10 %	0.10 %
ΟΡΙΑ ΣΥΝΑΓΕΡΜΟΥ	Ολική Καθίζηση	20 mm	30 mm
	Γωνιακή Παραμόρφωση	1:800	1:600
	Ρυθμός Μεταβολής Ολικής Παραμόρφωσης	3.0 mm/ημέρα	4.0 mm/ημέρα
	Ρυθμός Μεταβολής Ανοίγματος Ρωγμής	1.0 mm/ημέρα	1.0 mm/ημέρα
	Οριζόντια Παραμόρφωση	0.15 %	0.30 %

Πίνακας 6. 3 Τιμές των ορίων επιφυλακής και συναγερμού τυπική διατομή II. (Μελέτη Σήραγγας Διπλής Τροχιάς, Αττικό Μετρό, 2007).

	Μέγεθος	Ευαίσθητο Κτίριο ή Κατασκευή	Άλλο Κτίριο, Δρόμος ή Πεζοδρόμιο ή Δίκτυα ΟΚΩ
ΟΡΙΑ ΕΠΙΦΥΛΑΚΗΣ	Ολική Καθίζηση	15 mm	15 mm
	Γωνιακή Παραμόρφωση	1:1200	1:1200
	Ρυθμός Μεταβολής Ολικής Παραμόρφωσης	2.0 mm/ημέρα	2.0 mm/ημέρα
	Ρυθμός Μεταβολής Ανοίγματος Ρωγμής	0.5 mm/ημέρα	0.5 mm/ημέρα
	Οριζόντια Παραμόρφωση	0.10 %	0.10 %
ΟΡΙΑ ΣΥΝΑΓΕΡΜΟΥ	Ολική Καθίζηση	20 mm	30 mm
	Γωνιακή Παραμόρφωση	1:800	1:600
	Ρυθμός Μεταβολής Ολικής Παραμόρφωσης	3.0 mm/ημέρα	4.0 mm/ημέρα
	Ρυθμός Μεταβολής Ανοίγματος Ρωγμής	1.0 mm/ημέρα	1.0 mm/ημέρα
	Οριζόντια Παραμόρφωση	0.15 %	0.30 %

Πίνακας 6. 4 Τιμές των ορίων επιφυλακής και συναγερμού τυπική διατομή III. (Μελέτη Σήραγγας Διπλής Τροχιάς, Αττικό Μετρό, 2007).

	Μέγεθος	Ευαίσθητο Κτίριο ή Κατασκευή	Άλλο Κτίριο, Δρόμος ή Πεζοδρόμιο ή Δίκτυα ΟΚΩ
ΟΡΙΑ ΕΠΙΦΥΛΑΚΗΣ	Ολική Καθίζηση	15 mm	20 mm
	Γωνιακή Παραμόρφωση	1:1200	1:800
	Ρυθμός Μεταβολής Ολικής Παραμόρφωσης	2.0 mm/ημέρα	3.0 mm/ημέρα
	Ρυθμός Μεταβολής Ανοίγματος Ρωγμής	0.5 mm/ημέρα	0.5 mm/ημέρα
	Οριζόντια Παραμόρφωση	0.10 %	0.20 %
ΟΡΙΑ ΣΥΝΑΓΕΡΜΟΥ	Ολική Καθίζηση	20 mm	30 mm
	Γωνιακή Παραμόρφωση	1:800	1:600
	Ρυθμός Μεταβολής Ολικής Παραμόρφωσης	3.0 mm/ημέρα	4.0 mm/ημέρα
	Ρυθμός Μεταβολής Ανοίγματος Ρωγμής	1.0 mm/ημέρα	1.0 mm/ημέρα
	Οριζόντια Παραμόρφωση	0.15 %	0.30 %

Πίνακας 6. 5 Λήψη μέτρων έκτακτης ανάγκης σύμφωνα με τις τιμές ορίων επιφυλακής (Μελέτη Σήραγγας Διπλής Τροχιάς, Αττικό Μετρό, 2007).

ΤΙΜΕΣ	< 50%	50%	70%	100%	>100%
ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ→→→→→
ΜΕΤΡΑ ΕΚΤΑΚΤΗΣ ΑΝΑΓΚΗΣ	Ουδεμία ενέργεια	Ενημέρωση Μελετητή Ενημέρωση Υπηρεσίας	Σύσκεψη και καθορισμός μέτρων ενίσχυσης	Εφαρμογή προταθέντων μέτρων ενίσχυσης	

Συμπληρωματικά, και έχοντας υπόψη τις συγκλίσεις της σήραγγας, η μέτρηση των οποίων είναι μέσα στα πλαίσια ενός καλά οργανωμένου συστήματος παρακολούθησης, προτείνονται σαν όρια επιτρεπόμενων συγκλίσεων αυτά του Πίνακα 6.6, για κάθε τύπο διατομής.

Πίνακας 6. 6 Επιτρεπόμενη σύγκλιση. (Μελέτη Σήραγγας Διπλής Τροχιάς, Αττικό Μετρό, 2007).

ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ	I	II	III
ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗ ΣΥΓΚΛΙΣΗ S (mm)	10	15	20

6.3.4 Πραγματικές μετρήσεις κατά την κατασκευή

Στην περίμετρο της σήραγγας έχουν τοποθετηθεί συνολικά πέντε ακίδες μετρήσεων. Οι μετρήσεις είναι χρήσιμες κατά τη διάρκεια της κατασκευής, για να διαπιστωθεί αν τα μοντέλα που επιλέχθηκαν απεικονίζουν ικανοποιητικά τη συμπεριφορά του εδάφους ή όχι.

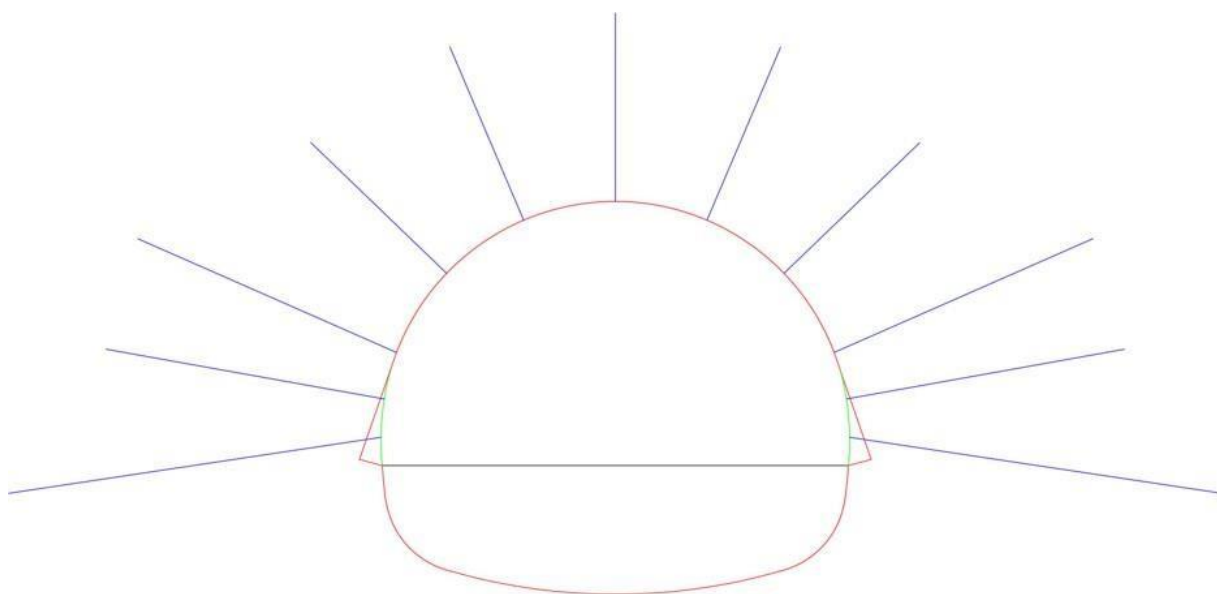
6.4 Τυπικές διατομές άμεσης υποστήριξης

6.4.1 Γενικά

Από τη μελέτη της Αττικό Μετρό προέκυψαν τρεις διατομές άμεσης υποστήριξης, και αυτές θα ελεγχθούν στην παρούσα διπλωματική. Σε γενικές γραμμές οι Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης I και II είναι σταθερής γεωμετρίας κατά το μήκος διάρκειάς τους ενώ η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης III είναι μεταβλητής γεωμετρίας λόγω της κατασκευής των δοκών προπορείας («χοανοειδής» διατομή). Το άνω μέρος του θόλου είναι ημικύκλιο, εξωτερικής ακτίνας $R1 = 4,92 \div 5,04$ m. Το υπόλοιπο τμήμα της διατομής – βαθμίδα είναι περίπου ορθογωνικό πλάτους $9,90 \text{ m} \div 10,04$ m και ύψους $3,27 \text{ m} \div 3,44$ m. Η μόνιμη επένδυση έχει το ίδιο πάχος, 40 cm.

Η Α΄ Φάση εκσκαφής αφορά στο άνω τμήμα της διατομής, που είναι ημικυκλικό, και στη συνέχεια ακολουθεί η Β΄ Φάση εκσκαφής, η οποία έχει στρογγυλευμένο ορθογωνικό σχήμα με οριζόντιο άνοιγμα ίσο με το άνοιγμα του άνω τμήματος.

6.4.2 Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I

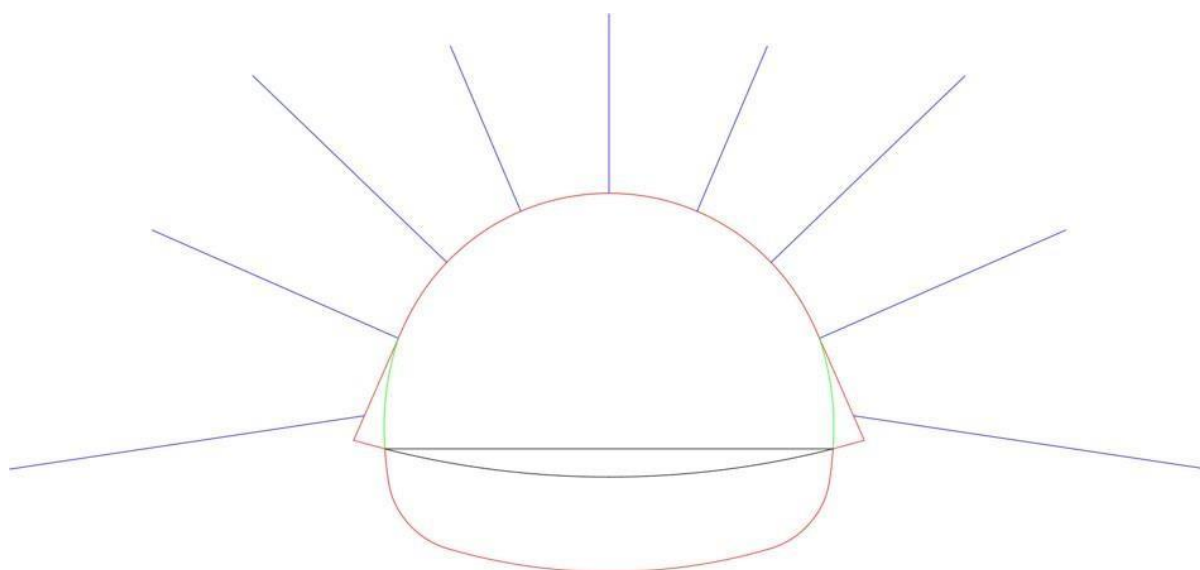


Σχήμα 6. 10 Σκαρίφημα της Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης I

Πίνακας 6. 7 Φάσεις εκσκαφής και μέτρα Υποστήριξης Τυπικής Διατομής Αμεσης Υποστήριξης I

ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ I	
ΦΑΣΕΙΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ	Τρεις (3): Άνω ημιδιατομή, Βαθμίδα, Τελικό ανάστροφο τόξο
A' Φάση – Άνω ημιδιατομή	
ΒΗΜΑ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗΣ	2m
ΕΚΤΟΞ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	Πάχος 15 cm, σε δύο στρώσεις: μία σφραγιστική στρώση, πάχους 5 cm, ινοπλισμένο με 40 kg/m ³ και τελική στρώση πάχους 10 cm, οπλισμένη με μία στρώση δομικού πλέγματος T188.
ΑΓΚΥΡΙΑ	α) 5 – 6 αγκύρια στο θόλο Φ25, L=4m, Κάνναβος 2x2m β) 2 & 2 αγκύρια στα τοιχώματα Φ25, L=6m γ) 2 & 2 αγκύρια στη βάση της Α φάσης Φ25, L=8m
B' Φάση - Βαθμίδα	
ΒΗΜΑ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗΣ	2m
ΕΚΤΟΞ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	20cm στα τοιχώματα C25/30 με 1 πλέγμα T188
ΑΓΚΥΡΙΑ	-
Τελικό ανάστροφο τόξο	
ΒΗΜΑ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗΣ	2m
ΕΚΤΟΞ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	20cm C25/30 με 1 πλέγμα T188
ΑΓΚΥΡΙΑ	-

6.4.3 Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης II



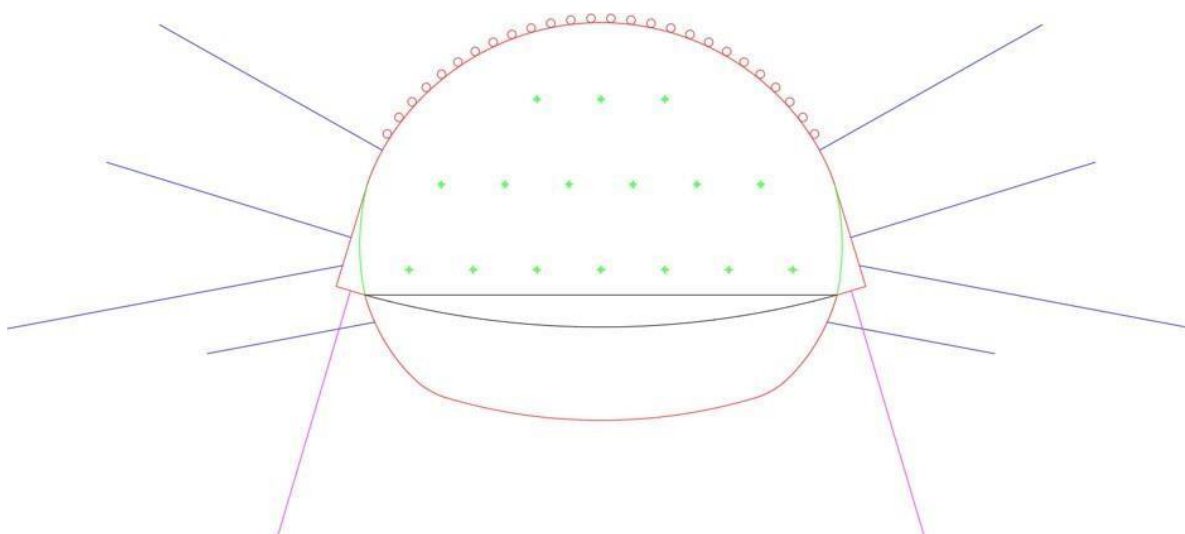
Σχήμα 6. 11 Σκαρίφημα της Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης II

Πίνακας 6. 8 Μέτρα Υποστήριξης Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης II

ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ II	
ΦΑΣΕΙΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ	Τέσσερις (4): Άνω ημιδιατομή, Βαθμίδα, Προσωρινό ανάστροφο τόξο, Τελικό ανάστροφο τόξο
A Φάση Άνω ημιδιατομή & temporary invert- Προσωρινό ανάστροφο τόξο	
ΒΗΜΑ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗΣ	1.5 m
ΕΚΤΟΞ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	25cm στα τοιχώματα και invert C25/30 με ένα πλέγμα T188
ΑΓΚΥΡΙΑ	α) 5 – 6 αγκύρια στο θόλο Φ25, L=4m, Κάνναβος 2x1.5m β) 4 & 4 αγκύρια στα τοιχώματα Φ25, L=6m γ) 2 & 2 αγκύρια στη βάση της A φάσης Φ25, L=8m
ΠΛΑΙΣΙΑ	Πλαίσια Lattice Girder 3 ράβδων ανά βήμα προχώρησης με Elephant Foot.
B Φάση-Βαθμίδα	
ΒΗΜΑ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗΣ	3m
ΕΚΤΟΞ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	25cm στα τοιχώματα C25/30 με ένα πλέγμα T188

ΑΓΚΥΡΙΑ	-
ΠΛΑΙΣΙΑ	-
Τελικό ανάστροφο τόξο	
ΒΗΜΑ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗΣ	3m
ΕΚΤΟΞ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	25cm C25/30 με 1 πλέγμα T188
ΑΓΚΥΡΙΑ	-
ΠΛΑΙΣΙΑ	-

6.4.4 Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης III



Σχήμα 6. 12 Σκαρίφημα της Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης III

Πίνακας 6. 9 Μέτρα Υποστήριξης Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης III

ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ III	
ΦΑΣΕΙΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ	Άνω ημιδιατομή, Βαθμίδα, Προσωρινό ανάστροφο τόξο, Τελικό ανάστροφο τόξο

ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΙΙΙ	
Α Φάση-Άνω Ημιαδιατομή & Προσωρινό ανάστροφο τόξο	
ΒΗΜΑ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗΣ	1m, 2m στο invert
ΜΕΤΩΠΟ	α) 17 αγκύρια Fiberglass (υαλόκαρφα προενίσχυσης) μετώπου μήκους L=12 m με επικάλυψη 4 m, σε κάναβο 1.5 m x 2.0 m β) Forepoling Φ114/100, L=12m/8m, s=0.4m, 26 τεμάχια.
ΕΚΤΟΞ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	30cm στα τοιχώματα και invert C25/30 με 1 πλέγμα T188
ΑΓΚΥΡΙΑ	α) 2 & 1 τμχ στα τοιχώματα Φ25, μήκους L=6m, σε πεσσοειδή κάναβο 1x1m β) 2 & 2 αγκύρια στη βάση της Α φάσης Φ25, L=8m
ΠΛΑΙΣΙΑ	Lattice Girder 4 ράβδων ανά 1.5m με Elephant Foot
ΜΙΚΡΟΠΑΣΣΑΛΟΙ	Φ219.1/8.0, L=6m ανά 1m
Β Φάση - Βαθμίδα	
ΒΗΜΑ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗΣ	2m
ΕΚΤΟΞ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	30cm στα τοιχώματα C25/30 με 1 πλέγμα T188
ΑΓΚΥΡΙΑ	2 & 2 αγκύρια στα τοιχώματα της Β φάσης Φ25, L=4m
ΠΛΑΙΣΙΑ	-
Τελικό ανάστροφο τόξο	
ΒΗΜΑ ΠΡΟΧΩΡΗΣΗΣ	3m
ΕΚΤΟΞ. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	Πάχος 25cm C25/30 με 1 πλέγμα T188
ΑΓΚΥΡΙΑ	-
ΠΛΑΙΣΙΑ	-

6.4.5 Αντιστοίχιση Τυπικών Διατομών Άμεσης Υποστήριξης με τις Τυπικές Γεωτεχνικές Διατομές

Πίνακας 6. 10 Αντιστοίχιση Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης με Τυπική Γεωτεχνική Διατομή.

Χιλιομετρική Θέση (ΧΘ)	Τυπική Γεωτεχνική Διατομή	Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης
1+392.5		
έως	ΤΔ1	I
1+564		
έως	ΤΔ2	II
1+580		
έως	ΤΔ3	III
1+610		
έως	ΤΔ4	III
1+640		
έως	ΤΔ5	III
1+681.29		

Πίνακας 6. 11 Μήκος εφαρμογής κάθε Τυπικής Διατομής Άμεσης Υποστήριξης

Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης	GSI	Τυπική Γεωτεχνική Διατομή	Μήκος (m)
I	50-70	ΤΔ1	173
II	40-50	ΤΔ2	16
III	< 40	ΤΔ3, ΤΔ4, ΤΔ5	101

Παρατηρείται ότι η τυπική διατομή άμεσης υποστήριξης I (η οποία είναι και η πιο «ελαφριά» διατομή) κατασκευάζεται και χρησιμοποιείται για τα περισσότερα μέτρα του τεχνικού της Σήραγγας Διπλής Τροχιάς, σε μήκος 173 μέτρα. Ακολουθεί κατασκευαστικά για 16 μέτρα η τυπική διατομή άμεσης υποστήριξης II, και συνεχίζει μέχρι το τέλος η τυπική διατομή άμεσης υποστήριξης III με δοκούς προπορείας (forepoling) για 101 μέτρα.

6.5 Προσομοίωση γεωτεχνικού μοντέλου στο λογισμικό RS2 (Rocscience)

6.5.1 Γενικά

Για την ανάλυση των συγκλίσεων στη σήραγγα και των καθιζήσεων στην επιφάνεια θα εξεταστούν οι τυπικές διατομές άμεσης υποστήριξης της μελέτης που εκπονήθηκε από την Αττικό Μετρό Α.Ε. (νυν Ελληνικό Μετρό Α.Ε.) που έχουν αντιστοιχηθεί στα χαρακτηριστικά γεωτεχνικά προσομοιώματα που αναλύθηκαν σε προηγούμενο εδάφιο. Οι διατομές άμεσης υποστήριξης παραχωρήθηκαν από την Αττικό Μετρό Α.Ε. σε μορφή .dwf (της Autodesk) και εισήχθησαν στο λογισμικό RS2 με την ακριβή τους γεωμετρία.

6.5.2 Διατομές εκσκαφής

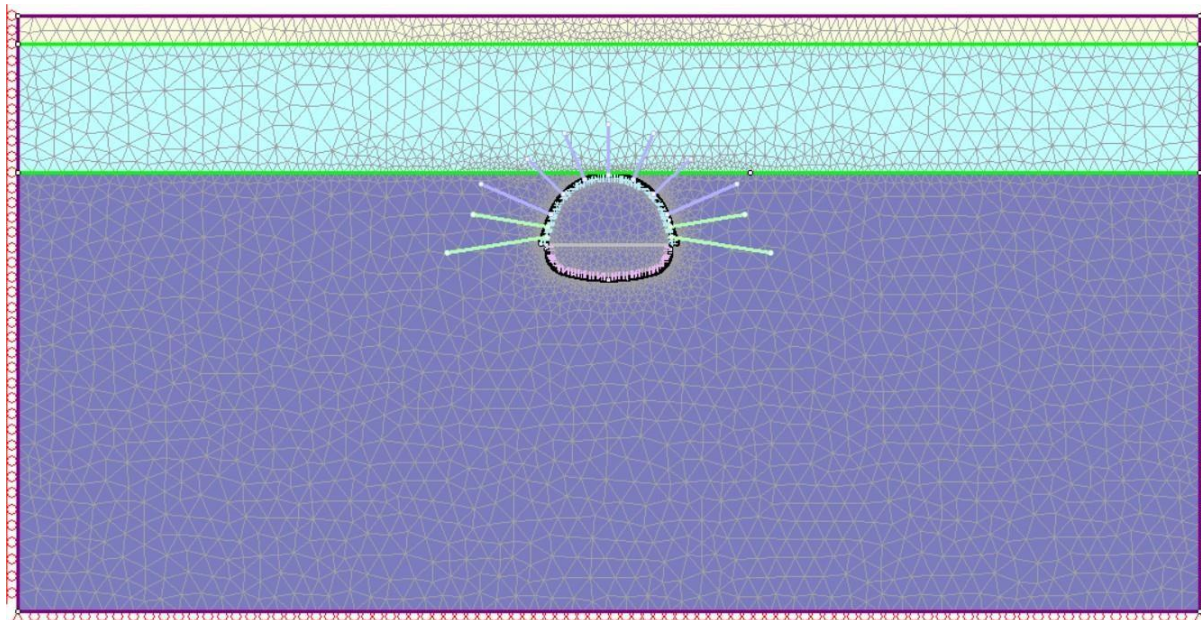
Η διατομή της σήραγγας, όπως φαίνεται και στις διατομές Άμεσης Υποστήριξης, αλλάζει λόγω των δοκών προπορείας (Forepoling) που χρησιμοποιούνται για την υποστήριξη του θόλου (Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης III). Στο σημείο έδρασης του Forepoling στο μεταλλικό πλαίσιο έχουμε την μικρότερη διαμετρικά διατομή, ενώ στο πέρας των δοκών όπου ξεκινά η επόμενη σειρά δοκών προπορείας, έχουμε την μεγαλύτερη υψομετρικά διατομή. Στην ανάλυση θα χρησιμοποιηθεί η μεγαλύτερη διατομή ως δυσμενέστερη. Ειδικότερα θα αναλυθεί η παρούσα μεθοδολογία στην ανάλυση της διατομής III. Όσον αφορά τις διατομές I και II έχουν σταθερή διατομή, όπως έχει αναφερθεί σε παραπάνω εδάφιο.

6.5.3 Όρια μοντέλου προσομοίωσης

Το πρόγραμμα RS2 είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, συνεπώς πρέπει να οριστούν τα όρια του μοντέλου τόσο μακριά από το τεχνικό της σήραγγας όσο να μην επηρεάζουν τις μετακινήσεις οι συνοριακές συνθήκες στήριξης και τα ίδια τα όρια. Τα πεπερασμένα στοιχεία είναι 5000 τρίγωνα (3 noded triangles) με έναν κόμβο σε κάθε γωνία. Αυτομάτως το πρόγραμμα πυκνώνει τον κάνναβο γύρω από το τεχνικό και στην επιφάνεια για να δώσει περισσότερες μετρήσεις με μεγαλύτερη ακρίβεια για τις συγκλίσεις και τις καθιζήσεις. Η διακριτοποίηση του προβλήματος σε πεπερασμένα στοιχεία γίνεται με επιλογή στο πρόγραμμα 5000 στοιχείων όπου εκεί επιλύονται οι διαφορικές εξισώσεις ισορροπίας. Επιλέγονται τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία για το εξής πρόβλημα δύο διαστάσεων, όπου οι μετακινήσεις των κόμβων αποτελούν τους βασικούς αγνώστους του προβλήματος.

Η εμπειρία έχει δείξει ότι απόσταση 5D + 5D εκατέρωθεν του άξονα της σήραγγας και 3D κάτω από το TOR (Top Of the Rail) είναι αρκετή για μία ανάλυση χωρίς παρασιτικές παραμορφώσεις (κ.ά) λόγω των ορίων.

Όσο για τις συνοριακές συνθήκες χρησιμοποιήθηκαν κυλίσεις (rollers) τόσο κατά τον άξονα X, όσο και τον άξονα Y και τοπική άρθρωση (pinned) στην τομή των αξόνων X και Y, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.10.



Σχήμα 6. 13 Συνοριακές συνθήκες και όρια μοντέλου.

6.5.4 Προσομοίωση γεωλογικού υποβάθρου

Για την προσομοίωση του γεωλογικού υποβάθρου (με θεώρηση οριζοντίων στρωμάτων) ορίστηκαν όλες οι τεχνικογεωλογικές ενότητες με τις παραμέτρους που εκτιμήθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο.

Στην ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown (2002) για τις TE2 έως TE7 που αφορούν βραχώμαζες και το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb για την TE1 που αφορά εδαφικό υλικό.

Θεωρήθηκε πως οι συνθήκες είναι ξηρές και για τον λόγο αυτό δεν συνυπολογίστηκε η επίδραση του υδροφόρου ορίζοντα. Αυτή η παραδοχή θεωρείται εύλογη καθώς η εμπειρία έχει δείξει ότι ο Αθηναϊκός Σχιστόλιθος είναι ένας στεγανός σχηματισμός και ο υδροφόρος ορίζοντας στην περίπτωση αυτή είναι επικρεμάμμενος στα ανώτερα πιο περατά υλικά και δεν επηρεάζει την εκσκαφή καθώς εντός των γεωυλικών που διατρύονται θεωρείται κορεσμός και όχι ροή. Ακόμη έχουν γίνει αποστραγγιστικές οπές που αφήνουν την εκσκαφή να «στραγγίσει» - «εκτονωθεί» και οποιαδήποτε θέματα με τα ύδατα αφήνονται να εξεταστούν επί τόπου στο εργοτάξιο.

6.5.5 Αποτόνωση της βραχώμαζας

Για την προσομοίωση της αποτόνωσης των γεωυλικών σε περίπτωση διδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων, με σκοπό να προσομοιωθεί η επιρροή της τρίτης διεύθυνσης, είναι συνήθης η τεχνική της αποτόνωσης (λ) των επιτόπου τάσεων, ανάλογα με την θέση από το μέτωπο εκσκαφής (βάσει μεθόδου Chern et al. 1998). Σύμφωνα με την μέθοδο σύγκλισης – αποτόνωσης (λ), τοποθετείται η ισοδύναμη εσωτερική πίεση στην εκσκαφή (p_i), όπου το μέτρο της πίεσης αυτής εξαρτάται από τον συντελεστή αποτόνωσης που εκτιμάται ανά θέση, σύμφωνα με τη σχέση:

$p_i = (1-\lambda) \cdot p_0$ (όπου λ =συντελεστής αποτόνωσης και p_0 = γεωστατική πίεση στον άξονα της σήραγγας).

Άλλος ένας τρόπος να προσομοιωθεί η αποτόνωση, είναι μέσω του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας που λαμβάνει υπόψιν τη χαλάρωση του εδάφους όπως απομειώνεται η αρχική τιμή μέσω του συντελεστή αποτόνωσης. Στο σημείο αυτό να επισημανθεί πως οι αναλύσεις εκτελέστηκαν με τη χρήση της μεθόδου αυτής και όχι μέσω εφαρμογής του ισοδύναμου φορτίου p_i , μέσω της σχέσης:

$$E = E_0 \cdot (1-2\nu) \cdot (1-\lambda) / (1-2\nu) + \lambda, \text{ (Καββαδάς, 2004)}$$

E: το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας για χαλάρωση του εδάφους

E₀: το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του εδάφους

ν: ο λόγος Poisson

λ: ο ισοδύναμος βαθμός αποτόνωσης

Η τιμή του λ βρίσκεται από τη μέθοδο Chzern όπου συνδέει την αποτόνωση με την απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής.

Στον Πίνακα φαίνεται ένα αριθμητικό παράδειγμα απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας με τη σχέση του Μ. Καββαδά. Έτσι θα προσομοιωθεί η αποτόνωση της βραχώμαζας στα διάφορα στάδια της ανάλυσης.

Πίνακας 6. 12 Προσομοίωση της αποτόνωσης της βραχώμαζας μέσω απομείωσης του μέτρου Ελαστικότητας E_m.

Βήμα προχώρησης	1	m
Απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής	Ανυποστήρικτη σήραγγα	
x (m)	λ	E (MPa)
0	0,31	106,5
-1	0,36	93,0
-2	0,41	81,0
-3	0,46	70,3

Η ισοδύναμη πίεση p_i δεν χρησιμοποιείται καθώς έχει ως βασική παραδοχή την κυκλική διατομή σήραγγας, και στην περίπτωση αυτή έχουμε πεταλοειδή διατομή (NATM).

6.5.6 Στάδια προσομοίωσης της διάνοιξης

Στα στάδια προσομοίωσης της διάνοιξης πραγματοποιείται διαδοχική διάνοιξη των φάσεων εκσκαφής της σήραγγας. Το πρώτο στάδιο είναι πάντα το γεωστατικό και μετά ακολουθούν ανάλογα με το βήμα εκσκαφής τα στάδια της χαλάρωσης και υποστήριξης ανά φάση. Στη μέθοδο NATM, πάντα χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα το οποίο τοποθετείται σε στρώσεις και λαμβάνει τις αντοχές του σταδιακά. Η σκλήρυνση του σκυροδέματος θα προσομοιωθεί εισάγοντας ως στάδια την τοποθέτηση των στρώσεων. Επίσης γίνεται η παραδοχή της τμηματικής σκλήρυνσης τους εκτοξευόμενου σκυροδέματος, σε τρία (3) στάδια, στο πρώτο στάδιο τοποθετείται το μισό του πάχους με το 25% των αντοχών, στο δεύτερο στάδιο το υπόλοιπο πάχος με το 50% των αντοχών και τέλος

προσομοιώνεται ολόκληρο το πάχος με το 100% των αντοχών. Για κάθε διατομή, παρουσιάζεται η μέθοδος προσομοίωσης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης

Η προσωρινή υποστήριξη του υπόγειου ανοίγματος πραγματοποιήθηκε από ένα κέλυφος εκτοξευόμενου σκυροδέματος (shotcrete) με δομικό πλέγμα, χρήση μεταλλικών πλαισίων (steel ribs), θεμελίωση πλαισίων «elephant foot» σε δύο σημεία για την θεμελίωση των μεταλλικών πλαισίων, αγκυρώσεις ολόσωμης πάκτωσης (fully bonded bolts) και αγκύρια μετώπου fiberglass.

Υπενθυμίζεται ότι παρουσιάζονται τα στάδια της ανάλυσης βάσει των μέτρων υποστήριξης που έχουν προσομοιωθεί στο διδιάστατο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων με τις κατάλληλες παραδοχές. Για παράδειγμα, δεν αναφέρεται η τοποθέτηση πλέγματος ή αγκυρίων μετώπου ή/και το forepoling καθώς έχουν ήδη ληφθεί υπόψιν, το πρώτο με την εφελκυστική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος όταν ορίστηκε το υλικό, και τα υπόλοιπα μέσω του κατάλληλου συντελεστή αποτόνωσης λ που επιτρέπει την διδιάστατη ανάλυση. Δηλαδή, οι παρακάτω πίνακες δεν αφορούν την κατασκευαστική αλληλουχία αλλά την αλληλουχία προσομοίωσης και συμμετοχής των προσομοιωμένων μελών για κάθε κατηγορία υποστήριξης. Στο επόμενο υποκεφάλαιο αναφέρονται οι τρόποι προσομοίωσης όλων των μέτρων υποστήριξης.

Διατομή I

Πίνακας 6. 13 Στάδια εκσκαφής κ άμεσης υποστήριξης με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I

A/A	Στάδιο	Περιγραφή
1	Geostatic	Γεωστατική κατάσταση φόρτισης και ισορροπίας
2	Relaxation A_x=-2m	Αποτόνωση A φάσης στη θέση x=-2m (βήμα προχώρησης)
3	Relaxation A_x=-4m	Τοποθέτηση πρώτης στρώσης gunite, θέση x=-4m
4	Relaxation A_x=-6m	Τοποθέτηση δεύτερης στρώσης gunite και αγκυρίων, θέση x=-6m
5	Support A	Η άμεση υποστήριξη στο στάδιο αυτό λειτουργεί με το σύνολο της Φέρουσας Ικανότητάς της
6	Relaxation B_x=-2m	Αποτόνωση B φάσης στη θέση x=-2m (βήμα προχώρησης)
7	Relaxation B_x=-4m	Τοποθέτηση πρώτης στρώσης gunite στη θέση x=-4m
8	Relaxation B_x=-6m	Τοποθέτηση δεύτερης στρώσης gunite στη θέση x=-6m
9	Support B	Η άμεση υποστήριξη στο στάδιο αυτό λειτουργεί με το σύνολο της Φέρουσας Ικανότητάς της

Διατομή II

Πίνακας 6. 14 Στάδια εκσκαφής με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης II

A/A	Στάδιο	Περιγραφή
1	Geostatic	Γεωστατική κατάσταση φόρτισης και ισορροπίας
2	Relaxation A_x=-1,5m	Αποτόνωση A φάσης στη θέση x=-1,5m (βήμα προχώρησης)
3	Relaxation A_x=-3m	Τοποθέτηση πρώτης στρώσης gunite στη θέση x=-3m
4	Relaxation A_x=-4,5m	Τοποθέτηση δεύτερης στρώσης gunite και αγκυρίων στη θέση x=-4,5m
5	Support A	Η άμεση υποστήριξη στο στάδιο αυτό λειτουργεί με το σύνολο της Φέρουσας Ικανότητάς της
6	Relaxation Invert_x=-1,5m	Αποτόνωση Ανάστροφου τόξου στη θέση x=-1,5m (βήμα προχώρησης)
7	Relaxation Invert_x=-3m	Τοποθέτηση μίας στρώσης gunite στη θέση x=-3m
8	Relaxation Invert_x=-4,5m	Τοποθέτηση μίας στρώσης gunite στη θέση x=-4,5m
9	Support Invert	Η κατασκευή ανάστροφου τόξου με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στο στάδιο αυτό λειτουργεί με το σύνολο της Φέρουσας Ικανότητάς της
10	Relaxation B_x=-1,5m	Κατάργηση ανάστροφου τόξου (invert), Αποτόνωση B φάσης στη θέση x=-1,5m
11	Relaxation B_x=-3m	Τοποθέτηση πρώτης στρώσης gunite x=-3m
12	Relaxation B_x=-4,5m	Τοποθέτηση δεύτερης στρώσης gunite στη θέση x=-4,5m
13	Support B	Η άμεση υποστήριξη στο στάδιο αυτό λειτουργεί με το σύνολο της Φέρουσας Ικανότητάς της

Διατομή III

Πίνακας 6. 15 Στάδια εκσκαφής με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης III

A/A	Στάδιο	Περιγραφή
1	Geostatic	Γεωστατική κατάσταση φόρτισης και ισορροπίας
2	Relaxation A_x=-2m	Αποτόνωση A φάσης στη θέση x=-2m (βήμα προχώρησης), κατασκευή δοκών προπορείας.
3	Relaxation A_x=-4m	Τοποθέτηση πρώτης στρώσης gunite
4	Relaxation A_x=-6m	Τοποθέτηση δεύτερης στρώσης gunite και αγκυρίων
5	Support A	Η άμεση υποστήριξη στο στάδιο αυτό λειτουργεί με το σύνολο της Φέρουσας Ικανότητάς της
6	Relaxation Invert_x=-2 m	Αποτόνωση A φάσης στη θέση x=-2m (βήμα προχώρησης)
7	Relaxation Invert_x=-4 m	Τοποθέτηση πρώτης στρώσης gunite στη θέση x=-4m
8	Relaxation Invert_x=-6 m	Τοποθέτηση δεύτερης στρώσης gunite και αγκυρίων x=-6m
9	Support Invert	Η άμεση υποστήριξη στο στάδιο αυτό λειτουργεί με το σύνολο της Φέρουσας Ικανότητάς της
10	Relaxation B_x=-2m	Αποτόνωση B φάσης στη θέση x=-2m
11	Relaxation B_x=-4m	Τοποθέτηση πρώτης στρώσης gunite στη θέση x=-4m
12	Relaxation B_x=-6m	Τοποθέτηση δεύτερης στρώσης gunite και αγκυρίων στη θέση x=-6m
13	Support B	Η άμεση υποστήριξη στο στάδιο αυτό λειτουργεί με το σύνολο της Φέρουσας Ικανότητάς της

6.6 Προσομοίωση μέτρων υποστήριξης

6.6.1 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Guniting)

Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε τύπος σκυροδέματος C25/30, αντοχής σε μονοαξονική θλίψη 25 MPa, το μέτρο ελαστικότητάς του οποίου ελήφθη ίσο με 15 GPa, το ειδικό βάρος του $\gamma=25 \text{ KN/m}^3$ και ο λόγος Poisson ($\nu = 0,2$). Το πάχος του διαφοροποιείται αναλόγως τις Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης. Το δομικό πλέγμα προσφέρει εφελκυστική αντοχή στο περίπου ίση με το 10% της θλιπτικής αντοχής. Θεωρείται ελαστική συμπεριφορά και η προσομοίωση του γίνεται μέσω της επιλογής add liner.

Λόγω της μειωμένης αντοχής που έχει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά την τοποθέτησή του, λαμβάνεται μέτρο ελαστικότητας νεπού σκυροδέματος $E= 15 \text{ GPa}$.

6.6.2 Δομικό πλέγμα

Το δομικό πλέγμα που χρησιμοποιείται είναι T-188. Το δομικό πλέγμα προσομοιώνεται μέσω της εφελκυστικής αντοχής που προσδίδει στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

6.6.3 Μεταλλικά πλαίσια - Δικτυώματα

Τα μεταλλικά πλαίσια - δικτυώματα που χρησιμοποιήθηκαν ήταν τύπο Lattice Girder. Η προσομοίωσή τους γίνεται ως σύμμεικτος φορέας (reinforced concrete) και η απόσταση του κάθε πλαισίου είναι ίση με το βήμα προχώρησης της εκσκαφής Α' φάσης. Θεωρείται ελαστική συμπεριφορά και η προσομοίωση του γίνεται μέσω της επιλογής add support.

6.6.4 Θεμελίωση μεταλλικών πλαισίων (Elephant foot)

Η τοποθέτηση του elephant foot και η σκυροδέτησή του γίνεται για τη θεμελίωση των μεταλλικών πλαισίων στις γωνίες μεταξύ δύο φάσεων εκσκαφής. Για την προσομοίωση του δημιουργείται ένα ξεχωριστό υλικό (material) με παραμέτρους αντοχής κοινές με το γεωυλικό όπου εδράζεται με μόνη διαφορά το μέτρο ελαστικότητας, που λαμβάνεται ίσο με του σκυροδέματος ($E = 15 \text{ GPa}$) και το ειδικό βάρος επίσης του σκυροδέματος ($\gamma=25 \text{ kN/m}^3$) και ελαστική συμπεριφορά.

6.6.5 Αγκύρια βράχου

Τα αγκύρια που χρησιμοποιήθηκαν σε όλες τις αναλύσεις είναι ολόσωμης πάκτωσης (fully bonded) με μέτρο ελαστικότητας χάλυβα, $E=200 \text{ GPa}$ και τη διάμετρο, τη φέρουσα ικανότητά τους, το βήμα τοποθέτησής τους (in plane και out of plane spacing) και το μήκος τους να διαφοροποιούνται αναλόγως τις εκάστοτε κατηγορίες προσωρινής υποστήριξης. Μπορούν είτε να σχεδιαστούν μαζί με την γεωμετρία της διατομής στο Autocad και να εισαχθούν υπό μορφή .dxf στο λογισμικό, είτε μέσω της επιλογής Support – Add Bolt Pattern. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, έχουν σχεδιαστεί και εισαχθεί στο λογισμικό υπό μορφή .dxf.

6.6.6 Αγκύρια προϋποστήριξης μετώπου, τύπου fiberglass

Η προϋποστήριξη του μετώπου με αγκύρια τύπου fiberglass, προβλέπεται μόνο στην τυπική διατομή υποστήριξης III. Δεδομένου ότι ο τρόπος λειτουργίας των αγκυρίων μετώπου τύπου fiberglass, είναι η αύξηση της οριζόντιας τάσης σ_3 στο μέτωπο εκσκαφής, λειτουργώντας στη τρίτη διεύθυνση και δεδομένου ότι οι αναλύσεις που πραγματοποιούνται είναι διδιάστατες, επιλέγεται η προσομοίωσή τους να γίνει μέσω της μείωσης του βαθμού αποτόνωσης (λ), βασιζόμενοι στη μεθοδολογία κατά *Georgiou et al (2021)*. Για την αντιστοίχιση της εκάστοτε εφαρμοζόμενης πίεσης μετώπου με τη

χρήση των αγκυρίων τύπου fiberglass, με τον ισοδύναμο βαθμό αποτόνωσης (λ_{FG}), χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις της εν λόγω διδακτορικής διατριβής για διδιάστατη προσομοίωση και παρουσιάζονται παρακάτω.

Σύμφωνα με την μεθοδολογία αυτή ο βαθμός αποτόνωσης στο μέτωπο εκσκαφής (λ_{face}), υπολογίζεται μέσω της σχέσης: $\lambda_{face} = 0.25 + 0.75 \times \exp(-0.5 \times \Lambda_o)$.

Για τον έλεγχο ευστάθειας μετώπου χρησιμοποιήθηκε ένας αδιάστατος συντελεστής εδάφους (Λ_o), βάσει του οποίου εκτιμάται η ευστάθεια του μετώπου εκσκαφής. Για τιμές $\Lambda_o \geq 1$ το μέτωπο χαρακτηρίζεται ως ευσταθές ενώ για $\Lambda_o < 1$ ως δυνητικά ασταθές. Ο συντελεστής Λ_o υπολογίζεται μέσω της παρακάτω σχέσης, κατά *Georgiou et al., 2021*:

$$\Lambda_o = \frac{3,8 \cdot \left(\frac{\sigma_{cm}}{H} \right)^{0,35} \cdot \sqrt{\frac{\gamma \cdot H}{3} \cdot \frac{D}{k_o}}}{\sqrt{1 + \frac{2}{3} \cdot k_o}} \quad (6.1)$$

,όπου:

σ_{cm} : η αντοχή της βραχόμαζας

γ : το ειδικό βάρος της βραχόμαζας.

H: το ύψος των υπερκειμένων γαιών από τον άξονα της σήραγγας.

D: η διάμετρος της σήραγγας.

K_o : ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων

H εξώθηση του μετώπου εκσκαφής (Ω_h) υπολογίζεται μέσω του συντελεστή εδάφους (Λ_o) με την σχέση: $\Omega_h = 1,4 * \Lambda_o^{-1,2}$

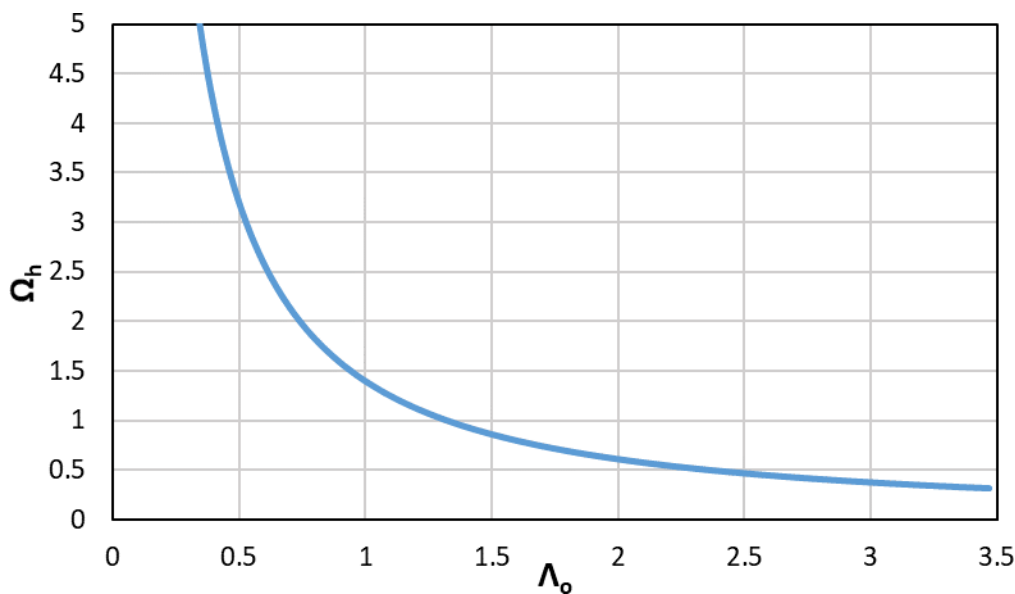
Από τον έλεγχο ευστάθειας του μετώπου στις περιπτώσεις όπου το Λ_o ήταν μικρότερο ή κοντά στην τιμή της μονάδας σε συνδυασμό με τον συντελεστή υπερφόρτισης N_s έδινε μία πρώτη εκτίμηση των μέτρων προϋποστήριξης μετώπου που θα ήταν αναγκαία για την ευστάθεια της διατομής και τις επιτρεπόμενες καθιζήσεις. Στην εν λόγω μελέτη η απομείωση της γεωστατικής τάσης προσομοιώθηκε μέσω της επιβολής πίεσης σ_3 στο μέτωπο με τη χρήση αγκυρίων fiberglass. Συγκεκριμένα μέσω της εφαρμογής των αγκυρίων fiberglass, βελτιώνεται το μέτρο ελαστικότητας της βραχόμαζας και προσομοιώνεται μέσω της αύξησής του στην εκάστοτε εκσκαπόμενη βραχόμαζα. Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν αγκύρια μετώπου τύπου fiberglass, εφελκυστικής αντοχής ίσης με 360 kN. Το πλήθος των αγκυρίων προκύπτει από την σχέση:

$$n = p * A,$$

όπου:

p: Η πυκνότητα του καννάβου

A: το εμβαδόν της επιφάνειας της A' φάσης εκσκαφής.



Σχήμα 6. 14 Συσχέτιση του αδιάστατου συντελεστή ευστάθειας μετώπου (Λ_o) με την εξώθηση αυτού (Ω_h) (D. Georgiou 2021)

Στην περίπτωση προϋποστήριξης του μετώπου εκσκαφής με αγκύρια τύπου fiberglass, η μείωση της εξώθησης του μετώπου εκσκαφής $\Delta\Omega_h$, υπολογίζεται βάσει της ακόλουθης σχέσης:

$$\Delta \Omega_h = 0.35 \times \left(\frac{p_{face}}{\sigma_{cm}} \right)^{0.81} \times \left(\frac{H}{D} \right)^{0.18} \quad (6.2)$$

, όπου:

Ω_{ho} : η αρχική εξώθηση του μετώπου εκσκαφής, χωρίς εφαρμογή προϋποστήριξης

$\Delta\Omega_h$: η μείωση της εξώθησης του μετώπου εκσκαφής, λόγω εφαρμογής προϋποστήριξης

p_{face} : η ισοδύναμη πίεση μετώπου λόγω των αγκυρίων fiberglass

σ_{cm} : η αντοχή της βραχώμαζας

H: το ύψος των υπερκείμενων γαιών από τον άξονα της σήραγγας

D: η ισοδύναμη διάμετρος της εκσκαφής

Με την εφαρμογή της προαναφερθείσας σχέσης, ο βαθμός αποτόνωσης με την εφαρμογή αγκυρίων μετώπου τύπου fiberglass (λ_{FG}), στη θέση του μετώπου εκσκαφής, μπορεί να προσδιοριστεί με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\lambda_{FG} = 0.25 + 0.75 \times \exp \left\{ -0.5 \times \left[\left(1 - 0.35 \times \left(\frac{p_{face}}{\sigma_{cm}} \right)^{0.81} \times \left(\frac{H}{D} \right)^{0.18} \right) \times \Lambda^{-1.2} \right]^{-0.833} \right\} \quad (6.3)$$

6.6.7 Forepoling

Η ομπρέλα των δοκών προπορείας (forepoling umbrella), που προβλέπει η μελέτη του έργου, αποτελείται από κυκλικές δοκούς (σωλήνες).

Δεδομένου, ότι οι δοκοί προπορείας λειτουργούν κατά την τρίτη διεύθυνση (εγκάρσια στην τομή ανάλυσης), απαιτείται η τριδιάστατη (3D) ανάλυση με σκοπό να προσομοιωθεί η στατική τους

λειτουργίας και να προσδιοριστεί η συνεισφορά τους στην μείωση της εξώθησης του μετώπου, αλλά και την μείωση των προσυγκλίσεων.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής χρησιμοποιείται η μεθοδολογία από την διδακτορική διατριβή του Δ. Γεωργίου, όπου προτείνεται να εφαρμόζεται ο ισοδύναμος βαθμός αποτόνωσης μόνον των αγκυρίων fiberglass (λ_{FG}) όταν για την προϋποστήριξη του μετώπου εκσκαφής χρησιμοποιείται συνδυασμός ομπρέλας δοκών προπορείας (forepoling umbrella) και αγκυρίων μετώπου τύπου fiberglass.

6.6.8 Μικροπάσσαλοι

Στην τυπική κατηγορία υποστήριξης III, προβλέπεται η τοποθέτηση μικροπασσάλων στην βάση της θεμελίωσης των μεταλλικών πλαισίων (elephant foot), με σκοπό να εξασφαλιστεί αφενός η επάρκεια θεμελίωσής τους και αφετέρου να μειωθεί η πιθανότητα «βύθισης» της διατομής. Οι μικροπάσσαλοι στις αριθμητικές αναλύσεις, προσομοιώθηκαν υπό τη μορφή αγκυρίων με ελαστική συμπεριφορά και τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά (διάμετρος, μήκος).

6.7 Ανάλυση της διάνοιξης και αποτελέσματα

6.7.1 Γενικά

Η ανάλυση της διάνοιξης και προσωρινής υποστήριξης στο λογισμικό RS2, χωρίζεται ανάλογα με τις Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης. Έχει γίνει η αντιστοίχιση των εξής Τυπικών Γεωτεχνικών Διατομών με τις Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης. Θα πραγματοποιηθούν τρεις (3) βασικές αναλύσεις και αν κριθεί απαραίτητο θα διεξαχθούν και πρόσθετες αναλύσεις.

- Η Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 1 έχει αντιστοιχηθεί με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I.
- Η Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 2 έχει αντιστοιχηθεί με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης II.
- Η Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 5 έχει αντιστοιχηθεί με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης III. Οι Τυπικές Διατομές 3 και 4 (XΘ 1+610 και XΘ 1+640) που έχουν αντιστοιχηθεί επίσης με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης III δεν θα αναλυθούν στο λογισμικό καθώς η Τ.Δ. 5 κρίνεται ως η δυσμενέστερη. Στην Τ.Δ. 3 και την Τ.Δ. 4 η σήραγγα εκσκάπτεται εξ ολοκλήρου εντός της Τεχνικογεωλογικής ενότητας TE 6, η οποία αποτελεί και το υπόβαθρό της. Επτά μέτρα βαθύτερα συναντάται η TE 7 του Αργιλικού Σχιστόλιθου. Λίγο πάνω από την οροφή της σήραγγας συναντάται η TE 5 του Ασβεστιτικού Μεταψαμμίτη Β που διαθέτει μέτρο ελαστικότητας και δείκτη γεωλογικής αντοχής αρκετά υψηλά. Στα λίγα μέτρα κοντά από την επιφάνεια συναντώνται οι TE 1, TE 2, TE 3 σε μικρά πάχη. Στην Τ.Δ. 5 λίγα μέτρα πιο δεξιά (XΘ 1+666) η σήραγγα εκσκάπτεται εντός δύο ενοτήτων σε μικτό μέτωπο. Λόγω της παρουσίας στο κάτω μισό του μετώπου της TE 7 του Αργιλικού Σχιστόλιθου που εμφανίζεται (και στο υπόβαθρο της σήραγγας) έντονα κερματισμένος και με χαμηλό μέτρο ελαστικότητας καθιστά την διατομή αυτή τη δυσμενέστερη γεωτεχνικά. Στο άνω μισό του μετώπου επίσης εμφανίζεται η TE 6 των εναλλαγών ΜΤΨ-ΜΤΙ με τις γεωτεχνικές παραμέτρους που έχουν αναφερθεί εκτενώς σε προηγούμενα Κεφάλαια, και δημιουργούν επίσης δυσμενείς συνθήκες για τις συγκλίσεις και τις καθιζήσεις στην επιφάνεια.

Στις αναλύσεις, δεν ελήφθησαν υπόψιν τα φορτία κυκλοφορίας και τα φορτία από τα κτίρια στην επιφάνεια του εδάφους.

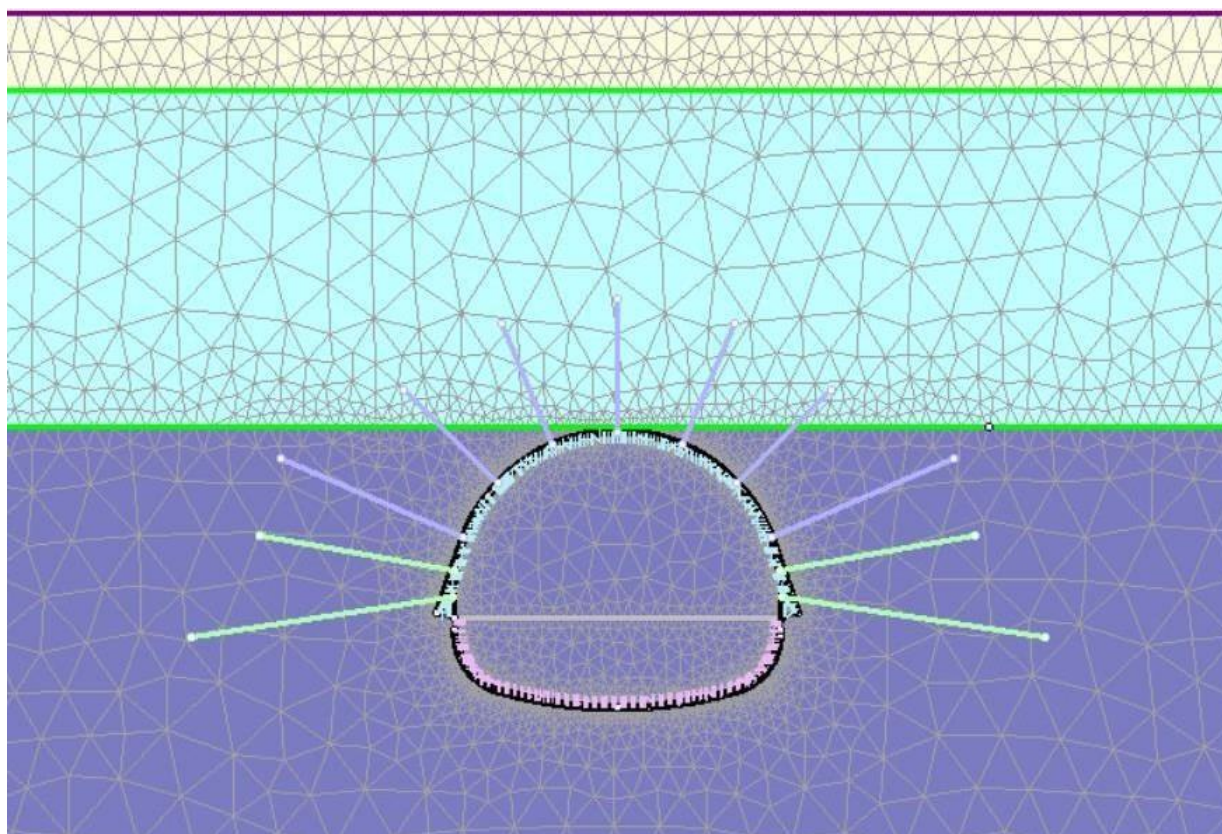
Σε κάθε ανάλυση, καταγράφονται τα ακόλουθα μεγέθη, ανά ολοκλήρωση σταδίου εκσκαφής (άνω ημιδιατομή, προσωρινό ανάστροφο τόξο, βαθμίδα):

- Κατακόρυφες μετακινήσεις επιφανείας (vertical displacements)
- Οριζόντιες μετακινήσεις επιφανείας (horizontal displacements)
- Ολικές μετακινήσεις – συγκλίσεις στο κέλυφος της υποστήριξης (total displacements)

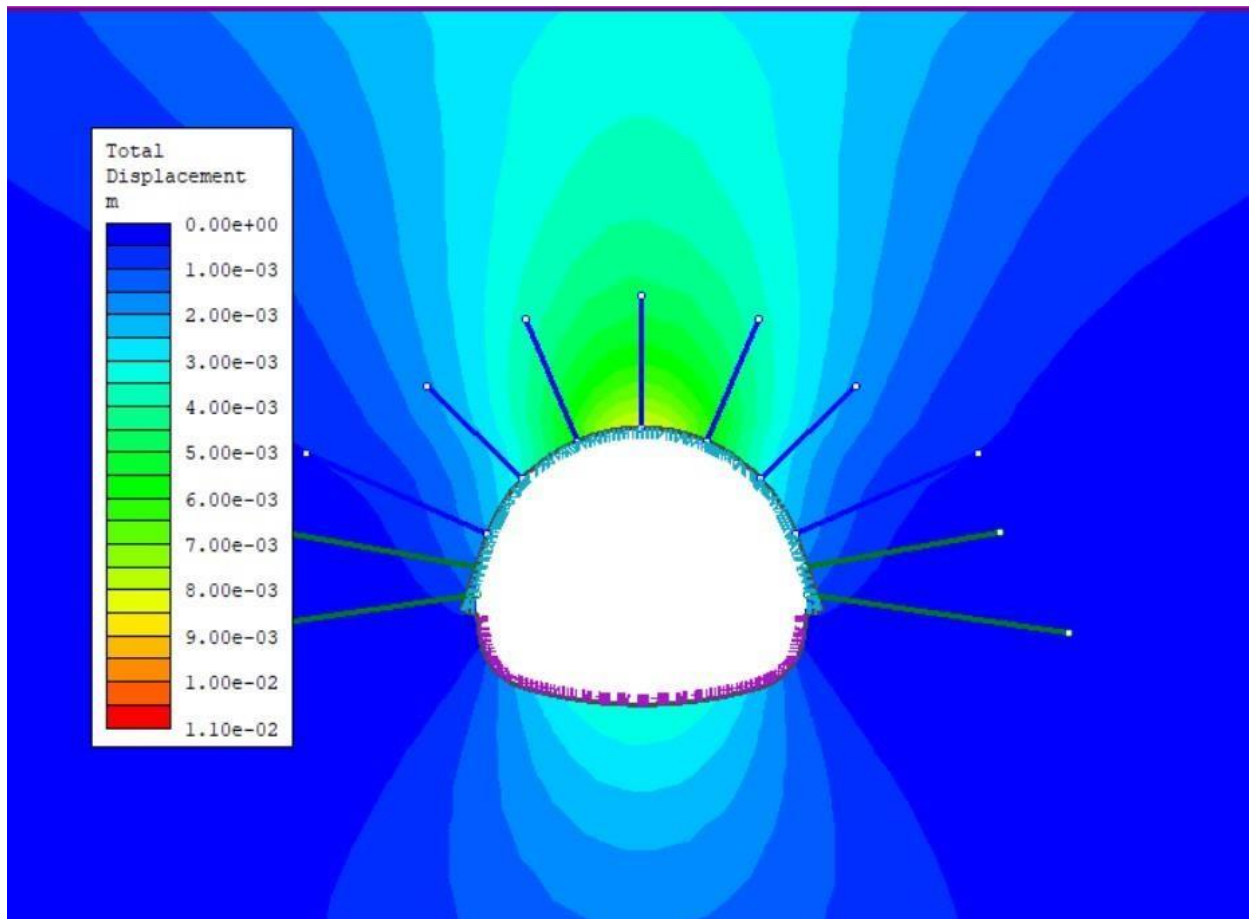
Οι οριζόντιες μετακινήσεις στην επιφάνεια μετρώνται καθώς δύναται να είναι κρίσιμες για τη μελέτη των κτιρίων στατικά ως προς την στροφή τους.

6.7.2 Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I

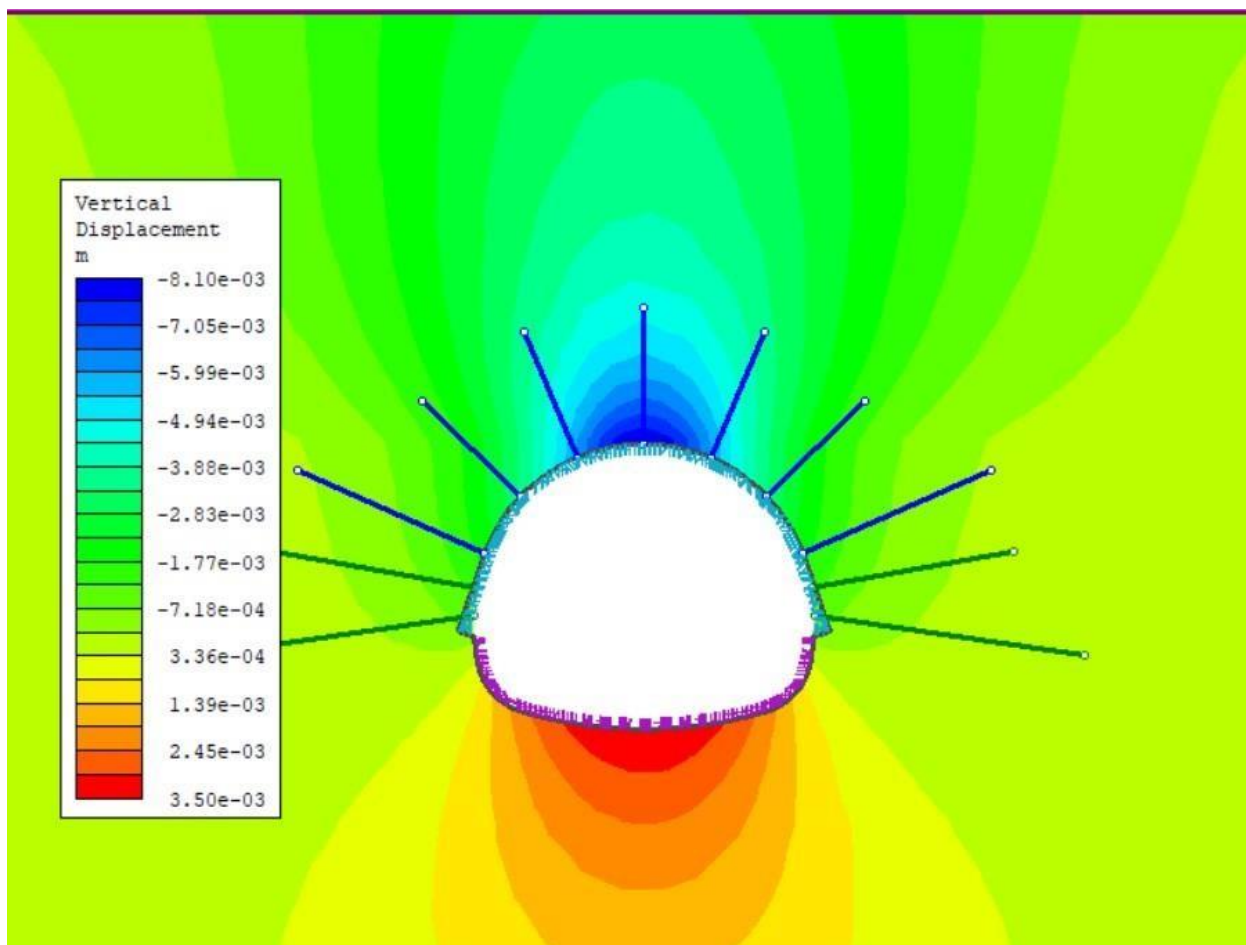
Η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I έχει αντιστοιχηθεί με την Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 1. Παρακάτω φαίνονται εικόνες με αποτελέσματα (μετακινήσεις) από τις αναλύσεις.



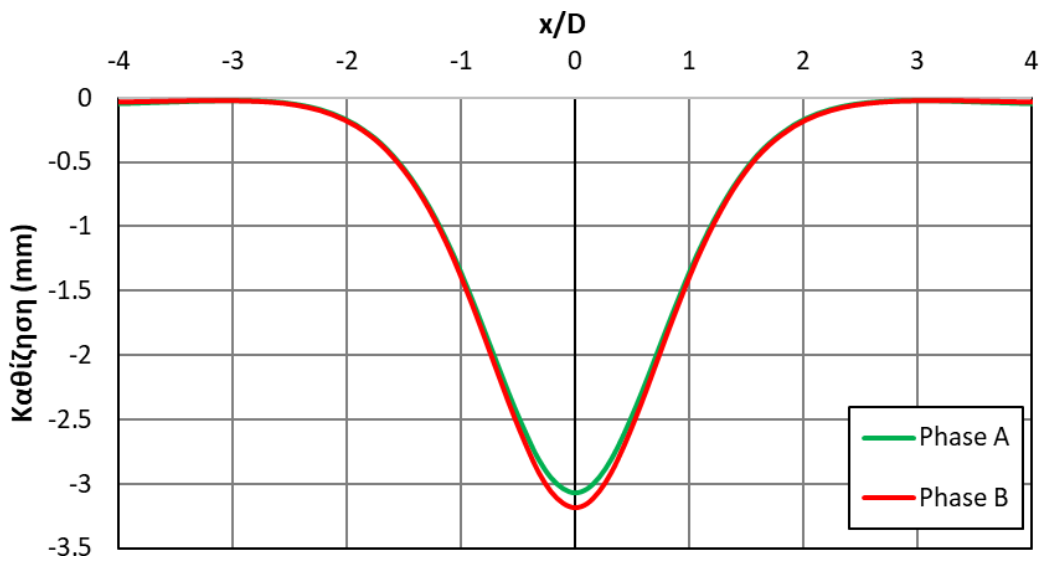
Σχήμα 6. 15 Γεωτεχνικό Προσομοίωμα & κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων. (ΤΔ1-Ι)



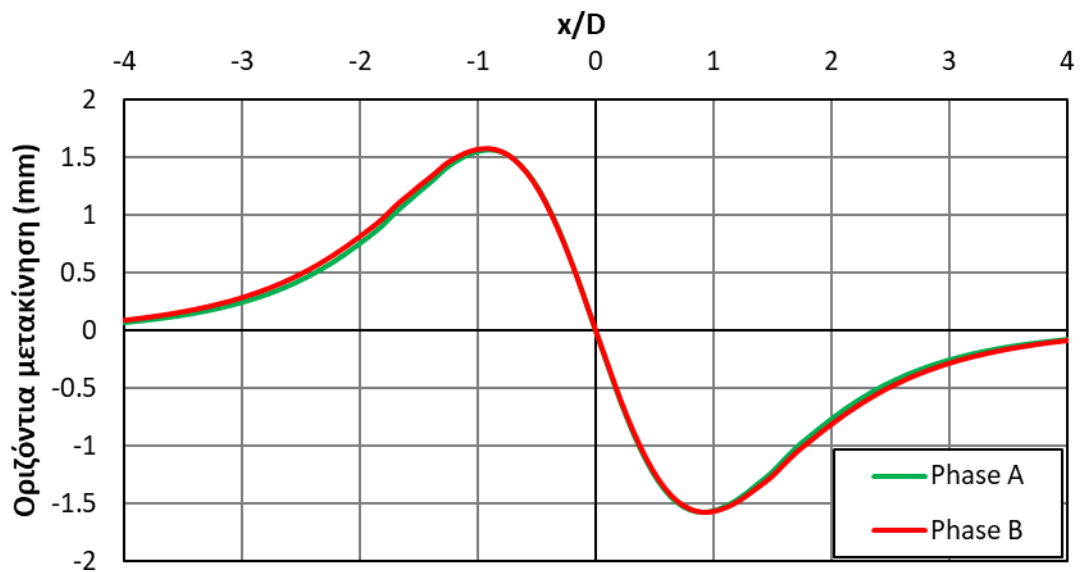
Σχήμα 6. 16 Ολικές συγκλίσεις εντός της σήραγγας, τέλος Β' φάσης (ΤΔ1-Ι)



Σχήμα 6. 17 Κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις), τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ1-Ι)



Σχήμα 6. 18 Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας (κατακόρυφες μετακινήσεις) για την ΤΔ1, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ1-Ι)



Σχήμα 6. 19 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφανείας για την ΤΔ-Ι, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ1-Ι)

Στον Πίνακα 6.15, παρατίθενται οι μέγιστες καταγραφείσες μετακινήσεις από την αριθμητική ανάλυση, για την ΤΔ1-Ι.

Πίνακας 6. 16 Μέγιστες Μετακινήσεις Τυπικής Διατομής 1 με Τ.Δ. Άμεσης Υποστήριξης Ι

Τ. ΔΙΑΤΟΜΗ 1 - Α. ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ Ι	Υπολογισμένη τιμή σε mm
Σύγκλιση Εκσκαφής	8,4 mm
Καθίζηση επιφάνειας (κατακόρυφη μετακίνηση)	3,2 mm
Οριζόντια μετακίνηση	1,52 mm

Σχολιασμός Αποτελεσμάτων

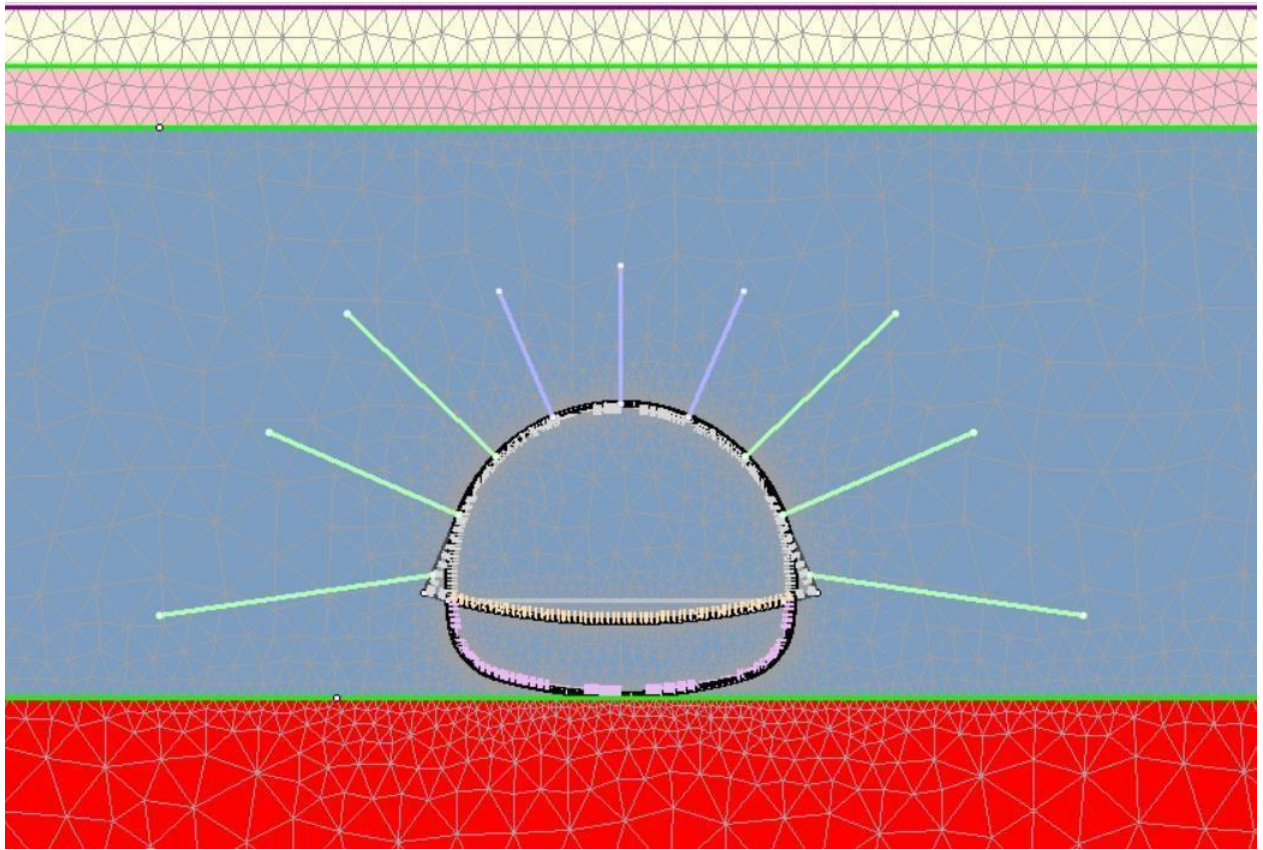
Από τον Πίνακα 6.2 προκύπτουν για την ολική καθίζηση στην επιφάνεια όταν εφαρμόζεται η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης Ι : 10 mm όριο επιφυλακής για ευαίσθητο κτίριο ή κατασκευή, 10 mm όριο επιφυλακής για δρόμο, 20 mm όριο συναγεμού για ευαίσθητο κτίριο ή κατασκευή, 30 mm για δρόμο. Στην παρούσα ανάλυση προκύπτει μέγιστη ολική καθίζηση στην επιφάνεια 3,2 mm, αποδεκτή.

Από τον Πίνακα 6.6 προκύπτει για την επιτρεπόμενη σύγκλιση 10 mm για την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης Ι. Στην παρούσα ανάλυση προκύπτει σύγκλιση 8,4 mm, αποδεκτή.

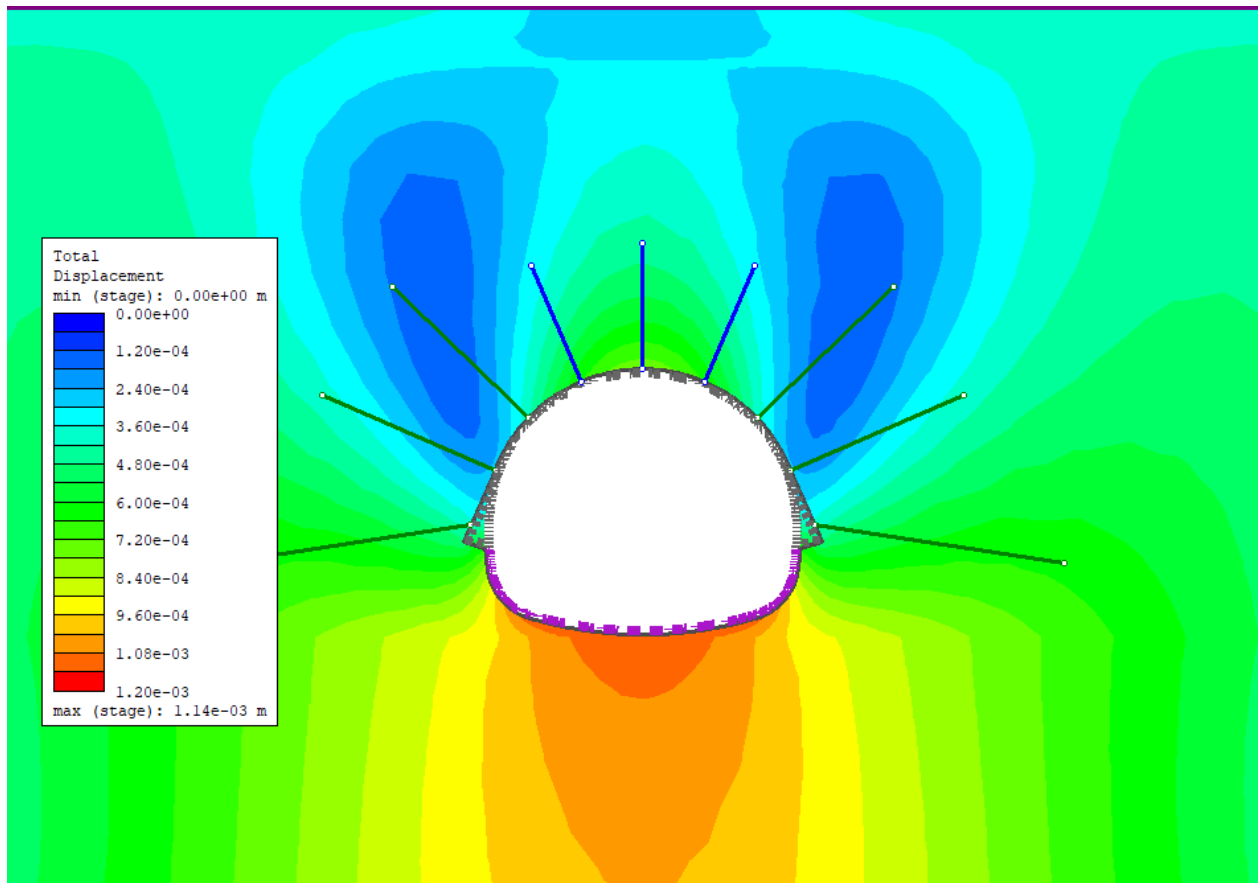
6.7.3 Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης II

Η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης II έχει αντιστοιχηθεί με την Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 2. Παρακάτω φαίνονται εικόνες από την προσομοίωση.

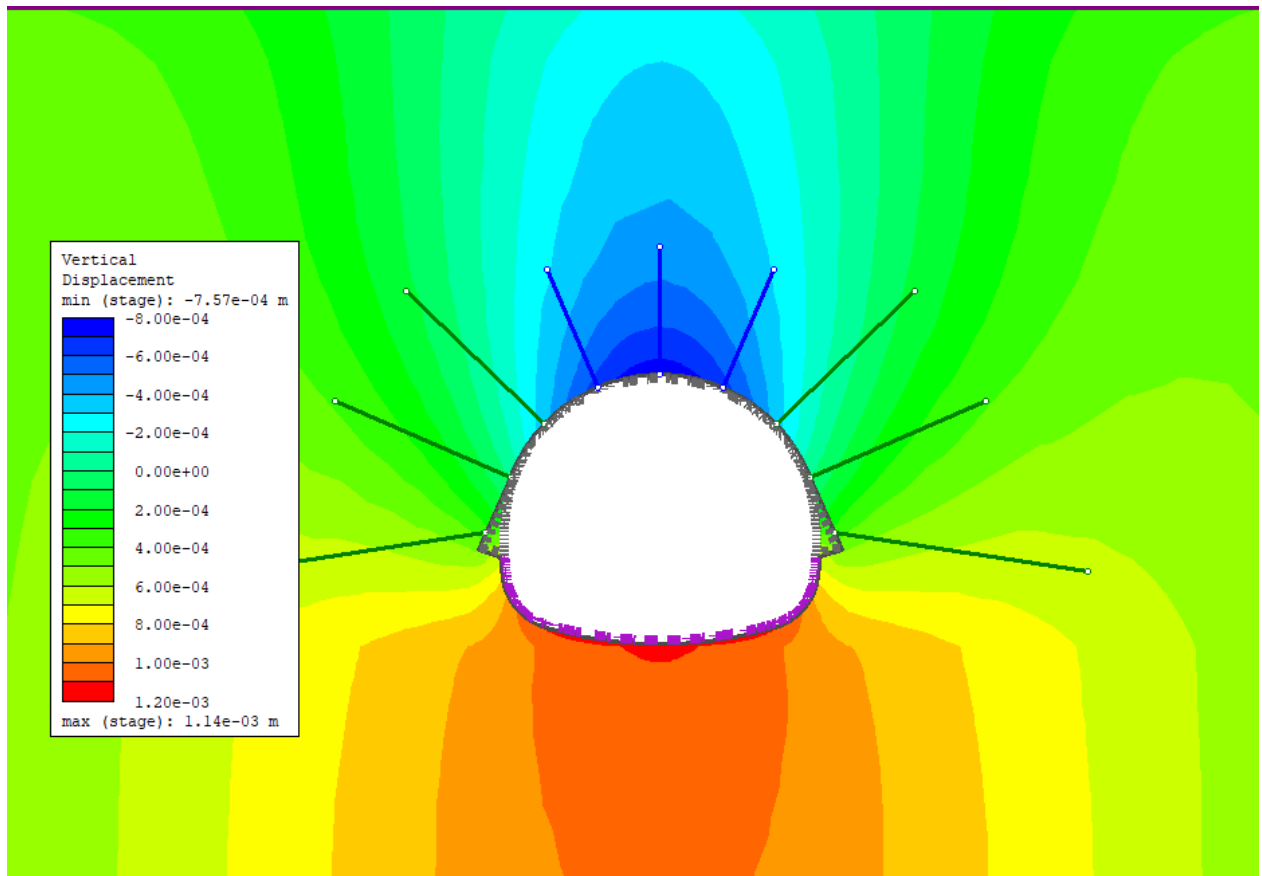
Τυπική Διατομή 2



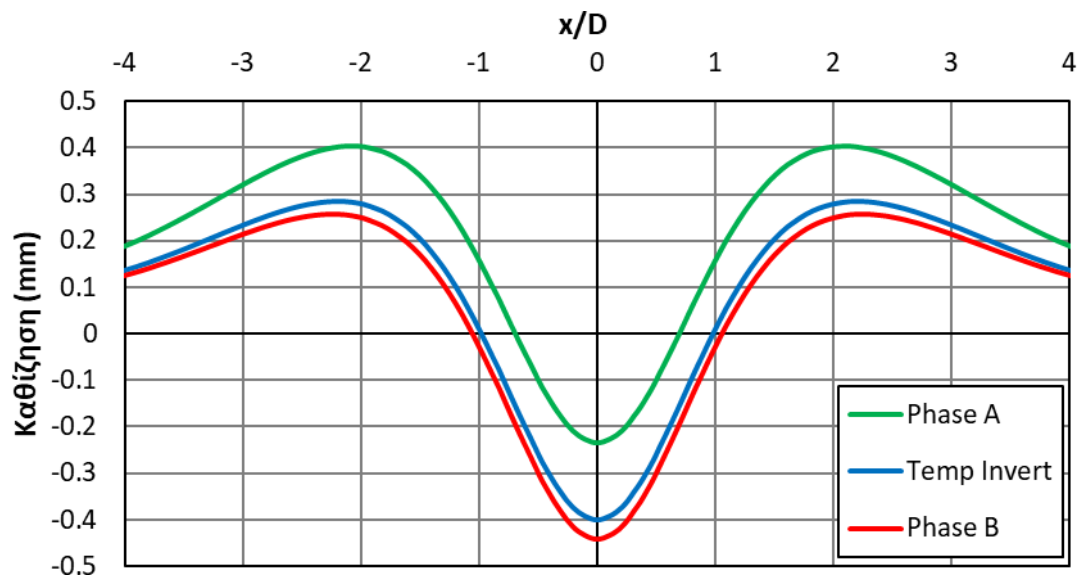
Σχήμα 6. 20 Γεωστατικό στάδιο & κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων (ΤΔ2-ΙΙ)



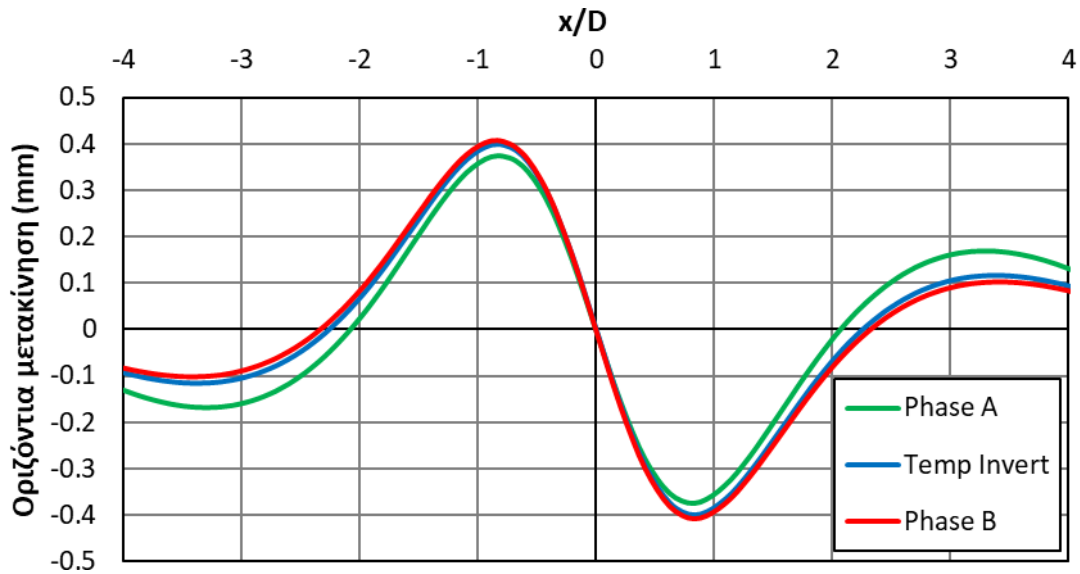
Σχήμα 6. 21 Ολικές συγκλίσεις εντός της σήραγγας, τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ2-ΙΙ).



Σχήμα 6. 22 Κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις), τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ2-II).



Σχήμα 6. 23 Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας (κατακόρυφες μετακινήσεις) για την ΤΔ-2, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ2-II)



Σχήμα 6. 24 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφάνειας για την ΤΔ2, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ2-II).

Πίνακας 6. 17 Μέγιστες Μετακινήσεις Τυπικής Διατομής 2 με Τ.Δ. Άμεσης Υποστήριξης II

Τ. ΔΙΑΤΟΜΗ 2 - Α. ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ II	Υπολογισμένη τιμή σε mm
Σύγκλιση εκσκαφής	1,7 mm
Καθίζηση επιφάνειας (κατακόρυφη μετακίνηση)	0,4 mm
Οριζόντια μετακίνηση	0,41 mm

Σχολιασμός Αποτελεσμάτων

Από τον Πίνακα 6.3 προκύπτουν για την ολική καθίζηση στην επιφάνεια όταν εφαρμόζεται η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης II : 15 mm όριο επιφυλακής για ευαίσθητο κτίριο ή κατασκευή, 15 mm όριο επιφυλακής για δρόμο, 20 mm όριο συναγεμού για ευαίσθητο κτίριο ή κατασκευή, 30 mm για δρόμο. Στην παρούσα ανάλυση προκύπτει μέγιστη ολική καθίζηση στην επιφάνεια 0,4 mm, αποδεκτή.

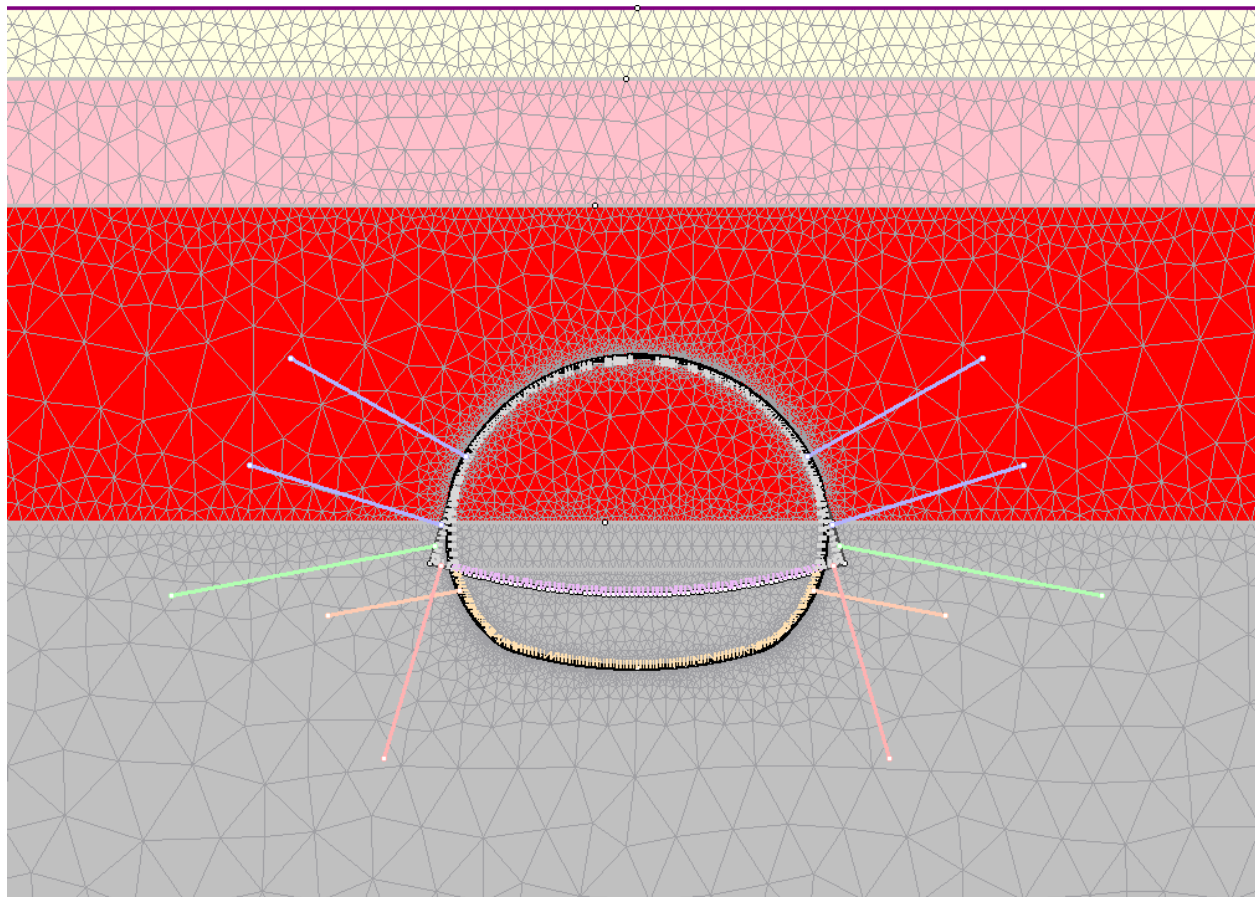
Από τον Πίνακα 6.6 προκύπτει για την επιτρεπόμενη σύγκλιση 15 mm για την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης II. Στην παρούσα ανάλυση προκύπτει σύγκλιση 1,7 mm, αποδεκτή.

Οι τιμές των μετακινήσεων κρίνονται πολύ μικρές και δύναται να προσομοιωθούν ελαφρύτερα μέτρα υποστήριξης για τη μείωση του κόστους κατασκευής και για την διευκόλυνση της κατασκευαστικής αλληλουχίας αν χρησιμοποιηθεί η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I που προηγείται της II χιλιομετρικά.

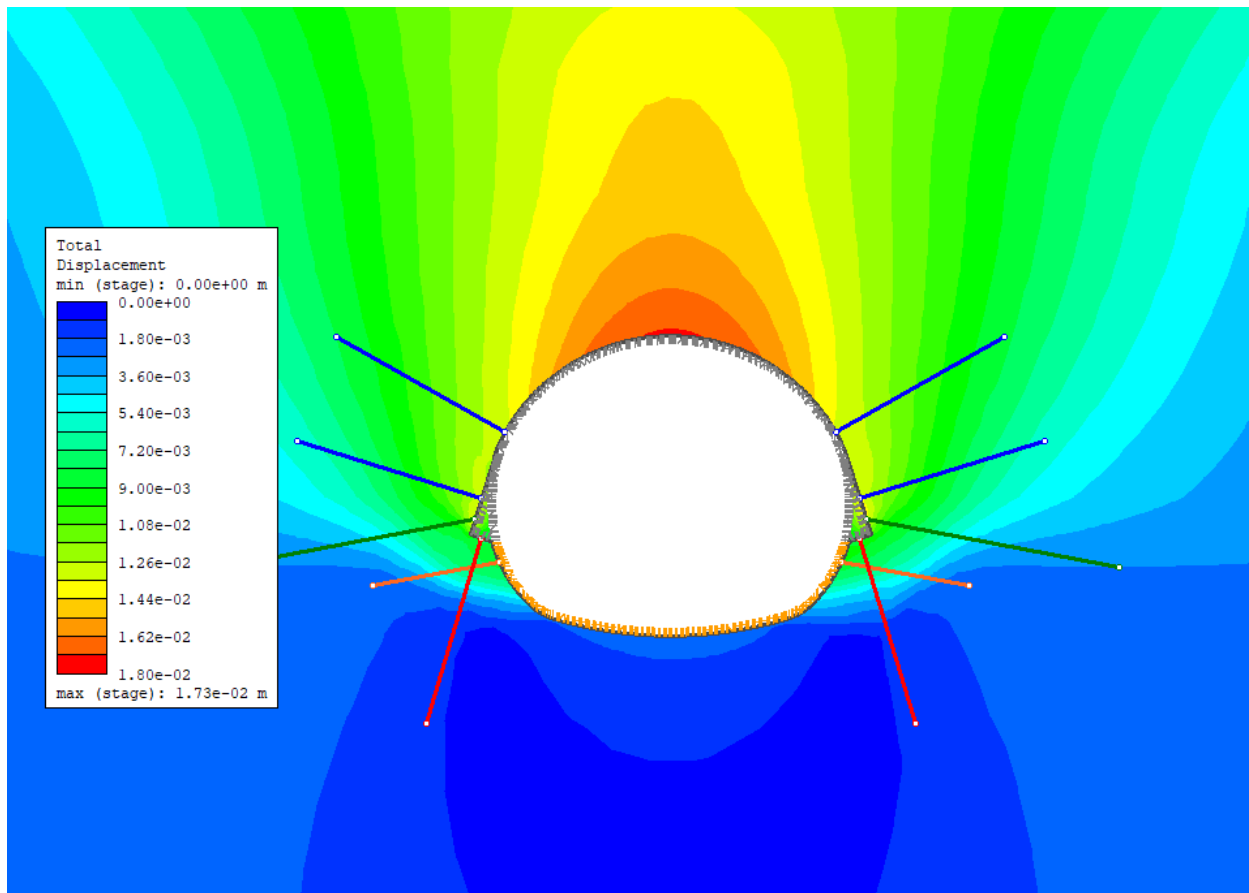
6.7.4 Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης ΙΙΙ

Τυπική Διατομή 5

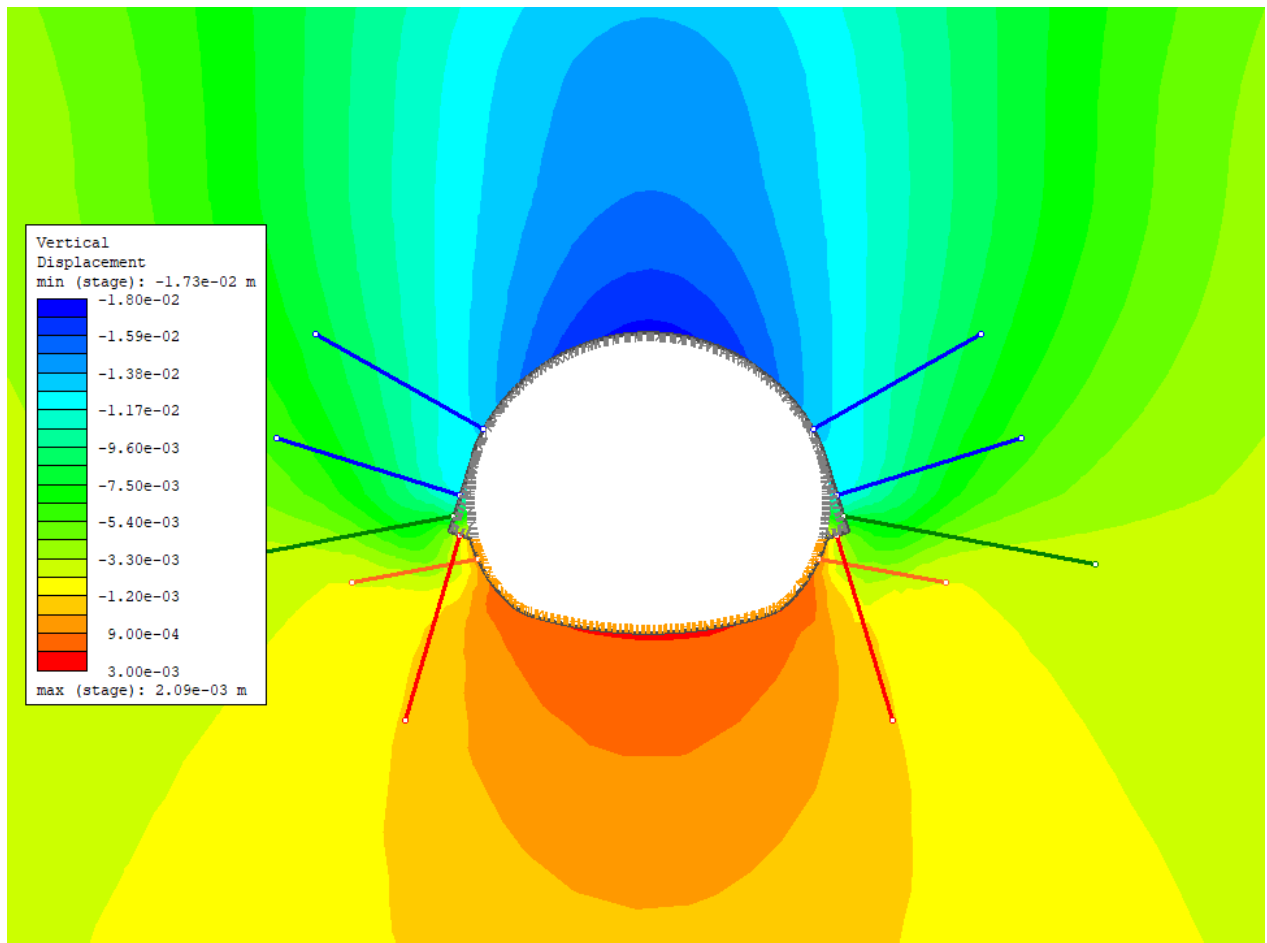
Η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης ΙΙΙ έχει αντιστοιχηθεί με την Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 5. Παρακάτω φαίνονται εικόνες με αποτελέσματα (μετακινήσεις) από τις αναλύσεις.



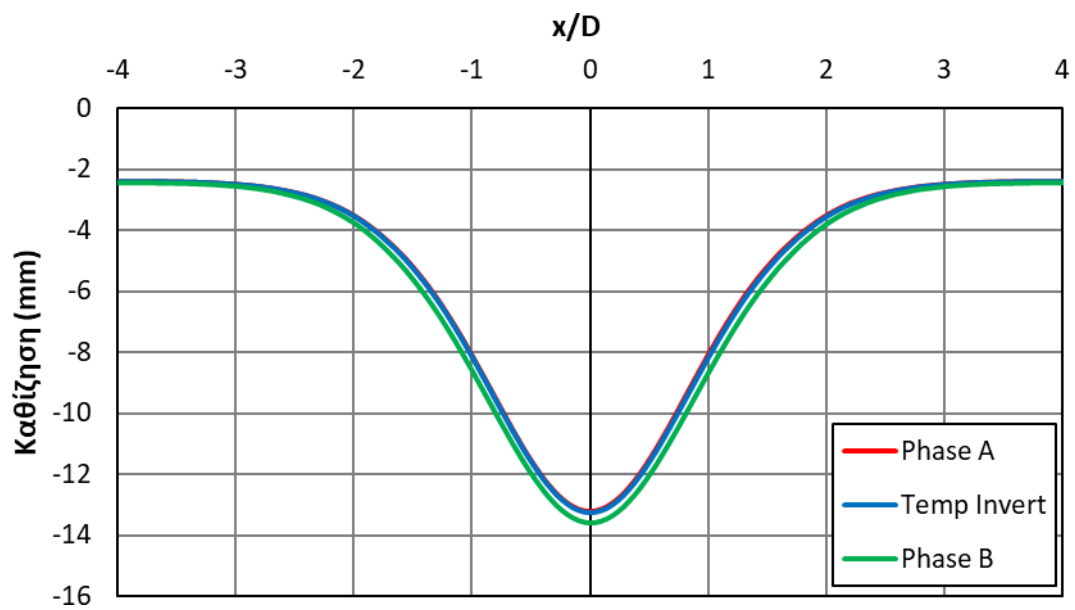
Σχήμα 6. 25 Γεωστατικό στάδιο & κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων (ΤΔ5-ΙΙΙ).



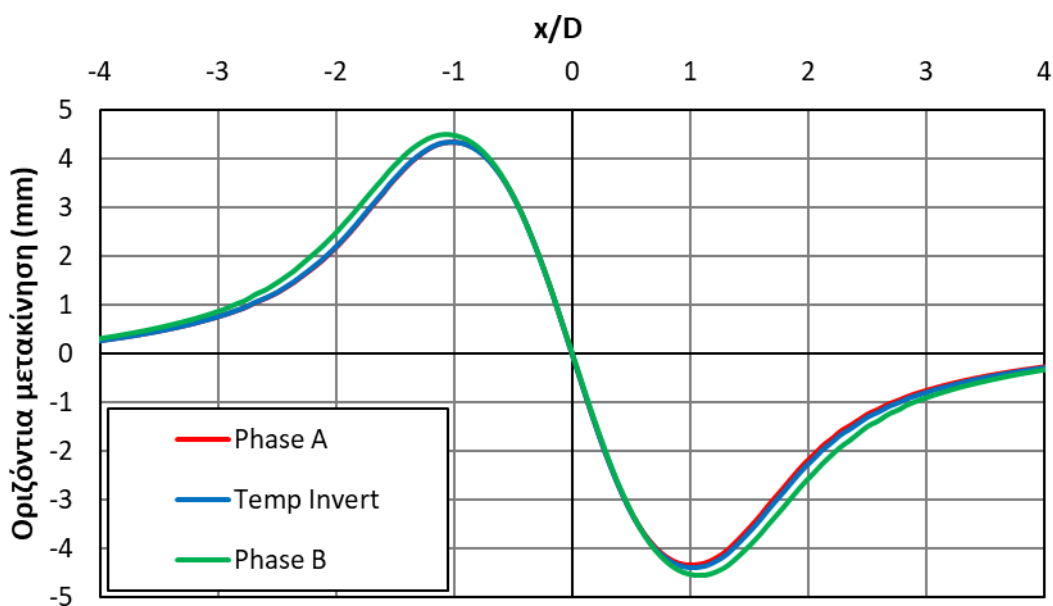
Σχήμα 6. 26 Ολικές συγκλίσεις εντός της σήραγγας, τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ5-III).



Σχήμα 6. 27 Κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις), τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ5-III).



Σχήμα 6. 28 Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας (κατακόρυφες μετακινήσεις) για την ΤΔ-5, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ5-III)



Σχήμα 6. 29 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφάνειας για την ΤΔ-5, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ5-III).

Πίνακας 6. 18 Μέγιστες Μετακινήσεις Τυπικής Διατομής 5 με Τ.Δ. Άμεσης Υποστήριξης III

Τ. ΔΙΑΤΟΜΗ 5 - Α. ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΙΙΙ	Υπολογισμένη τιμή σε mm
Σύγκλιση εκσκαφής	17,3 mm
Καθίζηση επιφάνειας (κατακόρυφη μετακίνηση)	13,6 mm
Οριζόντια μετακίνηση	4,5 mm

Σχολιασμός Αποτελεσμάτων

Από τον Πίνακα 6.4 για την ολική καθίζηση στην επιφάνεια όταν εφαρμόζεται η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης ΙΙΙ : 15 mm όριο επιφυλακής για ευαίσθητο κτίριο ή κατασκευή, 20 mm όριο επιφυλακής για δρόμο, 20 mm όριο συναγερού για ευαίσθητο κτίριο ή κατασκευή, 30 mm για δρόμο. Στην παρούσα ανάλυση προκύπτει μέγιστη ολική καθίζηση στην επιφάνεια 13,6 mm, αποδεκτή.

Από τον Πίνακα 6.6 για την επιτρεπόμενη σύγκλιση 20 mm για την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης ΙΙΙ. Στην παρούσα ανάλυση προκύπτει σύγκλιση 17,3 mm, αποδεκτή.

6.7.5 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανάλυσης

Στον Πίνακα 6.19 φαίνονται οι μέγιστες καθιζήσεις και συγκλίσεις που υπολογίσθηκαν από τις αναλύσεις.

Πίνακας 6. 19 Μέγιστες Μετακινήσεις για κάθε τύπο Υποστήριξης.

	Μέγιστη καθίζηση (mm)	Μέγιστη Σύγκλιση (mm)
ΑΜΕΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ I – ΤΔ 1	3,2	8,4
ΑΜΕΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ II – ΤΔ 2	0,4	1,7
ΑΜΕΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ III – ΤΔ 5	13,6	17,3

Σχολιασμός Αποτελεσμάτων

Σε όλες τις αναλύσεις οι καθιζήσεις και οι συγκλίσεις βρίσκονται εντός των ορίων που θέτει η Αττικό Μέτρο.

Η Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 2 έδωσε συγκριτικά τις πιο μικρές μετακινήσεις τόσο στις καθιζήσεις όσο και στις μετακινήσεις. Φαίνεται λοιπόν ότι θα μπορούσε να τοποθετηθεί πιο ελαφριά υποστήριξη με μεγαλύτερη ενδοσιμότητα όπου θα επέτρεπε μεγαλύτερες μετακινήσεις -πάντα εντός των ορίων- για το βέλτιστο αποτέλεσμα ασφάλειας και κόστους. Επισημαίνεται ότι η υπολογισμένη καθίζηση των 0,4 mm είναι πολύ μικρότερη του ορίου επιφυλακής των 15 mm, συνεπώς η εφαρμογή άλλου τύπου Υποστήριξης είναι λογική. Από τη γεωτεχνική σκοπιά στην Τυπική Διατομή 2 η σήραγγα βρίσκεται εντός της TE 5 με πάχος σχηματισμού τα 16,5 m και έχει ως υπόβαθρο την TE 6. Η TE 5 είναι το υλικό που εκσκάπτεται η σήραγγα και αποτελεί και τον πυθμένα της εκσκαφής. Πρόκειται για έναν Ισχυρό Ασβεστιτικό Μεταψαμμίτη (B) με GSI=50 και $E_m=2172$ MPa. Η TE 6 που αποτελεί το υπόβαθρο της εκσκαφής αποτελείται από εναλλαγές Μεταψαμμίτη-Μεταυλιθίου και έχει μέτρο ελαστικότητας $E_m=250$ MPa. Το μεγάλο αυτό μέτρο ελαστικότητας του υλικού του οποίου εκσκάπτεται δικαιολογεί τις μικρές συγκλίσεις στην εκσκαφή αλλά και τις μικρές καθιζήσεις.

Η Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 1 με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I έδωσε μετακινήσεις εντός των ορίων και μακριά από τις μέγιστες τιμές των ορίων επιφυλακής, χωρίς να είναι τόσο μικρές όσο στην Τυπική Διατομή 2. Η ανάλυση κρίνεται ικανοποιητική. Επισημαίνεται ότι η Τυπική Διατομή 1 αποτελείται από τις TE 2 και TE 4. Η TE 4 αποτελεί το υλικό που εκσκάπτεται και το υπόβαθρο της σήραγγας, και η TE 2 αποτελεί τα υπερκείμενα. Η τεχνικογεωλογική ενότητα που εκσκάπτεται έχει $E_m=1155$ MPa και τα υπερκείμενα $E_m=80$ MPa. Επίσης η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I δεν διαθέτει μεταλλικά πλαίσια στα μέτρα άμεσης υποστήριξης που τη συνθέτουν. Οι τιμές της ανάλυσης κρίνονται εύλογες.

Η ανάλυση της Τυπικής Διατομής 5 με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης III έδωσε τις μεγαλύτερες μετακινήσεις. Οι τιμές αυτές είναι αναμενόμενες καθώς η σήραγγα εξάπτεται στις πλέον δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες σε μικό μέτωπο στις πιο ασθενείς τεχνικογεωλογικές ενότητες ως προς την μονοαξονική αντοχή σε θλίψη και το μέτρο ελαστικότητας. Το άνω μισό αποτελείται από την

ΤΕ 6 των εναλλαγών ΜΤΨ-ΜΤΙ με μέτρο ελαστικότητας $E_m = 250$ και το άλλο μισό από την ΤΕ 7 του Αργιλικού Σχιστολίθου με $E_m = 133$ ΜΡα που αποτελεί και το υπόβαθρο της σήραγγας.

6.8 Πρόσθετες αναλύσεις

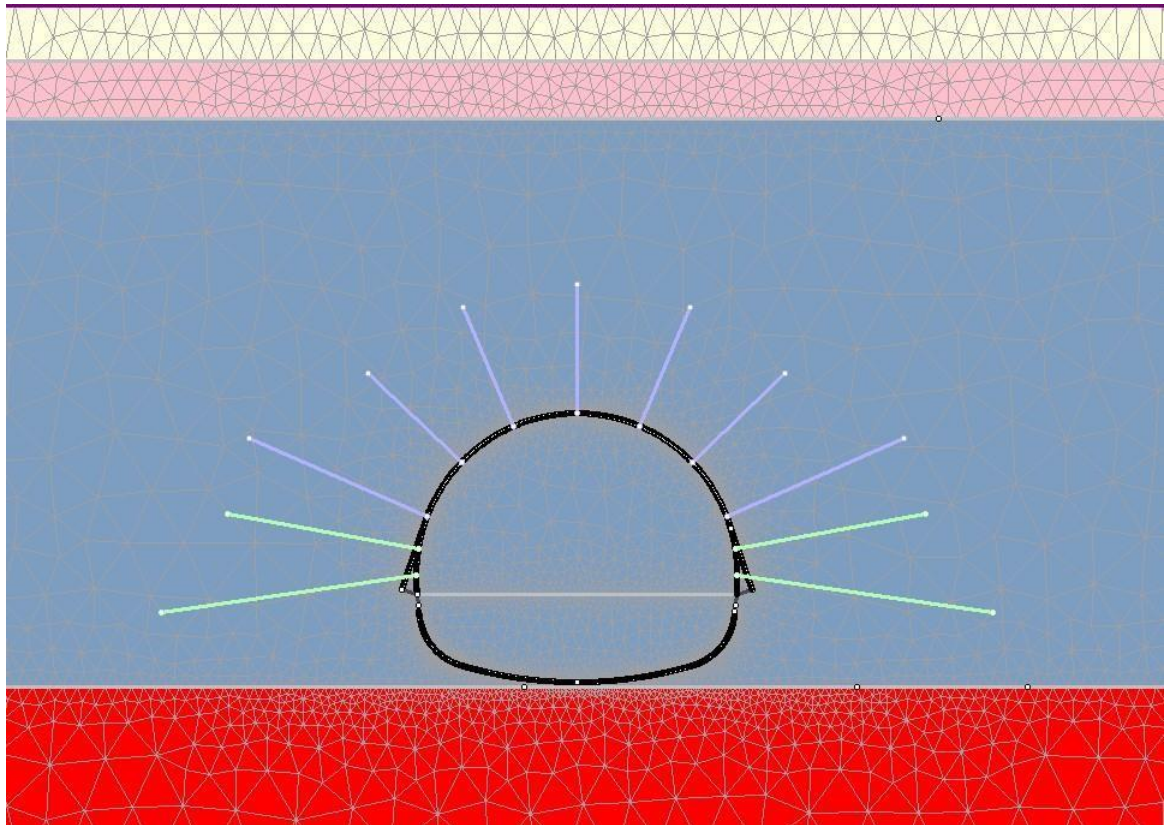
6.8.1 Γενικά

Στο προηγούμενο υποκεφάλαιο έγιναν οι αναλύσεις των Τυπικών Γεωτεχνικών Διατομών με τις Τυπικές Διατομές Άμεσης υποστήριξης. Επιλέχθηκαν οι πλέον δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες και έγινε έλεγχος καθιζήσεων και συγκλίσεων με τα μέτρα αυτά. Αυτός είναι και ο βασικός έλεγχος σχεδιασμού που πραγματοποιήθηκε με επιτυχία (όλες οι τιμές εντός των ορίων, αποδεκτές).

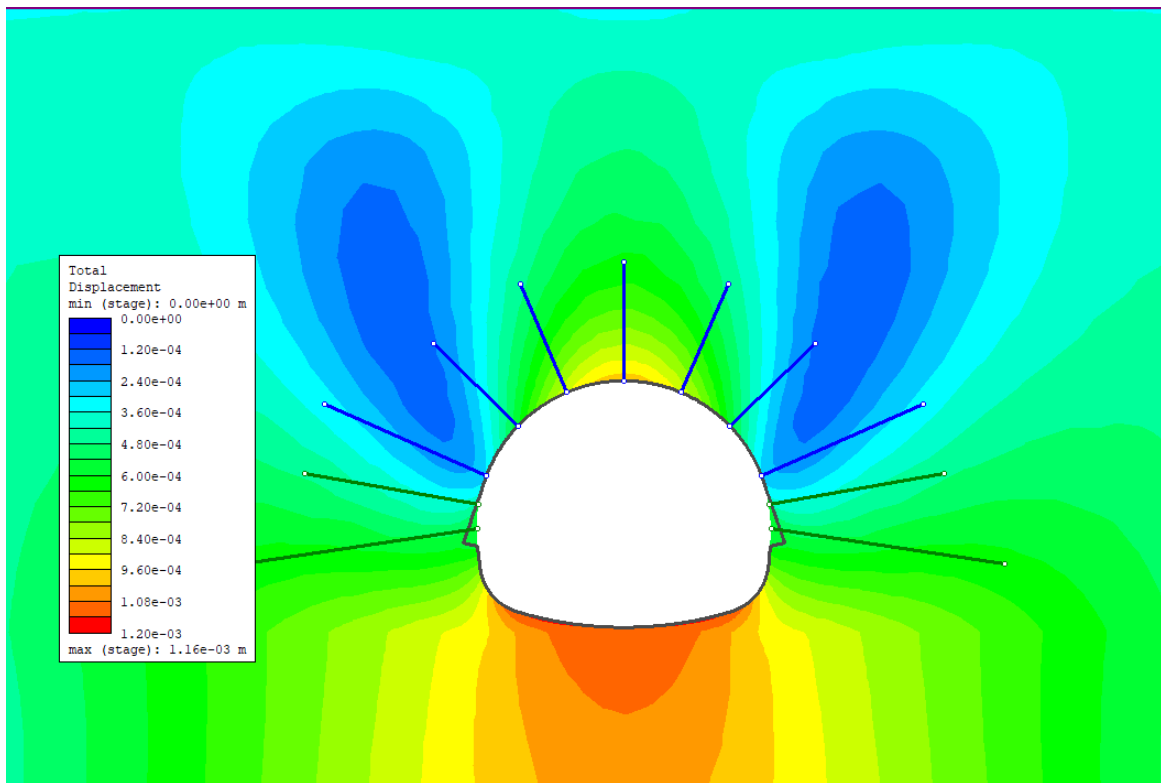
Επισημαίνεται ότι η αντιστοιχία των Τυπικών Διατομών Άμεσης Υποστήριξης έγινε, για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής, από τη μελέτη της Αττικό Μετρό βάσει της χιλιομετρικής θέσης εφαρμογής που επέλεξαν οι μελετητές. Οι Τυπικές (γεωτεχνικές) Διατομές ωστόσο διαφέρουν από αυτές της Μελέτης της Α.Μ., καθώς έγινε ξεχωριστή διαδικασία για τις τεχνικογεωλογικές συνθήκες και προέκυψαν άλλες παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας για τις βραχόμαζες. Έτσι, κρίνεται απαραίτητο να εξεταστούν και άλλοι συνδυασμοί των μέτρων υποστήριξης της μελέτης (I, II, III) με τα γεωτεχνικά προσομοιώματα που έχουν εξαχθεί από την παρούσα εργασία, και στο τέλος να συγκριθούν οι καθιζήσεις στην επιφάνεια με τις πραγματικές από τη γεωδομητική παρακολούθηση έτσι ώστε να κριθεί αν το μοντέλο είναι αξιόπιστο.

6.8.2 Ανάλυση Τυπικής Διατομής 2 με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I

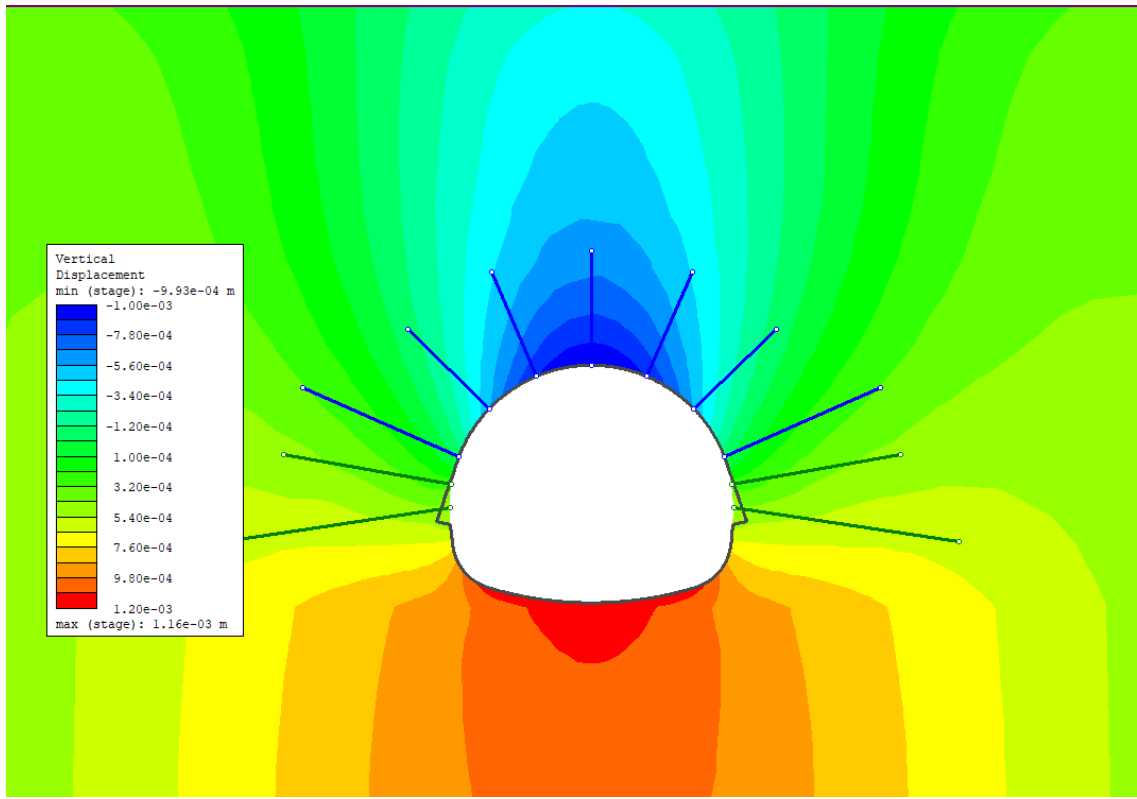
Η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης I ελέγχεται με την Τυπική Γεωτεχνική Διατομή 2 ως πρόσθετη ανάλυση για να ελεγχθεί η επιρροή του γεωτεχνικού μοντέλου στις μετακινήσεις ανάλογα με την κατηγορία υποστήριξης. Παρακάτω φαίνονται εικόνες με αποτελέσματα (μετακινήσεις) από τις αναλύσεις.



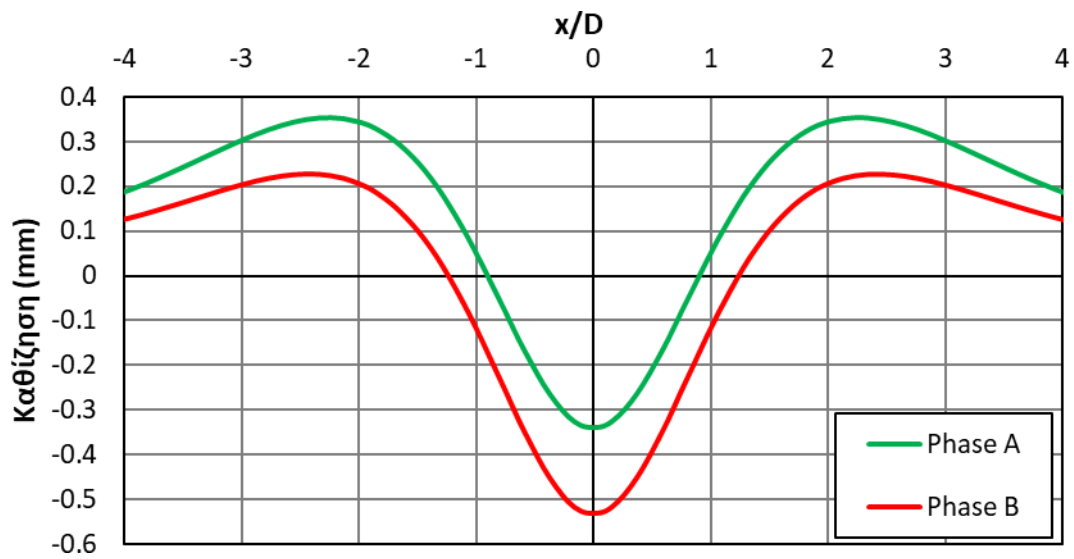
Σχήμα 6. 30 Γεωτεχνικό προσομοίωμα (TΔ2-I).



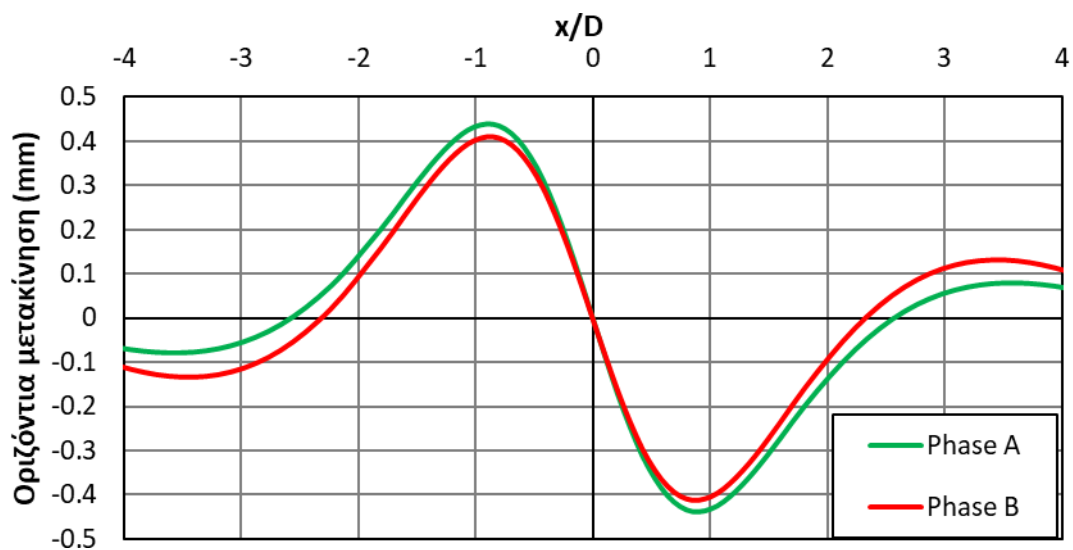
Σχήμα 6. 31 Ολικές συγκλίσεις εντός της σήραγγας, τέλος Β' φάσης (TΔ2-I).



Σχήμα 6. 32 Κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις), τέλος Β' φάσης εκσκαφής (ΤΔ2-Ι).



Σχήμα 6. 33 Προφίλ καθιζήσεων επιφανείας (κατακόρυφες μετακινήσεις) για την ΤΔ2, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ2-Ι)



Σχήμα 6. 34 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφανείας για την ΤΔ-5, ανά στάδιο εκσκαφής (ΤΔ2-Ι).

Πίνακας 6. 20 Μέγιστες Μετακινήσεις Τυπικής Διατομής 2 με Τ.Δ. Άμεσης Υποστήριξης Ι

Τ. ΔΙΑΤΟΜΗ 2 - Α. ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ Ι	Υπολογισμένη τιμή σε mm
Σύγκλιση εκσκαφής	1,2 mm
Μέγιστη καθίζηση επιφάνειας	0,5 mm
Οριζόντια μετακίνηση	0,44 mm

Σχολιασμός Αποτελεσμάτων

Η ανάλυση της Τυπικής Διατομής 2 με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξη Ι έδωσε τιμές πολύ μικρότερες των ορίων. Εξετάστηκαν δύο τύποι υποστήριξης (Ι και ΙΙ) όπου έδωσαν πολύ κοντινά αποτελέσματα σε βαθμό που μπορεί να μην είναι μετρήσιμα στην πραγματικότητα (0,1 mm διαφορά στην καθίζηση και 0,5 mm διαφορά στη σύγκλιση). Υπάρχει περιθώριο τοποθέτησης ελαφρύτερης υποστήριξης.

Τελικά, φαίνεται ως πιο οικονομική και πρακτική επιλογή η τοποθέτηση της Τ.Δ. Ι στην Τυπική Γεωτεχνική διατομή Ι, καθώς συμφέρει και στην κατασκευαστική αλληλουχία (προηγείται η Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης Ι στην Τ.Δ. Ι).

6.8.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων αναλύσεων με επιτόπιες μετρήσεις (geotechnical monitoring)

Σε αυτό το σημείο αξίζει να αναφερθεί ότι όλες οι συγκρίσεις των αποτελεσμάτων των μετακινήσεων (συγκλίσεων και καθιζήσεων) γίνονται με τα αποτελέσματα της γεωδομητικής παρακολούθησης και

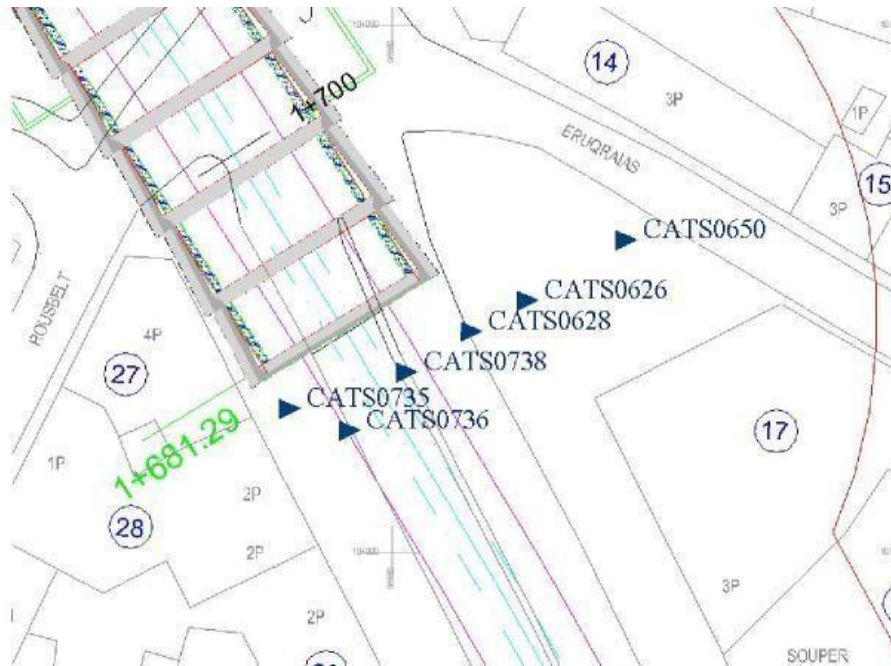
όχι με τα αντίστοιχα της μελέτης της «Αττικό Μετρό». Αυτό γίνεται διότι τα γεωτεχνικά μοντέλα (τεχνικογεωλογικές ενότητες και τυπικές γεωτεχνικές διατομές) διαφέρουν ως προς τις παραμέτρους, κάποια πολύ, άλλα λιγότερο (ωστόσο αντιστοιχήθηκαν χιλιομετρικά οι Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης με τις Τυπικές (Γεωτεχνικές) Διατομές που εξήχθησαν στην παρούσα διπλωματική). Επίσης στις αναλύσεις της «Αττικό Μετρό» χρησιμοποιείται ο συντελεστής Ru στις αναλύσεις για την επίδραση του υδροφόρου ορίζοντα στις ενεργές τάσεις και κατά συνέπεια στην αντοχή των γεωσχηματισμών. Προσομοιώθηκε δηλαδή η ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων με συντελεστή $Ru = 0.10$ και με αυτήν την παραδοχή σε όλο το ύψος της στρωματογραφίας (εννοείται αυτό που βρίσκεται κάτω από τη στάθμη του υπόγειου νερού) αναπτύσσονται υδροστατικές ωθήσεις της τάξης του 10% των αρχικών υδροστατικών πιέσεων ($u = \gamma_{\text{νερού}} \times h_{\text{νερού}}$). Στην ανάλυση της διπλωματικής δεν ελήφθη επιρροή του υδροφόρου ορίζοντα και των πιέσεων πόρων, καθώς η προσομοίωση ευλόγως θεωρείται «ξηρή», διότι κατά την κατασκευή γίνεται αποστράγγιση μέσω αποστραγγιστικών οπών και ακόμη δεν υπάρχουν ενδείξεις από τις επιτόπου δοκιμές για μεγάλη υδροφορία του γεωολογικού υποβάθρου (π.χ. έγκοιλα γεμάτα με νερό). Έτσι η σύγκριση των συγκλίσεων και καθιζήσεων αυτών με της παρούσας διπλωματικής θα ήταν άσκοπη.

Διαβάζοντας την τελική έκθεση της Γεωδομητικής Παρακολούθησης λαμβάνονται τα εξής στοιχεία για το τεχνικό της Σήραγγας Διπλής Τροχιάς. Οι εργασίες κατασκευής της σήραγγας διπλής τροχιάς ξεκίνησαν από το φρέαρ Πρόσβασης με παράλληλη διάνοιξη μετώπων αντίθετης αξονικής φοράς προς το σταθμό Άγιος Αντώνιος (νότιος κλάδος) και προς το σταθμό Περιστέρι (βόρειος κλάδος). Το γεωτεχνικό αυτό μοντέλο συναντήθηκε και στο βόρειο κλάδο μέχρι τη ΧΘ ~1+590, περιοριζόμενο στη συνέχεια στη ζώνη υπερκειμένων. Στο μέτωπο εκσκαφής εισήλθε ένα ασθενέστερο υποκείμενο γεωυλικό, το οποίο επικράτησε σχεδόν σε όλο το μήκος του κλάδου. Οι εδαφικές παραμορφώσεις επιφανείας κυμάνθηκαν στα επίπεδα των προβλεπόμενων από την Μελέτη τιμών αναφοράς (μέγιστη τιμή καθίζησης 16,5mm).

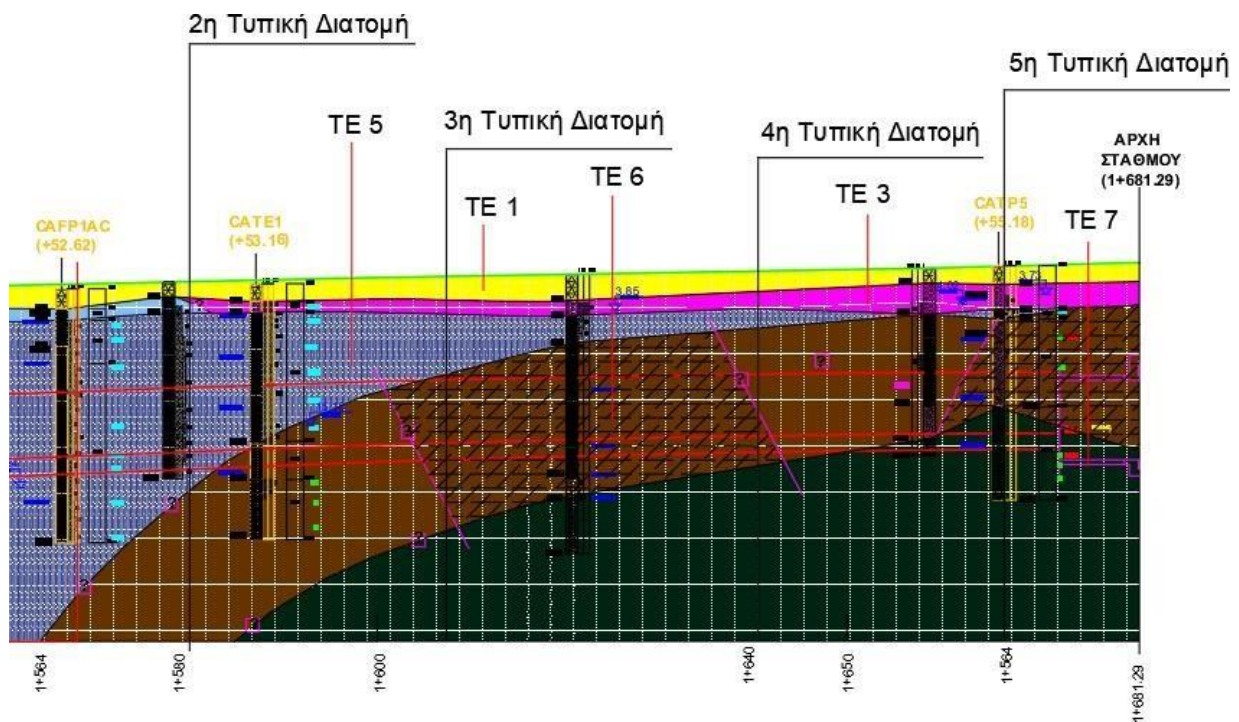
Για το Φρέαρ πρόσβασης, η κατασκευή του υλοποιήθηκε σε ένα γεωλογικό μέσο ιδιαίτερα υψηλών γεωμηχανικών ιδιοτήτων (ασβεστιτικός μεταψαμμίτης έως ασβεστόλιθος της ενότητας του «Αθηναϊκού Σχιστόλιθου»). Οι καταγεγραμμένες εδαφικές μετακινήσεις και παραμορφώσεις κυμάνθηκαν σε σχεδόν μηδενικά επίπεδα.

Ο νότιος κλάδος προς τον σταθμό Άγιος Αντώνιος διανοίχτηκε χωρίς εκσκαπτικές δυσκολίες, με τον συναντηθέντα ασβεστιτικό μεταψαμμίτη έως ασβεστόλιθο της ενότητας του «Αθηναϊκού Σχιστόλιθου» να παρουσιάζει ιδιαίτερα υψηλές γεωμηχανικές ιδιότητες. Οι καταγεγραμμένες παραμορφώσεις στην επιφάνεια του εδάφους κυμάνθηκαν εντός των προβλεπόμενων από τη Μελέτη Προσωρινής Αντιστήριξης ορίων αναφοράς (μέγιστη τιμή καθίζησης 2,9mm).

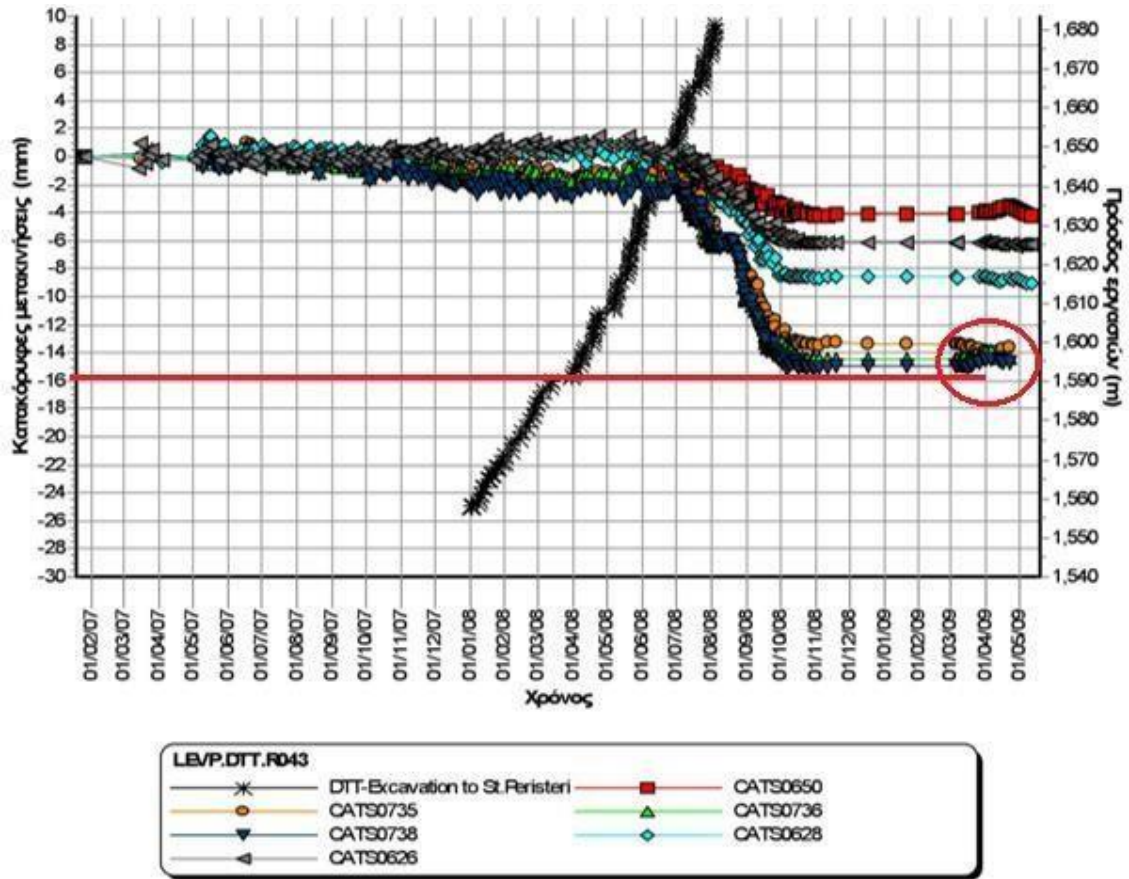
Στο Τεύχος της τελικής έκθεσης της Γεωδομητικής Παρακολούθησης, εντοπίστηκε η μέγιστη καταγραφή της καθίζησης στην επιφάνεια στην Χιλιομετρική Θέση 1+681,29 (πέρας εργολαβίας – Αρχή Σταθμού) με τιμή 16,5mm. Η Τυπική (Γεωτεχνική) Διατομή που χαρακτηρίζει την περιοχή της μέτρησης είναι η 5^η στην ΧΘ 1+666,24. Έχει διεξαχθεί ήδη ανάλυση στην περιοχή αυτή και έχει προκύψει καθίζηση 13,6 mm. Η διαφορά έγκειται στο ότι η μέτρηση (16,5 mm) έγινε κοντά στον Σταθμό Περιστέρι, του οποίου η εκσκαφή προφανώς έχει επιρροή στην καθίζηση. Συνεπώς κρίνεται ικανοποιητικά ακριβής η πρόβλεψη του αριθμητικού μοντέλου στα 13,6 mm στην θέση αυτή.



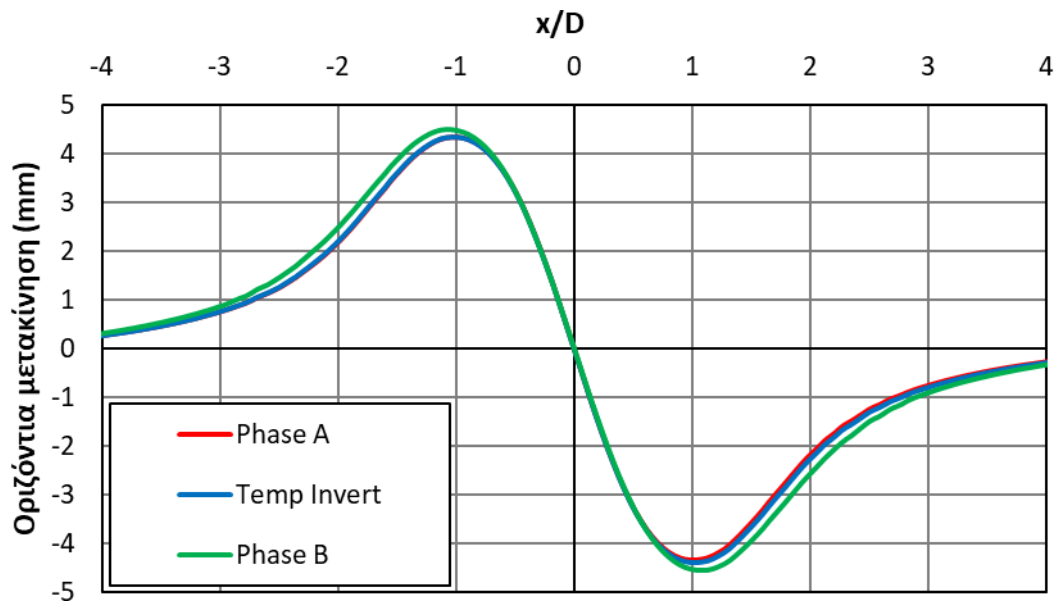
Σχήμα 6. 35 Κάτοψη της περιοχής των χωροσταθμικών σημείων και η Χιλιομετρική Θέση που έγινε η μέτρηση (Μελέτη ΓΔΠ, Αττικό Μετρό 2009.)



Σχήμα 6. 36 Θέση της Διατομής 5 στη Γεωτεχνική Μηκοτομή.



Σχήμα 6. 37 Διάγραμμα χωροσταθμικών σημείων όπου μετρήθηκε η μέγιστη καθίζηση (Μελέτη ΓΔΠ, Αττικό Μετρό 2009).



Σχήμα 6. 38 Προφίλ οριζόντιων μετακινήσεων επιφανείας για την TΔ-5, ανά στάδιο εκσκαφής (TΔ5-III).

7. Συμπεράσματα

7.1 Συμπεράσματα από όλη την πορεία της διπλωματικής εργασίας

Εισαγωγή

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάστηκε όλη η πορεία που ακολουθείται σε μία τεχνικογεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση για την εκσκαφή και άμεση υποστήριξης μίας μητροπολιτικής σήραγγας με τη μέθοδο NATM. Ειδικότερα, η εργασία πραγματοποιήθηκε την τεχνικογεωλογική αξιολόγηση του υπεδάφους και την μελέτη εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης για το τεχνικό της μητροπολιτικής σήραγγας 300 μέτρων στο έργο της επέκτασης της Γραμμής 2 στο Μετρό της Αθήνας που συνδέει το πέρας της γραμμής (περιοχή Φρέατος Φλέμινγκ), με την αρχή του Σταθμού «Περιστέρι». Η κατασκευή της σήραγγας έγινε από δύο μέτωπα από το Φρέαρ Πρόσβασης με υπόγεια διάνοιξη με συμβατικά μέσα. Σημειώνεται ότι η διάνοιξη της σήραγγας έχει γίνει στο τμήμα από την Χ.Θ. 1 + 392,50 έως την Χ.Θ. 1 + 680,29.

Στο πρώτο μέρος της διπλωματικής εργασίας έγινε διακριτοποίηση του Αθηναϊκού Σχιστόλιθου και άλλων γεωσχηματισμών που απαντώνται στην περιοχή σε αντίστοιχες τεχνικογεωλογικές ενότητες, και ορίστηκαν Τυπικές Γεωτεχνικές Διατομές που χαρακτηρίζουν δυσμενώς τις γεωτεχνικές συνθήκες. Στο δεύτερο μέρος της διπλωματικής εργασίας ελέγχθηκαν σε περιβάλλον πεπερασμένων στοιχείων τρεις Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης εντός των Τυπικών Γεωτεχνικών Διατομών ως προς τις καθιζήσεις στην επιφάνεια αλλά και ως προς τις συγκλίσεις εντός της σήραγγας. Τέλος, συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις καθιζήσεις στην επιφάνεια με την πραγματική μέγιστη μέτρηση που έγινε μετά την κατασκευή του έργου κατά την γεωδομητική παρακολούθηση για να ελεγχθεί η αξιοπιστία του μοντέλου.

Τα διαθέσιμα στοιχεία από την Αττικό Μετρό, που δόθηκαν και αξιοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία είναι τα εξής:

1. Οριζοντιογραφία της περιοχής και μηκοτομή της σήραγγας
2. Μητρώα των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων
3. Φωτογραφίες πυρήνων των γεωτρήσεων
4. Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών εντός των γεωτρήσεων
5. Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών εδαφικών και βραχωδών δοκιμών
6. Γεωμετρία διατομής της σήραγγας
7. Φάσεις εκσκαφής και τυπικές διατομές άμεσης υποστήριξης της σήραγγας
8. Μετρήσεις γεωδομητικής παρακολούθησης κατά την κατασκευή

Συνοπτικά ακολουθήθηκαν τα παρακάτω βήματα:

1. Σχεδιασμός γεωλογικής μηκοτομής
2. Συγκέντρωση τιμών δοκιμών μονοαξονικής θλίψης (UCS) και σημειακής φόρτισης (PLT) για τα βραχώδη δείγματα και εκτίμηση χαρακτηριστικής τιμής μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη άρρηκτου βράχου σ_{ci} ανά λιθολογικό τύπο.
3. Εκτίμηση παραμέτρου «άρρηκτου βράχου» σ_{ci} και τιμών m_i (πaráμετρος HB) για κάθε λιθολογικό τύπο.
4. Συγκέντρωση και κατανομή των τιμών του γεωλογικού δείκτη αντοχής GSI και επιλογή χαρακτηριστικής τιμής ανά λιθολογικό τύπο.
5. Διαχωρισμός τεχνικογεωλογικών ενοτήτων βάσει κριτηρίων όπως ο λιθολογικός τύπος, το σ_{ci} , το

GSI και τις περιγραφές από τα μητρώα των γεωτρήσεων.

6. Επίλυση του γενικευμένου κριτηρίου HB μέσω του λογισμικού RS Data της Rocscience για τη βραχόμαζα και εξαγωγή παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας για κάθε τεχνικογεωλογική ενότητα.

7. Κατασκευή γεωτεχνικής μηκοτομής επί της γεωλογικήςμηκοτομής.

8. Καθορισμός Τυπικών Γεωτεχνικών Διατομών που χαρακτηρίζουν τη χάραξη.

9. Αντιστοίχιση τριών Τυπικών Διατομών Άμεσης Υποστήριξης από τη Μελέτη της Αττικό Μετρό στις Τυπικές Γεωτεχνικές Διατομές για την μελέτη εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Κατάστρωση τεχνικού σχεδίου στο Autocad.

10. Ανάλυση των ζευγαριών Τυπικών Διατομών – Άμεσης Υποστήριξης σε περιβάλλον πεπερασμένων στοιχείων δύο διαστάσεων RS2 για την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας που δίνουν τις συγκλίσεις εντός της σήραγγας και τις καθιζήσεις του εδάφους. Στο πρόγραμμα εισάγονται οι παράμετροι της εκάστοτε TE που έχουν υπολογιστεί σε προηγούμενα βήματα. Ιδιαίτερη προσοχή δίνεται στην προσομοίωση της αποτόνωσης της βραχόμαζας κατά την εκσκαφή (μέσω απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας), και στην προσομοίωση της τρίτης διάστασης μέσω του συντελεστή αποτόνωσης «λ».

11. Εξαγωγή αποτελεσμάτων (τιμών) και σύγκριση με τα όρια που έθεσε η Αττικό Μετρό.

Συζητούνται προτάσεις για ενδεχόμενες αλλαγές στα μέτρα υποστήριξης.

12. Συγκριτική αξιολόγηση της πραγματικής τιμής της καθιζήσης στην επιφάνεια με αυτή που προέβλεψε η ανάλυση.

Ειδικά συμπεράσματα για το έργο (τεχνικό Σήραγγας διπλής τροχιάς)

Α μέρος – Τεχνικογεωλογική αξιολόγηση

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον αλλά και δυσκολία παρουσίασε η διαδικασία της τεχνικογεωλογικής αξιολόγησης εντός περιβάλλοντος Αθηναϊκού Σχιστολίθου.

Οι Γεωλογικές ενότητες

Οι γεωλογικές ενότητες που συναντήθηκαν στην περιοχή του έργου είναι έξι (6), οι Τεχνητές επιχώσεις και Επιφανειακές αποθέσεις, το Κροκαλοπαγές, ο αποσαθρωμένος και τεκτονισμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης, ο ισχυρός- μέτρια τεκτονισμένος Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης, οι Εναλλαγές Μεταψαμμίτη με Μεταίλυόλιθο και ο ασθενής, μέτρια έως εντελώς αποσαθρωμένος, (εξαλλοιωμένος) αργιλικός σχιστόλιθος. Η «ταυτότητα» μίας βραχόμαζας είναι το τρίπτυχο σ_{ci} , GSI, m_i . Συνεπώς οι τεχνικογεωλογικές ενότητες διαχωρίζονται με τα κριτήρια αυτά.

Οι τιμές σ_{ci} και GSI

Η γενικότερη ετερογένεια και ο έντονος τεκτονισμός που διακατέχει τους σχηματισμούς του Αθηναϊκού Σχιστολίθου, δεν επέτρεπε συχνά την διεξαγωγή αξιόπιστων δοκιμών για την αντοχή του άρρηκτου βράχου (σε έντονα διαταραγμένες και ετερογενείς βραχομάζες, είναι δύσκολες έως αδύνατες οι δοκιμές επί ενός εκ των συμμετεχόντων λιθολογικών τύπων, ή σε ένα άρρηκτο τέμαχος μιας πολύ κερματισμένης βραχόμαζας). Ως αποτέλεσμα, σε εδαφοποιημένες βραχομάζες, έγιναν εδαφικές δοκιμές για την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη. Οι αντοχές αυτές θεωρήθηκε ότι χαρακτηρίζουν ικανοποιητικά την αντοχή της βραχόμαζας σ_{cm} . Έτσι με ανάστροφη ανάλυση (με γνωστά τα GSI, m_i) προέκυψε η αντοχή του άρρηκτου βράχου για την εκάστοτε βραχόμαζα μέσω του λογισμικού RS Data επιλέγοντας διάφορες τιμές του σ_{ci} μέχρι να εξαχθεί η τιμή του σ_{cm} που είχαμε ως δεδομένη. Με το τρίπτυχο σ_{ci} , GSI, m_i , χαρακτηρίστηκαν όλες οι βραχομάζες που συναντήθηκαν κατά μήκος της χάραξης. Οι μη-εδαφοποιημένες/έντονα κερματισμένες βραχομάζες είχαν αξιόπιστες

εργαστηριακές μετρήσεις για το σ_{ci} , οι οποίες αναλύθηκαν στατιστικά και πάντα με την γεωτεχνική κρίση επιλέχθηκαν αντιπροσωπευτικές τιμές. Αξίζει να σημειωθεί ότι από την ως άνω πορεία, ότι η ανάστροφη ανάλυση που χρησιμοποιήθηκε ως μεθοδολογία εύρεσης της παραμέτρου σ_{ci} , είναι πολύ συντηρητική σε ορισμένες περιπτώσεις και δίνει εξαιρετικά χαμηλές τιμές του σ_{ci} (π.χ. για την αντοχή άρρηκτου βράχου του Αργιλικού Σχιστόλιθου προκύπτει $\sigma_{ci}=0,12$ MPa, υπερβολικά συντηρητικό). Εκεί, βάσει της εμπειρίας συνάντησης των σχηματισμών αυτών στο μετρό της Αθήνας και σε άλλες μελέτες, κρίνεται μία μεγαλύτερη τιμή ως αντιπροσωπευτική και συνάμα συντηρητική. Για την ενότητα των εναλλαγών ΜΤΨ-ΜΤΙ (φλυσχοειδής βραχώμαζα) λαμβάνεται μία σταθμισμένη τιμή των σ_{ci} , m_i (50% ΜΤΨ και 50% ΜΤΙ) με τον πίνακα για τις αναλογίες των λιθολογικών μελών για την εκτίμηση της ζυγισμένης τιμής των αντίστοιχων παραμέτρων του "άρρηκτου" φλύσχη ανάλογα με τον τύπο της βραχώμαζας (χρησιμοποιείται το διάγραμμα GSI για τις ετερογενείς βραχώμαζες).

Για την τιμή του δείκτη Γεωλογικής Αντοχής GSI ανά λιθολογικό τύπο, συγκεντρώθηκαν και αναλύθηκαν στατιστικά οι τιμές από τα μητρώα των γεωτρήσεων. Πέραν της στατιστικής ανάλυσης, χρησιμοποιήθηκαν και οι φωτογραφίες των πυρήνων των γεωτρήσεων και το Διάγραμμα GSI για ομοιογενείς και ετερογενείς βραχώμαζες ανά περίπτωση για το εύρος που δόθηκε σε κάθε γεωλογική ενότητα.

Οι Τεχνικογεωλογικές Ενότητες (TE)

Μετά τον χαρακτηρισμό των βασικών παραμέτρων (ταυτοτήτων) ανά λιθολογικό τύπο και γεωλογική ενότητα προέκυψαν οι εξής επτά (7) Τεχνικογεωλογικές Ενότητες (TE). Οι TE 4 και TE 5 προέκυψαν από τη διαίρεση της Γεωλογικής Ενότητας 4 του Ισχυρού Ασβεστιτικού Μεταψαμμίτη βάσει του GSI.

- TE 1: Επιφανειακές Αποθέσεις
- TE 2: Αποσαθρωμένος ασβεστιτικός μεταψαμμίτης
- TE 3: Κροκαλοπαγές
- TE 4: Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α
- TE 5: Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Β
- TE 6: Εναλλαγές ΜΤΨ-ΜΤΙ
- TE 7: Αργιλικός Σχιστόλιθος

Επιπλέον, για κάθε βραχώμαζα υπολογίστηκε: η σταθερά MR (Modulus Ratio) για την σχέση του Deere (1967) που συνδέει το μέτρο ελαστικότητας άρρηκτου βράχου με την μονοαξονική αντοχή του ($E_i=MR \cdot \sigma_{ci}$), οι παράμετροι Mohr-Coulomb συνοχή και γωνία τριβής c και ϕ και τέλος η αντοχή της βραχώμαζας και το μέτρο ελαστικότητας που εισήχθησαν στα γεωτεχνικά μοντέλα των αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία. Ακόμη εκτιμήθηκαν η διαπερατότητα και ο λόγος K_o για κάθε ενότητα.

Υπόγεια Ύδατα

Ο σχηματισμός του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» παρουσιάζει μεγάλη ανισοτροπία όσον αφορά στην υδροπερατότητά του. Κατά κανόνα αποτελεί υδατοστεγανό σχηματισμό, λόγω της παρουσίας μεταίλυολίθων, σχιστολίθων και αργιλοποιημένων ζωνών αποσάθρωσης, τεκτονισμού και διάτμησης στη μάζα του. Η παρουσία, όμως, μεταψαμμιτών και μεταβατικών ζωνών εναλλαγής μεταψαμμιτών/ μεταίλυολίθων, όπως επίσης και στρώσεων κερματισμού διαμορφώνει επιλεκτικές διόδους κυκλοφορίας για το υπόγειο νερό.

Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών κατάταξης αλλά και από τις αντίστοιχες περιγραφές του Α.Σ. στα μητρώα των γεωτρήσεων, ο «Αθηναϊκός Σχιστόλιθος» περιέχει υψηλό ποσοστό λεπτόκοκκων (της τάξης του 30%). Πρακτικά, αυτό σημαίνει ότι από υδραυλική

άποψη ότι σχηματισμός αναμένεται να συμπεριφέρεται ως «ημιπερατός» – «αδιαπέρατος». Από τον Α.Σ. υπέρκειται δύο σχετικά πιο περατοί σχηματισμοί (Επιφανειακές Αποθέσεις και Κροκαλοπαγές), και θεωρείται ότι ο υδροφόρος ορίζοντας είναι «επικρεμάμενος» του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου». Στην εκσκαφή ωστόσο, λόγω της αποστράγγισης θεωρούνται ξηρές συνθήκες και οποιαδήποτε θέματα με τα ύδατα αντιμετωπίζονται στο εργοτάξιο. Οι επιτόπου δοκιμές διαπερατότητας δεν έδειξαν σημαντικές διαφυγές και άρα πιθανά έγκοιλα (ίσως πληρωμένα με νερό) στους ασβεστιτικούς σχηματισμούς που δύνανται να είναι καρστικοποιημένοι.

Το μέτρο Ελαστικότητας E_m .

Η πιο κρίσιμη παράμετρος που επηρεάζει τις μετακινήσεις (συγκλίσεις εντός της σήραγγας και καθιζήσεις στην επιφάνεια) είναι το μέτρο ελαστικότητας (ή μέτρο παραμορφωσιμότητας) της βραχώμαζας E_m . Η διαδικασία που ακολουθείται πλέον στα έργα μετρό για το μέτρο ελαστικότητας, γίνεται μέσω του προσδιορισμού της αντοχής σε μονοαξονική (ανεμπόδιστη) θλίψη με σύγχρονη μέτρηση και προσδιορισμό του μέτρου ελαστικότητας (E_i) και του λόγου Poisson (ν) (Uniaxial compression deformability test). Η δοκιμή αυτή πραγματοποιείται για τον προσδιορισμό της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη, μόνο που κατά τη διάρκεια εκτέλεσής της γίνεται ταυτόχρονη μέτρηση των αξονικών και διαμετρικών (πλευρικών) παραμορφώσεων του δοκιμίου. Στην μελέτη που δόθηκε όμως από την Αττικό Μετρό, διαπιστώθηκε ότι δεν είχαν μετρηθεί τα μέτρα ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου με αυτόν τον τρόπο, αλλά με τη χρήση της καμπύλης τάσης-παραμόρφωσης, από τις δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης, στην ελαστική περιοχή που δεν δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα.

Για τον σκοπό της εκτίμησης του μέτρου ελαστικότητας των ΤΕ τα εργαστηριακά δεδομένα δεν κρίθηκαν ικανοποιητικά ακριβή και θεωρήθηκε προτιμότερο να μην χρησιμοποιείται η τιμή “ E_i ” από τη μελέτη για την εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας E_m . Για την εκτίμηση των E_i χρησιμοποιείται η σχέση του Deere (1968) $E_i = MR * \sigma_{ci}$. Επισημαίνεται ωστόσο η αβεβαιότητα της σχέσης αυτής τόσο ως προς την εκτίμηση του MR όσο και ως προς την τιμή του σ_{ci} . Ενότητες που έχουν εμπειρικές τιμές του σ_{ci} έχουν μία επιπλέον αβεβαιότητα στην εκτίμηση του E_i . Οι Hoek-Diederichs πρότειναν μία σχέση για το E_m που χρησιμοποιεί το E_i και το GSI. Προτείνεται η σχέση αυτή όταν τα E_i κρίνονται αξιόπιστα (είτε είναι άμεσα μετρημένα είτε υπολογίστηκαν με τη σχέση του Deere βάσει αξιόπιστων σ_{ci}). Οι Hoek, Carranza-Torres, Corkum πρότειναν μία σχέση που χρησιμοποιεί το σ_{ci} και το GSI. Άλλη μία σχέση είναι η σχέση των Sonmez, Ulusay and Gokceoglu (2004) που αξιοποιεί το E_i και το GSI. Η σχέση των Hoek & Diederichs δίνει δυσανάλογα χαμηλές τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας σε πολύ ασθενείς τεχνικογεωλογικές ενότητες με χαμηλές τιμές των παραμέτρων GSI, σ_{ci} , E_i . Αυτό συμβαίνει γιατί τα διαθέσιμα πειραματικά στοιχεία της βάσης δεδομένων αυτής της συσχέτισης είναι κατά βάση για ισχυρούς και υγιείς σχηματισμούς και ελάχιστα εξ αυτών αναφέρονται σε ασθενείς βραχομάζες (για τις οποίες συνήθως είναι και δύσκολο να ληφθούν παράμετροι άρρηκτου βράχου). Ως εκ τούτου η σχέση αυτή δεν προσαρμόζεται ικανοποιητικά στις τελευταίες. Συμπερασματικά, για πολύ ασθενείς τεχνικογεωλογικές ενότητες, η συσχέτιση των Hoek & Diederichs (2006) δεν λαμβάνεται υπόψιν στην αξιολόγηση.

Η χαρακτηριστική τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας εκτιμήθηκε μετά από συναξιολόγηση των βιβλιογραφικών συσχετίσεων και ελήφθη ο μέσος όρος των εκτιμήσεων που θεωρούνται έγκυρες κατά περίπτωση, εκτός από συγκεκριμένες ΤΕ όπου επιλέχθηκαν τιμές κοντά στα κάτω όρια με ανάλογη αιτιολόγηση.

Ειδικότερα για μία αποσαθρωμένη βραχώμαζα οι τιμές των δοκιμών άρρηκτου βράχου δεν είναι πολλές. Η σχέση Hoek-Diederichs δεν έχει καλή εφαρμογή όπως έχει αναφερθεί παραπάνω. Η πρώτη εκτίμηση θα ήταν ο μέσος όρος των άλλων τιμών που δίνουν οι σχέσεις Hoek, Carranza-Torres, Corkum και Sonmez, Ulusay, Gokceoglu, ωστόσο λαμβάνεται μία τιμή πιο κοντά στο κάτω όριο του εύρους αυτών αφού η ενότητα αυτή είναι αποσαθρωμένη και σε ανώτερα στρώματα.

Ενδιαφέρον παρουσίασε η TE 6 που είναι εντός τεκτονισμένης ζώνης – ζώνης διάτμησης και αποτελείται από εναλλαγές μεταψαμμίτη με μεταϊλύολιθο (με κυρίαρχη την μεταψαμμιτική φάση με τοπικό κερματισμό). Οι σχέσεις Sonmez, Ulusay, Gokceoglu και Hoek-Diedrichs απαιτούν τον ορισμό του E_i , όμως τα εργαστηριακά δεδομένα δεν είναι αξιόπιστα για τον άμεσο ορισμό του, και η σχέση του Deere απαιτεί την τιμή του σ_{ci} η οποία εν προκειμένω έχει ληφθεί εμπειρικά. Συνεπώς υπολογίζεται το $E_i(MR, \sigma_{ci})$ με κάποια δεδομένη αβεβαιότητα. Η σχέση Hoek, Carranza-Torres, Corkum είναι συνάρτηση των GSI, σ_{ci} . Με το λογισμικό RS Data υπολογίζεται το E_m και μέσω της σχέσης Hoek-Diedrichs, παρά την μη ικανοποιητική εφαρμογή της σχέσης σε ασθενείς βραχώμαζες, εφόσον είναι διαθέσιμη στο πρόγραμμα. Επιλέγεται η μικρότερη τιμή των σχέσεων υπέρ της ασφαλείας και λόγω των χαμηλών τιμών που εμφανίζονται εμπειρικά σε άλλες μελέτες της Α.Μ. για τον σχηματισμό αυτόν.

Οι γεωτεχνικές παράμετροι

Οι γεωτεχνικές παράμετροι που εκτιμήθηκαν στην παρούσα διπλωματική για τις βραχώμαζες (για κάθε τεχνικογεωλογική ενότητα TE), με σκοπό την εκσκαφή και άμεση υποστήριξη της σήραγγας διπλής τροχιάς με τη μέθοδο NATM φαίνονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα.

Πίνακας 7. 1 Τελικές παράμετροι για τις TE.

	Ενότητα	Τεχνικογεωλογική ενότητα	σ_{ci} (Mpa)	GSI	m_i	MR	c (kPa)	ϕ (deg)	σ_{cm} (MPa)	E_m (MPa)
-	TE 1	Επιφανειακές Αποθέσεις	-	-	-	-	5	35	-	30
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 2	Αποσαθρωμένος ασβεστιτικός μεταψαμμίτης	8	22	13	250	50	35	0.8	80
-	TE 3	Κροκαλοπαγές	11	30	17	350	92	48	1.6	606
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 4	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Α	19	40	17	250	145	55	3.5	1155
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 5	Ισχυρός Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης Β	19	50	17	250	191	57	4.3	2172
ΑΝΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 6	Εναλλαγές ΜΤΨ-ΜΤΙ	8.4	30	8	375	69	39	0.821	250
ΚΑΤΩΤΕΡΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΑΘΗΝΑΙΚΟΥ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΥ	TE 7	Αργιλικός Σχιστόλιθος	2	20	6	150	27	22.5	0.123	133

Ειδικά συμπεράσματα για το έργο (τεχνικό Σήραγγας διπλής τροχιάς)

Β' Μέρος – Ανάλυση εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης

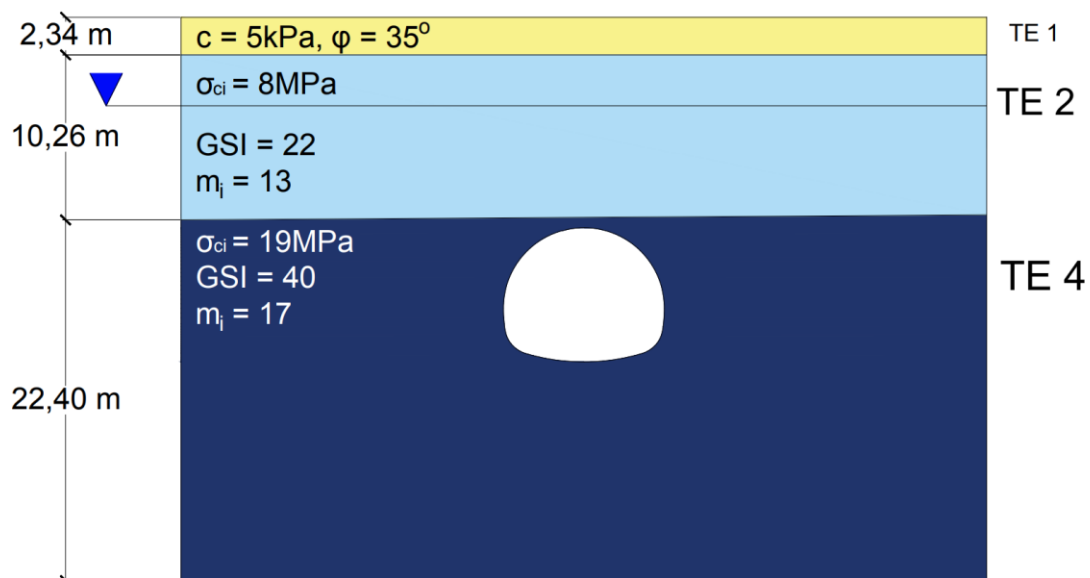
Η ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης μιας σήραγγας έχει τρεις σκοπούς. Να ελέγξει την ευστάθεια της σήραγγας σε κάθε φάση εκσκαφής, να ελέγξει ότι οι συγκλίσεις του τοιχώματος της σήραγγας, της περιβάλλουσας βραχώμαζας και των καθιζήσεων της επιφάνειας του εδάφους είναι εντός των αποδεκτών ορίων (τα όρια αυτά καθορίζονται από τον κανονισμό που βρίσκεται στις μελέτες της Αττικό (Ελληνικό) Μετρό Α.Ε.) και τέλος να προσομοιώσει τις διαστάσεις των φάσεων εκσκαφής, το βήμα προχώρησης και το σύστημα άμεσης υποστήριξης (είδος και πυκνότητα μέτρων υποστήριξης, κατασκευαστική αλληλουχία) τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στο έργο. Στην παρούσα διπλωματική εξετάζεται η μελέτη των μέτρων υποστήριξης που έχει ήδη εκπονηθεί στο κομμάτι αυτό από την Α.Μ.. Η ανάλυση έγινε με λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων δύο διαστάσεων (RS2).

Τυπικές (Γεωτεχνικές) Διατομές

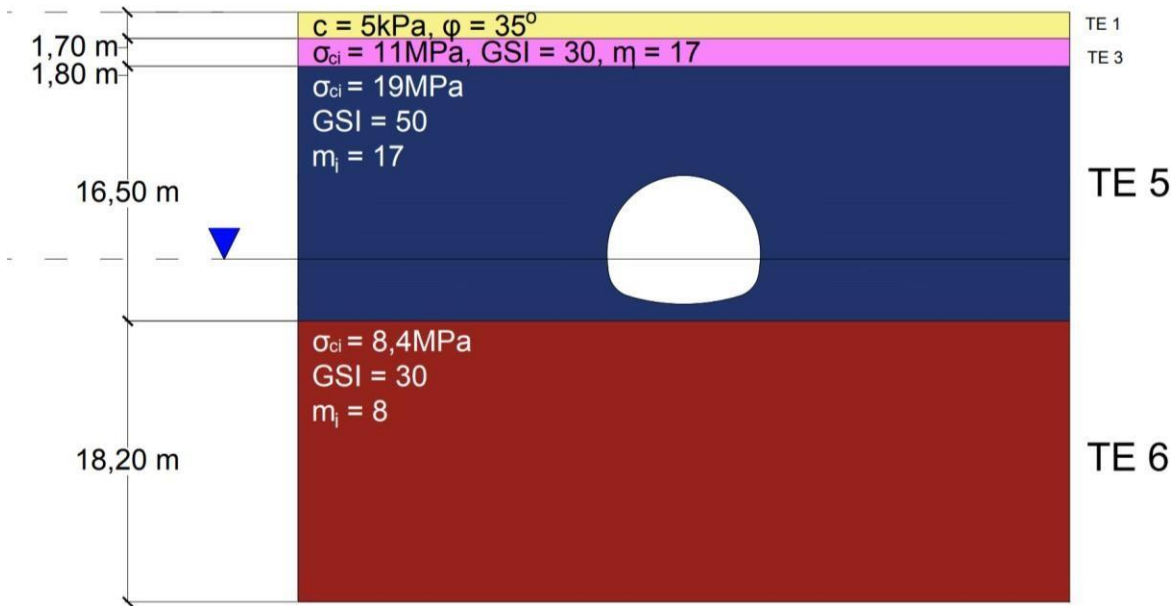
Οι Τυπικές (Γεωτεχνικές) Διατομές επιλέχθηκαν ως οι χαρακτηριστικές διατομές (εικόνες) των γεωτεχνικών συνθηκών κατά μήκος της χάραξης. Στα 300 m του τεχνικού της σήραγγας επιλέχθηκαν τρεις Τυπικές (Γεωτεχνικές) Διατομές προς ανάλυση:

Η Τυπική Διατομή 1 (χαρακτηρίζει το τμήμα ΧΘ 1+392 - 1+564), η Τυπική Διατομή 2 (χαρακτηρίζει το τμήμα ΧΘ 1+564 - 1+580) και η Τυπική Διατομή 5 (χαρακτηρίζει το τμήμα ΧΘ 1+580 - 1+681,29).

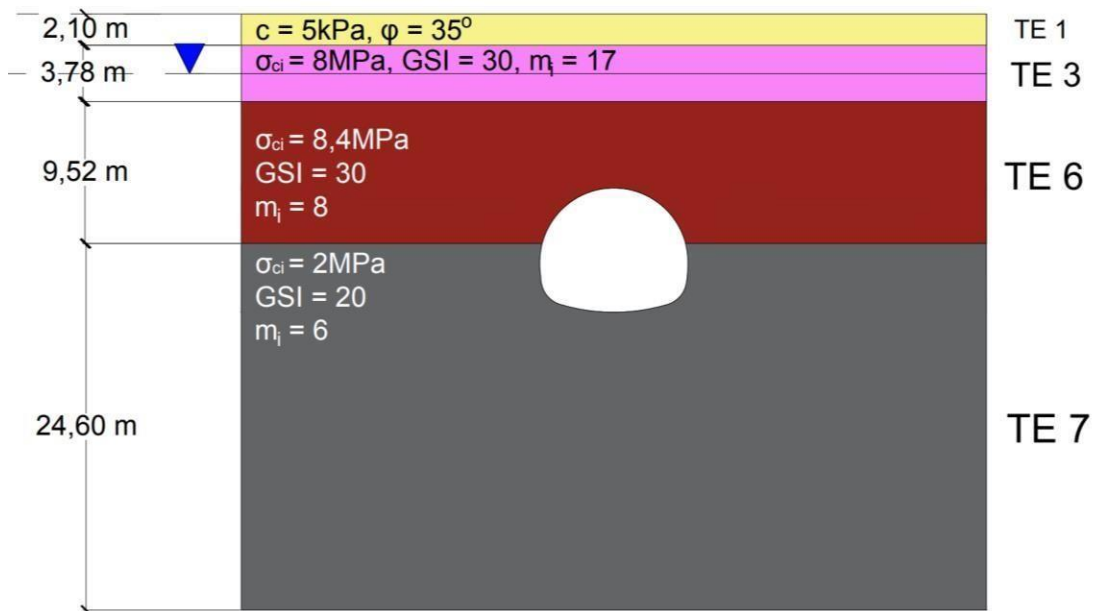
Κριτήρια για την επιλογή αυτών ήταν το υλικό (είδος υλικού) μέσα στο οποίο εκσκάπτεται η σήραγγα, το υπόβαθρο αυτής, και το υλικό των υπερκειμένων ως προς το μέτρο ελαστικότητας πρωτίστως και έπειτα ως προς την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη της βραχώμαζας (τεχνικογεωλογικής ενότητας ΤΕ).



Σχήμα 7. 1 Τυπική (Γεωτεχνική) Διατομή 1.



Σχήμα 7. 2 Τυπική (Γεωτεχνική) Διατομή 2.



Σχήμα 7. 3 Τυπική (Γεωτεχνική) Διατομή 5

Σημαντικό ρόλο έπαιξε η «σύσταση» του μετώπου εκσκαφής. Σε μικτό μέτωπο έχουμε πιο δυσμενείς συνθήκες, ειδικά στην περίπτωση αυτής της διπλωματικής όπου τα υλικά που εναλλάσσονται είναι ασθενή, ετερογενή και με μικρό μέτρο ελαστικότητας (TE 6 – TE 7).

Στην ανάλυση δεν ελήφθη επιρροή του υδροφόρου ορίζοντα και των πιέσεων πόρων, καθώς η προσομοίωση ευλόγως θεωρείται «ξηρή», διότι κατά την κατασκευή γίνεται αποστράγγιση μέσω αποστραγγιστικών οπών και ακόμη δεν υπάρχουν ενδείξεις από τις επιτόπου δοκιμές για μεγάλη υδροφορία του γεωλογικού υποβάθρου (π.χ. έγκοιλα γεμάτα με νερό).

Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης – Μέτρα Υποστήριξης

Οι Τυπικές (Γεωτεχνικές) Διατομές αναλύθηκαν με τις τρεις Τυπικές Διατομές Άμεσης Υποστήριξης (I, II, III). Σε όλες τις διατομές έχει τοποθετηθεί εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια. Οι II και III έχουν και μεταλλικά πλαίσια. Στην III για την υποστήριξη του μετώπου τοποθετούνται αγκύρια fiberglass. Για την μείωση των καθιζήσεων και την επέκταση της αστοχίας προς την επιφάνεια αλλά και για την ευστάθεια του μετώπου της διατομής III τοποθετούνται και δοκοί προπορείας (Forepoling).

Αποτελέσματα Αναλύσεων

Όλες οι αναλύσεις έδωσαν καθιζήσεις στην επιφάνεια εντός των ορίων ασφαλείας που έθεσε η Αττικό Μετρό. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι τιμές αυτές δεν συγκρίθηκαν με αυτές της Μελέτης από τις αναλύσεις της Αττικό Μετρό καθώς τα γεωτεχνικά προσομοιώματα και οι παραδοχές είναι μη συγκρίσιμες με την πορεία της παρούσας διπλωματικής.

Πίνακας 7. 2 Τελικές τιμές μετακινήσεων από την ανάλυση.

	Μέγιστη καθίζηση (mm)	Μέγιστη Σύγκλιση (mm)
ΑΜΕΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ I – ΤΔ 1	3,2	8,4
ΑΜΕΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ II – ΤΔ 2	0,4	1,7
ΑΜΕΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ III – ΤΔ 5	13,6	17,3

Όταν οι τιμές των καθιζήσεων κρίνονται πολύ μικρές (βάσει ορίων) δύναται να προσομοιωθούν ελαφρύτερα μέτρα υποστήριξης για τη μείωση του κόστους κατασκευής.

Η ανάλυση της Τυπικής Διατομής 5 με την Τυπική Διατομή Άμεσης Υποστήριξης III έδωσε τις μεγαλύτερες μετακινήσεις. Οι τιμές αυτές είναι αναμενόμενες καθώς η σήραγγα εξάπτεται στις πλέον δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες σε μικτό μέτωπο στις πιο ασθενείς τεχνικογεωλογικές ενότητες ως προς την μονοαξονική αντοχή σε θλίψη και το μέτρο ελαστικότητας. Το άνω μισό αποτελείται από την ΤΕ 6 των εναλλαγών ΜΤΨ-ΜΤΙ με μέτρο ελαστικότητας $E_m = 250 \text{ MPa}$ και το άλλο μισό από την ΤΕ 7 του Αργιλικού Σχιστολίθου με $E_m = 133 \text{ MPa}$ που αποτελεί και το υπόβαθρο της σήραγγας.

Σύγκριση αποτελεσμάτων αναλύσεων με επιτόπιες μετρήσεις μετά την κατασκευή της σήραγγας

Με τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων με τις επιτόπιες μετρήσεις από τη γεωδομητική παρακολούθηση επιβεβαιώνεται ή όχι η ακρίβεια του γεωτεχνικού μοντέλου. Η αβεβαιότητα που διακατέχει τη Γεωτεχνική Μηχανική επιτρέπει σφάλματα, εντός λογικών πλαισίων. Προτείνεται η αύξηση των μετακινήσεων (καθιζήσεων στην επιφάνεια κυρίως) που υπολογίζονται από την ανάλυση, υπέρ της ασφαλείας.

Η μέγιστη τιμή καθίζησης που μετρήθηκε ήταν τα 16,5mm στην Χιλιομετρική Θέση 1+681,29 (πέρας εργολαβίας – Αρχή Σταθμού). Έχει διεξαχθεί ήδη ανάλυση στην περιοχή αυτή με την Τ.Δ. 5 (ΧΘ 1+666) και την Τ.Δ.Α.Υ. ΙΙΙ και έχει προκύψει καθίζηση 13,6 mm. Η διαφορά έγκειται στο ότι η μέτρηση (16,5 mm) έγινε κοντά στον Σταθμό Περιστερί, του οποίου η εκσκαφή προφανώς έχει δυσμενή επιρροή στην καθίζηση. Συνεπώς κρίνεται ικανοποιητικά ακριβής η πρόβλεψη του αριθμητικού μοντέλου στα 13,6 mm στην θέση αυτή ειδικά αν ληφθεί υπόψιν ότι θα μπορούσαμε να αυξήσουμε την υπολογισμένη τιμή υπέρ της ασφαλείας.

Γενικά Συμπεράσματα

Από κάθε στάδιο που πραγματοποιήθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία εξάγονται τα εξής βασικά συμπεράσματα.

- Όσον αφορά την γεωλογία της περιοχής και ειδικά το περιβάλλον του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» αναδεικνύεται η πολυπλοκότητα και η ετερογένεια που χαρακτηρίζει το σχηματισμό, και συνεπάγεται η δυσκολία στον προσδιορισμό των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών των ενοτήτων του.
- Επισημαίνεται η ανάγκη έμμεσου προσδιορισμού των μηχανικών παραμέτρων του άρρηκτου βράχου μέσω διαδικασίας «ανάστροφης ανάλυσης» σε περιπτώσεις που δεν είναι αξιόπιστες οι τιμές των εργαστηριακών δοκιμών βραχομηχανικής, λόγω πολύ έντονης διαταραχής και ετερογένειας του γεωυλικού.
- Οι τιμές των παραμέτρων σ_{ci} και GSI συγκεντρώθηκαν ανά λιθολογικό τύπο, έτσι ώστε οι γεωλογικές ενότητες να διαιρεθούν σε τεχνικογεωλογικές ενότητες ως προς την μηχανική τους συμπεριφορά και τον τρόπο αστοχίας τους, κατά την κατασκευή του έργου. Ο διαχωρισμός έγινε με κριτήρια όπως το σ_{ci} και το GSI κατά βάση, αλλά και με τον βαθμό αποσάθρωσης που διαφαίνεται από τις φωτογραφίες των πυρήνων των γεωτρήσεων. Οι φωτογραφίες αυτές ήταν καθοριστικές για την εμπειριστατωμένη άποψη για το γεωλογικό και γεωτεχνικό υπόβαθρο.
- Η χαρακτηριστική τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας εκτιμήθηκε μετά από συναξιολόγηση των βιβλιογραφικών συσχετίσεων που θεωρούνται έγκυρες κατά περίπτωση.
- Τα υλικά με μεγάλο μέτρο παραμορφωσιμότητας E_m που εκσκάπτονταν επέτρεπαν μικρότερες συγκλίσεις εντός της σήραγγας, και ως συνέπεια παρατηρήθηκαν μικρότερες καθιζήσεις στην επιφάνεια.
- Σε περιπτώσεις που η αντοχή της βραχώμαζας είναι πολύ μικρότερη από το επιτόπου εντατικό πεδίο που ορίζει το p_o επικρατεί σύνθλιψη και οι μετακινήσεις που αναμένονται είναι μεγάλες.
- Από την πρόσθετη ανάλυση, αναδεικνύεται η επιρροή του γεωυλικού στις μετακινήσεις και το περιθώριο τοποθέτησης «ελαφρύτερης» υποστήριξης σε περίπτωση πολύ μικρών μετακινήσεων.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ελληνική Βιβλιογραφία

Αττικό μετρό, 2008. “ΕΚΘΕΣΗ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ, ΤΜΗΜΑ: «ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ»”, Τεχνική έκθεση

Αττικό μετρό, 2008. “ΣΤΑΘΜΟΣ ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ-ΤΜΗΜΑ ΥΠΟΓΕΙΑΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ, ΠΡΟΣΩΡΙΝΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ”, Τεχνική έκθεση

Αττικό μετρό, 2009. “ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΓΔΠ”, Τεχνική έκθεση

Γεωργίου Δ.Χ., 2021. “Υπολογιστική διερεύνηση της ευστάθειας του μετώπου σηράγγων”, Διδακτορική διατριβή

Γεωργίου Δ.Χ., 2021. “ Αλληλεπίδραση Σηράγγων Παναγοπούλας”, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία

Καββαδάς Μ., 2005. “Σημειώσεις σχεδιασμού υπόγειων έργων”, Έκδοση Ε.Μ. Πολυτεχνείου

Κύρκος Α., 2022. “Τεχνικογεωλογική και γεωτεχνική αξιολόγηση βραχομαζών περιβάλλοντος «Αθηναϊκού Σχιστόλιθου» και διερεύνηση της συμπεριφοράς του κατά την εκσκαφή υπογείων έργων”, Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία

Κωστόπουλος Σ.Δ. , 2003. “ΣΗΡΑΓΓΕΣ”, Έκδοση Όμιλος Ίων

Μαρίνος Β.Π., Μαρίνος Π.Γ. & Hoek E. , 2004. “Γεωλογικός δείκτης αντοχής, GSI: Εφαρμογές, συστάσεις, περιορισμοί και πεδία μεταβολών ανάλογα με τον τύπο του πετρώματος”, 10ο Διεθνές Συνέδριο της Ελληνικής Γεωλογικής Εταιρείας, Θεσσαλονίκη

Μαρίνος Β., 2022. “Γεωμηχανική Διερεύνηση Υπεδάφους”, Σημειώσεις μαθήματος «Γεωτεχνική και Γεωφυσική διερεύνηση υπεδάφους», Ε.Μ.Π.

Μαρίνος Β., 2022. “Μηχανοποιημένη Διάνοιξη – Επιλογή Μηχανήματος”, Σημειώσεις μαθήματος «Βραχομηχανική-Σήραγγες», Ε.Μ.Π

Μαρίνος Β., 2022. “ Συμβατική Μέθοδο Διάνοιξης (NATM)-Μέτρα

Προσωρινής Υποστήριξης Ανάλυση Ευστάθειας και Υποστήριξη
Βραχοσφηνών”, Σημειώσεις μαθήματος «Βραχομηχανική-Σήραγγες», Ε.Μ.Π.

Σαρόγλου Χ., 2022. “ Άρρηκτο πέτρωμα και ασυνέχειες”, Σημειώσεις
μαθήματος «Βραχομηχανική- Σήραγγες», Ε.Μ.Π.

Φακοπουλίδης Κ.,2021. “Αξιολόγηση των τεχνικογεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών σε σχέση με τη συμβατική διάνοιξη αστικών σηράγγων το παράδειγμα της γραμμής επέκτασης του μετρό πειραιά”, Διπλωματική εργασία

Ξένη Βιβλιογραφία

Bieniawski Z.T. (1979) “The geomechanics classification in rock engineering applications”, Proc 4th Congress Int. Soc. Of Rock Mechanics, Montreux

Bieniawski Z.T. (1989) “Engineering Rock Mass Classifications”, New York, John Wiley

Boronkay, K., Stoumpos, G., Benissi, M., Rovolis, G., Korkaris, K., Papastamatiou, D., Dimitriou, G., Chrysiokopoulou, A., Miliotis, I., Giakoumis, A., Novack, M. and Marinos, P.,2021. “Geological Map of Athens Metropolitan Area, Attica (Greece): A Review Based On Athens Metro Ground Investigation Data.”

Hoek E., Marinos P. and Benissi M. (1998) "Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses - The case of the Athens Schist formation". Bulletin of the Engineering Geology and the Environment

Hoek E. (2000) “Rock Engineering”, Course Notes

Hoek E., Carranza-Torres C. & Corkum B., “HOEK-BROWN FAILURE CRITERION – 2002 EDITION”, In: H. R. W. Bawden, Curran J., Telesnicki M. (eds.), Proceedings of NARMS – TAC, Toronto

Hoek E., Diederichs M.S. (2005) “Empirical estimation of rock mass modulus”, ScienceDirect, Canada

Saroglou H., Marinos P., and Tsiambaos G., 2004. “Applicability of the Hoek-Brown failure criterion and the effect of the anisotropy on intact rock samples from Athens Schist” , The Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy

Marinos P. & Hoek E. (2001) “Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch”, Bull. Eng. Geol.

Marinos V.,2017. “ A revised, geotechnical classification GSI system for tectonically disturbed heterogeneous rock masses, such as flysch” , Bull. Eng. Geol .Environ.

Tsiambaos G., Sabatakakis N. (2003) “Considerations on strength of intact sedimentary rocks”, ScienceDirect, Athens

Λογισμικά

RS 2 και RS Data,, Rocscience Inc.