

National Technical University of Athens MSc 'Design and Construction of Underground Works' Schools of Civil and Mining Engineering

## Empirical estimation of the rock mass deformation modulus of weak rock masses.

# Review of the existing predictive empirical models using data of tunneling projects.

Elpida – Ioulia Alexi

## Supervisor : Prof. Paul Marinos



## ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΜΕΤΡΟΥ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΜΟΤΗΤΑΣ ΑΣΘΕΝΩΝ ΒΡΑΧΟΜΑΖΩΝ

## ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΩΝ ΜΕ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΚΑΙ ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

Ελπίδα-Ιουλία Αλέξη

Επιβλέπων : Π. Γ. Μαρίνος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

**AOHNA 2010** 



National Technical University of Athens MSc 'Design and Construction of Underground Works' Schools of Civil and Mining Engineering

## Empirical estimation of the rock mass deformation modulus of weak rock masses.

# Review of the existing predictive empirical models using data of tunneling projects.

Elpida – Ioulia Alexi

## Supervisor : Prof. Paul Marinos



## ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΜΕΤΡΟΥ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΜΟΤΗΤΑΣ ΑΣΘΕΝΩΝ ΒΡΑΧΟΜΑΖΩΝ

## ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΩΝ ΜΕ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΚΑΙ ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

Ελπίδα-Ιουλία Αλέξη

Επιβλέπων : Π. Γ. Μαρίνος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

**AOHNA 2010** 

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή κ. Π.Γ. Μαρίνο για την ανάθεση του συγκεκριμένου ενδιαφέροντος θέματος, την καθοδήγηση και τις πολύτιμες συμβουλές του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Ακόμα, τον ευχαριστώ θερμά για όλες τις εκπαιδευτικές εμπειρίες εντός και εκτός αίθουσας τις οποίες μας προσέφερε απλόχερα κατά τη διάρκεια του μεταπτυχιακού προγράμματος.

Ακόμα, εκφράζονται ειλικρινείς ευχαριστίες προς τον υποψήφιο διδάκτορα κ. Γ.Κ. Προυντζόπουλο για την συνεχή επίβλεψη του σε όλα τα στάδια της διπλωματικής εργασίας, την υπομονή του και την πολύτιμη βοήθεια που μου παρείχε σε επιστημονικό και οργανωτικό επίπεδο.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες εκφράζονται προς τις εταιρείες:

- Αττικό Μετρό
- Ομιλος Τεχνικών Μελετών
- Εδαφομηχανική ATE

για το σύνολο των γεωτεχνικών μελετών που παρείχαν, προς εξασφάλιση πρωτογενών μετρήσεων και λοιπών στοιχείων. Ειδικότερα, ευχαριστώ θερμά τους κ. Γ. Στούμπο, κ. Παχάκη και κ. Κουμουτσάκο για την προθυμία τους και τον χρόνο τους, όσες φορές ζητήθηκε.

Τέλος θα ήθελα να απευθύνω ένα μεγάλο ευχαριστώ στους δικούς μου ανθρώπους για την αμέριστη υποστήριξη και συμπαράσταση τους κατά τη διάρκεια των σπουδών μου.

## Περιεχόμενα

Π	εριεχά	όμενα	9
Σι	κοπός	; διπλωματικής εργασίας	13
1		Υπόγεια έργα και σήραγγες	19
	1.1	Η σημασία των υπογείων έργων και σηράγγων	19
	1.2	Ο ρόλος της επιστήμης στον σχεδιασμό υπογείων έργων	19
2		Σχεδιασμός Υπογείων Έργων σε βραχώδεις σχηματισμούς	21
	2.1	Μηχανικά χαρακτηριστικά βραχόμαζας	21
	2.2	Παράμετροι περιγραφής βραχόμαζας	21
		2.2.1 Αντοχή συμπαγούς πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη	21
		2.2.2 Δείκτης ποιότητας βραχόμαζας RQD	22
		2.2.3 Ασυνέχειες	24
		2.2.3.1 Περιγραφή των ασυνεχειών	24
		2.2.3.2 Διατμητική αντοχή ασυνεχειών	29
		2.2.3.3 Σχέση Patton	31
		2234 Kouthouo Barton	31
	23	Ταξινόμηση βοαγομάζας	31
	2.4	Συστήματα ταξινόμησης βραχομάζας	32
		$2.41\Sigma$ ýστημα ταξινόμησης βοαχομάζας RMR (Rock Mass Rating system)	32
		$2.42\Sigma$ ýστημα ταξινόμησης Ο των Barton et al (Nooßnvikoń Γεωτεννικοń	
		Ινστιτούτου- Norwegian Geotechnical Institute NGL)	35
		2.4.3 Ταξινόμηση με το σύστημα GSI (Geological Strength Index).	
	2.5	Κοιτήσια αστογίας βραγομάζας	
		2.5.1 Κοιτήσιο αστοχίας Griffith	
		2.5.2 Ενεργειακό κοιτήριο	47
		2.5.3 Κοιτήσιο αστογίας Hoek - Brown για βραγόμαζα	47
		2.5.4 Κοιτήσιο Hoek-Brown για βραγόμαζα	49
		2.5.5 Κριτήριο Mohr – Coulomb	53
3		Κατασκευή Υπογείων Έργων	57
	3.1	Μορφές αστοχίας ανυποστήρικτων σηράγγων	57
	3.2	Διάνοιξη σηράγγων	61
	3.3	Μέθοδοι εκσκαφής σηράγγων	63
		3.3.1 Μηχανοποιημένες Μέθοδοι διάνοιζης	64
		3.3.1.1 Ολομέτωπης κοπής TBM (Tunneling Boring Method)	64
		3.3.1.2 Σημειακής κοπής Roadheaders	
		3 3 1 3 Εξισοροόπησης εδαωικής πίεσης EPB (Earth Pressure Balance	66
		3314 Atávolt n groávyov us avtigtácit no ustátou us ustátouvu	10 101
		$u\pi stowth$ (Slutry Shields)	67
		$3.3.2 \text{ Mn} \text{ Mnyayatta musual since } (\pi) \cup \beta a \pi i \kappa c (\pi) \cap \beta a \pi i \kappa c (\pi) \cap \beta a \pi i \pi i \kappa c (\pi) \cap \beta a \pi i \pi$	07
		$2.2.2$ Mi-Migavokoli pevec (oupput kec) peopole diavolci $\zeta$	00 athad)
		5.5.2.1 Kutuokeon onpuyyoov με χρηση εκρηκτικών (unit and blast in	etilou)
		3.3.2.2 NEC AUGTPICKY METOOOC (New Austrian Funneling Method –	
		NAIM) 69	
		3.3.3 Μέθοδοι εκσκαφής και επανεπίχωσης	72
		3.3.3.1 Μέθοδος ανοιχτής εκσκαφής ( Cut&Cover )	72
		3.3.3.2 Μέθοδος επικάλυψης εκσκαφής (Cover&Cut)	73
	3.4	Δίδυμες Σήραγγες	75
	3.5	Μέτρα άμεσης υποστήριξης σηράγγων - Σκοπός	76
	3.6	Μέτρα άμεσης υποστήριξης τοιχωμάτων σήραγγας	76
		3.6.1 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete, gunite)	76
		3.6.2 Αγκύρια βράχου (rockbolts, anchors)	77
		3.6.3 Οπλισμός εκτοξευόμενου σκυροδέματος	79

		3.6.4 Χαλύβδινα Πλαίσια (steel ribs)	. 80		
		3.6.5 Ολισθαίνουσα Υποστήριξη	. 82		
	3.7	Μέτρα άμεσης αντιστήριξης και προστασίας μετώπου σήραγγας	. 84		
		3.7.1 Αγκύρια μετώπου fiberglass	. 85		
		3.7.2 Προσωρινό και μόνιμο ανάστροφο τόξο	. 85		
		3.7.3 Στοιχεία Προενίσχυσης	. 86		
	3.8	Τελική Επένδυση (final lining)	. 88		
	3.9	Συστήματα λειτουργίας σηράγγων	. 90		
4		Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων	. 91		
	4.1	Εισαγωγή στις διαστολομετρήσεις	. 91		
		4.1.1 Γενικά	. 91		
		4.1.2 Εισαγωγή στις διαστολομετρήσεις	. 91		
	4.2	Πρεσιόμετρο	. 93		
		4.2.1 Γενική περιγραφή	. 93		
		4.2.2 Πρεσιόμετρο Menard	. 93		
		4.2.3 Λειτουργία του πρεσιομέτρου	. 95		
		4.2.4 Τεχνολογία του πρεσιομέτρου	. 97		
		4.2.5 Διεξαγωγή πρεσιομέτρησης	. 97		
		4.2.6 Ρυθμίσεις και βαθμονόμηση βολίδας πρεσιομέτρου	. 99		
		4.2.7 Υδροστατική πίεση	. 99		
		4.2.8 Αποτελέσματα πρεσιομετρικών δοκιμών	100		
		4.2.9 Ορολογία & εμπορικοί τίτλοι	104		
	4.3	Ντιλατόμετρα (Dilatometer)	114		
		4.3.1 Γενική περιγραφή	114		
		4.3.2 Λειτουργία των ντιλατομέτρων	114		
		4.3.3 Τεχνολογία των ντιλατομέτρων	115		
		4.3.4 Διεξαγωγή των ντιλατομετρήσεων	116		
		4.3.5 Αποτελέσματα ντιλατομετρήσεων			
		4.3.6 Ορολογία και εμπορικοί τίτλοι	118		
5		Εμπειρικές σχέσεις εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας	123		
	5.1	Γενικά	123		
	5.2	Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχομάζας (rock mass deformation modulus)	123		
	5.3	Predictive empirical models of rockmass deformation modulus	124		
	5.4	Simplified Hoek&Diederichs equation 2006	126		
	5.5	Detailed Hoek&Diedrichs equation 2006	130		
	5.6	Παρατηρήσεις επί της σχέσης Hoek&Diederichs	131		
	5.7	Νέες εναλλακτικές σχέσεις του rock mass deformation modulus	135		
		5.7.1 Εμπειρική σχέση των Givshad, Memarian, Rezaei	135		
		5.7.2 Εμπειρική σχέση των Kayabasi et al.	136		
	5.8	Σύνοψη - Σχολιασμός	139		
6		Παραδείγματα Μελέτης (Case Studies)	143		
	6.1	Εισαγωγή	143		
	6.2	Παραδείγματα μελέτης	143		
		6.2.1 Case Study 1: Νέες επεκτάσεις του Μετρό Αθήνας – Γραμμή 3	143		
		6.2.1.1 $ΘΕΣΗ ΧΑΪΔΑΡΙ – ΑΓΙΑ ΒΑΡΒΑΡΑ$	146		
		6.2.1.2 ΘΕΣΗ ΑΓΙΑ ΒΑΡΒΑΡΑ - ΚΟΡΥΔΑΛΛΟΣ	150		
		6.2.1.3 ΘΕΣΗ ΚΟΡΥΔΑΛΛΟΣ – ΠΕΙΡΑΙΑΣ	154		
		Γεώτρηση ΒΡ 2416 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πεισαιάς	158		
		Γεώτοηση ΒΡ 2416 – ΘΕΣΗ Κοουδαλλός – Πειοαιάς	158		
		Γεώτοηση BP 1310 – $\Theta$ EΣΗ Κοωδαλλός – Πειοαιάς	158		
		$\Gamma_{content}$ D 1910 ΟΕΔΗ Κορυδαλλός Παιραιάς	150		
		$\Gamma_{0}$ μρηση DI 1910 - ΘΕΔΗ Κορυσαλλός - Πειραιας	150		
		$\Gamma$ εωτρηση DP 2444 – ΘΕΖΠ Κορυσαλλος – Πειραιας	1.07		
		$I$ εωτρηση BP 2438 – $\Theta$ E2H Κορυδαλλος – Πειραιας	160		
		Ι εωτρηση ΒΡ 2447 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς	161		
	Γεώτρηση ΒΡ 2447 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς	161			

	6.2.2 Case Study _2: Επέκταση Γραμμής 2 'Τμήμα Αγ. Αντώνιος – Ανθούπολ	νη' 162
	Σταθμός Περιστερίου	162
	6.2.3 Case study_3: Επίσταθμος σταθμού 'Ανθούπολη'	171
	6.2.4 Case study_4: Οδικός άξονας παραχώρησης Κόρινθος – Πάτρα	176
Δυστυχ	χώς, δεν υπάρχουν διαθέσιμες φωτογραφίες των σχηματισμών	180
7	Επεξεργασία μετρήσεων	181
7.1	Εισαγωγή	181
7.2	Συλλογή μετρήσεων μέτρου ελαστικότητας Ménard	181
7.3	Έλεγχος ορθότητας μετρήσεων μέτρου ελαστικότητας Ménard	182
7.4	Πινακοποίηση δεδομένων	183
8	Σύγκριση τιμών συμπεράσμαστα	191
9	Βιβλιογραφία	201

## Σκοπός διπλωματικής εργασίας

Κατά το σχεδιασμό υπογείων έργων, το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας αποτελεί μία από τις πιο κρίσιμες παραμέτρους σχεδιασμού, ιδιαίτερα για κατασκευές στις οποίες οι παραμορφώσεις έχουν σημαντικό ρόλο, όπως στην περίπτωση εκσκαφών σε ασθενείς βραχομάζες με σημαντικά υπερκείμενα ή αβαθών σηράγγων.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί:

A) Ανασκόπηση όλων των εμπειρικών μοντέλων προσδιορισμού του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας (rockmass deformation modulus).

B) Δημιουργία Βάσης Δεδομένων με τιμές ελαστικότητας Ménard από πρεσσιομετρικές δοκιμές υπογείων έργων (Αττικό Μετρό, ΠΑΘΕ).

Γ) Δημιουργία Βάσης Δεδομένων με τιμές μέτρου παραμορφωσιμότητας βραχομάζας από εμπειρικά μοντέλα προσδιορισμού.

Δ) Εκπόνηση διαγραμμάτων, σύγκριση τιμών και εξαγωγή συμπερασμάτων.

Επιχειρείται διαχωρισμός των βραχομαζών σε κατηγορίες για την εξαγωγή ειδικότερων συμπερασμάτων ενώ δίνεται έμφαση στις μεθοδολογίες Hoek&Carranza Torres 2002 και Hoek&Diederichs 2006.

## Περίληψη

Στο Πρώτο μέρος της παρούσας εργασίας (πρώτο, δεύτερο και τρίτο κεφάλαιο) γίνεται εκτενής αναφορά στη συμπεριφορά της βραχόμαζας και στις βασικές αρχές σχεδιασμού υπογείων έργων. Περιγράφονται αναλυτικά οι μηχανικές παράμετροι περιγραφής της βραχομάζας, τα συστήματα ταξινόμησης της, τα κριτηρία και οι μορφές αστοχίας οι οποίες καθορίζουν τη συμπεριφορά της. Τέλος, αναφέρονται διαφορετικές μεθοδολογίες εκσκαφής υπογείων έργων και τρόποι αντιμετώπισης των αστοχιών τους.

Το Δεύτερο μέρος της εργασίας (τέταρτο και πέμπτο κεφάλαιο) εστιάζεται αποκλειστικά στο μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας (rock mass deformation modulus). Συγκεκριμένα:

• Στο Τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται αναλυτικά οι επιτόπου δοκιμές των Διαστολομετρήσεων και ειδικότερα του πρεσσιομέτρου Ménard και του ντιλατομέτρου (διάταξη οργάνου, τρόπος λειτουργίας, τρόπος διεξαγωγής μέτρησης) ενώ επισημαίνονται οι πειραματικές εξισώσεις υπολογισμού του πρεσσιομετρικού μέτρου ελαστικότητας, όπως προκύπτουν από τα δεδομένα των in-situ μετρήσεων.

• Στο Πέμπτο κεφάλαιο επιχειρείται ανασκόπηση όλων των εμπειρικών μοντέλων προσδιορισμού του μέτρου παραμορφωσιμότητας (Predictive Empirical Models of rockmass deformation modulus) τα οποία έχουν τη μορφή εξισώσεων και στηρίζονται στη συλλογή δεδομένων (collected data). Περιλαμβάνονται οι σχέσεις Bieniawski, Serafim&Pereira, Mitri et al, Hoek&Carranza Torres 2002, Hoek&Diederichs 2006, Givshad-Memarian-Rezaei, Kayabasi ενώ γίνεται αναφορά σε ειδικά θέματα που αφορούν το συγκεκριμένο μέγεθος, όπως έχουν αναφερθεί σε σύγχρονες δημοσιεύσεις.

Η πληθώρα των εξισώσεων εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας και η δυσκολία εκτέλεσης αντιπροσωπευτικών in-situ δοκιμών αποτέλεσε ιδέα για τη δημιουργία μιας ευρείας Βάσης Δεδομένων με τιμές μέτρου ελαστικότητας Ménard από πρεσσιομετρικές δοκιμές έργων υποδομής της Ελλάδας (case studies). Στο *Τρίτο μέρος* (έκτο, έβδομο και όγδοο κεφάλαιο) της εργασίας καταρτίζεται η Βάση Δεδομένων, αναφέρονται αναλυτικά οι παραδοχές εκπόνησης της ενώ επιχειρείται σύγκριση τιμών, εκπόνηση συμπερασμάτων και σχολιασμός με γεωλογική-γεωτεχνική λογική.

## State of purpose

The deformation rock mass modulus is an important parameter in any analysis of rock mass behavior that includes deformations, as in case of shallow tunnels or excavations in weak rock masses under important overburden pressure.

The scope of this study is:

A) Review of the existing empirical equations for estimating the rock mass deformation modulus.

B) Creation of a Data Base of in-situ pressuremeter Ménard measurements from recent tunneling projects (Athens Metro, National Highway).

C) Creation of a Data Base of rock mass deformation modulus values, calculated by existing empirical models, on the basis of classification schemes and intact rock properties.

D) Comparison between the out coming values and the relevant charts.

Please note, that the collected data was divided in weak and strong rock masses in order to evaluate more specific results and the study emphasizes on Hoek&Carranza Torres 2002 and Hoek&Diederichs 2006 methods.

#### **Summary**

At the *First Part* of this study (first, second and third chapter), there is a description of the theoretical background that shall be taken into consideration, while designing underground works. The description is on the basis of rock mass classification schemes, intact rock properties, geological parameters of rock masses, excavation methods and failure criteria which determine the rock mass behavior.

The *Second Part* (fourth and fifth chapter), focuses clearly on the rock mass deformation modulus regarding the different estimating methods, both in-situ and empirical. More in detail:

• At the Fourth Chapter, the technology of Pressuremeters and Dilatometers tests is described regarding the devices' arrangement, prosecution of test and common mistakes. All the out coming equations for determination of deformation modulus, on the basis of the in-situ measurements are referred.

• At the Fifth Chapter all the existing empirical predictive models for the estimation of rock mass deformation modulus are reviewed and their limitations are discussed (Bieniawski, Serafim&Pereira, Mitri et al, Hoek&Carranza Torres 2002, Hoek&Diederichs 2006, Givshad-Memarian-Rezaei, Kayabasi). These relationships have equation form and are based on collected data, so they are always under improvement.

Remarkably different values of the deformation modulus are estimated for the same rock mass, according to the equation which is chosen. In order to evaluate the empirical models, measurements of pressuremeter tests by Greek tunneling projects were collected and a large Data Base of deformation modulus values was created.

At the *Fourth Part* (sixth, seventh and eighth chapter) are included the measurements, the Data Base and the relevant charts which are compared and commented.

## 1 Υπόγεια έργα και σήραγγες

### 1.1 Η σημασία των υπογείων έργων και σηράγγων

Μία από τις σημαντικότερες κατηγορίες έργων του Πολιτικού Μηχανικού είναι τα υπόγεια έργα. Η κατασκευή τους έχει γίνει πλέον επιβεβλημένη λόγω της σημαντικής αύξησης του πληθυσμού και έλλειψης αντίστοιχου χώρου. Παράλληλα, οι σύγχρονες συνθήκες ζωής και εμπορίου επιβάλλουν την ολοένα ταχύτερη και ασφαλέστερη μετακίνηση ανθρώπων και αγαθών αλλά και την σύνδεση δυσπρόσιτων περιοχών μεταξύ τους για κοινωνικούς και οικονομικούς λόγους. Οι παραπάνω παράγοντες οδήγησαν στην έντονη ανάπτυξη της τεχνογνωσίας των υπογείων έργων και ιδιαίτερα των υπογείων έργων σύνδεσης όπως είναι οι σήραγγες.

Η Ελλάδα είναι μια χώρα με ορεινό και έντονο τοπογραφικό ανάγλυφο σε σημαντικό κομμάτι της επιφάνειάς της. Σε αρκετές περιοχές της, μεταξύ των οικονομικών και βιομηχανικών της κέντρων, παρεμβάλλονται δύσκολα προσπελάσιμοι ορεινοί όγκοι περιορίζοντας τις οικονομικές-εμπορικές τους συναλλαγές αλλά και υποβαθμίζοντας την ποιότητα ζωής των κατοίκων. Υπό αυτές τις συνθήκες προτιμάται η κατασκευή σηράγγων έναντι άλλων εναλλακτικών λύσεων επιφανειακών έργων καθώς παρουσιάζουν σημαντικά πλεονεκτήματα ως προς τον απαιτούμενο χρόνο μετακίνησης, οικονομίας ενέργειας και ασφάλειας. Ακόμα προκαλούν πολύ μικρότερη διατάραξη στο περιβάλλον συγκριτικά με την έκταση γης και τα ορύγματα που απαιτεί ένα επιφανειακό έργο.

Πλέον οι σήραγγες κατασκευάζονται ευρέως όχι μόνο για οδική αλλά και σιδηροδρομική χρήση. Συντελούν στην δημιουργία ενός πιο ελκυστικού εθνικού συγκοινωνιακού δικτύου στον χρήστη, καθώς προσφέρουν αξιοπιστία δρομολογίων υπό οποιεσδήποτε καιρικές και κυκλοφοριακές συνθήκες. Σήμερα η Ελλάδα έχει να επιδείξει μεγάλο πλήθος σημαντικών υπογείων έργων σύνδεσης τόσο στην πρωτεύουσα (Αττικό Μετρό, Αττική Οδός, κ.α ) όσο και στην περιφέρεια (Εγνατία Οδός, ΠΑΘΕ, Μετρό Θεσσαλονίκης, κ.α) και σημαντικό αριθμό άλλων που θα κατασκευαστούν μελλοντικά.

### 1.2 Ο ρόλος της επιστήμης στον σχεδιασμό υπογείων έργων

Ο άρτιος σχεδιασμός υπογείων έργων προϋποθέτει την ολοκληρωμένη μελέτη του γεωλογικού υλικού που περιβάλλει το έργο. Η απουσία ορθής γεωλογικής μελέτης επηρεάζει την ασφάλεια του έργου, τόσο κατά τη διάρκεια κατασκευής όσο και κατά τη διάρκεια λειτουργίας. Ενδεχόμενες απρόβλεπτες γεωλογικές συνθήκες προκαλούν καθυστερήσεις στην πρόοδο του έργου, αλλαγές στην αρχική μελέτη, απόκλιση από το εκτιμώμενο κόστος, ακόμα και αστοχία.

Ιδιαίτερα στην Ελλάδα, η οποία διαθέτει πλούσιο και συχνά ορεινό τοπογραφικό ανάγλυφο, ο μελετητής συχνά καλείται να σχεδιάσει τη διάνοιξη σηράγγων σε βραχόμαζες οι οποίες παρουσιάζουν μεγάλη ετερογένεια στη σύσταση και την αντοχή τους. Πολλές φορές ακόμα και η πρόβλεψη της γεωλογίας της περιοχής είναι δύσκολη, λόγω της σύνθετης γεωτεκτονικής ιστορίας της Ελλάδας με αποτέλεσμα την αβεβαιότητα ως προς τις συνθήκες που θα συναντήσει η διάνοιξη της σήραγγας. Αν στα παραπάνω προστεθεί και η έντονη τεκτονική δραστηριότητα της κάθε περιοχής γίνεται κατανοητή η περιπλοκότητα του προβλήματος που καλείται να επιλύσει ο μελετητής.

Επομένως γίνεται σαφής η συμβολή όλων των Γεωτεχνικών Επιστημών στην δημιουργία ενός ολοκληρωμένου και ευέλικτου τεχνικογεωλογικού προσομοιώματος. Συμβάλλουν στην αναγνώριση της λιθολογίας των πετρωμάτων της περιβάλλουσας βραχομάζας (Τεχνική Γεωλογία), στη μελέτη των ιδιοτήτων και την μηχανική συμπεριφορά των βραχωδών μαζών (Βραχομηχανική) και στην μελέτη των δυναμικών καταπονήσεων που προβλέπεται να δεχτεί το έργο κατά τη διάρκεια ζωής του ( Εδαφοδυναμική). Όλες οι επιστήμες είναι παρούσες τόσο κατά τον σχεδιασμό όσο και κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

## 2 Σχεδιασμός Υπογείων Έργων σε βραχώδεις σχηματισμούς

## 2.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά βραχόμαζας

Ως περιβάλλουσα βραχόμαζα ορίζεται το σύστημα άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών εντός της οποίας πραγματοποιούνται όλες οι εργασίες διάνοιξης σηράγγων. Η βραχόμαζα δύναται να εμφανίζεται εξαλλοιωμένη και αποσαθρωμένη με αποτέλεσμα να παρουσιάζει ανομοιογένεια και ανισοτροπία των χαρακτηριστικών και της συμπεριφοράς της. Η εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας είναι ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα κατά το σχεδιασμό της διάνοιξης και υποστήριξης υπογείων έργων.

Όμως οι εργαστηριακές δοκιμές γίνονται σε δείγματα αρραγούς βράχου (χωρίς ασυνέχειες) και συνεπώς δεν είναι αντιπροσωπευτικές της μηχανικής συμπεριφοράς της βραχόμαζας, η οποία περιλαμβάνει και ασυνέχειες. Επίσης, για την εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών συνήθως επιλέγονται τα υγιέστερα δείγματα βράχου επειδή σε αυτά είναι ευχερέστερη η μόρφωση των δοκιμίων, γεγονός που επιτείνει τη μηαντιπροσωπευτικότητα των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών παραμέτρων. Επιπλέον, ακόμα και οι επιτόπου δοκιμές γίνονται σε περιορισμένου όγκου δείγματα και δεν είναι αντιπροσωπευτικές των επιτόπου συνθηκών και δεν παρέχουν αντιπροσωπευτικές τιμές των μηχανικών παραμέτρων της βραχόμαζας.

Για αυτούς τους λόγους οι μηχανικές παράμετροι της βραχόμαζας συνήθως εκτιμώνται με έμμεσο τρόπο χρησιμοποιώντας εμπειρικές συσχετίσεις και δείκτες ποιότητας της βραχόμαζας που προκύπτουν από μεθόδους ταξινόμησης. Τα συστήματα ταξινόμησης αναλύονται στο επόμενο κεφάλαιο. Στο παρόν κεφάλαιο αναφέρονται οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για περιγραφή της βραχόμαζας και χρησιμοποιούνται έμμεσα ή άμεσα στην εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων της.

### 2.2 Παράμετροι περιγραφής βραχόμαζας

#### 2.2.1 Αντοχή συμπαγούς πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη

Η μηχανική αντοχή του πετρώματος από το οποίο δομείται η βραχόμαζα εκφράζεται μέσω της αντοχής (σci) που προκύπτει κατά τη δοκιμή μονοαξονικής θλίψης (uniaxial compression strength) σε κυλινδρικά δοκίμια συμπαγούς πετρώματος. Η συγκεκριμένη δοκιμή είναι ευαίσθητη στην παρουσία επιφανειών μικρής αντοχής σε δυσμενή διεύθυνση, όπως επιφάνειες διακλάσεων, ασυνεχειών ή στρώσεων με συνέπεια να επηρεάζονται τα αποτελέσματα των δοκιμών και κατ'επέκταση οι μετρούμενες τιμές της αντοχής να μην είναι αντιπροσωπευτικές της πραγματικής αντοχής του άρρηκτου βράχου. Εκτός από την πειραματική διαδικασία, μια αρχική προσέγγιση του εύρους της μηχανικής αντοχής του πετρώματος γίνεται και με απλή παρατήρηση όπως φαίνεται στον πίνακα 2.1 στον οποίο δίδονται οι κατηγορίες των πετρωμάτων ανάλογα με την τιμή της αντοχής τους.

Αντοχή σ <sub>ci</sub> (MPa)	Κατηγορία πετρώματος	Περιγραφή δοκιμής
>250	Εξαιρετικά ισχυρό	Δεν θραύεται με γεωλογικό σφυρί
100~250	Πολύ ισχυρό	Θραύεται μετά από αρκετούς χτύπους με γεωλογικό σφυρί
50~100	Ισχυρό	Θραύεται με περισσότερους από ένα χτύπους με
		γεωλογικό σφυρί
25~50	Μετρίως ισχυρό	Δεν χαράσσεται με μαχαίρι
5~25	Ασθενές	Χαράσσεται δύσκολα με μαχαίρι
1~5	Πολύ ασθενές	Χαράσσεται εύκολα με το μαχαίρι.
0,25~5	Εξαιρετικά ασθενές	Χαράσσεται με το νύχι

**Πίνακας 2.1:** Κατηγορίες πετρωμάτων με βάση την αντοχή σ<sub>ci</sub> κατά ISMR, 1981 (Καββαδάς, 2000)

Κατηγορία Βαθμονόμηση		Αντοχή σε σci (ΜΡα)
А	Πολύ υψηλή αντοχή	>225
В	Υψηλή αντοχή	110-225
С	Μέση αντοχή	55-110
D	Χαμηλή αντοχή	30-55
Е	Πολύ χαμηλή αντοχή	<30

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες πετρωμάτων με βάση την αντοχή σ<sub>ci</sub> κατά Deere&Miller

Στις κατηγορίες A και B ανήκουν ο χαλαζίας, ο συμπαγής βασάλτης καθώς και η πλειονότητα των εκρηξιγενών βράχων. Στην κατηγορία C εντάσσονται οι πορώδεις ψαμμίτες και ασβεστόλιθοι ενώ στις D και E οι αργιλικοί βράχοι καθώς και οι αποσαρθρωμένοι κα εξαλλοιωμένοι αργιλικοί βράχοι ανεξαρτήτως λιθολογικής σύστασης.

Η μηχανική αντοχή μιας βραχόμαζας μπορεί να προσδιοριστεί, εκτός από τη δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης, με την δοκιμή σημειακής φόρτισης (point load test) και με τη δοκιμή κρουσιμέτρου σφύρας Schmidt.

### 2.2.2 Δείκτης ποιότητας βραχόμαζας RQD

Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος αποτελεί ποσοτική εκτίμηση του κερματισμού της βραχόμαζας με βάση πυρήνες γεωτρήσεων (καρότα).Ο δείκτης RQD ορίζεται ως το ποσοστό επί τοις εκατό των τεμαχών του βράχου άνω των 100mm, σε κάποιο μήκος γεώτρησης. Η σχέση που εκφράζει το RQD είναι :

$$RQD = \frac{\sum Li > 100 \text{ mm}}{L} * 100 \%$$

ενώ η διαδικασία μέτρησης του μήκους και του υπολογισμού του RQD φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 2.1: Διαδικασία υπολογισμού δείκτη RQD (Hoek, Rock Engineering)

RQD (%)
0-25
25-50
50-75
75-90
90-100

Στον παρακάτω πίνακα δίνεται η κατάταξη των πετρωμάτων με βάση την τιμή RQD:

Πίνακας 2.3: Συσχέτιση ποιότητας πετρώματος με δείκτη ποιότητας βραχομάζας RQD

Ο δείκτης RQD δεν εφαρμόζεται εύκολα σε έντονα κερματισμένες βραχόμαζες.Παρά την συχνή εφαρμογή του χρειάζεται προσοχή καθώς παρουσιάζει τα παρακάτω μειονεκτήματα :

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

#### 2.2.3 Ασυνέχειες

Ασυνέχεια, όπως δηλώνει και η ίδια η λέξη, είναι κάθε τεκτονική, ιζηματογενής ή άλλης προελεύσεως δομή που διακόπτει κατά τμήματα ή εξ'ολοκλήρου τη συνέχεια ενός πετρώματος και έχει μηδενική εφελκυστική αντοχή.

Η σημασία των ασυνεχειών των πετρωμάτων είναι πολύ μεγάλη γιατί από αυτές προσδιορίζεται κατά ένα μεγάλο βαθμό η συμπεριφορά τους στα τεχνικά έργα. Η μελέτη τους επομένως μπορεί να δώσει μια αρκετά καλή πρόγνωση του τρόπου με τον οποίο θα αντιδράσει το πέτρωμα στην επέμβαση του ανθρώπου πάνω σε αυτό. Οι καταπτώσεις και κατολισθήσεις έχουν άμεση σχέση με τα στοιχεία των ασυνεχειών και συνήθως υπαγορεύουν τον τρόπο με τον οποίο θα εκδηλωθεί η αστοχία καθώς αποτελούν επιφάνειες αδυναμίας που ευνοούν την αποκόλληση. Σε μικρά βάθη, όπου οι τάσεις της βραχόμαζας είναι χαμηλές, η συμπεριφορά της βραχόμαζας ελέγχεται από τις πιθανές ολισθήσεις επί των επιφανειών των ασυνεχειών, καθώς η αστοχία του άρρηκτου βράχου είναι ασήμαντη.

Διακρίνουμε τα παρακάτω είδη ασυνεχειών :

Ρήγματα (fault) : Είναι διαρρήξεις πετρωμάτων, μέσω των οποίων έχει επέλθει μετακίνηση των τεμαχών που σχηματίστηκαν. Διακρίνονται σε κανονικά και ανάστροφα. Καθορίζονται πλήρως με τον προσδιορισμό της θέσης του επιπέδου τους στον χώρο και από τη διεύθυνση της σχετικής μετατόπισης των δύο τεμαχών που μετακινήθηκαν.

Διακλάσεις (joints) : Πρόκειται για επιφάνειες διαχωρισμού κατά μήκος των οποίων δεν έχει λάβει χώρα μετακίνηση. Τα δημιουργούμενα από τις μικρομετακινήσεις ανοίγματα γεμίζουν συχνά, μερικά ή ολικά από υλικό πλήρωσης. Συχνά οι διακλάσεις περιέχουν νερό το οποίο σε ορισμένες περιπτώσεις είναι υπό πίεση. Διακλάσεις σχεδόν παράλληλες μεταξύ τους αποτελούν μια οικογένεια διακλάσεων (set). Ανάλογα με την εμφάνιση των διαφόρων οικογενειών διακλάσεων έχουμε τις κύριες οικογένειες (major sets) και τις δευτερεύουσες (minor sets). Δύο ή περισσότερες αλληλοτεμνόμενες οικογένειες αποτελούν ένα σύστημα διακλάσεων (joint system )

Επιφάνειες στρώσης (Bedding plane) : Είναι οι επιφάνειες με τις οποίες διαχωρίζονται τα επιμέρους στρώματα ενός πετρώματος. Υφίστανται κυρίως στα ιζηματογενή πετρώματα

Επιφάνειες σχιστότητας (foliation) : Παρατηρούνται στα μεταμορφωμένα πετρώματα που παρουσιάζουν σχιστότητα οφειλόμενη στην παράλληλη τοποθέτηση των φυλλωδών και ινωδών ορυκτολογικών τους συστατικών.

□ Διαλυσηγενείς ασυνέχειες : Τέλος, υπάρχει και αυτό το είδος ασυνεχειών που οφείλεται στη διάλυση των πετρωμάτων και λύση της συνέχειας. Δημιουργούνται κυρίως σε ασβεστολίθους, μάρμαρα, δολομίτες, γύψο και ανυδρίτη.

#### 2.2.3.1 Περιγραφή των ασυνεχειών

Η Διεθνής Εταιρεία Βραχομηχανικής (ISRM) έχει επιλέξει δέκα παραμέτρους για το χαρακτηρισμό των ασυνεχειών και της δομής της βραχόμαζας. Αυτές είναι :

- Προσανατολισμός: Περιγράφεται από τη διεύθυνση και τη φορά κλίσης του επιπέδου της ασυνέχειας. Μετράται με πυξίδα ή φωτογραμμετρικές μεθόδους και καθορίζει τη δημιουργία κινηματικών καταστάσεων αστάθειας.
- Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών (joint spacing): Είναι η κάθετη απόσταση μεταξύ διαδοχικών ασυνεχειών. Συνήθως αναφέρεται στη μέση ή στη συνηθέστερη απόσταση ενός συνόλου ασυνεχειών. Η απόσταση χαρακτηρίζεται ως εξής:

Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών	Χαρακτηρισμός της απόστασης μεταξύ
(m)	των ασυνεχειών
>2	Μεγάλη
0,6~2	Αρκετά μεγάλη
0,2~0,6	Μέση
0,06~0,2	Μικρή
< 0,06	Πολύ μικρή

Εμμονή ή συνέχεια: Είναι το μήκος του ίχνους μιας ασυνέχειας που παρατηρείται σε μια αποκάλυψη του πετρώματος. Δίνει ένα μέτρο της χωρικής έκτασης ή του μήκους διείσδυσης μιας ασυνέχειας. έχει ιδιαίτερη σημασία στην ευστάθεια πρανών, στα αντερείσματα φραγμάτων και στις σήραγγες. Η εμμονή χαρακτηρίζεται ως εξής:

Μήκος ασυνέχειας (m)	Χαρακτηρισμός ασυνέχειας
1	Πολύ μικρή συνέχεια
1~3	Μικρή συνέχεια
3~10	Μέση συνέχεια
10~20	Υψηλή συνέχεια
>20	Πολύ υψηλή συνέχεια

- Αριθμός συνόλων : Είναι ο αριθμός των συστημάτων (οικογενειών) ασυνεχειών. Κάθε σύστημα ασυνεχειών αποτελείται από παράλληλες ασυνέχειες του ιδίου τύπου.Για παράδειγμα οι επιφάνειες στρώσης αποτελούν ένα σύστημα ασυνεχειών.
- Τραχύτητα : Αναφέρεται στην εγγενή τραχύτητα σε μικρή και μεσαία κλίμακα αλλά και στην κύμανση σε σχέση με το μέσο επίπεδο της ασυνέχειας. Και οι δύο συμβάλλουν στη διατμητική αντοχή αυξάνοντας τη φαινόμενη γωνία τριβής.

Πρόκειται για τρεις κλίμακες παρατήρησης, μία μικρή μερικών εκατοστών, μια μεσαία μερικών μέτρων και μια μεγάλη άνω των 10 m. Η μικρή κλίμακα διακρίνει τις ασυνέχειες σε πολύ τραχείες, ελαφρώς τραχείες, πρακτικώς λείες, ολισθηρές (slickensided). Η μεσαία κλίμακα διακρίνει τις ασυνέχειες σε βαθμιδωτές, κυματοειδείς και επίπεδες. Η τραχύτητα μπορεί να περιγραφεί με τον εμπειρικό συντελεστή τραχύτητας ασυνεχειών του Barton, JRC ( Joint

Roughness Coefficient) τον οποίο προσδιορίζουμε από τον παρακάτω πίνακα συγκρίνοντας την επιτόπου επιφάνεια ασυνέχειας με δεδομένα προφίλ ασυνεχειών :



Πίνακας 2.4: Τυπικά προφίλ τραχύτητας και αντίστοιχες τιμές JRC (Barton and Chouvey, 1977)

Μέγεθος τεμάχους: Είναι η διάσταση του συμπαγούς τεμάχους που προκύπτει από τις διατεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εξαρτάται από τον αριθμό συνόλων ασυνεχειών και το σχετικό προσανατολισμό τους, καθώς και την πυκνότητα και εμμονή των ασυνεχειών κάθε ενός συνόλου. Περιγράφεται με το δείκτη μεγέθους I<sub>b</sub> που δίνεται από την παρακάτω σχέση :

$$I_b = \sum (x_i/n)$$

όπου :

- $I_b = o \delta ε i κ της μεγ έθους$
- $x_i = η$  συνηθέστερη απόσταση (μέση τιμή) των ασυνεχειών του συνόλου i

n = ο αριθμός των συνόλων

Το μέγεθος του τεμάχους περιγράφεται επίσης με τον ογκικό μετρητή ασυνεχειών Jv που δίνεται από τη σχέση :

$$J_v = \sum \lambda_i$$

Όπου:

 $J_v = 0$  ογκικός μετρητής ασυνεχειών

 $\lambda_i = \eta$  συχνότητα των ασυνεχειών του συνόλου Ι, που είναι ο συνολικός αριθμός ασυνεχειών που διατέμνουν μοναδιαίο όγκο του πετρώματος

Ανάλογα με την τιμή του μετρητή Jv το μέγεθος του τεμάχους περιγράφεται σύμφωνα με τον πίνακα. Η τιμή του RQD συναρτάται άμεσα με το μετρητή Jv.

Ταξινόμηση	Jv
Πολύ μεγάλα τεμάχη	1
Μεγάλα τεμάχη	1~3
Μέτρια τεμάχη	3~10
Μικρά τεμάχη	10~30
Πολύ μικρά τεμάχη	>30

Άνοιγμα: Είναι η κάθετη απόσταση μεταξύ των γειτονικών τοιχωμάτων της ασυνέχειας της οποίας ο ενδιάμεσος χώρος είναι πληρωμένος με αέρα ή μόνο νερό. Ο χαρακτηρισμός του ανοίγματος διακρίνεται σε τέσσερις βασικές κατηγορίες:

Χαρακτηρισμός	Άνοιγμα
Πολύ κλειστό	0,1
Κλειστό	0,1~0,25
Ανοικτό	0,5~2,5
Πολύ ευρύ	10~100

- Πλήρωση: Το υλικό πλήρωσης είναι το υλικό που διαχωρίζει τα γειτονικά τοιχώματα της ασυνέχειας και συνήθως είναι ασθενέστερο από το μητρικό πέτρωμα. Τυπικά υλικά πλήρωσης είναι η άμμος, η ιλύς, η άργιλος, το λατυποπαγές και ο μυλονίτης. Η γεωμετρία, ο τύπος του υλικού, η αντοχή του και η υγρασία χαρακτηρίζουν την πλήρωση μιας ασυνέχειας.
- Αντοχή τοιχώματος: Είναι η ισοδύναμη θλιπτική αντοχή του πετρώματος των γειτονικών τοιχωμάτων της ασυνέχειας και αποτελεί σημαντική συνιστώσα της διατμητικής αντοχής εφόσον τα τοιχώματα είναι σε επαφή. Δύναται να είναι χαμηλότερη της αντοχής τεμαχίου πετρώματος λόγω αποσάρθρωσης ή εξαλλοίωσης των τοιχωμάτων. Η εκτίμηση της αντοχής γίνεται με βάση τον χαρακτηρισμό είτε με απλές έμμεσες δοκιμές όπως το αποτέλεσμα του χτυπήματος με το γεωλογικό σφυρί και η αναπήδηση της σφύρας Schmidt.



Εικόνα 2.2: Εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής των τοιχωμάτων της ασυνέχειας

Διήθηση: Ροή νερού και εμφανής υγρασία είτε σε μεμονωμένες ασυνέχειες είτε στο σύνολο της βραχόμαζας. Το νερό λαμβάνεται υπόψη στην εκτίμηση της ευστάθειας της βραχόμαζας καθώς και της περατότητας της.Σε μεμονωμένες ασυνέχειες η βαθμονόμηση της διήθησης διαφέρει για πληρωμένες ασυνέχειες και για μη πληρωμένες. .Και στις δύο περιπτώσεις διακρίνονται έξι κατηγορίες που ξεκινούν από τη στεγνή και αδιαπέρατη (Ι) ασυνέχεια και φτάνουν έως την περατή με τη ροή νερού υπό πίεση (VI). Βαθμονόμηση της διήθησης γίνεται και για τη βραχόμαζα, όπως π.χ. το τοίχωμα μιας σήραγγας. Διακρίνονται πέντε κατηγορίες από στεγνές συνθήκες (Ι) έως εξαιρετικά μεγάλη εισροή νερού (V).

Η μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών εκτιμάται με βάση την τραχύτητα, τη αντοχή του πετρώματος, το άνοιγμα ή τη γόμωση και τη διήθηση τους. Παρακάτω θα εξετάσουμε τη συμπεριφορά της ασυνέχειας στις συνήθεις καταπονήσεις που δέχεται:

 Σε εφελκυσμό η ασυνέχεια δεν παρουσιάζει καμία αντίσταση όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα :



Εικόνα 2.3: Καμπύλη συμπεριφοράς ασυνέχειας υποκείμενης σε εφελκυσμό (Σοφιανός, 2005)

ο Σε θλίψη παρουσιάζει βαθμιαία αύξηση της αντίστασης



Εικόνα 2.4: Καμπύλη συμπεριφοράς ασυνέχειας υποκείμενης σε θλίψη (Σοφιανός, 2005)

 Στη δοκιμή διάτμησης η καμπύλη συμπεριφοράς αρχικά και μέχρι μια μέγιστη τιμή διατμητικής αντοχής ανέρχεται ταχέως. Αυτό αντιστοιχεί στην αντοχή του υλικού πλήρωσης της ασυνέχειας καθώς και στην τριβή μεταξύ των επιφανειών. Έπειτα η διατμητική αντοχή μειώνεται μέχρι μια σταθερή τιμή, την παραμένουσα διατμητική αντοχή.



Εικόνα 2.5: Καμπύλη συμπεριφοράς ασυνέχειας υποκείμενης σε διάτμηση (Σοφιανός,2005)

#### 2.2.3.2 Διατμητική αντοχή ασυνεχειών

Οι ασυνέχειες αντιστέκονται στη διάτμηση με την βοήθεια της τραχύτητας των εσωτερικών τοιχωμάτων, των εξογκωμάτων ('δοντάκια') και της διατμητικής αντοχής του υλικού πλήρωσης. Όμως με την εφαρμογή μεγάλων τάσεων τα εξογκώματα σπάνε και η ασυνέχεια συμπεριφέρεται ως λεία με υλικό πληρώσεως. Επομένως η διατμητική αντοχή προκύπτει από τις παρακάτω εξισώσεις Mohr-Coulomb :

□ Για μικρές ορθές τάσεις και διαστολή πετρώματος :  $\tau = \sigma_n \cdot tan (\phi + \iota)$ , □ Για μεγάλες ορθές τάσεις και θραύση των δοντιών της ασυνέχειας :  $\tau = c + \sigma_n \cdot tan \phi$ 

Αν κατασκευαστεί το διάγραμμα με άξονες τη διατμητική και την ορθή τάση παρατηρείται ότι η καμπύλη της μέγιστης διατμητικής τάσης έχει αρχικά κλίση φ+ι και στο δεύτερο τμήμα της έχει κλίση φ. Η τραχύτητα των τοιχωμάτων αυξάνει τη διατμητική αντοχή της ασυνέχειας μέσω του όρου i (μέση κλίση ασυνεχειών)



Εικόνα 2.6: Πραγματική περιβάλλουσα διατμητικής αντοχής ασυνέχειας (Barton N., Choubey V., 1977)

Αν σχεδιάσουμε το διάγραμμα με άξονες τη διατμητική τάση και τη ορθή τάση σε ένα δείγμα, παρατηρούμε ότι η γραμμή της μέγιστης διατμητικής τάσης (peak strength) έχει κλίση φ, η γραμμή της παραμένουσας τάσης (residual strength) έχει κλίση φ<sub>r</sub> ενώ η αρχική απόσταση μεταξύ των γραμμών της μέγιστης τάσης και της παραμένουσας τάσης ίση με c.



**Εικόνα 2.7:** Διάγραμμα μέγιστης και παραμένουσας διατμητικής αντοχής δείγματος βραχόμαζας

Επομένως, οι εξισώσεις Mohr-Coulomb για τη συσχέτιση της ορθής τάσης με τη διατμητική αντοχή είναι :

Μέγιστη διατμητική αντοχή :  $\tau_p = c + \sigma n \cdot tan \phi$ Παραμένουσα διατμητική αντοχή :  $\tau_r = \sigma n \cdot tan \phi_r$  Επιπλέον εισάγεται στη βραχομηχανική ο όρος της συνοχής c ο οποίος εμφανίζεται στην εδαφομηχανική. Στην πραγματικότητα στη βραχομηχανική η συνοχή χρησιμοποιείται για λόγους ευκολίας και αναφέρεται στη μαθηματική ποσοτικοποίηση της τραχύτητας των τοιχωμάτων των ασυνεχειών.

### 2.2.3.3 Σχέση Patton

Μια φυσική ασυνέχεια δεν είναι ποτέ τόσο λεία όσο σε μία εδαφική επιφάνεια η οποία θεωρείται ότι αντιπροσωπεύεται από τη γωνία τριβής. Η τραχύτητα αυξάνει την διατμητική αντοχή της επιφάνειας. Ο Patton (1966) πρότεινε τη σχέση :

$$\tau = \sigma n \cdot tan (\phi_b + \iota)$$

όπου  $\phi_b$  η βασική γωνία τριβής της επιφάνειας και ι η γωνία των εξογκωμάτων (sawtooth) της ασυνέχειας.

#### 2.2.3.4 Κριτήριο Barton

To 1973 ο Barton και οι συνεργάτες του πρότειναν έναν πιο ολοκληρωμένο τύπο για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών αφού η προσέγγιση του Patton (1966) ήταν πολύ απλή καθώς με εφαρμογή μεγάλων διατμητικών τάσεων τα εξογκώματα σπάνε και η ασυνέχεια συμπεριφέρεται ως λεία. Σύμφωνα με τον Barton ισχύει :

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan\left(\phi_b + JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right)$$

όπου :

JRC =ο εμπειρικός συντελεστής τραχύτητας διακλάσεων όπως περιγράφηκε παραπάνω

JCS = η αντοχή θλίψης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών

φ = η γωνία εσωτερικής τριβής της παραμένουσας διατμητικής αντοχής

Η διατμητική αντοχή μειώνεται όταν όλο ή μέρος της επιφάνειας επαφής καλύπτεται από υλικό πλήρωσης. Τότε η αντοχή καθορίζεται κυρίως από την ποιότητα και το πάχος του υλικού πλήρωσης.

### 2.3 Ταξινόμηση βραχομάζας

Με τον όρο ταξινόμηση της βραχόμαζας (rockmass classification) υποδηλώνεται η κατάταξη του υλικού σε κάποια κατηγορία σύμφωνα με τις παραμέτρους αντοχής και παραμορφωσιμότητας. Η ταξινόμηση της βραχόμαζας τυποποιεί το υλικό, ποσοτικοποιεί τα χαρακτηριστικά του και δίνει μια εκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς την οποία συνδέει με τα κατάλληλα μέτρα υποστήριξης. Έχουν αναπτυχθεί αρκετά συστήματα ταξινόμησης βραχόμαζας (classification systems) καθένα από τα οποία κατηγοριοποιεί τη βραχόμαζα σύμφωνα με διαφορετικές παραμέτρους. Παρακάτω αναφέρονται τα συστήματα ταξινόμησης που τυγχάνουν ευρείας αποδοχής.

#### 2.4 Συστήματα ταξινόμησης βραχομάζας

#### 2.4.1 Σύστημα ταξινόμησης βραχομάζας RMR ( Rock Mass Rating system )

Το σύστημα ταξινόμησης βραχόμαζας RMR αναπτύχθηκε από τον Bieniawski το 1973 και κατατάσσει την βραχόμαζα κάνοντας συνεκτίμηση των ακολούθων έξι παραμέτρων. Οι αρχικές παράμετροι έχουν αναλυθεί σε προγενέστερο κεφάλαιο.

1) Αντοχή του πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη

- 1) Δείκτης ποιότητας του πετρώματος (Rock Quality Designation, RQD)
- 2) Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών :

Είναι η κάθετη απόσταση μεταξύ διαδοχικών ασυνεχειών. Συνήθως αναφέρεται στη μέση ή στη συνηθέστερη απόσταση ενός συνόλου μιας οικογένειας ασυνεχειών

4) Κατάσταση των ασυνεχειών :

Εκφράζεται με μία παράμετρο η οποία αναφέρεται στο εύρος των κενών των ασυνεχειών, στην συνέχεια ή την επιμονή τους,την τραχύτητα των επφανειών τους και του υλικού πλήρωσης του κενού τους.

5) Συνθήκες υπογείων νερών

Το υπόγειο νερό μειώνει την αντοχή και ευστάθεια της βραχόμαζας. Η εκτίμηση της επίδρασης της πίεσης των υπογείων νερών ή της ροής στην ευστάθεια των υπογείων εκσκαφών μπορεί να γίνει από τη μέτρηση της ποσότητας των νερών που εισρέουν ανά 10 μέτρα μήκους σήραγγας, τον λόγο πίεσης νερού στα ασυνέχειες προς την μέγιστη κύρια τάση ή από μια γενική ποιοτική περιγραφή της κατάστασης των συνθηκών υπογείων νερών

6) Προσανατολισμός των ασυνεχειών

Περιγράφεται από τη μέγιστη κλίση ή το αζιμούθιο και τη μέγιστη κλίση του επιπέδου της ασυνέχειας. Εξετάζεται ο προσανατολισμός των ασυνεχειών ως προς τα τοιχώματα της σήραγγας.

Κάθε μία από τις παραπάνω παραμέτρους ταξινομήθηκε από τον Bieniawski και βαθμονομήθηκε με έναν συντελεστή Ri ανάλογα με την σημασία της καθώς δεν συνεισφέρουν όλες οι παράμετροι εξίσου στην συμπεριφορά της βραχόμαζας.

Αντοχή σ <sub>c</sub> (MPa)	Δείκτης R1
>250	15
100~250	12~15
50~100	7~12
25~50	4~7
5~25	2~4
1~5	1~2
<1	0

1. Δείκτης R1 βάσει της αντοχής του άρρηκτου πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη  $(\sigma_{ci})$ 

2. Δείκτης R2 βάσει του κερματισμού της βραχόμαζας

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

3. Δείκτης R3 βάσει της απόστασης μεταξύ των ασυνεχειών

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

4. Δείκτης R4 βάση της κατάστασης των επιφανειών των ασυνεχειών

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

## 5. Δείκτης R5 βάσει των συνθηκών υπογείων νερών

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

6. Δείκτης R6 βάσει του προσανατολισμού των ασυνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης του έργου.

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

Η τιμή του δείκτη RMR προκύπτει ως άθροιση των παραπάνω δεικτών Ri ανάλογα με τις εκάστοτε συνθήκες. Με βάση την τιμή του RMR η βραχόμαζα κατατάσσεται στην ανάλογη κατηγορία :

Κατηγορία βραχόμαζας	Τιμές του δείκτη RMR
Πολύ καλή - Ι	81-100
Καλή - ΙΙ	61-80
Μέτρια - ΙΙΙ	41-60
Πτωχή - ΙV	21-40
Πολύ πτωχή - V	0-20

Πίνακας 2.5: Συσχέτιση βραχομάζας και δείκτη RMR

Η χρήση του συστήματος ταξινόμησης RMR παρουσιάζει ορισμένες ιδιαιτερότητες. Ο δείκτης RMR αναπτύχθηκε με βάση την εμπειρία από στοές ορυχείων όπου η βραχόμαζα είναι συνήθως καλής ποιότητας (RMR>40). Για βραχόμαζα πτωχής ποιότητας (RMR<40) η μέθοδος δεν δίνει βάσιμα αποτελέσματα επειδή δεν διαθέτει επαρκές εύρος τιμών όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα :

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

#### Πίνακας 2.6

Επιπρόσθετος παράγοντας είναι η σημαντική επιρροή στην τελική τιμή RMR, του δείκτη R4 ο οποίος εκφράζει την κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών. Ο δείκτης R4 έχει ιδιαίτερα μεγάλο εύρος τιμών από 0 έως 10 εάν το πάχος του υλικού πληρώσεως είναι αντίστοιχα ελαφρώς περισσότερο ή ελαφρώς λιγότερο από 5 mm. Επομένως η τιμή του RMR μπορεί να αλλάξει κατά 10 ολόκληρες μονάδες δηλ. ποσοστό 50% της συνολικής, εάν το πάχος μεταβληθεί από 4,9 mm σε 5,1 mm. Αν σε αυτό συνυπολογιστεί και η μεγάλη αβεβαιότητα που περιέχει η εκτίμηση του πάχους του υλικού πλήρωσης γίνεται προφανές ότι η επιρροή του συγκεκριμένου δείκτη είναι υπερβολική. Κατά τη χρήση του δείκτη RMR για την εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας συνιστάται ο υπολογισμός του RMR να γίνεται με άθροιση των πρώτων 5 δεικτών δηλ. χωρίς συμμετοχή της επιρροής του προσανατολισμού των ασυνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης του έργου, δεδομένου ότι η επιρροή αυτή λαμβάνεται υπόψη κατά το σχεδιασμό της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης του έργου με διαφορετικό τρόπο.

Μετά την κατάταξη της βραχόμαζας μέσω του δείκτη RMR είναι δυνατή η συσχέτιση της κάθε κατηγορίας με τα προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης για σήραγγες :

Κατάταξη Βραχόμαζας	Εκσκαφή	Αγκύρια Βράχου (Διαμέτρου 20mm, πληρωμένα με σκυρόδεμα)	Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα	Μεταλλικά Πλαίσια
Ι - Πολύ καλή βραχόμαζα RMR: 81-100	Όλο το μέτωπο Βήμα προχώρησης: 3m	Γενικά δεν απαιτούνται μέτρα υ	ποστήριξης εκτός από τ βράχου	οπικές αγκυρώσεις
Π - Καλή βραχόμαζα RMR: 61-80	Όλο το μέτωπο Βήμα προχώρησης: 1-1,5m Ολοκληρωμένη υποστήριξη 20m από το μέτωπο	Τοπικά, αγκύρια βράχου οτον θόλο μήκους 3m, απόστασης 2,5m, περιστασιακά με	50mm στο θόλο όταν απαιτείται	Κανένα
III - Μέτρια βραχόμαζα RMR: 41-60	Α'φάση και Β'φάση Βήμα προχώρησης: 1,5-3m Εκκίνηση τοποθέτησης μέτρων υποστήριξης αμέσως μετά την εκσκαφή Ολοκληρωμένη υποστήριζη 20m από το μέτωπο	Συστηματικές αγκυρώσεις βράχου μήκους 4m, απόστασης 1,5-2m στο θόλο και τα τοιχώματα, με συρματόσχοινα στο θόλο	50-100mm στο θόλο και 30mm στα τοιχώματα	Κανένα
ΙV -Πτωχή βραχόμαζα RMR: 21-40	Α'φάση και Β'φάση Βήμα προχώρησης: 1-1,5m Τοποθέτηση μέτρων υποστήριζης ταυτόχρονα με την εκσκαφή Ολοκληρωμένη υποστήριζη 10m από το μέτωπο	Συστηματικές αγκυρώσεις βράχου μήκους 4-5m, απόστασης 1-1,5m στο θόλο και τα τοιχώματα, με συρματόσχοινα	100-150mm στο θόλο και 100mm στα τοιχώματα	Ελαφρές έως μέτριες υποστηρίζεις ανά 1,5 m, όπου απαιτείται
∨ - Πολύ πτωχή βραχόμαζα RMR: <20	Πολλαπλά στάδια εκσκαφής στην Α'φάση Βήμα προχώρησης: 0,5-1,5m Τοποθέτηση μέτρων υποστήριζης ταυτόχρονα με την εκσκαφή Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος όσο το δυνατόν ταχύτερα	Συστηματικές αγκυρώσεις βράχου μήκους 5-6m, απόστασης 1- 1,5m στο θόλο και τα τοιχώματα, με συρματόσχοινα Αγκύρωση ανάστροφου τόζου	150-200mm στο θόλο, 150mm στα τοιχώματα και 50mm στο μέτωπο	Μέτριες έως βαριές υποστηρίζεις ανά 0,75 m, με επένδυση από χαλυβδόφυλα αν απαιτείται. Κλείσιμο του ανάστοροφου τόξου.

Πίνακας 2.7: Επιλογή μέτρων προσωρινής υποστήριξης σε σήραγγα πεταλοειδούς διατομής, εύρους 10 μέτρων ( Bieniawski, 1989 )

## 2.4.2 Σύστημα ταξινόμησης Q των Barton et al (Νορβηγικού Γεωτεχνικού Ινστιτούτου- Norwegian Geotechnical Institute, N.G.I )

Η ταξινόμηση που περιγράφεται κινείται στο ίδιο πνεύμα με τον Bieniawski και την ταξινόμηση RMR αλλά δίνει μεγαλύτερη βαρύτητα σε παραμέτρους όπως η τραχύτητα των ασυνεχειών, τα χαρακτηριστικά αντοχής (τριβή) του υλικού πληρώσεως τους και το γεωστατικό φορτίο.

Η ταξινόμηση που προτείνεται και η συσχέτιση της με την ευστάθεια των σηράγγων βασίστηκε σε 200 πραγματικές περιπτώσεις, ώστε οι συστάσεις για την υποστήριξη να είναι λεπτομερείς και να καλύπτουν μεγάλο εύρος βραχομαζών. Σε αντίθεση με την ταξινόμηση του Bieniawski κατά RMR, αυτή η μέθοδος στηρίζεται μόνο σε δεδομένα από σήραγγες.Η ποιότητα της βραχόμαζας με συνδυασμό 6 παραμέτρων εκτιμάται ως εξής :

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

όπου :  $RQD = \delta \epsilon$ ίκτης κερματισμού της βραχόμαζας  $J_n = \delta \epsilon$ ίκτης του αριθμού των συστημάτων των ασυνεχειών  $J_r = \beta a \theta \mu \delta \varsigma$  τραχύτητας των επιφανειών των ασυνεχειών  $J_a = \beta a \theta \mu \delta \varsigma$  εξαλλοίωσης των επιφανειών των ασυνεχειών  $J_w = \sigma v τε λεστής επιρροής του υπογείου νερού$  $SRF = \sigma v τε λεστής απομείωσης λόγω υψηλών τάσεων$ 

Η τελευταία παράμετρος SRF είναι δύσκολο να εκτιμηθεί στα πρώτα στάδια του έργου. Εφ'όσον η παράμετρος αυτή εξαιρεθεί θα μπορούσε να είναι μια μέθοδος ταξινόμησης της αντοχής της μάζας του πετρώματος. Εφ'όσον υπάρχουν περισσότερα από ένα συστήματα ασυνεχειών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη εκείνο που δίνει το μικρότερο λόγο  $J_r / J_n$ . Ο λόγος (RQD/J<sub>n</sub>) εκφράζει το μέγεθος του τεμάχους βράχου, ο δεύτερος (J<sub>r</sub>/J<sub>a</sub>) την αντοχή σε διάτμηση μεταξύ των τεμαχών και ο τρίτος (J<sub>w</sub>/SRF) την ενεργό τάση. Η ελάχιστη τιμή του δείκτη RQD που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό είναι 10, ενώ μια ακρίβεια ±5% είναι ικανοποιητική.Η περιγραφή της βραχόμαζας και η βαθμολόγηση των παραμέτρων δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

ПЕРІГРАФН	ТІМН		ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ	
1. Ποιότητα βραχόμαζας	RQD			
Α. Πολύ πτωχή	0 - 25	<ol> <li>Ταν το RQD αναφέρεται ≤ 10 (συμπεριλαμβάνοντας το 0)</li> <li>Θεωρούμε την τιμή 10 για τον υπολογισμό του Q.</li> </ol>		
Β. Πτωχή	25 - 50			
C. Μέτρια	50 - 75	<ul> <li>2. Τιμές του RQD με ακρίβεια 5 μονάδων π.χ. 100, 95, 90 κ.τ.</li> <li>θεωρούνται ακριβείς αρκετά.</li> </ul>		
D. Καλή	75 - 90			
Ε. Άριστη	90 - 100			
2. Αριθμός συστημάτων ασυνεχειών	Jn		<u> </u>	
Α. Συμπαγές, γωρίς ή με λίγες διακλάσεις	0.5 - 1.0			
Β Ένα σύστημα διακλάσεων	2			
C. Ένα σύστημα διακλάσεων και επιπλέου τοναίες	3			
Ο. Ενά συστήμα σακλάσεων και εκαλεών τοχαίες	4	1. Για διασταυρώσεις τριπλασιάζονται οι τιμές (3.0 × J )		
Ε Δύο συστήματα διακλάσεων και επιπλέου συναίες	6			
Ε. Τού συστήματα διακλάσεων και επιπεύ τοχαίες	0			
G. Τοία συστήματα διακλάσεων και στιπλέου ποναίες	12	<ol> <li>Για εισά</li> </ol>	όδους διπλασιάζονται οι τιμές (2.0 × J ).	
<ul> <li>Τέσσερα ή περισσότερα συστήματα διακλάσεων, τυχαίες, ισχυρά διακλασιένο, «κύβοι ζάγαρης», κ.τ.λ.</li> </ul>	12			
<ul> <li>J. Κονιορτοποιημένο πέτρωμα με μορφή εδαφικού</li> </ul>	20			
3. Συντελεστής τραχύτητας διακλάσεων	Jr			
a. Τοιγώματα βράχων σε επαφή		1		
b. Τοινώματα βράγων σε επαφή ποιν από διάτιμαση				
Α Ασυνενείς διακλάσεις	4			
Β. Τοαγείες και κυματώδεις, ακανόνιστες	3	<ol> <li>Προστίθεται 1.0 στην περίπτωση που η απόσταση μεταξύ τ ασυνεχειών υπερβαίνει τα 3 m.</li> <li>J = 0.5 μπορεί να χρησιμοποιηθεί για επίπεδες, ολισθηρές ασυν με προσανατολισμένες γραμμώσεις κατά τη διέυθυνση της ελάχ αντοχής.</li> </ol>		
C. Δείες, κυματώδεις	2			
<ul> <li>D. Ολισθηρές κυματώδεις</li> </ul>	1.5			
Ε. Τοαχείες ή ακανόνιστες επίπεδες	1.5			
F. Λείες επίπεδες	1.0			
G. Ολισθηρές επίπεδες	0.5			
c. Τοιχώματα βράχων χωρίς επαφή κατά τη διάτμηση				
	1.0			
Η. Ζωνη με ορυκτά αργίλου πάχους αρκετού ώστε να μην εφάπτονται τα τοιχώματα	1.0 (ονομαστικά)			
J. Αμμώδεις, χαλικώδεις ή θραυστές ζώνες αρκετού πάχους ώστε να εμποδίζεται η επαφή των τοιχωμάτων του πετρώματος	1.0 (ονομαστικά	-		
4. Αποσάθρωση τοιχωμάτων διακλάσεων	Ja			
a. Επαφή τοιχωμάτων		φι μοιρες(περιπου)		
Α. Πληρωμένες, υγιείς, σκληρές, αδιαπέρατο υλικό πλήρωσης όπως χαλαζίας	0.75			
Β. Επιφανειακά λεκιασμένα μόνο τοιχώματα, δεν υπάρχει αποσάθρωση	1.0	25 - 35		
C. Ελαφρά αποσαθρωμένα τοιχώματα διακλάσεων. Μη μαλακές επιστρώσεις ορυκτών, αμμώδεις κόκκοι, μη αργιλώδες αποσυντεθημένο πέτρωμα	2.0	25 - 30	<ol> <li>Οι ημές του φr, είναι μία κατά προσέγγιση ένδειξη των ορυκτολογικώ ιδιοτήτων των προιόντων εξαλλοίωσης</li> </ol>	
D. Ιλυώδεις ή αμμώδεις επιστρώσεις αργίλου, μικρό κλάσμα αργίλου	3.0	20 - 25	αν αυτά υπάρχουν	
Ε. Μαλακές ή μικρής τριβής φ επιστρώσεις από αργιλικά ορυκτά (καολινίτη, μαρμαρυγίες) επίσης τάλκης, χλωρίτης, γύψος, γραφίτης και μικρές ποσότητες από διογκούμενες αργίλους.	4.0	8 - 16		

b. Με υλικό πληρώσεως. Τοιχώματα με επαφή 10cm πριν από διάτμηση						
F. Αμμώδεις κόκκοι χωρίς άργιλο, κονιορτοποιημένο πέτοωμα	4.0					
<ul> <li>G. Ισχυρά υπερστερεοποιημένα μη μαλακά αργιλικά ορυκτά ως υλικό πλήρωσης (συνεχείς &lt; 5 mm πάχος)</li> </ul>	6.0	16 - 24				
Η. Μέσα ή χαμηλά υπερστερεοποιημένα μη μαλακά αργιλικά ορυκτά ως υλικό πλήρωσης (συνεχείς < 5 mm πάχος)	8.0	12 - 16				
J. Διογκούμενη άργιλος πλήρωσης όπως μονμοριλλονίτης (συνεχείς < 5 mm πάχος). Οι τιμές του Ja εξαρτώνται από το ποσοστό διογκούμενης αργίλου και την πρόσβαση σε νερό	8.0 - 12.0	6 - 12				
c. Τοιχώματα βράχων χωρίς επαφή κατά τη διάτμηση						
K,L,M. Ζώνες ή τμήματα από αποσυντεθημένο ή θρυμματισμένο πέτρωμα και άργιλο, ανάλογα με τον τύπο του αργιλικού υλικού (βλ. G,H,J)	6.0, 8.0 ή 8.0-12.0	6 - 24	· ·			
Ν. Ζώνες ή τμήματα από ιλλυώδη ή αμμώδη άργιλο, μικρή ποσότητα μαλακής αργίλου.	5.0					
Ο. Στιφρή άργιλος >5mm πάχους, συνεχείς	10.0 - 13.0					
Ρ. & R. (βλ. G.Η και J για καταστάσεις της αργίλου)	6.0 - 24.0					
5. Κατάσταση νερού των διακλάσεων	Jw	Πίεση νερού (kgl/cm <sup>2</sup> )				
Α. Ξηρή εκσκαφή με λίγες εισροές < 5 l/m τοπικά	1.0	< 1.0				
B. Μέση εισροή νερού ή πίεση, περιστασιακή έκπλυση υλικού πλήρωσης	0.66	1.0 - 2.5	1. Factors C to F are crude estimates;			
C. Μεγάλη εισροή ή υψηλή πίεση σε ρωγμές χωρίς υλικό πλήρωσης	0.5	2.5 - 10.0	increase J in dramage instaneo.			
D. Μεγάλη εισροή ή υψηλή πίεση σε ρωγμές με υλικό πλήρωσης	0.33	2.5 - 10.0	2. Special problems caused by ice formation are not considered.			
Ε. Εξαιρετικά υψηλή εισροή ή πίεση υπό εκτόνωση με προοδευτική μείωση με τον γρόνο	0.2 - 0.1	> 10				
F. Εξαιρετικά υψηλή εισροή ή πίεση χωρίς προοδευτική μείωση με τον χρόνο	0.1 - 0.05	> 10				
6. Συντελεστής μείωσης τάσεων		SRF				
<ul> <li>Ασθενούς αντοχής ζώνες που τέμνουν την εκσκαφή κα προκαλέσουν χαλάρωση βραχόμαζας κατά τη διάνοιξ</li> </ul>						
<ul> <li>Α. Πολλαπλές εμφανίσεις ασθενών ζωνών με αργιλικό υλικό ή χημικά αλλοιωμένο πέτρωμα, πολύ χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα (για οποιοδήποτε βάθος)</li> </ul>		10.0				
Β. Μεμονωμένες εμφανίσεις ασθενών ζωνών με αργιλικό υλικό ή χημικά αλλοιωμένο πέτρωμα (βάθος εκσκαφής <50 m)		5.0	<ol> <li>Μείωση των τιμών SRF κατά 25 - 50% όταν οι ασθενείς ζώνες διάτμησης δεν τέμνουν την</li> </ol>			
C. Μεμονωμένες εμφανίσεις ασθενών ζωνών με αργιλικό υλικό ή χημικά αλλοιωμένο πέτρωμα (βάθος εκσκαφής >50 m)		2.5	εκσκαφή			
D. Πολλαπλές ζώνες διάτμησης σε συμπαγές πέτρωμα χωρίς αργιλικό υλικό πλήρωσης, χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα (για οποιοδήποτε βάθος)		7.5				
Ε. Μεμονωμένες ζώνες διάτμησης σε συμπαγές πέτρωμα χωρίς αργιλικό υλικό πλήρωσης, χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα (βάθος εκσκαφής < 50 m)		5.0				
F. Μεμονωμένες ζώνες διάτμησης σε συμπαγές πέτρωμα χωρίς αργιλικό υλικό πλήρωσης, χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα (βάθος εκσκαφής > 50 m)		2.5				
G. Χαλαρές ανοιχτές ασυνέχειες. Έντονα διακλασμένη μάζα ή «κύβοι ζάχαρης» (για οποιοδήποτε βάθος)		5.0				
ПЕРІГРАФН		ТІМН		ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ		
--	---------------------	-------------	---------	---	--	--
6. Συντελεστής μείωσης τάσεων			SRF			
b. Συμπαγές πέτρωμα, πέτρωμα με προβλήματα τάσεων	$\sigma_0/\sigma_1$	σισι				
Η. Χαμηλές τάσεις, κοντά στην επιφάνεια	> 200	>13	2.5	-		
J. Μέσες τάσεις	200 - 10	13 - 0.66	1.0			
Κ. Υψηλές τάσεις, πολύ συμπαγής δομή (συνήθως ευνοική επίδραση στην ευστάθεια, δυνατή όμως δυσμενής επίδραση στην ευστάθεια των τοιχωμάτων)	10 - 5	0,66 - 0.33	0.5 - 2	2. 2ε ενίονα ανισότροπο περιο (αν μετρήσει). όταν 5 $\leq$ σ <sub>1</sub> /σ <sub>3</sub> $\leq$ 10, μειώνεται η σ <sub>c</sub> σε 0.8σ <sub>c</sub> και η σ <sub>1</sub> σε 0.8σ <sub>c</sub> , όταν σ <sub>1</sub> /σ <sub>3</sub> > 10, Μειώνεται η σ <sub>c</sub> και η σ <sub>1</sub> σε 0.6σ <sub>c</sub> και 0.6σ <sub>t</sub> , όπου σ <sub>c</sub> = αντοχή στη μονοαξονική θλίψη, και		
L. Ελαφρά εκτίναξη συμπαγούς πετρώματος	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	σι = αντοχή σε εφελκυσμό (φόρτιση αιχμής) και σι και		
Μ. Έντονη εκτίναξη συμπαγούς πετρώματος	< 2.5	< 0.16	10 - 20	σ3 είναι η μέγιστη και ελάχιστη κύρια τάση.		
c. Συμπιεστό πέτρωμα, πλαστική ροή όλκιμου πετρώματος κάτω από υψηλές πιέσεις				<ol> <li>Λίγα στοιχεία διαθέσιμα για περιπτώσεις σήραγγας σε βάθος μικρότερο από το εύρος της.</li> <li>Ποοτείνεται αύξηση του SRF από 2.5 ένα 5 για</li> </ol>		
Ν. Μέτρια πίεση από τη συμπιεστότητα			5 - 10	τέτοιες περιπτώσεις (βλ. Η).		
Ο. Υψηλή πίεση από τη συμπιεστότητα			10 - 20			
d. Διογκούμενο πέτρωμα με χημική διόγκωση σε συνάρτηση με την πίεση του νερού						
Ρ. Μέτρια πίεση από τη διόγκωση			5 - 10			
R. Υψηλή πίεση από τη διόγκωση			10 - 15			

Πίνακας 2.8: Γεωτεχνική ταξινόμηση κατά Barton et al. Αντιστοιχία περιγραφής και τιμών δεικτών για τον υπολογισμό του Q.

Επομένως, με βάση τους παραπάνω πίνακες βρίσκεται η τιμή του δείκτη ποιότητας κατά το σύστημα Q και ακολούθως η βραχόμαζα κατατάσσεται σε κατηγορίες σύμφωνα με τα παρακάτω:

Q	Κλάση	Ποιότητα βραχομάζας
> 400	Q-Ia	εξαιρετικά καλή
$100 \sim 400$	Q-Ib	πάρα πολύ καλή
$40 \sim 100$	Q-II	πολύ καλή
$10 \sim 40$	Q-IIIa	καλή
4~10	Q-IIIb	μέτρια
1~4	Q-IV a	πτωχή
0,1 ~ 1	Q- IV b	πολύ πτωχή
0,01 ~ 0,1	Q-V a	πάρα πολύ πτωχή
< 0,1	Q-Vb	εξαιρετικά πτωχή

Πίνακας 2.9: Κατάταξη βραχόμαζας με το σύστημα Q (Barton, 1974)

#### 2.4.3 Ταξινόμηση με το σύστημα GSI (Geological Strength Index)

Ο γεωλογικός δείκτης αντοχής GSI εισήχθει από τους Hoek E. και Marinos P. το 1995 και παρέχει ένα σύστημα για την εκτίμηση της μείωσης της αντοχής της βραχόμαζας για διαφορετικές γεωλογικές συνθήκες. Το σύστημα GSI βασίζεται στην οπτική παρατήρηση και συναξιολόγηση των παρακάτω παραμέτρων:

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

Το σύστημα GSI προϋποθέτει ότι η βραχόμαζα συμπεριφέρεται ισοτροπικά και δεν υπάρχουν προτιμητέες διευθύνσεις αστοχίας. Μπορεί όμως να εφαρμοστεί με παραδεκτή ανοχή και σε ανισότροπα μέσα αν η θραύση δεν ελέγχεται από την ανισοτροπία. Πάντως στην περίπτωση όπου η βραχόμαζα είναι έντονα διακλασμένη και η συνέχεια των εμμενουσών ασυνεχειών είναι διαταραγμένη, η βραχόμαζα μπορεί να συμπεριφέρεται ισοτροπικά.

Το σύστημα GSI σχεδιάστηκε ώστε να είναι συμβατό με το σύστημα RMR για βραχόμαζες με RMR>40, δηλαδή οι τιμές του δείκτη GSI είναι περίπου ίσες με τις αντίστοιχες του δείκτη RMR. Για βραχόμαζες με RMR<40, το σύστημα GSI πλεονεκτεί γιατί παρέχει καλύτερη διακριτοποίηση, χωρίς απότομες μεταβολές του δείκτη, ενώ ταυτόγχρονα παραμένει συμβατό με το σύστημα RMR. Οι μηχανικοί έκαναν προσπάθεια να συσχετίσουν τα συστήματα ταξινόμησης RMR και Q με το GSI και ο τύπος που προτάθηκε είναι GSI = RMR – Q. Ωστόσω σύμφωνα με τους Marinos, Marinos and Hoek η συσχέτιση είναι επιτυχής για βραχόμαζες καλύτερης ποιότητας αλλά δεν συνίσταται η χρήση της για ασθενείς και ετερογενείς βραχόμαζες.

Το σύστημα GSI εφαρμόζεται σε βραχόμαζες με αλληλεμπλοκή μεταξύ των βραχωδών τεμαχών δηλαδή σε βραχόμαζες με μικρή συμμετοχή του εδαφικού υλικού σε ποσοστό μικρότερο του 20% του συνολικού όγκου της βραχόμαζας. Η χρήση του στηρίζεται στον παρακάτω πίνακα :



Πίνακας 2.10: Γεωλογικός δείκτης αντοχής (GSI) (Hoek and Marinos, 2000)

Το δίλημμα ισότροπη ή όχι πρακτικώς δεν τίθεται στις βραχόμαζες με δομή σαν αυτή της έκτης (τελευταίας) σειράς του διαγράμματος GSI επειδή εκεί η διαφορά της αντοχής μεταξύ θεμελιώδους μάζας και ασυνέχειας είναι μικρή.

Σε ετερογενείς και συχνά ασθενείς σχηματισμούς όπως οι οφιόλιθοι και ο φλύσχης είναι δύσκολος ο προσδιορισμός της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη του άρρηκτου πετρώματος αφού είναι δύσκολο να βρεθεί κατάλληλο άρρηκτο τέμαχος για τον εργαστηριακό έλεγο. Για τον λόγο αυτό αντί της δοκιμής της μονοαξονικής θλίψης προτείνεται ο έλεγχος της σημειακής φόρτισης (point load test) σε δείγματα. Παρ'όλα αυτά η δοκιμή αυτή δεν δίνει αποτελέσματα σε πολύ ασθενή πετρώματα όπως οι αργιλικοί σχιστόλιθοι ή οι κερματισμένοι ιλυόλιθοι. Τα τελευταία προσδιορίζονται με ποιοτική περιγραφή ώστε να προσδιοριστεί έμμεσα το σ<sub>ci</sub>. Η ταξινόμηση ετερογενών πετρωμάτων όπως ο φλύσχης γίνεται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα :



Πίνακας 2.11: Δείκτης γεωλογικής αντοχής σε ετερογενείς βραχόμαζες όπως ο φλύσχης, Β.Μαρίνος, 2007

	Προτεινόμενες αναλογίες των παραμέτρων σci και mi των λιθολογικών μελών
Τύπος φλύσχη	για την εκτίμηση των παραμέτρων του φλύσχη ανάλογα με τον τύπο του
Ι	Χρησιμοποιήστε τις τιμές για τους ψαμμιτικούς πάγκους
II	Χρησιμοποιήστε τις τιμές για τους ιλυολιθικούς πάγκους
III	Χρησιμοποιήστε τις τιμές για τους ψαμμιτικούς πάγκους
IV	<u>Λεπτά στρώματα</u> : Μειώστε την τιμή του ψαμμίτη κατά 20% και χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του ιλυολίθου
	<u>Παχιά στρώματα</u> : Χρησιμοποιείστε ισοδύναμα τις τιμές του ψαμμιτικού και ιλυολιθικού πάγκου
V	Μειώστε τις ψαμμιτικές τιμές κατά 40% και χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του Ιλυολίθου
VI	Χρησιμοποιήστε τις τιμές για τους ιλυολιθικούς πάγκους
VII	Μειώστε τις ψαμμιτικές τιμές κατά 20% και χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του Ιλυολίθου
VIII	Μειώστε τις ψαμμιτικές τιμές κατά 40% και χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του Ιλυολίθου
IX	Χρησιμοποιείστε τις πλήρεις τιμές των εμπλεκόμενων γεωυλικών και μειώστε τελικά κατά 20%
X	Μειώστε τις ψαμμιτικές τιμές κατά 60% και χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του Ιλυολίθου
XI	Χρησιμοποιείστε την πλήρη τιμή του ιλυολίθου ή αργιλικού σχιστολίθου

Πίνακας 2.12: Προτεινόμενες αναλογίες των παραμέτρων σεί και mi των λιθολογικών μελών για την εκτίμηση των αντίστοιχων παραμέτρων του φλύσχη ανάλογα με τον τύπο της βραχόμαζας ( Β.Μαρίνος, 2007)

Στον επόμενο πίνακα απεικονίζεται το εύρος τιμών του δείκτη GSI για διάφορους τύπους οφιολίθων όπως δημοσιεύτηκε στην εργασία 'Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: the case of ophiolites with special emphasis on tunnelling', 2005 των Marinos P., Hoek E., Marinos V. Εξαιτίας του τρόπου σχηματισμού του οφιολιθικού συμπλέγματος, της ακανόνιστης γεωμετρίας του με το βάθος αλλά και της τάσης του να ρωγματώνεται και να αποσαθρώνεται, η ποιότητα βραχόμαζας των οφιολίθων έχει ένα εύρος από άριστη έως πολύ πτωχή. Οι εξαιρετικής ποιότητας βραχόμαζες αντιστοιχούν σε τμήματα πετρώματος τα οποία δεν έχουν έρθει σε επαφή με παράγοντες εξαλλοίωσης, ενώ οι πτωχής ποιότητας βραχόμαζες οφιολίθων είναι εκείνες που έχουν υποστεί διεργασίες όπως η σερπεντινίωση. Περισσότερα αναφέρονται στο κεφάλαιο 5 'Τεχνική συμπεριφορά οφιολίθων στις σήραγγες'. Στον επόμενο πίνακα η περιοχή 1 αντιστοιχεί στους υγιείς περιδοτίτες, η περιοχή 2 στους ελαφρά σερπεντινίως και η περιοχή 4 στους διατμημένους σερπεντινίτες.



Εικόνα 2.8: Εύρος τιμών GSI για διάφορους τύπους οφιολίθων (Hoek E., Marinos P., 2000)

Στην παρούσα εργασία δεν θα χρησιμοποιηθούν οι πίνακες GSI για φλύσχη και οφιολιθικό σύμπλεγμα που απεικονίστηκαν προηγουμένως καθώς τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν αφορούν άλλους σχηματισμούς. Οι πίνακες όμως παρατέθηκαν για λόγους πληρότητας. Η τιμή του GSI πρέπει να διορθώνεται και να μειώνεται κατάλληλα όταν επιδρούν αποσταθεροποιητικοί παράγοντες όπως το νερό ή η αποσάρθρωση. Συγκεκριμένα :

- Το νερό επιδρά κυρίως στις βραχόμαζες των οποίων των οποίων οι ασυνέχειες είναι επιρρεπείς σε εξασθένιση από τις μεταβολές της υγρασίας με αποτέλεσμα να μειώνεται η αντοχή τους. Για το λόγο αυτό θεωρείται ότι επηρεάζονται μόνο οι τρεις τελευταίες στήλες του πίνακα δηλαδή η μέτρια, πτωχή και πολύ πτωχή κατάσταση επιφάνεια ασυνεχειών. Η πίεση του νερού λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση ενώ ο δείκτης GSI απομειώνεται με βάση την εμπειρία του μελετητή με μετακίνηση προς τα δεξιά
- Αν η βραχόμαζα είναι αποσαρθρωμένη συνίσταται να λαμβάνονται μικρότερες τιμές GSI από τις αρχικά εκτιμώμενες κάνοντας μετακίνηση προς τα δεξιά του πίνακα. Αν η αποσάρθρωση έχει προχωρήσει και στην θεμελιώση μάζα αλλά η δομή παραμένει θα πρέπει να απομειώνονται ανάλογα και οι σταθερές σci και mi του γεωυλικού. Αν η αποσάρθρωση έχει εξαφανίσει την λογική της δομής των ασυνεχειών τότε η αντοχή του γεωυλικού θα πρέπει να υπολογίζεται ως αντοχή εδάφους.

# 2.5 Κριτήρια αστοχίας βραχομάζας

Η απαίτηση για ορθό σχεδιασμό υπογείων έργων δημιούργησε την ανάγκη περιγραφής της βραχόμαζας με επιστημονικό τρόπο και πρόβλεψης της συμπεριφοράς της. Για τον λόγο αυτό έχουν δημιουργηθεί καταστατικά μοντέλα τα οποία περιγράφουν την συμπεριφορά της βραχόμαζας κατά την αστοχία. Τα μοντέλα ποικίλουν ανάλογα με την ισοτροπία ή ανισοτροπία της βραχόμαζας. Ενδεικτικά διακρίνονται παρακάτω περιπτώσεις :

- Κανονικά διακλασμένη βραχόμαζα όπου η συμπεριφορά είναι ανισοτροπική καθώς καθορίζεται από μεμονωμένες ομάδες ασυνεχειών και επομένως υπάρχουν προτιμητέες διευθύνσεις αστοχίας. Υπό τέτοιες συνθήκες, για να είναι σωστή η προσομοίωση των πραγματικών συνθηκών της βραχόμαζας,πρέπει να χρησιμοποιηθούν μοντέλα τα οποία βασίζονται στις συνθήκες ολίσθησης στις διακλάσεις και λαμβάνοντας υπόψη τους δυνατούς μηχανισμούς αστοχίας που δημιουργούνται από την συμβολή 2-3 ομάδων ασυνεχειών, από τα τοιχώματα της σήραγγας και τα πρανή του ορύγματος. Για την απεικόνιση τέτοιων βραχομαζών και εκτίμηση του κινδύνου αστοχίας χρησιμοποιείται κατά κύριο λόγο το δίκτυο Schmidt, όπου απεικονίζονται όλα τα επίπεδα ασυνέχειας (είτε διακλάσεις είτε επιφάνειες των έργων) σε στερεογραφική προβολή.Η χρήση του δικτύου Schmidt περιγράφεται αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 5 της παρούσας διπλωματικής.
- Έντονα διακλασμένη βραχόμαζα όπου η συμπεριφορά της βραχόμαζας είναι ισοτροπική και η πιθανότητα αστοχίας προς οποιαδήποτε διεύθυνση είναι ίδια. Υπό τέτοιες συνθήκες χρησιμοποιείται κάποιο κριτήριο αστοχίας που ανταποκρίνεται σε αυτές τις συνθήκες. Ευρεία εφαρμογή για την αντοχή της ισοτροπικής βραχόμαζας έχουν τα κριτήρια Griffith, Mohr-Coulomb και Hoek-Brown.

Παρακάτω θα περιγραφούν τα αναλυτικά τα κριτήρια αστοχίας της ισοτροπικής βραχόμαζας.

#### 2.5.1 Κριτήριο αστοχίας Griffith

Τα γνωστά κριτήρια αστοχίας μέγιστης κύριας τάσης, μέγιστης ανηγμένης παραμόρφωσης και μέγιστης διατμητικής τάσης (κριτήριο Tresca ) δεν έχουν γενικώς

εφαρμογή σε βραχώδη υλικά, ούτε σε εδαφικά υλικά. Ειδικά για βράχους διατυπώθηκε το κριτήριο Griffith το οποίο είναι προγενέστερο του Hoek-Brown.

Κατά Griffith λόγω της παρουσίας μικρορωγμών σε τεμάχιο άθικτου βράχου αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις σε διεύθυνση κάθετη προς τον διαμήκη άξονα των ρωγμών αυτών. Για την ποσοτική διατύπωση του κριτηρίου,οι ρωγμές προσομοιώθηκαν με ανοίγματα ελλειπτικής μορφής. Ως μέγεθος 'αντοχής' που προκύπτει από την φύση και τις ιδιότητες των υλικών θεωρείται η αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό  $τ_s$  (η εφελκυστική αντοχή συμβολίζεται επίσης ως σ z,επ ή σ t,επ).

Οι θλιπτικές τάσεις συμβολίζονται με θετικό πρόσημο και οι εφελκυστικές με αρνητικό πρόσημο. Ειδικώς η εφελκυστική αντοχή τs θεωρείται ως μέγεθος με την απόλυτη τιμή του και επομένως θεωρείται θετική.

Διακρίνονται δύο περιπτώσεις συνδυασμού κυρίων τάσεων :

Όταν  $\sigma_1$  +3· $\sigma_3$  <0, τότε ως κριτήριο τίθεται η συνθήκη :

$$\sigma_3 = -\tau_s$$

 $\Box$  Όταν  $\sigma_1$  +3· $\sigma_3$  <0, τότε ως κριτήριο τίθεται η συνθήκη :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 / (\sigma_1 + \sigma_3) = 8 \cdot \tau_S$$

Η γωνία θ του επιπέδου αστοχίας ως προς την κατακόρυφο δίνεται από τη σχέση :

$$\cos 2\theta = (\sigma_1 - \sigma_3) / [2 \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)]$$

Η συσχέτιση μεταξύ ορθής τάσης σ<br/> και διατμητικής τάσης κατά τη θραύση τ<br/>f δίνεται από τη σχέση :

$$\tau_{\rm f} = 2\sqrt{\tau_{\rm s}\cdot\sigma + {\tau_{\rm s}}^2}$$

Παρακάτω δίνεται η γραφική παράσταση κυρίων τάσεων και ορθής –διατμητικής τάσης κατά τη θραύση με το κριτήριο Griffith.



Εικόνα 2.9: Γραφική παράσταση του κριτηρίου Griffith (Βραχομηχανική -Σήραγγες, Παπαδόπουλος Β.,2004)

#### 2.5.2 Ενεργειακό κριτήριο

Εφαρμογή μπορεί να έχει επίσης το ενεργειακό κριτήριο της συνόγκου παραμόρφωσης (οκταεδρικής διατμητικής τάσης).



Εικόνα 2.10: Γραφική αναπαράσταση τάσεων του ενεργειακού κριτηρίου

Κριτήριο αποτελεί η τιμή της τ συγκριτικά με την κρίσιμη για το υλικό τιμή το.

$$\tau = \tau_{o} = 1/3 \cdot \left[ \left( \sigma_{1} - \sigma_{2} \right)^{2} + \left( \sigma_{2} - \sigma_{3} \right)^{2} + \left( \sigma_{3} - \sigma_{1} \right)^{2} \right]^{4} 0,5$$

Η κρίσιμη τιμή μπορεί να προσδιοριστεί από τη δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης. Σε αυτήν την περίπτωση :

$$\sigma_1 = q_u$$
,  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ,  $\tau_o = \sqrt{2}/3 \cdot q_u = 0.47 \cdot q_u$ 

Οι προηγούμενες σχέσεις έχουν εφαρμογή κυρίως σε ερευνητικά θέματα. Σε αντίθεση, ευρύτατη – αν όχι σχεδόν αποκλειστική- εφαρμογή έχει το κριτήριο Mohr-Coulomb, ιδίως για επιφάνειες ασυνέχειας μειωμένης διατμητικής αντοχής.

#### 2.5.3 Κριτήριο αστοχίας Hoek - Brown για βραχόμαζα

Το 1983 προτάθηκε από τους Hoek και Brown ένα εμπειρικό κριτήριο αστοχίας, εξετάζοντας τις υπάρχουσες πληροφορίες για την αντοχή άθικτου βράχου. Κατά τη διαμόρφωση αυτού του κριτηρίου, οι Hoek και Brown προσπάθησαν να ικανοποιήσουν τις παρακάτω συνθήκες :

- a) Το κριτήριο αστοχίας θα έπρεπε να είναι συμβατό με τις τιμές αντοχής βράχου,οι οποίες καθορίζονται από εργαστηριακές τριαξονικές δοκιμές σε δοκίμια άθικτου υλικού. Τα δοκίμια είχαν διάμετρο 50mm και έπρεπε να είναι προσαναταλισμένα κάθετα στις ασυνέχειες του βράχου.
- b) Το κριτήριο αστοχίας θα έπρεπε να εκφράζεται από απλές μαθηματικές εξισώσεις,βασισμένες σε αδιάστατες παραμέτρους.
- c) Το κριτήριο αστοχίας θα έπρεπε να παρέχει τη δυνατότητα επέκτασης του, ώστε να αντιμετωπιστούν και οι περιπτώσεις ρηγματωμένης βραχόμαζας.

Έτσι οι Hoek και Brown πειραματίστηκαν με ένα μεγάλο αριθμό παραβολικών καμπυλών ώστε να βρουν μία η οποία θα συμπίπτει καλά με την αρχική θεωρία Griffith (Griffith 1921,1924).O Griffith ασχολήθηκε με ψαθυρή αστοχία στο γυαλί και εξέφρασε τη σχέση του σε όρους εφελκυστικών τάσεων.Oι Hoek και Brown διαμόρφωσαν μια σχέση που ταίριαζε στις παρατηρούμενες συνθήκες αστοχίας για ψαθυρά υλικά,τα οποία υποβάλλονται σε θλίψη.Η διαδικασία που ακολούθησαν οι Hoek και Brown για τη διαμόρφωση του κριτηρίου ήταν αυτή των διαδοχικών δοκιμών.Έτσι κατάληξαν στο αρχικό κριτήριο αστοχίας για άθικτο βράχο,που εκφράζεται από τη σχέση :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( mi \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)$$

Όπου : σ<sub>1</sub> και σ<sub>3</sub> είναι η μέγιστη και ελάχιστη αντίστοιχα κύρια τάση κατά την αστοχία

 $\sigma_{ci}$ είναι η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη του άθικτου βράχου

 $m_i$ είναι μια σταθερά για τον άθικτο βράχο που χαρακτηρίζει την ποιότητα του πετρώματος

Το κριτήριο έχει καλύτερη εφαρμογή σε υψηλές πλευρικές τάσεις όπου η θραύση λαμβάνει χώρα κατά μήκος επιπέδου διατμητικής αστοχίας β=45+ $\varphi/2$  ως προς την σ<sub>3</sub>. Σε χαμηλές πλευρικές τάσεις ή σε μονοαξονική θλίψη η θραύση γίνεται κατά μήκος επιφανειών σχεδόν παράλληλων προς την κύρια τάση σ<sub>1</sub>. Η σταθερά mi εξαρτάται από το είδος του πετρώματος και θα πρέπει να δίνεται από εργαστηριακά στοιχεία ή ελλείψη αυτών να εκτιμάται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Τύπος	Τύπος Ομάδα ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ					
			Χονδρή	Μέση	Λεπτή	Πολύ λεπτή
IZHMATOFENH	Κλαστικό		Κροκαλοπαγή Λατυποπαγή	Ψαμμίτες 17 ± 4	Ιλυόλιθοι 7 ± 2 Γραουβάκες (18 ± 3)	Αργιλόλιθοι 4 ± 2 Αργ.σχιστόλιθοι (6 ± 2) Μάργες (7 ± 2)
		Ανθρακικά	Κρυσταλλικοί Ασβεστόλιθοι (12 ± 3)	Σπαριτικοί Ασβεστόλιθοι (10 ± 2)	Μικριτικοί Ασβεστόλιθοι (9 ± 2 )	Δολομίτες (9 ± 3)
	Μη κλαστικό	Εβαπορίτες		Γύψος 8 ± 2	Ανυδρίτης 12 ± 2	
		Οργανικά				Κρητίς 7 ± 2
AMOP¢DMENA	Μη πτυχωμέν	νa	Ма́рµаро 9 ± 3	Κερατόλιθοι (19 ± 4 ) Μεταψαμμίτες (19 ± 3)	Χαλαζίτες 20 ± 3	
	Ελαφρά πτυχωμένα		Μιγματίτες (29 ± 3)	Αμφιβολίτες 26 ± 6	Γνεύσιοι 28 ± 5	
MET	Πτυχωμένα			Σχιστόλιθοι 12 ± 3	Φυλλίτες (7 ± 3)	Σχίστες 7 ± 4
ENH	Ανοικτό- χρωμα		Γρανίτης 32 ± 3 Γρανοί (29	Διορίτης 25 ± 5 διορίτης ± 3)		
	Πλουτώνια	Σκοτεινό- χρωμα	Γάββρος 27 ± 3 Νορίτης 20 ± 5	Δολερίτης (16 ± 5)		
ПЧРІП	Υποαβυσσικά	Υποαβυσσικά			Διαβάσης (15 ± 5)	Περιδοτίτης (25 ± 5)
	Ηφαιστειακά	Λάβα		Ρυόλιθος (25 ± 5) Ανδεσίτης 25 ± 5	Δακίτης (25 ± 3) Βασάλτης (25 ± 5)	
		Πυροκλαστικά	Κροκαλοπαγή (19 ± 3)	Ηφ.Λατυποπαγ (19 ± 5)	ή Τόφφοι (13 ± 5)	

Πίνακας 2.3: Προδιορισμός του δείκτη  $m_i$  (Marinos P., and Hoek E., 2001)

#### 2.5.4 Κριτήριο Hoek-Brown για βραχόμαζα

Το αρχικό κριτήριο Hoek-Brown διαμορφώθηκε για την εφαρμογή του σε καλής ποιότητας βραχόμαζες, όπου η αντοχή τους ελέγχεται από καλά αλληλεμπλεκόμενα γωνιώδη τεμάχη βραχου. Για την εφαρμογή του κριτηρίου και σε ρηγματωμένες βραχόμαζες, το κριτήριο τροποποιήθηκε και προέκυψε το παρακάτω γενικευμένο κριτήριο :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left( m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Όπου : σ<sub>1</sub> και σ<sub>3</sub> είναι η μέγιστη και ελάχιστη αντίστοιχα κύρια τάση κατά την αστοχία

 $m_b$  eívai  $\eta$  timú th<br/>ς staqerág  $m_i$  gia th bracómaza

s και α είναι οι σταθερές που εξαρτώνται από τα χαρακτηριτικά της βραχόμαζας

 $\sigma_{ci}$ είναι η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη του άθικτου βράχου

Η εφελκυστική αντοχή, που αντανακλά την αλληλεμπλοκή των βραχωδών τεμαχών όταν αυτά δεν μπορούν να διασταλούν, δίνεται από τον τύπο :

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2} \cdot \left[ \sqrt{m_b^2 + 4s} - m_b \right]$$

Είναι προφανές ότι για τη χρήση του γενικευμένου κριτηρίου απαιτείται ο καθορισμός των σταθερών mb, s και α. Οι σταθερές εξαρτώνται από πλήθος παραγόντων,μπορούν εν τούτοις να εκτιμηθούν βάσει των τιμών RMR ή GSI εναλλακτικά. Μπορούν να υπολογιστούν ως εξής :

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

 $\square$  Για GSI > 25 π.χ. βραχόμαζες καλής – μέτριας ποιότητας είναι :

 $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$   $\kappa \alpha \iota \alpha = 0,5$ 

 $\Box$  Για GSI < 25 π.χ. βραχόμαζες καλής -μέτριας ποιότητας είναι :

$$s = 0 \text{ kal } \alpha = 0,65 - (GSI/200)$$

Στις ανωτέρω σχέσεις, ο δείκτης GSI μπορεί να αντικατασταθεί από τον δείκτη RMR (κυρίως για βραχόμαζες με RMR >40 καθώς για RMR < 40 η χρήση του δείκτη RMR δεν είναι αξιόπιστη.

Με βάση το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown μπορεί να εκτιμηθεί η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη ( $\sigma_c=\sigma_1$  και  $\sigma_3=0$ ) από την παρακάτω σχέση :

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

Επειδή οι τιμές που προκύπτουν από την ανωτέρω σχέση είναι γενικώς μικρότερες από τις μέσες αντοχές της βραχόμαζας σε μονοαξονική θλίψη λόγω της έντονης καμπυλότητας του κριτηρίου Hoek-Brown σε πολύ μικρές τάσεις, ο Hoek (1999) έχει προτείνει την ακόλουθη εμπειρική σχέση :

$$\sigma_{\rm c} = 0.019 \cdot \sigma_{\rm ci} \cdot \exp({\rm GSI} / 20)$$

Επίσης από το κριτήριο Hoek-Brown μπορεί να εκτιμηθεί και η αντοχή της βραχόμαζας σε μονοαξονικό εφελκυσμό. Η μη μηδενική τιμή της εφελκυστικής αντοχής της βραχόμαζας οφείλεται στην αλληλεμπλοκή των κόκκων λόγω διασταλτικότητας η οποία δημιουργεί μια φαινόμενη συνοχή σε βραχόμαζες με RMR >25. Για τον εφελκυσμό ισχύει σ<sub>t</sub> =σ<sub>3</sub> και σ<sub>1</sub>=0, οπότε :

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2} \cdot \left[ \sqrt{m_b^2 + 4s} - m_b \right]$$

Όσον αφορά στην παραμορφωσιμότητα της βραχομάζας, η σχέση του κριτηρίου Hoek-Brown για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας είναι :

$$E_{m} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left((GSI - 10)/40\right)} \, \text{(GPa)}$$

Το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown υποθέτει ισότροπο βράχο και συμπεριφορά βραχόμαζας. Η υπόθεση της ισοτροπικής συμπεριφοράς κατά την αστοχία κατά τη διεύθυνση των ασυνεχειών εξασφαλίζεται με την εφαρμογή του κριτηρίου μόνο σε άρρηκτες βραχόμαζες, σε βραχόμαζες στις οποίες υπάρχει επαρκής αριθμός κοντινά διατεταγμένων ασυνεχειών,με παρόμοια χαρακτηριστικά επιφανειών και σε βραχόμαζες πλήρους κατάκλασης.

Εφ'όσον η κατασκευή που αναλύεται είναι μεγάλων διαστάσεων εν συγκρίσει με το μέγεθος του τεμάχους του πετρώματος, επιτρέπεται η εξέταση της βραχομάζας θεωρώντας την ως ένα υλικό που ικανοποιεί τις οριζόμενες προυποθέσεις Hoek-Brown. Σε περίπτωση που το μέγεθος του τεμάχους είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με την εξεταζόμενη κατασκευή ή όταν μια ομάδα ασυνεχειών είναι σημαντικά πιο ασθενής από τις υπόλοιπες, το κριτήριο Hoek-Brown δεν πρέπει να εφαρμόζεται. Σε αυτήν την περίπτωση η ευστάθεια της κατασκευής θα πρέπει να ελέγχεται θεωρώντας μηχανισμούς αστοχίας οι οποίοι σχετίζονται με ολίσθηση ή περιστροφή τεμάχους σφηνών. Τα παραπάνω φαίνονται σχηματικά στο παρακάτω σχήμα το οποίο απεικονίζει το πεδίο εφαρμογής του κριτηρίου Hoek-Brown.



**Εικόνα 2.14:** Πεδίο εφαρμογής του κριτηρίου Hoek-Brown. Το κριτήριο αστοχίας εφαρμόζεται για την πρώτη και τις δύο τελευταίες περιπτώσεις του σχήματος.

Στην προηγούμενη σχέση αναφέρεται ο δείκτης διατάραξης βραχόμαζας D, ο οποίος εισήχθη από τους Hoek et al. και έχει σημαντική επιρροή στην εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας. Είναι δύσκολο να δοθούν ακριβείς τιμές για τον δείκτη D καθώς εξαρτώνται από την εκσκαφή και τις συνθήκες φόρτισης της κάθε κατασκευής. Οι τιμές που δίνονται έχουν εκτιμηθεί από διάφορες υποθέσεις έργων (case histories) ώστε να παρέχουν στον μελετητή επαρκή καθοδήγηση για την επιλογή του κατάλληλου εύρους του δείκτη D και αφορούν ισοτροπικά υλικά.

Εμφάνιση της βραχόμαζας	Περιγραφή της βραχόμαζας	Προτεινόμενη τιμή του D
	Άριστης ποιότητας ελεγχόμενη έκρηξη ή εκσκαφή με χρήση ΤΒΜ που συντελεί σε ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας	D = 0
	Μηχανική ή εκσκαφή με το χέρι σε πτωχής ποιότητας βραχόμαζες (όχι έκρηξη) που συντελεί σε ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας Όπου προβλήματα συγκλίσεων συντελούν σε σημαντική ανύψωση του δαπέδου, η διαταραχή μπορεί να είναι έντονη εκτός και αν τοποθετηθεί ένα προσωρινό ανάστροφο τόζο, 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 βραχόμαζας	<i>D</i> = 0.8
	Μικρής κλίμακας εκρήξεις σε πρανή πολιτικού μηχανικού που συντελούν σε μέτριες φθορές της βραχόμαζας, ειδικά αν χρησιμοποιείται ελεγχόμενη έκρηζη 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
	Πρανή πολύ μεγάλου λατομείου δέχονται σημαντικές διαταραχές εξαιτίας ισχυρής παραγωγής εκρήξεων και, επιπλέων, ανακούφιση των τάσεων λόγω απομάκρυνσης των υπερκείμενων Σε κάποιους μαλακότερους βράχους, η εκσκαφή μπορεί να πραγματοποιηθεί με μηχανική άρωση και χρήση προωθητήρων με λεπίδες, ώστε ο βαθμός της φθοράς στα πρανή να είναι μικρότερος	<i>D</i> = 1.0 Εκρήξεις Παραγωγής <i>D</i> = 0.7 Μηχανική εκσκαφή

Εικόνα 2.11: Εκτίμηση του συντελεστή D για διάφορα είδη βραχόμαζας (Hoek E., 2007)

# 2.5.5 Κριτήριο Mohr – Coulomb

Το κριτήριο Mohr-Coulomb περιγράφεται συναρτήσει της κάθετης (σn) και της διατμητικής τάσης τη επί κάποιου επιπέδου αστοχίας με σχέση της μορφής τη=f(σn). Η διεύθυνση του επιπέδου αστοχίας μπορεί να είναι ανεξάρτητη από τις ιδιότητες του υλικού ειδικά όταν η συμπεριφορά του είναι ισότροπη. Σε αυτήν την περίπτωση η διεύθυνση του επιπέδου αστοχίας εξαρτάται από την εντατική κατάσταση. Όταν το επίπεδο αστοχίας είναι προδιαγεγραμμένο (π.χ.ασυνέχεια του υλικού), το υλικό αστοχεί ανισότροπα. 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 :

$$\tau n = \sigma n * tan \phi + c$$

Το κριτήριο παριστάνεται σε άξονες κυρίων ενεργών τάσεων και απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα :



Εικόνα 2.12: Γραφική παράσταση κριτηρίου Mohr-Coulomb

Το κριτήριο αστοχίας έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως στην εδαφομηχανική αλλά και στην βραχομηχανική. Μάλιστα πολλά από τα γεωτεχνικά υπολογιστικά προγράμματα κάνουν χρήση του κριτηρίου αυτού.Επομένως είναι απαραίτητη η σύνδεση του με το κριτήριο Hoek-Brown, δηλαδή ο υπολογισμός των παραμέτρων c και φ του κριτηρίου Mohr-Coulomb που αντιστοιχούν σε συγκεκριμένες τιμές των παραμέτρων Hoek-Brown. Η καμπύλη αστοχίας στο κριτήριο Hoek-Brown είναι καμπύλη ενώ η καμπύλη αστοχίας στο κριτήριο Mohr-Coulomb είναι ευθύγραμμη. Εξαιτίας της διαφορετικής μορφής τους η αντιστοιχία μεταξύ των δύο κριτηρίων αναφέρεται σε συγκεκριμένη περιοχή τάσεων. Έτσι η περιβάλλουσα του κριτηρίου Hoek-Brown προσεγγίζεται με μια ευθεία. Για δεδομένη τιμή της πλευρικής τάσης στη βραχόμαζα σ3 εφαρμόζουμε τους παρακάτω τύπους για να βρούμε τα μεγέθη :

Ι. Η κάθετη τάση σ1 υπολογίζεται κατά Hoek-Brown με την σχέση :

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

II. Στο επίπεδο αστοχίας εφαρμόζονται οι τύποι

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3 \cdot \frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}}{1 + \frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}} \quad \tau = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sqrt{\frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}}}{1 + \frac{d\sigma_1}{d\sigma_3}}$$

όπου

$$\upsilon \qquad \frac{\mathrm{d}\sigma_{1}}{\mathrm{d}\sigma_{3}} = 1 + \alpha \cdot \mathbf{m}_{b} \left( m_{b} \cdot \frac{\sigma_{3}}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}$$

III. Μετά την εύρεση των σ και τ υπολογίζονται οι παράμετροι του κριτηρίου Mohr-Coulomb με τους τύπους

$$\tan\phi = \frac{1}{\tau} \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \sigma \right) \qquad \frac{d\sigma_1}{d\sigma_3} = \tan\omega = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

 $c = \tau - \sigma \cdot tan\phi$ 

IV. Η γωνία που σχηματίζει το επίπεδο αστοχίας με το επίπεδο επί του οποίου ασκείται η τάση σ1 προκύπτει από τον τύπο

$$\tan a = \frac{\tau}{\sigma - \sigma_3} = \sqrt{\frac{\mathrm{d}\sigma_1}{\mathrm{d}\sigma_3}}$$

V. Με βάση την έκδοση 2002 για το κριτήριο Mohr-Coulomb οι παράμετροι δύναται να υπολογιστούν και ως εξής:

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

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{3max}}$$

Όπου  $\sigma_{ci}$  είναι το άνω όριο της τάσης περιορισμού όπου θεωρείται η σχέση μεταξύ των κριτηρίων Hoek-Brown και Mohr-Coulomb.

Η συσχέτιση των κριτηρίων μπορεί να γίνει και με το λογισμικό RocLab (Hoek E., Carranza-Torres, Corkum, 2002 ) όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα :



**Εικόνα 2.13:** Γραμμική προσέγγιση της περιβάλλουσας αστοχίας του κριτηρίου Hoek-Brown με το κριτήριο Mohr-Coulomb με χρήση του λογισμικού RocLab

Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

# 3 Κατασκευή Υπογείων Έργων

#### 3.1 Μορφές αστοχίας ανυποστήρικτων σηράγγων

Οι αστοχίες που παρατηρούνται κατά την εκσκαφή σηράγγων εξαρτώνται κυρίως από το είδος και την κατάσταση της επιτόπου βραχόμαζας. Το πιθανότερο είδος αστοχίας που ενδέχεται να συμβεί κατά τη διάνοιξη μιας σήραγγας εξαρτάται από την συμπεριφορά της βραχόμαζας, από τη γεωμετρία του έργου, το ύψος των υπερκειμένων, το μέγεθος και τον προσανατολισμό της σήραγγας. Παρακάτω αναφέρονται οι κυριότεροι τύποι αστοχίας κατά την εκσκαφή σηράγγων καθώς και η πιθανή ή μη αντιμετώπιση τους σε οφιολιθικά συμπλέγματα.

#### Αστοχίες μορφής σφήνας

Οι σφήνες μορφώνονται από αλληλοτεμνόμενες ασυνέχειες (π.χ. διακλάσεις, ρήγματα). Κατά τη εκσκαφή μορφώνονται ελεύθερες επιφάνειες οι οποίες αναιρούν τα εμπόδια της περιβάλλουσας βραχομάζας και επιτρέπουν την ολίσθηση των σφηνών. Χωρίς την απαραίτητη υποστήριξη επηρεάζεται η ευστάθεια της οροφής και των πλευρών της σήραγγας. Η ολίσθηση μιας σφήνας δύναται να οδηγήσει σε ολίσθηση νέων σφηνών και κατ'επέκταση αποδιοργάνωση του πετρώματος και αστοχία της σήραγγας εάν το επιτρέπει ο προσανατολισμός των ασυνεχειών της βραχόμαζας.



Εικόνα 3.1: Πτώση και ολίσθηση σφηνών

Η αντιμετώπιση του προβλήματος γίνεται με ανάλυση των σφηνών ή απλή ανάλυση τάσεων, ενώ ακολουθούνται τα παρακάτω στάδια μελέτης :

- Προσδιορισμός προσανατολισμού και βάθους ασυνεχειών βραχόμαζας
- Αναγνώριση πιθανών επικίνδυνων σφηνών
- Υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας των επικίνδυνων σφηνών
- Υπολογισμός των μέτρων υποστήριξης

Το μέγεθος και το σχήμα πιθανών σφηνών στην περιβάλλουσα βραχόμαζα μιας σήραγγας εξαρτάται τόσο από το μέγεθος, το σχήμα και προσανατολισμό του ανοίγματος όσο και από τον προσανατολισμό των ομάδων ασυνεχειών. Το πρόβλημα είναι πολύπλοκο, τριών διαστάσεων και για την επίλυση του χρησιμοποιούνται προγράμματα υπολογιστή. Όταν η γεωμετρία του προβλήματος είναι απλή τότε δύναται να γίνει μια απλή προσέγγιση με το δίκτυο Schmidt. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η γραφική αναπαράσταση τριών συστημάτων ασυνεχειών 1,2,3 και της κλίσης του άξονα της σήραγγας. Οι ασυνέχειες αποτελούν επίπεδα διαχωρισμού στον χώρο ενώ στο δίκτυο Schmidt απεικονίζονται ως γραμμές. Με συνεχείς γραμμές απεικονίζονται τα 3 συστήματα ασυνεχειών και με διακεκομμένη ο άξονας της σήραγγας.



Εικόνα 3.2: Παράδειγμα χρήσης δικτύου Schmidt για εύρεση επικίνδυνων σφηνών

Ακόμα παρακάτω απεικονίζεται ο γραφικός τρόπος με τον οποίο ελέγχεται εάν η σφήνα είναι επιρρεπής σε ελεύθερη πτώση ή ολίσθηση με χρήση του δικτύου Schmidt.



**Εικόνα 3.3:** Συνθήκες για ελεύθερη πτώση σφήνας και πτώση σφήνας με ολίσθηση, αντιστοίχως, από την οροφή της σήραγγας (Μαρίνος Π.,2005 και Hoek E., 2007)

Όσον αφορά τις δομικές αστοχίες μορφής σφήνας σε οφιολιθικές βραχομάζες, αυτές απαντώνται κυρίως σε καλής ποιότητας οφιολίθους με διακριτά συστήματα ασυνεχειών οι οποίες ενδέχεται να είναι λίγο ή περισσότερο εξαλλοιωμένες.

# Εκτινάξεις πετρώματος (bursting)

Οι εκτινάξεις πετρώματος παρατηρούνται σε πετρώματα με πολύ υψηλές αντοχές και κάτω από πολύ υψηλές τάσεις. Η βραχόμαζα έχει λίγες ασυνέχειες, αντοχή μεγαλύτερη από 100 MPa και υψηλό μέτρο ελαστικότητας ενώ η θραύση είναι ιδιαίτερα βίαιη και ψαθυρή.

Είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν διάφορες τεχνικές για να μειωθεί το επίπεδο τάσεων στα τοιχώματα. Αναφέρονται οι παρακάτω :

- Κατάλληλη γεωμετρία του ανοίγματος
- Ενίσχυση της αντοχής του βράχου
- Προσεκτική αποτόνωση του βράχου με ελεγχόμενες εκρήξεις κατά τη διάνοιξη ώστε να απελευθερωθεί ενέργεια ελεγγόμενα
- Μείωση της απελευθερούμενης ενέργειας με παραμορφώσιμη υποστήριξη.
- Αντιμετώπιση εκτινάξεων με αγκύρια τύπου Swellex

Όλες οι παραπάνω μέθοδοι αναλύονται αριθμητικά και σε συνδυασμό με την ήδη υπάρχουσα εμπειρία επιλέγεται το κατάλληλο σύνολο ενεργειών.

#### Προβλήματα παραμορφώσεων

Τα προβλήματα παραμορφώσεων με φαινόμενα ισχυρής σύνθλιψης παρουσιάζονται σε βραγόμαζες πτωχών μηχανικών χαρακτηριστικών όταν η αντοχή της βραγόμαζας είναι μικρότερη από το 30% της επιβαλλόμενης τάσης. Η κύρια ενέργεια που απαιτείται είναι ο έλεγγος και η συγκράτηση των παραμορφώσεων. Η ανάλυση γίνεται και πάλι με αριθμητικές μεθόδους. Οι παραμορφώσεις μπορεί να ολοκληρωθούν κατά την κατασκευή ή να συνεχίζονται και μετά το τέλος της. Η υπερφόρτιση που προκαλείται δεν οφείλεται στη χαλάρωση αλλά στον συνδυασμό τάσεων και ιδιοτήτων της βραχόμαζας.Η συμβολή του υπογείου νερού είναι ιδιαίτερα αρνητική ενώ το μέγεθος των φαινομένων σύνθλιψης εξαρτάται από την αλληλουχία της εκσκαφής και την τεχνική της υποστήριξης.

#### Καταρρεύσεις υλικών από την οροφή και το μέτωπο

Κατά τη διάνοιξη εντός ισχυρά κερματισμένης βραχόμαζας, λόγω της ύπαρξης πολλών επιφανειών ασυνεχειών και διακλάσεων, τα υλικά δεν αστοχούν υπό μορφή σφηνών όπως αναφέρθηκε παραπάνω αλλά αποκολλώνται τεμάγια βράγου και καταρρέουν προς το εσωτερικό της σήραγγας. Αυτός ο τύπος αστοχίας εμφανίζεται κυρίως στο μέτωπο. Σε αστικές αβαθείς σήραγγες, η κατάρρευση υλικού από το μέτωπο δύναται να εξελιγθεί με τη μορφή καμινάδας και να φτάσει έως την οροφή. Παρακάτω απεικονίζονται αστοχία τύπου καμινάδας.



Εικόνα 3.4: Αστοχία υπό μορφή καμινάδας (Καββαδάς, 2000)

Η κατάρρευση υλικών από το μέτωπο και την οροφή σε οφιολιθικές βραχομάζες αναμένεται όπου στο πέτρωμα υπάρχουν πολλές οικογένειες ασυνεχειών, πτωγής συνήθως ποιότητας.Η κατάρρευση μπορεί να φτάσει έως την επιφάνεια ανάλογα με τη γεωμετρία του οφιολιθικού συμπλέγματος και το ύψος των υπερκειμένων.

# Αστοχία της προσωρινής υποστήριξης

Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας η ακτινική παραμόρφωση των τοιχωμάτων ξεκινά πιο μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής, σε απόσταση περίπου ίση με το ήμισυ της διαμέτρου της οπής και ονομάζεται προσύγκλιση (preconvergence). Στην θέση του μετώπου η σύγκλιση έχει ήδη τιμή ίση με το 30%-35% της συνολικής σύγκλισης. Κατά μήκος της σήραγγας η τιμή της ακτινικής παραμόρφωσης ur αυξάνεται έως την τελική τιμή της urel σε απόσταση περίπου ίση με μιάμιση διάμετρο και δεν αυξάνεται περαιτέρω.



Εικόνα 3.5: Μεταβολή συγκλίσεων τοιχωμάτων και μετώπου κατά μήκος του άξονα της σήραγγας

Επομένως κατά την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης έχει ήδη συμβεί σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας. Έτσι, αμέσως μετά την τοποθέτηση της η προσωρινή υποστήριξη είναι αφόρτιστη καθώς τοποθετείται σε μία διατομή που ισορροπεί. Με την προώθηση του μετώπου, η διατομή τείνει να συγκλίνει περαιτέρω και τα επιπλέον φορτία αναλαμβάνει η προσωρινή υποστήριξη. Η ανάληψη φορτίων από την υποστήριξη προκαλεί συμπίεση του δακτυλίου και κάποια μικρή αύξηση της σύγκλισης της διατομής. Εάν λόγω της παρατεταμένης παραμόρφωσης παρουσιαστούν χαρακτηριστικά έντονης χαλάρωσης, δηλαδή μείωσης της αντοχής της προσωρινής υποστήριξης τότε η διατομή της σήραγγας δεν ισορροπεί,η σύγκλιση της οροφής αυξάνει απεριόριστα και η διατομή καταρρέει.Τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης θεωρείται ότι αστοχούν και όταν οι τιμές της σύγκλισης εντός της σήραγγας είναι αρκετά μεγάλες και υπερβαίνουν τα επιτρεπτά όρια του έργου.

Προβλήματα έντονων παραμορφώσεων σε οφιολιθικές βραχόμαζες έχουμε σε πολύ πτωχής ποιότητας οφιολίθους καθώς και στα mélange που συνήθως συνοδεύουν τα οφιολιθικά συμπλέγματα.

#### Καθίζηση της επιφάνειας

Σημαντικό πρόβλημα κυρίως κατά τη διάνοιξη αστικών σηράγγων αποτελεί η υποχώρηση της επιφάνειας του υπερκείμενου εδάφους της σήραγγας και οι επιπτώσεις στις εδράζουσες σε αυτήν κατασκευές. Τέτοιες αστοχίες παρατηρούνται συνήθως λόγω καταρροής υλικού και φαινομένου καμινάδας καθώς και λόγω μεγάλων συγκλίσεων.

Οι καθιζήσεις εξαρτώνται από το είδος και την ποιότητα της βραχομάζας, το ύψος των υπερκειμένων, τη γεωμετρία της εκσκαφής, τη μέθοδο εκσκαφής και τέλος το είδος, την πυκνότητα και τον χρόνο τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Η εκτίμηση των υποχωρήσεων της επιφάνεια γίνεται συνήθως με εμπειρικές μεθόδους.

# 3.2 Διάνοιξη σηράγγων

Η κατασκευή μιας σήραγγας περιλαμβάνει τα στάδια της εκσκαφής (excavation), της εφαρμογής των μέτρων άμεσης υποστήριξης (primary support measures), της τελικής επένδυσης (final lining) και της εγκατάστασης των συστημάτων λειτουργίας (φωτισμός, αερισμός, ηλεκτρικό δίκτυο, σήμανση, παρακολούθηση, πυρανίχνευση κτλ.).

Το κρισιμότερο στάδιο στην κατασκευή της σήραγγας είναι η διάνοιξη. Πριν την έναρξη της διάνοιξης στη θέση της διατομής ασκείται το επιτόπου εντατικό πεδίο po=γ\*h, όπου h είναι το ύψος των υπερκειμένων και γ το ειδικό βάρος της βραχόμαζας. Κατά την διάνοιξη της σήραγγας καθώς αφαιρείται υλικό, προκαλείται αποτόνωση τάσεων στην περιβάλλουσα βραχόμαζα και το αρχικό πεδίο τάσεων απομειώνεται, με αποτέλεσμα την έναρξη εκδήλωσης ακτινικών παραμορφώσεων ur. H ακτινική παραμόρφωση των τοιχωμάτων ξεκινά πιο μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής, σε απόσταση περίπου ίση με το ήμισυ της διαμέτρου της οπής και ονομάζεται προσύγκλιση (preconvergence). Στην θέση του μετώπου η σύγκλιση έχει ήδη τιμή ίση με το 30%-35% της συνολικής σύγκλισης. Κατά μήκος της σήραγγας η τιμή της ακτινικής παραμόρφωσης ur αυξάνεται έως την τελική τιμή της uτελ σε απόσταση περίπου ίση με μιάμιση διάμετρο και δεν αυξάνεται περαιτέρω.



Εικόνα 3.6: Κατανομή συγκλίσεων κατά μήκος της σήραγγας

Η πίεση p ονομάζεται '' ισοδύναμη εσωτερική πίεση ''.Ξεκινώντας από την αρχική γεωστατική πίεση  $p_0$  συνεχίζει να μειώνεται καθώς εκσκάπτεται το μέτωπο έως να μηδενιστεί. Όταν η ισοδύναμη εσωτερική πίεση γίνει ίση με το μηδέν θεωρούμε ότι έχουν αναπτυχθεί πλήρως οι ακτινικές παραμορφώσεις και έχουν φτάσει την τιμή  $u_{re\lambda}$ . Ανάμεσα στις δύο ακραίες τιμές του p υπάρχει η ιδεατή εσωτερική πίεση  $p_{iop}$ , η οποία αποτελεί το όριο μεταξύ της γραμμικής ελαστικότητας και της ελαστοπλαστικότητας. Για τιμές εσωτερικής πίεσης p μεγαλύτερης της ιδεατής  $p_{iop}$  χρησιμοποιούμε τη θεωρία ελαστικότητας ενώ για μικρότερες την ελαστοπλαστική θεώρηση.

Επομένως, σε κάθε θέση κατά μήκος του άξονα της σήραγγας αντιστοιχεί μια τιμή της σύγκλισης του τοιχώματος και για τη σύγκλιση αυτή αντιστοιχεί μια τιμή της πίεσης p,η οποία είναι μικρότερη από την αρχική γεωστατική πίεση p<sub>0</sub>. Η συσχέτιση μεταξύ της ακτινικής παραμόρφωσης ur και της πίεσης p γίνεται μέσω της καμπύλης σύγκλισης - αποτόνωσης.



Εικόνα 3.7: Καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης

Μέσω της σύγκλισης σε κάθε θέση ενεργοποιείται η αντοχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας σε ικανό βαθμό με αποτέλεσμα να μειωθούν σημαντικά οι πιέσεις επί της άμεσης υποστήριξης. Επομένως είναι κρίσιμος παράγοντας η χρονική στιγμή τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης, καθώς αν τοποθετηθεί:

Ι. Πολύ νωρίς : Η πίεση επί της άμεσης υποστήριξης είναι πολύ μεγάλη και υπάρχει κίνδυνος αστοχίας

ΙΙ. Κανονικός χρόνος κατασκευής της άμεσης υποστήριξης : Η πίεση επί της υποστήριξης έχει μειωθεί σημαντικά

III. Πολύ αργά : Η πίεση έχει αυξηθεί λόγω αποδιοργάνωσης της βραχόμαζας και ενδέχεται κατάρρευση.



**Εικόνα 3.8:** Συσχέτιση του χρόνου τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης με την πίεση της βραχόμαζας επί της υποστήριξης της σήραγγας (Καββαδάς 2000 )

Όπως αναφέρθηκε, ένα σημαντικό ποσοστό της ακτινικής παραμόρφωσης του τοιχώματος λαμβάνει χώρα μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής ενώ στην θέση του μετώπου έχει ήδη τιμή ίση με το 1/3 της τελικής σύγκλισης και αυξάνει με ταχείς ρυθμούς. Αυτό συνεπάγεται ότι η αντοχή της βραχόμαζας έχει ενεργοποιηθεί επαρκώς και οι εδαφικές πιέσεις έχουν μειωθεί σημαντικά στο μέτωπο εκσκαφής. Κατ'επέκταση άμεση υποστήριξη πρέπει να κατασκευαστεί όσο το δυνατόν πλησιέστερα στο μέτωπο εκσκαφής.

# 3.3 Μέθοδοι εκσκαφής σηράγγων

Για την διάνοιξη της σήραγγας θα εφαρμοστεί μια μεθοδολογία διάνοιξης επιλέγοντας ανάμεσα από διαφορετικές τεχνικές. Στην επιλογή της μεθόδου επιδρούν καθοριστικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βραχόμαζας και οι εκτιμώμενες αλλαγές γεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών. Άλλοι παράγοντες είναι οι κίνδυνοι που συνδέονται με τις διάφορες μεθόδους εκσκαφής, η δαπάνη επένδυσης, οι διαστάσεις και το σχήμα της διατομής, το μήκος της σήραγγας, περιορισμοί που τίθενται από την μελέτη αλλά και περιβαλλοντικοί περιορισμοί Διακρίνονται οι παρακάτω τεχνικές διάνοιξης:

- Μηχανοποιημένες Μέθοδοι διάνοιξης:
   Εφαρμόζεται ολομέτωπη εκσκαφή (full face) με χρήση μηχανημάτων:
  - Ολομέτωπης κοπής TBM (Tunneling Boring Method)
  - Σημειακής κοπής Roadheaders
  - Εξισορρόπησης εδαφικής πίεσης EPB (Earth Pressure Balance)
  - Διάνοιξη σηράγγων με αντιστήριξη του μετώπου με υδατόμιγμα και μπετονιτη (Slurry Shields)

- Μη-Μηχανοποιημένες (συμβατικές) μέθοδοι διάνοιξης :
  - Στην κατηγορία αυτή ανήκουν όλες οι μέθοδοι οι οποίες οι οποίες στηρίζονται σε οποιαδήποτε μεθοδολογία όρυξης(εκσκαφή κατά φάσεις, διάτρηση και ανατίναξη (drill and blast)) και ακολούθως τοποθέτησης μέτρων άμεσης υποστήριξης. Ακόμα σε αυτήν την κατηγορία ανήκει η Νέα Αυστριακή Μέθοδος Διάνοιξης Σηράγγων (New Austrian Tunneling Method-NATM) η οποία περιλαμβάνει ένα σύνολο τεχνικών διάνοιξης.
- Μέθοδοι εκσκαφής και επανεπίχωσης :
  - Μέθοδος ανοιχτής εκσκαφής (Cut&Cover)
  - Μέθοδος επικάλυψης εκσκαφής (Cover&Cut)

Στις επόμενες παραγράφους θα περιγραφούν οι παραπάνω μέθοδοι διάνοιξης σηράγγων αναλυτικότερα.

# 3.3.1 Μηχανοποιημένες Μέθοδοι διάνοιξης

#### 3.3.1.1 Ολομέτωπης κοπής TBM (Tunneling Boring Method)

Το Μηχάνημα Διάτρησης Σηράγγων –TBM (Tunnel Boring Machine) κλειστού τύπου για σκληρά πετρώματα σχεδιάστηκε από την Mitsubishi της Ιαπωνίας και κατασκευάστηκε από την NFM Γαλλίας. Πρόκειται ουσιαστικά για ένα μεγάλο τρυπάνι με διάμετρο ίση με αυτή της σήραγγας και μήκος περίπου 150 m συμπεριλαμβανομένων και των βαγονιών υποστήριξης.

Σε αυτήν τη μέθοδο εκσκαφής, η διεύθυνση κοπής είναι κάθετη προς τον άξονα προωθήσεως του μηχανήματος.Η κοπτική του δράση εφαρμόζεται με μια κυκλική κεφαλή η οποία αποτελείται από ακτινικούς βραχίονες επί των οποίων είναι προσαρμοσμένα κοπτικά εργαλεία με τη μορφή δοντιού. Με την περιστροφή της κυκλικής κεφαλής χαράσσεται το πέτρωμα επάνω σε ολόκληρη την επιφάνεια του μετώπου με τη βοήθεια των κοπτικών δοντιών και 'αποφλοιώνεται'.Η κεφαλή ( δύναται να είναι περισσότερες από μία) και τα κοπτικά εργαλεία περιστρέφονται γύρω από τον δικό τους άξονα και ταυτόχρονα γύρω από τον κεντρικό άξονα του μηχανήματος σε μορφή δορυφορικής κινήσεως.Με τη μορφή αυτή κοπής το πέτρωμα κόβεται σε τεμάχια μεγέθους 5-15cm ανάλογα με την γεωλογική του σύνθεση.

Ο μέσος ρυθμός προώθησης των TBM είναι περίπου 10 m / ημέρα, κατασκευάζοντας αντίστοιχο τμήμα περατωμένης σήραγγας με επένδυση από προκατασκευασμένους δακτυλίους σκυροδέματος. Ενδεικτικά αναφέρεται πως ένας τυπικός κύκλος εργασιών προώθησης του TBM διαρκεί μία περίπου ώρα σε ιδανικές συνθήκες χωρίς γεωλογικά η ηλεκτρομηχανολογικά προβλήματα και περιγράφεται ως εξής : πραγματοποιείται εκσκαφή 1,5 m σήραγγας (~ 25 λεπτά), ακολουθεί καθαρισμός και προετοιμασία (~5 λεπτά) και τέλος τοποθετούνται τα προκατασκευασμένα στοιχεία του δακτυλίου (~30 λεπτά). Ακολουθεί νέος κύκλος εργασιών ενώ το TBM προωθείται ασκώντας δύναμη προς τους ήδη τοποθετημένους δακτυλίους.

Οι μηχανές ολομέτωπης κοπής ΤΒΜ διακρίνονται ανάλογα με τη διαμόρφωση και την περιοχή εφαρμογής σε δύο βασικές κατηγορίες :

- Μηχανές ανοικτού τύπου, οι οποίες είναι κατάλληλες για καλής ποιότητας βραχόμαζα.
- Μηχανές με ασπίδα. Διακρίνονται σε μηχανές με απλή ή διπλή ασπίδα Χρησιμοποιούνται σε σαθρά μη αυτοφερόμενα και με μεταβαλλόμενες φυσικές ιδιότητες εδάφη, στα οποία είναι απαραίτητη η άμεση προστασία και αντιστήριξη της σήραγγας αμέσως μετά την εκσκαφή. Η επιλογή μεταξύ απλής και διπλής ασπίδας εξαρτάται από τις εδαφολογικές συνθήκες και ττη γεωμετρία της σήραγγας. Μηχανήματα με διπλή ασπίδα προσαρμόζονται καλύτερα σε εδάφη με μεταβαλλόμενες φυσικές ιδιότητες, έχουν μεγαλύτερη ευελιξία σε κίνηση επάνω σε καμπύλες, οπωσδήποτε με καμπυλότητα μικρότερη από 200 m και έχουν δυνατότητα συνεχούς λειτουργίας χωρίς διακοπή για την τοποθέτηση των δακτυλίων επένδυσης.



Εικόνα 3.9: Μακέτα μηχανήματος ολομέτωπης κοπής TBM από το TsengWen water diversion project, Taiwan

Το πλεονέκτημα των TBM είναι η δυνατότητα συνεχούς λειτουργίας σε συνδυασμό με υψηλές ταχύτητες προχώρησης. Επίσης όταν έχει γίνει σωστή τεχνικογεωλογκή μελέτη, μπορεί να γίνει καλή πρόβλεψη της προχώρησης, οι κραδασμοί δεν είναι έντονοι και η εκσκαφή είναι ήπια με μειωμένη διαταραχή της βραχόμαζας. Τα προϊόντα εκσκαφής απομακρύνονται εύκολα και η ασφάλεια των εργαζομένων είναι μεγάλη.

Μειονεκτήματα αποτελούν το υψηλό κόστος (που μειώνεται με την ανακατασκευή και την επαναχρησιμοποίηση) και ο αυξημένος χρόνος παράδοσης και προετοιμασίας. Επίσης, σε δυσμενείς γεωλογικές συνθήκες έχουν δυσκολία τροποποίησης και υποστήριξης του μετώπου και επιπλέον μικρές ταχύτητες σε πολύ σκληρά πετρώματα.

Μηχανήματα TBM χρησιμοποιήθηκαν στο Αττικό Μετρό στην γραμμή 2 από τους σταθμούς Λάρισα έως Άγιο Ιωάννη και στην γραμμή 3 από τον σταθμό Κατεχάκη έως το Σύνταγμα.

#### 3.3.1.2 Σημειακής κοπής Roadheaders

Σε σύγκριση με τα μηχανήματα ολομέτωπης κοπής, τα μηχανήματα σημειακής κοπής (Roadheaders) έχουν το πλεονέκτημα ότι μπορούν να διανοίξουν, εκτός της κυκλικής, διάφορες διατομές σήραγγας (κυκλική, πεταλοειδής,ορθογωνική) και διατομές διαφορετικών διαστάσεων χωρίς αλλαγή των λειτουργικών τους στοιχείων. Επίσης, έχουν τη δυνατότητα λειτουργίας επάνω σε κλειστές καμπύλες και με κλίση του άξονα και της ταχείας αλλαγής της θέσης εργασίας.Κύριο χαρακτηριστικό τους είναι η ευελιξία και η προσαρμοστικότητα στις μεταβαλλόμενες γεωλογικές και κατασκευαστικές συνθήκες εργασίας.



Εικόνα 3.10: Μηχάνημα Σημειακής Κοπής Roadheaders

Με την τοποθέτηση του μηχανήματος μέσα σε ασπίδα χρησιμοποιείται και σε χαλαρά εδάφη. Σε σήραγγες μεγάλης διαμέτρου μέσα στο χώρο της ασπίδας μπορεί να τοποθετηθούν περισσότερες κοπτικές κεφαλές.Για τη συγκρότηση του μετώπου, όταν απαιτείται,τοποθετούνται εγκάρσιες δοκοί αντιστηρίξεως. Τα μειονεκτήματα της μεθόδου σε σύγκριση με τις μηχανές ολομέτωπης κοπής είναι η χαμηλή εκσκαπτική ικανότητα, ο περιορισμός σε πετρώματα με αντοχή μέχρι 110 MPa (από περίπου 70MPa και άνω η φθορά των κοπτικών εργαλείων αρχίζει να γίνεται αντιοικονομική) και οριακή διατομή μέχρι 42 m<sup>2</sup>.

# 3.3.1.3 Εξισορρόπησης εδαφικής πίεσης EPB (Earth Pressure Balance)

Τα EPBS χρησιμοποιούνται κυρίως σε εδάφη ενώ όπως φαίνεται από την ονομασία τους, η πίεση που ασκείται από το έδαφος στο μέτωπο εξισορροπείται από μια άλλη πίεση εδάφους που βρίσκεται μέσα στο θάλαμο εκσκαφής του μηχανήματος.Στις περιπτώσεις που το έδαφος είναι άργιλος η πίεση που ασκείται στο μέτωπο μπορεί να ελεγχθεί από το ρυθμό εκσκαφής, ενώ στις περιπτώσεις που το έδαφος είναι χαλαρότερο προστίθεται ψεκαστήρας σκυροδέματος για να ελέγχει και να διατηρεί την πίεση στα επιθυμητά επίπεδα.

#### Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

Τα προιόντα εκσκαφής συλλέγονται και συμπιέζονται σε θάλαμο πίσω από το μέτωπο εργασίας ώστε να το αντιστηρίζουν και να αποτρέπουν παράλληλα την εισροή νερού. Στη συνέχεια οδηγούνται σε ένα μεταφορικό κοχλία μέχρι το σύστημα μεταφοράς τους ώστε να καταλήξουν εκτός του μηχανήματος και της σήραγγας.



Εικόνα 3.11: Μηχάνημα Ολομέτωπης Διάνοιξης Εδάφους με ασπίδα εξισορρόπησης της πίεσης εδάφους (EPB)

Μηχανήματα EPB χρησιμοποιήθηκαν στο Αττικό Μετρό για την κατασκευή της σήραγγας από τον σταθμό Χαλάνδρι έως το φρέαρ Ξάνθου και στην επέκταση της γραμμής 2 προς Ελληνικό.

# 3.3.1.4 Διάνοιξη σηράγγων με αντιστήριξη του μετώπου με υδατόμιγμα και μπετονιτη (Slurry Shields)

Η τεχνική χρήσης αναπτύχθηκε για τη διάνοιξη σηράγγων σε άμμο και χαλίκι κάτω του υδροφόρου ορίζοντα. Στην περίπτωση αυτή το μέτωπο αντιστηρίζεται από έναν πολτό προιόντων εκσκαφής και νερού το οποίο ασκεί πίεση και διατηρείται σε κατάλληλο θάλαμο εργασίας μαζί με μπετονίτη. Επιπρόσθετα χρησιμοποιείται και πεπιεσμένος αέρας. Η χρήση του μπετονίτη είναι απαραίτητη ώστε να σταθεροποιούνται η διεπιφάνεια πολτού – εκσκαπτόμενου εδάφους και να συγκρατούνται τα ασταθή τμήματα στο μέτωπο.Η μεταφορά των προιόντων εκσκαφής γίνεται μέσω ενός κυκλώματος διαχωρισμού του πολτού και αυτών. Η πίεση του αέρα που ασκείται περιορίζεται στα 6 bar για μηχανικούς λόγους και ελαττώνεται κατά την επίσκεψη του προσωπικού στο θάλαμο.

#### 3.3.2 Μη-Μηχανοποιημένες (συμβατικές) μέθοδοι διάνοιξης :

#### 3.3.2.1 Κατασκευή σηράγγων με χρήση εκρηκτικών (drill and blast method)

Ο πλήρης κύκλος διάνοιξης σηράγγων με χρήση εκρηκτικών περιλαμβάνει τις λειτουργίες :

- Διάτρηση μετώπου (Drilling)
- Αποχώρηση διατρητικών μηχανών
- Γόμωση με εκρηκτικά
- Αποχώρηση του ανθρώπινου δυναμικού
- Πυροδότηση των εκρηκτικών (εκπυρσοκρότηση)
- Κατάλληλος αερισμός για την απομάκρυνση των καπνών
- Ξεσκάρωμα των βράχων οι οποίοι είναι έτοιμοι να καταρρεύσουν ( Scaling )
- Μεταφορά προϊόντων εκσκαφής (Mucking)
- Εγκατάσταση άμεσης υποστήριξης (εάν απαιτείται)

Αυτός ο πλήρης κύκλος εργασιών δεν είναι συνεχής στη λειτουργία αλλά διακόπτεται από διάφορους νεκρούς χρόνους. Υπάρχουν μερικοί παράγοντες καθοριστικής σημασίας, που παίζουν ρόλο στην ταχύτητα διάνοιξης της σήραγγας και στη μείωση των υπερεκσκαφών, με συνέπεια στην οικονομία και στην ασφάλεια. Αυτοί είναι : εκλογή κατάλληλου τύπου διατρητικού μηχανήματος,εκλογή κατάλληλου τύπου εκρηκτικών, σωστός καταρτισμός σχεδίου διάτρησης, υπολογισμοί, σωστή εκλογή τρόπου μηχανημάτων μεταφοράς προϊόντων εκσκαφής, σωστή εκλογή τύπου και εγκατάστασης προσωρινής υποστήριξης, σωστός προγραμματισμός όλων των λειτουργιών έτσι ώστε οι νεκροί χρόνοι να μειωθούν στο ελάχιστο και να υπάρχει πλήρης καθορισμός του κύκλου.

Εκρηκτική ύλη είναι ένα υλικό, σώμα ή σύστημα που μπορεί με κατάλληλη διέγερση να παράγει απότομα, με ταυτόχρονη αποδέσμευση της εσωτερικής του ενέργειας, μια μεγάλη ποσότητα αερίων ώστε να είναι δυνατή η εξάσκηση μιας δυναμικής καταπόνησης στο περιβάλλον και να σπάσει το πέτρωμα. Για την χρησιμοποίηση της εκρηκτικής ύλης χρειάζεται να διανοιχτούν στο πέτρωμα ειδικοί θάλαμοι σε κατάλληλη θέση, τα διατρήματα. Αυτά κατασκευάζονται σε διάφορα μήκη και διαμέτρους με μηχανικό τρόπο. Η ταχύτητα με την οποία πραγματοποιείται η έκρηξη εξαρτάται από την ταχύτητα με την οποία πραγματοποιείται η χημική αντίδραση. Με την έκρηξη αναπτύσσεται πίεση η οποία ωθεί τα αέρια να περάσουν μέσα από το σύστημα ρωγμών που έχει δημιουργηθεί και όταν φτάσει στην ελεύθερη επιφάνεια του πετρώματος αποτονώνεται με αποτέλεσμα τη θραύση του πετρώματος.Χρειάζεται προσοχή καθώς η ενέργεια των εκρηκτικών υλών διαδίδεται πάρα πολύ γρήγορα ενώ η έκρηξη πρέπει να είναι ελεγχόμενη, ώστε να απομακρυνθεί συγκεκριμένη μάζα και να μην 'πληγωθεί' το υπόλοιπο πέτρωμα.

Πιο αναλυτικά η θραύση του πετρώματος οφείλεται στην κρουστική φάση της έκρηξης. Με την έκρηξη δημιουργούνται ρωγμές από μέσα προς τα έξω ενώ το κρουστικό κύμα διαδίδεται ελαστικά με αποτέλεσμα τη δημιουργία θλιπτικών δυνάμεων. Οι θλιπτικοί κυματοπαλμοί φτάνουν στην ελεύθερη επιφάνεια και γυρνούν πίσω ως εφελκυστικοί δημιουργώντας ρωγμές από έξω προς τα μέσα. Αν στις δημιουργούμενες ρωγμές προστεθούν και οι φυσικές ασυνέχειες της βραχόμαζας, τότε υπάρχουν μέσα στο προς θραύσην πέτρωμα πολλές ελεύθερες επιφάνειες οι οποίες γενικεύουν την αστοχία του πετρώματος.

#### 3.3.2.2 Νέα Αυστριακή Μέθοδος (New Austrian Tunneling Method –NATM )

Συχνά η συμβατική μέθοδος αναφέρεται λανθασμένα ως Νέα Αυστριακή Μέθοδος (New Austrian Tunneling Method –NATM ). Η Νέα Αυστριακή Μέθοδος ουσιαστικά δεν αποτελεί μια ' μέθοδο ' αλλά ένα σύνολο τεχνικών διάνοιξης σηράγγων που εφαρμόστηκε συστηματικά στην διάνοιξη σηράγγων στις Αυστριακές Άλπεις στις αρχές της δεκαετίας του 1960.Οι τεχνικές αυτές είχαν εφαρμοστεί και σε άλλα μέρη του κόσμου και πριν το 1960. Έτσι, η μέθοδος ΝΑΤΜ δεν είναι ούτε 'Νέα' ούτε 'Αυστριακή' αλλά ούτε και 'μέθοδος'. Ο όρος ΝΑΤΜ χρησιμοποιείται ευρέως για την περιγραφή της διάνοιξης σηράγγων με εκτεθειμένο το μέτωπο εκσκαφής, δηλαδή χωρίς την εφαρμογή πίεσης με μηχανικά μέσα, και με υποστήριξη των τοιχωμάτων με απλό ή οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια βράχου.

Η συμβατική μέθοδος περιλαμβάνει αμεσότερη τοποθέτηση της υποστήριξης της σήραγγας σε σχέση με τη μέθοδο NATM με συμβατικά μέτρα υποστήριξης.Η συμβατική μέθοδος διάνοιξης στηρίζεται στην ιδέα ότι ενεργοποιώντας τη φέρουσα ικανότητα της βραχόμαζας επιτυγχάνεται βελτιστοποίηση της ασφάλειας της κατασκευής. Κατά τη διάνοιξη μιας σήραγγας λαμβάνει χώρα ανακατανομή των δυνάμεων στην περιβάλλουσα αυτής βραχόμαζα, δηλαδή έχουμε μεταβολή της αρχικής εντατικής κατάστασης της βραχόμαζας ώστε να προκύψει, διαμέσου πολλών ενδιαμέσων βημάτων φυσικής ανακατανομής, μια νέα κατάσταση ισορροπίας. Κατά τη διάνοιξη σηράγγων με τη συμβατική μέθοδο, δε γίνεται εκμετάλλευση της ικανότητας προς αυτουποστήριξη της εκσκαφής, αλλά τα μέτρα υποστήριξης τοποθετούνται σχετικά άμεσα. Αμέσως ή σχεδόν αμέσως μετά τη διάνοιξη πραγματοποιείται η αρχική υποστήριξη – επένδυση της σήραγγας με χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αγκυρίων και άλλων μέτρων υποστήριξης. Έτσι, κατά την κατασκευή της σήραγγας παρέχεται ασφάλεια και σταθερότητα.

Σκοπός της μεθόδου ΝΑΤΜ είναι η όσο το δυνατόν μεγαλύτερη εκμετάλλευση της ικανότητας αυτουποστήριξης της βραχόμαζας διαμέσου του ελέγχου της ανακατανομής των δυνάμεων ώστε οι απαιτήσεις για υποστήριξη να είναι οι ελάχιστες δυνατές. Η βραγόμαζα θεωρείται ως ένας δακτύλιος που εκτονώνεται αναλαμβάνοντας φορτίο μέχρι ένα κρίσιμο χρονικό σημείο (το οποίο δεν μπορεί να προσδιοριστεί επιστημονικά ) οπότε και η μέθοδος προτείνει να τοποθετούνται τα μέτρα υποστήριξης. Η βασική αρχή της μεθόδου ΝΑΤΜ είναι ότι η διάνοιξη της σήραγγας και η κατασκευή της άμεσης υποστήριξης γίνονται κατά τρόπο ώστε να ενεργοποιηθεί η αντοχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας μέσω της ελεγχόμενης σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας σε ικανό βαθμό ώστε να μειωθούν αρκετά οι πιέσεις επί της άμεσης υποστήριξης αλλά όχι τόσο ώστε να προκληθεί αποδιοργάνωση της βραχόμαζας με συνέπεια την αύξηση των πιέσεων στην άμεση υποστήριξη και τελικά την αστοχία και κατάρρευση της διατομής της σήραγγας. Όπως αναφέρθηκε ένα σημαντικό ποσοστό της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας συμβαίνει εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής. Ακόμη η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας αυξάνει με ταχείς ρυθμούς στην περιοχή του μετώπου εκσκαφής. Έτσι προκύπτει ότι στις περισσότερες περιπτώσεις η αντοχή της βραχόμαζας έχει ενεργοποιηθεί επαρκώς πολύ κοντά στο μέτωπο της εκσκαφής και επομένως η άμεση υποστήριξη θα πρέπει να κατασκευαστεί όσο το δυνατόν πλησιέστερα στο μέτωπο εκσκαφής.

Η μόνιμη επένδυση που ακολουθεί τη διάνοιξη της σήραγγας παρέχει τον συντελεστή ασφαλείας που προβλέπεται από τη μελέτη και μορφώνει την ομοιόμορφη εσωτερική

επιφάνεια. Για την τοποθέτησή της απαιτείται η αρχική επένδυση και η παρέλευση αρκετού χρόνου ώστε η περιβάλλουσα βραχόμαζα να έχει ελθει σε κατάσταση ισορροπίας. Όπως θα αναφερθεί και στο αντίστοιχο εδάφιο για τα μέτρα άμεσης υποστήριξης (κεφάλαιο 7), ο σχεδιασμός της γίνεται ώστε να αναλάβει τα φορτία των αγκυρίων που πιθανώς έχουν τοποθετηθεί, μέρος του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, τυχόν μακροχρόνια φορτία της βραχόμαζας που προκύπτουν λόγω ερπυσμού, υδατικές πιέσεις λόγω ενδεχομένων αστοχιών του συστήματος αποσττράγγισης, φορτία από μελλοντικές κατασκευές που καταπονούν τη σήραγγα και τυχόν σεισμική επιφόρτιση της.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της ΝΑΤΜ σε σχέση με τις εναλλακτικές μεθόδους (διάνοιξη με ΤΒΜ ή ασπίδα ) είναι τα εξής :

- Προσαρμόζεται εύκολα σε μεταβαλλόμενες γεωτεχνικές συνθήκες
- Προσαρμόζεται εύκολα σε μεταβολές γεωμετρία της διατομής και στη διάνοιξη μη κυκλικών διατομών
- Περιλαμβάνει μηχανικό μηχανισμό σχετικά μικρού κόστους και συνεπώς
   πλεονεκτεί οικονομικά σε σήραγγες μικρού μήκους
- Επιτρέπει ευκολότερη στεγάνωση της σήραγγας με συνθετική μεμβράνη (η οποία συνήθως τοποθετείται μεταξύ της άμεσης και τελικής επένδυσης).

Η εκσκαφή της διατομής της σήραγγας στη NATM γίνεται σε περισσότερες από μία φάσεις.Επίσης η άμεση υποστήριξη κατασκευάζεται σε μικρή απόσταση από το μέτωπο της εκσκαφής ώστε να περιορισθεί περαιτέρω η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας..Για τον λόγο αυτό η προώθηση κάθε φάσης εκσκαφής γίνεται σε μικρά βήματα της τάξεως των 1-2 m αναλόγως της ποιότητας της βραχόμαζας και μάλιστα το μήκος του βήματος μειώνεται όσο πτωχότερη είναι η ποιότητα της βραχόμαζας. Με την εκσκαφή κατά φάσεις μειώνεται η επιφάνεια του μετώπου εκσκαφής κάθε φάσης και συνεπώς βελτιώνεται η ευστάθεια της διατομής αφού μειώνεται η συνολική σύγκλιση του τοιχώματος και αποφεύγεται η αποδιοργάνωση της βραχόμαζας.

# Εκσκαφή κατά φάσεις

Στην περίπτωση των συμβατικών μεθόδων εκσκαφής η διατομή της σήραγγας χωρίζεται σε επιμέρους στάδια με κριτήρια τη συμπεριφορά της κατασκευής, τη μείωση της διαταραχής του περιβάλλοντος μέσου, την αποτελεσματικότητα των μέτρων άμεσης υποστήριξης, τον χρόνο αυτουποστήριξης σε συνάρτηση με τις διαστάσεις εκσκαφής της βραχόμαζας και τέλος, με τις δυνατότητες των μηχανημάτων. Τα κυριότερα συστήματα εκσκαφής είναι τα εξής :

# - Εκσκαφή μετώπου-βαθμίδας (top heading and bench) :

Όπου η εκσκαφή της σήραγγας γίνεται από πάνω προς τα κάτω. Στην πρώτη φάση γίνεται εκσκαφή της άνω ημιδιατομής (top heading) η οποία μπορεί να εκσκαφεί και σε περισσότερες υποφάσεις κατά το πλάτος της σήραγγας. Η πρώτη φάση αποτελεί σήραγγα – πιλότο που χρησιμεύει και για τη διερεύνηση των συνθηκών που αναμένεται να συναντηθούν κατά τη διάνοιξη της σήραγγας. Στη δεύτερη φάση γίνεται εκσκαφή του κάτω τμήματος της βαθμίδας (bench).Οι δύο φάσεις απέχουν μια ορισμένη απόσταση που ορίζεται από τη μελέτη και αυξάνεται με την υποβάθμιση της βραχόμαζας.



Εικόνα 3.12: Τρισδιάστατη απεικόνιση εκσκαφής με top-heading (Kolymbas D., 2005)

#### - Εκσκαφή με πλευρικές στοές (side-wall drifts) :

Όπου η διατομή υποδιαιρείται κατά το πλάτος και ανοίγεται πρώτα η μία πλευρά και έπειτα η άλλη.Η συγκεκριμένη μέθοδος εφαρμόζεται σε σήραγγες μεγάλου εύρους σε βραχόμαζες με σχετικώς πτωχά χαρακτηριστικά ή στις περιπτώσεις όπου ο περιορισμός της σύγκλισης τους τοιχώματος είναι ιδιαίτερα αυστηρός.Σε ακόμη πιο κρίσιμες περιπτώσεις δύναται να διανοιχτούν πρώτα δύο πλευρικές στοές και έπειτα ένας ενδιάμεσος πυλώνας (twin side-wall drifts with central pillar).



Εικόνα 3.13: Σχηματική απεικόνιση των μεθόδων διάνοιξης top-heading side-wall drifts αντιστοίχως (Kolymbas D.,2005)



Εικόνα 3.14: Εκσκαφή άνω ημιδιατομής με απλό εκσκαπτικό μηχάνημα. Σήραγγα ΣΣ6, Δομοκός, βόρειο μέτωπο

# 3.3.3 Μέθοδοι εκσκαφής και επανεπίχωσης

# 3.3.3.1 Μέθοδος ανοιχτής εκσκαφής ( Cut&Cover )

# Ι. Γενικά

Οι υπόγειες μέθοδοι διάνοιξης σηράγγων, είτε με το μηχάνημα TBM είτε με συμβατικά μηχανικά μέσα ( NATM), επιλέγονται ιδιαίτερα στις κεντρικές περιοχές των πόλεων, ενώ σε πιο απομακρυσμένες περιοχές προτιμάται η μέθοδος ανοιχτής εκσκαφής για την κατασκευή τόσο σηράγγων όσο και σταθμών του Μετρό. Χρήση αυτής της μεθόδου γίνεται και σε περιπτώσεις όπου, ακόμα και αν η θέση διάνοιξης είναι στο κέντρο της πόλης, υπάρχει διαθέσιμος χώρος. Αυτό συμβαίνει διότι η μέθοδος ανοιχτής εκσκαφής είναι περισσότερο απλή, ασφαλής και κυρίως ελέγξιμη στην υλοποίηση της. Τα μειονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι για την εφαρμογή της πρέπει : α) να απομακρυνθούν όλοι οι αγωγοί κοινής ωφελείας οι οποίοι βρίσκονται στην περιοχή όπου θα γίνουν οι εκσκαφές, β) να προηγηθεί αρχαιολογική έρευνα για τον εντοπισμό τυχόν αρχαιοτήτων, και γ) να γίνουν οι απαιτούμενες παρακάμψεις της κυκλοφορίας. Οι επεμβάσεις αυτές είναι χρονοβόρες, αυξάνουν το κόστος, ενώ οι αρχαιολογικές έρευνες εμπεριέχουν μεγάλη αβεβαιότητα όσον αφορά τη διάρκεια και το τελικό κόστος τους.

Παρότι η μέθοδος ονομάζεται απλά 'ανοικτή εκσκαφή', στην πραγματικότητα πρόκειται για μέθοδο 'εκσκαφής και επανεπίχωσης', καθώς οι κατασκευές αφού ολοκληρωθούν επιχώνονται και τελικώς καθίστανται και αυτές υπόγειες όπως ακριβώς και στις περιπτώσεις όπου η κατασκευή έγινε με υπόγεια διάνοιξη.

#### **ΙΙ. Μεθοδολογία κατασκευής**

Η μέθοδος εκσκαφής και επανεπίχωσης περιλαμβάνει την πλήρη εκσκαφή του εδάφους από την επιφάνεια, την αντιστήριξη της εκσκαφής και ακολούθως την κατασκευή του φορέα του έργου που περιλαμβάνει οπωσδήποτε και ανθεκτική οροφή. Η κατασκευή του φέροντος οργανισμού γίνεται κατά φάσεις αρχίζοντας από την θεμελίωση, ακολουθούν τα τοιχία και κατόπιν η πλάκα οροφής εάν πρόκειται για την περίπτωση σήραγγας, ενώ για τους σταθμούς γίνεται, επιπλέον, και η κατασκευή ενδιάμεσων επιπέδων πλακών και τοιχίων. Η κατασκευή αρχίζει με την τοποθέτηση των σιδηρών οπλισμών της πλάκας θεμελίωσης (ή γενικής κοιτόστρωσης) όπως προβλέπονται από την μελέτη. Κατόπιν γίνεται η έγχυση του σκυροδέματος κατά φάσεις κατά το ήκος της κατασκευής με πρόβλεψη κατάλληλων αρμών. Παρομοίως γίνεται και η κατασκευή των υπόλοιπων στοιχείων της μόνιμης κατασκευής.

Σχετικά με τις αντιστηρίξεις διευκρινίζεται ότι ο τρόπος αντιστήριξης των εκσκαφών ποικίλλει. Για παράδειγμα στο Μετρό της Αθήνας πραγματοποιήθηκε σχεδόν αποκλειστικά με πασσάλους διάτρησης από οπλισμένο σκυρόδεμα (φρεατοπασσάλους) και προεντεταμένα αγκύρια. Στα πρώτα τμήματα χρησιμοποιήθηκε και η λεγόμενη 'μέθοδος Βερολίνου' στην οποία μέχρι ένα βάθος τοποθετούνται μεταλλικοί πάσσαλοι αντιστηριζόμενοι αντικριστά με σιδηρές αντηρίδες, ενώ στα βαθύτερα στρώματα του υπεδάφους χρησιμοποιείται ελαφρότερη αντιστήριξη με οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και παθητικά βλήτρα (καρφιά) εδάφους. Αυτή η μεθοδολογία χρησιμοποιήθηκε στον σταθμό του Μετρό 'Λάρισα' και σε μεγάλο τμήμα της σήραγγας Αττική -Λάρισα.

Μετά την κατασκευή γίνονται έργα αξιοποίησης της οροφής, όπως στις σήραγγες της Αττικής Οδού, ή πλήρη επανεπίχωση με τα υλικά εκσκαφής και αποκατάσταση του περιβάλλοντος, όπως έγινε στις σήραγγες της Αττικής Οδού στο τμήμα της Δυτικής Περιφερειακής Λεωφόρου Υμηττού. Η μέθοδος Cut&Cover χρησιμοποιείται ευρέως σε έργα οδοποιίας αντί του απλού ορύγματος με καλύτερους περιβαλλοντικούς όρους ενώ αποτελεί τη μοναδική λύση για ρηχές σήραγγες μεγάλης διατομής.

# 3.3.3.2 Μέθοδος επικάλυψης εκσκαφής (Cover&Cut)

Παραλλαγή της μεθόδου ανοικτής εκσκαφής αποτελεί και η μέθοδος επικάλυψης και εκσκαφής η οποία είναι γνωστή στα Αγγλικά ως Cover&Cut ή αλλιώς top-down. Τα στάδια αυτής της κατασκευής είναι τα ακόλουθα :

1. Κατασκευάζονται από την επιφάνεια τα κατακόρυφα πετάσματα αντιστήριξης (πάσσαλοι, διαφραγματικοί τοίχοι, κλπ) περιμετρικά της εκσκαφής που θα ακολουθήσει.

2. Γίνεται μια πρώτη εκσκαφή έως τη στάθμη της πλάκας οροφής της κατασκευής. Αναλόγως του βάθους της εκσκαφής αυτής μπορεί να χρειασθεί μια μικρή αντιστήριξη των παρειών.

3.Σκυροδετείται η πλάκα οροφής επί του πυθμένα της εκσκαφής. Η πλάκα συνδέεται με την περιμετρική αντιστήριξη και στηρίζεται επ'αυτής.

4. Γίνεται επίχωση πάνω από την πλάκα και αποκαθίσταται η επιφάνεια του εδάφους

5. Ξεκινά η εκσκαφή για τη σήραγγα κάτω από την πλάκα οροφής μέσω ράμπας που έχει αφεθεί σε κάποιο σημείο. Η εκσκαφή γίνεται κατά στάδια ενώ τοποθετούνται διαδοχικά τα απαιτούμενα στοιχεία αντιστήριξης (π.χ. αγκύρια, αντηρίδες).

6.Αφού τελειώσει η εκσκαφή ολόκληρου του ορύγματος, ξεκινά η κατασκευή των στοιχείων του μόνιμου φορέα. Τα στοιχεία αυτά είναι συνήθως πλάκα δαπέδου (θεμελίωσης) και τα πλευρικά τοιχία, ενώ εάν πρόκειται για σταθμό Μετρό είναι και η κατασκευή των ενδιαμέσων πλακών των ορόφων. Εάν γίνει χρήση διαφραγματικών τοίχων ως πλευρική αντιστήριξη, δεν κατασκευάζονται άλλοι μόνιμοι τοίχοι, καθόσον οι ίδιοι διαφραγματικοί τοίχοι παίζουν το ρόλο και της τελικής περιμετρικής.



Εικόνα 3.15: Σήραγγα ΣΣ6 Cover&Cut στο Δομοκό, βόρειο μέτωπο. Διακρίνονται καθαρά οι πάσσαλοι στα τοιχώματα της σήραγγας οι οποίοι διαχωρίζουν απλά την Cover&Cut από την Cut& Cover.



Εικόνα 3.16: Σήραγγα ΣΣ6 Cover&Cut στο Δομοκό, βόρειο μέτωπο. Απεικονίζεται το πάνω μέρος της σήραγγας και διακρίνεται το ολοκληρωμένο τμήμα με την ήδη σκυροδετημένη πλάκα οροφής ενώ στο υπό εκτέλεση τμήμα κατασκευάζονται από την επιφάνεια εκσκαφής κατακόρυφοι πάσσαλοι.
Το πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ο μειωμένος χρόνος εκτεταμένων εργοταξιακών καταλήψεων και η ταχύτητα αποκατάστασης και απόδοσης σε χρήση της περιοχής (οδική κυκλοφορία, πλατείες,κτλ) και τελικώς η αποφυγή μακρόχρονης όχλησης των λειτουργιών της πόλης. Τα μειονεκτήματα της είναι, κυρίως το αυξημένο κόστος και η πολυπλοκότερη κατασκευαστική διαδικασία.

Η μέθοδος επικάλυψης και εκσκαφής (Cover&Cut) χρησιμοποιήθηκε στο Μετρό της Αθήνας μόνο στον σταθμό του Συντάγματος και στην σιδηροδρομική σήραγγα Δομοκού ΣΣ6.

# 3.4 Δίδυμες Σήραγγες

Οι σύγχρονες σήραγγες συνήθως αποτελούνται από δύο κλάδους, έναν για κάθε κατεύθυνση, οι οποίες συνδέονται μεταξύ τους ανά 500m με μικρότερη συνδετήρια σήραγγα. Στην επιλογή αυτή συντελούν κατασκευαστικοί λόγοι καθώς και λόγοι ασφαλείας. Όσον αφορά την κατασκευή, συχνά είναι ευκολότερη η κατασκευή δυο διατομών μικρότερων διαστάσεων συγκριτικά με μία διατομή μεγαλύτερης διαμέτρου. Αυτό εξαρτάται από τον διατιθέμενο εξοπλισμό εκσκαφής (διαστάσεις TBM), από το κόστος κατασκευής και τις ιδιότητες της βραχόμαζας. Ως προς τους λόγους ασφαλείας, προτιμάται η κατασκευή διδύμων κλάδων ώστε σε περίπτωση ατυχήματος στον έναν κλάδο να είναι δυνατή η διαφυγή από τον δεύτερο κλάδο μέσω της συνδετήριας σήραγγας.

Κάθε σήραγγα δημιουργεί στον περιβάλλοντα χώρο μια ζώνη διαταραχής κατά την εκσκαφή της. Επομένως, είναι σημαντική η εκτίμηση του μεγέθους της διαταραχής που προκαλεί στον προπορευόμενο κλάδο η έλευση του δεύτερου. Η διαταραχή δύναται να προκαλέσει από ρωγμάτωση έως αστοχία . Τα όρια πέρα από τα οποία η επίδραση μεταξύ των δύο κλάδων είναι σημαντική, επηρεάζονται από την εγκάρσια απόσταση μεταξύ τους (πάχος ενδιάμεσου στύλου) και από το χρονικό διάστημα που μεσολαβεί ανάμεσα στην κατασκευή του μετώπου κάθε κλάδου.



Εικόνα 3.17: Δίδυμες σήραγγες Δρίσκου. Κατασκευασμένες με τη μέθοδο Cut&Cover.

#### Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

Σε καταστάσεις όπου η αντοχή της βραχόμαζας σε σχέση με τις επικρατούσες τάσεις το επιτρέπουν, η εκσκαφή κάθε κλάδου μπορεί να εξελίσσεται ανεξάρτητα της εκσκαφής του γειτονικού του. Στην περίπτωση που οι συνθήκες είναι δυσμενείς, θα πρέπει να προβλέπεται ικανή απόσταση τόσο χωρικά όσο και χρονικά,ανάμεσα στους δύο κλάδους. Για να υπάρχει ισορροπία πρέπει ο προπορευόμενος κλάδος να έχει αποκτήσει ανάληψη των αντοχών του προσωρινού κελύφους και κλείσιμο του μόνιμου ανάστροφου τόζου σε μία ικανή απόσταση μπροστά από το μέτωπο της άνω ημιδιατομής του κλάδου που ακολουθεί. Η απόσταση αυτή καθορίζεται από την μελέτη. Ενδεικτικά αναφέρεται στην Εγνατία Οδό η απόσταση ήταν τουλάχιστον 30 μέτρα.

Η κατασκευή διδύμων οδικών σηράγγων αποτελεί πλέον πάγια τακτική στον σχεδιασμό και κατασκευή. Στις σιδηροδρομικές σήραγγες, συχνά δεν είναι εφικτή η συγκεκριμένη διάταξη και επιλέγεται η λύση της μονής σήραγγας διπλής τροχιάς με βοηθητική μικρότερη σήραγγα διαφυγής σε περίπτωση ανάγκης. Η λύση αυτή έχει υιοθετηθεί στο Αττικό Μετρό, στην σιδηροδρομική γραμμή στο Δομοκό και εκτιμάται ότι θα επιλεχτεί στα έργα του Δυτικού Σιδηροδρομικού Άξονα Ελλάδας.

# 3.5 Μέτρα άμεσης υποστήριζης σηράγγων - Σκοπός

Όπως προαναφέρθηκε, κατά τη διάνοιξη της σήραγγας προκαλείται αποτόνωση τάσεων στην περιβάλλουσα βραχόμαζα. Η αποτόνωση έχει σαν αποτέλεσμα την σταδιακή σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας και την σμίκρυνση της επιθυμητής διατομής. Επομένως, οι παραμορφώσεις αυτές πρέπει να είναι ελεγχόμενες για να αποφευχθεί η αποδιοργάνωση της βραχόμαζας, λόγω υπερβολικής σύγκλισης, και να αποτραπεί η αστοχία λόγω σύνθλιψης των τοιχωμάτων ή η αστοχία του μετώπου.

Για το σκοπό αυτό, τοποθετούμε τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τα οποία δημιουργούν ένα κέλυφος που ασκεί πίεση στην περιβάλλουσα βραχόμαζα (φορτίο υποστήριξης –supporting load) περιορίζοντας τις παραμορφώσεις της οπής σε ανεκτά επίπεδα και διατηρώντας τη διατομή. Ανάλογα με τη μεθοδολογία διάνοιξης της σήραγγας τα μέτρα άμεσης υποστήριξης λειτουργούν είτε ως τελική επένδυση είτε ως μέτρα προσωρινής υποστήριξης που συγκρατούν τη διατομή μέχρι την τοποθέτηση της τελικής επένδυσης.

Τα μέτρα άμεσης υποστήριξης επιλέγονται ανάλογα με την ποιότητα της βραχόμαζας και τις παραμέτρους αντοχής της.

# 3.6 Μέτρα άμεσης υποστήριξης τοιχωμάτων σήραγγας

#### 3.6.1 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete, gunite)

Είναι πολύ βασικό μέτρο υποστήριξης και χρησιμοποιείται σε όλες τις ποιότητες βραχόμαζας κάτω από οποιεσδήποτε συνθήκες. Είναι κονίαμα τσιμέντου, νερού και λεπτόκοκκων αδρανών το οποίο εκτοξεύεται υπό πίεση επάνω στις παρειές της σήραγγας και συχνά και στο μέτωπο. Για την εφαρμογή του χρησιμοποιούνται η υγρή ή η ξηρή μέθοδος και κατάλληλη μηχανή εκτόξευσης. Στην ξηρή μέθοδο το απαιτούμενο νερό για την για την ενεργοποίηση του τσιμέντου προστίθεται στην κεφαλή εκτόξευσης, ενώ στην υγρή μέθοδο το μεταφερόμενο μίγμα περιέχει την

απαιτούμενη ποσότητα νερού. Η επιλογή της μεθόδου καθορίζεται από τις απαιτήσεις του έργου και την εμπειρία του προσωπικού. Μέχρι πριν λίγα χρόνια κυριαρχούσε η ξηρή μέθοδος διάστρωσης. Σήμερα χρησιμοποιείται περισσότερο η υγρή μέθοδος επειδή διατηρείται καθαρότερο το περιβάλλον εργασίας, η ποιότητα του εκτοξευόμενου είναι υψηλότερη και σταθερή και η παραγωγικότητα μεγαλύτερη.

Με την εκτόξευση του σκυροδέματος δημιουργείται κέλυφος το οποίο περιβάλλει τη διατομή και αποτρέπει την αποσάρθρωση της βραχόμαζας. Ο κύριος ρόλος του είναι η συγκράτηση μικροτεμαχών βράχου που προέκυψαν από τη διατάραξη λόγω εκσκαφής ακόμα και στις πολύ ισχυρές βραχόμαζες.

Σε πολύ καλής ποιότητας ρωγματωμένες βραχόμαζες παρεμποδίζει επιπλέον την πτώση ή ολίσθηση τεμαχών βράχου λόγω της ύπαρξης ασυνεχειών.

Σε ισχυρά κατακερματισμένες έως αποδομημένες βραχόμαζες συγκρατεί τα ασύνδετα μέρη του βράχου για να περιορίσει την αστοχία του υλικού ή την καταρροή τύπου καμινάδας.

Σε ασθενείς βραχόμαζες με αντοχές σcm πολύ μικρότερες του επιτόπου εντατικού πεδίου po, επικρατεί ισχυρή σύνθλιψη και αναμένονται ισχυρές και μεγάλες παραμορφώσεις. Σε αυτήν την περίπτωση ο σκοπός του σκυροδέματος είναι η δημιουργία ενός κλειστού δακτυλίου που περιβάλλει και το δάπεδο, ο οποίος μειώνει τις συγκλίσεις και αυξάνει την ευστάθεια. Σε κάθε περίπτωση όμως από τις παραπάνω, πρέπει να εξασφαλίζεται η πολύ καλή συνάφεια μεταξύ του πετρώματος της βραχόμαζας και του σκυροδέματος ώστε να μην απομειώνεται η φέρουσα ικανότητα του σκυροδέματος.Ο χρόνος πήξης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μπορεί να μειωθεί σημαντικά με χρήση επιταχυντικών πρόσμικτων ουσιών. Υπό κανονικές συνθήκες εντός 3 με 4 ωρών αποκτά το 80% της αντοχής του.

Η εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο μέτωπο δεν συμβάλλει ιδιαίτερα στη μείωση των παραμορφώσεων καθώς γίνεται εξώθηση μετώπου προς το εσωτερικό μέρος της σήραγγας, αλλά συνεισφέρει κυρίως στην σταθεροποίηση ασταθών όγκων μετώπου.

# 3.6.2 Αγκύρια βράχου (rockbolts, anchors)

Το αγκύριο αποτελείται από μία δύσκαμπτη ράβδο που τοποθετείται σε ένα διάτρημα (drillhole) το οποίο πληρώνεται με τσιμεντένεμα ή ρητίνες. Η κεφαλή του αγκυρίου βρίσκεται στα τοιχώματα της σήραγγας και αποτελείται από μια πλάκα στήριξης και ένα περικόχλιο (παξιμάδι) ενώ το ελεύθερο άκρο βρίσκεται στο εσωτερικό της βραχόμαζας.



Εικόνα 3.18: Αγκύριο βράχου

Σκοπός των αγκυρίων είναι η σταθεροποίηση ασταθών τεμαχών βράχου λόγω ύπαρξης ασυνεχειών στις παρειές και το θόλο της σήραγγας. Το αγκύριο ενισχύει το αλληλοκλείδωμα των τεμαχών του βράχου ανάμεσα στην κεφαλή και το άκρο του αγκυρίου μέσω της ορθής δύναμης που αυτό ασκεί, αυξάνοντας έτσι τη διατμητική

του αντοχή. Ακόμα το ένεμα εισχωρώντας στα κενά του γεωυλικού βελτιώνει σημαντικά τις ιδιότητες του πετρώματος.

Το μήκος των αγκυρίων και οι διαστάσεις του καννάβου στον οποίο τοποθετούνται καθορίζονται από την απόσταση των ασυνεχειών και την εμμονή τους.Η απαιτούμενη αντοχή των αγκυρίων εξαρτάται από τον προσανατολισμό και τα διατμητικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών. Τα αγκύρια διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

• Παθητικά αγκύρια (passive rockbolts)

Στα παθητικά αγκύρια ολόκληρο το σώμα του αγκυρίου μέσα στο διάτρημα είναι πλήρως πακτωμένο με ένεμα ή ρητίνη, με συνέπεια το αγκύριο να μην είναι δυνατόν να προενταθεί αλλά να φορτίζεται και να λειτουργεί με τη μετακίνηση της βραχόμαζας.Για το λόγο αυτό τα παθητικά αγκύρια πρέπει να τοποθετούνται το συντομότερο δυνατόν μετά την εκσκαφή πριν την εκδήλωση σημαντικών παραμορφώσεων.

Ένα είδος παθητικών αγκυρίων, τα οποία έχουν εξελιχθεί σημαντικά τα τελευταία χρόνια είναι τα αγκύρια τριβής (friction bolts) τύπου Swellex ή τύπου Split Set (διαστελλόμενα αγκύρια άμεσης ενέργειας ).Τα αγκύρια Swellex είναι κυκλικής διατομής κοίλοι σωλήνες οι οποίοι διαθέτουν μια αναδίπλωση κατά μήκος τους. Εισέρχονται μέσα στο διάτρημα και διογκώνονται με εισπίεση νερού ή αέρα στο εσωτερικό της διατομής. Με τη διόγκωση τα αγκύρια έρχονται σε επαφή με τα τοιχώματα του διατρήματος στα οποία ασκούν ακτινικές πιέσεις, ενώ παράλληλα λειτουργεί και η τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ του σωλήνα και των παρειών του διατρήματος. Κατ'αυτόν τον τρόπο το αγκύριο αποκτά τη απαραίτητη συνάφεια με το πέτρωμα και παραλαμβάνει σημαντικά φορτία αμέσως μετά την τοποθέτηση του.

Προεντεταμένα αγκύρια (prestressed anchors, tensioned cables )

Στα προεντεταμένα αγκύρια ένα τμήμα μόνο του σώματος πακτώνεται με ένεμα, με αποτέλεσμα να είναι εφικτή η προένταση (με δύο σημεία προέντασης, το πακτωμένο τμήμα κα την πλάκα αγκύρωσης.).Το μήκος πάκτωσης είναι συνάρτηση του επιθυμητού φορτίου προέντασης, της διαμέτρου του διατρήματος και της τάσης συνάφειας μεταξύ ενέματος και τω παρειών του διατρήματος, η οποία εξαρτάται από την φύση και τα χαρακτηριστικά της βραχόμαζας.Τα προεντεταμένα αγκύρια πρέπει να ελέγχονται κατά διαστήματα για τυχόν απώλεια προέντασης.

Ανάλογα με την ποιότητα της βραχόμαζας και το είδος της πιθανής αστοχίας τα αγκύρια συνεισφέρουν με διαφορετικό τρόπο :

Στους ελαφρά έως μέτρια κερματισμένους ψαθυρούς βράχους, οι πιθανές καταπτώσεις σφηνών λόγω ασυνεχειών συμβαίνουν ξαφνικά και χωρίς προειδοποίηση. Έτσι δεν προτιμώνται τα αγκύρια πλήρους πάκτωσης που μεταφέρουν τάσεις στο έδαφος μέσω ενέματος, αφού αυτό καθυστερεί να αναλάβει αντοχές. Καταλληλότερα κρίνονται τα αγκύρια Swellex, τα οποία έχουν περιγραφεί παραπάνω, καθώς δύνανται να αναλάβουν φορτία αμέσως μετά την τοποθέτηση τους. Τα διαστελλόμενα αγκύρια άμεσης ενέργειας τύπου Swellex τοποθετούνται στο θόλο και όχι στις παρειές της σήραγγας, αφού η πτώση τεμαχών βράχου από τη στέψη της σήραγγας είναι πιθανότερη και πιο ταχεία από την ολίσθηση επισφαλών όγκων κατά μήκος ασυνεχειών στις παρειές.

Στις κατακερματισμένες έως αποδιοργανωμένες βραχόμαζες όπου η μορφή αστοχίας είναι η εκτεταμένη κατάπτωση και καταρροή και όχι η μεμονωμένη πτώση τεμαχών, η σημειακή ενίσχυση που προσφέρουν τα αγκύρια δεν είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική. Στις περιπτώσεις αυτές, αγκυρώνονται ολόκληρες οι κερματισμένες ζώνες, αν είναι περιορισμένου εύρους, και τα αγκύρια συνεργάζονται με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Αν οι ζώνες είναι εκτεταμένου εύρους ή υπάρχει αδυναμία πρόβλεψης των ενδεχόμενων καταπτώσεων, τότε τα αγκύρια τοποθετούνται σε πολύ πυκνό κάνναβο ώστε να είναι μεγάλη η πιθανότητα συγκράτησης των ενδεχόμενων ασταθών τεμαχών.

Στις ασθενείς βραχομάζες όπου η αντοχή του πετρώματος είναι σημαντικά μικρότερη από τις επιτόπου τάσεις, επικρατεί ισχυρή σύνθλιψη και ο μηχανισμός αστοχίας είναι η δημιουργία πλαστικής ζώνης γύρω από την σήραγγα. Στην περίπτωση αυτή, ο σκοπός των αγκυρίων είναι η συγκράτηση των παραμορφώσεων και η μείωση αποδιοργάνωσης της βραχόμαζας. Έτσι τα άκρα των αγκυρίων αγκυρώνονται πέρα από τη ζώνη πλαστικοποίησης σε θέσεις όπου η επιρροή της οπής είναι περιορισμένη, ώστε να περιορίζουν τις συγκλίσεις. Αν η ποιότητα της βραχόμαζας είναι πολύ πτωχή και χαμηλής αντοχής σcm και σε μεγάλα βάθη με υψηλές επιτόπου τάσεις p0, τότε το εύρος της πλαστικής ζώνης είναι πολύ μεγάλο. Επομένως είναι αδύνατη η χρήση ράβδων τόσο μεγάλου μήκους και χρησιμοποιούνται αγκύρια υπό μορφή εύκαμπτων καλωδίων (σήραγγα Δρίσκου).

# 3.6.3 Οπλισμός εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παρέχει στο άνοιγμα της σήραγγας σημαντική αντοχή σε διατμητικές τάσεις η οποία είναι η κύρια αιτία αστοχίας των ανοιγμάτων. Όμως η συνεισφορά του σκυροδέματος σε εφελκυστική αντοχή και κατ'επέκταση στην ικανότητα ανάληψης καμπτικής ροπής από τη διατομή είναι μικρή, επομένως χρειάζεται να τοποθετηθεί οπλισμός στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Ο οπλισμός του σκυροδέματος μπορεί να είναι είτε δομικό πλέγμα είτε ίνες και η επιλογή βασίζεται στα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της κάθε μεθόδου.

Πλέγματα (wire mesh )

Πλεονεκτήματα :

- Προσφέρουν καλύτερη εποπτεία κατά την τοποθέτηση διασφαλίζοντας έτσι τη σωστή ποσότητα οπλισμού ανά κυβικό μέτρο σκυροδέματος.
- Σε κατακερματισμένες έως αποδομημένες βραχόμαζες προτιμάται η χρήση πλεγμάτων σε πυκνό κάνναβο προκειμένου να προστατεύσουν άμεσα από ενδεχόμενες καταπτώσεις τεμαχών από τον θόλο και τις παρειές της εκσκαφής
- Η τοποθέτηση και στερέωση του δομικού πλέγματος επιμηκύνει τον κύκλο εφαρμογής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος
- Οι κακοτεχνίες εντοπίζονται ευκολότερα σε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένο με πλέγμα

Μειονεκτήματα :

 Λόγω της ελαστικότητας τους παρατηρούνται φαινόμενα αναπήδησης.
(rebound) σκυροδέματος επάνω σε αυτά με αποτέλεσμα τη δημιουργία κενών πίσω από τα πλέγματα και την τοπική απομείωση της φέρουσας ικανότητας του κελύφους.



Εικόνα 3.19: Μεταλλικά Πλέγματα στα τοιχώματα σήραγγας

• Ινοπλισμένο Σκυρόδεμα\_(fibers)

Πλεονεκτήματα :

- Λόγω μικρού μεγέθους και με σωστή ανάπτυξη οι ίνες κατανέμονται ομοιόμορφα στη στρώση του σκυροδέματος, με αποτέλεσμα τη μείωση των ρωγματώσεων και τη βελτίωση της συμπεριφοράς σε εφελκυσμό του σκυροδέματος. καθώς αυξάνεται η ολκιμότητα του.
- Το ινοπλισμένο σκυρόδεμα έχει καλύτερη συμπεριφορά σε κρούση, μεγαλυτερη αντοχή σε διάβρωση, είναι πιο υδατοστεγές,εμφανίζει μεγαλύτερη αντοχή στον παγετό και η πρόσφυση του στην επιφάνεια εφαρμογής είναι καλύτερη, συγκριτικά με συνδυασμό σκυροδέματος και πλέγματος.

Μειονεκτήματα :

- Θεωρητικά, αν έχει προηγηθεί σωστή ανάμιξη των ινών ώστε να μην υπάρχει συγκέντρωση τους σε συγκεκριμένες θέσεις, είναι καλύτερη η κατανομή της εφελκυστικής αντοχής στο σκυρόδεμα. Στην πράξη όμως, μετά την τοποθέτηση των ινών είναι δύσκολο να ελεγθεί η ακριβής ποσότητα οπλισμού ανά κυβικό μέτρο σκυροδέματος.
- Η εφαρμογή ινοπλισμένου σκυροδέματος απαιτεί αυστηρότερη επίβλεψη για την εξασφάλιση των χαρακτηριστικών του τελικού προϊόντος.

# 3.6.4 Χαλύβδινα Πλαίσια (steel ribs)

Τα χαλύβδινα πλαίσια είναι δύσκαμπτες μεταλλικές κατασκευές που τοποθετούνται στα τοιχώματα της σήραγγας κατά μήκος της σήραγγας και περιβάλλουν το θόλο και τις παρειές. Τα πλαίσια είναι διαφόρων ειδών και διατομών: άκαμπτα διατομής Ι ή Η με συνήθεις διατομές 120 έως 180, άκαμπτα ολισθαίνοντα T-H (Toussaint Heintzman) και δικτυωτά πλαίσια (lattice girders) τριγωνικής ή τετραγωνικής διατομής με εγκάρσιους συνδέσμους και συνήθεις διαστάσεις ράβδων Φ25 έως Φ32. Οι αποστάσεις των χαλύβδινων πλαισίων κυμαίνονται μεταξύ 0,6 m-1,5m και τοποθετούνται σε βήμα προχώρησης. Κάθε πλαίσιο αποτελείται από επιμέρους τμήματα, τα οποία ενώνονται μεταξύ τους με κατάλληλο σύστημα φλαντζών και

βιδών. Τα γεωμετρικά στοιχεία των πλαισίων καθορίζονται από τις διαστάσεις εκσκαφής.

Σκοπός τους είναι η άμεση ενίσχυση και άσκηση πίεσης στο κέλυφος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και η στήριξη των διατάξεων προπορείας. Μακροπρόθεσμα συνεισφέρουν στον περιορισμό των συγκλίσεων. Τα πλαίσια τοποθετούνται αμέσως μετά την αρχική στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος η οποία εξομαλύνει την επιφάνεια. Έχουν τη δυνατότητα άμεσης παραλαβής φορτίων μετά την τοποθέτηση και θεμελίωση τους, σε αντίθεση με το σκυρόδεμα που απαιτεί κάποιο χρονικό διάστημα για να αναπτύξει αντοχές. Μετά την τοποθέτηση τους, ακολουθεί το στάδιο εγκιβωτισμού των πλαισίων σε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά το οποίο πρέπει να ελέγχεται ο βαθμός πρόσφυσης του πλαισίου με το σκυρόδεμα και να μην μειώνεται η φέρουσα ικανότητα του κελύφους.



Εικόνα 3.20: Χαλύβδινα πλαίσια και κάνναβος αγκυρίων. Διακρίνεται η εγκάρσια σύνδεση των πλαισίων με ράβδους ( Σήραγγα Λιανοκλάδι –Δομοκός )

Σε συνθήκες ελαφρών έως μέτριων παραμορφώσεων χρησιμοποιούνται ελαφρές διατάξεις προπορείας οι οποίες μπορούν επαρκώς να στηριχτούν σε ελαφρά πλαίσια. Σε σημαντικές παραμορφώσεις όπου η σύγκλιση των τοιχωμάτων είναι συνεχής, είναι επιβεβλημένη η χρήση βαριών διατάξεων προπορείας και επομένως η προσεκτική έδραση τους σε βαριά πλαίσια.

Ιδιαίτερα κρίσιμος παράγοντας για την ομαλή μεταφορά των τάσεων που παραλαμβάνει το κέλυφος στο έδαφος της βάσης της βραχόμαζας, είναι η έδραση του κελύφους. Αν η μέθοδος διάνοιξης είναι η εκσκαφή σε δύο φάσεις, τότε η καλύτερη έδραση του πλαισίου επιτυγχάνεται με τη διεύρυνση της διατομής του πλαισίου στο όριο της άνω και κάτω ημιδιατομής, με χρήση μεταλλικής διατομής που καλείται ελεφαντοπόδαρο (elephant foot ).



Εικόνα 3.21: Ελεφαντοπόδαρο πριν την τοποθέτηση του στη διατομή. Διακρίνεται το διευρυμένο πέλμα στη βάση του. Η ακριβής θέση τοποθέτησης του επί της διατομής απεικονίζεται στις διατομές άμεσης υποστήριξης του Παραρτήματος 1.

Το ελεφαντοπόδαρο παραλαμβάνει όλα τα φορτία του κελύφους και τα μεταβιβάζει με ασφάλεια στο έδαφος, επομένως πρέπει να έχει τις κατάλληλες γεωμετρικές διαστάσεις και να εδράζεται σε γεωυλικό με επαρκή φέρουσα ικανότητα. Στην περίπτωση όμως που το γεωυλικό δεν δύναται να αναλάβει με ασφάλεια τα φορτία, κρίνεται απαραίτητη η βελτίωση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής και παραμορφωσιμότητας. Ανάλογα με τη διαπερατότητα του γεωυλικού ακολουθείται διαφορετική μέθοδος βελτίωσης. Στην περίπτωση μη συνεκτικών υλικών η βελτίωση επιτυγχάνεται με την εισπίεση ενέματος, το οποίο καλύπτει τα κενά του γεωυλικού και ενισχύει τις ιδιότητες του εδάφους. Όταν όμως το κέλυφος εδράζεται σε διατμημένα πλαστικά γεωυλικά αργιλικής φύσης, η εισπίεση ενέματος δεν επιφέρει αποτέλεσμα. Στην περίπτωση αυτή συνήθης είναι η κατασκευή μικροπασσάλων (mini-piles), οι οποίοι ενώνονται με κεφαλόδεσμο, στις θέσεις έδρασης του κελύφους. Οποιαδήποτε μέθοδος βελτίωσης και να εφαρμοστεί, χρειάζεται προσοχή κατά τη διεύρυνση της θέσης έδρασης ώστε να μην διαταραχτεί η εκσκαφή της κάτω ημιδιατομής. Αντιστρόφως, χρειάζεται προσοχή και κατά την εκσκαφή της κάτω ημιδιατομής ώστε να μην διαταραχτεί η περιοχή θεμελίωσης.

# 3.6.5 Ολισθαίνουσα Υποστήριξη

Όπως προαναφέρθηκε, σε ασθενείς βραχόμαζες όπου η αντοχή του πετρώματος είναι περίπου ίδιας τάξης μεγέθους ή σημαντικά μικρότερη από τις επιτόπου τάσεις, επικρατεί ισχυρή σύνθλιψη, η αποδιοργάνωση της βραχόμαζας είναι εκτεταμένη και κατ'επέκταση οι συγκλίσεις της σήραγγας είναι σοβαρές.

Είναι ασύμφορο και πρακτικά αδύνατο να αναληφθούν τα φορτία αυτά από τα συμβατικά μέτρα υποστήριξης καθώς ένα άκαμπτο κέλυφος προσωρινής υποστήριξης θα ήταν πολύ βαρύ, ογκώδες και ακριβό. Επιπλέον η αύξηση των μέτρων συμβατικής υποστήριξης (πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πυκνότητα αγκυρίων,πλαισίων) παύει να συνεισφέρει στη μείωση των συγκλίσεων από ένα σημείο και μετά.

Υπό αυτές τις δυσμενείς συνθήκες περιβάλλουσας βραχόμαζας, χρησιμοποιείται εύκαμπτη υποστήριξη η οποία επιτρέπει στην βραχόμαζα να αποτονωθεί ελεγχόμενα έως ένα κρίσιμο σημείο. Πέραν του σημείου αυτού η υποστήριξη «κλειδώνει» εμποδίζοντας την περαιτέρω αποδιοργάνωση της βραχόμαζας, ασκώντας πίεση σε αυτήν αλλά σαφώς μικρότερη από αυτήν που θα απαιτούνταν προ της ελεγχόμενης σύγκλισης.

Είδη εύκαμπτης υποστήριξης είναι τα ολισθαίνοντα πλαίσια (yielding elements), τα κενά σκυροδέτησης (sliding gaps) και οι ενδόσιμοι κύλινδροι.

#### • Ολισθαίνοντα ή ενδίδοντα πλαίσια (yielding elements)

Η ολισθαίνουσα υποστήριξη αποτελείται από διακριτά τμήματα μεταλλικών πλαισίων διατομής ανοιγμένου U, το οποίο έχει μεγαλύτερη εγκάρσια ροπή αδρανείας και παρόμοια ροπή αδρανείας για την κύρια κάμψη σε σχέση με τη διατομή Η ιδίου βάρους. Τα πλαίσια επικαλύπτονται μεταξύ τους σε κάποια σημεία καθώς είναι τοποθετημένα το ένα μέσα στο άλλο.



Εικόνα 3.22: Ολισθαίνοντα πλαίσια διατομής ανοιγμένου U

Η λειτουργία των ολισθαινόντων πλαισίων στηρίζεται στην ελεγχόμενη σύγκλιση της βραχόμαζας. Όταν οι δυνάμεις στο πλαίσιο είναι μεγαλύτερες από την αντίσταση του τότε το πλαίσιο ολισθαίνει χωρίς να φορτίζεται και η βραχόμαζα συγκλίνει ελαφρά. Όταν επιτευχθεί η απαιτούμενη παραμόρφωση, δηλαδή η αναγκαία αποτόνωση, τότε τα πλαίσια «κλειδώνουν» και αρχίζουν να παραλαμβάνουν φορτία. Στα ολισθαίνοντα πλαίσια η ταχύτητα με την οποία γίνεται η μετακίνηση του πλαισίου εξαρτάται από την ακαμψία του και τον τρόπο που συνδέονται μεταξύ τους τα στοιχεία του πλαισίου. Προφανώς ο τύπος και η απόσταση των ολισθαινόντων πλαισίων επιλέγεται έτσι ώστε η μετακίνηση των πλαισίων να επιβραδύνεται αρκετά και κατ'επέκταση η σύγκλιση να μην υπερβαίνει την επιτρεπόμενη στο χρονικό διάστημα μεταξύ της εκσκαφής και της μόνιμης επένδυσης.

# • Κενά σκυροδέτησης (sliding gaps)

Τα κενά σκυροδέτησης χρησιμοποιούνται είτε σε συνδυασμό με τα ολισθαίνοντα πλαίσια είτε μόνα τους. Όταν το σκυρόδεμα λειτουργεί ως ενιαίος φορέας με τα ολισθαίνοντα πλαίσια τότε τα κενά σκυροδέτησης συμπίπτουν με τις θέσεις κύλισης των πλαισίων ώστε το σκυρόδεμα να μην καταστρέφεται κατά την σύγκλιση. Με αυτή την επιλογή όμως στις θέσεις κενών ολισθαινόντων πλαισίων άρα και κενών σκυροδέτησης δημιουργούνται θέσεις όπου η βραχόμαζα δεν υποστηρίζεται από κανένα μέτρο άμεσης υποστήριξης. Για τον λόγο αυτό τοποθετούνται πλέγματα τα οποία καλύπτουν ολόκληρη τη διατομή ώστε να συγκρατούν τις ενδεχόμενες καταπτώσεις σφηνών. Σε κάποιες σήραγγες όπου η ολισθαίνουσα υποστήριξη δεν περιλαμβάνει πλαίσια αλλά μόνο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, τα κενά χρησιμεύουν στη μη συγκέντρωση τάσεων στο σκυρόδεμα κατά την αρχική αποτόνωση και επομένως στη μη αστοχία αυτού.

#### • Ενδόσιμοι κύλινδροι

Σε κάποιες σήραγγες στα κενά σκυροδέτησης τοποθετούνται ενδόσιμα κυλινδρικά ελάσματα τα οποία συμπιέζονται και καταστρέφονται κατά τη σύγκλιση. Οι κύλινδροι αυτοί είναι μεταλλικοί και επιτρέπουν συγκεκριμένη και ελεγχόμενη σύγκλιση στη διατομή και αφού κλείσουν καθίστανται άκαμπτοι με αντοχή αντίστοιχη του κελύφους του ώριμου εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Φυσικά μετά την ολοκλήρωση της σύγκλισης που αναμένεται τα κενά στο φορέα του σκυροδέματος συμπληρώνονται με εκτόξευση νέου.



Εικόνα 3.23: Ενδόσιμοι κύλινδροι, Σήραγγα Εγνατία ς Οδού- Μέτσοβο



Εικόνα 3.24: Ενδόσιμοι κύλινδροι τοποθετημένοι μέσα στα κενά σκυροδέτησης στις παρειές σήραγγας, Σήραγγα Εγνατίας Οδού - Μέτσοβο

# 3.7 Μέτρα άμεσης αντιστήριξης και προστασίας μετώπου σήραγγας

Όταν τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βραχόμαζας είναι πτωχά και η φέρουσα ικανότητα της μειωμένη, εμφανίζεται συχνά αστάθεια και στο μέτωπο της σήραγγας. Για να είναι ευσταθής στο σύνολο της η σήραγγα, χρησιμοποιούμε μέτρα άμεσης υποστήριξης και στο μέτωπο αν είναι απαραίτητο πέραν των τοιχωμάτων.

#### 3.7.1 Αγκύρια μετώπου fiberglass

Στη θέση του μετώπου η οριζόντια πίεση είναι μηδενική ενώ η προς εκσκαφήν βραχόμαζα ασκεί πίεση προκαλώντας εξώθηση του μετώπου. Με την τοποθέτηση αγκυρίων στο μέτωπο εφαρμόζεται μια επιπρόσθετη οριζόντια πίεση που εξασφαλίζει συνθήκες τριαξονικής καταπόνησης οι οποίες ενισχύουν τη βραχόμαζα, περιορίζουν τις συγκλίσεις και βελτιώνουν συνολικά την ευστάθεια του ανοίγματος.

Τα αγκύρια τοποθετούνται στο μέτωπο εκσκαφής σχεδόν οριζόντια και παράλληλα με τον άξονα της σήραγγας ενώ το υλικό κατασκευής τους είναι οι υαλοίνες (fibreglass).Πλεονέκτημα των υαλοινών είναι ότι διαθέτουν μεγάλη εφελκυστική αντοχή αλλά και ακαμψία έτσι ώστε με μικρή μετακίνηση τους να ασκούν μεγάλη οριζόντια πίεση στη βραχόμαζα. Αντιθέτως διαθέτουν μικρή αντοχή σε κάμψη γεγονός που βοηθά στην εύκολη καταστροφή τους από τα εκσκαπτικά μηχανήματα κατά την προχώρηση της σήραγγας.Ο κάνναβος τοποθέτησης τους εξαρτάται από την αντοχή του πετρώματος, την παραμορφωσιμότητα του μετώπου και το επιτόπου εντατικό πεδίο. Σημαντικός παράγοντας είναι το μήκος τους και η επικάλυψη των διαδοχικών διατάξεων αγκυρίων ώστε να υπάρχουν πάντα ικανού μήκους αγκύρια μπροστά από την βραχόμαζα τα άκρα των οποίων εδράζονται σε αδιατάρακτη βραχόμαζα.

Η χρήση των αγκυρίων μετώπου είναι απαραίτητη σε ζώνες με ασταθή υλικά σε μεσαία έως μεγάλα βάθη τα οποία χαρακτηρίζονται από μεγάλη τιμή του συντελεστή οριζόντιας ώθησης Κ. Στα εδάφη αυτά επικρατούν αυξημένες οριζόντιες τάσεις που προκαλούν πολύ εντονότερη εξώθηση μετώπου από την αναμενόμενη, επομένως συνιστάται η πύκνωση του καννάβου αγκυρίων στο μέτωπο και η προσεκτική προχώρηση της σήραγγας. Τα αγκύρια μετώπου προσφέρουν σημειακή ενίσχυση και μειώνουν τις παραμορφώσεις του μετώπου αλλά δεν συμβάλλουν στην αντιμετώπιση καταπτώσεων και καταρροής υλικού. Σε αυτές τις περιπτώσεις ενδείκνυται η χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο μέτωπο και η δημιουργία πυρήνα μετώπου (face buttress)

#### 3.7.2 Προσωρινό και μόνιμο ανάστροφο τόξο

Το προσωρινό ανάστροφο τόξο κατασκευάζεται σε σήραγγες που εκσκάπτονται σε βραχόμαζες υπό σύνθλιψη που αναμένεται να αντιμετωπίσουν σοβαρά προβλήματα παραμορφώσεων και φέρουσας ικανότητας ενώ δεν ενδείκνυται σε κατακερματισμένες βραχόμαζες με χαλαρή δομή στις οποίες θα υπάρχουν αστάθειες από εκτεταμένες καταπτώσεις σφηνών και καταρροή υλικού.

Αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και μεταλλικό πλέγμα και περιβάλλει την άνω ημιδιατομή ώστε να αποτρέψει την ανύψωση του πυθμένα και την επακόλουθη αποδιοργάνωση της περιβάλλουσας βραχόμαζας.Καταστρέφεται κατά την εκσκαφή της κάτω ημιδιατομής.Συνεισφέρει στην καλύτερη κατανομή των τάσεων στο κέλυφος της επένδυσης και δεν επιτρέπει την ανάπτυξη υψηλής καμπτικής καταπόνησης στο κέλυφος.



Εικόνα 3.25: Κατασκευή άνω ημιδιατομής και του αντίστοιχου τόξου.

Μετά την εκσκαφή και της κάτω ημιδιατομής, οι διαστάσεις του ανοίγματος είναι αυξημένες, οι συνθήκες δυσμενέστερες και η δημιουργία κλειστού κελύφους επένδυσης περισσότερο αναγκαία. Για τον περιορισμό της αποδόμησης της βραχόμαζας συνιστάται η όσο το δυνατόν ταχύτερη κατασκευή του προσωρινού ανάστροφου τόξου και το κλείσιμο της διατομής κοντά στο μέτωπο εκσκαφής.Επειδή αυτή η τακτική δεν είναι εύκολα εφαρμόσιμη όταν η διάνοιξη της σήραγγας γίνεται σε δύο φάσεις, συχνά επιλέγεται ολομέτωπη εκσκαφή με κατασκευή κλειστού άκαμπτου δακτυλίου κοντά στο μέτωπο, μέθοδος η οποία αντιμετωπίζει με επιτυχία τις σημαντικές παραμορφώσεις κατά τη διάνοιξη βαθιών σηράγγων σε ασθενή υλικά.

# 3.7.3 Στοιχεία Προενίσχυσης

Στις περιπτώσεις διάνοιξης σηράγγων σε εδαφικά υλικά ή βραχόμαζες πτωχών μηχανικών χαρακτηριστικών, τοποθετούνται στην οροφή ή το μέτωπο της σήραγγας στοιχεία προενίσχυσης για να αποτρέψουν την καταρροή του υλικού αμέσως μετά την εκσκαφή της διατομής και μέχρι να διαμορφωθεί το κέλυφος της προσωρινής υποστήριξης. Επιπροσθέτως σε αστικές αβαθείς σήραγγες, η παρουσία στοιχείων προενίσχυσης στο θόλο εμποδίζει την εξέλιξη της αστοχίας προς την επιφάνεια του εδάφους. Παρακάτω αναφέρονται τα συνηθέστερα στοιχεία προενίσχυσης.

# • Ελαφρά βλήτρα προπορείας ( spiles )

Τα ελαφρά βλήτρα προπορείας είναι απλές ράβδοι δομικού χάλυβα διαμέτρου Φ25 έως Φ32 ή κοίλες δοκοί λεπτών τοιχωμάτων διαμέτρου Φ55 έως Φ76 ενώ κατά περίπτωση αντί των παραπάνω μπορούν να χρησιμοποιηθούν αυτοδιατρούμενα αγκύρια. Οι ράβδοι αυτές τοποθετούνται υπό μικρή γωνία στο θόλο της σήραγγας και πολύ κοντά στο μέτωπο εκσκαφής ώστε να εκτείνονται σε σημαντική απόσταση πάνω από το μέτωπο, δημιουργώντας μια ελαφριά ομπρέλα προπορείας πάνω από τις προς εκσκαφή διατομές της σήραγγας. Το ελεύθερο άκρο των ράβδων προπορείας είναι πακτωμένο με ένεμα στο εσωτερικό της προς εκσκαφή βραχόμαζας, ενώ η κεφαλή εδράζεται επάνω στο κέλυφος άμεσης υποστήριξης. Οι διαδοχικές διατάξεις δοκών προπορείας πρέπει να τοποθετούνται με επικάλυψη ίση με το 1/3 του μήκους τους, ώστε η ομπρέλα πάνω από το μέτωπο να είναι συνεχής. Γι'αυτό, όπως αναφέρθηκε, είναι αναγκαία η τοποθέτηση τους υπό γωνία ώστε να υπάρχει χώρος κάτω από κάθε ομπρέλα για την τοποθέτηση της επόμενης χωρίς να μειώνεται η προς εκσκαφή διατομή της σήραγγας. Τα ελαφρά βλήτρα προπορείας διαθέτουν μικρή διατομή και κατ'επέκταση μικρή καμπτική αντοχή. Επομένως σε βαθιές σήραγγες με υπερκείμενα μαλακά υλικά δεν μπορούν να λειτουργήσουν ως δοκοί σε κάμψη και να αναλάβουν κατακόρυφη δύναμη ώστε να συγκρατήσουν τις παραμορφώσεις.Η χρήση τους περιορίζεται σε αστάθειες και ενδεχόμενες καταπτώσεις σφηνών σε ψαθυρές ή εύθρυπτες βραχόμαζες με χαλαρή δομή.

# • Βαριές δοκοί προπορείας (forepoling)

Είναι κοίλες δοκοί μεγαλύτερης διαμέτρου και μήκους από τα ελαφρά βλήτρα προπορείας της τάξεως των Φ114/Φ101 και 12m αντίστοιχα.Τοποθετούνται σε ομπρέλα και οι διαδοχικές διατάξεις τους επικαλύπτονται, όπως ακριβώς περιγράφηκε και στα ελαφρά βλήτρα. Λόγω του μεγαλύτερου βάρους τους εδράζονται σε βαρύτερα μεταλλικά πλαίσια μεγαλύτερης διατομής. Ακόμα,επειδή μέσω των ράβδων μεταφέρουν φορτία από την προς εκσκαφή βραχόμαζα, μπροστά από το μέτωπο, στο κέλυφος υποστήριξης είναι αυξάνεται η ανάγκη για ισχυρότερη θεμελίωση των πλαισίων.

Σκοπός των βαριών δοκών προπορείας είναι να λειτουργήσουν ως δοκοί σε κάμψη, παραλαμβάνοντας μέρος της κατακόρυφης δύναμης και μειώνοντας την τιμή της προσύγκλισης (preconvergence) του μετώπου, η οποία σε σήραγγες που διανοίγονται σε ασθενή βραχόμαζα είναι ο κύριος λόγος αποδιοργάνωσης και κατάρρευσης της βραχόμαζας σε θέσεις μπροστά από την εκσκαφή. Η χρήση βαριών δοκών προπορείας δεν είναι αποτελεσματική σε βαθιές σήραγγες καθώς οι ράβδοι αφενός δεν έχουν την ακαμψία για να δεχτούν το φορτίο μεγάλου βάθους υπερκειμένων και αφετέρου σε τέτοιο βάθος η εξέλιξη της αστοχίας προς την επιφάνεια του εδάφους δεν προβληματίζει.



Εικόνα 3.26: Κατασκευή δοκών προπορείας σε μέτωπο εισόδου σήραγγας

# • Εδαφοπάσσαλοι με ένεμα υψηλής πίεσης ( jet grouting columns )

Η απλή εισπίεση ενέματος (grouting)σε γεωυλικό έχει σαν αποτέλεσμα την πλήρωση των κενών της βραχόμαζας και την βελτίωση των ιδιοτήτων της.Κατ'αυτόν τον τρόπο δημιουργείται ενισχυμένο υλικό πάνω ή μπροστά από το μέτωπο το οποίο αποτρέπει την καταρροή υλικού ή αστοχία τύπου καμινάδας. Προυπόθεση για να εφαρμοστεί η παραπάνω μέθοδος είναι η μέση έως μεγάλη περατότητα του γεωυλικού ώστε να είναι εφικτή η διάχυση του ενέματος σε ικανή απόσταση γύρω από τη θέση

#### Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

εισπίεσης, ώστε να προκύψει συνεχής ζώνη από ενισχυμένο υλικό. Σε περίπτωση που το γεωυλικό δεν διαθέτει την απαιτούμενη περατότητα, χρησιμοποιείται η μέθοδος jet grouting στο μέτωπο κατά την οποία το ένεμα εισπιέζεται από ένα στέλεχος το οποίο έχει την δυνατότητα περιστροφής και εισχώρησης εντός της βραχομάζας. Έτσι δημιουργούνται στήλες ενισχυμένου υλικού οι οποίες επικαλύπτονται και δημιουργούν μια ισχυρή ομπρέλα προστασίας στο μέτωπο η οποία ενισχύει την ακαμψία του πυρήνα προόδου και κατ'επέκταση μειώνει την προσύγκλιση και την αποδιοργάνωση του υλικού μπροστά και πάνω από το μέτωπο της εκσκαφής.

# 3.8 Τελική Επένδυση (final lining)

Στις περισσότερες περιπτώσεις η άμεση υποστήριξη της σήραγγας ακολουθείται από την κατασκευή της τελικής επένδυσης. Η τελική επένδυση κατασκευάζεται αφού πρακτικώς μηδενιστούν οι ρυθμοί εξέλιξης των μετακινήσεων ενώ τοποθετείται είτε μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης του συνολικού μήκους της σήραγγας (συνηθέστερη περίπτωση) είτε τμηματικά κατά τη διάρκεια της διάνοιξης.



Εικόνα 3.27: Σήραγγα Δομοκού. Διακρίνεται το επενδεδυμένο τμήμα της σήραγγας και το ανεπένδυτο

Η επένδυση σχεδιάζεται για να αναλάβει τα εξής φορτία :

- Μέρος του φορτίου που αναλαμβάνεται από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ώστε το απομειωμένο φορτίο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος να ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας μόνιμου έργου. Κατά την άμεση υποστήριξη της σήραγγας το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορεί να λειτουργεί με μειωμένο συντελεστή ασφαλείας προσωρινού έργου.
- Το φορτίο που αναλαμβάνεται από τα προσωρινά αγκύρια
- Τυχόν αυξημένα φορτία της βραχόμαζας λόγω ερπυσμού
- Τυχόν υδατικές πιέσεις λόγω ελλιπούς αποστράγγισης της βραχόμαζας ή απόφραξης του συστήματος αποστράγγισης
- Τυχόν φορτία από μελλοντικές κατασκευές που φορτίζουν τη σήραγγα
- Τυχόν σεισμική επιφόρτιση της σήραγγας

#### Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

Η τελική επένδυση της σήραγγας αποτελείται από πανέλα (sections) και κατασκευάζεται είτε από έγχυτο οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση ειδικού φορείου (μεταλλότυπος / shutter) είτε από προκατασκευασμένα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (precast elements). Κρίσιμος παράγοντας για την τελική επένδυση της σήραγγας είναι η υδατοστεγάνωση από τα υπόγεια νερά το οποίο επιτυγχάνεται με στρώση γεωυφάσματος (geotextile) για την αποστράγγιση, γεωμεμβράνης (geomembrane) για την υγρομόνωση καθώς και με σύστημα σωλήνων απαγωγής νερών (drainage system).



Εικόνα 3.28:Προκατασκευασμένα τμήματα τελικής επένδυσης από οπλισμένο σκυρόδεμα τοποθετημένα στο εσωτερικό της σήραγγας. Διακρίνονται οι οπές οι οποίες μέσω κοχλιών συγκρατούν τα τμήματα με τα γειτονικά τους. Ακόμα διακρίνεται και η αποστραγγιστική οπή στο κέντρο του τμήματος σε περίπτωση ελλιπούς αποστράγγισης. (Taiwan, TsengWen water diversion project )



Εικόνα 3.29: Προκατασκευασμένο τμήμα τελικής επένδυσης από οπλισμένο σκυρόδεμα πριν την τοποθέτηση του. Διακρίνεται στο εσωτερικό του η οπή σύνδεσης με τα υπόλοιπα και η διπλή μόνωση στα άκρα ενάντια στην είσοδο νερού. (Taiwan, TsengWen water diversion project )

89

#### 3.9 Συστήματα λειτουργίας σηράγγων

Τα συστήματα λειτουργίας περιλαμβάνουν τον φωτισμό, τον αερισμό όταν το μήκος του υπογείου έργου υπερβαίνει τα 500m, τα ηλεκτρικά δίκτυα, το σύστημα πυρόσβεσης, τα τηλέφωνα ασφαλείας, την σήμανση, τις κάμερες παρακολούθησης και το σύστημα απαγωγής των νερών του καταστρώματος.Σε σήραγγες μήκους μεγαλύτερου των 400m στα πλαίσια των σύγχρονων κανόνων ασφαλείας κατασκευάζονται εγκάρσιοι διάδρομοι προσπέλασης (cross passages) για τη διαφυγή χρηστών του έργου σε περίπτωση πυρκαγιάς. Σε περίπτωση δίδυμων σηράγγων οι διάδρομοι αυτοί συνδέουν τους δύο κλάδους ενώ σε περίπτωση σήραγγας μονού κλάδου οδηγούν σε προσπελάσιμο χώρο στην επιφάνεια.

# 4 Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων

# 4.1 Εισαγωγή στις διαστολομετρήσεις

# **4.1.1 Γενικά**

Ο όρος 'διαστολομετρήσεις' αναφέρεται σε μετρήσεις διαστολών κοιλοτήτων μέσα σε φυσικές ή τεχνητές μάζες που συμβαίνουν υπό την επιβολή εσωτερικών πιέσεων. Πρόκειται για ειδικές επιτόπιες δοκιμές οι οποίες χρησιμοποιούνται όχι μόνο στις επιστήμες της εδαφομηχανικής και βραχομηχανικής αλλά και στη μελέτη φαινομένων στατικής και αντοχής των υλικών. Οι διαστολομετρήσεις αποτελούν πολλά υποσχόμενες μεθόδους για τον προσδιορισμό της επιτόπιας συμπεριφοράς της μάζας καθώς παρέχουν τη δυνατότητα προσδιορισμού αντιπροσωπευτικών ιδιοτήτων της βραχομάζας με οικονομικώς εύλογα μέσα.

# 4.1.2 Εισαγωγή στις διαστολομετρήσεις

Όπως αναφέρθηκε, οι διαστολομετρήσεις αποτελούν επιτόπου δοκιμές οι οποίες γίνονται με την εισαγωγή στην εδαφική / βραχώδη μάζα ενός διανοιγόμενου στοιχείου. Κατά τη δοκιμή μετρώνται οι εφαρμοζόμενες δυνάμεις / πιέσεις και οι αντίστοιχες παραμορφώσεις. Με τις διαστολομετρήσεις εκτιμάται άμεσα η σχέση πιέσεων – υποχωρήσεων, το όριο διαρροής των ασκούμενων πιέσεων ενώ ορισμένες δοκιμές επιτρέπουν καλή προσέγγιση στις τιμές των υφισταμένων εγκαρσίων τάσεων του εδάφους. Εμμέσως, δίνουν τη δυνατότητα να εκτιμηθούν παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους ενώ ορισμένες από τις δοκιμές μπορούν να δώσουν ενδείξεις διαπερατότητας και χρονικής εξέλιξης στερεοποίησης.

Επειδή οι διαστολομετρήσεις αποτελούν ειδικές δοκιμές, μάλλον περιορισμένης χρήσης, η οικονομία της αγοράς του εξοπλισμού δεν ευνοεί τη βιομηχανική τυποποίηση. Επομένως τα χρησιμοποιούμενα όργανα παρουσιάζουν μεγάλη ποικιλότητα και διαφοροποιήσεις μεταξύ τους καθώς είναι συχνά ιδιοκατασκευές ερευνητικών και πανεπιστημιακών κέντρων. Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα γίνει εκτενής αναφορά στα πρεσιόμετρα και ντιλατόμετρα ενώ θα γίνει ενδεικτική αναφορά στα διαφορετικά είδη οργάνων διαστολομέτρησης.

Στις διαστολομετρήσεις συγκαταλέγονται οι παρακάτω δοκιμές :

# Κυλινδρικά διαστολόμετρα γεωτρήσεων

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τα πρεσιόμετρα (pressuremeter tests – PMT) και τα ντιλατόμετρα – dilatometer tests – DMT). Τα κυλινδρικά διαστολόμετρα γεωτρήσεων μπορούν να φορτίζουν ομοιομόρφως τα τοιχώματα της γεώτρησης μέσω μιας διαστελλόμενης εύκαμπτης μεμβράνης ή μέσω απομακρυνόμενων χαλύβδινων πλακών. Ουσιαστικά μετρούν τη διαστολή της κοιλότητας της γεώτρησης εξαιτίας της επιβολής εσωτερικής πίεσης. Η μέτρηση της διαστολής γίνεται μέσω της διοχέτευσης όγκου ρευστού στην τορπίλη (πρεσιόμετρα) ή με εσωτερικά ηλεκτρονικά μηκυνσιόμετρα. Τα συγκεκριμένα όργανα παράγονται σε διάφορους τύπους ανάλογα με το είδος του εδάφους. Διακρίνονται σε χαμηλών πιέσεων (για μικρής αντίστασης εδάφη), σε μέσων πιέσεων (για μέσους ημίβραχους) και σε υψηλών πιέσεων (για ανθεκτικούς σκληρούς βράχους). Τα διαστολόμετρα ή με

ταυτόχρονη διάτρηση που πραγματοποιεί ένας μηχανισμός ο οποίος είναι συνδεδεμένος με το διαστολόμετρο (αυτοδιατρητικό πρεσιόμετρο ή ντιλατόμετρο). Κατασκευάζονται και συνδυασμοί διαστολομέτρων με άλλες δοκιμαστικές δυνατότητες (π.χ. πενετρόμετρο, πιεζοκώνος, γεωφυσικός καταγραφέας, κλπ)

Παρόλο που τα διαστολόμετρα γεωτρήσεων λειτουργούν, γενικώς, κατά παρόμοιο τρόπο, έχει επικρατήσει να ονομάζονται πρεσιόμετρα ή ντιλατόμετρα. Κατά κανόνα ντιλατόμετρα ονομάζονται εκείνα που μετρούν ακριβέστερα την παραμόρφωση που υφίσταται η κοιλότητα (αυξηση διαμέτρου / αρχική διάμετρος) χάρη σε διατάξεις ακριβείας (συνήθως ηλεκτρονικές ή ηλεκτρικές). Προφανώς η ακρίβεια είναι σημαντικότερη όταν η παραμόρφωση είναι μικρή, δηλαδή σε σκληρότερα εδάφη ή βράχους. Έτσι, έχει επικρατήσει να χρησιμοποιούνται τα ντιλατόμετρα για σκληρά υλικά. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις το διαστολόμετρο λέγεται πρεσιόμετρο (για μαλακά υλικά) χωρίς κατ' ανάγκη η ονομασία αυτή να υποδηλώνει ακριβέστερη μέτρηση της πίεσης.

Εκτενής αναφορά στα πρεσιόμετρα και ντιλατόμετρα όσον αφορά τον τρόπο λειτουργίας τους γίνεται σε επόμενο υποκεφάλαιο.

#### Επίπεδη διαστολομέτρηση Marchetti (flat dilatometer test – MDT )

Το 'επίπεδο' ή 'πλακοειδές' διαστολόμετρο είναι μια λεπίδα χαλύβδινη που εισάγεται στο έδαφος με πίεση από την επιφάνεια ή από τον πυθμένα φρέατος ή γεώτρησης. Από το διαστελλόμενο στοιχείο απομακρύνονται κυκλικοί χαλύβδινοι δίσκοι οι οποίοι πιέζουν το έδαφος, ενώ ταυτόχρονα γίνεται καταγραφή των πιέσεων και των αντίστοιχων υποχωρήσεων. Προσφέρεται για μάλλον μαλακά εδάφη, ιδίως μη συνεκτικά, δίνοντας εκτίμηση όχι μόνον της ενδοτικότητας / παραμορφωσιμότητας του εδάφους αλλά και του επιπέδου των υπαρχουσών τάσεων.

#### **Δοκιμή σχισμής με πλακοειδή γρύλλο** (flat jack slot test – FJT )

Πρόκειται για διαστολομέτρηση σε πετρώματα (ημιβράχους και βράχους) και γίνεται με φόρτιση εισαγόμενου πλακοειδούς γρύλλου. Η σχισμή γίνεται με δισκοπρίονο ή με συστοιχία αλληλοτεμνόμενων διατρημάτων. Ο πλακοειδής γρύλλος (μικρός – μεγάλος, ημικυκλικός – κυκλικός – τετράγωνος – ορθογώνιος, μονός – πολλαπλός) διαστέλλεται με εισπιεζόμενο ρευστό και οι μετατοπίσεις μετρώνται με απλά μηκυνσιόμετρα (σε προσιτά σημεία) ή και βαθιά εκτασιόμετρα (σε απρόσιτα σημεία). Είναι δυνατόν να γίνονται ταυτόχρονα ποικίλες μετρήσεις σε διάφορες θέσεις και κατευθύνσεις, διεξαγόμενες σε πρανή ή σε φρέατα ή σε υπόγειους θαλάμους. Παρέχουν μέτρα παραμορφωσιμότητας μεγάλου όγκου βραχομάζας και ενδείξεις υπαρχουσών τάσεων.

#### Δοκιμές εισπίεσης νερού

Οι δοκιμές εισπίεσης νερού σε γεωτρήσεις είναι πολύ συνηθισμένες, στην τεχνική των γεωτρήσεων, κυρίως για μέτρηση της διαπερατότητας. Η απομόνωση του δοκιμαζόμενου μέρους γίνεται με παρεμβύσματα (μονά ή διπλά, απλού τύπου 'καμπάνας' ή διαστελλόμενα με κοχλία ή με διοχετευόμενο αέριο ή υγρό). Όταν αυξηθεί η πίεση μπορεί να γίνει διάρρηξη του εδάφους και έτσι μπορούν να αποκτηθούν ενδείξεις αντοχής ή και υπαρχουσών τάσεων.

#### Δοκιμή ακτινικής φόρτισης στοάς ή φρέατος – radial jacking test in gallery or Shaft

Όταν απαιτείται η εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας μεγάλης κλίμακας γίνεται ακτινική φόρτιση των τοιχωμάτων δοκιμαστικής / ερευνητικής σήραγγας. Για οικονομία, αλλά υπό εργάσιμες συνθήκες, η σήραγγα έχει κυκλική διατομή 2,5 έως 5,0m. Τα φορτία επιβάλλονται ακτινικώς με σύστημα γρύλλων (αξονικών ή πλακοειδών) ή με υδραυλικώς πιεζόμενο νερό. Η μέτρηση των μετατοπίσεων γίνεται με εσωτερικά και εξωτερικά όργανα.

# Πρέσες γεώτρησης (Borehole Jack)

Οι πρέσες γεώτρησης είναι όργανα ανάλογα των πρεσιομέτρων / ντιλατομέτρων για να είναι δυνατή η άσκηση μεγαλύτερων πιέσεων. Αυτό επιτυγχάνεται πιέζοντας (μέσω εμβόλου ή σφηνών ή πλακοειδούς γρύλλου) άκαμπτες πλάκες να απομακρυνθούν ωθούμενες στα τοιχώματα του πετρώματος (Borehole Jack). Ασκούν μονής κατεύθυνσης (αντί ακτινικής) πίεση σε δύο αντίθετους κυκλικούς τομείς. Τέτοια όργανα έχουν παρασκευαστεί αρκετά όπως, π.χ. Centex cell (France), Talobre Jack (France), Panek-Stock (USA – Bureaux of Mines), Geoextensometer (Absi – Seguin), Jaeger-Cook (USA – Idaho Department of Highways), Goodman Jack κ.α. Το μειονέκτημα τους είναι ότι δημιουργούν συνθήκες έντασης που είναι λιγότερο σαφείς συγκριτικά με τα διαστολόμετρα ομοιόμορφης ακτινικής πίεσης. Πλεονεκτούν με τη δυνατότητα τους να πιέζουν κατά επιθυμητό προσανατολισμό και με τη δυνατότητα σε μεγάλες πιέσεις να ξεπερνούν την περιοχή ελαστικής συμπεριφοράς και να πλησιάζουν όρια αντοχής του πετρώματος.

# 4.2 Πρεσιόμετρο

# 4.2.1 Γενική περιγραφή

Το πρώτο όργανο για επιτόπια μέτρηση παραμορφωσιμότητας εδαφών δημιουργήθηκε και διατέθηκε εμπορικώς από τον L. Menard ήδη από τη δεκαετία του 1950 (Rocha κ.α 1974). Ακολούθως, οι Janod&Mermin στη Γαλλία (Electrecité de France) και οι Kujundžic& Stojakovic στη Γιουγκοσλαβία (Jaroslav Černi Institute) κατασκεύασαν όργανα ειδικώς σχεδιασμένα για προσδιορισμό παραμορφωσιμότητας σε βραχομάζες. Όλα αυτά τα όργανα εφαρμόζουν ομοιόμορφη πίεση επί ορισμένου μήκους τμήματος γεώτρησης. Αυτή ασκείται μέσω υγρού που περιέχεται μεταξύ ενός μεταλλικού κυλίνδρου και ενός πολύ παραμορφώσιμου ελαστικού περιβλήματος που εφαρμόζεται επί των τοιχωμάτων της γεώτρησης.

Οι διαμετρικές επιμηκύνσεις προσδιορίζονται στα πρεσιόμετρα μετρώντας τον όγκο του υγρού που εισπιέζεται μέσα στο όργανο. Αυτές οι μετρήσεις είναι λιγότερο ακριβείς (συγκριτικά με αυτές που γίνονται απευθείας σε εγκάρσιες διαμέτρους με ηλεκτρονικές μεθόδους στα ντιλατόμετρα) αλλά είναι ικανοποιητικές όταν το πέτρωμα είναι αρκετά ενδόσιμο / παραμορφώσιμο.

# 4.2.2 Πρεσιόμετρο Menard

Το πιο γνωστό και μακρόβιο πρεσιόμετρο Menard αποτελείται από τρία κύρια τμήματα :

1. Ένα ακτινικά διογκώσιμο κυλινδρικό όργανο (τορπίλη ή βολίδα)

- 2. Ένα σύστημα σωλήνων το οποίο τροφοδοτεί την τορπίλη με νερό και πεπιεσμένο αέρα από την επιφάνεια
- 3. Ένα κιβώτιο παρακολούθησης

Όλο το σύστημα των εξαρτημάτων του πρεσιομέτρου (τροφοδοτικοί σωλήνες, τορπίλη, κιβώτιο / πίνακας παρακολούθησης) παράγεται σε διάφορες εκδόσεις ανάλογα με το είδος του εδάφους και την απαιτούμενη πίεση. Έτσι υπάρχουν εκδόσεις για μικρές πιέσεις (μαλακά εδάφη), μέσες πιέσεις (στιφρά εδάφη / πολύ μαλακοί βράχοι) και υψηλές πιέσεις (βράχοι).

#### Πρεσιομετρική τορπίλη

Το κυλινδρικό όργανο (τορπίλη ή βολίδα) βυθίζεται στη γεώτρηση και σταματώντας στο επιθυμητό βάθος διαστέλλεται ασκώντας πιέσεις στην εδαφική / βραχώδη μάζα. Το όργανο μετά από κάθε δοκιμή συστέλλεται και μετατοπίζεται σε άλλη θέση στη γεώτρηση. Η πρεσιομετρική τορπίλη παράγεται σε διαμέτρους από 32mm έως 80mm για να χρησιμοποιείται σε διάφορες γεωτρήσεις. Σε εδάφη εφαρμόζεται μεγαλύτερη διάμετρος (60~80mm) ενώ σε βραχώδη μικρότερη (π.χ. 44mm). Η τορπίλη αποτελείται από έναν χαλύβδινο σωληνωτό σκελετό που εμπεριέχει τις αναγκαίες συνδέσμους και σύστημα ανάρτησης. Αυτός περιβάλλεται από σωληνώσεις. ανθεκτικό ελαστικό σωλήνα ο οποίος λειτουργεί ως διαστελλόμενη μεμβράνη η οποία είναι σταθερώς και στεγανώς συνδεδεμένη στα ακραία τμήματα και έχει τη δυνατότητα να διαστέλλεται πιέζοντας την περιβάλλουσα μάζα. Το πιο φθαρτό μέρος του οργάνου είναι αυτός ο ελαστικός σωλήνας που μπορεί να χάσει την ελαστικότητα του, ή να πληγωθεί, ή ακόμα και να καταστραφεί τόσο από τις διαδοχικές διαστολές, όσο και κατά τη μετακίνηση της τορπίλης μέσα στη γεώτρηση. Για τους παραπάνω λόγους, η ελαστική μεμβράνη αντικαθίσταται κατά κανόνα σε λίγες δοκιμές.

Σε περιπτώσεις πρεσιομετρήσεων σε αμμοχαλικώδη ή αμμώδη εδάφη, η τοποθέτηση της τορπίλης γίνεται σε συνδυασμό με προστατευτική προτοποθετημένη σωλήνωση της γεώτρησης ή ακόμη και με έμπηξη μέσα σε προστατευτικό κλωβό, ενώ η ελαστική μεμβράνη χρειάζεται πρόσθετη προστασία με σύστημα λεπτών μεταλλικών ελασματικών λωρίδων που περιβάλλουν τον ελαστικό σωλήνα και τον αφήνουν να διασταλεί με μικρή παρεμπόδιση.

#### Σύστημα σωλήνων

Το κυλινδρικό όργανο (τορπίλη ή βολίδα) συνδέεται μέσω ελαστικών ομοαξονικών σωλήνων με κιβώτιο παρακολούθησης το οποίο βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους. Το σύστημα των σωλήνων τροφοδοτεί την τορπίλη από την επιφάνεια με νερό και πεπιεσμένο αέρα. Αναλυτικότερα, η πρεσιομετρική τορπίλη διαστέλλεται με νερό το οποίο πιέζεται με πεπιεσμένο αέριο. Το πεπιεσμένο αέριο (συνήθως άζωτο) θέτει υπό πίεση το νερό και το εισπιέζει μέσα στην τορπίλη. Επίσης, το ίδιο αέριο, με την πίεση του, αλλά παρογετευμένο σε άλλες διαδρομές, αποσυμπιέζει και συστέλλει τη μεμβράνη ώστε να μπορεί η τορπίλη να μετακινηθεί σε άλλη στάθμη ή να ανασυρθεί από τη γεώτρηση. Οι ομοαξονικοί πλαστικοί σωλήνες (ο εσωτερικός διοχετεύοντας νερό, ο εξωτερικός διοχετεύοντας αέριο) είναι κάθε φορά συναρμολογημένοι σε ενιαίο μήκος, όσο απαιτείται για τη βαθύτερη θέση δοκιμής στην εκάστοτε γεώτρηση. Έτσι δεν γίνονται ενδιάμεσες συνδέσεις ή αποσυνδέσεις στο υδραυλικό σύστημα, κάτι το οποίο θα δημιουργούσε περιπλοκές και ανωμαλίες στη διεξαγωγή διαδοχικών δοκιμών στην ίδια γεώτρηση. Οι σωλήνες είναι κατασκευασμένοι από ανθεκτικό αλλά ευλύγιστο πλαστικό ώστε να τυλίγονται. Η ενδοτικότητα (διαστολή) των σωλήνων υπό τις πιέσεις, κάνει τον μετρούμενο όγκο

του διοχετευόμενου νερού να είναι μεγαλύτερος από την αντίστοιχη αύξηση του όγκου της τορπίλης και, ως εκ τούτου, χρειάζεται να επιβληθεί διόρθωση κατά την επεξεργασία των μετρήσεων.

#### Κιβώτιο παρακολούθησης

Το κιβώτιο παρακολούθησης βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους και περιλαμβάνει όλες τις βαλβίδες και τους μετρητές πίεσης που είναι απαραίτητοι για την παρακολούθηση της διεξαγωγής της δοκιμής. Περιλαμβάνει καταγραφικό σύστημα το οποίο εμπεριέχει μηχανισμό μέσω του οποίου διοχετεύεται πίεση στην βολίδα σε ίσες ποσότητες.

#### 4.2.3 Λειτουργία του πρεσιομέτρου

Το πρεσιόμετρο λειτουργεί με την πίεση που παρέχεται από φιάλη πεπιεσμένου αερίου, χωρίς να απαιτείται άλλη ενέργεια (ηλεκτρική ή άλλη) στη θέση της δοκιμής. Η φιάλη μεταφέρεται στη θέση των δοκιμών συνοδεύοντας όλα τα λοιπά εξαρτήματα. Για μια δοκιμή αρκεί μία μικρή φιάλη, για πολλές δοκιμές απαιτείται μεγάλη φιάλη ή ενδεχομένως περισσότερες μεγάλες φιάλες. Η ενέργεια αυτή είναι αρκετή για δοκιμές με πιέσεις τάξης 10MPa.

Για τη βύθιση (ή και την ανέλκυση) της πρεσιομετρικής τορπίλης μέσα στη διάτρηση, απαιτείται η παρουσία γεωτρυπάνου. Πρέπει να είναι απολύτως ευσταθής η γυμνή οπή (αρκετά συνεκτικό έδαφος) και να είναι βέβαιο ότι δεν χρειάζονται βοηθητικές ενέργειες μεγάλου φορτίου ή ροπής σε περίπτωση απόσυρσης του γεωτρυπάνου, ώστε να μπορούν να διεξαχθούν δοκιμές με απλό χειροκίνητο ανυψωτικό μηχανισμό. Αυτό είναι αρκετά σπάνιο, καθώς αν ληφθεί υπόψη η συνέπεια ενδεχόμενης απώλειας της δαπανηρής τορπίλης, η διακινδύνευση είναι μεγάλη.

Γενικώς, η εισαγωγή της πρεσιομετρικής τορπίλης στη γεώτρηση γίνεται με στήλη χαλύβδινων στελεχών του γεωτρύπανου, ενδεχομένως μικρότερης / ελαφρότερης διατομής των συνήθως χρησιμοποιουμένων στη διάτρηση. Προηγουμένως έχει συναρμολογηθεί το σύστημα της τορπίλης, των τροφοδοτικών (ομοαξονικών ή ανεξάρτητων) σωλήνων στο πλήρες αναγκαίο μήκος για τη μακρύτερη θέση και τα όργανα μετρήσεων και χειρισμών στην επιφάνεια. Σε αυτή την πλήρη σύνθεση του συστήματος γίνεται και η δοκιμή εκτός γεώτρησης για τη βαθμονόμηση των ιδίων χαρακτηριστικών του. Αυτή η δοκιμή / καλιμπράρισμα πρέπει να γίνεται σε κάθε ομάδα δοκιμών μιας γεώτρησης και σε κάθε αλλαγή ελαστικών μεμβρανών (π.χ. κάθε 8 έως 12 δοκιμές).

Η διάνοιξη της διάτρησης και η διατήρηση της για τη διεξαγωγή της πρεσιομέτρησης είναι ο κυριότερος παράγοντας επίτευξης αξιόπιστων πορισμάτων. Η απλούστερη περίπτωση είναι σε συνεκτικό έδαφος αρκετής αντοχής ώστε να είναι ευσταθής και ανεπένδυτη η διάτρηση με ομαλά τοιχώματα και ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας μάζας. Οι συνθήκες αυτές αποτελούν το καλύτερο πεδίο διεξαγωγής πρεσιομέτρησης με τα βέλτιστα αποτελέσματα.. Σε λιγότερο ανθεκτικό ή λιγότερο συνεκτικό έδαφος (όπου είναι και περισσότερο χρήσιμες οι επιτόπιες μετρήσεις) η διατήρηση της οπής είναι αμφίβολη ή αδύνατη. Τότε, σχεδόν υποχρεωτικώς, η τορπίλη πρέπει να τοποθετηθεί μέσα σε προστατευτική διάσχιστη (κατά τον άξονα της) σωλήνωση, ώστε να έχει τη δυνατότητα να διανοιχτεί / διευρυνθεί παρακολουθώντας τη διαστολή του πρεσιομέτρου. Η εισαγωγή τέτοιου σωλήνα στη γεώτρηση δεν μπορεί να γίνει με μεγάλη δύναμη ή ροπή, διότι η αντοχή δεν είναι

μεγάλη. Επίσης, η παραμόρφωση του τον καθιστά σύντομα άχρηστο (υπερβολικώς παραμορφωμένο) και επικίνδυνο, πια, για την μεμβράνη του οργάνου. Ακόμη, οι δυσκολίες αυτές μεγεθύνονται εάν επιδιώκεται δειγματοληψία στην ίδια γεώτρηση, που είναι πολύ επιθυμητή για την αξιολόγηση της πρεσιομέτρησης. Για τον λόγο αυτό μάλλον είναι προτιμότερο να γίνεται αλλού κοντινή δειγματοληπτική γεώτρηση. Για αντιμετώπιση αυτού του είδους των δυσκολιών αναφέρονται διάφορες εκδοχές τρόπου εργασίας, όπως οι ακόλουθες :

- Διάνοιξη της γεώτρησης με λουτρό μπεντονιτικού αιωρήματος και εν συνεχεία βύθιση του σωλήνα (χαλύβδινου ή και πλαστικού) με διάσχιστα μήκη στις στάθμες δοκιμών.
- Προώθηση του διάσχιστου σωλήνα σε έτοιμη σωληνωμένη γεώτρηση μεγαλύτερης διαμέτρου, κατά μικρό μήκος, όσο χρειάζεται για κάθε στάθμη και μόνο, στο εκάστοτε βάθος. Εν συνεχεία, αφαίρεση της εσωτερικής στήλης, διεύρυνση της γεώτρησης σε μεγαλύτερο βάθος (με βύθιση αντίστοιχη της εξωτερικής μεγαλύτερης προστατευτικής σωλήνωσης) και επανεισαγωγή της εσωτερικής στήλης με το διάσχιστο ακραίο τμήμα για την επόμενη πρεσιομέτρηση.
- Διεξαγωγή πλήρως δειγματοληπτικής γεώτρησης σε λουτρό μπεντονίτου και βύθιση στο πλήρες βάθος σωλήνωσης, με διάσχιστα τμήματα στις επιθυμητές θέσεις πρεσιομετρήσεων και, εν συνεχεία, στερέωση με γέμισμα του κενού με ένεμα. Η στήλη αυτή είναι εγκαταλειπόμενη και μπορεί να αξιοποιηθεί εάν μετασχηματιστεί σε μόνιμο πιεζόμετρο.
- Ο διάσχιστος σωλήνας, στο άκρο στήλης συμπαγών σωλήνων και με διάσχιστο μήκος όσο απαιτείται για να δεχθεί το πρεσιόμετρο, εισάγεται στο έδαφος πωματισμένος με πίεση ή ελαφρές κρούσεις στο έδαφος, εφόσον αυτό μπορεί να πραγματοποιηθεί χωρίς μεγάλη παραμόρφωση του σωλήνα. Προφανώς το υλικό πρέπει να είναι πολύ μαλακό, ο διάσχιστος αυτός σωλήνας είναι μάλλον μίας μόνο χρήσης και κατά την αξιολόγηση πρέπει να ληφθεί υπόψη η πλήρης παραμόρφωση (δια της εκτόπισης και αντίστοιχης συμπύκνωσης) του εδάφους.

Σε περιπτώσεις όπως οι παραπάνω, η τορπίλη πρέπει να είναι εφοδιασμένη με προστατευτικό μανδύα της μεμβράνης. Επισημαίνεται ότι σε τέτοιες χρήσεις αποφεύγεται κατά κανόνα η μεγάλη διόγκωση της μεμβράνης (περιορισμός παραμόρφωσης) ώστε να μειώνεται ο κίνδυνος βλάβης ή / και απώλειας της τορπίλης. Όπως είναι προφανές, η αλλαγή μεμβράνης πρέπει να γίνεται συχνότερα.

Όταν οι συνθήκες πρεσιομέτρησης είναι όπως οι προαναφερόμενες, δεν είναι μόνο δύσκολη η πραγματοποίηση της δοκιμής αλλά και τα πορίσματα ενέχουν μεγάλη ανακρίβεια λόγω της αναπόφευκτης διαταραχής του εδάφους. Προς τούτο καταλληλότερο είναι το αυτοδιατρητικό πρεσιόμετρο σε τέτοιου είδους εδάφη.

Η προτιμότερη φορά διεξαγωγής δοκιμών σε μία γεώτρηση (από κάτω προς τα επάνω ή αντιστρόφως) υπαγορεύεται κυρίως από την ανάγκη της μέγιστης εξασφάλισης της τορπίλης. Κατά κανόνα, όπου είναι δυνατό, γίνεται από κάτω προς τα επάνω (ευσταθής ανεπένδυτη γεώτρηση ή πλήρως επενδεδυμένη με σωλήνωση προτοποθετημένη με διάσχιστα τμήματα στις θέσεις των δοκιμών). Διαφορετικά, εάν η διάτρηση γίνεται ασυνεχώς σε βήματα προς τα κάτω, το ίδιο ακολουθούν και οι πρεσιομετρήσεις.

#### 4.2.4 Τεχνολογία του πρεσιομέτρου

Κωδικοποίηση Διαμέτρου	Διάμετρος Πρεσιομετρικής	Διάμετρος γεώτρησης	
Γεώτοησης	Τοοπίλης (mm)	Ελάχιστη (mm)	Μέγιστη (mm)
FX	32	34	38
AX	44	46	5
BX	58	60	66
	70	74	80
NX	95	100	110
	115	125	140

Οι συνήθεις διάμετροι γεώτρησης και πρεσιομετρικής τορπίλης είναι:

#### Πίνακας 3.1

Οι πιέσεις για πρεσιόμετρο εδαφών (μαλακών σχηματισμών) φθάνουν τα 5MPa και τότε στην τορπίλη φοριούνται πολύ μαλακά περιβλήματα μεμβράνης (από latex) ώστε να είναι πολύ διασταλτά. Για σκληρά εδάφη ή μαλακούς βράχους, όπου οι πιέσεις φτάνουν τα 10MPa, τα ελαστικά περιβλήματα πρέπει να είναι πιο κανονικής σκληρότητας.

Οι δύο σωλήνες τροφοδοσίας της τορπίλης τοποθετούνται ομοκέντρως, στον εσωτερικό διοχετεύεται το νερό ενώ στο διάκενο μεταξύ εσωτερικού και εξωτερικού σωλήνα διοχετεύεται το πεπιεσμένο αέριο. Αυτό γίνεται για να περιορίζονται οι παραστιτικές διαστολές και ακόμη για να έχουμε να χειριστούμε μία σωλήνωση ουσιαστικά, κατά την εισαγωγή της τορπίλης.

Το κόστος του βασικού εξοπλισμού είναι τάξεως 50000 έως 70000 γαλλικών φράγκων (1991).

# 4.2.5 Διεξαγωγή πρεσιομέτρησης

Για να γίνει η πρεσιομέτρηση, έχοντας μεταφέρει όλον τον εξοπλισμό στην κορυφή της έτοιμης γεώτρησης, γίνονται οι ακόλουθες κύριες ενέργειες:

- Συναρμολογούμε την τορπίλη, το σύστημα των ομοαξονικών σωλήνων τροφοδοσίας στο πλήρες μήκος που είναι αναγκαίο για τη βαθύτερη δοκιμή και τον πίνακα ενδείξεων και δικλείδων. Ο πίνακας στα γαλλικά εγχειρίδια αναφέρεται με τα γράμματα CPV (Contrôleur Pression Volume)
- Προσαρμόζουμε τη φιάλη πεπιεσμένου αερίου με αρκετό περιεχόμενο και πίεση για την διεξαγωγή των δοκιμών που προβλέπουμε. Εάν δεν διαρκεί μια φιάλη, έχουμε και άλλες φιάλες δίπλα στη χρησιμοποιούμενη, έτοιμες να αντικαταστήσουν την πρώτη.
- Γεμίζουμε το σύστημα του εσωτερικού (των ομοαξονικών) σωλήνα και το κύκλωμα του πίνακα με νερό, κλείνουμε τη δικλείδα συγκράτησης / εκκένωσης. Κατά το πρώτο γέμισμα είναι ουσιώδης η απαέρωση του συστήματος. Προς τούτο τροφοδοτούμε με νερό ανοίγοντας τη στρόφιγγα επιστροφής, αποσυνδέοντας τον σωλήνα από την τορπίλη και προσαρμόζοντας γρήγορα όταν πιστεύουμε ότι πετύχαμε ικανοποιητική εξαέρωση.
- Κατεβάζουμε την τορπίλη στη γεώτρηση, στη στάθμη της πρώτης δοκιμής. Η τορπίλη κατεβαίνει σε ανεπένδυτη γεώτρηση, εάν αυτή είναι ευσταθής ή μέσα σε σωλήνωση, διάσχιστη στη θέση δοκιμής.
- Ανοίγεται η φιάλη, ρυθμίζονται οι δικλείδες του πίνακα στη θέση δοκιμής, μηδενίζονται τα μανόμετρα με ανοικτό τον κρουνό απομόνωσης.

- Γυρνούμε τη στρόφιγγα, επιτρέποντας ροή και αφήνουμε να δημιουργηθεί μικρή πίεση, π.χ. 0,1MPa. Κατά τη διαδικασία αυτή έχει σημασία να συμπληρωθεί η εξαέρωση χρησιμοποιώντας τη στρόφιγγα επιστροφής. Όταν τελειώσει αυτή η προσπάθεια, συμπληρώνεται όσο νερό χρειάζεται προς τακτοποίηση στάθμης στον ογκομετρικό σωλήνα.
- Εφαρμόζουμε την πρώτη βαθμίδα πίεσης. Στη επιθυμητή πίεση πρέπει να προστεθεί η πρόσθετη υδροστατική πίεση (οφειλόμενη στη διαφορά στάθμης της υψηλότερης επιφανειακής σωλήνωσης από τη θέση του υπόγειου ορίζοντα, αν αυτός είναι πάνω από την πρεσιομέτρηση, ή τη στάθμη της πρεσιομέτρησης αν το νερό είναι βαθύτερα). Προς τούτο βάζουμε τις βάνες στη θέση της δοκιμής, ανεβάζουμε την πίεση αργά μέχρι την επιθυμητή τιμή και καταγράφουμε, από τον ογκομετρικό σωλήνα, τον όγκο του νερού που διοχετεύτηκε στο σύστημα ακολουθώντας ακριβώς αυτήν την επιβληθείσα διαφορά πίεσης.
- Για να μειωθεί η πίεση κλείεται αναλόγως η στρόφιγγα του κυκλώματος του πεπιεσμένου αερίου, ή εάν χρειάζεται, επιβάλλοντας και αντιπίεση στο σύστημα δια αναστροφής της ροής πεπιεσμένου αερίου, προκαλώντας δηλαδή επιβαλλόμενη συστολή στη μεμβράνη της τορπίλης.
- Η πλήρης πρεσιομέτρηση περιλαμβάνει βήματα σταδιακής αύξησης πίεσης έως κάποια στάθμη, σταδιακή αποφόρτιση, επαναφόρτιση κ.ο.κ. Σε ορισμένες ή και σε όλες τις βαθμίδες πίεσης, εφόσον απαιτείται για σκοπούς προσέγγισης της ερπυστικής συμπεριφοράς του εδάφους, η πίεση διατηρείται επί μεγαλύτερο και διάστημα. Σε κάθε επιβαλλόμενη πίεση μετρούμε τον διοχετευόμενο όγκο νερού σε δύο χρονκε΄ς στιγμές: μία σε 30sec (V30) και μία σε 60sec (V60) μετά από τη στιγμή επιβολής της φόρτισης. Η διαφορά V60-V30=ΔV ονομάζεται 'ταχύτητα' μεταβολής όγκου.
- Είναι αυτονόητο ότι, πριν από την έναρξη των δοκιμών σε μία γεώτρηση, προσδιορίζουμε και καταγράφουμε τη στάθμη του ορίζοντα του υπόγειου νερού.
- Οταν τελειώσει η δοκιμή, δια αναστροφής του κυκλώματος, επιβάλλουμε πλήρη συστολή / αποσυμπίεση της τορπίλης για να μπορέσει να μετατοπισθεί μέσα στη γεώτρηση ή και να ανασυρθεί από αυτήν για απόσυρση ή επανατοποθέτηση σε άλλη θέση.
- Οταν ανασύρουμε την τορπίλη στην επιφάνεια πρέπει να κάνουμε δοκιμή διόγκωσης, εκτός γεώτρησης, στον ελεύθερο χώρο ή μέσα σε ίδιο διάσχιστο σωλήνα (εάν η δοκιμή γίνεται έτσι στη γεώτρηση). Αυτή η δοκιμή βαθμονόμησης (calibration) τη χρειάζεται για την ερμηνεία των μετρήσεων. Εξυπακούεται ότι την ίδια (εκτός γεώτρησης) δοκιμή βαθμονόμησης κάνουμε και στην αρχή, αφού πρώτα έχει συναρμολογηθεί το σύστημα. Η δοκιμή της βαθμονόμησης δίνει την καμπύλη pi, (συνάρτηση του όγκου V) η οποία φαίνεται σε ακόλουθο τμήμα.
- Επιπρόσθετα της παραπάνω δοκιμής βαθμονόμησης, χρειάζεται εκτίμηση της επίδρασης διαστολής του τροφοδοτικού σωλήνα εξαιτίας της πίεσης η οποία απορροφά όγκο νερού Va. Αυτή η παρασιτική μεταβολή όγκου υπολογίζεται είτε προσεγγιστικά μέσω συντελεστών που δίνει ο κατασκευαστής, είτε με απευθείας μέτρηση που γίνεται ασκώντας πίεση με την τορπίλη μέσα σε ανένδοτο χονδρότοιχο χαλύβδινο σωλήνα. Αυτή η δοκιμή δεν χρειάζεται να γίνεται στο εργοτάξιο, αλλά πρέπει να γίνεται κατά τακτά χρονικά διαστήματα και οπωσδήποτε σε κάθε αλλαγή σωλήνωσης.

#### 4.2.6 Ρυθμίσεις και βαθμονόμηση βολίδας πρεσιομέτρου

Οι ρυθμίσεις βαθμονόμησης γίνονται για την αποφυγή λανθασμένων μετρήσεων οι οποίες ενδέχεται να οφείλονται σε:

- Απώλειες πίεσης ως αποτέλεσμα της ακαμψίας των τοιχωμάτων και της μεμβράνης της βολίδας
- b) Απώλεια πίεσης ως συνάρτηση της διόγκωσης της βολίδας (κάποια πίεση είναι απαραίτητη αρχικά για να διογκωθεί η μεμβράνη και το κάλυμμα των κυψελών)
- c) Απώλεια όγκου ως συνάρτηση της εφαρμοσμένης πίεσης, εφόσον το μανόμετρο, το ογκόμετρο και ακόμη και ο κύλινδρος της βολίδας υπόγεια αλλάζουν σε όγκο κατά τη διάρκεια της δοκιμής.

Οι διαδικασίες ρύθμισης εφαρμόζονται ως ακολούθως:

#### 1) Ρύθμιση της απώλειας πίεσης

Αυτή η ρύθμιση εκτελείται με τη βολίδα κατακόρυφα τοποθετημένη στην επιφάνεια. Γίνεται βαθμιαία μια δοκιμή με βαθμιδωτή αύξηση της πίεσης. Η καμπύλη της ρύθμισης σχεδιάζεται όπως μια τυπική καμπύλη δοκιμής και αποδίδει την απώλεια πίεσης ως προς τη διαστολή του όγκου. Για κάθε συγκεκριμένη στάθμη πίεσης παίρνονται μετρήσεις όγκου κάθε 15sec, 30sec, και 60sec. Ακολουθεί αποφόρτιση, επαναφόρτιση με υψηλότερη στάθμη πίεσης και λήψη μετρήσεων όγκου όπως αναφέρθηκε.

#### 2) Ρύθμιση της απώλειας όγκου

Όπως αναφέρθηκε, η ενδοτικότητα (διαστολή) των σωλήνων υπό τις πιέσεις, κάνει τον μετρούμενο όγκο του διοχετευόμενου νερού να είναι μεγαλύτερος από την αντίστοιχη αύξηση του όγκου της τορπίλης και, ως εκ τούτου, χρειάζεται να επιβληθεί διόρθωση κατά την επεξεργασία των μετρήσεων.

Αυτή η ρύθμιση είναι απαραίτητη πριν την εκτέλεση δοκιμών υψηλής πίεσης. Η ρύθμιση γίνεται ασκώντας πίεση στο σύστημα μαζί με τη βολίδα αφού τοποθετηθούν σε χαλύβδινο σωλήνα (διαμέτρου 82mm, πάχους τοιχωμάτων 16mm και μήκους 1m). Η προκύπτουσα καμπύλη του όγκου προς την πίεση είναι διορθωτική καμπύλη όγκου.

# 4.2.7 Υδροστατική πίεση

Καθορίζεται το μέγεθος της υδροστατικής πίεσης (Pw) που αναπτύσσεται στη βολίδα από τη στήλη ύδατος. Αυτό είναι εφικτό μετρώντας το βάθος δοκιμής (h<sub>0</sub>) και τη στάθμη του υπόγειου φρεάτιου ορίζοντα (hw). Ως βάθος δοκιμής ho λαμβάνεται η απόσταση από το ύψος του μανομέτρου έως το μέσον της βολίδας, ενώ το μανόμετρο βρίσκεται σε ύψος hb από την επιφάνεια του φυσικού εδάφους. Η υπολογιζόμενη υδροστατική πίεση που ασκείται στο περίβλημα δεν καταγράφεται από το μανόμετρο. Στις μετρήσεις λαμβάνεται υπόψη η συνολική πίεση ως ακολούθως:

$P = P_M + \gamma_W \cdot h_O$	Χωρίς την ύπαρξη υδροφόρου ορίζοντα
$P = P_M + \gamma_W \cdot (h_O - \Delta_{hw})$	Παρουσία υδροφόρου ορίζοντα

Η σχηματική απεικόνιση δίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 3.1: Σχηματική απεικόνιση πρεσσιομέτρου, εντός υδροφόρου ορίζοντα

# 4.2.8 Αποτελέσματα πρεσιομετρικών δοκιμών

Με τις πρεσιομετρικές δοκιμές προκύπτουν τα στοιχεία αντοχής του εδάφους, στις διάφορες στάθμες που εκτελούνται οι δοκιμές, στο πραγματικό γεωστατικό πεδίο τάσεων. Το πρεσιόμετρο, τύπου Ménard, παρέχει το μέτρο παραμόρφωσης και την πίεση διαρροής σε εγκάρσιο επίπεδο, κάθετο προς τον άξονα της γεώτρησης όπου έχει γίνει δοκιμή, δηλαδή σε οριζόντιο επίπεδο. Είναι αυτονόητο ότι η πίεση διαρροής προσδιορίζεται αμέσως εφόσον η δοκιμή έχει φτάσει τα όρια διαρροής του υλικού, αλλιώς προσδιορίζεται εμμέσως από ενδείξεις προδρόμων παρατηρήσεων.

Το αποτέλεσμα της δοκιμής είναι μια καμπύλη πιέσεων – παραμορφώσεων. Η καμπύλη αυτή ονομάζεται 'πρεσιομετρική καμπύλη' και διαχωρίζεται σε 3 τμήματα (Χ. Μαραγκός 1993):

- a) Στη φάση Ι επανασυμπίεσης των τοιχωμάτων της γεώτρησης, όπου εντιστοιχεί σε καμπύλη γραμμά κατά την αποκατάσταση της ισορροπίας που διαταράχτηκε από τη διάτρηση της οπής. Η πίεση στο τέλος αυτής της αρχικής φάσης ( $P_{OM}$ ) είναι περίπου ίση με την πίεση ηρεμίας ( $P_O = P_{OM} = \sigma_{HO}$ ).
- b) Στην ψευδοελαστική φάση Π. Η προοδευτική αύξηση της πίεσης ( $p > p_0$ ) προκαλεί παραμορφώσεις στην ελαστική κατάσταση του εδάφους. Η πρεσιομετρική καμπύλη είναι σχεδόν γραμμική κα σε αυτό το τμήμα προσδιορίζεται το πρεσιομετρικό μέτρο παραμόρφωσης (Standard Pressuremeter modulud  $E_M$ ) ως εξής:

$$\mathsf{E}_{\mathsf{M}} = 2(1+\mathsf{v}) \cdot (\mathsf{V}_{\mathsf{C}} + \frac{V_f + V_o}{2}) \cdot \left(\frac{P_f - P_o}{V_f - V_o}\right)$$

c) Στην ψευδοπλαστική φάση ΙΙΙ. Η προοδευτική αύξηση της πίεσης ( p>p<sub>f</sub> ) πέραν της πίεσης διαρροής p<sub>f</sub> δημιουργεί πλαστικές παραμορφώσεις στο υπέδαφος μέσα σε ένα κυλινδρικό πεδίο που περιβάλλει τη γεώτρηση. Πέραν του κυλινδρικού πεδίου το έδαφος παρουσιάζει ψευδοελαστική συμπεριφορά. Μεγαλύτερες αυξήσεις στην πίεση οδηγούν σε σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις του υπεδάφους. Η πρεσιομετρική καμπύλη σε αυτή τη φάση αντιστοιχεί σε ασύμπτωτη καμπύλη γραμμή στην οριακή τιμή του ορίου θραύσης p<sub>lim.</sub>

Η απεικόνιση των τριών φάσεων σύμφωνα με την αρχή λειτουργίας της πρεσιομετρικής καμπύλης δίνεται στο παρακάτω διάγραμμα. Ο λόγος Poisson θεωρείται σταθερός, όπως και ο αρχικός όγκος της βολίδας  $V_c = 535 \text{ cm}^3$  (σύμφωνα με το Centre d'Etudes Menard).

Ως οριακή πίεση λαμβάνεται είτε η τιμή του διαγράμματος που αντιστοιχεί σε όγκο  $(2 \cdot V_o + 535 \text{cm}^3)$  με βάση την καμπύλη της δοκιμής είτε η πίεση που αντιστοιχεί σε πολύ μεγάλο όγκο παραμόρφωσης (V→άπειρο) και προκύπτει σχεδιάζοντας το διάγραμμα 1/V (1/cm<sup>3</sup>) προς πίεση P (KPa).





Εικόνα 3.3.: Ερπυστική καμπύλη

- h<sub>o</sub> : υψομετρική διαφορά μεταξύ του μέσου της βολίδας και του μανόμετρου της συσκευής.
- hw : στάθμη υπόγειου φρεατίου ορίζοντα.
- Δh<sub>w</sub> : υψομετρική διαφορά μεταξύ του μέσου της βολίδας και της στάθμης του υπόγειου φρεατίου ορίζοντα στη γεώτρηση.
- h<sub>β</sub> : υψομετρική διαφορά μεταξύ του μανόμετρου της συσκευής και του μέσου της βολίδας κατά την αρχική βαθμονόμηση της πίεσης και του όγκου.
- γ<sub>w</sub> : 10 KN/m<sup>3</sup> το φαινόμενο βάρος του ύδατος.
- Plim : οριακή πρεσσιομετρική πίεση.
- P\* im : καθαρή οριακή (net) πρεσσιομετρική πίεση.
- $P_W$  : υδροστατική πίεση  $P_W = \gamma_W \cdot \Delta h_W$ .
- Pr : ερπυστική πίεση και πίεση στο όριο ελαστικής πλαστικής ζώνης.
- P<sub>m</sub> : πίεση που αναγράφεται στο μανόμετρο κατά τη δοκιμή.
- P : συνολική πίεση στη βολίδα κατά τη δοκιμή.
- v : 0,333, λόγος του Poisson
- Vo : αρχικός όγκος στο όριο ζώνης προσαρμογής ελαστικής ζώνης.
- $V_c$  : 535cm<sup>3</sup>, αρχικός όγκος βολίδας (σύμφωνα με Centre d' Etudes Menard).
- V<sub>m</sub> : διόρθωση όγκου κατά τη βαθμονόμηση όγκου μεταξύ ατμοσφαιρικής πίεσης και πίεσης όταν επιτυγχάνεται η επαφή βολίδας – χαλύβδινης άκαμπτης σωλήνας.
- $V_{(sec)}$ : όγκος που αναγράφεται στο μανόμετρο σε χρόνους 15, 30, 60 sec.
- vf : ερπυστικός όγκος και όγκος στο όριο ελαστικής πλαστικής ζώνης.

Για την εκτίμηση των παραπάνω μεγεθών υπάρχουν και εναλλακτικές προσεγγίσεις οι οποίες όμως δίνουν το ίδιο αποτέλεσμα. Για λόγους πληρότητας αναφέρονται παρακάτω:

Το μέτρο παραμόρφωσης υπολογίζεται, για μια περιοχή πίεσης, με την εξίσωση:

$$\mathbf{E}_{\mathrm{M}} = k \left( \boldsymbol{V}_{m} \right) \frac{\Delta p - \Delta p_{i}}{\Delta V}$$

Όπου,

 $E_M$ : μέτρο παραμόρφωσης. Για να μπορέσει να χρησιμοποιηθεί με έννοια ελαστικού μέτρου υπολογίζεται σε περιοχή πιέσεων λίγο πριν από το τέλος του ορίου αναλογίας  $p_f$ . Έχει μονάδες πιέσεων ενώ ανάλογα με τον κλάδο στον οποίο βρίσκεται η θεωρούμενη μεταβολή πίεσης το μέτρο ελαστικότητας χαρακτηρίζεται ως μέτρο φόρτισης ( $E_{ML}$ ) ή μέτρο αποφόρτισης ( $E_{MU}$ ) ή μέτρο επαναφόρτισης ( $E_{MAvg}$ ).

- $V_m$ : Ο μετρημένος στον ογκομετρικό σωλήνα του πίνακα διοχετευόμενος όγκος για να διασταλεί η τορπίλη από τον αρχικό της όγκο $V_o$ μέχρι  $V=V_o+V_m$ υπό την εφαρμοζόμενη πίεση  $p_m$ .
- $k(V_m)$ : Συντελεστής ο οποίος δίνεται από τον κατασκευαστή του οργάνου συναρτήσει του μεγέθους της επιβαλλόμενης μεταβολής όγκου και εκφράζεται σε μονάδες όγκου όπως και ο ΔV.
- Δp : Η εκάστοτε εξεταζόμενη μεταβολή πίεσης
- Δp<sub>i</sub>: Η μεταβολή της πίεσης αδρανείας / ακαμψίας του συστήματος η οποία αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη μεταβολή πίεσης Δp. Προσδιορίζεται από την επισημειούμενη καμπύλη βαθμονόμησης.
- ΔV : Η μεταβολή όγκου της τορπίλης, όπως μετριέται από τον όγκο του αντιστοίχως διοχετευόμενου νερού, αφού ληφθεί υπόψη ο όγκος που αναλίσκεται παρασιτικώς στην όποια διαστολή των τροφοδοτικών σωλήνων.

Η πίεση που ασκείται από τη διαστελλόμενη τορπίλη στο έδαφος είναι:

$$p = p_m + p_h - p_i(V_m)$$

Όπου:

- p: Η συνολική ασκούμενη πίεση στο έδαφος
- $p_m$ : Η μετρούμενη / δεικνυόμενη στο μανόμετρο πίεση
- ph: Η πρόσθετη υδροστατική πίεση από τη στήλη νερού στον τροφοδοτικό σωλήνα της τορπίλης. Είναι μια πρόσθετη σταθερή πίεση που υπολογίζεται από τη διαφορά στάθμης του νερού στον ελεγκτή όγκου στον πίνακα (CVP στην επιφάνεια του εδάφους) και του κέντρου της τορπίλης στη γεώτρηση, εάν το υπόγειο νερό έχει ορίζοντα κάτω από τη θέση της δοκιμής. Εάν το υπόγειο νερό βρίσκεται υψηλότερα, τότε η στήλη μετράται από την επιφάνεια μέχρι τον υπόγειο υδάτινο ορίζοντα.
- $p_i(V_m)$ : Η πίεση εξουδετέρωσης της αδράνειας / ακαμψίας της ελαστικής μεμβράνης, του προστατευτικού περιβλήματος της τορπίλης και του διάσχιστου σωλήνα της γεώτρησης (εάν υπάρχει τέτοιος). Η πίεση αυτή εξαρτάται από τον (συνολικό) όγκο  $V_m$  του νερού που χρειάζεται για να διασταλεί η τορπίλη από τη μηδενική πίεση μέχρι την εφαρμοζόμενη πίεση  $p_m + p_h$ . Η πίεση αυτή υπολογίζεται κατά προσέγγιση με συντελεστή που δίνει ο κατασκευαστής ή (καλύτερα) προσδιορίζεται από την καμπύλη της διεξαγόμενης δοκιμής βαθμονόμησης.

Η οριακή ακρότατη πίεση του εδάφους υπολογίζεται ως:

$$p_l = p_u + p_h - p_i$$

Όπου:

- $P_l: H$ ακρότατη οριακή πίεση διαρροής που πραγματοποιήθηκε στο έδαφος από την πρεσσιομετρική τορπίλη.
- $P_{u}$ : Η ακρότατη πίεση στο μανόμετρο όπως προσδιορίζεται από το πρεσσιομετρικό διάγραμμα. Εάν δεν έχει επιτευχθεί διαρροή, τότε η  $p_u$  εκτιμάται κατά προσέγγιση ως διπλάσια της πίεσης πέρατος ορίου αναλογίας  $p_f$ , δηλαδή της πίεσης στο σημείο που αρχίζει η απότομη ανάκαμψη μεταβολής όγκου  $\Delta V$ .

 $p_h$  &  $p_i$  : Opws oristhkan paraparánw.

Η διαστολή όγκου της τορπίλης εξαιτίας της επιβαλλόμενης πίεσης p είναι όση ο όγκος V του διοχετευόμενου υγρού, όπως μετριέται στον ογκομετρικό σωλήνα του πίνακα αφού όμως αφαιρεθεί από αυτόν ένας όγκος  $V_{\alpha}$  ο οποίος αναλίσκεται σε διαστολή της τροφοδοτικής σωλήνωσης (υπό την ασκούμενη πίεση). Δηλαδή είναι:

$$V_{true} = V_m - V_a$$

Όπου V<sub>true</sub>: Ο πραγματικός όγκος διαστολής / διεύρυνσης της τορπίλης.

- V<sub>m</sub>: Ο όγκος νερού που έχει διοχετευθεί για να διευρυνθεί η τορπίλη, όπως μετριέται στον ογκομετρικό σωλήνα του πίνακα.
- V<sub>α</sub>: Ο όγκος νερού που διοχετεύεται αναλισκόμενος σε διαστολή του σωλήνα τροφοδοσίας. Αυτός ο παρασιτικός όγκος είναι:

$$V_{\alpha} = a \times p_{m}$$

 α: Συντελεστής που δίνεται από τον κατασκευαστή του οργάνου ή υπολογίζεται κάνοντας δοκιμή με την τορπίλη μέσα σε (οιονεί) άκαμπτο χονδρότοιχο, χαλύβδινο σωλήνα.

Για εξεταζόμενες μικρές μεταβολές πίεσης, εάν θεωρηθεί σταθερή η  $V_{\alpha}$ είναι:  $\Delta V_{true} = \Delta V_m$ 

Η διόρθωση στην τιμή της πραγματικής πίεσης (με τους όρους  $p_h$  και  $p_i$ ) παίζει ουσιαστικότατο ρόλο στον υπολογισμό της οριακής / ακρότατης πίεσης  $p_l$ . Η διόρθωση  $V_{\alpha}$  στον όγκο διαστολής επηρεάζει, αλλά σε πολύ μικρότερο βαθμό το  $E_{M}$ .

#### 4.2.9 Ορολογία & εμπορικοί τίτλοι

Συχνά αντί των ελληνικών όρων χρησιμοποιούνται στην πράξη οι ξένες ονομασίες ως εμπορικοί τίτλοι. Για το λόγο αυτό οι βασικές έννοιες του πρεσιομέτρου που αναφέρθηκαν προηγουμένως παρουσιάζονται παρακάτω στη γαλλική και αγγλική γλώσσα.

Ελληνικός όρος	Γαλλικός όρος	Αγγλικός όρος
Τορπίλη	Sonde	Probe
Ελαστική μεμβράνη	Elastique membrane	Rubber membrane
Προστατευτικό περίβλημα	Gaine	Protective sheath
Διάσχιστος σωλήνας	Tube fendu	Slotted tube
Ακρότατη πίεση	Pression limite	Ultimate pressure
Πίεση διαρροής	Pression de fluage	Yield pressure
Μέτρο παραμόρφωσης	Module standard	Pressuremeter Young
	pressiometroque	modulus

Πίνακας 3.2

Πρεσσιόμετρα διαθέτουν αρκετές εταιρείες κατασκευής γεωτεχνικών οργάνων και μάλιστα υπό διάφορους τίτλους, όπως π.χ.:

Seditech, S.A.	(France)	όργανο 'Volumetrix'	
Testlab Corp	(USA – Illinois)	όργανο 'Geoprobe'	
Apageo Segelm	(France)	όργανο 'Menard Pressuremeter'	
Roctest	(USA - NY)	όργανα 'Menard Pressuremeter'	
		'Oyo Pressuremeter'	
		'Texam'	

'Fugro (Push-in) Pressuremeter'

'Pencel Pressuremeter'



Πηγή: 'Τεχνολογία διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών



Σχ.Τ.2-02 Πίνακας οργάνων, διακοπτών, δικλείδων και μανομέτρων πρεσιομέτρου τύπου Ménard (όπως παράγεται από την εταιρία Seditech S.A., Γαλλία), που βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους, πάνω από τη γεώτρηση όπου εισάγεται η πρεσιομετρική τορπίλη. Τα μανόμετρα δίνουν τις πιέσεις (σε μεγαλοκλίμακα και μικροκλίμακα) του νερού και του πεπιεσμένου αερίου. Οι ασκήσιμες και μετρήσιμες πιέσεις είναι στο εύρος Ο έως 5ΜΡα. Το ογκόμετρα νερού που βρίσκεται στην μεταβάνεια του πεπιεσμένου αερίου. Οι ασκήσιμες και μετρήσιμες πιέσεις είναι στο εύρος Ο έως 5ΜΡα. Το ογκόμετρα νερού που βρίσκεται σε κατακόρυφο γυάλινο σωλήνα στον ίδιο πίνακα μετρά την ποσότητα, άρα και την μεταβολή όγκου νερού που εισάγεται στη βολίδα. Στον ίδιο πίνακα βρίσκονται βάνες, κώδωνες ασφαλείας, εκτονωτές και λοιποί διακόπτες. Από τον πίνακα ξεκινούν οι δύο ομοαξονικοί πλαστικοί σωλήνες που οδηγούν και τροφοδοτούν την τορπίλη (Seditech, 1991).

#### Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών



Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών



Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών



Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών



Σχ.Τ.2-06 Πρεσιομετρική τορπίλη Ménard με εξωτερική επένδυση λωρίδων λεπτών μεταλλικι ελασμάτων για προστασία της ελαστικής μεμβράνης, όταν αυτή χρησιμοποιείται σε εδαφικ συνθήκες που μπορεί να την πληγώσουν. Με αυτή την επιπροστασία δυσχεραίνονται χειρισμοί και η ακαμψία της τορπίλης, αλλά μειώνεται το κόστος φθορών της τορπίλη (34) Μεταλλικός κυλινδρικός ακραίος δακτύλιος συγκράτησης του ελαστικού παρεμβύσμαι και των προστατευτικών ελασμάτων. (35) Ακραία χαλύβδινα κυλινδρικά στοιχεία τορπίλης ποροπαίται της τορπίλης.

#### Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών


Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστομομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών



Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών



#### Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών

### 4.3 Ντιλατόμετρα (Dilatometer)

#### 4.3.1 Γενική περιγραφή

Πολύ αργότερα από το πρεσιόμετρο Ménard, παρουσιάσθηκε το ντιλατόμετρο που δημιούργησε το Εθνικό Εργαστήριο Πολιτικού Μηχανικού (LNEC) της Πορτογαλίας.

Η διαφορά μεταξύ ντιλατομέτρου και πρεσιομέτρου έγκειται μόνο στον τρόπο μέτρησης της διαστολής της τορπίλης η οποία διαθέτει ελαστικό μανδύα που διαστέλλεται υπό την πίεση εισαγόμενου υγρού, ασκώντας ομοιόμορφη πίεση στα τοιχώματα της γεώτρησης. Το ντιλατόμετρο χρησιμοποιεί ενόργανα μέσα μέτρησης της διαστολής και επομένως η μέτρηση είναι ακριβέστερη. Για τον λόγο αυτό το ντιλατόμετρο προσφέρεται περισσότερο για σκληρότερους (λιγότερο ενδόσιμους) σχηματισμούς : σκληρά εδάφη και βράχους.

Υπάρχουν διάφορες κατασκευές ντιλατομέτρων με διάφορους τρόπους μέτρησης της διαστολής: με ένθετα στην τορπίλη μηκυνσιόμετρα (κυρίως ηλεκτρικά ή ανάλογα) ή με μικρομετρική διάταξη (μικροδοσομετρική αντλία / έμβολο) στην κορυφή της τορπίλης. Η μέτρηση γίνεται με εσωτερικά μηκυνσιόμετρα τα οποία μπορούν να είναι περισσότερα του ενός και να τοποθετηθούν σε περισσότερες από μία στάθμες μέσα στην τορπίλη. Έτσι μπορούν να καταγράφονται παραμορφώσεις σε διάφορες κατευθύνσεις και θέσεις, επιτρέποντας την αναγνώριση χαρακτηριστικών ανισοτροπίας και ανομοιογένειας.

#### 4.3.2 Λειτουργία των ντιλατομέτρων

Τα βασικά χαρακτηριστικά όλων των ντιλατομέτρων ως προς τη διαστολή και την άσκηση της πίεσης είναι ίδια με του πρεσιόμετρου :

- Ο χαλύβδινος κυλινδρικός σκελετός της τορπίλης περιβάλλεται από ελαστικό σωλήνα / μεμβράνη
- Η μεμβράνη διαστέλλεται από το διοχετευόμενο νερό (ή λάδι σε κάποιες λίγες περιπτώσεις) μεταξύ αυτής και του σκελετού της τορπίλης. Η άσκηση της πίεσης γίνεται με τη βοήθεια πεπιεσμένου αερίου (άζωτο, υδρογόνο, κλπ) σε φορητή φιάλη ή με αντλία / πρέσα (συνήθως χειροκίνητη)
- Στο άκρο της τορπίλης υπάρχει βαλβίδα εκτόνωσης (που ενεργοποιείται με διοχέτευση πεπιεσμένου αερίου ή με αναστροφή ροής του υδραυλικού συστήματος) για να συσταλεί η μεμβράνη όταν τελειώσει η ντιλατομέτρηση.

Όπως αναφέρθηκε, στα ντιλατόμετρα είναι ακριβέστερος ο τρόπος μέτρησης της διαστολής συγκριτικά με τα πρεσιόμετρα. Συγκεκριμένα, η διαστολή μπορεί να μετρηθεί με έναν από τους παρακάτω τρόπους:

- Ηλεκτρονικό μηκυνσιόμετρο ή απλά μηκυνσιόμετρα που μετρούν απευθείας τη μεταβολή διαμέτρου ή διαμέτρων
- Μικρομετρική διάταξη (πιστόνια ή άλλη) μέτρησης του όγκου του διοχετευόμενου υγρού για να διασταλεί η τορπίλη
- Αλλος

Η ακριβέστερη μέτρηση της διαστολής (ακρίβεια τάξεως ± 0,001mm ή ±1μ και ευαισθησία 0,0001mm ή 0,1μ) προσφέρεται για παρατήρηση μικρότερων παραμορφώσεων. Η δυνατότητα αυτή αξιοποιείται και δικαιολογείται με ικανότητα άσκησης μεγάλων πιέσεων.

Αρκετές παραλλαγές των ντιλατομέτρων λειτουργούν με την πίεση φιάλης πεπιεσμένου αερίου όπως το πρεσιόμετρο, ενώ ορισμένες άλλες χρησιμοποιούν χειροκίνητη αντλία / πρέσα με την οποία μπορούν να ασκηθούν πολύ μεγάλες πιέσεις.

Για την εισαγωγή του ντιλατομέτρου στην απαιτούμενη στάθμη δοκιμής εντός της γεώτρησης απαιτείται να παρίσταται γεωτρύπανο. Η παρουσία γεωτρύπανου είναι απαραίτητη καθώς αφενός η βύθιση γίνεται υποχρεωτικώς με χαλύβδινους σωλήνες / στελέχη του γεωτρύπανου (για τον προσανατολισμό της τορπίλης και την εξασφάλιση διέλευσης της ηλεκτρικής καλωδίωσης) και αφετέρου το ακόμη μεγαλύτερο κόστος της τορπίλης δεν επιτρέπει διακινδυνεύσεις βλάβης ή απώλειας της. Επομένως, το ισχυρότερο μέσο χειρισμών, το γεωτρύπανο, είναι απαραίτητο.

Η λογική της δημιουργίας του ντιλατομέτρου απευθύνεται σε ανθεκτικότερα, λιγότερο ενδόσιμα υλικά δηλαδή σε συνεκτικά εδάφη ή μαλακούς βράχους. Επομένως, η ντιλατομέτρηση γίνεται, ως επί το πλείστον, σε ανεπένδυτη διάτρηση, τουλάχιστον στο εκάστοτε δοκιμαζόμενο τμήμα. Η γεώτρηση μπορεί να διεξάγεται με χρήση σταθεροποιητικών διατρητικών αιωρημάτων (μπεντονίτης) ή με μεταλλική σωλήνωση στα υπερκείμενα της δοκιμής μήκη, αν χρειαστεί. Επειδή τα ντιλατόμετρα έχουν μικρή σχετικώς διαδρομή διαστολής, είναι ουσιωδώς αναγκαία η κατάλληλη διάμετρος οπής και με τοιχώματα στην ηπιότερη / καλύτερη δυνατή κατάσταση. Για να επιτευχθεί η σχεδόν αδιατάρακτη κατάσταση των τοιχωμάτων είναι μάλλον υποχρεωτική η διάτρηση με αδαμάντινη στεφάνη κοπτικού.

# 4.3.3 Τεχνολογία των ντιλατομέτρων

Τα ντιλατόμετρα έχουν διαφορετικές διαστάσεις στα επιμέρους τμήματα τους (τορπίλη, ελαστική μεμβράνη) ανάλογα με τον κατασκευαστή. Οι διάμετροι της τορπίλης κυμαίνονται από 44mm έως 116mm και το μήκος της τορπίλης είναι 5 έως 15 φορές η διάμετρος. Το μεγαλύτερο πρακτικό ενδιαφέρον συγκεντρώνεται στην τοποθέτηση οργάνου σε γεώτρηση NX δηλαδή σε γεώτρηση με διάμετρο σπής 76mm. Ενδεικτικά, για τορπίλη LNEC 74mm το ολικό μήκος τορπίλης / ολικό μήκος διαστελλόμενης μεμβράνης είναι 1050 / 765mm αντιστοίχως, ενώ για τορπίλη GeoSalzburg 95mm τα προαναφερθέντα μήκη είναι 1160 / 960mm.

Στα ντιλατόμετρα η μεταβολή της διαμέτρου δηλαδή η διαδρομή της διαστολής είναι σχετικώς περιορισμένη καθώς τα μηκυνσιόμετρα δεν είναι κατάλληλα για μεγάλα μεγέθη παραμορφώσεων. Συγκεκριμένα, η μεταβολή της διαμέτρου κυμαίνεται από 5mm (LNEC) έως 20mm (RocTest). Οι μέγιστες ασκήσιμες πιέσεις είναι αρκετά υψηλές της τάξεως των 20MPa ενώ φτάνουν και τα 35MPa σε κάποιες περιπτώσεις. Πολλοί από τους κατασκευαστές διαθέτουν δύο εκδόσεις για κάθε ντιλατόμετρο δηλαδή ντιλατόμετρο μέσων πιέσεων και υψηλών πιέσεων.

Τα περισσότερα ντιλατόμετρα λειτουργούν με ενσωματωμένα ηλεκτρονικά μηκυνσιόμετρα διαστολής διαμέτρων, επομένως πρέπει να υπάρχει ηλεκτρικό καλώδιο που συνδέει την τορπίλη με τα όργανα χειρισμού στην επιφάνεια, πέραν του σωλήνα υγρών άσκησης της πίεσης. Επομένως, στα πρεσιόμετρα υπάρχει ένα σύστημα ομοαξονικών σωλήνων ενώ στα ντιλατόμετρα υπάρχουν δύο αγωγοί επικοινωνίας. Με τις μηκυνσιομετρικές καταγραφές δίνονται πληροφορίες παραμόρφωσης κατά ορισμένη κατεύθυνση και επομένως προκύπτουν στοιχεία

ανισοτροπίας του εδάφους. Αυτό καθιστά αναγκαίο να τοποθετείται η τορπίλη με ελεγχόμενο προσανατολισμό μέσα στη γεώτρηση.

Η αξία ενός ντιλατομέτρου της εταιρείας RocTest είναι τάξεως 26.000\$ (1997), όπου εμπεριέχονται και τρεις εναλλακτικές μεμβράνες αξίας περίπου 6.000\$.

#### 4.3.4 Διεξαγωγή των ντιλατομετρήσεων

Ο τρόπος διεξαγωγής μια ντιλατομέτρησης είναι πολύ παρόμοιος με εκείνον της πρεσιομέτρησης. Οι ελάχιστες διαφορές οφείλονται στον τρόπο μέτρησης των διαστολών της τορπίλης καθώς δεν χρειάζονται συνεχείς δοκιμές βαθμονόμησης για κάθε συνδεσμολογία του οργάνου ενώ η κύρια φροντίδα εστιάζεται στην αξιοποίηση των καλών δυνατοτήτων άμεσης μέτρησης των ορισμένων διαμετρικών μεταβολών.

Τα τυπικά βήματα ντιλατομέτρησης περιλαμβάνουν :

- Πριν από την έναρξη διεξαγωγής των δοκιμών, ελέγχεται ότι ισχύουν τα πιστοποιητικά βαθμονόμησης των μηκυνσιομέτρων της τορπίλης και των μανομέτρων του υδραυλικού συστήματος. Η βαθμονόμηση (καλιμπράρισμα) είναι το διάγραμμα σύγκρισης των ενδείξεων των οργάνων προς το πραγματικό μέγεθος της μήκυνσης και της πίεσης. Η σύγκριση γίνεται ασκώντας διαστολή ή πίεση στο σύστημα και μετρώντας τα παραπάνω μεγέθη με πρότυπο μηκυνσιόμετρο ή πιεσόμετρο. Οι έλεγχοι βαθμονόμησης γίνονται σε ορισμένα χρονικά διαστήματα (1 έως 3 έτη αναλόγως της χρήσης και των συνθηκών αποθήκευσης) και οπωσδήποτε μετά από κάθε αλλαγή οργάνου (μανομέτρου ή μηκυνσιομέτρου ή καταγραφικού).
- Συναρμολογείται η τορπίλη, ο σωλήνας υδραυλικής τροφοδοσίας και το ηλεκτρικό καλώδιο. Εάν το σύστημα προβλέπει τους αγωγούς να οδεύουν από το εσωτερικό των χαλύβδινων σωληνωτών στελεχών, προετοιμάζεται το σύστημα έτσι ώστε να μπορεί να γίνει η βύθιση της τορπίλης με τη μέγιστη ταχύτητα και την μεγαλύτερη ευκολία χειρισμών. Αυτό το σημείο χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή ώστε να προφυλαχθούν οι αγωγοί από οποιαδήποτε πληγή.
- Συνδέονται οι αγωγοί με τα καταγραφικά όργανα και δοκιμάζεται η λειτουργία των συνδέσεων και των κυκλωμάτων, δηλαδή η καλή λειτουργία ασκήσεων πιέσεων και μετρήσεων. Γεμίζεται ο υδραυλικός σωλήνας με το υγρό (νερό ή λάδι ή άλλο υγρό που προδιαγράφει ο κατασκευαστής) για να γίνει βέβαιη η απόλυτη στεγανότητα του συστήματος και εν συνεχεία εκκενώνεται μέσω της βαλβίδας έκλυσης / εκκένωσης ώστε να καταβιβαστεί συνεσταλμένη η τορπίλη μέσα στη γεώτρηση.
- Βυθίζεται η τορπίλη στη γεώτρηση έως την στάθμη της πρώτης προς εκτέλεση δοκιμής. Εφόσον η τορπίλη διαθέτει μηκυνσιόμετρα διαμετρικής διαστολής, είναι ουσιώδες να βυθιστεί με ορισμένο προσανατολισμό ώστε να είναι γνωστή η κατεύθυνση των μετρούμενων παραμορφώσεων. Ακολούθως σταθεροποιείται η στήλη μέσω των στελεχών.
- Συμπληρώνεται πλήρως με νερό, συνδέονται οι αγωγοί και μηδενίζονται οι αρχικές ενδείξεις.
- Εφαρμόζεται η πρώτη βαθμίδα πίεσης. Στην εκάστοτε καταγραφόμενη πίεση μανομέτρου πρέπει να προστίθεται η υδροστατική πίεση της στήλης από τη στάθμη του μανομέτρου μέχρι την στάθμη του υπόγειου νερού ή τη στάθμη της δοκιμής (οποιαδήποτε εκ των δύο είναι υψηλότερη). Καταγράφονται οι αντίστοιχες επιμηκύνσεις (με διπλές μετρήσεις) σε κάθε διεύθυνση μηκυνσιομετρικού οργάνου.
- Η πλήρης ντιλατομέτρηση περιλαμβάνει βήματα σταδιακής αύξησης της πίεσης, μετά από κάποια στάθμη σταδιακή αποφόρτιση, επαναφόρτιση κ.οκ. Σε

περίπτωση που απαιτείται διερεύνηση της ερπυστικής συμπεριφοράς του εδάφους, η πίεση διατηρείται σταθερή επί πολύ μακρό χρονικό διάστημα σε ορισμένες ή και σε όλες τις βαθμίδες πίεσης.

- Πριν την έναρξη των δοκιμών σε μία γεώτρηση προσδιορίζεται και καταγράφεται η στάθμη του ορίζοντα του υπόγειου νερού. Επίσης, από τον έλεγχο των πυρήνων της γεώτρησης (εάν αυτή είναι δειγματοληπτική ή από τα δείγματα άλλης κοντινής γεώτρησης) καταγράφεται η φύση και η δομή του πετρώματος (πετρογραφία, κατάσταση κερματισμού και αποσάθρωσης πυκνότητα και προσανατολισμός ασυνεχειών, κλπ) ώστε να ληφθούν υπόψη στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων.
- Οταν τελειώσει η δοκιμή, μέσω της βαλβίδας εκτόνωσης συστέλλεται η τορπίλη για να μπορεί να μετακινηθεί στην επόμενη στάθμη της δοκιμής.
- Εάν η δοκιμή γίνεται με όργανο / τορπίλη μηκυνσιομετρικής διάταξης, η δοκιμή επαναλαμβάνεται στην ίδια στάθμη αλλά στρέφεται σε διαφορετικό προσανατολισμό. Εάν δεν υπάρχει ορισμένη άλλη προτίμηση τότε η πρώτη δοκιμή γίνεται σε προσανατολισμό Βορρά Νότου και η δεύτερη (ή και τρίτη) σε ορισμένη γωνία οριζόντιας διαστροφής.

### 4.3.5 Αποτελέσματα ντιλατομετρήσεων

Το μέτρο ελαστικότητας του πετρώματος υπολογίζεται με την ακόλουθη εξίσωση, που απορρέει ευθέως από την ελαστική επίλυση 'χονδρότοιχου σωλήνα' του Lamé :

$$\mathbf{E} = \frac{\Delta p}{\Delta D} D_0 (1 + v)$$

Όπου:

Ε: Το μέτρο ελαστικότητας του υλικού, θεωρούμενου ότι συμπεριφέρεται ελαστικώς, στην εξεταζόμενη περιοχή έντασης. Κατά κανόνα επιλέγεται περιοχή πιέσεων όπου το διάγραμμα πιέσεων – διαστολών παρουσιάζει συμπεριφορά που μπορεί να θεωρηθεί αρκετά ικανοποιητικώς ελαστική.

Δp: Πεπερασμένη μεταβολή της πίεσης

ΔD: Πεπερασμένη μεταβολή (ορισμένης) διαμέτρου της τορπίλης που αντιστοιχεί στην Δp

Do: Αρχική (κατά την έναρξη άσκησης πιέσεων) διάμετρος της τορπίλης

ν: Λόγος κενών του πετρώματος. Αυτός εκτιμάται μέσω άλλων διαθέσιμων πληροφοριών για το ίδιο πέτρωμα (π.χ. εργαστηριακές δοκιμές επί των δειγμάτων ή γεωφυσική διασκόπηση, κ.α). Εάν δεν διατίθενται άλλες τέτοιες πληροφορίες τότε συνήθως τίθεται v=0,33 για βραχομάζα έως v=0,45 για συνεκτικό-κορεσμένολεπτόκοκκο (αργιλικό) εδαφικό υλικό.

Το μέτρο Ε υπολογίζεται από τον λόγο της διαφοράς / μεταβολής πίεσης και διαστολής μεταξύ δύο σημείων της καμπύλης του διαγράμματος των μετρήσεων, όπου το πρώτο βρίσκεται στη θέση της υφισταμένης προηγουμένης εντατικής κατάστασης και το δεύτερο στο τέλος της προβλεπόμενης επιφόρτισης από το σχεδιαζόμενο έργο. Έτσι το υπολογιζόμενο μέτρο είναι εφαπτομενικό μέτρο στην περιοχή της αναμενόμενης πρόσθετης έντασης. Αυτό το εφαπτομενικό μέτρο είναι πολύ γειτονικό ή και ταυτίζεται με το επιβατικό (τέμνον) μέτρο στην περίπτωση περίπου ή απολύτως ελαστικού υλικού. Το μέτρο ελαστικότητας Ε το οποίο υπολογίζεται από τον κλάδο ανόδου πιέσεων είναι μέτρο φόρτισης (Eid) ενώ εκείνο αντιπροσωπεύει καλύτερα το ιδανικό μέτρο ελαστικότητας. Όταν χρησιμοποιείται κλάδος αποφόρτισης είναι εύλογο να λαμβάνονται σημεία στην αρχή του κατερχόμενου κλάδου καθώς τα ακραία προς τα κάτω σημεία είναι επηρεασμένα από τοπικές ανωμαλίες του συστήματος.

Διαθέτοντας μηκυνσιομετρήσεις περισσότερων διαμέτρων της ντιλατομετρικής τορπίλης, προσδιορίζουμε σχετικές παραμορφώσεις και αντίστοιχες τιμές Ε σε διάφορες κατευθύνσεις. Αξιοποιώντας τέτοια δεδομένα, αποκτούμε εικόνα για τον προσανατολισμό της ανισοτροπίας.

### 4.3.6 Ορολογία και εμπορικοί τίτλοι

Συχνά αντί των ελληνικών όρων χρησιμοποιούνται στην πράξη οι ξένες ονομασίες ως εμπορικοί τίτλοι. Για το λόγο αυτό οι βασικές έννοιες του ντιλατομέτρου που αναφέρθηκαν προηγουμένως παρουσιάζονται παρακάτω στη γαλλική και αγγλική γλώσσα.

Ελληνικός όρος	Γαλλικός όρος	Αγγλικός όρος
Ντιλατόμετρο	Dilatomètre	Dilatometer
Γεώτρηση	Forage	Borehole
	Bouteile de gaz	
Φιάλη πεπιεσμένου αερίου	comprimé	Gas pressure bottle
Τορπίλη	Sonde	Probe
Χαλύβδινος κυλινδρικός	Carcasse métallique de	Steel cylindrical
σκελετός της τορπίλης	la sonde	body of the probe
Μεμβράνη	Membrane	Membrane
Ελαστικό περίβλημα	Gaine élastique	Rubber jacket
Διογκώσιμη μεμβράνη	Membrane infatable	Infatable membrane
	Gonflement-	
Διαστολή-συστολή	dégonfelement	Inflate - deflate the
της μεμβράνης	de la membrane	membrane
Μηκυνσιόμετρα	Extensomètres	Extensometers
Κεφαλή επαφής	Tète de contact	Contact head
Μετατροπέας μετατοπίσεων	Convertisseur des	Displacement
	déplacements	transducer
Ηλεκτρικός καταγραφέας	Registrateur électrique	Electrical strain follower
επιμηκύνσεων	des élongations	
Διπλό έμβολο	Piston duplex	Dual piston
Καταγραφέας πίεσης	Capteur de pression	Pressure captor
Μετρητική γέφυρα	Pont de mesure	Measurement bridge
Μονάδα ψηφιακών αναγνώσεων	Boîte de mesure	Digital readout unit
	numériques	
Μονάδα μετρήσεων με		
γραμμικούς	Module des mesure avec	Measuring module with
μετατροπείς, καταγράφουσα τους	convertisseurs linéaires	linear transducers
εσπιεζόμενους όγκους	enregistrant les volumes	monitoring the injected
	injectés	volume
Σωλήνας τροφοδοσίας και		
ηλεκτρικο	Conduit d'alimentation et	Alimentation pipe and
καλώδιο μετοήσεων	câble des mesures	cable
Υδραμλικός και ηλεκτοικός		Hydraulics and
ανωνός	Lignes hydraulique et	electrical
	électrique	lead lines
Βαλβίδα εκτόνωσης	Valve de relâchement	Relief valve
= = = = = = = = = = = = = = = = = = = =		

Πίνακας 3.3

Ντιλατόμετρα διαθέτουν αρκετές εταιρείες κατασκευής γεωτεχνικών οργάνων υπό διάφορους τίτλους, όπως:

- □ Interfels GmbH (Deutscheland) όργανο LNEC – Rocha □ GeoSalzburg GmbH (Austria) όργανο System Solexperts όργανο TRIMOD, PROBEXT – 1
- □ RocTest (USA, NY)



2χ.1.3-01 Τυπκη μορφή ντιλατομέτρου, όπως μορφώθηκε από τις αρχικές του εμφανίσεις. Διακρίνεται η ομοιότητα με το πρεσιόμετρο Ménard, με διαφορά την ενσωμάτωση ηλεκτρονικού συστήματος μέτρησης διαστολών.

("La Mécanique des Roches Appliquée aux Ouvrages du Génie Civil," édite par M. Panet, 1976 – Association Amicale Des Ing. Anciens Élevés de l'École Nat. Ponds & Chaussées). αποτελείται από χαλύβδινο κύλινδρο περιβαλλόμενο από μεμβράνη ελαστική πάχους 4mm. Αυτή διευρύνεται, υπό την πίεση νερού ή λαδιού, μεταξύ του κυλίνδρου και του περιβλήματος. Η τορπίλη συνδέεται με το σύστημα επιφανειακού χειρισμού μέσω σωλήνα τροφοδοσίας υγρού και καλωδίου μεταφοράς ηλεκτρικών σημάτων. Οι διαμετρικές διαστολές μετρούνται απευθείας σε δύο ή περισσότερες διαμέτρους μέσω ηλ. μετατροπέων. Έτσι η μέτρηση είναι ακριβέστερη σε μικρότερες διαστολές, καθιστώντας το όργανο χρησιμότερο σε σκληρότερα εδάφη. Η τορπίλη βυθίζεται στη θέση της στη γεώτρηση μέσω χαλύβδινων στελεχών, συνεχώς καθοδηγημένου προσανατολισμού, ώστε να είναι γνωστό το αζιμούθιο των μετρητών διαστολής. Η βαλβίδα λειτουργεί με πεπιεσμένο αέρα για χειρισμό εκκένωσης. (International Society of Rock Mechanics - "Suggested Methods for Deformability Determination, using a flexible dilatometer" 1987 - B. Laplanyi).

- Υδραυλικό στοιχείο συνιστώμενο από διπλό έμβολο και κυλινδρικό σύστημα χειρισμού διαστολής ή συστολής της μεμβράνης.
- (3) Στοιχείο μέτρησης με γραμμικό μετατροπέα που καταγράφει τη μεταβολή όγκου διαστολής.
- (4) Υδραυλικός σωλήνας και ηλεκτρικό καλώδιο
- (5) Χειροκίνητη πρέσα και μανόμετρο.
- (6) Ψηφιακός πίνακας αναγνώσεων.

(7) Προαιρετικός μετατροπέας πίεσης.

Ντιλατόμετρο Σχ.Τ.3-03 εταιρίας Probex-1 της RocTest. Διάμετρος 76mm 82.5, ελάχιστη (μεγίστη Μεγίστη πίεση 73mm). 30ΜΡα. Ακρίβεια μέτρησης διαστολής από καταγραφή διοχετευόμενου όγκου υγρού (δηλαδή μέσης διεύρυνσης) 0.001mm.

#### Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών



Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών



Πηγή: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων', Όμιλος Τεχνικών Μελετών

122

# 5 Εμπειρικές σχέσεις εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας

# **5.1** Γενικά

Η εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας είναι ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα κατά τον σχεδιασμό υπογείων έργων ενώ έχει μεγάλη σημασία τόσο κατά τη φάση της εκσκαφής όσο και κατά τη φάση υποστήριξης τους.

Η δυσκολία έγκειται στην ύπαρξη ασυνεχειών η οποία δυσκολεύει την απευθείας και άμεση μέτρηση των παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας. Επομένως, έχουν αναπτυχθεί εμπειρικά μοντέλα πρόβλεψης (predictive empirical models) των μηχανικών ιδιοτήτων των βραχομαζών τα οποία έχουν τη μορφή εξισώσεων και χρησιμοποιούνται ευρέως στη βραχομηχανική.

Το παρόν κεφάλαιο εστιάζεται στο μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας (rock mass deformation modulus) ενώ αναφέρονται οι εμπειρικές σχέσεις εκτίμησης του οι οποίες έχουν προταθεί μέχρι σήμερα. Ακόμα, γίνεται αναφορά σε ιδιαίτερα θέματα που σχετίζονται με το μέτρο παραμορφωσιμότητας τα οποία περιέχονται σε σύγχρονα άρθρα.

# **5.2** Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχομάζας (rock mass deformation modulus)

Το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας (rock mass deformation modulus) ουσιαστικά εκφράζει την παραμορφωσιμότητα (deformability) ενός σχηματισμού και δείχνει τη σχέση ανάμεσα στην εφαρμοζόμενη τάση και την αναπτυσσόμενη ένταση. Αποτελεί μια σημαντική παράμετρο (input parameter) η οποία εισάγεται σε οποιαδήποτε αριθμητική ανάλυση μελέτης υπογείου έργου καθώς επηρεάζει τις επικείμενες παραμορφώσεις. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί ο σχεδιασμός της προσωρινής υποστήριξης και τελικής επένδυσης μιας σήραγγας κατά τον οποίον είναι σημαντική η εκτίμηση των παραμορφώσεων και συγκλίσεων της περιβάλλουσας βραχομάζας.

Με βάση την καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων (εικόνα 4.1) υπάρχουν αρκετοί εναλλακτικοί ορισμοί οι οποίοι μπορούν να αποδοθούν στο μέτρο παραμορφωσιμότητας.



**Εικόνα 5.1 :** Καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων (Hoek E., M.S. Diederichs: Empirical estimation of rock mass modulus)

Υπάρχει το αρχικό εφαπτομενικό μέτρο (1) (initial tangent modulus) το οποίο σχετίζεται με το αρχικό τμήμα της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων. Το αρχικό εφαπτομενικό μέτρο (1) ενδεχομένως δεν συσχετίζεται με τις μηχανικές ιδιότητες της βραχομάζας αλλά κυρίως με το κλείσιμο των μικρορωγμών της περιβάλλουσας βραχομάζας λόγω της φόρτισης που επιβάλλει το μηχάνημα δοκιμής (plate jacking test). Ακόμα, ορίζεται το ελαστικό εφαπτομενικό μέτρο ή μέτρο ελαστικότητας (2) (elastic tangent modulus or modulus of elasticity) και το διατμητικό μέτρο παραμορφωσιμότητας (4) (secant modulus of deformation). Λόγω των ασυνεχειών η βραχομάζα συμπεριφέρεται μη ελαστικά και επομένως προτιμάται η χρήση του μέτρου παραμορφωσιμότητας (deformation modulus) αντί του μέτρου ελαστικότητας του Young (elastic modulus or Young modulus).

# 5.3 Predictive empirical models of rockmass deformation modulus

Οι in-situ δοκιμές οι οποίες διεξάγονται για τον άμεσο προσδιορισμό του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας είναι χρονοβόρες, ασύμφορες οικονομικά ενώ η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων τους αμφισβητείται. Ειδικά οι δοκιμές των ντιλατομέτρων / πρεσσιομέτρων είναι επιρρεπείς σε λάθη και ενδέχεται το μετρούμενο μέτρο παραμορφωσιμότητας να μην είναι το πραγματικό. Τα αποτελέσματα τέτοιου είδους δοκιμών θεωρούνται αξιόπιστα μόνο εάν ο αριθμός των μετρήσεων θεωρείται επαρκής.

Για τους παραπάνω λόγους πολλοί συγγραφείς έχουν προτείνει εμπειρικές σχέσεις για την εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας οι οποίες βασίζονται σε συστήματα ταξινόμησης της βραχομάζας, όπως το Rock Mass Rating System (RMR), το Tunneling Quality Index (Q) και το Geological Strength Index (GSI). Οι εμπειρικές σχέσεις βασίζονται στη συλλογή δεδομένων (collected data) από δοκιμές πεδίου (field tests) και επομένως τυγχάνουν βελτίωσης όσο αυξάνεται ο αριθμός των δεδομένων. Παρακάτω αναφέρονται οι πιο γνωστές εμπειρικές σχέσεις οι οποίες βασίζονται στα δεδομένα των Serafim and Pereira, Bieniawski και Stephen and Banks. Ακόμα παρουσιάζεται το αντίστοιχο γράφημα των εξισώσεων στο οποίο φαίνεται κατά πόσον αντιπροσωπεύονται τα δεδομένα από τις προτεινόμενες σχέσεις.

Field data Field data	Serafim and Pereira [4] Bienjawski [5]
Field data	Stephens and Banks [6]
$E_{\rm rm} = 2 {\rm RMR} - 100$	Bieniawski [5]
$E_{\rm rm} = 10^{(({\rm RMR}-10)/40)}$	Serafim and Pereira [4]
$E_{\rm rm} = E_i / 100(0.0028 \text{RMR}^2 + 0.9 \exp(\text{RMR}/22.82)), E_i = 50 \text{ GPa}$	Nicholson and Bieniawski [12]
$E_{\rm rm} = E_i (0.5(1 - \cos(\pi {\rm RMR}/100))),  E_i = 50 {\rm ~GPa}$	Mitri et al [9]
$E_{\rm m} = 0.1 ({\rm RMR}/10)^3$	Read et al. [7]
$E_{\rm rm} = 10 Q_c^{1/3}$ where $Q_{\rm c} = Q \sigma_{\rm ci} / 100, \ \sigma_{\rm ci} = 100$ MPa	Barton [8]
$E_{\rm rm} = (1 - D/2) \sqrt{\sigma_{\rm ci}/100} \times 10^{(({\rm RMR} - 10)/40)},  D = 0, \ \sigma_{\rm ci} = 100 {\rm MPa}$	Hoek et al. [13]
$E_{\rm rm} = E_{\rm i} (s^a)^{0.4}, \ E_{\rm i} = 50 {\rm GPa}, \ s = \exp(({\rm GSI} - 100)/9),$	Sonmez et al. [10]
$a = 1/2 + 1/6(\exp(-GSI/15) - \exp(-20/3)), GSI = RMR$	
$E_{\rm rm} = E_i s^{1/4}, \ E_i = 50 {\rm GPa}, \ s = \exp(({\rm GSI} - 100)/9)$	Carvalho [11]
$E_{\rm rm} = 7(\pm 3)\sqrt{Q'},  Q' = 10(({\rm RMR} - 44)/21)$	Diederichs and Kaiser [14]
	Field data Field data Field data $E_{\rm rm} = 2RMR - 100$ $E_{\rm rm} = 10^{((RMR-10)/40)}$ $E_{\rm rm} = E_i/100(0.0028RMR^2 + 0.9 \exp(RMR/22.82)), E_i = 50 GPa$ $E_{\rm rm} = E_i(0.5(1 - \cos(\pi RMR/100))), E_i = 50 GPa$ $E_{\rm rm} = 0.1(RMR/10)^3$ $E_{\rm rm} = 10Q_c^{1/3}$ where $Q_c = Q\sigma_{ci}/100, \sigma_{ci} = 100$ MPa $E_{\rm rm} = (1 - D/2)\sqrt{\sigma_{ci}/100} \times 10^{((RMR-10)/40)}, D = 0, \sigma_{ci} = 100$ MPa $E_{\rm rm} = E_i(s^a)^{0.4}, E_i = 50$ GPa, $s = \exp((GSI - 100)/9),$ $a = 1/2 + 1/6(\exp(-GSI/15) - \exp(-20/3)), GSI = RMR$ $E_{\rm rm} = E_i s^{1/4}, E_i = 50$ GPa, $s = \exp((GSI - 100)/9)$ $E_{\rm rm} = 7(\pm 3)\sqrt{Q'}, Q' = 10((RMR - 44)/21)$

Πίνακας 5.1: Εμπειρικές σχέσεις εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας με βάση τα δεδομένα του γραφήματος της εικόνας 2 (Hoek E., Diederichs M.S.,

Empirical estimation of rock mass deformation modulus)



**Εικόνα 5.2:** Εμπειρικές σχέσεις πρόβλεψης του μέτρου παραμορφωσιμότητας συγκρινόμενες με τις in-situ μετρήσεις. (Hoek E., Diederichs M.S., Empirical estimation of rock mass deformation modulus)

Οι περισσότερες από τις παραπάνω εξισώσεις δίνουν καλές εκτιμήσεις και αντιπροσωπεύουν σε πολύ μεγάλο βαθμό τα field data. Παρατηρείται ακόμα πως για το μέτρο παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου οι εκθετικές εξισώσεις δίνουν πτωχές ερμηνείες λόγω των ασυμπτωτικών ευθειών που τείνουν στο άπειρο. Για το λόγο αυτό, οι Read et al και Barton πρότειναν τη χρήση καμπυλών τρίτου βαθμού ώστε να είναι καταλληλότερη η εκτίμηση για το μέτρο παραμορφωσιμότητας άρρηκτου βράχου. Αργότερα, κάποιοι ερευνητές (Mitri, Sonmez, Carvalho) εισήγαγαν στις εξισώσεις τους το μέτρο παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου E<sub>i</sub>, αλλά αυτές οι εξισώσεις δίνουν πτωχά αποτελέσματα σε όλο το εύρος της συγκεκριμένης ομάδας δεδομένων. Όλες οι παραπάνω σχέσεις θεωρούν ότι η βραχομάζα συμπεριφέρεται ισοτροπικά και δεν υπάρχει εκλεκτικός προσανατολισμός αστάθειας. Σε περίπτωση ιδιαίτερων γεωλογικών συνθηκών (π.χ. θεμελίωση σε σχιστώδη υλικά), το μέτρο παραμορφωσιμότητας ποικίλλει ανάλογα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Οι περιπτώσεις αυτές βρίσκονται εκτός ενδιαφέροντος του παρόντος κεφαλαίου καθώς απαιτείται αριθμητική προσομοίωση του συστήματος των ασυνεχειών.

Στο άρθρο των Zhang and Einstein αναφέρεται πως ο βαθμός αύξησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας μειώνεται καθώς αυξάνει το άνοιγμα των ασυνεχειών. Οι ερευνητές αποφάσισαν να προτείνουν εναλλακτική μορφή εξίσωσης η οποία να περιλαμβάνει την παραδοχή αύξησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας καθώς η μάζα γίνεται πιο συμπαγής. Για το λόγο αυτό εισήγαγαν την σιγμοειδή συνάρτηση (sigmoid function) σε μία νέα εναλλακτική εμπειρική σχέση εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας, την εξίσωση Hoek&Diederichs 2006.

# **5.4** *Simplified Hoek&Diederichs equation 2006*

Για την εκπόνηση της εμπειρικής σχέσης Hoek&Diederichs 2006 οι ερευνητές στηρίχτηκαν σε δεδομένα από in situ δοκιμές στην Taiwan και στην Κίνα. Τα δεδομένα αυτά παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα μετά την αφαίρεση των ενδεχομένως εσφαλμένων στοιχειών.

Rocktype	Number of tests	Rocktype	Number of tests	Rocktype	Number of tests
Sedimentary	260	Igneous	179	Metamorphic	55
Sandstone	117	Basalt	46	Slate	26
Limestone	61	Migmatite	35	Quartzite	10
Siltstone	54	Aglomerate	30	Argillite	7
Silty-Shale	7	Diorite	20	Chlorite	2
Claystone	2	Granite	16	Gneiss	2
Conglomerate-Mudstone	6	Dolerite	15	Schist	2
Mudstone	5	Andesite	11	Metaconglomerate	6
Shale	5	Andesite-Tuff	5		
Sandy-Shale	3	Gabbro	1		
Year 2000–2005	12			BMB or CSI and a	
1990-1999	197			KMK or GSI ranges	4
1930-1939	141			0-20	
19/0-19/9	120			20-30	42
1960-1969	18			30-40 40 50	42
Country				40-30	07
Country	457			50-00 60-70	163
Taiwan	37			70 - 20	63
Taiwan	51			70-80 80 00	32
				00-50 00-100	55 A
				50-100	4
Test Type					
Back Analysis	18				
Flat Jack	53				
Plate Tests	423				

**Πίνακας 5.2:** Δεδομένα in situ δοκιμών από Taiwan και Κίνα (Hoek E., Diederichs M.S., Empirical estimation of rock mass deformation modulus)

Οι τιμές των μέτρων παραμορφωσιμότητας των παραπάνω δεδομένων και οι αντίστοιχες τιμές GSI απεικονίζονται στο παρακάτω διάγραμμα:



**Εικόνα 5.3:** Μετρημένες τιμές rockmass deformation modulus (Hoek E., Diederichs M.S., Empirical estimation of rock mass deformation modulus)

Για τα παραπάνω δεδομένα έχει θεωρηθεί ως υπόθεση ότι η βραχομάζα συμπεριφέρεται ισότροπα. Ακόμα, θεωρείται πως το άνω όριο των δεδομένων (upper bound) αντιπροσωπεύει το μέτρο παραμορφωσιμότητας του μη διαταραγμένου βράχου ο οποίος βρίσκεται γύρω από την οπή της σήραγγας. Η διαταραχή που προκαλείται στη βραχομάζα λόγω διάνοιξης του υπογείου έργου απομειώνει την τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας από το ανώτατο όριο (upper bound) και υποδηλώνεται από τον συντελεστή διαταραχής D (disturbance factor). Επιπλέον, έχει θεωρηθεί ότι η μέγιστη τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας αντιστοιχεί σε συμπαγή βράχο με τιμή GSI 90÷100.

Η νέα εναλλακτική εμπειρική σχέση εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας των Hoek&Diederichs 2006 στηρίζεται στην παραδοχή αύξησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας καθώς γίνεται πιο συμπαγής η μάζα. Η παραδοχή αυτή ικανοποιείται δίνοντας στην νέα σχέση τη μορφή σιγμοειδούς συνάρτησης (sigmoid function):

$$y = c + \frac{a}{1 + e^{-((x-x_0)/b)}}.$$

Οι σταθερές α και b αντικαθίστανται από εκφράσεις του GSI και D έτσι ώστε να αντιπροσωπεύουν περισσότερο από το 90% των δεδομένων, ώστε τελικά η σχέση να πάρει την παρακάτω τελική μορφή, η οποία ονομάζεται απλοποιημένη εξίσωση Hoek&Diederichs (Simplified Hoek&Diederichs equation):

$$E_{\rm rm}({\rm MPa}) = 100,000 \left( \frac{1 - D/2}{1 + e^{((75 + 25D - {\rm GSI})/11)}} \right)$$

Να σημειωθεί ότι η απλοποιημένη εξίσωση Hoek&Diederichs προσεγγίζει πολύ ικανοποιητικά τα δεδομένα του γραφήματος της εικόνας 5.3 για τις χαρακτηριστικές τιμές του συντελεστή διαταραχής D. Στο παρακάτω γράφημα απεικονίζεται η συσχέτιση των Ταϊβανέζικων δεδομένων με την απλοποιημένη εξίσωση Hoek&Diederichs για D=0 (αδιατάρακτος/undisturbed), για D=0,5 (μερικώς διαταραγμένος/partially disturbed) και D=1 (εντελώς διαταραγμένος/fully disturbed).



**Εικόνα 5.4:** Σύγκριση της Simplified Hoek&Diederichs equation με τις in-situ μετρήσεις του rockmass deformation modulus από Taiwan και Κίνα (Hoek E., Diederichs M.S., Empirical estimation of rock mass deformation modulus)

Η καταλληλότητα της νέας εξίσωσης ελέγθηκε και με τη βοήθεια των δεδομένων των Serafim and Pereira, Bieniawski και Stephen and Banks, τα οποία θεωρούνται αξιόπιστα παγκοσμίως. Διαπιστώθηκε πως η απλοποιημένη εξίσωση Hoek&Diedrichs είναι συμβατή με τις παραπάνω σειρές δεδομένων για αδιατάρακτες συνθήκες με συντελεστή διαταραχής D=0 (upper bound, undisturbed conditions), όπως φαίνεται στο παρακάτω γράφημα.



**Εικόνα 5.5:** Σύγκριση της Simplified Hoek&Diederichs equation με τα δεδομένα των Serafim and Pereira, Bieniawski και Stephens&Banks (Hoek E., Diederichs M.S., Empirical estimation of rock mass deformation modulus)

Συνίσταται οι τιμές της νέας εξίσωσης οι οποίες αντιστοιχούν σε συντελεστή διαταραχής D=0 να χρησιμοποιούνται για σχεδιασμό βαθιών σηράγγων όπου υπάρχουν συνθήκες αδιατάρακτης βραχομάζας υπό πεδίο περιοριστικών τάσεων (confined conditions).

Σε αβαθείς σήραγγες, πρανή και θεμελιώσεις είναι σημαντική η διαταραχή της βραχομάζας (D≠0) και επομένως η τιμή η οποία θα αποδοθεί στον δείκτη διαταραχής της βραχομάζας έχει σημαντική επιρροή στην εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας. Είναι δύσκολο να δοθούν ακριβείς τιμές για τον δείκτη D καθώς εξαρτώνται από την εκσκαφή και τις συνθήκες φόρτισης της κάθε κατασκευής. Οι τιμές που αποδίδονται στον δείκτη D έχουν προέλθει από διάφορες υποθέσεις έργων (case histories) ώστε να παρέχουν στον μελετητή επαρκή καθοδήγηση για την επιλογή του κατάλληλου εύρους του δείκτη D και αφορούν ισοτροπικά υλικά.

Εμφάνιση της βραχόμαζας	Περιγραφή της βραχόμαζας	Προτεινόμενη
	Άριστης ποιότητας ελεγχόμενη έκρηξη ή εκσκαφή με χρήση ΤΒΜ που συντελεί σε ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας	D = 0
	Μηχανική ή εκσκαφή με το χέρι σε πτωχής ποιότητας βραχόμαζες (όχι έκρηξη) που συντελεί σε ελάχιστη διαταραχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας Όπου προβλήματα συγκλίσεων συντελούν σε σημαντική ανύγωση του δαπέδου, η διαταραχή μπορεί να είναι έντονη εκτός και αν τοποθετηθεί ένα προσωρινό ανάστροφο τόζο, 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 βραχόμαζας	D = 0.8
	Μικρής κλίμακας εκρήξεις σε πρανή πολιτικού μηχανικού που συντελούν σε μέτριες φθορές της βραχόμαζας, ειδικά αν χρησιμοποιείται ελεγχύμενη έκρηξη όπως φαίνεται στο αριστερό τμήμα της εικύνας. Ωστόσο, λόγω ανακούφισης των τάσεων παρουσιάζονται ορισμένες διαταραχές.	D = 0.7 Καλή έκρηξη D – 1.0 Πτωχή έκρηξη
	Πρανή πολύ μεγάλου λατομείου δέχονται σημαντικές διαταραχές εξαιτίας ισχυρής παραγωγής εκρήξεων και, επιπλέων, ανακούφιση των τάσεων λόγω απομάκρυνσης των υπερκείμενων Σε κάποιους μαλακότερους βράχους, η εκσκαφή μπορεί να πραγματοποιηθεί με μηχανική άρωση και χρήση προωθητήρων με λεπίδες, ώστε ο βαθμός της φθοράς στα πρανή να είναι μικρότερος	D = 1.0 Εκρήξεις Παραγωγής D = 0.7 Μηχανική εκσκαφή

Εικόνα 5.6: Εκτίμηση του συντελεστή D για διάφορα είδη βραχομάζας (Hoek E., 2007)

### **5.5** *Detailed Hoek&Diedrichs equation 2006*

Στην απλοποιημένη εξίσωση Hoek&Diederichs δεν εμπεριέχονται μεγέθη που να συσχετίζονται με τις ιδιότητες του άρρηκτου βράχου και επομένως η χρήση της συνίσταται όταν δεν είναι διαθέσιμα αξιόπιστα στοιχεία για τον άρρηκτο βράχο. Εντούτοις, τα δεδομένα του πίνακα 5.2 πέραν της γεωλογικής περιγραφής συνοδεύονται και από την τιμή της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη. Κάνοντας χρήση της σχέσης του Deere είναι δυνατή η εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου ως:

$$E_{\rm i} = {\rm MR}\sigma_{\rm ci}$$

Όπου MR είναι ο Modulus Ratio που προτείνει ο Deere για κάθε σχηματισμό με βάση τον παρακάτω πίνακα:

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
tary	Clastic		Conglomerates 300–400 Breccias 230–350	Sandstones 200–350	Siltstones 350–400 Greywackes 350	Claystone: 200–300 Shales 150–250 <sup>a</sup> Marls 150–200
Sedimer	Non-clastic	Carbonates	Crystalline limes 400–600	tones Sparitic limestor 600–800	es Micritic Limestones 800–1000	Dolomites 350–500
•		Evaporites		Gypsum (350) <sup>b</sup>	Anhydrite (350) <sup>b</sup>	
		Organic				Chalk 1000+
rphic	Non-	foliated	Marble 700-1000	Hornfels 400–700 Metasandstone 200–300	Quartzites 300–450	
Metamo	Slightly	foliated	Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300–750 <sup>a</sup>	
-	Foli	iated <sup>a</sup>		Schists 250–1100 <sup>a</sup>	Phyllites/Mica Schist 300–800 <sup>n</sup>	Slates 400–600ª
	Plutonic	Light	Granite <sup>c</sup> 300–550 Grai 400-	Diorite <sup>c</sup> 300–350 nodiorite <sup>c</sup> 450		
stons		Dark	Gabbro 400–500 Nor 350-	Dolerite 300-400 ite 400		
Igr	Нура	abyssal	Porj (400	phyrics ) <sup>b</sup>	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) <sup>b</sup>	Tuff 200–400	

perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.

<sup>b</sup>No data available, estimated on the basis of geological logic.

<sup>e</sup>Felsic Granitoids: coarse grained or altered (high MR), fined grained (low MR).

Πίνακας 5.3: Βοηθητικός πίνακας για την επιλογή τιμής του modulus ratio (MR).

(Hoek E., Diederichs M.S.: Empirical estimation of rock mass deformation modulus)

Λαμβάνοντας υπόψη την σχέση του Deere η απλοποιημένη εξίσωση Hoek&Diederichs δύναται να λάβει την ακόλουθη λεπτομερέστερη μορφή, η οποία περιλαμβάνει το μέτρο παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου E<sub>i</sub>:

$$E_{\rm rm} = E_{\rm i} \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60 + 15D - GSI)/11)}} \right)$$

Η σχέση του Deere είναι χρήσιμη όταν δεν είναι διαθέσιμες τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου  $E_i$  ή όταν είναι δύσκολη η λήψη άρρηκτων δειγμάτων για την εκτίμηση του  $E_i$ . Συνήθως είναι σπάνια διαθέσιμες τιμές μετρήσεων  $E_i$  αλλά, ακόμα και όταν είναι διαθέσιμες, η αξιοπιστία τους είναι αμφισβητήσιμη λόγω ύπαρξης μικρορωγμών εντός των φαινομενικά άρρηκτων δειγμάτων.

Αξίζει να σημειωθεί πως στο άρθρο 'Empirical estimation of rock mass modulus' των E. Hoek και M.S. Diederichs, αναφέρεται πως η ύπαρξη μικρορωγμών σε φαινομενικά άρρηκτα δείγματα έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέτρο παραμορφωσιμότητας συγκριτικά με την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη και επομένως οι τιμές τις αντοχής θεωρούνται περισσότερο αξιόπιστες. Στο ίδιο άρθρο αναφέρεται πως η ρωγμάτωση του δοκιμίου (micro-cracking), ακόμα και σε εξωτερικά συμπαγείς βράχους, προκαλεί αποτόνωση τάσεων και μειώνει το μέτρο παραμορφωσιμότητας έως και 50% συγκριτικά με τα άρρηκτα δείγματα και με την πραγματική επί τόπου εντατική κατάσταση σε βάθος. Επισημαίνεται ακόμα πως η ρωγμάτωση του δοκιμίου (micro-cracking) λόγω της αποτόνωσης τάσεων είναι ο συνηθέστερος λόγος μη αξιόπιστων αποτελεσμάτων.

# 5.6 Παρατηρήσεις επί της σχέσης Hoek&Diederichs

Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί η ιδιαιτερότητα του συντελεστή διαταραχής D (disturbance factor), ο οποίος περιέχεται και στις δύο εξισώσεις Hoek&Diederichs 2006, αλλά και στη σχέση Hoek&Carranza Torres 2002. Στο άρθρο 'Discussion of the paper by E Hoek and M. S. Diederichs "Empirical estimation of rock mass modulus" ', των H. Sommez και C. Gokceoglu αναφέρεται πως η χρήση του συντελεστή διαταραχής D στο κριτήριο αστοχίας Hoek&Brown είναι διαφορετική από την χρήση του στο κριτήριο Hoek&Diederichs για την εκτίμηση των  $E_{rm}$ .

Συγκεκριμένα, στις καμπύλες με βάση τις οποίες έχει προκύψει το κριτήριο Hoek&Diederichs παρουσιάζεται πως το  $E_{rm}$  μειώνεται όσο αυξάνεται η τιμή του συντελεστή D, για συγκεκριμένο GSI. Παρατηρείται όμως ότι ακόμα και για τιμές του συντελεστή διαταραχής οι οποίες υποδηλώνουν διαταραγμένη βραχομάζα (D≠0), παρουσιάζονται να υπάρχουν τιμές  $E_{rm}$  οι οποίες αντιστοιχούν σε GSI=100 δηλαδή σε απόλυτα άρρηκτο βράχο. Εύλογες απορίες δημιουργεί το κατά πόσον είναι ορθό να αποδίδεται σε μια διαταραγμένη λόγω εκσκαφής βραχομάζα (D≠0), η τιμή GSI=100.



**Εικόνα 5.7:** Σύγκριση της Simplified Hoek&Diederichs equation με τις in-situ μετρήσεις του rockmass deformation modulus από Taiwan και Κίνα (Hoek E., Diederichs M.S., Empirical estimation of rock mass deformation modulus)

Αντιθέτως, στις καμπύλες με βάση τις οποίες έχει προκύψει το κριτήριο αστοχίας Hoek&Brown (εικόνα 4.8) παρουσιάζεται πως για GSI=100, η τιμή της αντοχής σ<sub>ci</sub> παραμένει σταθερή όσο αυξάνεται η τιμή του συντελεστή D. Εκτός αυτού, εύλογες απορίες δημιουργούνται και εδώ για το κατά πόσον είναι ορθό να αποδίδεται σε μια διαταραγμένη λόγω εκσκαφής βραχομάζα (D≠0), η τιμή GSI=100.



**Εικόνα 5.8:** Συσχέτιση τιμών GSI και τιμών μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη για D=0, D=0,5, D=1 σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Hoek&Brown (Πηγή: Hoeks corner)

Για τους παραπάνω λόγους οι Η. Sommez και C. Gokceoglu αναφέρουν στο άρθρο τους πως η χρήση του συντελεστή διαταραχής D στο κριτήριο αστοχίας Hoek&Brown είναι διαφορετική από την χρήση του στο κριτήριο Hoek&Diederichs για την εκτίμηση των  $E_{\rm rm}$  και ενδεχομένως χρειάζεται λεπτομερέστερη διερεύνηση. Η παρατήρηση αυτή απεικονίζεται πιο παραστατικά στην εικόνα 4.9. Στην καμπύλη 1, απεικονίζεται η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων για τον συμπαγή βράχο χωρίς διαταραχή. Στην καμπύλη 2, απεικονίζεται η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του

#### Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

συμπαγούς βράχου μετά τη διαταραχή της βραχόμαζας, σύμφωνα με τις θεωρήσεις των Hoek&Brown και Hoek&Diederichs, δηλαδή με μείωση του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  και διατήρηση σταθερής τιμής του σ<sub>cm</sub>. Σύμφωνα με το άρθρο των H. Sommez και C. Gokceoglu, θεωρητικά, οι μηχανικές παράμετροι του  $E_{rm}$  και του σ<sub>cm</sub> θα έπρεπε να μειώνονται μετά τη διατάραξη και επομένως η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων να ταιριάζει με την καμπύλη 3.



**Εικόνα 5.9:** Καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων (H. Sonmez, C. Gokceoglu: Discussion of the paper by E. Hoek and M.S. Diederichs 'Empirical estimation of rock mass modulus)

Για τους παραπάνω λόγους οι ερευνητές Sommez και Gokceoglu θέτουν τα παρακάτω ερωτήματα:

- Ποια τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  αντιστοιχεί σε συμπαγή βραχόμαζα όταν  $D \neq 0$ ;
- Ποια τιμή GSI αντιστοιχίζεται στον συμπαγή βράχο, όταν όταν D≠0;

Λόγω αυτών των ερωτημάτων, οι Sommez και Gokceoglu στο άρθρο τους αναφέρουν πως στο κριτήριο Hoek&Diederichs, ο όρος GSI είναι ενδεχομένως ασφαλέστερο να αποδίδεται ως GSI<sub>undisturbed</sub> ώστε να αφορά μόνο τις υπάρχουσες ασυνέχειες και όχι τις επιπλέον ασυνέχειες που προκαλεί η διαταραχή της βραχομάζας γιατί διαφορετικά, συνυπολογίζεται δύο φορές η διαταραχή μέσα στον τύπο (και μέσω του GSI και μέσω του D).

Επομένως, δημιούργησαν μια νέα βάση δεδομένων τιμών GSI από αστοχίες πρανών (case studies). Οι τιμές που ελήφθησαν ως GSI<sub>undisturbed</sub> προέκυψαν από επί τόπου παρατηρήσεις και μετρήσεις (field observations), ενώ οι τιμές που ελήφθησαν ως GSI<sub>disturbed</sub> προέκυψαν από ανάστροφες αναλύσεις (back analysis) κατά τη στιγμή αστοχίας των πρανών (FOS). Σε κάθε case study αστοχίας πρανών αποδόθηκε μια τιμή συντελεστή διαταραχής D (σύμφωνα με τους Hoek et al.) και εκτιμήθηκε ένας συντελεστής μείωσης (reduction factor)  $r_f ω_{\rm c}$ ο λόγος των GSI<sub>d</sub> και GSI<sub>u</sub>.

Η εκτίμηση του reduction factor απεικονίζεται στο σχήμα της εικόνας 4.11 ενώ στην εικόνα 4.10 παρουσιάζεται πλήρως πινακοποιημένη με διάγραμμα ροής η νέα

μεθοδολογία εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  που προτείνουν οι Sommez και Gokceoglu ως διόρθωση της Hoek&Diederichs.



**Εικόνα 5.10:** Διάγραμμα ροής για την χρήση του συντελεστή διαταραχής D. (H. Sonmez, C. Gokceoglu: Discussion of the paper by E. Hoek and M.S. Diederichs 'Empirical estimation of rock mass modulus)



**Εικόνα 5.11**: Συσχέτιση μεταξύ συντελεστή διαταραχής D και συντελεσυή μείωσης  $r_f$  σύμφωνα με την έρευνα των H. Sonmez, C. Gokceoglu: Discussion of the paper by E. Hoek and M.S. Diederichs 'Empirical estimation of rock mass modulus.

# 5.7 Νέες εναλλακτικές σχέσεις του rock mass deformation modulus

Σε σύγχρονα άρθρα δημοσιεύονται επιπρόσθετες νέες εναλλακτικές σχέσεις προσέγγισης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας, από διαφορετικούς ερευνητές. Οι σχέσεις στηρίζονται σε συλλογή δεδομένων από έργα πολιτικού μηχανικού ανά τον κόσμο τα οποία υπέστησαν στατιστική ανάλυση και επεξεργασία.

Για λόγους πληρότητας της παρούσας διπλωματικής εργασίας, αναφέρονται δύο ακόμα εμπειρικές σχέσεις εκτίμησης όπως παρουσιάστηκαν σε πρόσφατα άρθρα. Όπως φαίνεται παρακάτω, και οι δύο συσχετίζουν το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας με συστήματα ταξινόμησης και με το μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου.

# 5.7.1 Εμπειρική σχέση των Givshad, Memarian, Rezaei

• Στο άρθρο 'Investigation on deformability modulus of Asmary formation rock mass, by dilatometer tests' των Givshad, Memarian και Rezaei, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα 700 δοκιμών ντιλατομετρήσεων από έργα φραγμάτων στο Ιράν, οι οποίες πραγματοποιήθηκαν σε σχηματισμό Asmary. Στα αποτελέσματα των δοκιμών πραγματοποιήθηκε στατιστική ανάλυση και διερευνήθηκαν οι παράμετροι από τις

οποίες ενδέχεται να επηρεάζεται η τιμή του μετρημένου μέτρου παραμορφωσιμότητας.

Από τη στατιστική ανάλυση των συγκεκριμένων μετρήσεων παρατηρήθηκε πολύ ισχυρή συσχέτιση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας με τον γεωλογικό δείκτη GSI και το εργαστηριακό μέτρο ελαστικότητας (laboratorial elasticity modulus). Λόγω της ισχυρής συσχέτισης προτάθηκε η παρακάτω σχέση:

$$E_d = 0,151 \cdot E_i^{0,582} \cdot (1,039)^{GSI}$$

Είναι προφανές ότι η αξιοπιστία της σχέσης των Givshad, Memarian και Rezaei εξαρτάται από την αξιοπιστία των διαθέσιμων εργαστηριακών αποτελεσμάτων και ιδίως του εργαστηριακού μέτρου ελαστικότητας το οποίο, όπως αναφέρθηκε στο αντίστοιχο υποκεφάλαιο της σχέσης Hoek&Diederichs, είναι ιδιαίτερα ευαίσθητο κατά την μέτρηση του, εξαιτίας της ενδεχόμενης ύπαρξης μικρορωγμών εντός των φαινομενικά αρραγών δειγμάτων. Επιπλέον, στο άρθρο των Givshad, Memarian και Rezaei αναφέρεται πως, επιπρόσθετοι παράγοντες οι οποίοι ενδέχεται να επηρεάζουν σε μικρότερο βαθμό την παραμορφωσιμότητα, είναι το πεδίο των επί τόπου τάσεων και το βάθος διεξαγωγής της δοκιμής. Θεωρητικά, αναμένεται να αυξάνεται η τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας, καθώς αυξάνεται το βάθος, ή να μειώνεται η πλαστική παραμόρφωση. Στις μετρήσεις της συγκεκριμένης έρευνας, η συσχέτιση η οποία παρατηρήθηκε ανάμεσα στο μέτρο παραμορφωσιμότητας και το βάθος δεν ήταν ισχυρή.

### 5.7.2 Εμπειρική σχέση των Kayabasi et al.

Στο άρθρο 'Predicting the deformation moduli of rock masses' των C. Gokceoglu,
 H. Sonmez και A. Kayabasi χρησιμοποιείται μια νέα βάση δεδομένων με 115 μετρήσεις ντιλατομέτρων από τα φράγματα Deriner και Ermenek και τον υδροηλεκτρικό σταθμό του Ermenek της Τουρκίας. Με τα νέα δεδομένα επιχειρείται να ελεγθεί η αξιοπιστία συγκεκριμένων υπαρχόντων εμπειρικών κριτηρίων ώστε να βελτιωθούν τα κριτήρια αναλόγως. Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται οι τιμές των μηχανικών παραμέτρων και οι αντίστοιχες γεωλογικές πληροφορίες.

Property	Deriner (Artvin) (Quartzdiorite	Ermenek (Karaman)		
	rock mass)	Ermenek I (Limestone rock mass)	Ermenek 2 (Marly rock mass)	
Spacing discontinuities (mm)	8-650 (average 132)	140-350 (average 210)	7-178 (average 57)	
Weathering degree	Generally slightly weathered, however occasionally all weathering grades exist	Generally slightly weathered, however occasionally all weathering grades exist	Generally unweathered, occasionally slightly and moderately weathered surfaces exist	
Aperture of	Generally 1-5 mm and occasionally	Generally 1-5 mm and occasionally	Generally tight, occasionally	
Infilling	Generally smooth infilling material having thickness of <5 mm	Soft in filling, depending on the aperture	No infilling material and occasionally soft elay coating	
Roughness of	Generally smooth-slickensided,	Generally rough, however all class	Smooth to slickensided surfaces	
discontinuities Persistency of discontinuities	Except a few discontinuities, generally > 20 m	Generally > 20 m, however some discontinuities having persistency	Generally > 20 m, however some discontinuities having persistency	
Groundwater condition	No groundwater	of 1–10 m exist No groundwater	of 1–10 m exist No groundwater	

Πίνακας 5.4: Χαρακτηριστικά ασυνεχειών των βραχομαζών της έρευνας 'Predicting the deformation moduli of rock masses' των C. Gokceoglu, H. Sonmez και A. Kayabasi

Parameter	Location	Number of data	Minimum	Maximum	Mean	Standard deviation
RMR	Deriner	70	43.0	85.0	55.4	8.2
	Ermenek (1)	28	38.0	68.0	58.8	7.1
	Ermenck (2)	17	20.0	39.0	27.7	6.1
	All locations	115	20.0	85.0	52.1	12.8
GSI	Deriner	70	37.0	77.0	52.1	9.1
	Ermenek (1)	28	29.0	69.0	60.4	10.3
	Ermenek (2)	17	15.0	35.0	22.6	6.1
	All locations	115	15.0	77.0	49.8	14.9
Static modulus of elasticity (GPa)	Deriner	70	19.6	57.1	31.4	9.7
• • •	Ermenek (1)	28	38.5	53.9	46.1	6.1
	Ermenek (2)	17	0.77	5.36	1.65	1.16
	All locations	115	0.77	57.1	30.6	15.8
Deformation modulus of rock mass (GPa)	Deriner	70	0.09	28.9	6.74	6.9
	Ermenek (1)	28	3.8	23.1	13.5	5.8
	Ermenek (2)	17	0.06	4.12	1.11	1.1
	All locations	115	0.06	28.9	7.54	7.2
Uniaxial compressive strength (MPa)	Deriner	70	98.0	165.0	137.5	20.5
	Ermenek (1)	28	70.0	92.0	76.6	8.4
	Ermenek (2)	17	11.4	26.9	18.6	6.4
	All locations	115	11.4	165.0	105.1	47.2

Πίνακας 5.5: Στατιστική ανάλυση των μετρήσεων για μηχανικές παραμέτρους των βραχομαζών της έρευνας 'Predicting the deformation moduli of rock masses' των C. Gokceoglu, H. Sonmez και A. Kayabasi.

Για τα παραπάνω δεδομένα πραγματοποιήθηκαν ανάστροφες αναλύσεις έτσι ώστε να βρεθεί η συσχέτιση του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  με το RMR και GSI. Και για τα δύο διαπιστώθηκε πολύ καλή συσχέτιση.

Εξετάστηκε η αξιοπιστία των παρακάτω εξισώσεων με εξαίρεση τις σχέσεις του Barton καθώς δεν υπήρχαν τιμές του δείκτη Q. Ακόμα, για να μειωθεί η υποκειμενικότητα στη συγκεκριμένη μελέτη, επιλέχθηκε να εξεταστεί εκείνη η σχέση Hoek&Brown η οποία δεν περιέχει τον συντελεστή διαταραχής D.

Empirical equation	Required parameters	Limitations	Equation
Bieniawski [2]	RMR	RMR > 50	$E_{\rm M} = 2 {\rm RMR} - 100$
Serafim and Pereira [4]	RMR	RMR≤50	$E_{\rm M} = 10^{(\rm RMR - 10)/40}$
Nicholson and Bieniawski [5]	$E_i$ and RMR		$E_{\rm M} = E_i [0.0028 {\rm RMR}^2 + 0.9 \exp({\rm RMR}/{22.82})]$
Mitri et al. [6]	$E_i$ and RMR		$E_{\rm M} = E_i[0.5(1 - (\cos(\pi * {\rm RMR}/100)))]$
Hock and Brown [7]	GSI and UCS	UCS≤100 MPa	$E_{M} = \sqrt{\frac{UCS}{100}} 10^{(GSI-10)/40}$
Barton [1]	Q		$E_{\rm M} = 10 Q_{\rm c}^{1/3} Q_{\rm c} = Q \frac{{ m UCS}}{100}$
Palmström and Singh [8]	RMi		RMi $\ge 0.1$ , $E_{\rm M} = 5.6 {\rm RMi}^{0.375}$
			$0.1 < RMi < 301, E_M = 7RMi^{0.4}$
Kayabasi et al. [9]	$E_i$ , RQD and WD	_	$E_{\rm M} = 0.135 \left[ \frac{E_l (1 + {\rm RQD}/100)}{{\rm WD}} \right]^{1.1811}$

Πίνακας 5.6: Εξισώσεις προσδιορισμού οι οποίες αποτιμήθηκαν ως προς την αξιοπιστία τους στο άρθρο 'Predicting the deformation moduli of rock masses' των C. Gokceoglu, H. Sonmez και A. Kayabasi. Για τα συγκεκριμένα δεδομένα, η υψηλότερη ικανότητα πρόβλεψης παρέχεται από την σχέση των Kayabasi et al. και ακολουθεί η σχέση των Nicholson and Bieniawski, σε αντίθεση με τις σχέσεις των Bieniawski και Mitri et al. οι οποίες δίνουν τις χαμηλότερες. Στο σημείο αυτό αξίζει να τονιστεί πως η σχέση των Hoek&Brown παρέχει τα καλύτερα αποτελέσματα για ασθενείς βραχομάζες με χαμηλή αντοχή σε μονοαξονική θλίψη. Όπως παρατηρείται, η σχέση των Kayabasi et al. περιέχει το το modulus ratio MR =  $\frac{E_i}{\sigma_{ci}}$ , τον δείκτη ποιότητας βραχόμαζας RQD και τον βαθμό εξαλλοίωσης WD. Με βάση τις νέες μετρήσεις επιχειρείται να βελτιωθεί η σχέση των Kayabasi et al., ώστε να έχει ακόμα μεγαλύτερη ικανότητα πρόβλεψης για το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας, όπως φαίνεται παρακάτω:

$$E_{\rm M} = 0.001 \left[ \frac{(E_i/\rm{UCS})(1 + \rm{RQD}/100)}{\rm{WD}} \right]^{1.5528}$$

Weathering degree,WD Deformation modulus of rock mass  $E_M$  (GPa) RQD (%) n n n Modulus ratio, E<sub>i</sub>/UCS

Πρακτικά, η νέα σχέση του Kayabasi απεικονίζεται με το παρακάτω σχήμα:

**Εικόνα 5.12:** Γραφική απεικόνιση της νέας σχέσης του Kayabasi (Πηγή: 'Predicting the deformation moduli of rock masses' των C. Gokceoglu, H. Sonmez και A. Kayabasi.

# 5.8 Σύνοψη - Σχολιασμός

Επιγραμματικά, με βάση τα παραπάνω:

- Λόγω της δυσκολίας διεξαγωγής απευθείας μετρήσεων για την εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας (κόστος, ενδεχόμενη αναξιοπιστία) έχουν αναπτυχθεί εμπειρικά μοντέλα πρόβλεψης (predictive empirical models) των μηχανικών ιδιοτήτων των βραχομαζών τα οποία έχουν τη μορφή εξισώσεων.
- Η αξιοπιστία μιας εμπειρικής σχέσης βασίζεται στον αριθμό των δεδομένων που χρησιμοποιούνται και στην αξιοπιστία τους. Επομένως, όλες οι εμπειρικές σχέσεις μπορούν να βελτιωθούν με τη χρήση νέων δεδομένων. Όσο περισσότερα δεδομένα συλλέγονται τόσο περισσότερο τροποποιείται μια εμπειρική σχέση.
- Με τα παγκοσμίως γνωστά και αξιόπιστα δεδομένα για μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχομάζας των Serafim and Pereira, Bieniawski και Stephen and Banks ελέγθηκαν οι εμπειρικές σχέσεις του πίνακα 5.1 οι οποίες χρησιμοποιούνται ευρέως στη βραχομηχανική.
- Από έναν μεγάλο αριθμό in-situ μετρήσεων από Κίνα και Ταϊβάν (πίνακας 5.2) προέκυψαν δύο νέες σχέσεις εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας:
- Απλοποιημένη σχέση Hoek&Diederichs (simplified Hoek&Diederichs equation):
   Δύναται να χρησιμοποιηθεί μόνο στις περιπτώσεις που είναι διαθέσιμες μετρήσεις
   GSI (ή RMR ή Q).

$$E_{\rm rm}({\rm MPa}) = 100,000 \left( \frac{1 - D/2}{1 + e^{((75 + 25D - GSI)/11)}} \right)$$

- Λεπτομερής σχέση Hoek&Diederichs (detailed Hoek&Diederichs equation): Δύναται να χρησιμοποιηθεί όταν είναι διαθέσιμες αξιόπιστες εκτιμήσεις του μέτρου παραμορφωσιμότητας E<sub>i</sub> του άρρηκτου βράχου ή όταν είναι βάσιμες οι τιμές της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη σ<sub>ci</sub> ώστε να προκύψουν τα E<sub>i</sub> κάνοντας χρήση της σχέσης Deere ως E<sub>i</sub> = MR·σ<sub>ci</sub>.

$$E_{\rm rm} = E_{\rm i} \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D - GSD/11)}} \right)$$

Συνήθως είναι σπάνια διαθέσιμες τιμές μετρήσεων E<sub>i</sub> αλλά, ακόμα και όταν είναι διαθέσιμες, η αξιοπιστία τους είναι αμφισβητήσιμη λόγω ύπαρξης μικρορωγμών εντός των φαινομενικά άρρηκτων δειγμάτων. Αντιθέτως, η ύπαρξη μικρορωγμών επηρεάζει λιγότερο τις μετρούμενες τιμές μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη σ<sub>ci</sub>. Στην διπλωματική εργασία 'Τεχνικογεωλογική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των γεωτεχνικών ερευνών της σιδηροδρομικής σήραγγας Καλαμπάκας – Ηγουμενίτσας' της Αλέξη Ε., πραγματοποιήθηκε εναλλακτικός υπολογισμός του μέτρου ελαστικότητας με βάση τη σχέση Deere για δεδομένο σχηματισμό, ο οποίος έδωσε τιμές αυξημένες έως και 300% συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές του μέτρου ελαστικότητας από τις δοκιμές μονοαξονικής θλίψης. Αυτή η διαφοροποίηση ενδεχομένως να οφείλεται στο γεγονός ότι η σχέση Deere στηρίζεται μόνο στην τιμή της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη η οποία επηρεάζεται λιγότερο από την πιθανή ύπαρξη μικρορωγμών.

- Επιπλέον, η σχέση των Hoek&Diederichs προέκυψε από δεδομένα ανοιχτών εκσκαφών και μπορεί να εφαρμοστεί με βεβαιότητα σε αβαθείς σήραγγες βάθους έως 100 μέτρων. Επομένως, για υπόγεια έργα τα οποία κατασκευάζονται σε μεγαλύτερο βάθος, η εφαρμογή της συγκεκριμένης σχέσης ενδεχομένως να μην είναι η πλέον κατάλληλη.
- Επιπλέον, η σχέση των Hoek&Diederichs προέκυψε από δεδομένα τα οποία χαρακτηρίζονται από GSI>30 (εικόνα 5.3), στη συντριπτική πλειοψηφία τους. Ενδεχομένως για βραχομάζες με μικρότερο GSI, η συγκεκριμένη σχέση να εκτιμά μικρότερες τιμές.
- Πριν την παρουσίαση της σχέσης Hoek&Diederichs το 2006, η πλέον ευρέως χρησιμοποιούμενη ήταν η σχέση Hoek&Carranza Torres 2002, η οποία χρησιμοποιούνταν παλαιότερα από το λογισμικό RocLab:

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

Η σχέση Hoek&Carranza Torres 2002 δεν στηρίζεται καθόλου στην τιμή του μέτρου ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου αλλά μόνο στην τιμή της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη η οποία επηρεάζεται λιγότερο από την ύπαρξη ασυνεχειών στα δείγματα πετρώματος. Στην διπλωματική εργασία Τεχνικογεωλογική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των γεωτεχνικών ερευνών της σιδηροδρομικής σήραγγας Καλαμπάκας – Ηγουμενίτσας' της Αλέξη Ε., αναφέρεται διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας ανάλογα με τη σχέση υπολογισμού. Συγκεκριμένα, οι τιμές του Erm οι οποίες εκτιμήθηκαν με βάση τη σχέση Hoek-Brown 2002 βρέθηκαν περίπου 200% υψηλότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές σύμφωνα με Hoek&Diederichs 2006. Η διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων πιθανώς να οφείλεται στο γεγονός ότι η σχέση του 2002 στηρίζεται αποκλειστικά στην τιμή της αντοχής σ<sub>ci</sub>, ενώ η σχέση του 2006 στηρίζεται στην τιμή του μέτρου ελαστικότητας Ει το οποίο χαρακτηρίζεται από μεγαλύτερη αβεβαιότητα κατά τον υπολογισμό του λόγω της μεγαλύτερης επίδρασης σε αυτό ενδεχόμενων μικρορωγμών.

- Στο άρθρο 'Discussion of the paper by E Hoek and M. S. Diederichs "Empirical estimation of rock mass modulus" ', των Η. Sommez και C. Gokceoglu αναφέρεται πως η χρήση του συντελεστή διαταραχής D στο κριτήριο αστοχίας Hoek&Brown είναι διαφορετική από την χρήση του στο κριτήριο Hoek&Diederichs για την εκτίμηση των E<sub>rm</sub>. Οι ερευνητές θέτουν ερωτήματα για το κατά πόσον είναι ορθό να αποδίδεται σε μια διαταραγμένη λόγω εκσκαφής βραχομάζα (D≠0), η τιμή GSI=100. Προτείνουν μια νέα μεθοδολογία εκτίμησης των εξισώσεων Hoek&Diederichs με ειδικές λεπτομέρειες για την χρήση του συντελεστή διαταραχής D (εικόνα 5.10).
- Σε πρόσφατα άρθρα έχουν παρουσιαστεί νέες σχέσεις εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας οι οποίες βασίζονται σε νέα δεδομένα. Οι σχέσεις αυτές εκτιμούν το συγκεκριμένο μέγεθος σαν συνάρτηση παραμέτρων όπως το μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου και συστήματα βαθμονόμησης, όπως GSI ή RMR, καθώς ανάμεσα σε αυτά έχει διαπιστωθεί καλή συσχέτιση για τα συγκεκριμένα δεδομένα. Συγκεκριμένα:

Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

$$E_{d} = 0,151 \cdot E_{i}^{0,582} \cdot (1,039)^{GSI}$$
$$E_{M} = 0.001 \left[ \frac{(E_{i}/UCS)(1 + RQD/100)}{WD} \right]^{1.5528}$$

Givshad, Memarian, Rezaei

Kayabasi

 Με βάση τις παραπάνω παρατηρήσεις γίνεται κατανοητή η διαφορά εύρους τιμών του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας ανάλογα με την μεθοδολογία εκτίμησης. Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

# 6 Παραδείγματα Μελέτης (Case Studies)

# 6.1 Εισαγωγή

Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκαν ως δεδομένα, οι τιμές μετρήσεων του μέτρου ελαστικότητας όπως προέκυψαν από πρεσσιομετρικές δοκιμές οι οποίες εκτελέστηκαν σε συγκεκριμένα έργα υποδομής της Ελλάδας, ως μέρος της εδαφοτεχνικής έρευνας των έργων αυτών. Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις γεωτεχνικές έρευνες όλων των έργων τα οποία χρησιμοποιήθηκαν ως παραδείγματα μελέτης (case studies) για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας. Συγκεκριμένα μελετήθηκαν τα αποτελέσματα των εδαφοτεχνικών ερευνών των παρακάτω τεχνικών έργων:

- Νέες επεκτάσεις του Μετρό Αθήνας
  1) Θέση Χαϊδάρι Αγία Βαρβάρα
  2) Θέση Αγία Βαρβάρα Κορυδαλλός
  3) Θέση Κορυδαλλός Πειραιάς
- Σταθμός Περιστερίου
   Επέκταση της Γραμμής 2 'Τμήμα Άγιος Αντώνιος Ανθούπολη'
- Επίσταθμος Θηβών (Ανθούπολη) του Μετρό Αθήνας
- Οδικός άξονας παραχώρησης Κόρινθος Πάτρα

Για κάθε ένα τεχνικό έργο γίνεται εκτενής αναφορά στην γεωλογία της περιοχής του, ενώ παράλληλα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των πρεσσιομετρικών δοκιμών.

# 6.2 Παραδείγματα μελέτης

# 6.2.1 Case Study 1: Νέες επεκτάσεις του Μετρό Αθήνας – Γραμμή 3

Για τη μελέτη των νέων επεκτάσεων του Μετρό Αθήνας προς τον Πειραιά (Γραμμή 3) πραγματοποιήθηκαν γεωτεχνικές έρευνες από την εταιρεία ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Τ.Ε. Μελετήθηκαν τα μελλοντικά τμήματα χάραξης (Χαϊδάρι – Αγία Βαρβάρα, Αγία Βαρβάρα – Κορυδαλλός, Κορυδαλλός – Πειραιάς) καθώς και οι θέσεις των αντίστοιχων σταθμών. Ο σκοπός των ερευνητικών εργασιών είναι η διαπίστωση της σύστασης του υπεδάφους και η εκτίμηση της αντοχής του. Ειδικότερα οι έρευνες αποβλέπουν στα ακόλουθα:

 Στρωματογραφία του εδάφους, δηλαδή το βάθος και το πάχος κάθε διακεκριμένης εδαφικής στρώσης η οποία διερευνήθηκε από τις γεωτρήσεις

II) Στάθμη του υπόγειου φρεατίου ορίζοντα, τόσο κατά τη διάρκεια των διατρητικών εργασιών υπαίθρου, όσο και σε μεταγενέστερους χρόνους με την τοποθέτηση πιεζομετρικών σωλήνων σε επιλεγμένες γεωτρήσεις

ΙΙΙ) Προσδιορισμός φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων των επί μέρους στρωμάτων

Οι γεωτεχνικές έρευνες περιλαμβάνουν τις εργασίες υπαίθρου (in situ) και τις εργασίες γραφείου (desk study).

Για τα συγκεκριμένα έργα, οι εργασίες υπαίθρου (in situ) περιελάμβαναν την εκτέλεση δειγματοληπτικών γεωτρήσεων με περιστροφικό γεωτρύπανο, με συνεχή δειγματοληψία, τις δοκιμές διεισδύσεως S.P.T., τις δοκιμές διαπερατότητας τύπου Maag και Lugeon, τις δοκιμές πρεσσιομέτρου, καθώς και τη μέτρηση της στάθμης του υπόγειου φρεάτιου ορίζοντα μέσα από γεωτρήσεις κατά την εκτέλεση της διάτρησης, αλλά και μεταγενέστερα στα πιεζόμετρα που τοποθετήθηκαν σε επιλεγμένες γεωτρήσεις.

Για την εκτέλεση των αναφερθέντων εργασιών υπαίθρου (in situ) απασχολήθηκαν στο εργοτάξιο γεωτρητικά συγκροτήματα, συνεργεία εκσκαφής και αποκατάστασης ερευνητικών φρεάτων, συνεργεία απόδοσης, διευθέτησης και αποκατάστασης χώρου εργασίας αλλά και συνεργεία υποστήριξης μηχανημάτων.

Όλες οι γεωτρήσεις ήταν περιστροφικές με συνεχή δειγματοληψία και καθημερινή μέτρηση πρωινής και βραδινής στάθμης του νερού κατά την εξέλιξη της διάτρησης. Η μέθοδος προχώρησης και η αρχική διάμετρος της γεώτρησης επελέγησαν με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η επιτυχής ολοκλήρωση στο συμβατικά προβλεπόμενο βάθος έρευνας, χωρίς τεχνικά προβλήματα.

Ο εξοπλισμός που χρησιμοποιήθηκε και η τεχνική διάτρησης ήταν προσαρμοσμένα στη φύση του υπεδάφους έτσι ώστε να επιτυγχάνεται το μέγιστο δυνατόν ποσοστό δειγματοληψίας χωρίς απόπλυση και διατάραξη του δείγματος. Το διατρητικό υγρό που χρησιμοποιήθηκε ήταν πάντοτε καθαρό νερό και η τροφοδοσία του έγινε με εμβολοφόρα αντλία και με βυτιοφόρο μεταφορά νερού.

Μετά την ολοκλήρωση των γεωτρήσεων τα δείγματα τοποθετούνται σε ειδικά ξύλινα κιβώτια τα οποία φέρουν συνοπτικά τα στοιχεία προέλευσης των περιεχόμενων δειγμάτων (τίτλος έργου, ονομασία γεώτρησης, ονομασία τοποθεσίας, ανώτερο και κατώτερο βάθος του περιεχόμενου δείγματος, αριθμός διάτρησης, αύξων αριθμό κιβωτίου). Η περιγραφή των δειγμάτων συσχετίσθηκε με τις γεωλογικές πληροφορίες επιφανείας και υπεδάφους, καθώς και από υπάρχουσες εμφανίσεις των σχηματισμών στην ευρύτερη περιοχή. Ειδικότερα στα δείγματα των βραχωδών σχηματισμών έγινε προσδιορισμός της πυρηνοληψίας επί τοις εκατό (TCR), RQD (δείκτης ποιότητας βράχου), του SCR (Solid Core Recovered), των διακλάσεων, του βαθμού κερματισμού λόγω αντοχής ή αποσάθρωσης ώστε να είναι δυνατή η κατάταξη του υλικού σε κάποιο δόκιμο σύστημα ταξινόμησης.

Μετά το πέρας των εργασιών υπαίθρου, όλα τα δείγματα μεταφέρθηκαν στο εργαστήριο της εταιρείας ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ Α.Τ.Ε. για τη λεπτομερή περιγραφή και φωτογράφηση τους ενώ ακολούθησε η εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών που απαιτούνται για τον προσδιορισμό των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών τους.

Η εργασία γραφείου (desk study) περιλαμβάνει μια πλήρη σειρά εργαστηριακών δοκιμών οι οποίες είναι προσαρμοσμένες στη φύση του εδάφους, στη δειγματοληψία και τον σκοπό της έρευνας. Η επεξεργασία των αποτελεσμάτων γίνεται με ηλεκτρονικό υπολογιστή ο οποίος τροφοδοτείται με τις μετρήσεις του εργαστηρίου και δίνει τα τελικά διαγράμματα και πίνακες.

Ανάλογα με το είδος του δείγματος (εδαφικά ή βραχώδη) εκτελέστηκαν και οι ανάλογες εργαστηριακές δοκιμές. Συγκεκριμένα:

#### Δοκιμές εδαφικών δειγμάτων

- Δοκιμές κατάταξης
  - Κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα και αραιόμετρο (υδραυλική ανάλυση)
  - Όρια Atterberg (όριο υδαρότητας και όριο πλαστικότητας)
  - Ξηρό και υγρό φαινόμενο βάρος
  - Φυσική υγρασία. Ο έλεγχος έγινε τόσο σε ημιδιαταραγμένα δείγματα, όσο και σε ειδικώς ληφθέντα.
- Δοκιμές προσδιορισμού των μηχανικών ιδιοτήτων
  - Δοκιμές ανεμποδίστου θλίψεως
  - Δοκιμές συμπιεσομέτρου για τον προσδιορισμό του μέτρου συμπιέσεως με σύγχρονη μέτρηση και της δυνατότητας για διόγκωση
  - Δοκιμές διατμήσεως βραδείες, αποστραγγιζόμενες, σε δοκίμια προστερεοποιημένα από τάσεις θράυσεως, για τον προσδιορισμό των ενεργών παραμέτρων διατμητικής αντοχής (CD).
  - Δοκιμές τριαξονικής θλίψης σε δοκίμια προφορτισμένα και στερεοποιημένα στην αντίστοιχη πλευρική τάση με σύγχρονη μέτρηση της πίεσης πόρων (CUPP).
  - Δοκιμές τριαξονικής θλίψης, ταχείες, χωρίς στερεοποίηση και αποστράγγιση (UU).
- Δοκιμές βλαπτικότητας ύδατος
- Μετρήσεις με πενετρόμετρο χειρός

#### Δοκιμές βραχομηχανικής

- Δοκιμές προσδιορισμού του πορώδους και της πυκνότητας δειγμάτων πετρώματος με την μέθοδο ανώσεως και την χρήση συσκευής κενού
- Δοκιμές προσδιορισμού της φυσικής υγρασίας δειγμάτων πετρώματος
- Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης σε κυλινδρικά δοκίμια με παράλληλη μέτρηση του μέτρου ελαστικότητας
- Δοκιμές αμέσου διατμήσεως σε προδιαγεγραμμένες επιφάνειες ασυνεχειών δοκιμίων ακανόνιστου σχήματος για τον προσδιορισμό των παραμέτρων διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών (HOEK)
- Δοκιμές προσδιορισμού της αντοχής σε σημειακή φόρτιση ακανόνιστου σχήματος δοκιμίων (Point Load Test).

# 6.2.1.1 ΘΕΣΗ ΧΑΪΔΑΡΙ –ΑΓΙΑ ΒΑΡΒΑΡΑ

Οι εργασίες υπαίθρου άρχισαν στις 07/01/2004 και περατώθηκαν στις 24/02/2004.

#### Γεωλογία περιοχής

Το αλπικό υπόβαθρο της στενής περιοχής διέλευσης της χάραξης ανήκει στην πολύπλοκη αλλόχθονη ενότητα του λεκανοπεδίου της Αθήνας και αντιπροσωπεύεται κυρίως από λιθολογίες του σχηματισμού των αθηναϊκών σχιστολίθων.

Στα δυτικά της χάραξης και σε απόσταση 2km περίπου από το τέλος του υποτμήματος, υπέρκεινται τεκτονικά ανθρακικοί σχηματισμοί οι οποίοι εντάσσονται στον ευρύτερο χώρο της Ανατολικής Ελλάδας και συγκεκριμένα στην ενότητα 'Υποπελαγονική'.

Ασύμφωνα από τους παραπάνω αλπικούς σχηματισμούς, τοποθετούνται μεταλπικά ιζήματα του Νεογενούς και του Τεταρτογενούς, τα οποία έχουν μεγάλη έκταση και καλύπτουν σημαντικό τμήμα της διέλευσης.

Η γεωλογική εικόνα που αποκτήθηκε στην ευρύτερη περιοχή μελέτης βασίσθηκε κυρίως σε βιβλιογραφικές αναφορές, στο βαθμό που η άμεση γεωλογική παρατήρηση είναι ιδιαίτερα δύσκολη έως αδύνατη. Γεωλογικές επί τόπου παρατηρήσεις έγιναν σε φυσικά και τεχνητά πρανή καθώς και σε εκσκαφές. Το σύνολο των γεωλογικών στοιχείων που παρατίθενται, έχουν προκύψει κυρίως από γεωλογικούς χάρτες του λεκανοπεδίου των Αθηνών, κατά R. Lepsius (1891) κλίμακα 1:25000, κατά ΙΓΜΕ (1982)- κλίμακα 1:50000 και κατά Ν. Σ. Σαμπατακάκη (1991) – κλίμακα 1:20000. Συνεκτιμήθηκαν τα στοιχεία των υφιστάμενων γεωτεχνικών ερευνών και γεωμορφολογικών παραγόντων. Οι γεωλογικοί σχηματισμοί που συναντώνται στην ευρύτερη περιοχή του έργου, είναι οι παρακάτω από τους αρχαιότερους προς τους νεότερους:

#### ΑΛΠΙΚΟΙ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ

#### Αλλόχθονη ενότητα του λεκανοπεδίου Αθήνας (Άνω Κρητιδικό)

**Αθηναϊκός Σχιστόλιθος:** Με τον όρο αυτό περιγράφεται ένα έντονα ετερογενές σύστημα φλυσχοειδούς χαρακτήρα το οποίο αποτελεί το γεωλογικό υπόβαθρο του λεκανοπεδίου της Αθήνας.

Λιθολογικά στην περιοχή του έργου ο αθηναϊκός σχιστόλιθος συνίσταται κυρίως από αργιλικούς και ψαμμιτικούς σχιστολίθους, μεταϊλυολίθους, μεταψαμμίτες και φυλλίτες. Τοπικά συναντώνται πολύμικτα κροκαλοπαγή, φακοί ή ενστρώσεις τεφρών κρυσταλλικών ασβεστολίθων και βασικά, υπερβασικά πετρώματα.

Στο σύνολο του ο σχηματισμός παρουσιάζει έντονο κερματισμό ακόμα και το σχετικά υγιές τμήμα του. Στη μάζα του αναμένονται ζώνες τεκτονισμού – διάτμησης όπου το υλικό κατά θέσεις έχει μετατραπεί σε άργιλο. Το πάχος του αποσαθρωμένου τμήματος του σχηματισμού στα ανώτερα τμήματα αναμένεται γενικά μικρό.
Το χρώμα του σχηματισμού στο σχετικά υγιές τμήμα του είναι συνήθως τεφροπράσινο, καστανότεφρο, τεφρογκρί ενώ, στο αποσαθρωμένο τμήμα είναι γκριζοπράσινο έως καστανοκίτρινο. Το συνολικό πάχος μπορεί να υπερβαίνει και τα 200m.

### ΜΕΤΑΛΠΙΚΟΙ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ

### Νεογενή ιζήματα (Πλειόκαινο)

**Μαργαϊκοί σχηματισμοί:** Αποτελούν ιζηματογενείς σχηματισμούς λιμναίας φάσης, οι οποίοι συνίστανται κυρίως από αργιλικές και ψαμμιτικές μάργες, πηλίτες, ενστρώσεις συνεκτικών πολύμικτων κροκαλοπαγών, καθώς και ψαμμίτες και μαργαϊκούς ασβεστολίθους. Στη μάζα τους συναντώνται ακόμα ορίζοντες οργανικής αργίλου και λιγνίτη, τεφρού χρώματος.

Το πάχος του σχηματισμού είναι σημαντικό και αναμένεται να αυξάνει από τα νότια προς τα νοτιοανατολικά. Το χρώμα του είναι κατά κανόνα κιτρινοκάστανο, γκριζοπράσινο, φαιοκίτρινο.

### Τεταρτογενή ιζήματα (Πλειστόκαινο – Ολόκαινο)

Διακρίνονται ανάλογα με το μηχανισμό γένεσης σε: Ι) Προσχωσιγενείς αποθέσεις και υλικά ποταμοχειμάρριας προέλευσης

**Ποταμοχειμάριες αποθέσεις:** Αποτελούν χαλαρής έως μέτρια συνεκτικής δομής πρόσφατες και παλαιότερες αλλουβιακές αποθέσεις καστανού έως καστανέρυθρου χρώματος.

Οι πιο πρόσφατες αποθέσεις αναμένεται να έχουν κυρίως λεπτομερή σύσταση και να επικρατούν από κοίτες ενεργών ρεμάτων. Συνίστανται κυρίως από αργίλους έως αμμώδεις αργίλους καθώς και από αργιλώδεις άμμους με χαλίκια και κροκάλες. Αναμένεται να έχουν μικρό κατακόρυφο πάχος της τάξεως των 5m περίπου.

Οι παλαιότερες αποθέσεις αναμένεται να έχουν γενικά πιο αδρομερή χαρακτήρα. Συνίστανται κυρίως από αργιλώδεις άμμους, αμμοαργίλους, αργιλοϊλυώδεις χάλικες και κατά θέσεις συνεκτικά πολύμικτα κροκαλολατυποπαγή. Γενικά, αναμένεται να παρουσιάζουν μεγαλύτερο κατακόρυφο πάχος.

#### II) Προϊόντα αποσάθρωσης και διάβρωσης (κορηματικά υλικά)

**Πλευρικά κορήματα και Κώνοι κορημάτων:** Αποτελούν χαλαρής κυρίως δομής προϊόντα αποσάθρωσης και διάβρωσης των γύρω ορεινών όγκων.

Παρουσιάζουν κυρίως αργιλοαμμώδη έως αργιλοχαλικώδη σύσταση με λατύπες, κροκάλες και λίθους ασβεστολίθων και σχιστολίθων. Τοπικά παρουσιάζουν καλή συγκόλληση με συνεκτική δομή.

Το χρώμα του σχηματισμού είναι καστανοκόκκινο έως καστανοπράσινο και το πάχος κυμαινόμενο.

### Γεωτρήσεις – Πρεσσιομετρικές γεωτρήσεις

Εκτελέστηκαν συνολικά 15 γεωτρήσεις ελάχιστου βάθους 39,90m και μέγιστου 41,20m και συνολικού μήκους διάτρησης 602,90m.

Δοκιμές πρεσσιομέτρου εκτελέστηκαν στην 'τυφλή' γεώτρηση BR3336 με σωλήνωση διαμέτρου 117mm που διανοίχτηκαν περιστροφικά με κοπτική κεφαλή διαμέτρου 101mm έτσι ώστε να μη διαταράσσεται η φυσική δομή του σχηματισμού που επρόκειτο να ελεγχθεί. Η πλήρης στρωματογραφία του εδάφους καθορίστηκε από την συνοδή γειτονική δειγματοληπτική γεώτρηση και τα αντίστοιχα δείγματα. Η διαδικασία δοκιμής ήταν σύμφωνη με τους γενικούς κανόνες και οδηγίες των ελληνικών κανονισμών οι οποίοι συμφωνούν με την αντίστοιχη γαλλική προδιαγραφή NFP94-110 και την αμερικάνικη ASTM D4719-87.

Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται συνοπτικά τα βάθη των δοκιμών του πρεσσιομέτρου καθώς και η γεωλογική περιγραφή των δειγμάτων.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΥΝΟΔΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΠΤΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	ΒΑΘΟΣ	ΒΑΘΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ (ΥΠΑΙΘΡΟΥ)
BR3336	BP3323	1	3,00-3,60	3,00-4,00	Αμμώδης άργιλος με χαλίκια
		2	4,60-5,20	4,50-5,50	Αμμώδης – αργιλώδης ιλύς, με λεπτά χαλίκια αργιλόλιθου, χαλαζία, μαργαϊκού ασβεστόλιθου.
i		3	6,20-6,80	6,00-7,00	Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος κερματισμένος (λεπτόκοκκα χαλίκια με άμμο και ιλύ)
		4	7,30-7,90	7,50-8,50	Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος κερματισμένος (λεπτόκοκκα χαλίκια με άμμο και ιλύ)
		5	10,00-10,60	10,00-11,00	Αργιλόλιθος (άμμος και ιλύς)
		6	12,40-13,00	12,10-13,10	Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος κερματισμένος (λεπτόκοκκα χαλίκια με άμμο και ιλύ)
		7	13,50-14,10	13,50-14,20	Αργιλόλιθος-Μαργαϊκός ασβεστόλιθος, κερματισμένος (λεπτόκοκκα χαλίκια με άμμο και ιλύ)
		8	15,00-15,60	15,00-16,00	Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος κερματισμένος (λεπτόκοκκα χαλίκια με ιλυώδη άμμο)
		9	18,00-18,60	18,00-19,00	Αργιλόλιθος – Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος
		10	22,40-22,80	22,00-23,00	Αργιλόλιθος με μορφή λεπτών χαλίκων με αμμώδη ιλύ.
		11	24,70-25,40	24,50-25,50	Αργιλόλιθος
		12	27,60-28,20	27,50-28,50	Αργιλόλιθος – Τοπικά μαργαϊκός ασβεστόλιθος
		13	32,50-33,10	32,50-33,10	Αργιλόλιθος
		14	35,60-36,20	35,50-36,50	Αργιλόλιθος
		15	38,50-39,10	38,50-39,50	Αργιλόλιθος

Πίνακας 6.1 : Εκτέλεση δοκιμών πρεσσιομέτρων: Θέση Χαϊδάρι – Αγ. Βαρβάρα



Γεώτρηση ΒΡ 3323 – ΘΕΣΗ Χαιδάρι – Αγ. Βαρβάρα . Βάθος 6,20 – 7,90. Μαργαικός Ασβεστόλιθος κερματισμένος (λεπτόκοκκα χαλίκια με άμμο και ιλύ)



Γεώτρηση BP 3323 – ΘΕΣΗ Χαιδάρι – Αγ. Βαρβάρα . Βάθος 13,50 – 14,10. Αργιλόλιθος – Μαργαικός Ασβεστόλιθος κερματισμένος (λεπτόκοκκα χαλίκια με άμμο και ιλύ)



Γεώτρηση BR 3323 – ΘΕΣΗ Χαιδάρι – Αγ. Βαρβάρα . Βάθος 38,50 – 39,10. Αργιλόλιθος – Μαργαικός Ασβεστόλιθος κερματισμένος (λεπτόκοκκα χαλίκια με άμμο και ιλύ)

## 6.2.1.2 ΘΕΣΗ ΑΓΙΑ ΒΑΡΒΑΡΑ - ΚΟΡΥΔΑΛΛΟΣ

Οι εργασίες υπαίθρου άρχισαν στις 21/06/2004 και περατώθηκαν στις 19/07/2004.

#### Γεωλογία περιοχής

Το αλπικό υπόβαθρο της στενής περιοχής διέλευσης της χάραξης ανήκει στην πολύπλοκη αλλόχθονη ενότητα του λεκανοπεδίου της Αθήνας και αντιπροσωπεύεται κυρίως από λιθολογίες του σχηματισμού των αθηναϊκών σχιστολίθων.

Στα δυτικά της χάραξης, εκτός της ζώνης διέλευσης, υπέρκεινται τεκτονικά ανθρακικοί σχηματισμοί οι οποίοι εντάσσονται στον ευρύτερο χώρο της Ανατολικής Ελλάδας και συγκεκριμένα στην ενότητα 'Υποπελαγονική'.

Ασύμφωνα από τους παραπάνω αλπικούς σχηματισμούς, τοποθετούνται μεταλπικά ιζήματα του Νεογενούς και του Τεταρτογενούς, τα οποία έχουν περιορισμένη έκταση και καλύπτουν μικρό τμήμα της διέλευσης.

Η γεωλογική εικόνα που αποκτήθηκε στην ευρύτερη περιοχή μελέτης βασίσθηκε κυρίως σε βιβλιογραφικές αναφορές, στο βαθμό που η άμεση γεωλογική παρατήρηση είναι ιδιαίτερα δύσκολη έως αδύνατη. Γεωλογικές επί τόπου παρατηρήσεις έγιναν σε φυσικά και τεχνητά πρανή καθώς και σε εκσκαφές. Το σύνολο των γεωλογικών στοιχείων που παρατίθενται, έχουν προκύψει κυρίως από γεωλογικούς χάρτες του λεκανοπεδίου των Αθηνών, κατά R. Lepsius (1891) κλίμακα 1:25000, κατά ΙΓΜΕ (1982)- κλίμακα 1:50000 και κατά Ν. Σ. Σαμπατακάκη (1991) – κλίμακα 1:20000. Συνεκτιμήθηκαν τα στοιχεία των υφιστάμενων γεωτεχνικών ερευνών και γεωμορφολογικών παραγόντων. Οι γεωλογικοί σχηματισμοί που συναντώνται στην ευρύτερη περιοχή του έργου, είναι οι παρακάτω από τους αρχαιότερους προς τους νεότερους:

#### ΑΛΠΙΚΟΙ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ

#### Αλλόχθονη ενότητα του λεκανοπεδίου Αθήνας (Άνω Κρητιδικό)

**Αθηναϊκός Σχιστόλιθος:** Με τον όρο αυτό περιγράφεται ένα έντονα ετερογενές σύστημα φλυσχοειδούς χαρακτήρα το οποίο αποτελεί το γεωλογικό υπόβαθρο του λεκανοπεδίου της Αθήνας.

Λιθολογικά στην περιοχή του έργου ο αθηναϊκός σχιστόλιθος συνίσταται κυρίως από αργιλικούς, ψαμμιτικούς, ασβεστιτικούς σχιστολίθους και μεταψαμμίτες, μεταϊλυολίθους και τεφρούς φυλλίτες. Τοπικά είναι πιθανή και η παρουσία φακών ή ενστρώσεων τεφρών κρυσταλλικών ασβεστολίθων και βασικών, υπερβασικών πετρωμάτων.

Στο σύνολο του ο σχηματισμός παρουσιάζει έντονο κερματισμό ακόμα και το σχετικά υγιές τμήμα του. Στη μάζα του αναμένονται ζώνες τεκτονισμού – διάτμησης όπου το υλικό κατά θέσεις έχει μετατραπεί σε άργιλο. Το πάχος του αποσαθρωμένου τμήματος του σχηματισμού στα ανώτερα τμήματα αναμένεται γενικά μικρό.

Το χρώμα του σχηματισμού στο σχετικά υγιές τμήμα του είναι συνήθως τεφροπράσινο, καστανότεφρο, τεφρογκρί ενώ, στο αποσαθρωμένο τμήμα είναι γκριζοπράσινο έως καστανοκίτρινο. Το συνολικό πάχος μπορεί να υπερβαίνει και τα 200m.

## ΜΕΤΑΛΠΙΚΟΙ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ

### Νεογενή ιζήματα (Πλειόκαινο)

**Μαργαϊκοί σχηματισμοί:** Αποτελούν ιζηματογενείς σχηματισμούς λιμναίας φάσης, οι οποίοι συνίστανται κυρίως από αργιλικές και ψαμμιτικές μάργες, πηλίτες, ενστρώσεις συνεκτικών πολύμικτων κροκαλοπαγών, καθώς και ψαμμίτες και μαργαϊκούς ασβεστολίθους. Στη μάζα τους αναμένονται και ορίζοντες οργανικής αργίλου και λιγνίτη, τεφρού χρώματος.

### Τεταρτογενή ιζήματα (Πλειστόκαινο – Ολόκαινο)

Διακρίνονται ανάλογα με το μηχανισμό γένεσης σε:

### I) Προσχωσιγενείς αποθέσεις και υλικά ποταμοχειμάρριας προέλευσης

**Ποταμοχειμάριες αποθέσεις:** Αποτελούν χαλαρής έως μέτρια συνεκτικής δομής πρόσφατες και παλαιότερες αλλουβιακές αποθέσεις καστανού έως καστανέρυθρου χρώματος.

Οι πιο πρόσφατες αποθέσεις αναμένεται να έχουν κυρίως λεπτομερή σύσταση και να επικρατούν από κοίτες ενεργών ρεμάτων. Συνίστανται κυρίως από αργίλους έως αμμώδεις αργίλους καθώς και από αργιλώδεις άμμους με χαλίκια και κροκάλες. Αναμένεται να έχουν μικρό κατακόρυφο πάχος της τάξεως των 5m περίπου.

Οι παλαιότερες αποθέσεις αναμένεται να έχουν γενικά πιο αδρομερή χαρακτήρα. Συνίστανται κυρίως από αργιλώδεις άμμους, αμμοαργίλους, αργιλοϊλυώδεις χάλικες και κατά θέσεις συνεκτικά πολύμικτα κροκαλολατυποπαγή. Γενικά, αναμένεται να παρουσιάζουν μεγαλύτερο κατακόρυφο πάχος.

#### II) Προϊόντα αποσάθρωσης και διάβρωσης (κορηματικά υλικά)

**Πλευρικά κορήματα και Κώνοι κορημάτων:** Αποτελούν χαλαρής κυρίως δομής προϊόντα αποσάθρωσης και διάβρωσης των γύρω ορεινών όγκων.

Παρουσιάζουν κυρίως αργιλοαμμώδη έως αργιλοχαλικώδη σύσταση με λατύπες, κροκάλες και λίθους ασβεστολίθων και σχιστολίθων. Τοπικά παρουσιάζουν καλή συγκόλληση με συνεκτική δομή.

Το χρώμα του σχηματισμού είναι καστανοκόκκινο έως καστανοπράσινο και το πάχος κυμαινόμενο.

#### Γεωτρήσεις – Πρεσσιομετρικές γεωτρήσεις

Εκτελέστηκαν συνολικά 14 γεωτρήσεις ελάχιστου βάθους 28,10m και μέγιστου 32,30m και συνολικού μήκους διάτρησης 421,20m.

Δοκιμές πρεσσιομέτρου εκτελέστηκαν στις 'τυφλές' γεωτρήσεις BR2410 και BR2411 με λήψη δείγματος στο βάθος δοκιμής προς επιβεβαίωση του υλικού. Οι γεωτρήσεις αυτές διανοίχτηκαν περιστροφικά, με σωλήνωση διαμέτρου 117mm και με κοπτική κεφαλή διαμέτρου 101mm έτσι ώστε να μη διαταράσσεται η φυσική δομή του σχηματισμού που επρόκειτο να ελεγχθεί. Η πλήρης στρωματογραφία του εδάφους καθορίστηκε από την συνοδή γειτονική δειγματοληπτική γεώτρηση και τα αντίστοιχα δείγματα. Η διαδικασία δοκιμής ήταν σύμφωνη με τους γενικούς κανόνες και οδηγίες των ελληνικών κανονισμών οι οποίοι συμφωνούν με την αντίστοιχη γαλλική προδιαγραφή NFP94-110 και την αμερικάνικη ASTM D4719-87.

Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται συνοπτικά τα βάθη των δοκιμών του πρεσσιομέτρου καθώς και η γεωλογική περιγραφή των δειγμάτων

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΥΝΟΔΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΔΗΠΤΙΚΗ	ΑΡΙΘΜΟΣ	ΒΑΘΟΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ
	ΓΕΩΤΡΗΣΗ			ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ)
BR2410	BP1301	1	1.40-2.00	ΧΑΛΙΚΕΣ ΜΕ ΙΛΥ ΚΑΙ ΑΜΜΟ
		2	3.40-4.00	ΧΑΛΙΚΕΣ ΜΕ ΙΛΥ ΚΑΙ ΑΜΜΟ
		3	5.70-6.30	ΑΜΜΟΣ
		4	7.30-7.90	ΙΛΥΩΔΗΣ ΑΜΜΟΣ ΜΕ
				ΧΑΛΙΚΙΑ
		5	9.50-10.10	ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
		6	11.40-12.00	ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
		7	13.40-14.00	ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
		8	15.60-16.20	ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
		9	17.50-18.10	ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
		10	19.60-20.20	ΑΜΜΟΣ ΚΑΙ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ
		11	21.40-22.00	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ
		12	24.40-25.00	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ
		13	26.80-27.40	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ ΚΑΙ
				ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
BR2411	BP1305	1	2.40-3.00	ΑΜΜΩΔΗΣ ΙΛΥΣ ΜΕ ΛΙΓΑ
			4 40 5 00	
		2	4.40-5.00	
		3	6.40-7.00	
		4	8.40-9.00	ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ
		5	10.40-11.00	ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ
		6	12.70-13.30	ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ
		/	14.60-16.20	ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ
		8	16.40-17.00	ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ
		9	18.60-19.20	ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ
		10	20.40-21.00	ΜΕΙΑΙΛΥΟΛΙΘΟΣ
		11	22.60-23.20	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ
		12	24.80-25.40	ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ
		13	26.90-27.50	ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ
		14	29.20-29.80	ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟΣ

Πίνακας 6.2: Εκτέλεση δοκιμών πρεσσιομέτρων: Θέση Αγ. Βαρβάρα - Κορυδαλλός



Γεώτρηση ΒΡ 1301 – ΘΕΣΗ Αγ. Βαρβάρα - Κορυδαλλός Βάθος 15,60 – 18,10: Σχιστόλιθος



Γεώτρηση ΒΡ 1301 – ΘΕΣΗ Αγ. Βαρβάρα - Κορυδαλλός Βάθος 21,40 – 22,00: Μεταψαμμίτης



Γεώτρηση ΒΡ 1305 – ΘΕΣΗ Αγ. Βαρβάρα - Κορυδαλλός Βάθος 10,40 – 11,00: Μεταιλυόλιθος

### 6.2.1.3 ΘΕΣΗ ΚΟΡΥΔΑΛΛΟΣ – ΠΕΙΡΑΙΑΣ

Εκτελέστηκαν συνολικά 64 γεωτρήσεις. Οι εργασίες υπαίθρου άρχισαν στις 14/04/2005 και περατώθηκαν στις 10/11/2005, για τις γεωτρήσεις BP2412 έως BP2449 και στις 27/09/05 έως 07/12/05 για τις γεωτρήσεις BH2450 έως BH2464 αντίστοιχα.

#### Γεωλογία περιοχής

Το αλπικό υπόβαθρο της στενής περιοχής της χάραξης, αποτελείται κυρίως από την ετερογενή αλλόχθονη ενότητα των αθηναϊκών σχιστολίθων.

Μικρότερο τμήμα, στην περιοχή της Νίκαιας, διέρχεται από ανθρακικούς σχηματισμούς οι οποίοι δομούν κατά κύριο λόγο τους λόφους του ανατολικού περιθωρίου του όρους Αιγάλεω (Καραβάς, Κορυδαλλός, Προφήτης Ηλίας Χαϊδαρίου, κλπ.), καθώς και οφιολίθους οι οποίοι εντοπίζονται κυρίως στις παρυφές των λόφων αυτών.

Ασύμφωνα στους παραπάνω αλπικούς σχηματισμούς, εντοπίζονται πρόσφατα μεταλπικά ιζήματα του Νεογενούς και Τεταρτογενούς, τα οποία στο τελευταίο τμήμα της χάραξης έχουν μεγάλη έκταση και πάχος.

Αναλυτικά, οι γεωλογικοί σχηματισμοί που συναντώνται στην περιοχή του έργου, είναι οι παρακάτω από τους αρχαιότερους προς τους νεότερους:

#### ΑΛΠΙΚΟΙ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ

**Ασβεστόλιθοι:** Παχυστρωματώδεις έως άστρωτοι και τοπικά λέπτοστρωματώδεις έως μεσοστρωματώδεις, γκρίζου έως γκριζότεφρου χρώματος και τοπικά ροδόχρωοι. Παρουσιάζουν τοπικά μέτρια καρστικοποίηση, κατά θέσεις με περιορισμένα καρστικά έγκοιλα, κενά ή πληρωμένα με ασβεστίτη. Στη μάζα του σχηματισμού, παρατηρούνται τοπικά ενδιαστρώσεις σχιστοποιημένων αργιλολίθων και ψαμμιτών.

Υπερβασικά μαγματικά πετρώματα (οφιόλιθοι): Επί των ασβεστολίθων εντοπίζονται υπερβασικά μαγματικά πετρώματα (σερπεντινίτες, σχιστοποιημένοι σερπεντινίτες, σπιλίτες κ.α.), χρώματος ελαιοπράσινου με ποικιλόχρωμες ενδιαστρώσεις (ιώδεις, καστανέρυθρες, κ.α.). Στο σύνολο του ο σχηματισμός παρουσιάζει έντονο κερματισμό που συχνά συνοδεύεται από ανάπτυξη λεπτών φλεβιδίων, ισχυρότερης ωνз σε περιοχές παραμόρφωσης εμφανίζεται σχιστοποιημένος. Ο σχηματισμός αυτός απαντάται ελαφρά έως και ισχυρά αποσαθρωμένος. Κατά θέσεις τα πετρώματα αυτά εναλλάσσονται με πτυχωμένους, ισχυρά εξαλλοιωμένους σχιστολίθους ηφαιστειοιζηματογενούς προέλευσης. Το πάχος του σχηματισμού στην στενή περιοχή της διέλευσης της χάραξης κυμαίνεται από μερικά μέτρα έως μερικά δεκάδες μέτρα.

### Αλλόχθονη ενότητα του λεκανοπεδίου της Αθήνας (Άνω Κρητιδικό)

**Αθηναϊκός Σχιστόλιθος:** Συνίσταται κυρίως από εναλλαγές μεταψαμμιτών, μεταϊλυολίθων και ψαμμιτικών/ασβεστιτικών σχιστολίθων. Τοπικά συναντώνται ενστρώσεις γκριζότεφρων κρυσταλλικών ασβεστολίθων.

Στο σύνολο του ο σχηματισμός παρουσιάζει έντονο κερματισμό ακόμα και το σχετικά υγιές τμήμα του. Στη μάζα του αναμένονται ζώνες διάτμησης στις οποίες το υλικό κατά θέσεις έχει μετατραπεί σε άργιλο. Τοπικά εμφανίζεται πτυχωμένος, ιδιαίτερα στις θέσεις που επικρατούν οι ασβεστιτικοί, ψαμμιτικοί σχιστόλιθοι. Το πάχος του αποσαθρωμένου τμήματος του σχηματισμού στα ανώτερα τμήματα αναμένεται γενικά μικρό.

### ΜΕΤΑΛΠΙΚΟΙ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ

#### Νεογενή ιζήματα (Πλειόκαινο)

Μαργαϊκοί σχηματισμοί: Πρόκειται για θαλάσσια ιζήματα που συνίστανται κυρίως από μάργες (αργιλολίθους-ιλυολίθους), μαργαϊκούς ασβεστολίθους και κροκαλοπαγή. Εμφανίζονται άστρωτα (μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι) έως λεπτοστρωματώδη (μάργες) με ήπιες γενικά κλίσεις. Εμφανίζουν τεκτονική καταπόνηση που εκφράζεται από τουλάχιστον δύο συστήματα διακλάσεων και τοπικά μικρού πάχους ριξηγενείς ζώνες. Κατά θέσεις οι μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι εμφανίζουν εντονότερο κερματισμό.

#### Τεταρτογενή ιζήματα (Πλειστόκαινο – Ολόκαινο)

Πλευρικά κορήματα και κώνοι κορημάτων: Αποτελούν χαλαρής κυρίως δομής και τοπικά πιο συνεκτικά προϊόντα αποσάθρωσης και διάβρωσης των γύρω ορεινών όγκων. Παρουσιάζουν κυρίως αργιλοαμμώδη έως αργιλοχαλικώδη σύσταση με λατύπες, κροκάλες και λίθους ασβεστολίθων και σχιστολίθων. Το χρώμα του σχηματισμού είναι καστανό έως καστανοκόκκινο.

Παράκτιες αποθέσεις: Εμφανίζονται στην ευρύτερη περιοχή του σταθμού Πειραιά και αποτελούνται από πυκνή ιλυώδη άμμο έως στιφρή αμμώδη ιλύ με ορίζοντες με άφθονα θαλάσσια απολιθώματα. Τοπικά και σε βάθος λόγω διαγένεσης οι παραπάνω σχηματισμοί μετατρέπονται αντίστοιχα σε ασθενείς ψαμμίτες έως μετρίως ασθενείς ιλυολίθους. Κατά θέσεις στους ανώτερους ορίζοντες εμφανίζονται θαλάσσια ψηφιτοπαγή (beach rocks), μέτρια έως ισχυρά συγκολλημένα. Το χρώμα των ανωτέρω σχηματισμών είναι γενικά φαιοκίτρινο.

#### Προσχωσιγενείς αποθέσεις: Διακρίνονται σε:

i. Ποταμοχειμμάριες αποθέσεις: Αποτελούν χαλαρής κυρίως δομής, πρόσφατες και παλαιότερες αλλουβιακές αποθέσεις καστανού έως καστανότεφρου χρώματος. Οι πιο πρόσφατες αποθέσεις αναμένεται να έχουν κυρίως λεπτομερή σύσταση και να επικρατούν στις κοίτες ενεργών ρεμάτων. Συνίστανται κυρίως από αργίλους έως αμμώδεις αργίλους, καθώς και από αργιλώδεις άμμους με χαλίκια και κροκάλες. Αναμένεται να έχουν μικρό κατακόρυφο πάχος της τάξης των 5-7m περίπου. Οι παλαιότερες αποθέσεις αναμένεται να έχουν γενικά πιο αδρομερή χαρακτήρα. Συνίστανται κυρίως από αργιλώδεις άμμους, αμμοαργίλους, αργιλοϊλυώδεις χάλικες και κατά θέσεις συνεκτικά πολύμικτα κροκαλοπαγή. Γενικά αναμένεται να παρουσιάζουν μεγαλύτερο κατακόρυφο πάχος.

ii. Λιμνοθαλάσσιες ελώδεις αποθέσεις ('Αλίπεδο'): Εμφανίζονται στους ανώτερους ορίζοντες της περιοχής του σταθμού του Πειραιά. Αποτελούνται κυρίως από μαλακές αργιλώδεις ιλύες έως ιλυώδεις αργίλους, τεφρού – κυανότεφρου χρώματος, πλούσιες σε οργανικά, με παρουσία χαλίκων, θραυσμάτων, κεραμικών, κελύφων, κλπ. Λόγω της ετερογένειας τους είναι δύσκολο να διαχωριστούν από τις γειτονικές τεχνητές-ανθρωπογενείς αποθέσεις. Το πάχος του σχηματισμού φτάνει τα 4m.

iii. Τεχνητές-ανθρωπογενείς αποθέσεις (αρχαιολογικό στρώμα): Πρόκειται για μικρού πάχους ιστορικές και σύγχρονες επιχώσεις χαλαρών εδαφικών υλικών που φέρουν μεταξύ άλλων αρχαιολογικά στρώματα, κατασκευές,κλπ.

### Γεωτρήσεις – Πρεσσιομετρικές γεωτρήσεις

Όπως αναφέρθηκε, εκτελέστηκαν συνολικά 64 γεωτρήσεις ελάχιστου βάθους 8,20m και μεγίστου 48,50m και συνολικού μήκους διάτρησης 1797,9m. Όλες οι γεωτρήσεις ήταν περιστροφικές με συνεχή δειγματοληψία (εκτός των γεωτρήσεων BP2458A και BP2458B οι οποίες εκτελέστηκαν χωρίς δειγματοληψία για την τοποθέτηση γεωτεχνικών οργάνων και των πρεσσιομετρικών γεωτρήσεων όπου σε αριθμό αυτών πραγματοποιήθηκε μερική ή πλήρης δειγματοληψία) και καθημερινή μετρηση πρωινής και βραδινής στάθμης του νερού κατά την εξέλιξη της διάτρησης.

Δοκιμές πρεσσιομέτρου εκτελέστηκαν στις 'τυφλές' γεωτρήσεις BR2459, BR2460, και BR2463 με λήψη δείγματος στο βάθος δοκιμής προς επιβεβαίωση του υλικού και στις γεωτρήσεις BR2461 και BR2462 όπου πραγματοποιήθηκε και δειγματοληψία. Οι γεωτρήσεις αυτές διανοίχτηκαν περιστροφικά, με σωλήνωση διαμέτρου 117mm και με κοπτική κεφαλή διαμέτρου 101mm έτσι ώστε να μην διαταράσσεται η φυσική δομή του σχηματισμού που επρόκειτο να ελεγχθεί. Η πλήρης στρωματογραφία του εδάφους καθορίστηκε από την συνοδή γειτονική δεγματοληπτική γεώτρηση και τα αντίστοιχα δείγματα. Η διαδικασία δοκιμής ήταν σύμφωνη με τους γενικούς κανόνες και οδηγίες των ελληνικών κανονισμών οι οποίοι συμφωνούν με την αντίστοιχη γαλλική προδιαγραφή NFP94-110 και την αμερικάνικη ASTM D4719-87.

Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται συνοπτικά τα βάθη των δοκιμών του πρεσσιομέτρου μαζί με τα αντίστοιχα βάθη λήψης δοκιμίων, καθώς και η περιγραφή υπαίθρου του υλικού του δείγματος.

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΥΝΟΔΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΠΤΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	ΒΑΘΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ ή ΣΥΝΟΔΗΣ ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΠΤΙΚΗΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ
BR2459	BP2416	1	3,40-4,00	Μεταϊλυόλιθος
		2	5,40-6,00	Μεταϊλυόλιθος
		3	7,40-8,00	Μεταϊλυόλιθος
		4	9,40-10,00	Μεταϊλυόλιθος
		5	11,40-12,00	Μεταψαμμίτης
		6	13,40-14,00	Μεταψαμμίτης
		7	15,40-16,00	Μεταϊλυόλιθος
		8	17,40-18,00	Μεταϊλυόλιθος
		9	20,00-20,60	Μεταϊλυόλιθος
		10	21,40-22,00	Μεταϊλυόλιθος
		11	23,40-24,00	Μεταϊλυόλιθος
		12	25,40-26,00	Μεταϊλυόλιθος
		13	27,40-28,00	Σερπεντινιωμένος Περιδοτίτης
		14	29,40-30,00	Σερπεντινιωμένος Περιδοτίτης
		15	31,40-32,00	Σερπεντινιωμένος Περιδοτίτης
BR2460	BP1310	1	2.40-3.00	Ιλυώδη/Αργιλώδη Χαλίκια
		2	4,40-5,00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		3	6,40-7,00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		4	8,40-9,00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		5	10.40-11.00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		6	12,40-13,00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		7	14,40-15,00	Μεταψαμμίτης
		8	16,40-17,00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		9	19.40-20.00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		10	21,40-22,00	Μεταϊλυόλιθος
		11	23,40-24,00	Κρυσταλλικός Ασβεστόλιθος
		12	25,40-26,00	Μεταψαμμίτης - Μεταϊλυόλιθος
		13	27,40-28,00	Μεταψαμμίτης – Μεταϊλυόλιθος
		14	29,40-30,00	Μεταψαμμίτης
		15	31,40-32,00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		16	33,40-34,00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
BR2461	(BP2444)	1	3,40-4,00	Αμμώδης Άργιλος
	. ,	2	5,40-6,00	Κροκαλοπαγές
		3	7,40-8,00	Ιλυώδης Άμμος
		4	9,40-10,00	Ιλυώδης Άμμος με χαλίκια
		5	11,40-12,00	Ιλυώδης Άμμος με χαλίκια
		6	13,40-14,00	Ιλυώδης Άμμος με χαλίκια
		7	15,40-16,00	Ιλυώδης Άμμος με χαλίκια
		8	17,40-18,00	Ιλυώδης Άμμος με χαλίκια
		9	20,00-20,60	Ιλυόλιθος
		10	22,00-22,60	Ιλυόλιθος
		11	24,20-24,80	Ιλυόλιθος
		12	26,00-26,60	Ιλυόλιθος
		13	28,10-28,70	Ιλυόλιθος – Ιλύς με άμμο
		14	30,00-30,60	Ιλυόλιθος
		15	32,00-32,60	Ιλυόλιθος
		16	33,60-34,20	Ιλυόλιθος

Πίνακας 6.3: Εκτέλεση δοκιμών πρεσσιομέτρων: Θέση Κορυδαλλός - Πειραιάς



**Γεώτρηση BP 2416 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς** Βάθος 20,00 – 20,50: Μεταιλυόλιθος



**Γεώτρηση BP 2416 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς** Βάθος 27,40 – 28,00: Σερπεντινιωμένος Περιδοτίτης



**Γεώτρηση BP 1310 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς** Βάθος 8,40 – 9,00: Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης



Γεώτρηση BP 1310 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς Βάθος 23,40 – 24,00: Κρυσταλλικός Ασβεστόλιθος



**Γεώτρηση BP 1310 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς** Βάθος 27,40 – 28,00: Μεταψαμμίτης - Μεταϊλυόλιθος



Γεώτρηση BP 2444 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς Βάθος 22,00 – 22,60: Ιλυόλιθος

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΥΝΟΔΗ	ΑΡΙΘΜΟΣ	ΒΑΘΟΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ
	ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΠΤΙΚΗ	ΔΟΚΙΜΗΣ	ΔΟΚΙΜΗΣ	ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ ή ΣΥΝΟΔΗΣ
	ΓΕΩΤΡΗΣΗ			ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΠΤΙΚΗΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ
BR2462	(BP2458)	1	3,20-3,80	Ισχνή Άργιλος
		2	4,90-5,50	Κροκαλο – λατυποπαγές
		3	7,00-7,60	Κροκαλο – λατυποπαγές
		4	9,00-9,60	Κροκαλο – λατυποπαγές
		5	11,10-11,70	Ιλυώδης Άμμος
		6	13,00-13,60	Ιλυώδης Άμμος
		7	14,90-15,50	Ιλυώδης Άμμος
		8	16,90-17,50	Αμμώδης Ιλύς
		9	19,40-20,00	Αμμώδης Ιλύς
		10	21,40-22,00	Αμμώδης Ιλύς
		11	23,40-24,00	Αμμώδης Ιλύς
		12	25,40-26,00	Αμμώδης Ιλύς
		13	27,30-27,90	Αμμώδης Ιλύς
		14	29,40-30,00	Αμμώδης Ιλύς
		15	31,20-31,80	Αμμώδης Ιλύς
		16	33,40-34,00	Αμμώδης Ιλύς
BR2463	BP2447	1	2,40-3,00	Ιλυώδεις Χάλικες με άμμο
		2	4,90-5,50	Αργιλώδεις Χάλικες με άμμο
		3	6,40-7,00	Αμμώδης Ιλύς
		4	8,40-9,00	Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος
		5	10,40-11,00	Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος
		6	12,40-13,00	Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος
		7	14,40-15,00	Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος
		8	16,40-17,00	Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος
		9	18,40-19,00	Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος
		10	20,40-21,00	Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος
		11	22,40-23,00	Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος
		12	24,40-25,00	Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος
		13	26,40-27,00	Αμμώδης Ιλυόλιθος
		14	28,40-29,00	Αμμώδης Ιλυόλιθος
		15	30,40-31,00	Αμμώδης Ιλυόλιθος
		16	32,40-33,00	Αμμώδης Ιλυόλιθος
		17	34,40-35,00	Αμμώδης Ιλυόλιθος

Πίνακας 6.4: Εκτέλεση δοκιμών πρεσσιομέτρων: Θέση Κορυδαλλός - Πειραιάς



Γεώτρηση BP 2458 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς Βάθος 7,00 – 7,60: Κροκαλο – λατυποπαγές



**Γεώτρηση BP 2447 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς** Βάθος 12,40 – 13,00: Ασβεστιτικός Ιλυόλιθος



**Γεώτρηση BP 2447 – ΘΕΣΗ Κορυδαλλός – Πειραιάς** Βάθος 32,40 – 33,00: Αμμώδης Ιλυόλιθος

# 6.2.2 Case Study \_2: Επέκταση Γραμμής 2 'Τμήμα Αγ. Αντώνιος – Ανθούπολη' Σταθμός Περιστερίου

#### Γενικά στοιχεία του έργου

Στην συγκεκριμένη μελέτη μελετήθηκε η περιοχή κατασκευής του σταθμού Περιστερίου στο τμήμα από Χ.Θ. 1+691,29 έως Χ.Θ. 1+870, στα πλαίσια κατασκευής του έργου 'Αττικό Μετρό: Επέκταση της γραμμής 2 – Τμήμα Άγ. Αντώνιος – Ανθούπολη'. Ο σταθμός Περιστέρι χωροθετείται στην κεντρική περιοχή του Δήμου Περιστερίου, στην πλατεία Δημοκρατίας, όπου υπάρχει ο Ναός Ευαγγελιστρίας και το υπό κατασκευή Δημαρχείο.

Η Είσοδος – Έξοδος 2 ευρίσκεται στην απέναντι πλευρά της μελλοντικής παράκαμψης της Λεωφόρου Π. Τσαλδάρη στο ρεύμα προς την οδό Θηβών (στην περιοχή των εργατικών πολυκατοικιών) και οδηγεί επίσης στο μεσοπάτωμα του σταθμού, μέσω υπόγειας διάβασης (που ια κατασκευαστεί με την μέθοδο ανοικτού ορύγματος) κάτω από τη μελλοντική παράκαμψη της Λεωφόρου Π. Τσαλδάρη. Συνεπώς, η κατασκευή της Εισόδου – Εξόδου 2 θα προηγηθεί της παράκαμψης της Λεωφόρου Παναγή Τσαλδάρη.

Ο μόνιμος φορέας του σταθμού Περιστέρι θα έχει μήκος περίπου 112m. Το βάθος του φτάνει περίπου στα 25m. Το μεγαλύτερο τμήμα του σταθμού, μήκους 67m περίπου, θα κατασκευαστεί με την μέθοδο ανοικτού ορύγματος (E&E), ενώ το υπόλοιπο τμήμα που συνδέεται με τη σήραγγα επέκτασης της γραμμής 2 προς το Φρέαρ Φλέμινγκ, μήκους 45m περίπου, θα κατασκευαστεί με υπόγεια διάνοιξη με συμβατικά μέσα και θα αποτελείται από την κύρια σήραγγα και δύο στοές κλιμακοστασίων εκατέρωθεν, οι οποίες θα κατασκευαστούν επίσης με υπόγεια εκσκαφή με συμβατικά μέσα.

Παρακάτω θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων της γεωτεχνικής έρευνας και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων αυτών, λαμβάνοντας υπόψη και τα στοιχεία παλαιότερων γεωλογικών και γεωτεχνικών ερευνών που είχαν εκτελεστεί στην περιοχή του έργου.

Η παρούσα εργασία θα εστιαστεί στη μελέτη των μέτρων ελαστικότητας.

### Γεωλογία της περιοχής

Στην περιοχή που εκτελέστηκε η εδαφοτεχνική έρευνα, συναντώνται στο βόρειο τμήμα μεταλπικοί σχηματισμοί, οι οποίοι παρουσιάζουν σημαντική έκταση και πάχος βορειότερα, ασύμφωνα υπερκείμενοι των αθηναϊκών σχιστολίθων του αλπικού υποβάθρου.

Συγκεκριμένα συναντώνται κυρίως Νεογενή ιζήματα, Μειοκαινικής έως πιθανά Πλειοκαινικής ηλικίας σύμφωνα με βιβλιογραφικά στοιχεία. Αποτελούνται από αμμώδεις πηλίτες (αργιλόλιθους – ιλυόλιθους) γκρίζου έως γκριζοπράσινου χρώματος, τοπικά ασβεστιτικούς έως μαργαϊκούς ασβεστολίθους φαιοκίτρινου χρώματος και αργιλικές, ιλυοαμμώδεις, ψαμμιτικές ενστρώσεις.

Πρέπει να αναφερθεί ότι στην ευρύτερη περιοχή εντός των νεογενών ιζημάτων συναντώνται συχνά ορίζοντες οργανικής αργιλοϊλύος γκριζότεφρου χρώματος και

λιγνίτη τεφρού χρώματος και πιο αραιά στρώσεις γκριζοπράσινων έως φαιοπράσινων ψαμμιτών. Οι πηλιτικές λιγνιτοφόρες στρώσεις αποτελούν την κατώτερη βαθμίδα των ιζημάτων και οι μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι την ανώτερη, προς τα κράσπεδα της Νεογενούς λεκάνης. Στην ευρύτερη περιοχή έρευνας, περί τη δεκαετία του 1940, εκτελέσθηκαν εξορυκτικές εργασίες λιγνίτη από την εταιρεία Λιγνιτορυχεία Αττικής Α.Ε. Με βάση βιβλιογραφικά στοιχεία, το κυρίως εκμεταλλεύσιμο κοίτασμα λιγνίτη βρέθηκε σε βάθη της τάξης των 40 – 55m από την επιφάνεια. Οι στοές εξόρυξης και οι γενικότερες επιφανειακές διαμορφώσεις, επανεπιχώθηκαν μετά το πέρας των μεταλλευτικών δραστηριοτήτων με στείρα υλικά τα οποία προέκυψαν από τις εκσκαφές.

Στη μάζα των νεογενών ιζημάτων συναντώνται επίσης κατά θέσεις, ορίζοντες πολύμικτων κροκαλολατυποπαγών και ψηφιδοπαγών.

Μικρότερη έκταση στο νότιο τμήμα της περιοχής έρευνας, καλύπτεται επιφανειακά από πιο πρόσφατα (Τεταρτογενή) ισχυρά συγκολλημένα πολύμικτα κροκαλολατυποπαγή, μικροκαρστικοποιημένα, μικρού σχετικά πάχους. Υπέρκεινται ασύμφωνα του αλπικού υποβάθρου όπου συναντώνται λιθολογίες των αθηναικών σχιστολίθων, ένα έντονα ετερογενές σύστημα φλυσχοειδούς χαρακτήρα, το οποίο αποτελεί το γεωλογικό υπόβαθρο του λεκανοπεδίου της Αθήνας.

Λιθολογικά, στην περιοχή έρευνας συνίστανται κυρίως από μεταψαμμίτες, μεταϊλυολίθους, επιδοτικούς – χλωριτικούς σχιστολίθους και τεφρούς αργιιλικούς σχιστολίθους – φυλλίτες. Στη μάζα τους συναντώνται επίσης ενστρώσεις χαλαζιτών και συχνά εναλλαγές των ανωτέρω λιθολογιών.

Στο σύνολο του ο σχηματισμός παρουσιάζει έντονο κερματισμό ακόμα και στο σχετικά υγιές τμήμα του. Στη μάζα του αναμένονται ζώνες τεκτονισμού – διάτμησης, όπου το υλικό κατά θέσεις έχει μετατραπεί σε άργιλο. Το πάχος του αποσαθρωμένου τμήματος του σχηματισμού στα ανώτερα τμήματα αναμένεται γενικά μικρό.

Το χρώμα του σχηματισμού στο σχετικά υγιές τμήμα του είναι συνήθως τεφροπράσινο, καστανότεφρο, τεφρογκρί, ενώ στο αποσαθρωμένο τμήμα είναι γκριζοπράσινο. Το συνολικό πάχος μπορεί να υπερβαίνει και τα 200m.

#### Γεωτεχνικές εργασίες

Οι γεωτεχνικές εργασίες περιλαμβάνουν τα εργασίες υπάιθρου και τις εργαστηριακές δοκιμές.

Οι εργασίες υπαίθρου άρχισαν στις 18/10/2006 και περατώθηκαν στις 21/12/2006 ενώ περιελάμβαναν την εκτέλεση δειγματοληπτικών γεωτρήσεων με περιστροφικό γεωτρύπανο, με συνεχή δειγματοληψία, τις δοκιμές SPT, τις δοκιμές πρεσσιομέτρου, τις δοκιμές διαπερατότητας τύπου Maag και Lugeon, καθώς και τη μέτρηση της στάθμης του υπόγειου νερού μέσα στις γεωτρήσεις κατά την εκτέλεση της διάτρησης, αλλά και μεταγενέστερα στα πιεζόμετρα που τοποθετήθηκαν.

Οι γεωτρήσεις που εκτελέστηκαν περιελάμβαναν εννέα δειγματοληπτικές και μία πρεσσιομετρική. Οι δειγματοληπτικές γεωτρήσεις ήταν περιστροφικές με συνεχή δειγματοληψία και καθημερινή μέτρηση πρωινής και βραδινής στάθμης του νερού κατά την εξέλιξη της διάτρησης.

Εκτελέστηκαν συνολικά δέκα γεωτρήσεις (εννέα δειγματοληπτικές και μία πρεσσιομετρική) ελάχιστου βάθους 29,50m και μέγιστου 35,50m και συνολικού μήκους διάτρησης 328,80m. Η μέθοδος προχώρησης και η αρχική διάμετρος της γεώτρησης επελέγησαν με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η επιτυχής ολοκλήρωση της στο συμβατικά προβλεπόμενο βάθος έρευνας, χωρίς τεχνικά προβλήματα.

Ο εξοπλισμός, που χρησιμοποιήθηκε και η τεχνική διάτρησης ήταν προσαρμοσμένα στη φύση του υπεδάφους έτσι ώστε να επιτυγχάνεται το μέγιστο δυνατόν ποσοστό δειγματοληψίας χωρίς απόπλυση και διατάραξη του δείγματος. Το διατρητικό νερό που χρησιμοποιήθηκε ήταν πάντοτε καθαρό νερό και η τροφοδοσία έγινε με εμβολοφόρα αντλία και με βυτιοφόρο όχημα μεταφοράς νερού. Επιλέχτηκαν κατάλληλες τεχνικές δειγματοληψίας και εξοπλισμοί ανάλογα με τη φύση του υπεδάφους και την απαίτηση συγκράτησης των τοιχωμάτων των γεωτρήσεων.

Οι εργαστηριακές δοκιμές άρχισαν στις 7/11/06 και περατώθηκαν στις 25/01/07. Στα εδαφικά δείγματα έγιναν οι παρακάτω δοκιμές:

- Δοκιμές κατάταξης
  - Κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα και αραιόμετρο (υδραυλική ανάλυση)
  - Όρια Atterberg (όριο υδαρότητας και όριο πλαστικότητας)
  - Φυσική υγρασία (Ο έλεγχος έγινε τόσο σε ημιδιαταραγμένα δέιγματα όσο και σε ειδικώς ληφθέντα αδιατάρακτα δείγματα για τον σκοπό αυτό)
    Ειδικό βάρος
- Δοκιμές προσδιορισμού των μηχανικών ιδιοτήτων
  - Δοκιμές ανεμποδίστου θλίψεως
  - Δοκιμές διατμήσεως ταχείες σε δοκίμια προστερεοποιημένα στις τάσεις θράυσεως, για τον προσδιορισμό των παραμέτρων της διατμητικής αντοχής.
- Δοκιμές βλαπτικότητας ύδατος
- Δοκιμές βλαπτικότητας εδάφους προς το σκυρόδεμα
- Μετρήσεις με πενετρόμετρο χειρός

Στα βραχώδη δείγματα έγιναν οι παρακάτω δοκιμές βραχομηχανικής:

• Δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης με παράλληλη μέτρηση του μέτρου ελαστικότητας

 Δοκιμές αμέσου διατμήσεως σε προδιαγεγραμμένες επιφάνειες ασυνεχειών δοκιμίων ακανόνιστου σχήματος για τον προσδιορισμό των παραμέτρων μέγιστης και παραμένουσας διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών

• Δοκιμές προσδιορισμού της αντοχής σε σημειακή φόρτιση ακανόνιστου σχήματος δοκιμίων (Point Load Test)

#### Δοκιμές πρεσιομέτρου

Δοκιμές πρεσιομέτρου εκτελέστηκαν στις 'τυφλές' γεωτρήσεις CASR-1, CASR-2 και CASR-3 με λήψη δειγμάτων στα βάθη δοκιμής προς επιβεβαίωση του υλικού στις συνοδές δειγματοληπτικές γεωτρήσεις CASN-2, CASP3T και CASP4T αντιστοίχως. Οι γεωτρήσεις αυτές διανοίχθηκαν περιστροφικά με σωλήνωση διαμέτρου 140/125mm και με κοπτικό διαμέτρου 116mm έτσι ώστε να μη διαταράσσεται η φυσική δομή του σχηματισμού που επρόκειτο να ελεγθεί. Η πλήρης στρωματογραφία του εδάφους καθορίστηκε από τις συνοδές, γειτονικές δειγματοληπτικές γεωτρήσεις (CASN-2, CASP3T και CASP4T) και τα αντίστοιχα δείγματα. Η διαδικασία δοκιμής είναι σύμφωνη με τη γενική οδηγία EN1997-3 και τις πιο εξειδικευμένες οδηγίες για δοκιμές πρεσσιομέτρου, όπως τη Γαλλική προδιαγραφή NFP94-110 και την Αμερικάνικη προδιαγραφή ASTM D4719-00. Επίσης είναι σύμφωνη με την Ελληνική Προδιαγραφή E106-86, ΦΕΚ 955/31-12-86 η οποία βασίζεται στις αντίστοιχες διεθνείς προδιαγραφές.

Παρακάτω παρατίθενται ενδεικτικά μερικές χαρακτηριστικές φωτογραφίες από εκείνα τα δείγματα των συνοδών, γειτονικών δειγματοληπτικών γεωτρήσεων (CASN-2, CASP3T και CASP4T) τα οποία βρίσκονται στις θέσεις δοκιμής του πρεσσιομέτρου. Οι συμβολισμοί των παραπάνω πινάκων έχουν επεξηγηθεί αναλυτικά σε προγενέστερο κεφάλαιο. Υπενθυμίζεται πως:

- Plim : οριακή πρεσσιομετρική πίεση.
- P\* im : καθαρή οριακή (net) πρεσσιομετρική πίεση.

ΠΡΕΣΣΙΟΜΕΤΡΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΥΝΟΔΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΠΤΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	ΒΑΘΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ ΣΥΝΟΔΗΣ ΔΕΙΓΜΑΤΟΛΗΠΤΙΚΗΣ ΓΕΩΤΡΗΣΗΣ
CASR1	CASN2	1	2.40-3.00	
		2	4.40-5.00	Λατυποιταγες εως ψηφιοοπαγες
		3	6.40-7.00	Αποσαθογιμόνος μαγαμιστικότος
		4	9.40-10.00	Αποααορωμενος μεταψαμμιτής
		5	11.40-12.00	Χάλικες καλής διαβάθμισης με άργιλο και άμμο (GW-GC)
		6	13.40-14.00	άποσαθουνώνος μεταικαιμάτος
		7	15.40-16.00	Αποσασρώμενος μεταψαμμπης
			17.40-18.00	Αργιλώδεις χάλικες με άμμο (GC)
		9	19.40-20.00	Αποσαθρωμένος μεταψαμμίτης
		10	21.40-22.00	
		11	23.40-24.00	
		12	25.40-26.00	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη-Μεταιλυολίθου
		13	27.40-28.00	
		14	29.40-30.00	
		15	31.40-32.00	
		16	33.40-34.00	Αττοσάθρωμενος Μεταιλυολίθος
CASR2	CASP3T	1	2.40-3.00	Κροκαλοπανές
		2	4.40-5.00	Μεταϊλυόλιθος (Σχιστόλιθος) έως Ψιφιδοπανές
		3	6.40-7.00	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		4	8.40-9.00	Αποσαθοωμένος Μεταψομμίτης
		5	10.40-11.00	Φλέβα χαλαζιακού και πιθανώς ασβεστιτικού υλικού
		6	12.40-13.00	Λατυποπαγές
	-	7	14.40-15.00	Λατυποπαγές
		8	16.40-17.00	Λατυποπαγές
		9	18.40-19.00	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη- Μεταϊλυολίθου
		10	20.40-21.00	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη- Μεταϊλυολίθου
		11	22.40-23.00	Αποσαθρωμένος Αργιλικός Σχιστόλιθος με τοπικές ζώνες Μεταϊλυολίθου
		12	24.40-25.00	Αποσαθρωμένος Αργιλικός Σχιστόλιθος με τοπικές ζώνες Μεταίλυολίθου
		13	26.40-27.00	Αποσαθρωμένος Αργιλικός Σχιστόλιθος με τοπικές ζώνες Μεταίλυολίθου
		14	28.40-29.00	Αποσαθρωμένος Αργιλικός Σχιστόλιθος με τοπικές ζώνες Μεταίλυολίθου
CASR3	CASP4T	1	2.40-3.00	Έντονα αποσαθρωμένος Σχιστόλιθος
		2	4.40-5.00	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης
		3	6.40-7.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		4	8.40-9.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		5	10.40-11.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		6	12.40-13.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		7	14.40-15.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		8	16.40-17.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		9	18.40-19.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης
		10	20.40-21.00	Τεκτονισμένος και διατρημένος Μεταψαμμίτης
		11	22.40-23.00	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη – Μετοϊλυολίθου ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος
		12	24.40-25.00	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη – Μεταϊλυολίθου ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος
		13	26.40-27.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος
		14	28.40-29.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος
		15	30.40-31.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος
		16	32.40-33.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος
		17	34.40-35.00	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος

Πίνακας 6.5: Εκτέλεση δοκιμών πρεσσιομέτρων στον σταθμό Περιστερίου – Επέκταση Γραμμής 2

ΔΕΙΓΜΑΤΟ-	ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΣ				ΠΡΕΣΣΙ	OMETP	ΙΚΕΣ ΔΟΙ	(I	MEΣ			
ΛΗΠΤΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	ΠΡΕΣΣΙΟ- ΜΕΤΡΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	∆OKIM H	BAΘOΣ (m)	воліда	P <sub>tM</sub> (Kpa)	E <sub>M</sub> (Kpa)		P <sub>LM</sub> (Kpa)		P* <sub>LM</sub> (Kpa)	E <sub>e</sub> /P*⊔v
CASP3T	Κροκαλοπαγές	CASR2	1	3,10	BX	78	525888	×	7500	١v	7422	71
	Μεταϊλυόλιθος (Σχιστόλιθος) έως Ψιφιδοπαγές		2	4,70	ВX	91	474741	2	6650	2	6559	72
	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης		3	6,70	вх	127	19775	>	3556	2	3429	6
	Αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης		4	8,70	вх	129	46560		4200		4071	11
	Φλέβα χαλαζιακού και πιθανώς ασβεστιπικού υλικού		5	10,70	вх	129	73420	N	4600	~	4471	16
	Λατυποπαγές		6	12,70	ВX	154	28393		3030		2876	10
	Λατυποπαγές		7	14,70	BX	71	9356	>	3000	2	2929	3
	Λατυποπαγές		8	16,70	BX	58	10448	N	3000	2	2942	4
	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη- Μεταίλυολίθου		9	18,70	вх	92	272030	14	5000	N	4908	53
	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη- Μεταϊλυολίθου		10	20,70	вх	165	343197	N.	5000	2	4835	71
	Αποσαθρωμένος Αργιλικός Σχιστόλιθος με τοπικές ζώνες Μεταίλυολίθου		11	22,70	вх	98	85825	N	9000	>1	8902	10
	Αποσαθρωμένος Αργιλικός Σχιστόλιθος με τοπικές ζώνες Μεταίλυολίθου		12	24,70	вх	222	306461		5000		4778	64
	Αποσαθρωμένος Αργιλικός Σχιστόλιθος με τοτικές ζώνες Μεταϊλυολίθου		13	26,70	вх	148	139559		8250		8102	17
	Αποσαθρωμένος Αργιλικός Σχιστόλιθος με τοπικές ζώνες Μεταίλυολίθου		14	28,70	вх	129	194049	2	9300	N	9171	21

**Πίνακας 6.7:** Εκτέλεση δοκιμών πρεσσιομέτρων στον σταθμό Περιστερίου – Επέκταση Γραμμής 2

ΔΕΙΓΜΑΤΟ-	ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΣ		1994 Harrison Ha Harrison Harrison Harr		ΠΡΕΣΣΙ	OMETP	ΙΚΕΣ ΔΟΙ	KI	ΜΕΣ			
ΛΗΠΤΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	ΠΡΕΣΣΙΟ- ΜΕΤΡΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	<u> </u>	BAΘOΣ (m)	βολίδα	P₀м (Kpa)	Ем (Кра)		Рым (Кра)		P* <sub>⊔M</sub> (Kpa)	E <sub>₩</sub> /P* <sub>um</sub>
CASP4T	Ξυτονα αποσαθρωμένος Σχιστόλιθος	CASR3	1	3,10	вх	157	42234	X	3000	N	2843	15
	Ασβεστιτικός Μεταψαμμίτης		2	4,70	вх	68	48606		4200		4132	12
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης		3	6,70	вх	87	49956		4200		4113	12
- CALIFORNIA	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης		4	8,70	вх	115	99675		4200		4085	24
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης		5	10,70	вх	111	84521	N	7100	2	6989	12
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης		6	12,70	вх	79	79473		4815		4736	17
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης		7	14,70	вх	78	50904		5500		5422	9
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης		8	16,70	вх	86	113361	N	6900	2	6814	17
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταψαμμίτης		9	18,70	вх	105	327522	>	7000	2	6895	48
	Τεκτονισμένος και διατρημένος Μεταιωαμυίτης		10	20,70	вх	92	48541	λ	4400	2	4308	11
	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη – Μεταϊλυολίθου ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος		11	22,70	вх	92	94005	Ν	4400	1	4308	22
	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη – Μεταϊλυολίθου ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένος		12	24,70	вх	73	360997	>	7000	2	6927	52
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος		13	26,70	вх	86	272943	2	7000	2	6914	39
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος		14	28,70	вх	120	692542	>	7000	2	6880	101
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος		15	30,70	вх	110	609241	2	7000	2	6890	88
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος		16	32,70	вх	133	493513	λ	7000	>	6867	72
	Μέτρια αποσαθρωμένος Μεταϊλυόλιθος		17	34,70	вх	129	669370	ΙV	7000	١٧	6871	97

Πίνακας 6.8: Εκτέλεση δοκιμών πρεσσιομέτρων στον σταθμό Περιστερίου – Επέκταση Γραμμής 2



Λατυποπαγές σε βάθος 16,40-17,00m και εναλλαγές ματαψαμμίτη-μεταϊλυολίθου σε βάθος 18,40-19,00m στη γεώτρηση CASP-3T.



Αποσαθρωμένος αργιλικός σχιστόλιθος με τοπικές ζώνες μεταϊλυολίθου σε βάθος 26,40-27,00m στη γεώτρηση CASP-3T.



Μέτρια αποσαθρωμένος μεταψαμμίτης σε βάθος 18,40-19,00m. Παρουσιάζεται τεκτονισμένος σε βάθος 20,40-21,00m.



Εναλλαγές μεταψαμμίτη – μεταϊλυολίθου ελαφρά έως μέτρια αποσαθρωμένες σε βάθος 24,40-25,00m και μέτρια αποσαθρωμένος μεταϊλυόλιθος σε βάθος 26,40-27,00m στη γεώτρηση CASP-4T.

Για τις δοκιμές του πρεσσιομέτρου χρησιμοποιήθηκε πρεσσιόμετρο τύπου Menard γαλλικής κατασκευής (APAGEO SEGELM) και βολίδα τύπου BX διαμέτρου Φ58mm που τοποθετούνται μέσα στη γεώτρηση στο επιθυμητό βάθος δοκιμής.

ΔΕΙΓΜΑΤΟ-	ΓΕΟΤΕΧΝΙΚΟΣ				ΠΡΕΣΣΙ	OMETP	ΙΚΕΣ ΔΟΙ	<li>I</li>	ΜΕΣ			********
ΛΗΠΤΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	ΠΡΕΣΣΙΟ- ΜΕΤΡΙΚΗ ΓΕΩΤΡΗΣΗ	40КІМ Н	BAΘOΣ (m)	ΒΟΛΙΔΑ	P₀м (Kpa)	E <sub>M</sub> (Kpa)		P <sub>LM</sub> (Kpa)		P* <sub>⊾M</sub> (Kpa)	E <sub>M</sub> /P*⊔M
CASN2	Λατυποπαγές έως ψηφιδοπαγές	CASR1	1	2,70	вх	185	172603	>	6680	>	6495	27
	Λατυποπαγές έως ψηφιδοπαγές		2	4,70	BХ	240	44116	>	3000	>	2760	16
	Αποσαθρωμένος μεταψαμμίτης		3	6,70	вх	78	6370	>	2300	>	2222	3
	Αποσαθρωμένος μεταψαμμίτης		4	9,70	вх	150	27656		4300		4150	7
	Χάλικες καλής διαβάθμισης με άργιλο και		5	11,70	вх	240	26796		4300		4060	7
	Αποσαθρωμένος μεταψαμμίτης		6	13,70	BX	142	30690		4800		4658	7
	Αποσαθρωμένος μεταιμαμμίτης		7	15,70	BX	300	44389		4000		3700	12
	Αργιλώδεις χάλικες με άμμο (GC)		8	17,70	вх	145	40202	λ	8100	>	7955	5
	Αποσαθρωμένος μεταψαμμίτης		9	19,70	вх	136	36710		3100		2964	12
	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη- Μεταιλυολίθου		10	21,70	вх	286	69500	>	8130	>	7844	9
	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη- Μεταιλυολίθου		11	23,70	вх	200	59538	V	4800	>	4600	13
	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη- Μεταιλυολίθου		12	25,70	вх	216	45266		6900		6684	7
	Εναλλαγές Μεταψαμμίτη- Μεταιλυολίθου		13	27,80	вх	228	32174	>	4500	>	4272	8
	Αποσαθρωμένος Μεταιλυόλιθος		14	29,70	вх	75	13048		2500		2425	5
	Αποσαθρωμένος Μεταιλυόλιθος		15	31,70	вх	315	68449		6000		5685	12
	Αποσαθρωμένος Μεταιλυόλιθος		16	33,70	вх	233	36034	>	7200	>	6967	5

Πίνακας 6.6: Εκτέλεση δοκιμών πρεσσιομέτρων στον σταθμό Περιστερίου – Επέκταση Γραμμής 2



Αποσαθρωμένος μεταψαμμίτης στη γεώτρηση CASN-2 σε βάθος 19,40-20,00m.



Εναλλαγές μεταψαμμίτη-μεταϊλυολίθου σε βάθος 29,40-30,00m και αποσαθρωμένου μεταϊλυολίθου σε βάθος 31,40-32,00m στη γεώτρηση CASN-2.

### 6.2.3 Case study\_3: Επίσταθμος σταθμού 'Ανθούπολη'

### Γενικά στοιχεία του έργου

Στα πλαίσια της επέκτασης της Γραμμής 2 του Μετρό Αθήνας από τον σταθμό 'Άγιος Αντώνιος' προς το Δήμο Περιστερίου και τη λεωφόρο Θηβών περιλαμβάνονται οι σταθμοί 'Περιστέρι' και 'Ανθούπολη', καθώς επίσης και ο επίσταθμος του σταθμού Ανθούπολης (ή διαφορετικά επίσταθμος Θηβών).

Ο επίσταθμος του σταθμού Θηβών (Ανθούπολη) είναι σήραγγα διπλής τροχιάς, πεταλοειδούς διατομής και μέγιστων εσωτερικών διαστάσεων (π x υ) 8,44 x 6,82. Το τμήμα που μελετάται εκτείνεται από τη X.Θ. 2+860 έως τη X.Θ. 3+000 περίπου, κάτω από οικοδομικά τετράγωνα με μονόρωφες έως τριώροφες κατοικίες. Η στάθμη σιδηροτροχιάς είναι σε βάθος 22-25m περίπου από την επιφάνεια του εδάφους. Όσον αφορά τη διάνοιξη επιλέχτηκε η μέθοδος NATM.

Παρακάτω θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων της γεωτεχνικής έρευνας η οποία εκτελέστηκε για τις ανάγκες του επιστάθμου κατά μήκος της χάραξης του και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων αυτών, λαμβάνοντας υπόψη και τα στοιχεία παλαιότερων γεωλογικών και γεωτεχνικών ερευνών που είχαν εκτελεστεί στην περιοχή του έργου.

Η παρούσα εργασία θα εστιαστεί στη μελέτη των μέτρων ελαστικότητας.

#### Γεωτεχνικά στοιχεία

#### Εργασίες υπαίθρου

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης μελέτης έλαβαν χώρα ερευνητικές εργασίες υπαίθρου στο διάστημα από 23 Ιουνίου μέχρι 7 Ιουλίου 2004.

Η έρευνα περιέλαβε την εκτέλεση δύο δειγματοληπτικών γεωτρήσεων PPTE01 και PPTE03 βάθους 28m και μίας δειγματοληπτικής γεώτρησης PPTE02 βάθους 60m, η θέση των οποίων φαίνεται στην επισυναπτόμενη μηκοτομή.

Οι γεωτρήσεις εκτελέστηκαν με περιστροφικό γεωτρύπανο τύπου Craelius D750 και παρέστη η ανάγκη να σωληνωθούν προσωρινά λόγω αστάθειας των παρειών τους (μέχρι βάθους 17m, 27,5m και 12m στις γεωτρήσεις PPTE01, PPTE02 και PPTE03 αντίστοιχα).

Η εκτέλεση των γεωτρήσεων έγινε με συνεχή δειγματοληψία η οποία περιελέμβανε :

- Τη λήψη αντιπροσωπευτικών εδαφικών δειγμάτων με χρήση δειγματολήπτη απλού τοιχώματος με τη μέθοδο φραγμού και
- Τη λήψη αντιπροσωπευτικών βραχωδών δειγμάτων με χρήση διαιρετού δειγματολήπτη διπλού τοιχώματος και αδαμάντινης στεφάνης.

Στις γεωτρήσεις εκτελέστηκαν επίσης πρότυπες δοκιμές διείσδυσης (SPT).

Τα δείγματα των γεωτρήσεων αμέσως μετά την εξαγωγή τους συσκευάζονταν κατάλληλα και τοποθετούνταν σε ξύλινα κιβώτια με καταγραφή του βάθους τους. Παράλληλα εξετάζονταν μακροσκοπικά και περιγράφονταν επί τόπου. Στη συνέχεια ακολουθούσε η φωτογράφηση των δειγμάτων των γεωτρήσεων.

Σε κάθε μία από τις γεωτρήσεις PPTE01 και PPTE02 εκτελέστηκαν επί τόπου δοκιμές διαπερατότητας τύπου Maag, για τον προσδιορισμό των συντελεστών διαπερατότητας των σχηματισμών του υπεδάφους. Οι δοκιμές αυτές εκτελέστηκαν σε βάθη 9,50m-11,20m και 15,50m-17,20m στη γεώτρηση PPTE01 και 6,60m-12,50m, 12m-17,50m και 12m-24,10m στη γεώτρηση PPTE02. Για τον προσδιορισμό της στάθμης του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα γίνονταν μέτρηση της στάθμης σε κάθε γεώτρηση καθημερινά στην αρχή και στο πέρας της ημερήσιας εργασίας. Επίσης τοποθετήθηκαν πιεζόμετρα και στις τρεις γεωτρήσεις βάθους 28m, 30m και 28m αντίστοιχα, και εκτελέστηκαν μετρήσεις της στάθμης των υπόγειων νερών και μετά το πέρας των εργασιών υπαίθρου.

Για την εκτίμηση των μέτρων φόρτισης και αποφόρτισης-επαναφόρτισης του υπεδάφους εκτελέστηκαν εννέα δοκιμές πρεσιομέτρου στη γεώτρηση PPTE01. Οι δοκιμές εκτελέστηκαν με πρεσιόμετρο τύπου Menard σε βάθη 9,00m, 11,50m, 13,60m, 15,50m, 18,50m, 21,50m, 25,50m και 27,50m από την επιφάνεια του εδάφους. Οι μετρήσεις περιελάμβαναν κλάδο φόρτισης με καταγραφή όγκου στα 15, 30, και 60sec, ακολούθως αποφόρτιση και κλάδο επαναφόρτισης με επίσης καταγραφή του όγκου στα 15, 30, και 60sec.

Επειδή στην περιοχή συναντώνται στρώσεις λιγνιτών μέσα στα νεογενή, κατά τη διάρκεια των γεωτρήσεων εκτελέστηκε επίσης έλεγχος της τυχόν παρουσίας μίγματος εκρηκτικών αερίων υδρογονανθράκων μετρημένων σε ισοδύναμο μεθανίου. Και στις τρεις γεωτρήσεις, σε όλα τα βάθη, το ποσοστό εκρηκτικών αερίων σε ισοδύναμο μεθανίου μετρήθηκε ίσο με 0%.

### Εργαστηριακές δοκιμές

Οι εργαστηριακές δοκιμές σε εδαφικά δείγματα της παρούσας φάσης και των προγενέστερων μελετών περιέλαβαν δοκιμές κατάταξης (κοκκομετρήσεις, όρια Atterberg), προσδιορισμός ειδικού βάρους, ξηρού φαινόμενου βάρους, μετρήσεις φυσική υγρασίας, μετρήσεις του λόγου των κενών και μετρήσεις οργανικών. Επίσης εκτελέστηκαν δοκιμές διάτμησης UU και CD, τριαξονικές δοκιμές UU και CUpp, δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης και δοκιμές στερεοποίησης. Σε βραχώδη δείγματα εκτελέστηκαν δοκιμές μονοαξονικής θλίψης, δοκιμές σημειακής φόρτισης και δοκιμές Brazilian. Επιπλέον, σε δείγματα νερού που προσκομίστηκαν στο εργαστήριο και σε επιλεγμένα δείγματα εδάφους εκτελέστηκαν δοκιμές για να εξακριβωθεί αν συντρέχουν ειδικές απαιτήσεις για το σκυρόδεμα που θα χρησιμοποιηθεί στις υπό μελέτη περιοχές. Τέλος, σε επιλεγμένα εδαφικά δείγματα εκτελέστηκαν δοκιμές προσδιορισμού της περιεκτικότητας σε οργανικά.

### Προγενέστερες γεωτεχνικές έρευνες

Στα πλαίσια παλαιότερων ερευνών και μελετών εκτελέστηκαν διάφορες γεωτρήσεις κατά μήκος της σήραγγας επέκτασης της γραμμής 2 του μετρό προς τη λεωφόρο Θηβών. Για την επιλογή των παραμέτρων σχεδιασμού της παρούσας μελέτης αξιολογήθηκαν ειδικότερα τα αποτελέσματα των παρακάτω:

- Τριών δειγματοληπτικών γεωτρήσεων (Γ1, Γ2 και Γ18) βάθους γύρω στα 15m, που εκτελέστηκαν από το τμήμα Γεωτεχνικής – Μηχανικής του Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ. για την ανέγερση του 9<sup>ου</sup> Γυμνασίου Ανθούπολης. Η εκτέλεση των γεωτρήσεων έγινε με συνεχή δειγματοληψία και μέτρηση αριθμού κρούσεων S.P.T.
- Τριών δειγματοληπτικών γεωτρήσεων (THP1, THP2 και THP3) βάθους 100m. Η εκτέλεση των γεωτρήσεων έγινε με συνεχή δειγματοληψία και καταγραφή του ποσοστού πυρηνοληψίας και του δείκτη RQD. Στις γεωτρήσεις τοποθετήθηκαν πιεζόμετρα για τη μέτρηση της στάθμης των υπογείων νερών.
- Πέντε 'τυφλών' γεωτρήσεων (THP1a, THP2a, THP3a, THP13 και THP14)
  βάθους 100m περίπου. Η εκτέλεση των γεωτρήσεων έγινε χωρίς
  δειγματοληψία, με καταγραφή των παρατηρήσεων κατά την εκτέλεση τους.
  Στις γεωτρήσεις τοποθετήθηκαν διάτρητοι σωλήνες από PVC σε όλο το μήκος
  τους για τη μέτρηση της στάθμης των υπογείων νερών.

### Γεωλογία και εδαφικές συνθήκες

#### Γεωλογία και τεκτονικές συνθήκες της περιοχής

Η περιοχή βρίσκεται στα δυτικά περιθώρια της λεκάνης των Αθηνών και γεωτεκτονικά εντάσσεται στην ενότητα Αφιδνών – Τουρκοβουνίων, η οποία παρεμβάλλεται μεταξύ της πελαγονικής ενότητας μη μεταμορφωμένων σχηματισμών και της αυτόχθονης ενότητας της Βόρειας Αττικής (Γεωλογικός Χάρτης ΙΓΜΕ Φύλλο Κηφισιά).

Στην ενότητα Αφιδνών – Τουρκοβουνίων που καταλαμβάνει την ευρύτερη περιοχή της πόλης των Αθηνών περιλαμβάνονται από πάνω προς τα κάτω οι εξής σχηματισμοί:

- Ασβεστόλιθοι, τεφροί, παχυστρωματώδεις, των κορυφών των λόφων των Αθηνών, πάχους έως 80m
- Μαργαϊκός Ορίζοντας από καστανές ψαμμούχες μάργες και μαργαϊκούς ασβεστολίθους, ψαμμίτες και κροκαλο-λατυποπαγή, πάχους έως 120m
- Αθηναϊκοί Σχιστόλιθοι που αποτελούνται από εναλλασσόμενα στρώματα σερικιτικών μετα-ψαμμιτών, αργιλικών ασβεστολίθων και μικρά διαβασικά σώματα.

Όλοι οι παραπάνω σχηματισμοί έχουν ανωκρητιδική ηλικία και καλύπτονται ασύμφωνα από μετααλπικά ιζήματα που αποτελούνται από:

- Αλλουβιακές αποθέσεις που αποτελούνται από εναλλασσόμενες αποθέσεις κροκάλων, άμμου και μικρού ποσοστού αργίλου
- Πλευρικά κορήματα που εμφανίζονται στις χαμηλές ζώνες του όρους Αιγάλεω και αποτελούνται από λατύπες ποικίλου μεγέθους και ενστρώσεις καστανοκόκκινου αργιλομαργαϊκού υλικού. Τοπικά μπορεί να εμφανίζουν υψηλή διαγένεση.
- Νεογενή ιζήματα λιμνιαίας φάσης που αποτελούνται από μάργες, ψαμμίτες, κροκαλοπαγή, μαργαϊκούς ασβεστολίθους και αργιλολίθους. Μεταξύ των φάσεων αυτών παρεμβάλλονται και λιγνιτοφόροι ορίζοντες, οι οποίοι παλαιότερα έτυχαν εκμεταλλεύσεως με σειρά υπογείων στοών και φρεάτων μέχρι βάθους 90m. Οι νεογενείς σχηματισμοί είναι ανω- μειοκαινικής ηλικίας,

τοπικά ξεπερνούν τα 100m σε πάχος και επικάθονται ασύμφωνα επί των αθηναϊκών σχιστολίθων.

Οι αθηναϊκοί σχηστόλιθοι εμφανίζουν έντονη τεκτονική καταπόνηση τόσο σε μάκρο όσο και σε μικροκλίμακα, μέχρι βαθμού εμφάνισης πολλαπλών εφιππεύσεων τεμαχών των σχιστολίθων. Ο κύριος άξονας των πτυχώσεων έχει διεύθυνση BA-NΔ γεγονός που υποδηλώνει ότι ο χώρος της Αττικής κινήθηκε από τα BΔ και συμπιέστηκε επί του όγκου του Υμηττού. Οι διευθύνσεις των διαρρήξεων είναι παράλληλες και κάθετες στους άξονες των πτυχώσεων δηλαδή BA-NΔ, BΔ-NA και A-Δ.

Σύμφωνα με τον ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) η περιοχή έργου ανήκει στη Ζώνη Ι Σεισμικής Επικινδυνότητας, με συντελεστή επιτάχυνσης εδάφους α=0,16.

#### Εδαφικές συνθήκες

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των γεωτρήσεων, το υπέδαφος στην περιοχή του επίσταθμου του σταθμού Θηβών συνίσταται από τους σχηματισμούς που περιγράφονται στη συνέχεια:

### Αμμώδης Άργιλος - Αργιλοϊλύς

Πρόκειται για υλικό το οποίο χαρακτηρίζεται ως αμμώδης άργιλος στα γεωτρήσεις που εκτελέστηκαν στην περιοχή του σταθμού Θηβών (THP1, THP2 και THP3) με πάχος μέχρι 12m. Στις γεωτρήσεις που εκτελέστηκαν στην περιοχή του επίσταθμου (PPTE01, PPTE02 και PPTE03), η στρώση αυτή αποτελείται από εναλλαγές πολύ στιφρής έως σκληρής αμμώδους και ιλυώδους αργίλου, πολύ στιφρής αργιλοαμμώδους ιλύος μέσης έως υψηλής πλαστικότητας, ιλυώδους άμμου και οργανικής αργίλου και ιλύως. Το πάχος της στρώσης αυτής κυμαίνεται από 3,20m στη γεώτρηση PPTE01 έως 23,80m στη γεώτρηση PPTE03.

#### Εναλλαγές Μάργας και Ψαμμίτη

Πρόκειται για γκριζοπράσινο – γκριζοκύανο σχηματισμό που αποτελείται από ενστρώσεις μάργας και λεπτόκοκκου ψαμμίτη, ενώ στη γεώτρηση THP1 εμφανίζεται σε ενστρώσεις με μαργαϊκό ασβεστόλιθο. Εμφανίζεται μέχρι το βάθος των 100m που έφτασαν οι γεωτρήσεις, με παραμβολές λιγνίτη από το βάθος των 20m περίπου και κάτω στην περιοχή των γεωτρήσεων PPTE02 και PPTE03 του επίσταθμου. Ο σχηματισμός εμφανίζεται φυλλώδης στη γεώτρηση PPTE01, με εναλλαγές ανοιχτόχρωων αμμούχων ενστρώσεων και σκοτεινόχροων αργιλούχων, που πιθανώς μπορεί να χαρακτηριστεί ως ταινιωτή άργιλος ('varved clay').

Κατά τόπους ο σχηματισμός εμφανίζεται έντονα αποσαθρωμένος, κατά ορίζοντες εδαφοποιημένος προς σκληρή αργιλώδη ιλύ και άργιλο, με μεγάλο ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (~50% στο σύνολο της βραχόμαζας). Ο δείκτης ποιότητας της βραχομάζας κυμαίνεται από 0 έως 60% στην περιοχή του επίσταθμου, ενώ στην περιοχή του σταθμού Θηβών ο δείκτης ποιότητας φτάνει μέχρι και 100%.

### Λιγνίτης με ενστρώσεις Μάργας και Ψαμμίτη

Στις γεωτρήσεις που εκτελέστηκαν στα πλαίσια των εργασιών της Αττικό Μετρό, αλλά και σε παλαιότερες γεωτρήσεις στην περιοχή, εμφανίζονται παρεμβολές κερματισμένου και αποσαθρωμένου λιγνίτη μέσα στους νεογενείς σχηματισμούς. Ειδικότερα στις γεωτρήσεις THP1, THP2 και THP3 ο λιγνίτης εντοπίστηκε μέσα σε στρώσεις μάργας, σε βάθος 88m, 78m και 56m αντίστοιχα από την επιφάνεια του εδάφους, ενώ στις γεωτρήσεις PPTE02 και PPTE03, οι οποίες βρίσκονται στην περιοχή ενδιαφέροντος, ο λιγνίτης εντοπίστηκε σε βάθος 20m και κάτω. Στις γεωτρήσεις αυτές, ο σχηματισμός εμφανίζεται ως καστανόμαυρος σχηματισμός με ενδιάμεσες στρώσεις μάργας και ψαμμίτη. Ο δείκτης ποιότητας της βραχομάζας κυμαίνεται από 0 έως 57% και μόνο τοπικά στην PPTE03 φτάνει το 100%. Εμφανίζεται έντονα αποσαθρωμένος και κατά τόπους εδαφοποιημένος προς οργανική άργιλο και ιλύ, με αυξημένο ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (γύρω στο 60% στο σύνολο της βραχόμαζας).

### Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος

Ο σχηματισμός αυτός περιγράφεται ως κιτρινοκάστανος – υπόλευκος και αλλού καστανοπράσινος μαργαϊκός ασβεστόλιθος και εμφανίζεται με ενστρώσεις αργιλώδους μάργας. Συναντάται μόνο στις γεωτρήσεις THP1, THP2 και THP3 που εκτελέστηκαν στην περιοχή του σταθμού Θηβών, σε στρώσεις των 2,50m περίπου, σε βάθος 12m περίπου από την επιφάνεια του εδάφους, ενώ μόνο στη γεώτρηση THP1 συναντάται σε μεγαλύτερο πάχος, από τα 6m μέχρι τα 24m περίπου, με εναλλαγές όμως καστανής αργιλώδους μάργας. Ο σχηματισμός εμφανίζεται αποσαθρωμένος και κατά τόπους κερματισμένος, με RQD που κυμαίνεται από 0 μέχρι 50%.

#### Γεωτεχνικές ιδιότητες σχηματισμών

Οι σχηματισμοί που αξιολογούνται είναι η αμμώδης άργιλος – αργιλοϊλύς, οι εναλλαγές μάργας και ψαμμίτη και ο λιγνίτης με ενστρώσεις μάργας και ψαμμίτη, ενώ ο ασβεστολιθικός σχηματισμός που συναντήθηκε στις γεωτρήσεις THP1, THP2 και THP3 στην περιοχή του σταθμού Θηβών δεν αξιολογείται διότι δεν αναμένεται να συναντηθεί στην περιοχή του επίσταθμου.

Δυστυχώς, δεν υπάρχουν διαθέσιμες φωτογραφίες των σχηματισμών.

### 6.2.4 Case study\_4: Οδικός άξονας παραχώρησης Κόρινθος – Πάτρα

#### Γενικά στοιχεία του έργου

Το εξεταζόμενο έργο προβλέπεται από τη 'Λύση Λειτουργικού Συνδυασμού' να κατασκευαστεί από τη Χ.Θ. 55+975 έως Χ.Θ. 57+225 και είναι σήραγγα με μήκος 1250m και μέγιστο ύψος υπερκειμένων 81m (δεξιός κλάδος) και 110m (αριστερός κλάδος) αντίστοιχα. Το ανατολικό στόμιο της σήραγγας αντιστοιχεί περίπου στη Χ.Θ. 143+360 της υφιστάμενης Ν.Ε.Ο. (Νέας Εθνικής Οδού), και είναι σε απόσταση περίπου 250m έως 480m από την ακτή, πλησίον του Οικισμού Μαύρα Λιθάρια. Κατάντη της σήραγγας και σε αποστάσεις (μεταξύ αξόνων χαράξεων) περίπου 200 έως 320m διέρχεται η χάραξη της Σ.Γ.Υ.Τ. (Σιδηροδρομικής Γραμμής Υψηλής Ταχύτητας).

Στην ευρύτερη περιοχή της σήραγγας, ο Α/Δ κατασκευάζεται σε χάραξη που διαφοροποιείται από την Ν.Ε.Ο., και σε απόσταση μεταξύ αξόνων κυμαινόμενη μεταξύ 170m έως 320m.Στην περίπτωση της 'Λύσης Ανεξάρτητης Όδευσης' το έργο προβλέπεται να παραμείνει στην ίδια θέση.

Παρακάτω θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων της γεωτεχνικής έρευνας και η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων αυτών, λαμβάνοντας υπόψη και τα στοιχεία παλαιότερων γεωλογικών και γεωτεχνικών ερευνών που είχαν εκτελεστεί στην περιοχή του έργου.

Η παρούσα εργασία θα εστιαστεί στη μελέτη των μέτρων ελαστικότητας.

#### Συμπληρωματικά στοιχεία από άλλες έρευνες

Για την σύνταξη της έκθεσης χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία από προγενέστερη έρευνα που έγινε στα πλαίσια κατασκευής της Νέας Σιδηροδρομικής Γραμμής Κορίνθου – Πατρών του Ο.Σ.Ε. κοντά στην περιοχή του έργου. Συγκεκριμένα πρόκειται για τις γεωτρήσεις Α7, Α8, Α9, Α10, Π10, οι οποίες εκτελέστηκαν από το γραφείο μελετών ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ Α.Τ.Ε. και βρίσκονται σε αποστάσεις 120m έως 220m από τη θέση του έργου. Δηλαδή, για την παρούσα αξιολόγηση συνεκτιμήθηκαν:

- Η γεώτρηση (παρούσας φάσης) Γ72 (βάθος 35m)
- Η γεώτρηση (παρούσας φάσης) Γ73 (βάθος 65m)
- Η γεώτρηση (παρούσας φάσης) Γ74 (βάθος 30m)
- Η γεώτρηση (προηγούμενης έρευνας) Α7 (βάθος 60m)
- Η γεώτρηση (προηγούμενης έρευνας) Α8 (βάθος 30m)
- Η γεώτρηση (προηγούμενης έρευνας) Α9 (βάθος 50,40m)
- Η γεώτρηση (προηγούμενης έρευνας) Α10 (βάθος 50,40m)
- Η γεώτρηση (προηγούμενης έρευνας) Π10 (βάθος 50m)

Επίσης ελήφθησαν υπόψη επικουρικά, αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών και από άλλες γεωτρήσεις σε άλλες θέσεις της παρούσας έρευνας, που αφορούν τους επικρατούντες σχηματισμούς.

### Γεωτεχνικές έρευνες

#### Εργασίες υπαίθρου

Στα πλαίσια των ερευνητικών εργασιών εκτελέστηκαν τρεις (3) δειγματοληπτικές γεωτρήσεις Γ72 (βάθος 35m), Γ73 (βάθος 65m) και Γ74 (βάθος 30m). Οι γεωτρήσεις εκτελέστηκαν σύμφωνα με τις τεχνικές προδιαγραφές δειγματοληπτικών γεωτρήσεων ξηράς του ΥΠΕΧΩΔΕ στο διάστημα μεταξύ 23-07-2004 και 02-08-2004 με περιστροφικό γεωτρύπανο τύπου CRAELIUS D750. Κατά την εκτέλεση της χρησιμοποιήθηκαν κοπτικά widia στα εδαφικά γεώτρησης, υλικά και διαμαντοκορώνες στους βραχώδεις σχηματισμούς. Επίσης, ελήφθησαν δείγματα φραγμού και καροταρίας με διαιρετό δειγματολήπτη (T6S). Τέλος, εκτελέστηκαν επιτόπου δοκιμές πρότυπης διείσδυσης (SPT), έγινε λεπτομερής καταγραφή των δειγμάτων και μετρήθηκε ο δείκτης ποιότητας της βραχόμαζας (RQD). Κατά τη διάρκεια των εργασιών, μετρήθηκε η στάθμη των υπογείων νερών στην αρχή και στο τέλος της ημερήσιας εργασίας. Στο τέλος των εργασιών, τοποθετήθηκαν πιεζόμετρα στις γεωτρήσεις Γ73 και Γ74. Για την αποφυγή κατάρρευσης των τοιχωμάτων της γεώτρησης, όπου κρίθηκε αναγκαίο, έγινε επένδυση με σωλήνες.

Επιπροσθέτως, έγιναν και στις τρεις γεωτρήσεις (Γ72, Γ73, Γ74) δοκιμές διαπερατότητας (Maag – μεταβλητού φορτίου, Lefranc – σταθερού φορτίου και Lugeon), ενώ στις γεωτρήσεις Γ72 και Γ74 έγιναν και δοκιμές πρεσιομέτρου. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των πρεσιομετρικών δοκιμών:

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΘΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ (m)	ΠΡΕΣΙΟΜΕΤΡΙΚΟ ΜΕΤΡΟ
	20,5	21MPa
	24	19MPa
	28,2	22MPa
Г72	31,7	28MPa
	16	44MPa
	20,1	43MPa
	24	119MPa
Г74	27,5	237MPa

Εντοπίστηκαν οι παρακάτω σχηματισμοί με τις κάτωθι χαρακτηριστικές τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων:

### • МАРГА

Οι μάργες είναι ένα αργιλοασβεστιτικό πέτρωμα που συμπεριφέρεται ανάλογα με την επικράτηση του ασβεστιτικού ή αργιλικού του συστατικού. Όταν το πρώτο επικρατεί πρόκειται περί μαργαϊκών ασβεστολίθων οι οποίοι είναι μικρότερης αντοχής από τους καθαρούς ασβεστολίθους αλλά παρουσιάζουν αναλογίες στη συμπεριφορά τους (δυνατότητα καρστικοποίησης). Αν επικρατεί το αργιλικό στοιχείο (μαργαϊκή άργιλος ή μαργαϊκός σχιστόλιθος) η συμπεριφορά πλησιάζει προς εκείνη των αργίλικών σχιστολίθων. Η συνήθης μάργα (με ισοκαταμερισμό των αναλογιών των δύο αυτών συστατικών) είναι ένα πέτρωμα με μικρές γενικά αντοχές για πέτρωμα με χαλαρωμένο επιφανειακό μανδύα.

Στην συγκεκριμένη σήραγγα του οδικού άξονα Κόρινθος – Πάτρα, συναντήθηκαν οι παρακάτω κατηγορίες ποιότητας βραχομάζας μάργας με τις αναγραφόμενες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων.

#### Σχηματισμός (ml1) (Άργιλος – Τελείως έως μέτρια αποσαθρωμένος Μαργόλιθος)

Φαινόμενο βάρος	γ = 21KN/m³
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	C <sub>u</sub> = 150KPa, φ <sub>u</sub> = 0°
Ενεργές παράμετροι αντοχής	c' = 18 KPa , φ' = 25°
Μέτρο συμπιεστότητας	E <sub>s</sub> = 30MPa

#### Σχηματισμός (ml2) (Κερματισμένη Μάργα)

Φαινόμενο βάρος	γ = 22,7 KN/m³
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη	σ <sub>ci</sub> = 12MPa
	c' = 270KPa, φ' = 30º (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ενεργές παράμετροι αντοχής	c' = 150KPa, φ' = 35° (περιοχές στομίων)
	Ε = 2,0 GPa (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Μέτρο ελαστικότητας	Ε = 1,5 GPa (περιοχές στομίων)
	GSI = 40 (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ταξινόμηση βραχομάζας	GSI = 35 (περιοχές στομίων)

### Σχηματισμός (ml3) (Υγιής Μάργα)

Φαινόμενο βάρος	γ = 22,7 KN/m³
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη	σ <sub>ci</sub> = 12MPa
	C' = 350KPa, φ' = 31º (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ενεργές παράμετροι αντοχής	C' = 250KPa, φ' = 37º (περιοχές στομίων)
	Ε = 4,5 GPa (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Μέτρο ελαστικότητας	Ε = 3,0 GPa (περιοχές στομίων)
	RMR = 59 (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
	RMR = 58 (περιοχές στομίων)
	GSI = 50 (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ταξινόμηση βραχομάζας	GSI = 45 (περιοχές στομίων)

#### • ΨΑΜΜΙΤΗΣ

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν όλοι οι σχηματισμοί που περιέχουν ψαμμίτη σε ποσοστό μεγαλύτερο από 80%. Η ανάπτυξη των ψαμμιτικών σχηματισμών γίνεται σε στρώσεις. Οι ψαμμιτικοί σχηματισμοί είναι αρκετά άκαμπτοι, με αποτέλεσμα η τεκτονική καταπόνηση να μην προκαλεί συχνά φαινόμενα πτύχωσης στους ψαμμιτικούς σχηματισμούς, αλλά μετακίνηση των σχηματισμών ή μεταβολή της κλίσης τους. Εξαιτίας της ακαμψίας τους είναι φυσικό να περιέχουν αρκετές οικογένειες διακλάσεων, χωρίς υλικό πλήρωσης και με τραχείες επιφάνειες.

Στην συγκεκριμένη σήραγγα του οδικού άξονα Κόρινθος – Πάτρα, συναντήθηκαν οι παρακάτω κατηγορίες ποιότητας βραχομάζας ψαμμίτη με τις αναγραφόμενες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων:

### Σγηματισμός (sd1) (Άμμος)

Φαινόμενο βάρος	γ = 21 KN/m³
Ενεργές παράμετροι αντοχής	c' = 10 KPa , φ' = 32°
Μέτρο συμπιεστότητας	E <sub>s</sub> = 35MPa

#### Σχηματισμός (sd2) (Κερματισμένος Ψαμμίτης)

Φαινόμενο βάρος	γ = 22,2 KN/m³
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη	σ <sub>ci</sub> = 11MPa
	c' = 300ΚΡa, φ' = 38º (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ενεργές παράμετροι αντοχής	C' = 170KPa, φ' = 45º (περιοχές στομίων)
	Ε = 1,6 GPa (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Μέτρο ελαστικότητας	Ε = 1,4 GPa (περιοχές στομίων)
	GSI = 40 (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ταξινόμηση βραχομάζας	GSI = 35 (περιοχές στομίων)

#### Σχηματισμός (sd3) (Υγιής Ψαμμίτης)

Φαινόμενο βάρος	γ = 22,6 KN/m³
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη	σ <sub>ci</sub> = 35MPa
	c' = 750ΚΡα, φ' = 45º (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ενεργές παράμετροι αντοχής	c' = 400ΚΡα, φ' = 48º (περιοχές στομίων)
	Ε = 8,0 GPa (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Μέτρο ελαστικότητας	Ε = 4,5 GPa (περιοχές στομίων)
	RMR = 53 (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
	RMR = 46 (περιοχές στομίων)
	GSI = 50 (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ταξινόμηση βραχομάζας	GSI = 45 (περιοχές στομίων)

#### • ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ

Οι κροκαλοπαγείς σχηματισμοί περιέχουν κροκάλες και συνδετικό υλικό. Ανάλογα με το είδος του συνδετικού υλικού, χαρακτηρίζονται από μικρή, μέτρια και μεγάλη σκληρότητα. Το συνδετικό υλικό μπορεί να είναι αργιλοαμμώδες ή ιλυοψαμμιτικό και επομένως, ανάλογα με τη φύση του, προσδίδει στον σχηματισμό τα αντίστοιχα μηχανικά χαρακτηριστικά και την ανάλογη μηχανική συμπεριφορά όσον αφορά τη διάτρηση, τις επικείμενες αστοχίες, την περατότητα και την ανάγκη σε υποστήριξη. Ένας κροκαλοπαγής σχηματισμός αποτελείται από μεγάλο ποσοστό κροκάλων και ενδέχεται να μεταπίπτει προοδευτικά σε μικροκροκαλοπαγές ή και σε χονδρόκοκκους ψαμμίτες. Δεν έχουν επιφάνειες στρώσης και οι επιφάνειες των ασυνεχειών τους είναι αραιές και ανοιχτές.

Στην συγκεκριμένη σήραγγα του οδικού άξονα Κόρινθος – Πάτρα, συναντήθηκαν οι παρακάτω κατηγορίες ποιότητας βραχομάζας κροκαλοπαγούς με τις αναγραφόμενες τιμές γεωτεχνικών παραμέτρων:

### Σχηματισμός (gl2) (Κερματισμένο Κροκαλοπαγές)

Φαινόμενο βάρος	γ = 21 KN/m³
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη	σ <sub>ci</sub> = 8MPa
	C' = 250KPa, φ' = 34° (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ενεργές παράμετροι αντοχής	C' = 130KPa, φ' = 41º (περιοχές στομίων)
	Ε = 1,5 GPa (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Μέτρο ελαστικότητας	Ε = 1,0 GPa (περιοχές στομίων)
	GSI = 40 (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ταξινόμηση βραχομάζας	GSI = 35 (περιοχές στομίων)

### Σχηματισμός (gl3) (Υγιές Κροκαλοπαγές)

Φαινόμενο βάρος	γ = 21 KN/m³
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη	σ <sub>ci</sub> = 8MPa
	c' = 285ΚΡα, φ' = 36º (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ενεργές παράμετροι αντοχής	c' = 160ΚΡα, φ' = 43º (περιοχές στομίων)
	Ε = 2,5 GPa (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Μέτρο ελαστικότητας	Ε = 2,0 GPa (περιοχές στομίων)
	RMR = 48 (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
	RMR = 47 (περιοχές στομίων)
	GSI = 47 (κεντρικό τμήμα σήραγγας)
Ταξινόμηση βραχομάζας	GSI = 43 (περιοχές στομίων)

Όσον αφορά την υδρογεωλογία των σχηματισμών, οι μάργες αποτελούν πρακτικά αδιαπέρατο σχηματισμό, με εξαίρεση μόνο την επιφανειακή κερματισμένη και αποσαθρωμένη ζώνη μικρού πάχους, όπου διηθούνται και κυκλοφορούν εποχιακά λίγα υπόγεια νερά (ασθενείς επικρεμάμενους ορίζοντες). Από τις δοκιμές υδατοπερατότητας που εκτελέστηκαν στα γεωτρήσεις, προκύπτει πολύ χαμηλή διαπερατότητα των σχηματισμών. Όσον αφορά τη σήραγγα, υπόγεια νερά δεν αναμένεται να συναντηθούν χωρίς να αποκλείεται όμως τοπική περιορισμένη εμφάνιση, ιδιαίτερα σε θέσεις επαφής με κροκαλοπαγή.

Δυστυχώς, δεν υπάρχουν διαθέσιμες φωτογραφίες των σχηματισμών.

# 7 Επεξεργασία μετρήσεων

## 7.1 Εισαγωγή

Σκοπός του παρόντος κεφαλαίου είναι η δημιουργία μιας έγκυρης βάσης μετρήσεων του μέτρου παραμορφωσιμότητας E<sub>rm</sub> της βραχόμαζας, με βάση στοιχεία από τα δελτία των δειγματοληπτικών και πρεσσιομετρικών γεωτρήσεων των παραδειγμάτων μελέτης (case studies) του Κεφαλαίου 5. Τα συγκεντρωμένα δεδομένα υπέστησαν συνολικά τα παρακάτω στάδια επεξεργασίας:

- 1. Συλλογή μετρήσεων του μέτρου ελαστικότητας Ménard
- 2. Έλεγχος ορθότητας μετρήσεων του μέτρου ελαστικότητας Ménard
- 3. Πινακοποίηση τιμών Ménard και λοιπών δεδομένων από τα δελτία των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων.
- 4. Δημιουργία διαγραμμάτων μέτρου παραμορφωσιμότητας βραχομάζας Erm
- 5. Εξαγωγή συμπερασμάτων

Τα παραπάνω στάδια επεξεργασίας των δεδομένων περιγράφονται αναλυτικά στις ακόλουθες παραγράφους.

## 7.2 Συλλογή μετρήσεων μέτρου ελαστικότητας Ménard

Κάθε γεωτεχνική μελέτη των τεχνικών έργων τα οποία μελετήθηκαν στην παρούσα εργασία, περιλαμβάνει τα αντίστοιχα δελτία των πρεσσιομετρικών γεωτρήσεων. Από τα δελτία αυτά συνελέχθησαν συνολικά 179 τιμές μέτρου ελαστικότητας Ménard για όλους τους σχηματισμούς που συναντήθηκαν. Κάθε τιμή μέτρου ελαστικότητας Ménard αναφέρεται στον σχηματισμό ο οποίος απαντάται στο συγκεκριμένο βάθος της πρεσσιομέτρησης για την εκάστοτε πρεσσιομετρική γεώτρηση ενός τεχνικού έργου.

Με βάση τις συλλεχθείσες τιμές μέτρου ελαστικότητας Ménard προκύπτουν οι αντίστοιχες τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  της βραχόμαζας (αναλυτική διαδικασία στην υποπαράγραφο 6.4). Ο σκοπός της πινακοποίησης των μετρήσεων είναι η συσχέτιση του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  ενός σχηματισμού, με τα μηχανικά χαρακτηριστικά (αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σ<sub>ci</sub>, μέτρο ελαστικότητας άρρηκτου βράχου  $E_i$ , δείκτης γεωλογικής αντοχής GSI) του ίδιου σχηματισμού, όπως αυτά λαμβάνονται από τα δελτία των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων. Επομένως, για να γίνει η συσχέτιση, πρέπει η τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  (και κατ'επέκταση του μέτρου ελαστικότητας Ménard) και οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών του σχηματισμού να αναφέρονται στο ίδιο βάθος.

Σε πολλές περιπτώσεις όμως, η πρεσσιομέτρηση και η δειγματοληψία για εύρεση μηχανικών χαρακτηριστικών, έγιναν σε διαφορετικά βάθη. Παρατηρήθηκε, επομένως, πως για έναν σχηματισμό δύναται να υπήρχαν διαθέσιμες τιμές μέτρου Ménard, αλλά όχι διαθέσιμες τιμές αντοχής σ<sub>ci</sub>. Αναγκαστικά λοιπόν, τέτοιου είδους τιμές απορρίφθηκαν καθώς δεν ήταν δυνατόν να αξιοποιηθούν.

Ως γνωστόν, ο γεωλογικός δείκτης GSI αναφέρεται σε βραχώδη υλικά. Όμως, τμήμα των διαθέσιμων μετρήσεων του μέτρου ελαστικότητας Ménard της παρούσας

εργασίας αφορά εδαφικά υλικά (π.χ. Αμμώδης ιλυόλιθος, Ιλυώδης άμμος, Αμμώδης ιλύς, στην νέα επέκταση Κορυδαλλός-Πειραιάς του Αττικό Μετρό). Αναγκαστικά λοιπόν, αυτές οι μετρήσεις εξαιρέθηκαν καθώς δεν υφίσταται ζήτημα εκτίμησης του γεωλογικού δείκτη αντοχής GSI.

Οι παραπάνω παραδοχές και παρατηρήσεις εφαρμόστηκαν στην παρούσα εργασία, έτσι ώστε τα χρησιμοποιούμενα δεδομένα να είναι όσο το δυνατόν περισσότερο αντικειμενικά. Απορρίπτοντας, λοιπόν, συγκεκριμένες μετρήσεις, ο συνολικός αριθμός μετρήσεων μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας ανέρχεται σε 62 τιμές, εξ αρχικού συνόλου 179 τιμών.

## 7.3 Ελεγχος ορθότητας μετρήσεων μέτρου ελαστικότητας Ménard

Πριν την πινακοποίηση των μετρήσεων πραγματοποιήθηκε έλεγχος της ορθότητας των δεδομένων ώστε να απορριφθούν οι ενδεχομένως εσφαλμένες τιμές. Ο έλεγχος των μετρήσεων του μέτρου ελαστικότητας Ménard έγκειται στον έλεγχο των αντίστοιχων πρεσσιομετρικών καμπυλών οι οποίες παρουσιάζονται στα δελτία των πρεσσιομετρικών γεωτρήσεων.

Παρακάτω παρουσιάζεται μια τυχαία πρεσσιομετρική καμπύλη από πρεσσιομετρική γεώτρηση του τμήματος Αγ. Αντώνιος-Ανθούπολη. Στο επάνω μέρος της πρεσσιομετρικής καμπύλης, αναγράφονται βασικές πληροφορίες όπως το όνομα της πρεσσιομετρικής γεώτρησης, η ονομασία του έργου, ο γεωλογικός σχηματισμός που συναντήθηκε κ.τ.λ. Παρακάτω, αναφέρονται κάποιες χρήσιμες παρατηρήσεις οι οποίες δύναται να βοηθήσουν στον έλεγχο της αξιοπιστία της καμπύλης:


Αρχικά, σε κάθε δελτίο πρεσσιομετρικής γεώτρησης έγινε αντιπαραβολή με το αντίστοιχο δελτίο της συνοδής δειγματοληπτικής γεώτρησης, ώστε να ελεγθεί κατά πόσον ο σχηματισμός που αναγράφεται στο επάνω μέρος της πρεσσιομετρικής καμπύλης είναι ο πραγματικός.

• Επιπλέον, έχοντας υπόψη όλες τις λεπτομέρειες περιγραφής του σχηματισμού από το δελτίο της συνοδής δειγματοληπτικής γεώτρησης γίνεται καλύτερη εποπτεία της καμπύλης καθώς τυχόν ζώνες ασθενούς υλικού, ασθενείς διεπιφάνειες κ.τ.λ. δύναται να επηρεάσουν τη μορφή της.

• Στον έλεγχο καμπυλών, ελέγχεται μόνο η ελαστική περιοχή η οποία βρίσκεται ανάμεσα στην πίεση ηρεμίας  $p_o$  και πίεση διαρροής  $p_f$ . Στην παραπάνω πρεσσιομετρική καμπύλη η ελαστική περιοχή οριοθετείται από τις δύο κατακόρυφες γραμμές.

 Για να είναι ορθή η καμπύλη, πρέπει η πίεση στην ελαστική περιοχή να είναι σταθεροποιημένη. Σε περίπτωση που η ελαστική περιοχή δεν είναι ευκρινής και σταθερή (π.χ. η πίεση συνεχίζει να αυξάνει), τότε ενδέχεται να:

- Χάνει πίεση η βολίδα και επομένως να είναι εσφαλμένη η μέτρηση.
- Η πρεσσιομέτρηση να γίνεται σε περιοχή μαλακού σχηματισμού.

Αν ο σχηματισμός ο οποίος αναγράφεται επάνω από το δελτίο είναι μαλακός τότε η καμπύλη είναι δεκτή. Αν όμως αναγράφεται κάποιο σκληρό, βραχώδες υλικό (π.χ. σχιστόλιθος), τότε ενδέχεται να χάνει πίεση η βολίδα και να είναι εσφαλμένη η μέτρηση. Σε περιπτώσεις όπως η τελευταία, οι αντίστοιχες μετρήσεις απορρίφθηκαν.

Στην ερπυστική καμπύλη, η αντίστοιχη της ελαστικής περιοχή πρέπει να είναι οριζόντια. Σε αντίθετη περίπτωση, η αντίστοιχη μέτρηση απορρίπτεται.

• Παρόλο που ο έλεγχος της καμπύλης αφορά μόνο την ελαστική περιοχή, για ευρύτερη εποπτεία δύναται να ελεγθεί και η πλαστική περιοχή. Σε χαλαρά/ασθενή υλικά, η πλαστική περιοχή είναι πιο διακριτή ενώ η ελαστική περιοχή είναι συντομότερη σε εύρος.

Στο σημείο αυτό να τονιστεί πως δεν είναι απόλυτα ορθό να κρίνεται μια τιμή μέτρου ελαστικότητας Ménard μόνο από το είδος του σχηματισμού στον οποίο απαντάται, καθώς δύναται να επηρεάζεται από τη συνολική γεωμετρία των στρωμάτων της περιοχής. Για παράδειγμα, σε μία υποθετική περίπτωση κεκλιμένων στρωμάτων με εναλλαγές ισχυρού και ασθενούς σχηματισμού, μια πρεσσιομέτρηση σε ισχυρό τμήμα δύναται να επηρεαστεί ιδιαίτερα από την άμεση γειτονία με ασθενές σχηματισμό, γεγονός που φαίνεται στην τιμή της μέτρησης. Έτσι, μια τιμή Ménard ισχυρού σχηματισμού η οποία εκ πρώτης όψεως φαίνεται εσφαλμένη ως τιμή, δύναται να είναι ορθή κατά τον έλεγχο της καμπύλης της.

#### 7.4 Πινακοποίηση δεδομένων

Όλα τα δεδομένα τα οποία συνελέχθησαν από τα δελτία των πρεσσιομετρικών και δειγματοληπτικών γεωτρήσεων των case studies, πινακοποιήθηκαν αφότου ελέγχθηκε η ορθότητα τους. Ο συγκεντρωτικός πίνακας παρουσιάζεται στο φύλλο που επισυνάπτεται.

Σκοπός της πινακοποίησης είναι η συσχέτιση του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  της βραχομάζας ενός σχηματισμού με συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά (αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σ<sub>ci</sub>, μέτρο ελαστικότητας άρρηκτου βράχου  $E_i$ , δείκτης γεωλογικής αντοχής GSI) του ίδιου σχηματισμού. Οι τιμές του μέτρου

παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  προκύπτουν από τις τιμές  $E_{Menard}$  των πρεσιομέτρων, με βάση τύπους από τη θεωρία γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας.

Ακολούθως, περιγράφονται αναλυτικά τα μεγέθη κάθε μίας στήλης του συγκεντρωτικού πίνακα που επισυνάπτεται. Ακόμα, αναφέρονται όλες οι σχετικές παρατηρήσεις και παραδοχές που θεωρήθηκαν για την συγκεκριμένη εργασία.

- Στήλη [1]: Ονομασία πρεσσιομετρικής γεώτρησης
- Στήλη [2]: Ονομασία Τεχνικού Έργου της αντίστοιχης γεώτρησης
- Στήλη [3]: Βάθος διεξαγωγής της πρεσιομέτρησης.
- Στο συγκεκριμένο βάθος αντιστοιχεί η τιμή μέτρησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας, όπως μετράται από το πρεσσιόμετρο Ménard.
- Στήλη [4]: Περιγραφή του σχηματισμού ο οποίος συναντάται στο αντίστοιχο βάθος.

Παρατήρηση 1: Στο σύνολο των γεωτρήσεων της παρούσας εργασίας συναντήθηκαν πολλοί διαφορετικοί γεωλογικοί σχηματισμοί οι οποίοι έπρεπε να ομαδοποιηθούν σε ευρύτερες κατηγορίες για να είναι δυνατή η εξαγωγή συμπερασμάτων. Στην παρούσα εργασία οι σχηματισμοί χωρίστηκαν στις κατηγορίες οι οποίες αναφέρονται στο ευρετήριο. Για την συγκεκριμένη εργασία οι γεωλογικοί σχηματισμοί οι οποίοι περιείχαν ως κύριο υλικό τον ίδιο σχηματισμό συμπεριλήφθησαν στην ίδια ομάδα. Στον συγκεντρωτικό πίνακα που επισυνάπτεται, δίπλα από κάθε ομάδα αναφέρεται και ο γεωλογικός δείκτης αντοχής GSI, ο οποίος δίνει επιπρόσθετες πληροφορίες, καθώς δύναται δύο σχηματισμοί να ανήκουν στην ίδια ομάδα αλλά να διαφέρουν στο βαθμό κερματισμού ή αποσάθρωσης.

Είναι φανερό ότι μια ομαδοποίηση γεωλογικών σχηματισμών πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη προσοχή καθώς εμπεριέχει βαθμό υποκειμενικότητας και εξαρτάται από την εκτίμηση του εκάστοτε συγγραφέα της εργασίας.

- Στήλη [5]: Ελάχιστη τιμή γεωλογικού δείκτη αντοχής GSI.
  Για λόγους ορθότερης εκτίμησης ο δείκτης GSI αποδόθηκε με τη μορφή εύρους τιμών. Στην συγκεκριμένη στήλη αναφέρεται το κάτω όριο του εύρους.
- Στήλη [6]: Μέγιστη τιμή γεωλογικού δείκτη αντοχής GSI.
  Για λόγους ορθότερης εκτίμησης ο δείκτης GSI αποδόθηκε με τη μορφή εύρους τιμών. Στην συγκεκριμένη στήλη αναφέρεται το άνω όριο του εύρους.
- Στήλη [7]: Κεντρική τιμή του εύρους τιμών GSI.

Παρατήρηση 2: Στην παρούσα εργασία οι τιμές του γεωλογικού δείκτη αντοχής GSI, ελήφθησαν από τις γεωτεχνικές μελέτες, κατόπιν εκτίμησης γεωλόγου. Έγινε όμως επιπρόσθετος έλεγχος των έτοιμων τιμών GSI από τις φωτογραφίες οι οποίες συνοδεύουν τις αντίστοιχες γεωτρήσεις.

Η δειγματοληπτική γεώτρηση BP3323 (συνοδή της 'τυφλής' πρεσιομετρικής BR 3336) του τμήματος Χαϊδάρι-Αγ. Βαρβάρα του Μετρό Αθήνας περιλαμβάνει ασβεστιτικές μάργες για τις οποίες δεν υπήρχαν εκτιμώμενες τιμές GSI, καθώς αποτελούν ημιβράχους. Εντούτοις, επελέγη οι τιμές E<sub>Menard</sub> της μάργας να συμπεριληφθούν στο σύνολο των δεδομένων, επομένως το GSI εκτιμήθηκε με τη βοήθεια των φωτογραφιών. Ομοίως για την γεώτρηση PPTE01 του τεχνικού έργου 'Επισταθμός Θηβών'.

• Στήλη [8]: Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σ<sub>ci</sub> (MPa).

Αναφέρεται η τιμή αντοχής σ<sub>ci</sub> του σχηματισμού της στήλης [4], ο οποίος βρίσκεται στο συγκεκριμένο βάθος, όπως αναγράφεται στα αντίστοιχα δελτία γεωτρήσεων.

**Παραδοχή 1:** Η τιμή της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη σ<sub>ci</sub> αναγράφεται στα δειγματοληπτικά δελτία και δύναται να προσδιορίστηκε είτε από δοκιμή μονοαξονικής θλίψης (Uniaxial Compression Strength – UCS) είτε από δοκιμή σημειακής φόρτισης (Point Load Test – PLT). Όπου υπάρχει δυνατότητα επιλογής ανάμεσα σε δοκιμή μονοαξονικής θλίψης (UCS) και σημειακής φόρτισης (PLT), επιλέξαμε τη δοκιμή μονοαξονικής θλίψης καθώς είναι λιγότερο ευαίσθητη στην ύπαρξη ασυνεχειών και τα αποτελέσματα της περισσότερο αξιόπιστα.

**Παρατήρηση 3**: Σε περίπτωση όπου είναι διαθέσιμα μόνο αποτελέσματα τιμών σημειακής φόρτισης PLT, χρησιμοποιήθηκαν κανονικά στην επεξεργασία παρόλο που τα αποτελέσματα της συγκεκριμένης δοκιμής είναι συχνά αμφίβολα. Συγκεκριμένα, η αντοχή εκτιμήθηκε με τη βοήθεια του δείκτη Is<sub>50</sub>, μέσω των παρακάτω τύπων οι οποίοι αναφέρονται στο άρθρο 'Considerations on strength of intact sedimentary rocks' των G. Tsiambaos και N. Sabatakakis, ως εξής:

Επιπλέον, να σημειωθεί πως η τιμή σ<sub>ci</sub> η οποία λαμβάνεται από το δελτίο της δειγματοληψίας, αντιστοιχεί σε ένα συγκεκριμένο βάθος. Σε περίπτωση που το δείγμα στο οποίο έγινε η δοκιμή πρεσσιομέτρησης είναι στο ίδιο ή παρόμοιο βάθος, η τιμή σ<sub>ci</sub> χρησιμοποιήθηκε αυτούσια και συσχετίστηκε με την αντίστοιχη τιμή  $E_{Menard}$ . Διαφορετικά, χρησιμοποιήθηκε σταθμισμένη τιμή του σ<sub>ci</sub>.

• Στήλη [9]: Μέτρο ελαστικότητας Ménard, E<sub>M</sub> (MPa).

Πρόκειται για το μέτρο ελαστικότητας το οποίο μετράται από τα πρεσσιόμετρα Menard κατά τη διεξαγωγή των πρεσσιομετρικών δοκιμών. Η τιμή ελήφθη από τα δελτία των πρεσσιομετρικών καμπυλών της κάθε πρεσσιομετρικής γεώτρησης.

**Παραδοχή 2:** Για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας μελετήθηκαν τα δελτία γεωτρήσεων των case studies τα οποία χρησιμοποιήθηκαν:

-Σε περίπτωση που η πρεσσιομετρική γεώτρηση ήταν ταυτόχρονα και δειγματοληπτική, οι τιμές Ménard συσχετίστηκαν με τα στοιχεία (GSI,  $\sigma_{ci}$ ) των συγκεκριμένων γεωτρήσεων.

-Σε περίπτωση που η πρεσσιομετρική γεώτρηση ήταν 'τυφλή', οι τιμές Ménard συσχετίστηκαν με τα στοιχεία (GSI, σ<sub>ci</sub>) των 'συνοδών' γεωτρήσεων για τα αντίστοιχα βάθη.

Στήλη [10]: Συντελεστής α για την εκτίμηση των καθιζήσεων.
 Προτάθηκε από τους Ménard και Rousseau το 1962 και συσχετίζεται με το είδος του εδάφους εντός του οποίου έγινε η πρεσσιομέτρηση. Ο συντελεστής α προσδιορίζεται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

Έδαφος	Περιγραφή	E <sub>M</sub> /P <sub>lim</sub>	α				
Τύρφη			1				
	O.C.	>16	1				
Άργιλος	N.C.	9~16	0,67				
	Remolded	7~9	0,5				
Ιλύς		>14	0,67				
		5~14	0,5				
Άμμος		>12	0,5				
		5~12	0,33				
Άμμος και χαλίκια		>10	0,33				
		6~10	0,25				
	Υπερβολικά κ	0,33					
Βράχος	Κερματι	0,5					
	Ελαφρώς κε	0,67					

**Παρατήρηση 4:** Στην παρούσα διπλωματική εργασία ο συντελεστής α προσδιορίστηκε σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα. Παρατηρείται ότι στα βραχώδη υλικά, η τιμή η οποία αποδίδεται στο α εξαρτάται αποκλειστικά από τον βαθμό κερματισμού του βράχου. Ο βαθμός κερματισμού του βράχου εκτιμάται από τον γεωλόγο κατά την επιτόπια εξέταση των δειγμάτων των γεωτρήσεων και αναφέρεται στο δελτίο της δειγματοληπτικής γεώτρησης.

Συχνά όμως, ο χαρακτηρισμός του βαθμού κερματισμού του εδάφους είναι σχετικός και δεν είναι απόλυτα σαφής. Συγκεκριμένα, σε πολλά δελτία γεωτρήσεων υπήρξαν χαρακτηρισμοί κερματισμού βράχου της μορφής 'ελαφρά κερματισμένος έως κερματισμένος'. Όμως, ένα τέτοιο εύρος χαρακτηρισμού του βαθμού κερματισμού μεταφράζεται σε εύρος τιμής συντελεστή α από 0,67 έως 0.5. Αυτό το εύρος της τιμής του α μεταβιβάζεται στην τιμή του μέτρου συμπιεστότητας E<sub>oed</sub> (βλ. στήλη

[12]) μέσω του τύπου  $E_{oed} = \frac{E_M}{a}$  και μπορεί να διαφοροποιήσει τις εκτιμώμενες

τιμές  $E_{oed}$  έως και 34%. Η διαφορά αυτή μεταφέρεται αυτούσια και στην τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας  $E_{rockmass}$ , (βλ. στήλη [24]), μέσω της

σχέσης  $E_{rockmass} = \frac{E_{oed}}{1,35}$ , για ν=0,3 από τη θεωρία γραμμικής ισότροπης

ελαστικότητας.

Συνοπτικά λοιπόν, η επιλεγόμενη τιμή του συντελεστή καθιζήσεων α δύναται να διαφοροποιήσει τις τελικές τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας έως και 34%. Επομένως χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή κατά την επιλογή της τιμής του.

Παραδοχή 3: Στην παρούσα εργασία, στις περιπτώσεις όπου στα δελτία των γεωτρήσεων υπήρχαν χαρακτηρισμοί κερματισμού βράχου της μορφής 'ελαφρά κερματισμένο έως κερματισμένο', αποδόθηκε στον συντελεστή α η μέση τιμή του εύρους. Εναλλακτικά, κάποιος άλλος μελετητής θα μπορούσε να είχε επιλέξει την δυσμενέστερη τιμή υπέρ της ασφαλείας.

Παραδοχή 4: Σε ορισμένα δείγματα γεωτρήσεων των case\_studies της παρούσας εργασίας, δεν αναφέρεται καθόλου ο βαθμός κερματισμού του βράχου στη γεωλογική περιγραφή των δειγματοληπτικών δελτιών. Στις περιπτώσεις αυτές, θεωρήθηκε ο

ηπιότερος βαθμός αποσάθρωσης ('ελαφρώς αποσαθρωμένος') και ελήφθη τιμή α=0,67.

**Παραδοχή 5:** Σημαντικό ποσοστό των δεδομένων της παρούσας εργασίας αφορούν μάργες οι οποίες αποτελούν μαλακούς βράχους (ημίβραχοι). Ο πίνακας των Ménard και Rousseau δεν αναφέρει τιμές συντελεστή α για ημίβραχους. Εντούτοις, για να μπορέσουν να αξιοποιηθούν τα δεδομένα, τους αποδόθηκε στις μάργες τιμή του συντελεστή α με βάση τον βαθμό κερματισμού των κανονικών βράχων.

# • $\Sigma \tau \eta \lambda \eta$ [11]: $\Sigma v \tau \epsilon \lambda \epsilon \sigma \tau \eta \varsigma$ MR (Modulus Ratio) o οποίος βασίζεται στην σχέση του Deere: $E_i = MR^* \sigma_{ci}$ .

Rock type	Class	Group	Texture											
			Coarse		Medium		Fine		Very fine					
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300–400 Breccias 230–350		Sandstones 200–350		Siltstones 350–400 Greywackes 350	Claystones 200–300 Shales 150–250 <sup>a</sup> Marls 150–200						
	Non-clastic	Carbonates	Crystalline limes 400–600	stones	Sparitic limeston 600–800	ies	Micritic Limestor 800–1000	Dolomites 350–500						
		Evaporites			Gypsum (350) <sup>b</sup>		Anhydrite (350) <sup>b</sup>							
		Organic							Chalk 1000 +					
Metamorphic	Non-f	oliated	Marble 700–1000		Hornfels 400–700 Metasandstone 200–300		Quartzites 300–450							
	Slightly	foliated	Migmatite 350–400		Amphibolites 400–500		Gneiss 300–750 <sup>a</sup>							
	Foli	ated <sup>a</sup>			Schists 250–1100 <sup>a</sup>		Phyllites/Mica Sc 300–800 <sup>a</sup>	hist	Slates 400–600 <sup>a</sup>					
Igneous	Plutonic	Light	Granite <sup>c</sup> 300–550 Gra 400-	nodiorite <sup>c</sup> -450	Diorite <sup>c</sup> 300–350									
		Dark	Gabbro 400–500 Norite 350–400		Dolerite 300–400									
	Нура	byssal	Por (400	phyries )) <sup>b</sup>			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) <sup>b</sup>		Tuff 200–400							

Εκτιμάται με βάση τον παρακάτω πίνακα:

<sup>a</sup>Highly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application. <sup>b</sup>No data available, estimated on the basis of geological logic.

<sup>c</sup>Felsic Granitoids: coarse grained or altered (high MR), fined grained (low MR).

Παραδοχή 6: Στον πίνακα του Deere, παρατηρείται πως σε κάθε σχηματισμό η τιμή του δείκτη MR έχει ένα εύρος. Ως χαρακτηριστική τιμή MR ενός σχηματισμού, στην παρούσα εργασία, θεωρήθηκε η μέση τιμή του εύρους τιμών.

Παραδοχή 7: Ειδικά για την περίπτωση των ασβεστιτικών μαργών επελέγη τιμή MR=175, υψηλότερη δηλαδή από την κεντρική τιμή του εύρους (MR=150). Η

παραδοχή αυτή έγινε επειδή η ασβεστιτική μάργα είναι υψηλότερης αντοχής από τον απλό αργιλόλιθο και επομένως ο λόγος  $MR = E_i /\sigma_{ci}$  μικραίνει.

**Παραδοχή 8:** Μερικά δεδομένα αντιστοιχούν σε σχηματισμούς οι οποίοι, κατά την γεωλογική περιγραφή τους, είναι ανάμεσα σε δύο υλικά (π.χ. conglomerates to sandstone). Στις περιπτώσεις αυτές, υπολογίστηκε η κεντρική τιμή MR του εύρους τιμών κάθε υλικού, ενώ η χαρακτηριστική τιμή MR του σχηματισμού υπολογίστηκε ως ο μέσος όρος των κεντρικών τιμών των δύο υλικών.

### • Στήλη [12]: Μέτρο συμπιεστότητας E<sub>oed</sub> (MPa)

Πρόκειται για το μέτρο ελαστικότητας υπό μονοδιάστατη συμπίεση. Εκτιμάται ως:.

$$E_{oed} = \frac{E_M}{a}$$

**Παραδοχή 9:** Το μέτρο συμπιεστότητας αναφέρεται κυρίως σε εδαφικά υλικά. Ενδεχομένως για βράχους η παραπάνω σχέση να εκτιμά υποτιμημένες τιμές. Στην παρούσα διπλωματική εργασία η συγκεκριμένη σχέση χρησιμοποιήθηκε για όλες τις κατηγορίες εδαφών (βράχοι, ημίβραχοι, εδαφικά). Θεωρώντας αυτήν την παραδοχή οι εκτιμώμενες τιμές του μέτρου συμπιεστότητας για τους σχηματισμούς της παρούσας εργασίας ενδέχεται να οδηγούν σε πιθανό συντηρητικό σχεδιασμό του έργου.

Στήλη [13]: Μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου E<sub>i</sub>. (intact rock modulus) Εκτιμάται έμμεσα σύμφωνα με τον τύπο του Deere καθώς είναι διαθέσιμες τιμές του MR (στήλη [11]) και του σ<sub>ci</sub> (στήλη [8]).

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

**Παραδοχή 10:** Η σχέση του Deere είναι χρήσιμη όταν δεν είναι διαθέσιμες τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου E<sub>i</sub> από άμεσες μετρήσεις. Στα δελτία των γεωτρήσεων των σχηματισμών της παρούσας εργασίας περιέχονται μόλις 20 τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας E<sub>i</sub> επί συνόλου 61 δεδομένων. Επομένως, στην παρούσα εργασία, λόγω έλλειψης διαθέσιμων τιμών, προτιμήθηκε η έμμεση εκτίμηση του μεγέθους E<sub>i</sub> μέσω της σχέσης Deere καθώς στηρίζεται μόνο στην τιμή της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη για την οποία υπάρχουν διαθέσιμα δεδομένα.

Επιπροσθέτως, κρίθηκε πως μια τέτοια παραδοχή συνάδει με την παρατήρηση των Ε. Hoek και M.S. Diederichs η οποία αναφέρεται στο άρθρο 'Empirical estimation of rock mass modulus', σύμφωνα με την οποία η ύπαρξη μικρορωγμών σε φαινομενικά άρρηκτα δείγματα έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέτρο ελαστικότητας συγκριτικά με την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη και επομένως οι τιμές τις αντοχής θεωρούνται περισσότερο αξιόπιστες. Η παρατήρηση αυτή αποτέλεσε έναν επιπρόσθετο λόγο για την επιλογή της σχέσης Deere.

Παραδοχή 11: Η σχέση του Deere εφαρμόζεται κυρίως σε βραχώδη υλικά. Εντούτοις, δύναται να χρησιμοποιηθεί με επιφύλαξη και για ημιβραχώδη υλικά όπως οι μάργες. Στην παρούσα εργασία η σχέση Deere χρησιμοποιήθηκε για όλους τους τύπους ημιβράχων (μάργες, ιλυόλιθοι) καθώς αποτελούν σημαντικό ποσοστό των διαθέσιμων δεδομένων.

•  $\Sigma$ τήλη [14]: Μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου  $E_i$  (intact rock modulus).

Αναφέρονται οι τιμές οι οποίες αναγράφονται στα δελτία των γεωτρήσεων.

Παραδοχή 12: Όπως αναφέρθηκε εκτενέστερα σε προηγούμενο κεφάλαιο, η εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας από in-situ δοκιμές είναι χρονοβόρα, ασύμφορη οικονομικά ενώ η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της είναι αμφισβητήσιμη εξαιτίας της ενδεχόμενης ύπαρξης ασυνεχειών εντός των φαινομενικά άρρηκτων δειγμάτων. Για τους αναφερθέντες λόγους, η διεξαγωγή insitu δοκιμών εκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας είναι σπάνιες και εκτελούνται μόνο σε σημαντικά έργα υποδομής.

Στα δελτία των γεωτρήσεων των σχηματισμών της παρούσας εργασίας περιέχονται μόλις 20 τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_i$  από άμεσες μετρήσεις, επί συνόλου 62 δεδομένων. Επομένως, για την παρούσα εργασία, δεν υπήρχε ικανοποιητικός αριθμός διαθέσιμων τιμών  $E_i$ , από άμεσες μετρήσεις, για την εξαγωγή συμπερασμάτων. Για τον λόγο αυτό προτιμήθηκε η χρήση των τιμών  $E_i$  οι οποίες εκτιμήθηκαν έμμεσα μέσω χρήσης της σχέσης Deere.

Στήλες [15], [16], [17]: Μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας με βάση το κριτήριο Hoek&Diederichs 2006.

$$E_{\rm rm} = E_{\rm i} \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60 + 15D - GSI)/11)}} \right)$$

Στις στήλες [15], [16], [17] οι υπολογισμοί έγιναν με βάση την μέγιστη (στήλη [6]), την ελάχιστη (στήλη [5]) και την κεντρική τιμή του GSI (στήλη [7]), αντιστοίχως. Οι τιμές θα συγκριθούν με τις τιμές μέτρου παραμορφωσιμότητας Erockmass της βραχόμαζας.

**Παρατήρηση 5:** Σύμφωνα με το άρθρο 'Empirical estimation of rock mass modulus' των Ε. Hoek και M.S. Diederichs, η σχέση εκτίμησης Hoek&Diederichs 2006 προήλθε από δεδομένα ανοικτών εκσκαφών και αβαθών σηράγγων βάθους έως 100m. Επομένως, δύναται να χρησιμοποιηθεί για τα δεδομένα της παρούσας εργασίας καθώς το μέγιστο βάθος δειγματοληψίας ήταν τα 40m.

• Στήλες [18], [20], [22]: Μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας με βάση το κριτήριο Hoek&Carranza Torres 2002, σε **GPa**.

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

Στις στήλες [18], [20], [22] οι υπολογισμοί έγιναν με βάση την μέγιστη (στήλη [6]), την ελάχιστη (στήλη [5]) και την κεντρική τιμή του GSI (στήλη [7]), αντιστοίχως. Οι τιμές θα συγκριθούν με τις τιμές μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{\text{rockmass}}$  της βραχόμαζας.

• Στήλες [19], [21],[23]: Μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας με βάση το κριτήριο Hoek&Brown 2002, σε MPa.

Οι στήλες [19], [21],[23] αντιστοιχούν στη μέγιστη,ελάχιστη και κεντρική τιμή του GSI.

Στήλη [24]: Μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας E<sub>rockmass</sub> (rockmass deformation modulus). Σύμφωνα με τη θεωρία γραμμικής ισότροπης ελαστικότητας ισχύει:

$$\mathbf{E}_{oed} = \frac{E_{rockmass} \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}$$

**Παραδοχή 13 :** Στην παρούσα διπλωματική εργασία θεωρήθηκε τιμή λόγου Poisson, v=0,3. Σύμφωνα με αυτήν την παραδοχή προκύπτει πως:

$$E_{rockmass} = \frac{E_{oed}}{1,35}$$

Με βάση αυτήν τη σχέση προκύπτουν οι τιμές της στήλης [24] οι οποίες χρησιμοποιούνται για την εκπόνηση των διαγραμμάτων.

Τα συμπεράσματα τα οποία προκύπτουν από τη σύγκριση των εξαγώμενων τιμών και των αντίστοιχων διαγραμμάτων, αναλύονται στο ακόλουθο κεφάλαιο.

## 8 Σύγκριση τιμών συμπεράσμαστα

Στον συγκεντρωτικό πίνακα που επισυνάπτεται παρουσιάζονται τα τελικά αποτελέσματα της επεξεργασίας των δεδομένων. Τα αποτελέσματα σχολιάζονται παρακάτω και δημιουργούνται τα αντίστοιχα διαγράμματα. Στο σημείο αυτό τονίζεται ξανά πως η εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας είναι πολύ ευαίσθητη λόγω της υποκειμενικότητας κατά την επιλογή τιμών παραμέτρων.

Για λεπτομερέστερη ανάλυση, τα υπάρχοντα δεδομένα χωρίστηκαν σε δύο ευρύτερες κατηγορίες:

α) Μαλακοί – εδαφικοί σχηματισμοί

- MS1: ΜΑΡΓΑ με ορίζοντες λεπτόκοκκου ψαμμίτη
- MS2: ΜΑΡΓΑ με ορίζοντες ψαμμίτη-ιλυολίθου
- Μ3: ΜΑΡΓΑ ασβεστιτική
- SL1: ΙΛΥΟΛΙΘΟΣ
- MSL1: ΜΕΤΑΪΛΥΟΛΙΘΟΣ αμμώδης

β) <u>Βραχώδεις σχηματισμοί</u>

- CB1: ΛΑΤΥΠΟΠΑΓΕΣ έως ΨΗΦΙΔΟΠΑΓΕΣ
- CB2 :  $\Psi AMMITH\Sigma$  éw<br/>ς  $\Psi H\Phi I\Delta OKPOKA \Lambda O\Pi A GE\Sigma$
- ML1 : ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ μαργαϊκός
- G1 : ΕΝΑΛΛΑΓΕΣ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ με ΑΡΓΙΛΙΚΟ ΣΧΙΣΤΟΛΙΘΟ
- MSD1 : META $\Psi$ AMMITH $\Sigma$
- Ρ1 : ΠΕΡΙΔΟΤΙΤΗΣ Σερπεντινιωμένος
- MSD2 : Ασβεστιτικός ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗΣ
- G2 : ΕΝΑΛΛΑΓΕΣ ΜΕΤΑΨΑΜΜΙΤΗ ΜΕΤΑΙΛΥΟΛΙΘΟΥ
- CON : ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ

Μελετώντας τον συγκεντρωτικό πίνακα ο οποίος επισυνάπτεται, δύναται γίνουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

Παρατηρείται πως όλες οι μετρήσεις Ménard των πρεσσιομετρήσεων, είναι υπερβολικά χαμηλές. Ενδεικτικά σημειώνεται πως η μέγιστη τιμή μέτρου Ménard όλων των πρεσσιομετρικών δοκιμών είναι τα 1283MPa, η οποία αναφέρεται σε μαργαϊκό σχηματισμό. Ακόμα, προβληματίζει το γεγονός ότι, ακόμα και στους βραχώδεις σχηματισμούς (ψαμμίτης, μεταψαμμίτης, λατυποπαγή) οι τιμές του πρεσσιομετρικού μέτρου είναι σημαντικά χαμηλότερες του 1GPa. Στο σημείο αυτό, επισημαίνεται πως, η πλειοψηφία των συναντημένων βραχωδών σχηματισμών (24 δεδομένα εκ συνόλου 27 δεδομένων) περιέχουν στρώσεις ασθενών σχηματισμών ή απαντήθηκαν σε αλλοιωμένη μορφή (π.χ. σερπεντινιωμένος περιδοτίτης, μεταψαμμίτης με ενστρώσεις μεταϊλυολίθου ή αργιλικού σχιστολίθου).

Όπως αναφέρθηκε, η αξιοπιστία των δεδομένων τα οποία χρησιμοποιήθηκαν διαπιστώθηκε μέσω ελέγχου των πρεσσιομετρικών καμπυλών των δελτίων, οι οποίες βρέθηκαν ορθές κατά τον έλεγχο τους. Επομένως, για τα πλαίσια της παρούσας εργασίας, η διεξαγωγή συμπερασμάτων θα συνεχιστεί χρησιμοποιώντας τις δεδομένες τιμές.

Λόγω των χαμηλών τιμών των μέτρων ελαστικότητας Ménard, προκύπτουν κατ'επέκταση και χαμηλές τιμές μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας, μέσω

των σχέσων  $E_{oed} = \frac{E_M}{a}$  και  $E_{rockmass} = \frac{E_{oed}}{1,35}$ . Στις χαμηλές τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας συνηγορεί και το γεγονός ότι η σχέση εκτίμησης του μέτρου συμπιεστότητας  $E_{oed}$  είναι κατάλληλη κυρίως για εδαφικούς σχηματισμούς και ενδεχομένως για βράχους να εκτιμά υποτιμημένες τιμές (Παραδοχή 9).

• Παρατηρείται διαφοροποίηση τιμών του εκτιμώμενου rockmass deformation modulus E<sub>rm</sub>, ανάλογα με την επιλεγόμενη μεθοδολογία εκτίμησης.



Στο διάγραμμα διακρίνεται καθαρά πως το νέφος τιμών deformation modulus κατά Hoek&Carranza Torres 2002 συγκεντρώνεται σε υψηλότερα επίπεδα συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές κατά Hoek&Diederichs 2006, για τις ίδιες πρεσσιομετρήσεις Ménard. Συγκεκριμένα, οι εκτιμώμενες τιμές  $E_{\rm rm}$  κατά Hoek&Carranza Torres 2002 προέκυψαν κατά μέσο όρο 400% μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες τιμές κατά Hoek&Diederichs 2006.

Η διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων ενδεχομένως να οφείλεται στο γεγονός ότι η σχέση Hoek&Carranza Torres 2002 στηρίζεται αποκλειστικά στην τιμή αντοχής σ<sub>ci</sub> σε μονοαξονική θλίψη ενώ η σχέση Hoek&Diederichs 2006 στηρίζεται στην τιμή του μέτρου ελαστικότητας  $E_i$  του άρρηκτου βράχου το οποίο χαρακτηρίζεται από μεγαλύτερη αβεβαιότητα κατά τον υπολογισμό του. Όπως επισημάνθηκε στην Παραδοχή 10, στο άρθρο 'Empirical estimation of rock mass modulus' των Ε. Hoek και M.S. Diederichs αναφέρεται πως η ενδεχόμενη ύπαρξη μικρορωγμών σε φαινομενικά άρρηκτα δείγματα έχει μεγαλύτερη επίδραση στο μέτρο ελαστικότητας  $E_i$  συ μονοαξονική θλίψη. Επιπλέον, στην δημοσίευση 'Empirical estimation of rock mass modulus', 2005 των Ε.Hoek και M.S.Diederichs αναφέρεται πως η δειγματοληψία σε μεγάλα βάθη προκαλεί μικρορωγμές (microcracking), ακόμα και σε εξωτερικά συμπαγείς βράχους, λόγω αποτόνωσης τάσεων και με την πραγματική επί τόπου εντατική κατάσταση σε βάθος.

Στην διπλωματική εργασία 'Τεχνικογεωλογική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των γεωτεχνικών ερευνών της σιδηροδρομικής σήραγγας Καλαμπάκας – Ηγουμενίτσας' της Αλέξη Ε., αναφέρεται διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων των δύο σχέσεων της τάξεως του 200%. Σημειώνεται, ότι το γεωλογικό υπόβαθρο της συγκεκριμένης σήραγγας περιέχει βραχομάζες οφιολίθων και φλύσχη.

Στο σημείο αυτό, επισημαίνεται πως είναι δύσκολο να οριστεί με ακρίβεια το ποσοστό διαφοράς ανάμεσα στις δύο σχέσεις καθώς αφενός μεν υπάρχει διασπορά τιμών και αφετέρου δε επιδρούν πολλές παραδοχές κατά την εκτίμηση των τιμών του rockmass deformation modulus. Σημειώνεται πως για λόγους ευκρίνειας το διάγραμμα απεικονίζει εκείνο το εύρος τιμών μέτρου παραμορφωσιμότητας στο οποίο συγκεντρώνεται η πλειοψηφία του νέφους.

• Παρατηρείται πως το ποσοστό διαφοροποίησης των εκτιμώμενων τιμών  $E_{rm}$  ανάλογα με την επιλογή μεθόδου εκτίμησης, διαφέρει σε κάθε κατηγορία γεωλογικού σχηματισμού.

Υπενθυμίζεται ότι έγινε διαχωρισμός των σχηματισμών σε - 'Βραχώδεις' (CB1, CB2, ML1, G1, MSD1, P1, MSD2, G2, CON). - 'Ασθενείς-Μαλακούς' (MS1, MS2, M3, SL1, MSL1) Στην κατηγορία των 'Ασθενών-Μαλακών' περιλαμβάνονται και οι μάργες (MS1, MS2, M3) για τις οποίες γίνεται ιδιαίτερος διαχωρισμός.

Η συγκεκριμένη παρατήρηση προέκυψε από 31 δεδομένα μαλακών σχηματισμών και 30 δεδομένα βραχωδών σχηματισμών (εκ συνόλου 61 δεδομένων). Από τις 31 τιμές μαλακών σχηματισμών, οι 17 τιμές αφορούν μαργαϊκούς σχηματισμούς. Για να είναι πληρέστερη η εικόνα, συνίσταται διερεύνηση με μεγαλύτερο αριθμό δεδομένων.Με βάση τα υπάρχοντα δεδομένα, προέκυψε το ακόλουθο διάγραμμα:



#### Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

Ανάμεσα στις μεθόδους Hoek&Carranza Torres και Hoek&Diederichs 2006 παρατηρήθηκε μεγαλύτερο ποσοστό διαφοροποίησης των τιμών του μέτρου παραμορφωσιμότητας στους 'Ασθενείς' σχηματισμούς και ειδικότερα στις 'Μάργες', συγκριτικά με τους 'Βραχώδεις' σχηματισμούς.

Οι τιμές των δεδομένων παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά. Εντούτοις, ποσοτικά, με βάση τον συγκεντρωτικό πίνακα, οι τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας των μαργών εκτιμώνται περίπου 450% υψηλότερα με χρήση της Hoek&Carranza Torres 2002 συγκριτικά με την εξίσωση Hoek%Diederichs 2006. Ομοίως, οι τιμές μέτρου παραμορφωσιμότητας των 'Ασθενών' βραχομαζών (έχοντας θεωρήσει τις μάργες ξεχωριστή κατηγορία) οι οποίες υπολογίστηκαν κατά Hoek&Carranza Torres 2002 προέκυψαν υψηλότερες περίπου 300% κατά μέσο όρο συγκριτικά με τις αντίστοιχες κατά Hoek%Diederichs 2006. Στους 'Βραχώδεις' σχηματισμούς, η αντίστοιχη σύγκριση τιμών έδωσε διαφορές της τάξεως του 200% υπέρ της μεθόδου Hoek&Carranza Torres 2002.

Εδώ σημειώνεται ότι τα 'νέφη' των δεδομένων έχουν μεγάλη διασπορά και δεν είναι απλή η ποσοτικοποίηση του ποσοστού διαφοροποίησης των δύο μεθόδων. Πέραν τούτου, το διάγραμμα, αναγκαστικά εντοπίζεται στην περιοχή που είναι περισσότερο συγκεντρωμένο το σύνολο των τιμών μέτρου παραμορφωσιμότητας για κάθε κατηγορία σχηματισμού. Στα παραπάνω προστίθεται και το σύνολο των παραδοχών για τα πρωτογενή μεγέθη οι οποίες έχουν επηρεάσει τις τελικές εκτιμώμενες τιμές.

Με βάση τα παραπάνω, ενδεχομένως, να είναι ορθότερη η εξαγωγή ποιοτικών συμπερασμάτων παρά ποσοτικοποιημένων. Ενδεχομένως, είναι σημαντικό το γεγονός ότι, παρά τις αρκετές παραδοχές, το διάγραμμα και ο συγκεντρωτικός πίνακας απεικονίζουν ευκρινώς την ποιοτικά μεγαλύτερη διαφοροποίηση των μαργών συγκριτικά με τους υπόλοιπους σχηματισμούς και την ποιοτικά μεγαλύτερη διαφοροποίηση στις τιμές των ασθενών βραχομαζών συγκριτικά με τους βραχώδεις, ανάμεσα στις δύο μεθόδους.



Στο παραπάνω διάγραμμα, απεικονίζονται οι εκτιμώμενες τιμές μέτρου παραμορφωσιμότητας ανά σχηματισμό, σε σχέση με την τιμή του γεωλογικού δείκτη αντοχής GSI. Παρατηρείται πως η μεγαλύτερη διαφοροποίηση αποτελεσμάτων ανάμεσα στις δύο μεθοδολογίες αναφέρεται στους μαργαικούς σχηματισμούς. Η διαφορά αυτή δείχνει να αυξάνει στις υψηλότερες τιμές του δείκτη GSI, αλλά λόγω της μεγάλης διασποράς των αποτελεσμάτων δεν δύναται να ειπωθεί κάτι συγκεκριμένο.

 Ο εναλλακτικός υπολογισμός του μέτρου ελαστικότητας με βάση τη σχέση Deere έδωσε τιμές αυξημένες κατά 200% περίπου συγκριτικά με τις αντίστοιχες τιμές του μέτρου ελαστικότητας από τις δοκιμές μονοαξονικής θλίψης.



Αυτή η διαφοροποίηση τιμών ενδεχομένως να οφείλεται στο γεγονός ότι η σχέση Deere στηρίζεται μόνο στην τιμή της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη η οποία επηρεάζεται λιγότερο από την πιθανή ύπαρξη μικρορωγμών συγκριτικά με το μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου. Με βάση τα παραπάνω γίνεται κατανοητή η δυσκολία απόλυτα βέβαιης εκτίμησης του μέτρου ελαστικότητας E<sub>i</sub> και η διαφορά τιμών μεταξύ πειράματος και θεωρίας.

Από την ανωτέρω παρατήρηση γίνεται φανερό ότι κατά την εκτίμηση του μέτρου παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$  της βραχομάζας με τη μέθοδο Hoek&Diederichs 2006 έχει σημασία η επιλογή της μεθόδου εκτίμησης του μέτρου ελαστικότητας  $E_i$ , καθώς δύναται να επηρεάσει σημαντικά το εκτιμώμενο αποτέλεσμα.

Το παραπάνω διάγραμμα εκπονήθηκε μέσω 20 συνολικά δεδομένων, εκ των οποίων τα 17 αφορούν ισχυρούς σχηματισμούς και τα 3 αφορούν μαργαϊκούς σχηματισμούς. Παρατηρείται πως για όλους τους ισχυρούς σχηματισμούς, η σχέση Deere έχει εκτιμήσει υψηλότερες τιμές όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Για τα 3 δεδομένα των μαργαϊκών σχηματισμών παρατηρήθηκε η αντίθετη εικόνα. Όμως, ο μικρός αριθμός δεδομένων για μάργες (μόλις 3 τιμές) δεν επιτρέπει την εξαγωγή συμπερασμάτων.

Ενδεχομένως έχει σημασία το γεγονός ότι το ανωτέρω συμπέρασμα απεικονίζεται ιδιαίτερα ευκρινώς στο διάγραμμα παρά τις όποιες απλοποιήσεις έγιναν για το modulus ratio MR (Παραδοχές 6, 7, 8). Επειδή, λοιπόν, η ακριβής εκτίμηση του MR εξαρτάται από την υποκειμενική κρίση του εκάστοτε μελετητή δεν μπορεί να εκφραστεί απόλυτα το ακριβές ποσοστό διαφοροποίησης τιμών. Όμως, ο μεγάλος αριθμός των ορθών δεδομένων επιτρέπει την ασφαλή εξαγωγή του αντίστοιχου ποιοτικού συμπεράσματος.

Στον πίνακα αναγράφονται μόλις 20 τιμές μέτρου ελαστικότητας E<sub>i</sub> από δοκιμές UCS εκ συνόλου 61 δεδομένων. Το γεγονός αυτό υποδηλώνει τη δυσκολία διεξαγωγής τέτοιου είδους in-situ δοκιμών. Οι απευθείας δοκιμές εκτίμησης του μέτρου ελαστικότητας είναι χρονοβόρες, ασύμφορες οικονομικά ενώ η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων τους είναι συχνά αμφισβητήσιμη εξαιτίας της ενδεχόμενης ύπαρξης ασυνεχειών εντός των φαινομενικά άρρηκτων δειγμάτων. Επομένως, η διεξαγωγή αντίστοιχων in-situ δοκιμών είναι σπάνιες και εκτελούνται μόνο σε σημαντικά έργα υποδομής.

Από την Βάση Δεδομένων δημιουργήθηκαν τα ακόλουθα διαγράμματα.
 Συμβολίζονται:

- $E_{rm} = M$ έτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας, Στήλη [24]
- E<sub>2002</sub> = Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχομάζας κατά Hoek&Carranza Torres 2002, Στήλη [23]
- $E_{2006}$  = Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχομάζας κατά Hoek&Diederichs 2006, Στήλη [22]
- **GSI** = Κεντρική τιμή εύρους του Δείκτη Γεωλογικής Αντοχής, Στήλη [7]



ο Συσχέτιση μέτρων παραμορφωσιμότητας  $E_{rm}$ και  $E_{2002}$ 

- Παρατηρείται ότι η εικόνα του διαγράμματος ταιριάζει με τη μορφή της καμπύλης του κριτηρίου αστοχίας Hoek&Brown. Στην καμπύλη αστοχίας των Hoek&Brown παρατηρείται πως η τιμή της αντοχής και κατ'επέκταση η τιμή του μέτρου παραμορφωσιμότητας E<sub>2002</sub> αυξάνεται εκθετικά καθώς αυξάνει η τιμή του GSI.



Αντιστοίχως, στο διάγραμμα συσχέτισης  $E_{rm}$ - $E_{2002}$  παρατηρείται πως για υψηλές τιμές του δείκτη γεωλογικής αντοχής GSI, ο λόγος  $E_{rm}/E_{2002}$  μικραίνει δηλαδή η τιμή του  $E_{2002}$  αυξάνει. Η παρατήρηση αυτή ενδεχομένως αυξάνει την αξιοπιστία του ανωτέρω διαγράμματος.

- Παρατηρείται πως για την πλειοψηφία του δείγματος (συγκεκριμένα για το 93,4%, δηλαδή 57 δεδομένα εκ συνόλου 62) ισχύει πως  $E_{\rm rm}$  /  $E_{2002}$  < 1, για όλο το εύρος τιμών GSI. Η παρατήρηση αυτή ενδεχομένως υποδηλώνει πως η θεωρητική σχέση εκτίμησης Hoek&Carranza Torres 2002 πιθανώς υπερεκτιμά το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας και υπολογίζει υψηλότερες τιμές συγκριτικά με τις πραγματικές.

- Ειδικότερα στην περιοχή μεσαίων τιμών GSI, παρατηρείται πως ο λόγος τιμών  $E_{rm}/E_{2002}$  είναι σημαντικά υψηλότερος συγκριτικά με την περιοχή υψηλών GSI. Ενδεχομένως η μεθοδολογία Hoek&Carranza Torres 2002 να αντιπροσωπεύει καλύτερα βραχομάζες μεσαίου γεωλογικού δείκτη και να δίνει ορθότερα αποτελέσματα. Μια τέτοια εικόνα θα ήταν βεβαιότερη αν ήταν διαθέσιμα περισσότερα δεδομένα.

- Παρατηρείται ότι στην περιοχή μεσαίων GSI, ο λόγος  $E_{rm}$  /  $E_{2002}$  λαμβάνει χαμηλότερες τιμές για τους βραχώδεις σχηματισμούς συγκριτικά με τους ασθενείς σχηματισμούς και τις μάργες. Επιπλέον, στους βραχώδεις σχηματισμούς παρατηρείται πως το 'νέφος' τιμών του λόγου  $E_{rm}$  /  $E_{2002}$  συγκεντρώνεται στα ίδια επίπεδα. Επομένως, πιθανώς η εξίσωση Hoek&Carranza Torres 2002 να υπερεκτιμά το μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχωδών σχηματισμών για όλο το εύρος τιμών GSI.

 Ενδεχομένως έχει ιδιαίτερη σημασία το γεγονός ότι τα παραπάνω συμπεράσματα απεικονίζονται ιδιαίτερα ευκρινώς στην εικόνα του διαγράμματος, παρά τις πολλές παραδοχές οι οποίες έγιναν κατά την εκπόνηση της εργασίας. Όπως αναφέρθηκε, το μέτρο παραμορφωσιμότητας είναι ιδιαίτερα ευαίσθητο μέγεθος και επομένως οι παραδοχές κατά την επιλογή τιμών παραμέτρων πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη προσοχή.



- Παρατηρείται πως οι χαμηλές τιμές του λόγου  $E_{rm}$  /  $E_{2002}$  αντιστοιχούν σε βραχομάζες υψηλότερου μέτρου παραμορφωσιμότητας. Αντιθέτως, οι υψηλότερες τιμές του λόγου  $E_{rm}$  /  $E_{2002}$  αντιστοιχούν σε βραχομάζες χαμηλού μέτρου παραμορφωσιμότητας. Ενδεχομένως, η εξίσωση Hoek&Carranza Torres 2002 να υπερεκτιμά το μέτρο παραμορφωσιμότητας των ισχυρών βραχομαζών.

- Η εικόνα των παραπάνω διαγραμμάτων είναι σαφέστερη σε περίπτωση ύπαρξης περισσότερων δεδομένων.



#### ο Συσχέτιση μέτρων παραμορφωσιμότητας $E_{rm}$ και $E_{2006}.$

 Παρατηρείται ότι η εικόνα του διαγράμματος ταιριάζει με τη μορφή της καμπύλης Hoek&Diederichs 2006 και τις in-situ μετρήσεις από τις οποίες προήλθε.



Στην καμπύλη Hoek&Diederichs 2006 το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας αυξάνει καθώς αυξάνει η τιμή του δείκτη GSI. Αντιστοίχως, στο ανωτέρω διάγραμμα συσχέτισης παρατηρείται πως όσο αυξάνει ο δείκτης γεωλογικής αντοχής GSI, ο λόγος  $E_{rm}$  /  $E_{2006}$  μικραίνει, δηλαδή η τιμή του  $E_{2006}$  αυξάνει. Επιπλέον, στο διάγραμμα συσχέτισης παρατηρείται πως τα δεδομένα αφορούν μετρήσεις με τιμές GSI>20, γεγονός το οποίο συνάδει με τα δεδομένα από τα οποία προήλθε η καμπύλη Hoek&Diederichs 2006.

- Παρατηρείται πως όλα τα δεδομένα για τα οποία ισχύει  $E_{rm} / E_{2006} > 1$  αφορούν μαργαϊκούς και μαλακούς σχηματισμούς. Τονίζεται, ότι για αυτούς τους σχηματισμούς ο λόγος  $E_{rm} / E_{2006}$  λαμβάνει τιμή σημαντικά υψηλότερη της μονάδας. Αντιθέτως, για το σύνολο των βραχωδών σχηματισμών ισχύει  $E_{rm} / E_{2006} < 1$ . Εικάζεται ότι η σχέση Hoek&Diederichs 2006 πιθανώς να υποεκτιμά σημαντικά το μέτρο παραμορφωσιμότητας ασθενών βραχομαζών.

- Ενδεχομένως είναι σημαντικό το γεγονός ότι το παραπάνω συμπέρασμα είναι ευκρινές παρά τις πολλές παραδοχές οι οποίες έχουν ληφθεί κατά την εκπόνηση της εργασίας. Η ακριβής τιμή του ποσοστού υποεκτίμησης του μέτρου παραμορφωσιμότητας θα ήταν βεβαιότερη σε περίπτωση ύπαρξης περισσότερων δεδομένων.

- Για όλα τα δεδομένα των βραχωδών σχηματισμών ισχύει πως  $E_{\rm rm}$  /  $E_{2006} < 1$ . Συγκεκριμένα, όσο αυξάνεται ο δείκτη γεωλογικής αντοχής GSI τόσο ο λόγος  $E_{\rm rm}$  /  $E_{2006}$  αποκτά χαμηλότερη τιμή. Ενδεχομένως, για βραχομάζες καλής ποιότητας η σχέση Hoek&Diederichs 2006 να μην είναι η πλέον κατάλληλη και να εκτιμά υψηλότερες τιμές.



- Παρατηρείται πως οι υψηλές τιμές του λόγου  $E_{rm}$  /  $E_{2002}$  αντιστοιχούν σε βραχομάζες χαμηλότερου μέτρου παραμορφωσιμότητας. Αντιθέτως, οι χαμηλές τιμές του λόγου  $E_{rm}$  /  $E_{2002}$  αντιστοιχούν σε βραχομάζες υψηλότερου μέτρου παραμορφωσιμότητας. Ενδεχομένως, η εξίσωση Hoek&Diederichs 2006 να υποεκτιμά το μέτρο παραμορφωσιμότητας των ασθενών βραχομαζών.

- Η εικόνα των παραπάνω διαγραμμάτων είναι σαφέστερη σε περίπτωση ύπαρξης περισσότερων δεδομένων.

#### Θέματα για περαιτέρω μελέτη

Για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας απαιτήθηκε σημαντικό χρονικό διάστημα για τη συλλογή των μελετών, την μελέτη των στοιχείων, τον έλεγχο της ορθότητας τους ώστε να απομονωθούν τα έγκυρα στοιχεία μέσα από ένα πολύ μεγαλύτερο αριθμό πρωτογενών δεδομένων. Η Βάση Δεδομένων η οποία δημιουργήθηκε, χρησιμοποιήθηκε για τη συγκριτική θεώρηση των μεθοδολογιών Hoek&Carranza Torres 2002 και Hoek&Diederichs 2006. Τα εκπονούμενα διαγράμματα αφορούν τη σύγκριση των δύο εξισώσεων και μελετούν την σχέση τους με τον γεωλογικό δείκτη αντοχής GSI.

Η Βάση Δεδομένων της παρούσας εργασίας δύναται να χρησιμποιηθεί για την μελέτη των παρακάτω θεμάτων:

 - Διερεύνηση της Βάσης Δεδομένων και προσπάθεια ποσοτικοποίησης του ποσοστού διαφοράς των εκτιμώμενων τιμών μέτρου παραμορφωσιμότητας μεταξύ των μεθοδολογιών.

 Αριθμητική ανάλυση με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, έτσι ώστε να διαπιστωθεί η επιρροή του εύρους τιμών του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας στην εκτίμηση των συγκλίσεων και στην αναπτυσσόμενη ένταση των μέτρων υποστήριξης.

# 9 Βιβλιογραφία

1. Asef M.R. and Reddish D.J. 2002. 'The impact of confining stress on the rock mass deformation modulus', Géotechnique 52. No 4: 235-241

2. Barton N. et al., 1974. 'Engineering classification of rock masses for the design of tunnels support'. Rock mechanics and rock engineering, Springer, Vol.6 (4):189-236

3. Barton N., Choubey V., 1977. 'The shear strength of rock joints in theory and practice'. Rock mechanics and rock engineering, Springer, Vol. 10 (1-2):1-54

4. Bieniawski Z.T., 1984. 'Rock mechanics design in mining and tunneling'. Balkema A.A., Netherlands

5. Bieniawski Z.T.,1989. 'Engineering rock mass classification: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering'. Wiley-Interscience, New York

6. Brown E.T., Hoek E., 1978. 'Trends in relationships between measured rocks in situ stresses and depth'. Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.15 : 211-215

7. Deere D., Miller R.P., 1966. 'Engineering classification and index properties for intact rock'. Illinois University at Urbana Dept of civil engineering

8. Givshad, Memarian, Rezaei, 'Investigation on deformability modulud of Asmary formation rock mass, by dilatometer tests', 5<sup>th</sup> Asian Rock Mechanics Symposium, 24-26 November 2008, Tehran, Iran

9. Gokceoglu C., Sonmez H., Kayabasi A. 'Predicting the deformation moduli of rock masses': International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 40 (2003) 701-710

10. Griffith A.A., 1924. 'The theory of rupture'. Proc. Intern. Congr. Appl. Mechanics. lst. Delft.: 55-63

11. Hoek E., 2007. 'Practical rock engineering'

12. Hoek E., 1983. 'Strength of jointed rock masses' Géotechnique. 33 (3): 187-223

13. Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002. 'Hoek-Brown failure criterion'. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto.

14. Hoek E., Diederichs M.S. 2006. 'Empirical estimation of rock mass modulus', Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 43: 203-215

15. Hoek E., Brown E.T., 1997. 'Practical estimates of rock mass strength'. Intnl. J. Rock Mech. & Mining Sci.& Geomechanics Abstracts. 34 (8): 1165-1186

16. Kolymbas D., 2005. 'Tunneling and tunnel mechanics. A rational approach to tuneling'. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, Germany

17. Marinos P., Hoek E., 2001. 'Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such s flysch' Bull. Eng. Geol. Env.,60:85-92

18. Marinos P. and Marinos V., Hoek E., 'Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses'

19. Marinos V., Marinos P., Hoek E., 2005. 'The Geological strength index: applications and limitations'. Bull. Eng. Geol. Env. 64: 55-65

20. Panet M., 1995. 'Calcul de tunnels par la methode convergence-confinement'. Presses de l'ecole nationale des Ponts et Chaussées.

21. Sommez H., Gokceoglu C.: 'Discussion of the paper by E. Hoek and M. S. Diederichs 'Empirical estimation of rock mass modulus'', International Journal of Rock Mechanics and Science 43 (2006) 671-676

22. Tsiambaos G., Sabatakakis N., (2004). 'Considerations on strength of intact sedimentary rocks', Engineering Geology 72 : 261-273

23. Γκαζέτας Γ., 2005. 'Σημειώσεις εδαφομηχανικής'. Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα

24. Καββαδάς Μ., 2005. 'Στοιχεία εδαφομηχανικής'. Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα

25. Καββαδάς Μ., 2005 'Σημειώσεις μαθήματος: Σχεδιασμός Υπογείων Έργων', Αθήνα

26. Λαμπρόπουλος Σ., 2005. 'Δομικές Μηχανές και Κατασκευαστικές Μέθοδοι', κεφ. 'Μέθοδοι Κατασκευής Σηράγγων', Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα

27. Μαρίνος Π.Γ., 2005. 'Κεφάλαια Τεχνικής Γεωλογίας'. Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα

28. Μαρίνος Π.Γ., 2007. Έιδικά Γεωτεχνικά Έργα', Αθήνα

29. Μαρίνος Π .Γ., 2007. 'Σημειώσεις μαθήματος: Σχεδιασμός Υπογείων Έργων', Αθήνα

30. Μαρίνος Π. Γ., Τσιαμπάος Γ., 2006. Ύπό κατασκευή σήραγγες στην Ελλάδα', Τόμος 2. Σημειώσεις εκπαιδευτικής εκδρομής του ΔΠΜΣ ΕΜΠ Έχεδιασμός και Κατασκευή υπογείων έργων'. Αθήνα

31. Παπαδόπουλος Β., 2007. 'Σημειώσεις μαθήματος Βραχομηχανική – Σήραγγες' Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα

#### Τεχνικές Μελέτες

 ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ: Επέκταση Γραμμής 3 – Θέση Γ 'Χαιδάρι-Αγία Βαρβάρα' Τελική έκθεση παρουσίασης αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών: Θέση Γ – Χαιδάρι – Αγία Βαρβάρα – Φάσεις 1&2 2. ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ: Επέκταση Γραμμής 3 – Θέση Γ 'Αγία Βαρβάρα - Κορυδαλλός' Τελική έκθεση παρουσίασης αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών: Θέση Γ – Αγία Βαρβάρα – Κορυδαλλός – Φάσεις 1&2

3. ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ: Επέκταση Γραμμής 3 – Θέση Γ 'Κορυδαλλός - Πειραιάς' Τελική έκθεση παρουσίασης αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών: Θέση Γ – Κορυδαλλός – Πειραιάς – Φάση 2

4. ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ: Επέκταση Γραμμής 2 – 'Άγιος Αντώνιος - Ανθούπολη' Τελική έκθεση παρουσίασης αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών: Σταθμός 'ΠΕΡΙΣΤΕΡΙ'

5. ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ: 'Επέκταση Γραμμής 2 Αττικό Μετρό προς Ανθούπολη: Επισταθμός ΘΗΒΩΝ (Ανθούπολη).

6. ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ: 'Οδικός Άξονας παραχώρησης Κόρινθος – Πάτρα Χ.Θ. 55+975 έως Χ.Θ. 57+225'.

#### Εγχειρίδια

ΟΜΙΛΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΜΕΛΕΤΩΝ: 'Τεχνολογία Διαστολομετρήσεων'

#### Διπλωματικές εργασίες – Διδακτορικές διατριβές

1. Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία, Διπλωματική εργασία, 'Τεχνικογεωλογική θεώρηση των αποτελεσμάτων των γεωτεχνικών ερευνών της σιδηροδρομικής σήραγγας Καλαμπάκας-Ηγουμενίτσας', Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Αθήνα 2008

2. Μαγκανάς Κωνσταντίνος, Διπλωματική εργασία ΔΠΜΣ ΕΜΠ 'Σχεδιασμός και Κατασκευή υπογείων έργων', με θέμα 'Τεχνικογεωλογική συμπεριφορά των οφιολίθων ση διάνοιξη σηράγγων', Αθήνα 2005

3. Μπαλάση Αιμιλία – Μαρία, Διπλωματική ΔΠΜΣ ΕΜΠ 'Σχεδιασμός και Κατασκευή υπογείων έργων' με θέμα 'Συμπεριφορά οφιολίθων σε υπόγεια έργα. Ειδική αναφορά στη σιδηροδρομική σήραγγα Όρθρυος (Δομοκού)', Αθήνα 2007

4. Μαρίνος Β. Π., 'Διδακτορική διατριβή: Γεωτεχνική Ταξινόμηση και τεχνικογεωλογική συμπεριφορά ασθενών και σύνθετων γεωυλικών κατά τη διάνοιξη σηράγγων '. ΕΜΠ, Αθήνα 2007

#### Δικτυακοί τόποι

1. International Society for Rock Mechnics (I.S.R.M): <u>www.isrm.net/</u>

- 2. Rocscience Inc: <u>www.rocscience.com/</u>
- 3. Ιστοσελίδα του καθηγητή Π.Γ. Μαρίνου: <u>http://users.civil.ntua.gr/marinos</u>
- 4. Ιστοσελίδα του αναπληρωτή καθηγητή Μ.Ι. Καββαδάς: www.civil.ntua.gr/~kavvadas

5. Οργανισμός Σιδηροδρόμων Ελλάδας : <u>www.osenet.gr</u>

Αλέξη Ελπίδα-Ιουλία

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10] [11]	[12]	[13]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]	[21]	[22]	[23]	[24]	[25]	[26]
Όνομα Γεώτρησης	Case Study	Βάθος (m)	Περιγραφή	GSImin	GSImax	GSI	σci (MPa)	EMENARD (MPa)	α MR	Eoed (MPa) = EMENARD/α	Ei(MPa) = MR* σci	Eunconfined (MPa)	E2006max (MPa)	E2006min (MPa)	E2006 (MPa)	E2002max (GPa)	E2002max (MPa)	E2002min (GPa)	E2002min (MPa)	E2002 (GPa)	E2002 (MPa)	Erockmass (MPa)	Erm/E2002	Erm/E2006
		11,5	MS1	45	55	50	2,1	483	0,67 175	720,9	367,5	-	150,3	82,7	113,4	1,9	1932,5	1,1	1086,7	1,4	1449,1	534,0	0,3685	4,7109
DDTE04		13,6	MS1	35	40	38	4,8	221	0,67 175	329,9	840,0	-	135,4	96,4	114,2	1,2	1232,0	0,9	923,9	1,1	1066,9	244,3	0,2290	2,1400
	Επίσταθμος Θηβιών	15,5	MS1 MS1	30	35	33	4,8	153	0,67 175	228,4	840,0	-	96,4	69,3 163.5	81,5	0,9	923,9	0,7	692,8 1354 3	0,8	800,1	169,2	0,2114	2,0750
FFILOI	Εποτασμός Οτιρών	23.5	MS1 MS1	35	40	38	3,0	1283	0.67 175	1914 9	1400.0		225,5	160,6	190,0	1,0	1590.5	1,4	1192 7	1,0	1377.4	1418 5	1 0298	7 4543
		25,5	MS1	35	40	38	8	457	0.67 175	682.1	1400.0	1.	225.6	160,6	190,3	1,6	1590.5	1,2	1192,7	1.4	1377.4	505.3	0.3668	2.6552
		27,5	MS1	35	40	38	8	244	0,67 175	364,2	1400,0	-	225,6	160,6	190,3	1,6	1590,5	1,2	1192,7	1,4	1377,4	269,8	0,1959	1,4177
Г72	Α/Δ Κορίνθου-Πατρών	31,7	MS2	45	50	48	13	28	0,67 175	41,8	2275,0	-	701,7	512,2	601,5	3,6	3605,6	2,7	2703,8	3,1	3122,3	31,0	0,0099	0,0515
	τμήμα Κιάτο-Δερβένι	24	CB1	51	59	55	16	119	0,5 325	238,0	5200,0	-	2586,7	1702,1	2126,8	6,7	6715,2	4,2	4237,0	5,3	5334,1	176,3	0,0331	0,0829
Г74		27,5	CB2	43	50	47	23	237	0,67 325	353,7	7475,0	-	2305,6	1474,5	1854,7	4,8	4795,8	3,2	3205,3	3,9	3920,7	262,0	0,0668	0,1413
		6,5	M3	75	80	78	25,9	176,0	0,67 175	262,6	4532,5	-	3983,5	3693,3	3849,1	28,6	28618,7	21,5	21461,0	24,8	24782,8	194,5	0,0078	0,0505
		/,b	M3 M2	60	65	63	25,9	124,7	0,67 175	186,1	4532,5	- 1790	2860,0	2356,9	2611,6	12,1	12068,4	9,1	9050,0	10,5	10450,8	137,8	0,0132	0,0528
		10,3	M3	45	50	48	2,4	53.7	0.67 175	80.1	420,0	1769	203,0	134.0	157.3	3,7	1843.9	2,0	1382.7	3,2	1596.8	72,9 59.4	0,0229	0,3011
		13.8	M3	35	40	38	43	25.1	0.67 175	37.5	752 5	-	121.3	86.3	102.3	1,0	1166 1	0.9	874.4	1,0	1009.8	27.8	0.0275	0.2718
PMT BR3336	Αττικό Μετρό	15,3	M3	70	80	75	4,3	42,6	0,67 175	63,5	752,5	-	661,3	550,5	613,2	11,7	11661,0	6,6	6557,4	8,7	8744,5	47,1	0,0054	0,0768
Συνοδή: BP3323	Επέκταση Γραμμής 3	18,3	ML1	85	90	88	32,5	268,7	0,67 700	401,1	22750,0	6017	21784,2	21050,3		57,0	57008,8	42,8	42750,5	49,4	49367,6	297,1	0,0060	#DIV/0!
-	Χαϊδάρι-Αγ. Βαρβάρα	22,5	M3	75	80	78	17,8	172,3	0,67 175	257,2	3115,0	-	2737,7	2538,3	2645,3	23,7	23725,2	17,8	17791,4	20,5	20545,2	190,5	0,0093	0,0720
		25	M3	35	40	38	4,9	173,9	0,67 175	259,5	857,5	798	138,2	98,4	116,6	1,2	1244,8	0,9	933,5	1,1	1077,9	192,2	0,1783	1,6493
		27,9	M3	35	40	38	4,9	177,5	0,67 175	264,9	857,5	798	138,2	98,4	116,6	1,2	1244,8	0,9	933,5	1,1	1077,9	196,2	0,1820	1,6836
		32,8	SL1	35	40	38	4,9	206,1	0,84 375	245,3	1837,5	-	296,1	210,8	249,8	1,2	1244,8	0,9	933,5	1,1	1077,9	181,7	0,1686	0,7277
		35,9	SL1	50	55 80	53	16,3	242,6	0,84 375	288,8	6112,5	-	2500,1	1885,4	2181,4	5,4	5383,9 22703.6	4,0	4037,3	4,7	4662,2	213,9	0,0459	0,0981
	Δττικό Μετοό	10.0	G1	20	30	25	23.4	100.1	0.33 300	303.3	7020.0	-	578.8	325.0	426.0	15	1520.7	0.0	860.2	1 1	1147 1	224.7	0,0050	0,0303
PMT BR 2410	Επέκταση Γοαιμής 3	21.7	G1	20	30	25	52.4	94.1	0.33 300	285.1	15720.0		1296 1	727 7	954.0	2.3	2289.1	1.3	1287.3	1,1	1716.6	224,7	0,1930	0,3214
Συνοδή: BP 1301	Αν. Βαρβάρα-Κορυδαλλός	24.7	G1	20	30	25	52,4	108.6	0.33 300	329.0	15720.0	-	1296,1	727.7	954.0	2.3	2289.1	1,3	1287.3	1.7	1716.6	243.7	0,1200	0.2554
		27,1	G1	20	30	25	52,4	106,4	0,33 300	322,3	15720,0	-	1296,1	727,7	954,0	2,3	2289,1	1,3	1287,3	1,7	1716,6	238,8	0,1391	0,2503
		16,7	MSL1	23	33	28	3,5	152,3	0,33 375	461,6	1312,5	-	131,7	71,1	95,4	0,7	703,1	0,4	395,4	0,5	527,3	342,0	0,6485	3,5849
		18,9	MSL1	23	33	28	5,9	131,6	0,33 375	398,9	2212,5	-	222,0	119,9	160,8	0,9	912,9	0,5	513,4	0,7	684,6	295,5	0,4316	1,8376
PMT BR 2411	Αττικό Μετρό	20,7	MSL1	23	33	28	5,9	137,6	0,33 375	416,9	2212,5	-	222,0	119,9	160,8	0,9	912,9	0,5	513,4	0,7	684,6	308,8	0,4511	1,9204
Συνοδή: BP 1305	Επέκταση Γραμμής 3	22,9	G1	14	24	19	23,4	103,5	0,33 300	313,7	7020,0	-	402,3	249,0	309,4	1,1	1082,9	0,6	609,0	0,8	812,1	232,4	0,2861	0,7510
	Αγ. Βαρβάρα-Κορυδαλλός	25,1	G1	14	24	19	23,4	102,4	0,33 300	310,2	7020,0	-	402,3	249,0	309,4	1,1	1082,9	0,6	609,0	0,8	812,1	229,8	0,2830	0,7427
		27,2	G1 G1	14	24	19	23,4	92,9	0,33 300	281,5	7020,0	-	402,3	249,0	309,4	1,1	1082,9	0,6	609,0	0,8	812,1	208,5	0,2567	0,6738
		13.7	MSD1	30	40	35	17.4	277.2	0,55 300	460.8	4350.0	3.1	700.0	249,0	400.0	23	2345.7	13	1310.1	1.8	1759.0	230,9	0,2043	0,7401
		17.7	MSD1 MSL1	20	30	25	3.8	148.3	0.5 375	296.6	1425.0	-	117.5	66.0	86.5	2,5	616.4	0.3	346.7	0.5	462.3	219.7	0,1370	2 5410
		20.3	MSL1	20	30	25	3.8	194.1	0.5 375	388.2	1425.0	-	117,5	66.0	86.5	0.6	616,4	0,3	346.7	0,5	462.3	287.5	0.6220	3.3250
PMT BR 2459	Αττικό Μετρό	21,7	MSL1	20	30	25	1,82	179,7	0,5 375	359,4	682,5	-	56,3	31,6	41,4	0,4	426,6	0,2	239,9	0,3	319,9	266,2	0,8321	6,4271
Συνοδή: BP 2416	Επέκταση Γραμμής 3	23,7	MSL1	10	20	15	1,82	126,5	0,33 375	383,2	682,5	-	31,6	21,0	25,2	0,2	239,9	0,1	134,9	0,2	179,9	283,9	1,5779	11,2712
	Κορυδαλλός-Πειραιάς	25,7	MSL1	10	20	15	5,7	201,1	0,33 375	609,4	2137,5	-	99,0	65,9	78,9	0,4	424,6	0,2	238,7	0,3	318,4	451,4	1,4179	5,7230
		27,7	P1	10	20	15	9,1	211,3	0,33 275	640,4	2502,5	-	115,8	77,1	92,3	0,5	536,4	0,3	301,7	0,4	402,3	474,4	1,1792	5,1368
		29,7	P1	35	45	40	7	58,9	0,5 275	117,9	1925,0	-	433,4	220,8	310,2	2,0	1984,0	1,1	1115,7	1,5	1487,8	87,3	0,0587	0,2815
		31,7	P1 OD4	35	45	40	4,9	154,5	0,5 2/5	309,0	1347,5	-	303,4	154,6	217,1	1,7	1000,0	0,9	933,5	1,2	1244,8	228,9	0,1839	1,0543
		<u>2,1</u> <u>4</u> 7	CB1	50	55	53	52	44.1	0.5 300	345,2 88.2	1560.0	2932,5 901 6	638 1	1000,8 481.2	1002,2 556.7	3,0	3040,0	<u>4,∠</u> 2 3	4109,3 2280.4	4,ŏ 2.6	2633.3	∠00,/ 65.4	0,0532	0,1381
PMT CASR1	Σταθμός Περιστέρι	19.7	MSD1	30	35	33	2.1	36.7	0.67 250	54.8	525.0	162.3	60.2	43.3	51.0	0.6	611.1	0.5	458.3	0.5	529.2	40.6	0,0767	0,7966
CASN2	Αττικό Μετρό	25,7	G2	40	50	45	3,51	45,3	0,5 325	90,5	1140,8	386	351,9	183,8	256,8	1,9	1873,5	1,1	1053,5	1,4	1404,9	67,1	0,0477	0,2611
		27,8	G2	40	50	45	3,51	32,2	0,5 325	64,3	1140,8	386	351,9	183,8	256,8	1,9	1873,5	1,1	1053,5	1,4	1404,9	47,7	0,0339	0,1856
		29,7	MSL1	40	50	45	86	13,0	0,67 375	19,5	32250,0	-	9947,3	5196,5	7261,0	9,3	9273,6	5,2	5214,9	7,0	6954,2	14,4	0,0021	0,0020
		31,7	MSL1	40	50	45	86	68,4	0,67 375	102,2	32250,0	-	9947,3	5196,5	7261,0	9,3	9273,6	5,2	5214,9	7,0	6954,2	75,7	0,0109	0,0104
DMT 040D0		33,7	MSL1	30	35	33	86	36,0	0,67 375	53,8	32250,0	-	3699,5	2659,1	3129,8	3,9	3910,7	2,9	2932,6	3,4	3386,5	39,8	0,0118	0,0127
PMI CASR2	Σταθμος Περιστερι	3,1	CON	55	65	60	17,5	525,9	0,67 350	784,9	6125,0	1994,3	3864,8	2505,2	3185,0	9,9	9920,2	5,6	55/8,5	7,4	7439,1	581,4	0,0782	0,1825
CASP31	Αττικό Ινιετρο	47	Meda	55	60	50	12.02	10 6	0.67 250	70.5	3057.5	1156.6	1590.0	1250.5	1/10 1	6.0	6210 0	17	1662 E	E A	5395.2	F0 7	0.0100	0.0270
		+,/ 6.7	MSD2	22	28	26	24.23	40,0 50.0	0.07 250	12,0 118.0	5057,5 6057.5	2405.2	440.2	328.3	378.5	0,2	1387 3	+,/ 10	4003,5	0,4 1.2	1201 4	88.1	0,0100	0,0379
	 Σταθμός Περιστέρι	8.7	MSD1	23	28	26	24.23	99.7	0,42 250	237.3	6057.5	2495.2	440.2	328.3	378.5	1.4	1387.3	1.0	1040.3	1.2	1201,4	175.8	0,1463	0,4644
PMT CASR3 CASP4T		10,7	MSD1	23	28	26	24,23	84.5	0,42 250	201,2	6057,5	2495,2	440,2	328,3	378.5	1,4	1387.3	1,0	1040,3	1,2	1201,4	149,1	0,1241	0,3938
		12,7	MSD1	35	28	32	24,23	79,5	0,67 250	118,6	6057,5	2495,2	440,2	694,9	550,4	1,4	1387,3	2,1	2075,8	1,7	1697,0	87,9	0,0518	0,1596
	Αττικό Μετρό	14,7	MSD1	35	40	38	24,23	50,9	0,67 250	76,0	6057,5	2495,2	976,1	694,9	823,3	2,8	2768,1	2,1	2075,8	2,4	2397,0	56,3	0,0235	0,0684
		16,7	MSD1	35	40	38	24,23	113,4	0,67 250	169,2	6057,5	2495,2	976,1	694,9	823,3	2,8	2768,1	2,1	2075,8	2,4	2397,0	125,3	0,0523	0,1522
	Ľ	18,7	MSD1	35	40	38	24,23	327,5	0,67 250	488,8	6057,5	2495,2	976,1	694,9	823,3	2,8	2768,1	2,1	2075,8	2,4	2397,0	362,1	0,1511	0,4398
		20,7	MSD1	35	40	38	24,23	48,5	0,67 250	72,4	6057,5	2495,2	9/6,1	694,9	823,3	2,8	2768,1	2,1	2075,8	2,4	2397,0	53,7	0,0224	0,0652
			0555																					

ΜΑΡΓΕΣ ΜΑΛΑΚΟΙ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ ΒΡΑΧΩΔΕΙΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΙ 

60,0

7261,0