

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

«Διερεύνηση καμπύλης απόκρισης πετρώματος βάσει κριτηρίου Hoek-Brown»

Διπλωματική Εργασία



Ιωάννα Σ. Κλάδου

Εξεταστική επιτροπή:

- Ζ. Αγιουτάντης, Καθηγητής (επιβλέπων)
- Γ. Εξαδάκτυλος, Καθηγητής
- Εμ. Στειακάκης, Λέκτορας

Χανιά

Σεπτέμβριος, 2009

Περίληψη

Στη παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται μία αναλυτική διερεύνηση της καμπύλης απόκρισης πετρωμάτων βάσει του κριτηρίου Hoek-Brown. Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η κατανόηση της αλληλεπίδρασης πετρώματοςυποστήριξης ενός ανοίγματος και ο υπολογισμός των τάσεων υποστήριξης που αναπτύσσονται τόσο στο πέτρωμα αλλά και στην υποστήριξη στηριζόμενη στο κριτήριο Hoek-Brown.

Πιο αναλυτικά γίνεται αναφορά στο κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown, από το οποίο προκύπτει το θεωρητικό υπόβαθρο της ανάλυσης της αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης. Λόγω όμως της πολυπλοκότητας του συγκεκριμένου προβλήματος, εξαιτίας του μεγάλου αριθμού παραγόντων, γίνονται κάποιες παραδοχές που απλοποιούν το παραπάνω πρόβλημα.

Στηριζόμενοι στο παραπάνω θεωρητικό υπόβαθρο αναπτύχθηκε αλγόριθμος με τον οποίο δίνεται η δυνατότητα στον χρήστη να υπολογίζει άμεσα τις τάσεις υποστήριξης του πετρώματος αλλά και του εκάστου προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης, να δημιουργεί αυτόματα την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος, την καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης αλλά και το τυπικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος υποστήριξης, εισάγοντας απλά τα δεδομένα του ανοίγματος, της βραχομάζας και του συστήματος υποστήριξης. Σημειώνεται, επίσης ότι υπάρχει δυνατότητα υπολογισμού, για τα τρία κυριότερα συστήματα υποστήριξης: σκυρόδεμα, χαλύβδινα πλαίσια και αγκύρια. Επιπλέον, οι παραπάνω υπολογισμοί μπορεί να γίνουν εξίσου, βάσει του αρχικού κριτηρίου αλλά και του γενικευμένου.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι παραδοχές που έχουν γίνει, για απλοποίηση του προβλήματος, δημιουργούν σοβαρούς περιορισμούς ως προς την ακρίβεια και την εφαρμοσιμότητα αυτής της ανάλυσης στο πεδίο. Με πιο σημαντικό περιορισμό, το ότι είναι ακριβής μόνο σε κυκλικά ανοίγματα που υπόκεινται σε ίσες οριζόντιες και κατακόρυφες τάσεις πεδίου. Παρόλα αυτά όμως η παραπάνω ανάλυση μπορεί να δώσει μία πρώτη και πολύ σημαντική εικόνα, στο μηχανικόμελετητή, για τις συνθήκες που επικρατούν στο άνοιγμα και σε συνδυασμό με τις επιτόπου παρατηρήσεις ως προς τις συνθήκες που επικρατούν στο πεδίο να οδηγηθεί σε σωστή επίλυση του προβλήματος

Τέλος στην εργασία αυτή γίνεται εκτενής αναφορά στα κυριότερα συστήματα υποστήριξης επιμήκων ανοιγμάτων, που είναι το σκυρόδεμα, τα χαλύβδινα πλαίσια και τα αγκύρια. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι τύποι που συναντώνται, η αρχές λειτουργίας τους και τα κυριότερα χαρακτηριστικά τους.

Αφιερώνεται

στην οικογένεια μου,

στους καθηγητές μου

και ιδιαίτερα στους Ζ. Αγιουτάντη και Γ. Κωστάκη

Περιεχόμενα

Περίληψη	ii
Κατάλογος Σχημάτων και Πινάκων	vi

1.	Eic	σαγωγή		1
2.	Τά	ση υπο	στήριξης με εφαρμογή κριτηρίου Hoek-Brown	2
	2.1	Κριτή	ριο αστοχίας βραχομάζας Hoek-Brown	2
	2.2	Λογισ	рикó Rocklab	5
	2.3	Τάση	υποστήριξης	6
	2	.3.1	Εισαγωγή	6
	2	.3.2	Ανάλυση αλληλεπίδρασης πετρώματος – υποστήριξης	8
		2.3.2.	1 Ανάλυση τάσεων	10
		2.3.2.	2 Ανάλυση Παραμορφώσεων	12
		2.3.2.	3 Εξίσωση της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος	14
		2.3.2.	4 Ανοχή για το βάρος του διαταραγμένου πετρώματος	15
		2.3.2.	5 Ανάλυση της διαθέσιμης υποστήριξης	15
		2.3.2.	6 Υπολογισμός σταθεράς δυσκαμψίας k και μέγιστης τάσης Psmax για τα κυριότερα συστήματα υποστήριξης	16
		2.3.2.	7 Εφαρμοσιμότητα ανάλυσης αλληλεπίδρασης πετρώματος – υποστήριξης στο πεδίο	21
3	Πε	ριγραφ	ή των κύριων συστημάτων υποστήριξης επιμήκων ανοιγμάτων.	22
	3.1	Γενικά	x	22
	3.2	Αρχές	; σταθεροποίησης	23
	3.3	Χαλύβ	3δινα πλαίσια	25
	3.	3.1	Γενικά	25
	3.	3.2	Τύποι πλαισίων	27
	3.4	Κοχλί	ωση του πετρώματος	30
	3.	4.1	Γενικά	30

	3	.4.2	Τύποι Κοχλίων	32
	3	.4.3	Μορφές Αστοχίας κατά την Εφαρμογή της Κοχλίωσης	36
	3.5	Υποσ	πήριξη με σκυρόδεμα και οπλισμένο σκυρόδεμα	36
	3	.5.1	Γενικά	36
	3	.5.2	Μονολιθική υποστήριξη	38
	3	.5.3	Επένδυση με Τσιμεντόλιθους	38
	3	.5.4	Υποστήριξη με Προκατασκευασμένα Πλαίσια	39
	3	.5.5	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	40
4	Αρ	οιθμητικ	κή εφαρμογή αρχικού και γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown	42
	4.1	Γενικ	ά	42
	4.2	Ανάπ	πυξη αλγορίθμου	42
	4.3	Прос Hoek	σδιορισμός παραμέτρων τάσης, βάσει γενικευμένου κριτηρίου -Brown, μέσω λογισμικού Rocklab	48
	4.4	Παρά	ιδειγμα	51
	4	.4.1	Επίλυση βάσει του αρχικού κριτηρίου Hoek – Brown	
		4.4.1	.1 Βήματα υπολογισμού και σχεδίασης καμπύλης αποτόνωσης πετρώματος	52
		4.4.1	.2 Βήματα υπολογισμού και σχεδιασμού διαγράμματος αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, για τα κυριότερα συστήματα υποστήριξης	57
	4	.4.2	Επίλυση βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown…	65
		4.4.2	.1 Περίπτωση 1 ^η επίλυση βάσει του είδους και της ποιότητας του πετρώματος	65
		4.4.2	 .2 Περίπτωση 2^η επαναπροσδιορισμός δεδομένων ενότητας 4.4.1 (αρχικά δεδομένα) βάσει γενικευμένου κριτηρίου 	78
	4	.4.3	Σύγκριση αποτελεσμάτων από την εφαρμογή αρχικού και γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown	86
5	Συ	μπερά	σματα	88

Κατάλογος Σχημάτων

2.1	Συνοπτική παρουσίαση του αρχικού και του γενικευμένου κριτηρίου Hoek & Brown 2002 (<u>www.cctrockengineering.com</u>)	3
2.2	Πίνακας τιμών GSI (Rocklab)	4
2.3	Περιβάλλον λογισμικού Rocklab	5
2.4	Υποθετικό παράδειγμα διάνοιξης ανοίγματος με διάτρηση – ανατίναξη και την μετέπειτα υποστήριξη του με μεταλλικές αψίδες. Στο κάτω μέρος του σχήματος παρουσιάζεται το τυπικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος – υποστήριξης (Αγιουτάντης 2002)	7
2.5	Ακτινική παραμόρφωση ανοίγματος (πηγή: Hoek-Brown 1980)	12
2.6	Καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος (πηγή: Hoek-Brown 1980)	14
2.7	Καμπύλη αντίδρασης υποστήριξης (πηγή: Hoek & Brown 1980)	15
2.8	Τομή επένδυσης σκυροδέματος (πηγή: Hoek & Brown 1980)	17
2.9	Τομή χαλύβδινου πλαισίου (πηγή: Hoek & Brown 1980)	18
2.10	Τομή αγκυρίων (πηγή: Hoek & Brown 1980)	19
3.1	(a) Χρήση τεμαχίων ξύλου ανάμεσα στο πλαίσιο και στο πέτρωμα (στοά στο μεταλλείο Chuquicamata, Antofagasta, Χιλή).	
	(b) Αστοχία πλαισίου εξαιτίας μεγαλύτερης παραμόρφωσης της βραχομάζας από την αντοχή του πλαισίου (Στοές στο μεταλλείο Sullivan, British Columbia, Canada).	
	(c) Βαρέα πλαίσια χρησιμοποιούμενα σε ζώνη ρηγμάτωσης (κεντρική σήραγγα στη Victoria Hydroelectric Scheme, Sri Lanka).	
	(www.cctrockengineering.com)	29
3.2	Διαδικασία κατασκευής ολισθαινόντων χαλύβδινων πλαισίων που χρησιμοποιήθηκαν στην αρχική υποστήριξη στη σήραγγα Yacambu- Quibor στη Βενεζουέλα.	
	(www.cctrockengineering.com)	29
3.3	Χαλύβδινα πλαίσια που χρησιμοποιήθηκαν στη σήραγγα Δρίσκου της Εγνατίας Οδού στην Ελλάδα, μία σήραγγα που κατασκευάστηκε σε αδύναμο πέτρωμα.	
	(a) Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε συνδυασμό με πλαίσια. Σημείωση: χρήση ινών και προπασάλωση οροφής στο μέτωπο για σταθεροποίηση κατά τη διάρκεια της εκσκαφής.	
	(b) Η περιοχή μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής και υποστήριξης	29

του τελικού ανοίγματος της σήραγγας.

(www.cctrockengineering.com).....

3.4	Δοκοί στήριξης με δικτυώματα τύπου lattice girders που χρησιμοποιήθηκαν σε σήραγγα της Εγνατίας οδού, στην Ελλάδα (www.egnatia.gr). Κατά τη διάρκεια της εκσκαφής οι δοκοί παραδόθηκαν σε τμήματα στην είσοδο της σήραγγας, όπου στη συνέχεια συναρμολογήθηκαν και τοποθετήθηκαν.	
	(www.cctrockengineering.com)	30
3.5	(a) Μεταλλικές πλάκες ανάμεσα στα πλαίσια (Σήραγγα St. Martin de la Porte στη Γαλλία).	
	(b) Χρήση αποστάτων μεταξύ των πλαισίων (Είσοδο σήραγγας για ανακούφιση του κυκλοφοριακού Western Kuaa Lumpur, Μαλαισία).	
	(www.cctrockengineering.com)	30
3.6	Προεντεταμένοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης με μεταλλική σφήνα (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)	32
3.7	Προεντεταμένοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης με αναπτυσσόμενο κέλυφος (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)	33
3.8	Προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)	33
3.9	Μη προεντεταμένοι διαχωριζόμενοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)	34
3.10	Μη προεντεταμένοι σωληνοειδής κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)	35
3.11	Μη προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο αποτελούμενη από ένα ή περισσότερα συρματόσχοινα (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)	35
3.12	Λόγω της μεγάλης στεγανότητας του σκυροδέματος τοποθετούνται σωλήνες για την απομάκρυνση του νερού (<u>www.cctrockengineering.com</u>)	37
3.13	Φωτογραφίες (a), (b), (c) επένδυση με τσιμεντόλιθους που χρησιμοποιήθηκαν για την υποστήριξη της σήραγγας σιδηροδρόμου at the Minneapolis-St.Paul International airport.	
	(www.cctrockengineering.com)	39
3.14	Υποστήριξη με προκατασκευασμένα πλαίσια που χρησιμοποιήθηκαν στην σήραγγα Tazon (6700 m), κεντρικό σιδηροδρομικό σύστημα Caracas, Βενεζουέλα. (www.cctrockengineering.com)	39

3.15	Απλοποιημένη απεικόνιση ξηρής ανάμιξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)	41
3.16	Τυπική απεικόνιση συσκευής υγρής ανάμιξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)	41
4.1.α	Μέρος υπολογιστικού φύλλου τάσεων υποστήριξης και παραμόρφωσης για κυκλικά ανοίγματα βάσει κριτηρίου Hoek – Brown, όπου φαίνονται τα κελιά εισαγωγής δεδομένων, οι υπολογισμοί των συντελεστών M,N, D, η σχέση p _o -Mσ _c και οι υπολογισμοί της ελαστικής περιοχής για p _i >p _o - Μσ _c	44
4.1.β	Μέρος υπολογιστικού φύλλου τάσεων υποστήριξης και παραμόρφωσης για κυκλικά ανοίγματα βάσει κριτηρίου Hoek – Brown, όπου φαίνονται οι υπολογισμοί της πλαστικής περιοχής για p _i <p<sub>o- Μσ_c</p<sub>	44
4.2	Διάγραμμα καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος, το οποίο τροποποιείται αυτόματα με την εισαγωγή νέων δεδομένων	45
4.3.α	Υπολογιστικό φύλλο συντελεστή δυσκαμψίας και μέγιστης τάσης υποστήριξης για υποστήριξη με σκυρόδεμα	46
4.3.β	Υπολογιστικό φύλλο συντελεστή δυσκαμψίας και μέγιστης τάσης υποστήριξης για υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια	46
4.3.γ	Υπολογιστικό φύλλο συντελεστή δυσκαμψίας και μέγιστης τάσης υποστήριξης για υποστήριξη με αγκύρια	47
4.4	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης	47
4.5	Προσδιορισμός αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του μητρικού πετρώματος, μέσω του Rocklab	48
4.6	Προσδιορισμός παραμέτρου mi του αρχικού πετρώματος, μέσω του λογισμικού Rocklab	49
4.7	Προσδιορισμός αντοχής GSI του μητρικού πετρώματος, μέσω του λογισμικού Rocklab	49
4.8	Προσδιορισμός βαθμού διαταραχής πετρώματος, μέσω του λογισμικού Rocklab	50
4.9	Προσδιορισμός σταθερών μητρικού πετρώματος, μέσω του λογισμικού Rocklab	50
4.10	Προσδιορισμός σταθερών διαταραγμένου πετρώματος, μέσω λογισμικού Rocklab	51
4.11	Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος για την πλαστική περιοχή	55

4.12	Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος (ελαστική-πλαστική περιοχή)	57
4.13	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση επένδυσης με σκυρόδεμα	59
4.14	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια	61
4.15	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με αγκύρια	63
4.16	Συγκεντρωτικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος με τα κυριότερα συστήματα υποστήριξης	64
4.17	Προσδιορισμός παραμέτρων τάσης μητρικού πετρώματος βάσει γενικευμένου κριτηρίου, για γνεύσιο μέτριας ποιότητας μέσω λογισμικού Rocklab	65
4.18	Προσδιορισμός παραμέτρων τάσης διαταραγμένου πετρώματος βάσει γενικευμένου κριτηρίου, με βαθμό διαταραχής D=0.8, μέσω λογισμικού Rocklab	66
4.19	Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος για την πλαστική περιοχή βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown	69
4.20	Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος (πλαστική –ελαστική περιοχή) βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown	70
4.21	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση επένδυσης με σκυρόδεμα, με τις νέες τιμές	72
4.22	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια, με τις νέες τιμές	74
4.23	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με αγκύρια, με τις νέες τιμές	76
4.24	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, με τα νέα δεδομένα για τα συστήματα υποστήριξης	76
4.25	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, με τα νέα και αρχικά δεδομένα για τα τρία συστήματα υποστήριξης	77
4.26	Επαναπροσδιορισμός σταθερών αρχικού πετρώματος (Rocklab)	78
4.27	Επαναπροσδιορισμός σταθερών διαταραγμένου πετρώματος (Rocklab)	79
4.28	Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος για την πλαστική περιοχή βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown	80
4.29	Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος (πλαστική –ελαστική περιοχή)	81

	βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown	
4.30	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση επένδυσης με σκυρόδεμα, με τις αρχικές και τις προσαρμοσμένες τιμές	82
4.31	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια, με τις αρχικές και τις προσαρμοσμένες τιμές	83
4.32	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με αγκύρια, με τις αρχικές και τις προσαρμοσμένες τιμές	84
4.33	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, με τα προσαρμοσμένα δεδομένα για τα τρία συστήματα υποστήριξης	85
4.34	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, με τα αρχικά και προσαρμοσμένα δεδομένα, για τα τρία συστήματα υποστήριξης	85
4.35	Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος, των τοιχωμάτων του ανοίγματος (ελαστική-πλαστική περιοχή) για τις τρεις περιπτώσεις επίλυσης	87

Κατάλογος Πινάκων

4.1	Απαιτούμενα δεδομένα για λειτουργία του αλγορίθμου	43
4.2	Δεδομένα παραδείγματος (Hoek & Brown 1980)	52
4.3.α	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις διάφορες τιμές p _i και ζεύγη τιμών (p _i – u _i) της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος για p _i από 0,03 MPa έως 0,25 MPa	54
4.3.β	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις διάφορες τιμές p _i και ζεύγη τιμών (p _i – u _i) της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος για p _i από 0,30 MPa έως 0,66 MPa	54
4.4.α	Συγκεντρωτικές τιμές τάσης υποστήριξης οροφής-πατώματος ανοίγματος p _i από 0,03 MPa έως 0,25 MPa	55
4.4.β	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τάσης υποστήριξης οροφής- πατώματος ανοίγματος για p _i από 0,30 MPa έως 0,66 MPa	55
4.5	Ζεύγη τιμών της καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος στην ελαστική περιοχή	56
4.6	Δεδομένα υποστήριξης με επένδυση σκυροδέματος	58
4.7	Δεδομένα υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια	60

4.8	Δεδομένα υποστήριξης με αγκύρια	62
4.9	Δεδομένα παραδείγματος, βάσει γενικευμένου κριτηρίου	66
4.10	Διαφοροποιήσεις μεταξύ αρχικού και γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown	67
4.11	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τιμές p _i από 0.01 MPa έως 0.25 MPa και ζεύγη τιμών (p _i – ui) της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος	68
4.12	Συγκεντρωτικές τιμές τάσης υποστήριξης οροφής-πατώματος του ανοίγματος	68
4.13	Ζεύγη τιμών της καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος στην ελαστική περιοχή	69
4.14	Νέα δεδομένα για υποστήριξη με επένδυση σκυροδέματος	71
4.15	Τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης υποστήριξης για υποστήριξη με σκυρόδεμα	71
4.16	Νέα δεδομένα για υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια	73
4.17	Νέες τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης υποστήριξης	73
4.18	Αρχικά και προσαρμοσμένα δεδομένα για υποστήριξη με αγκύρια	75
4.19	Νέες τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης υποστήριξης	75
4.20	Δεδομένα προβλήματος βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown	79
4.21	Ζεύγη τιμών (p _i – ui) της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος	80
4.22	Συγκεντρωτικές τιμές τάσης υποστήριξης οροφής-πατώματος ανοίγματος	80
4.23	Ζεύγη τιμών της καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος στην ελαστική περιοχή	80
4.24	Αρχικά και προσαρμοσμένα δεδομένα για υποστήριξη με επένδυση σκυροδέματος	82
4.25	Αρχικά και προσαρμοσμένα δεδομένα για υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια	83
4.26	Αρχικά και προσαρμοσμένα δεδομένα για υποστήριξη με αγκύρια	84
4.27	Τιμές p _{ic} για τους τρεις τρόπους επίλυσης του παραδείγματος	86

1. Εισαγωγή

Η διάνοιξη υπόγειων ανοιγμάτων και η υποστήριξη τους, παρόλη την ραγδαία εξέλιξη που παρουσιάζουν τα τελευταία χρόνια, εξακολουθούν να αποτελούν ένα μεγάλο πρόβλημα μηχανικής, λόγω της πολυπλοκότητας τους και το μεγάλο αριθμό παραμέτρων που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

Βασικός στόχος αυτής της διπλωματικής εργασίας, είναι η κατανόηση της αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης ενός ανοίγματος και ο υπολογισμός των τάσεων υποστήριξης και των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται τόσο στο πέτρωμα αλλά και στην υποστήριξη, στηριζόμενη στο κριτήριο αστοχίας βραχομάζας Hoek-Brown. Για την επίτευξη των παραπάνω διερευνάται η καμπύλη απόκρισης των πετρωμάτων και ο μηχανισμός εκτίμησης τάσης υποστήριξης κάνοντας παραμετρική ανάλυση για διαφορετικούς τύπους υποστήριξης και πετρώματος.

Η διερεύνηση αυτή γίνεται με την ανάπτυξη αλγορίθμου (κεφάλαιο 4), ο οποίος βασίζεται στο θεωρητικό υπόβαθρο της ανάλυσης της αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, που θα παρουσιαστεί αναλυτικά στο κεφάλαιο 2, βάσει του αρχικού αλλά και του γενικευμένου κριτηρίου Hoek-Brown. Μέσω του αλγορίθμου αυτού, δίνεται η δυνατότητα στο χρήστη να υπολογίζει άμεσα τις τάσεις υποστήριξης και τις παραμορφώσεις του πετρώματος αλλά και του εκάστοτε προτεινόμενου συστήματος υποστήριξης, να δημιουργεί αυτόματα την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος, την καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης αλλά και το τυπικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος υποστήριξης, εισάγοντας απλά τα δεδομένα του ανοίγματος, της βραχομάζας και του συστήματος υποστήριξης. Σημειώνεται, επίσης ότι υπάρχει δυνατότητα υπολογισμού, για τα τρία κυριότερα συστήματα υποστήριξης: σκυρόδεμα, χαλύβδινα πλαίσια και αγκύρια. Οι παραπάνω υπολογισμοί μπορεί να γίνουν εξίσου, βάσει του αρχικού κριτηρίου αλλά και του γενικευμένου.

Επιπλέον, στην εργασία αυτή γίνεται εκτενής αναφορά στα κυριότερα συστήματα υποστήριξης επιμήκων ανοιγμάτων (κεφάλαιο 3), που είναι το σκυρόδεμα, τα χαλύβδινα πλαίσια και τα αγκύρια. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι τύποι που συναντώνται, η αρχές λειτουργίας τους και τα κυριότερα χαρακτηριστικά τους.

2. Τάση υποστήριξης με εφαρμογή κριτηρίου Hoek-Brown

2.1. Κριτήριο αστοχίας βραχομάζας Hoek-Brown

Οι Hoek και Brown προσπαθώντας να ορίσουν δεδομένα για την ανάλυση που απαιτούσε ο σχεδιασμός υπόγειων εκσκαφών σε σκληρά πετρώματα, δημιούργησαν το κριτήριο αστοχίας (Hoek & Brown 2002):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} (m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s)^{0,5}$$
(2.1)

Το κριτήριο αστοχίας βραχομάζας των Hoek και Brown είναι ευρέως αποδεκτό και έχει εφαρμοστεί σε ένα μεγάλο αριθμό έργων σε όλο των κόσμο. Ενώ, γενικά, τα αποτελέσματα του κριτηρίου είναι ικανοποιητικά, υπάρχουν κάποια σφάλματα ή αβεβαιότητες, που δυσκόλεψαν την ενσωμάτωση του κριτηρίου σε αριθμητικά μοντέλα και σε προγράμματα οριακής ισορροπίας. Συγκεκριμένα, η δυσκολία στο να προσδιοριστούν μία αποδεκτή ισοδύναμη γωνία τριβής και η συνοχή της δοθείσας βραχομάζας ήταν πρόβλημα από την δημοσιοποίηση του κριτηρίου το 1980.

Μετά από συνεχείς έρευνες πάνω στα προβλήματα που είχαν διαπιστωθεί, το κριτήριο ξαναδιατυπώθηκε εξαλείφοντας όσο το δυνατό περισσότερο τα σφάλματα που προϋπήρχαν (Σχήμα 2.1).

Το διορθωμένο κριτήριο ονομάστηκε γενικευμένο κριτήριο Hoek-Brown και δίδεται από τη Σχέση 2.2. (Hoek & Brown 2002):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} (m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s)^a$$
(2.2)

όπου σ₁', σ₃' οι κύριες ενεργές τάσεις αστοχίας, σ_{ci} είναι η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη των ακέραιων τεμαχίων πετρώματος, m_b ανάγεται στη σταθερά του υλικού m_i και ισούται με:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \tag{2.3}$$

ενώ, s και a είναι σταθερές που εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά της βραχομάζας που δίνονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$$
 (2.4)

14

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$
(2.5)

τέλος, D είναι συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από το βαθμό διαταραχής που προκλήθηκε στο πέτρωμα κατά τη διάρκεια της διάνοιξης του ανοίγματος. Οι τιμές που μπορεί να πάρει κυμαίνονται από 0 για μη διαταραγμένο πέτρωμα μέχρι 1 για πολύ διαταραγμένο.



Σχήμα 2.1: Συνοπτική παρουσίαση του αρχικού και του γενικευμένου κριτηρίου Hoek & Brown 2002 (<u>www.cctrockengineering.com</u>)

Ο δείκτης GSI (Geological Strength Index) παίρνει τιμές σύμφωνα με το Σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.2: Πίνακας τιμών GSI (Rocklab).

Το GSI προτάθηκε από τον Hoek αρχικά το 1995 και αργότερα με βελτιώσεις το 1998 και δίνει ιδιαίτερη έμφαση σε σχετικά φτωχής ποιότητας βραχομάζας. Σημειώνεται ότι τέτοιου τύπου βραχομάζες δομούν ένα σημαντικό ποσοστό του Ελληνικού χώρου και συνεπώς έχουν μεγάλη σημασία για τον σχεδιασμό υπόγειων έργων (Καββαδάς 2000).

Το σύστημα GSI βασίζεται στην αξιολόγηση δύο παραμέτρων:

- της δομής της βραχομάζας που χαρακτηρίζει τον βαθμό
 αλληλεμπλοκής των βραχωδών τεμάχων, και
- την κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών που χαρακτηρίζει το μέγεθος της διατμητικής αντοχής τους.

Το σύστημα GSI εφαρμόζεται σε βραχομάζες με αλληλεμπλοκή μεταξύ των βραχώδων τεμάχων, δηλαδή σε βραχομάζες με μικρό ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (λιγότερο από το 20% του συνολικού όγκου της βραχομάζας) (Αγιουτάντης, 2002).

2.2 Λογισμικό Rocklab

Το λογισμικό Rocklab εμφανίζει την γραφική απεικόνιση του γενικευμένου κριτηρίου Hoek-Brown καθώς και την αντίστοιχη απεικόνιση σε άξονες τ-σ (κριτήριο Mohr-Coulomb) της μέγιστης εντατικής κατάστασης του πετρώματος, για διάφορες κατηγορίες παραμέτρων (Σχήμα 2.3).



Σχήμα 2.3: Περιβάλλον λογισμικού Rocklab

Το Rocklab είναι προϊόν της Rockscience Inc και διατίθεται δωρεάν.

2.3. Τάση υποστήριξης.

2.3.1 Εισαγωγή.

Ένα τυπικό παράδειγμα αντίδρασης του πετρώματος κατά την εκσκαφή ενός ανοίγματος φαίνεται από την μελέτη του Σχήματος 2.4. Για την κατασκευή του ανοίγματος ακολουθείται ο κύκλος διάτρησης – ανατίναξης, ενώ για την υποστήριξή του τοποθετούνται μεταλλικές αψίδες. Θεωρείται ότι οι οριζόντιες και κάθετες τάσεις πεδίου είναι ίσες και το αρχικό εντατικό πεδίο είναι υδροστατικό (Po). Στη συνέχεια εξηγείται βήμα προς βήμα ή ανάπτυξη της ακτινικής μετατόπισης σε ένα σημείο της οροφής και σε ένα σημείο στα τοιχώματος του ανοίγματος (τομή X-X'), καθώς το άνοιγμα απομακρύνεται από το επίπεδο X-X'. Η πίεση που απαιτείται για να υποστηριχτεί το κάθε σημείο (και η οποία μεταβάλλεται με το χρόνο) ονομάζεται τάση υποστήριξης (Pi) (Hoek & Brown 1980):

- <u>Βήμα 1</u>: Το άνοιγμα δεν έχει φθάσει ακόμη στο επίπεδο Χ-Χ' και επομένως η βραχομάζα στο προτεινόμενο όριο του ανοίγματος βρίσκεται σε ισορροπία με την πίεση υποστήριξης (PI=Po), όπως παριστάνεται από το σημείο Α.
- <u>Βήμα 2:</u> Το μέτωπο έχει προχωρήσει πέραν του επιπέδου X-X' και επομένως η πίεση υποστήριξης μηδενίζεται (PI=0). Παρόλα αυτά, το φαινομενικά ανυποστήρικτο τμήμα του πετρώματος μεταξύ του τελευταίου στοιχείου υποστήριξης και του μετώπου συγκρατείται λόγω του ότι το μέτωπο είναι σχετικά κοντά. Οι ακτινικές μετατοπίσεις της οροφής και των πλευρών του ανοίγματος δίδονται από τα σημεία Β και C αντίστοιχα.
- <u>Βήμα 3:</u> Έχει ολοκληρωθεί η αποκομιδή του προϊόντος, καθώς και η εγκατάσταση των νέων πλαισίων υποστήριξης. Τα πλαίσια δεν φέρουν ακόμα φορτία (Pi=0) και επομένως η πίεση υποστήριξης παρίστανται από το σημείο D.
- <u>Βήμα 4 και Βήμα 5:</u> Το μέτωπο έχει προχωρήσει κατά έναν ακόμη κύκλο έτσι, ώστε η επίδραση του στην εντατική κατάσταση των σημείων του επιπέδου Χ-Χ' να θεωρείται αμελητέα. Εάν δεν υπήρχε η υποστήριξη, η ακτινική μετατόπιση των σημείων αυτών θα διδόταν από τις καμπύλες CEG και BFH. Καθώς, όμως αυξάνει η ακτινική μετατόπιση των σημείων

αυτών, αυξάνει και η πίεση υποστήριξης που προσφέρουν τα πλαίσια υποστήριξης, με συνέπεια η ακτινική παραμόρφωση της οροφής και των τοιχωμάτων να παραμένει στα σημεία F και E αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι σε περίπτωση που δεν τοποθετηθούν πλαίσια υποστήριξης, η ακτινική μετατόπιση των σημείων θα φθάσει σε κάποια ισορροπία (σημείο G), ενώ η ακτινική μετατόπιση των σημείων της οροφής θα έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία της.



Σχήμα 2.4: Υποθετικό παράδειγμα διάνοιξης ανοίγματος με διάτρηση – ανατίναξη και την μετέπειτα υποστήριξη του με μεταλλικές αψίδες. Στο κάτω μέρος του σχήματος παρουσιάζεται το τυπικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος – υποστήριξης (Αγιουτάντης 2002).

Επίσης όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.4 η καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης των μεταλλικών αψίδων, τέμνεται με την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος στην οροφή και τα πλευρικά τοιχώματα του ανοίγματος στα σημεία Ε και F. Σε αυτά τα σημεία η τάση υποστήριξης που απαιτείται για να περιορίσει περαιτέρω παραμορφώσεις της οροφής και των τοιχωμάτων ισορροπεί πλήρως με την τάση υποστήριξης που προσφέρουν οι μεταλλικές αψίδες. Το άνοιγμα και το σύστημα υποστήριξης βρίσκονται σε ισορροπία.

2.3.2 Ανάλυση αλληλεπίδρασης πετρώματος – υποστήριξης

Όπως παρουσιάστηκε στην εισαγωγή αυτής της υποενότητας, η ανάλυση της αλληλεπίδρασης πετρώματος – υποστήριξης, είναι δύσκολο θεωρητικό πρόβλημα εξαιτίας του μεγάλου αριθμού παραγόντων, που πρέπει να ληφθούν υπόψη ώστε να προκύψει σωστή λύση του προβλήματος. Για το λόγω αυτό γίνο9νται κάποιες παραδοχές, που απλοποιούν το πρόβλημα και το μετατρέπουν σε πιο εύκολο. Οι παραδοχές αυτές αλλά και ο τρόπος αντιμετώπισης του προβλήματος παρουσιάζεται στο ακόλουθο κείμενο (Hoek & Brown 1980).

Παραδοχές :

- Γεωμετρία ανοίγματος: Στην ανάλυση θεωρείται ότι το άνοιγμα είναι κυκλικό με αρχικό άνοιγμα r_i, ενώ το μήκος του είναι τέτοιο ώστε το πρόβλημα να θεωρείται δύο διαστάσεων.
- Επιτόπου τάσεις επιτόπου εντατικού πεδίου (In situ): Θεωρείται ότι η οριζόντια και κατακόρυφη τάση είναι ίσες και το μέγεθος τους είναι p_o.
- Μέσο: Θεωρείται συνεχές όπως προκύπτει από την εξίσωση ισορροπίας τάσεων.
- 4. Ισοτροπία: Θεωρείται το μέσο ισότροπο βάσει του κριτηρίου Hoek-Brown όπως αυτό αναλύεται στη συνέχεια.
- 5. *Τάση υποστήριξης:* Η υποστήριξη που τοποθετείται θεωρείται ότι ασκεί ομοιόμορφη ακτινική τάση υποστήριξης pi, στα τοιχώματα του ανοίγματος.

6. Ιδιότητες μητρικού πετρώματος: Το μητρικό πέτρωμα θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά με μέτρο ελαστικότητας Young E και λόγο Poisson v, ενώ ικανοποιεί το ακόλουθο κριτήριο αστοχίας.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_c \ \sigma_3 + s\sigma_c^2)^{\frac{1}{2}}$$
(2.6)

7. *Ιδιότητες διαταραγμένου πετρώματος:* Το διαταραγμένο πέτρωμα θεωρείται ότι είναι πλαστικό και ικανοποιεί το ακόλουθο κριτήριο αστοχίας

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_r \sigma_c \ \sigma_3 + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}}$$
(2.7)

Σημείωση: Για λόγους απλοποιήσεις θεωρείται ότι η τάση του μητρικού πετρώματος μειώνονται 'ξαφνικά' σε αυτή του διαταραγμένου πετρώματος.

- 8. Ογκομετρική ανηγμένη παραμόρφωση: Στην ελαστική περιοχή προσδιορίζονται από το μέτρο ελαστικότητας Ε και το λόγο του Poisson ν. Όταν το υλικό διαταραχθεί αυξάνεται ο όγκος του και οι τάσεις υπολογίζονται χρησιμοποιώντας τον συνηρτημένο νόμο πλαστικής διαρροής (associated flow rule) σύμφωνα με τη θεωρία της πλαστικότητας.
- Εξαρτημένη από το χρόνο συμπεριφορά του πετρώματος (timedependent behavior): Θεωρείται ότι η συμπεριφορά του μητρικού πέτρωμα αλλά και του διαταραγμένου δεν εξαρτάται από τον χρόνο.
- 10. Έκταση πλαστική περιοχής: Θεωρείται ότι η ζώνη πλαστικότητας εκτείνεται σε μία ακτίνα r_e, όπου εξαρτάται από την in situ τάση p_o, την τάση υποστήριξης p_i και τα χαρακτηριστικά τόσο του μητρικού αλλά και του διαταραγμένου πετρώματος.
- 11. Ακτινική συμμετρία: Το πρόβλημα αναλύεται συμμετρικά ως προς τον άξονα του ανοίγματος. Λαμβάνοντας υπόψη και το βάρος του πετρώματος στην διαταραγμένη περιοχή η απλότητα της παραπάνω συμμετρίας θα χανόταν. Επειδή όμως το βάρος του διαταραγμένου πετρώματος είναι πολύ σημαντικό για τον υπολογισμό της υποστήριξης συμπεριλαμβάνεται μετά το τέλος της βασικής ανάλυσης.

2.3.2.1. Ανάλυση τάσεων

Σε περίπτωση κυλινδρικής συμμετρίας, η διαφορική εξίσωση της παραμόρφωσης είναι (Hoek & Brown 1980):

$$\frac{d\sigma_r}{d_r} + \frac{(\sigma_{r-}\sigma_{\theta})}{r} = 0$$
(2.8)

Η παραπάνω εξίσωση ικανοποιώντας τις παραδοχές για γραμμική – ελαστική συμπεριφορά και με τις οριακές συνθήκες σ_r=σ_{re} για r=r_e και σ_r=p_o για r=∞, δίνει τις ακόλουθες εξισώσεις τάσεων για την ελαστική περιοχή.

$$\sigma_r = p_o - (p_o - \sigma_{re})(\frac{r_e}{r})^2$$
(2.9)

$$\sigma_{\theta} = p_o + (p_o - \sigma_{re})(\frac{r_e}{r})^2 \tag{2.10}$$

Στην ζώνη διαταραχής, πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας που προσδιοριζόταν από, την εξίσωση (2.7). Για το λόγο αυτό σε αυτό εδώ το πρόβλημα αντικαθιστάται σ_θ =σ₁ και σ_r= σ₃, έτσι από την εξίσωση (2.7) προκύπτει:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_r + (m_r \sigma_c \sigma_r + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}}$$
(2.11)

Η ακτινική τάση στη ζώνη διαταραχής προκύπτει από την εξίσωση (2.8) με τις οριακές συνθήκες σ_r=p_i για r=r_i :

$$\sigma_r = \frac{m_r \sigma_c}{4} \left(\ln\left(\frac{r}{r_i}\right) \right)^2 + \ln\left(\frac{r}{r_i}\right) \left(m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2\right)^{\frac{1}{2}} + p_i$$
(2.12)

Για τον προσδιορισμό του σ_{re} και της ακτίνας r_e της διαταραγμένης περιοχής, λαμβάνεται υπόψη ότι πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας του μητρικού πετρώματος στα εσωτερικά όρια της ελαστικής περιοχής, έτσι από τις εξισώσεις (2.9) και (2.10) προκύπτει ότι η διαφορά των κυρίων τάσεων είναι:

$$\sigma_{\theta e} - \sigma_{re} = 2(p_o - \sigma_{re}) \tag{2.13}$$

Επιπλέον το κριτήριο αστοχίας του μητρικού πετρώματος μπορεί να ξαναδιατυπωθεί ως εξής:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c \left(\frac{m\sigma_3}{\sigma_c} + s\right)^{\frac{1}{2}}$$
(2.14)

Αντικαθιστώντας στην παραπάνω εξίσωση σ₁ =σ_{θe} και σ₃ = σ_{re} και εξισώνοντας το δεξί μέλος της με την εξίσωση (2.13) και (2.14) προκύπτει:

$$\sigma_{re} = p_o - M\sigma_c \tag{2.15}$$

Όπου,

$$M = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{m}{4}\right)^2 + m \frac{p_o}{\sigma_c} + s \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{m}{8}$$
 (2.16)

Επίσης το κριτήριο αστοχίας του διαταραγμένου πετρώματος πρέπει να ικανοποιείται για r=r_e, άρα η εξίσωση (2.12) γίνεται:

$$\sigma_{re} = \frac{m_r \sigma_c}{4} \left(\ln\left(\frac{r_e}{r_i}\right) \right)^2 + \ln\left(\frac{r_e}{r_i}\right) \left(m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2\right)^{\frac{1}{2}} + p_i$$
(2.17)

Εξισώνοντας τις εξισώσεις (2,15) και (2,17) προκύπτει η ακτίνα της πλαστικής ζώνης :

$$r_e = r_i e^{(N - \frac{2}{m_r \sigma_c} (m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}})}$$
(2.18)

Όπου,

$$N = 2\left(\frac{p_o - M\sigma_C}{m_r \sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2}\right)^{\frac{1}{2}}$$
(2.19)

Από την εξίσωση (2,15) προκύπτει ότι ζώνη διαταραχής δημιουργείται μόνο όταν η εσωτερική τάση υποστήριξης είναι μικρότερη από μία κρίσιμη τιμή που δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$p_i < p_{icr} = p_o - M\sigma_c \tag{2.20}$$

2.3.2.2. Ανάλυση Παραμορφώσεων.

Η ακτινική παραμόρφωση (Σχήμα 2.5) στο ελαστικό όριο u_e προκύπτει από την μείωση του σ_r από την αρχική του τιμή p_o σε σ_{re} βάσει της ελαστικής θεωρίας (Hoek & Brown 1980):

$$u_{e} = \frac{(1+\nu)}{E} (p_{o} - \sigma_{re}) r_{e}$$
(2.21)

ή χρησιμοποιώντας την εξίσωση (2.15)

$$u_e = \frac{(1+\nu)}{E} M \sigma_c r_e \tag{2.22}$$

Θέτοντας e_{av} μέση πλαστική ογκομετρική ανηγμένη παραμόρφωση (θετικό στη μείωση του όγκου) συνδυάζεται το πέρασμα από την αρχική κατάσταση με την διαταραγμένη. Συγκρίνοντας τους όγκους της ζώνης διαταραχής πριν και μετά την ανάπτυξη τους προκύπτει:

$$\pi(r_e^2 - r_i^2) = \pi((r_e + u_e)^2 - (r_i + u_i)^2)(1 - e_{\alpha v})$$
(2.23)



Σχήμα 2.5: Ακτινική παραμόρφωση ανοίγματος (πηγή: Hoek-Brown 1980)

Απλοποιώντας την παραπάνω εξίσωση προκύπτει:

$$u_i = r_{io} \left(1 - \left(\frac{1 - e_{av}}{1 + A}\right)^{\frac{1}{2}}\right)$$
(2.24)

Όπου,

$$A = \left(2\frac{u_e}{r_e} - e_{av}\right)\left(\frac{r_e}{r_i}\right)^2 \tag{2.25}$$

Αντικαθιστώντας τους όρους r_e/r_i και u_e/r_e από τις εξισώσεις (2.18) και (2.22) προκύπτει:

$$A = \left(2\frac{(1+\nu)}{E}M\sigma_{c} - e_{a\nu}\right)e^{(N-\frac{2}{m_{r}\sigma_{c}}(m_{r}\sigma_{c}p_{i}+s_{r}\sigma_{c}^{2})^{\frac{1}{2}})}$$
(2.26)

Όπου,

$$e_{av} = \frac{2({^{u_e}/_{r_e}})^{(r_e/_{r_i})^2}}{(({^{r_e}/_{r_i}})^2 - 1)(1 + {^1/_R})}$$
(2.27)

Η τιμή του R εξαρτάται από το πάχος της ζώνης διαταραχής.

Για μία σχετικά μικρή ζώνη διαταραχής με r_e/r_i < $\sqrt{3}$:

$$R = 2 D \ln \frac{r_e}{r_i} \tag{2.28}$$

Για μία μεγάλη ζώνη διαταραχής με r_e/r_i > $\sqrt{3}$:

$$R = 1.1D$$
 (2.29)

Όπου,

$$D = \frac{-m}{m + 4(m\frac{\sigma_{Te}}{\sigma_c} + s)^{\frac{1}{2}}}$$
(2.30)

2.3.2.3 Εξίσωση της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος.

Για $p_{icr} < p_i < p_o$, το πέτρωμα συμπεριφέρεται ελαστικά (Σχήμα 2.6) και η εξίσωση για την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος δίνεται από τη σχέση (Hoek & Brown 1980):

$$\frac{u_i}{r_{io}} = \frac{(1+\nu)}{E} (p_o - p_i)$$
(2.31)

Ενώ, για p_i<p_{icr} δημιουργείται ζώνη διαταραχής (Σχήμα 2.6) και η εξίσωση της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος είναι:

$$u_i = r_{io} \left(1 - \left(\frac{1 - e_{av}}{1 + A}\right)^{\frac{1}{2}}\right)$$
(2.32)



Σχήμα 2.6: Καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος (πηγή: Hoek-Brown 1980)

2.3.2.4 Ανοχή για το βάρος του διαταραγμένου πετρώματος.

Οι γραφικές απεικονίσεις της απαιτούμενης υποστήριξης που προσδιορίζονται από τις εξισώσεις (2.24) και (2.32) μπορεί να θεωρηθούν ότι αντιπροσωπεύουν την συμπεριφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του ανοίγματος, καθώς οι τάσεις και οι παραμορφώσεις σε αυτά τα σημεία δεν επηρεάζονται από το βάρος του διαταραγμένου πετρώματος. Για να ληφθεί υπόψη το βάρος του διαταραγμένου πετρώματος στην οροφή και το πάτωμα, αρκεί να προστεθεί ή να αφαιρεθεί στην τάση υποστήριξης p_i η ποσότητα γ_r(r_e-r_i), όπου γ_r το φαινόμενο βάρος του πετρώματος.

Σημείωση: Η παραπάνω διόρθωση γίνεται μετά που θα υπολογιστούν οι καμπύλες υποστήριξης από τις εξισώσεις (2.24) και (2.32).

Η παραπάνω διόρθωση μπορεί να θεωρηθεί αδρή απλοποίηση, αλλά βάσει της συνολικής ακρίβειας που έχει δοθεί στην παρούσα ανάλυση, δίνει μία λογική προσέγγιση της επίδρασης του βάρους στην περιοχή ανάλυσης.

2.3.2.5 Ανάλυση της διαθέσιμης υποστήριξης.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.6, η υποστήριξη συνήθως τοποθετείται μετά από ένα χρονικό διάστημα όπου έχει ύπαρξη ήδη μία αρχική σύγκλιση στο άνοιγμα. Η αρχική αυτή σύγκλιση υ_{io}, παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.7.





Η δυσκαμψία της υποστήριξης που εγκαθίσταται στο άνοιγμα, χαρακτηρίζεται από μια σταθερά δυσκαμψίας k. Η ακτινική τάση υποστήριξης p_i που δημιουργείται από την υποστήριξη υπολογίζεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$p_i = k \frac{u_{ie}}{r_i} \tag{2.33}$$

Όπου u_{ie} είναι η ελαστική περιοχή της συνολικής παραμόρφωσης u_i. Άρα :

$$u_i = u_{io} + \frac{p_i r_i}{k} \tag{2.34}$$

Η παραπάνω εξίσωση αναφέρεται μέχρι το σύστημα υποστήριξής να αναπτύξει την μέγιστη τάση υποστήριξης που μπορεί. Στη μέγιστη αυτή τάση έχουμε πλαστική αστοχία του συστήματος ενώ από αυτό το σημείο η μετέπειτα παραμόρφωση δημιουργείται κάτω από σταθερή πλέον τάση υποστήριξης. Η μέγιστη αυτή τάση που μπορεί να αναπτύξει το σύστημα υποστήριξης συμβολίζεται **Psmax.**

Κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού για την επιλογή του κατάλληλου συστήματος υποστήριξης πρέπει να αποφεύγεται να ξεπερνάτε η τιμή **Psmax** γιατί αυτό μπορεί να οδηγήσει σε κατάρρευση του συστήματος.

2.3.2.6 Υπολογισμός σταθεράς δυσκαμψίας k και μέγιστης τάσης *Psmax* για τα κυριότερα συστήματα υποστήριξης.

ί. Σκυρόδεμα

Άνοιγμα ακτίνας r_i επενδύεται εσωτερικά με σκυρόδεμα πάχους t_c (Σχήμα 2.8). Η τάση υποστήριξης του συστήματος υπολογίζεται από την εξίσωση (2.33) όπου :

$$k_{c} = \frac{E_{c}(r_{i}^{2} - (r_{i} - t_{c})^{2})}{(1 + v_{c})((1 - 2v_{c})r_{i}^{2} + (r_{i} - t_{c})^{2}}$$
(2.35)

E_c= μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος (MPa) v_c= λόγος του Poisson για το σκυρόδεμα r_i= ακτίνα του ανοίγματος (m) t_c= πάχος επένδυσης (m)



Σχήμα 2.8 Τομή επένδυσης σκυροδέματος (πηγή: Hoek & Brown 1980)

Σημειώνεται ότι η επίδραση τυχόν ενισχύσεων που τοποθετούνται στην επένδυση του ανοίγματος δεν λαμβάνονται υπόψη στο υπολογισμό της σταθεράς. Ενισχύσεις με πλέγματα στο σκυρόδεμα ή άλλου είδους ενισχύσεις παίζουν πολύ μεγάλο ρόλο στη διανομή των τάσεων και των ρωγμών αλλά παρόλα αυτά δεν αυξάνει σημαντικά την σταθερά δυσκαμψίας.

Σε περίπτωση που το σκυρόδεμα συνδυάζεται με βαρέως τύπου ενισχύσεις, για παράδειγμα μεταλλικά πλαίσια, τότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά και των δύο συστημάτων. Η δράση του συνδυασμού συστημάτων θα περιγραφεί αργότερα στο ίδιο κεφάλαιο.

Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι το σκυρόδεμα θεωρείται σε κάποια σημεία διαπερατό για την εκτόνωση τάσεων λόγω του νερού και τη επίτευξη της μη επιρροής της τάσης υποστήριξης.

Η μέγιστη τάση υποστήριξης που μπορεί να αναπτύξει το σκυρόδεμα υπολογίζεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$P_{scmax} = \frac{1}{2} \sigma_{c.conc.} (1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2}) \text{ (MPa)}$$
(2.36)

σ_{c.conc}= μονοαξονική θλίψη σκυροδέματος

Σημειώνεται ότι η παραπάνω σχέση ισχύει μόνο για κυκλικό άνοιγμα και όταν ο αριθμός υπερεκσκαφών είναι περιορισμένος.

Χαλύβδινα πλαίσια

Η σταθερά δυσκαμψίας για μεταλλικά πλαίσια (Σχήμα 2.9) ορίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{1}{k_s} = \frac{s r_i}{E_s A_s} + \frac{s r_i^3}{E_s I_s} \left(\frac{\theta(\theta + Sin\theta Cos\theta)}{2Sin^2 \theta} - 1 \right) + \frac{2S \theta t_B}{E_B W^2}$$
(2.37)

r_i = ακτίνα ανοίγματος (m)

W = πλάτος φλάντζας του πλαισίου (m)

A_s = διατομή χαλύβδινου πλαισίου (m²)

I_s = ροπή αδρανείας χάλυβα (m⁴)

E_s = μέτρο ελαστικότητας χάλυβα (MPa)

S = απόσταση πλαισίων καταμήκος του ανοίγματος (m)

θ= το μισό της γωνίας μεταξύ των σημείων στήριξης (°)

t_B = πάχος ενδιάμεσων στηριγμάτων πλαισίου (m)

E_B = μέτρο ελαστικότητας ενδιάμεσων στηριγμάτων υποστήριξης (MPa)

Η μέγιστη τάση υποστήριξης που μπορεί να αναπτύξουν τα χαλύβδινα πλαίσια υπολογίζεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$P_{ssmax} = \frac{3 A_s I_s \sigma_{ys}}{2 S r_i \theta (3I_s + XA_s(r_i - (t_B + \frac{1}{2}X))(1 - Cos\theta)}$$
(MPa) (2.38)

σ_{ys} = τάσης διαρροής χάλυβα (MPa)

X = ύψος διατομής (m)



Σχήμα 2.9 Τομή χαλύβδινου πλαισίου (πηγή: Hoek & Brown 1980)

iii. Αγκύρια

Η σταθερά δυσκαμψίας για αγκύρια (Σχήμα 2.10) ορίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{1}{k_b} = \frac{s_c s_l}{r_i} \left(\frac{4l}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right)$$
(2.39)

I = μήκος ράβδου ή καλωδίου (m)

d_b = διάμετρος ράβδου ή καλωδίου (m)

E_b = μέτρο ελαστικότητας ράβδου ή καλωδίου (MPa)

- Q = συντελεστής τάσης παραμόρφωσης σώματος και κεφαλής (m/MN)
- s_c = απόσταση μεταξύ αγκυρίων επί της διατομής μελέτης (m)
- s_I = απόσταση μεταξύ αγκυρίων παράλληλα με τον άξονα του ανοίγματος

(m)

r_i = ακτίνα ανοίγματος (m)

Η μέγιστη τάση υποστήριξης που μπορεί να αναπτύξουν τα αγκύρια υπολογίζεται από τον ακόλουθο τύπο:

$$P_{sbmax} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l}$$
(2.40)

T_{bf} = αντοχή εξόλκευσης κοχλία (MN)



Σχήμα 2.10: Τομή αγκυρίων (πηγή: Hoek & Brown 1980)

iv. Συνδυασμός συστημάτων

Όταν γίνεται συνδυασμός δύο συστημάτων υποστήριξης, τότε η σταθερά δυσκαμψίας υπολογίζεται ως το άθροισμα των αντίστοιχων σταθερών του κάθε συστήματος.

$$k' = k_1 + k_2$$
 (2.41)

k₁ = σταθερά δυσκαμψίας του πρώτου συστήματος
 k₂ = σταθερά δυσκαμψίας του δεύτερου συστήματος

Σημείωση: θεωρείται ότι τα δύο συστήματα τοποθετούνται ταυτόχρονα.

Για τον υπολογισμό της μέγιστης παραμόρφωσης και της μέγιστης τάσης υποστήριξης που θα αναπτύξουν τα συστήματα ισχύουν τα παρακάτω:

$$u_{max1} = \frac{r_i P_{smax1}}{k_1}$$
(2.42)

$$u_{max2} = \frac{r_i P_{smax2}}{k_2}$$
(2.43)

$$u_{12} = \frac{r_i p_i}{(k_1 + k_2)} \tag{2.44}$$

Για u₁₂<u_{max1}<u_{max2}

$$\frac{u_i}{r_i} = \frac{u_{io}}{r_i} + \frac{p_i}{(k_1 + k_2)}$$
(2.45)

Για u₁₂>u_{max1}<u_{max2}

$$\mathsf{P}_{\max 12} = \frac{u_{\max 1}(k_1 + k_2)}{r_i} \tag{2.46}$$

Για u₁₂>u_{max2}<u_{max1}

$$P_{\max 12} = \frac{u_{\max 2}(k_1 + k_2)}{r_i}$$
(2.47)

2.3.2.7 Εφαρμοσιμότητα ανάλυσης αλληλεπίδρασης πετρώματος – υποστήριξης στο πεδίο

Η απλοποιημένη ανάλυση της αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης που παρουσιάστηκε σε αυτό το κεφάλαιο έχει σκοπό να βοηθήσει στην κατανόηση των βασικών αρχών της υποστήριξης πετρωμάτων. Όπως αναφέρθηκε και νωρίτερα στο κεφάλαιο αυτό, έχουν γίνει κάποιες παραδοχές οι οποίες δημιουργούν σοβαρούς περιορισμούς ως προς την ακρίβεια και την εφαρμοσιμότητα αυτής της ανάλυσης στο πεδίο. Ο πιο σημαντικός περιορισμός είναι ότι η συγκεκριμένη ανάλυση είναι ακριβής μόνο σε κυκλικά ανοίγματα που υπόκεινται σε ίσες οριζόντιες και κατακόρυφες τάσεις πεδίου. Παρόλα αυτά όμως η παραπάνω ανάλυση μπορεί να δώσει μία πρώτη θεωρητική εικόνα στο μηχανικό-μελετητή, για τις συνθήκες που επικρατούν στο άνοιγμα και σε συνδυασμό με τις επιτόπου παρατηρήσεις ως προς τις συνθήκες που επικρατούν στο πεδίο να οδηγηθεί σε σωστή επίλυση του προβλήματος.

3. Περιγραφή των κύριων συστημάτων υποστήριξης επιμήκων ανοιγμάτων

3.1 Γενικά

Η δυνατότητα διάνοιξης υπόγειων ανοιγμάτων σήμερα, σε σχέση με το μέγεθος όσο και τις συνθήκες, έχει εξελιχτεί σε σχέση με 50 χρόνια πριν. Η εξέλιξη της τεχνολογίας ως προς τις τεχνικές σταθεροποίησης αλλά κυρίως η καλύτερη αντίληψη της μηχανικής συμπεριφοράς των πετρωμάτων. Παρόλα αυτά το βασικό αίτιο απώλειας ζωής και χρόνου εργασίας στα μεταλλεία, παραμένουν οι καταπτώσεις, κάτι που δηλώνει ότι εξακολουθεί να είναι μακρύς ο δρόμος προς την αποφυγή τους (Σοφιανός, 2008).

Κατά τη κατασκευή αλλά και κατά τη διάρκεια λειτουργίας ενός υπόγειου μεταλλείου, οι στόχοι των μέτρων σταθεροποίησης είναι τέσσερις:

- ο η εξασφάλιση της γενικής ευστάθειας του ευρύτερου μεταλλείου
- ο η προστασία των κυρίων ανοιγμάτων εξυπηρέτησης
- ο η ασφαλή πρόσβαση και λειτουργία των θέσεων παραγωγής
- η διατήρηση της δυνατότητας εκμετάλλευσης των μη εξορυχθέντων αποθεμάτων μεταλλεύματος.

Αντίθετα στα τεχνικά έργα οι στόχοι διακρίνονται χρονικά, στη φάση διάνοιξης και στη φάση λειτουργίας.

Για την σταθεροποίηση των υπόγειων ανοιγμάτων δεν πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μόνο η στήριξη και ενίσχυση των πετρωμάτων. Εξίσου σημαντικά είναι η κατάλληλη επιλογή, του μεγέθους, τους σχήματος και της διεύθυνσης της εκσκαφής, της αλληλουχίας των φάσεων εξόρυξης και της εφαρμοζόμενης μεθόδου των ανατινάξεων.

Έως και 40 χρόνια πριν ο τρόπος δράσης της στήριξης ενός υπόγειου ανοίγματος θεωρείτο απλουστευτικά ως η υποστήριξη του υπερκείμενου χαλαρωμένου πετρώματος έναντι των δυνάμεων της βαρύτητας. Η επίτευξη του σκοπού αυτού επιτυγχάνονταν αρχικά με ξύλινους ορθοστάτες και αργότερα με μεταλλικούς ορθοστάτες ή φορείς από σκυρόδεμα. Η διαστασιολόγηση της επιδίωκε στην εξασφάλιση της ανάληψης των υπερκείμενων φορτίων ή εφόσον απαιτείτο και των φορτίων λόγω διόγκωσης. Για αυτό ονομάστηκε υποστήριξη.

Μόλις το 1960 αναπτύχθηκε η θεώρηση της αλληλεπίδρασης πετρώματος - υποστήριξης, που παρουσιάσθηκε με τη μορφή των χαρακτηριστικών καμπύλων του πετρώματος. Βασικό στοιχείο της σύλληψης είναι η χρησιμοποίηση της παραμένουσας αντοχής του πετρώματος, μετά τη διαρροή του, προς όφελος της οικονομικής εκτέλεσης του έργου. Δεδομένου ότι η παραμένουσα αντοχή του πετρώματος δεν είναι σταθερή, αλλά αυξάνει με τον πλευρικό περιορισμό, η υποστήριξη θα είχε βασικότερο σκοπό τώρα τη δημιουργία συνθηκών περιορισμού και μικρότερο αυτό που της ανάληψης τω κλασσικών φορτίων υποστήριξης από αυτήν. Τον περιορισμό του πετρώματος επιτυγχάνουν πολύ αποτελεσματικά η επένδυση των παρειών του υπόγειου ανοίγματος με σκυρόδεμα και η κοχλίωση του πετρώματος, τεχνικές που αναπτύχθηκαν μέσα στον 20 αιώνα. Την χρησιμοποίηση της μετά την διαρροή αντοχής του εδάφους εκμεταλλεύονταν στα μεταλλεία, χωρίς σημαντικό θεωρητικό υπόβαθρο, ήδη από τότε που εφαρμοζόταν η υποχωρούσα υποστήριξη. Οι νέες αντιλήψεις, καθώς και εξοπλισμού τοποθέτησης, έδωσαν τη δυνατότητα διάνοιξης των σύγχρονων υπόγειων έργων (Σοφιανός, 2008).

3.2 Αρχές σταθεροποίησης

Δύο είναι οι μέθοδοι σταθεροποίησης των πετρωμάτων, η εσωτερική ενίσχυση, που το ενισχύει ως οπλισμός, και η εξωτερική στήριξη του πετρώματος που το στηρίζει. Τα τρία βασικά αποτελέσματα της εκσκαφής είναι (Σοφιανός, 2008):

- Α) Με την αφαίρεση του εντεταμένου πετρώματος δημιουργούνται μετατοπίσεις, που επιτρέπουν στο περιβάλλον πέτρωμα, να κινηθεί λόγω της αποτόνωσης.
- B) Σε μία αστήρικτη επιφάνεια εκσκαφής δεν υπάρχει καμία ορθή και διατμητική τάση με αποτέλεσμα το όριο εκσκαφής να πρέπει να είναι ένα κύριο επίπεδο τάσης με μία από τις κύριες τάσεις να είναι μηδενικού μεγέθους και κάθετη στην επιφάνεια. Γενικά θα υπάρχει μία σημαντική διαταραχή του προϋπάρχοντος εντατικού πεδίου, τόσο στα μεγέθη των κυρίων τάσεων, όσο και στους προσανατολισμούς τους.

Γ) Στο όριο της εκσκαφής που βρίσκεται υπό ατμοσφαιρική πίεση, οποιαδήποτε προηγούμενη πίεση του νερού που υπάρχει στη βραχομάζα θα μειωθεί στην ατμοσφαιρική. Ως αποτέλεσμα οποιοδήποτε νερό που κυκλοφορεί μέσα στη βραχομάζα θα τείνει να ρεύσει στην εκσκαφή.

Όσο αναφορά στις μετατοπίσεις που θα δημιουργηθούν, μπορεί να επιτραπεί να συμβούν ή να παρεμποδιστούν με κάποια από τις μεθόδους σταθεροποίησης. Ως εκ τούτου, σημαντικό είναι η εκτίμηση της αναμενομένης μετατόπισης του πετρώματος και του μέγιστου ανεκτού μεγέθους της. Οι μετατοπίσεις μπορεί να αφορούν είτε τεμάχη βράχου που κινούνται προς την εκσκαφή, ή την ελαστική παραμόρφωση της όλης μάζας του πετρώματος, ή και την αστοχία της βραχομάζας. Οι τρεις παραπάνω μηχανισμοί είναι δυνατόν να αποφασίζεται αφού αυτοί γίνουν πρώτα κατανοητοί.

Η σημαντικότερη συνέπεια της διαταραχής του εντατικού πεδίου, είναι η διαρροή του πετρώματος εξ αιτίας του αυξανόμενου μεγέθους της αποκλίνουσας τάσης. Η οποία προκύπτει από την αλλαγή στο μέγεθος της μέγιστης κύριας τάσης, μαζί με το γεγονός ότι ένα τριαξονικό καθεστώς τάσης έχει γίνει ουσιαστικά μονοαξονικό.

Η τρίτη επίδραση, αυτή της αυξανόμενης ροής του νερού, επηρεάζει την εκσκαφή καθώς τείνει να ωθήσει τεμάχη πετρώματος προς την εκσκαφή εξαιτίας της μεγαλύτερης διαφοράς στην κλίση του πιεζομετρικού ύψους μέσα στη βραχομάζα. Εκτός αυτού, η αύξηση της ροής του νερού, αυξάνει και τον κίνδυνο διάβρωσης και αποσύνθεσης του πετρώματος.

Για την αντιμετώπιση των παραπάνω προβλημάτων, οι τεχνικές που θα πρέπει να εφαρμοστούν, δεν θα πρέπει να στοχεύουν στην εκμηδένιση τους (π.χ. με την εγκατάσταση ισχυρής στήριξης και υδραυλικής σφράγισης ολόκληρης εκσκαφής), αλλά στον έλεγχο τους αφού πρώτα κατανοηθεί η μηχανική συμπεριφορά του πετρώματος. Στις μετατοπίσεις μπορεί να επιτραπεί να αναπτυχθούν πλήρως, ή να ελεγχθούν αργότερα. Ομοίως, η μορφή της εκσκαφής δύναται να σχεδιαστεί κατάλληλα ώστε να ελαχιστοποιηθούν οι προκαλούμενες αποκλίνουσες τάσεις. Τέλος η ροή του νερού προς την εκσκαφή μπορεί να ελεγχθεί σύμφωνα με το στόχο, που άλλοτε είναι η στράγγιση του
περιβάλλοντος πετρώματος και άλλοτε η πλήρης στεγανοποίησης της επιφάνειας εκσκαφής (Σοφιανός, 2008).

3.3 Χαλύβδινα πλαίσια.

3.3.1 Γενικά

Τα χαλύβδινα πλαίσια είναι στοιχεία σχετικά δύσκαμπτα για τις διαστάσεις τους, ενώ ανάλογα με τον σκοπό και τη λειτουργία της υποστήριξης συνδέονται μεταξύ τους άλλοτε λίγο και άλλοτε πολύ δύσκαμπτα. Τα χαλύβδινα πλαίσια είναι σύστημα υποστήριξης που μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο του ή σε συνδυασμό με άλλα μέτρα όπως μεταλλικά φύλλα, ήλους, επένδυση από σκυρόδεμα, δομικό πλέγμα, κλπ. Ουσιαστικά αποτελούνται από δακτυλίους οι οποίοι απέχουν μεταξύ τους ώστε να λειτουργούν ανεξάρτητα και για αυτό χαρακτηρίζεται ως ασυνεχής υποστήριξη. Επίσης, σε σύγκριση με άλλα τέτοια συστήματα στήριξης, όπως οι ηλώσεις και η επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, διακρίνονται από τη σχετική ανεξαρτησία τους από το περιβάλλον πέτρωμα που αντιστηρίζουν (Σοφιανός, 2008).

Οι δακτύλιοι που τα αποτελούν, πρέπει να προσαρμόζονται στο περίγραμμα του ανοίγματος όσο το δυνατό περισσότερο. Για το λόγο αυτό, στις περιοχές όπου το περίγραμμα του ανοίγματος είναι καμπύλο, ο δακτύλιος κάμπτεται για να ταιριάξει με την ακριβή μορφή του περιγράμματος. Ο όρος πλαίσιο χαρακτηρίζει οποιαδήποτε δύσκαμπτη, ασυνεχή κατά μήκος του υπογείου ανοίγματος κατασκευή υποστήριξης, που τοποθετείται για να υποστηρίζει το τοίχωμα του ανοίγματος. Αυτός ο ορισμός αποκλείει ειδικότερα, όλα τα συστήματα υποστήριξης που βασίζονται σε μεταλλικές επιφάνειες, τα οποία αποτυγχάνουν καθώς είναι συνεχή. Τα πλαίσια μπορούν να τοποθετηθούν είτε σε περιοχές είτε σε ολόκληρο το περίγραμμα μιας σήραγγας. Στην πρώτη περίπτωση, η θεμελίωση τους θα πρέπει να δύναται να διανέμει τα φορτία των άκρων τους, στη βραχομάζα, χωρίς υπερβολική παραμόρφωση.

Τα πλαίσια χρησιμοποιούνται για την εκτέλεση διαφορετικών λειτουργιών, για τις οποίες απαιτούνται διαφορετικά χαρακτηριστικά. Κατά συνέπεια, πρώτα πρέπει να καθορίζεται η λειτουργία του πλαισίου και μετά να επιλέγεται ο τύπος του. Κατά την κατασκευή ενός νέου υπόγειου έργου διακρίνονται δύο περιπτώσεις (Σοφιανός, 2008):

- 1) Σε περίπτωση βραχομάζας που ενώ θραύεται έχει επαρκείς γεωτεχνικές ιδιότητες για την συγκράτηση μικρών παραμορφώσεων. Τότε σκοπός του πλαισίου είναι μόνο η προστασία από καταπτώσεις μεμονωμένων τεμαχών πετρώματος, χωρίς προσπάθεια αποτροπής της σύγκλισης της διατομής. Στην περίπτωση αυτή τα πλαίσια ουσιαστικά «προστατεύουν» κυρίως τους εργαζόμενους κατά την κατασκευή του έργου και έπειτα διαδραματίζουν ένα δευτερεύοντα ρόλο στην υποστήριξη της περιβάλλουσας βραχομάζας. Σε αυτήν την περίπτωση, χρησιμοποιούνται μόνα τους ή τοπικά σε φύλλα.
- 2) Σε περίπτωση που σκοπός είναι η καθυστέρηση της παραμόρφωσης και της σύγκλισης των τοιχωμάτων πριν από την τοποθέτηση της οριστικής επένδυσης, τότε τα πλαίσια «υποστηρίζουν», αναλαμβάνοντας ένα μέρος της πίεσης σταθεροποίησης. Σε αυτή την περίπτωση τα τόξα διακρίνονται σε βαριά, με δύσκαμπτες συνδέσεις που αντέχουν ένα μεγάλο φορτίο που περιορίζουν τις παραμορφώσεις αλλά αναλαμβάνουν μικρά φορτία.

Όταν απαιτείται να στερεωθεί ή να αποκατασταθεί ένα παλαιό υπόγειο έργο, σκοπός των πλαισίων είναι να διατηρήσουν απαραμόρφωτο το σχήμα της διατομής αναλαμβάνοντας από κοινού με τον υπάρχοντα φορέα, το σύνολο της πίεσης σταθεροποίησης. Επιπλέον, πρέπει να έχουν μελετηθεί οι διαστάσεις τους προσεκτικά, ώστε να αφήνονται χώροι διέλευσης που να επιτρέπουν την κανονική λειτουργία του ανοίγματος. Τα πλαίσια αυτά ενισχύουν.

Οποιαδήποτε και αν είναι η λειτουργία των πλαισίων, επιλέγονται ώστε να είναι συμβατά με τις συνθήκες διάνοιξης και τους περιορισμούς στο μέγεθος, λόγω μεταφοράς και τοποθέτησης. Τα χαλύβδινα πλαίσια πλεονεκτούν ως προς την ξύλινη υποστήριξη, επειδή αφήνουν μεγάλα ανοίγματα διέλευσης του εξοπλισμού και οι διαδικασίες τοποθέτησης τους είναι πιο συστηματικές, επιτρέποντας στην πρόοδο της υποστήριξης να συμβαδίζει με την διάνοιξη. Εάν, εντούτοις, λόγω της φύσης της εργασίας, οι μέθοδοι διάνοιξης που επιλέγονται είναι καθαρώς χειρωνακτικές, τότε τα χαλύβδινα πλαίσια πλαίσια

μειονεκτούν ως προς το ξύλο, καθώς αυτό μπορεί εύλογα να προτιμηθεί λόγω ευκολίας τοποθέτησης του χωρίς μηχανήματα και της μεγάλης ευελιξίας προσαρμογής του στο πέτρωμα (Σοφιανός, 2008).

3.3.2 Τύποι πλαισίων.

Τα περισσότερα από τα πλαίσια μπορούν να χρησιμοποιηθούν για προστασία, υποστήριξη ή ενίσχυση σύμφωνα με τον τύπο της βραχομάζας και το μέγεθος του ανοίγματος (Σοφιανός, 2008):

- 1. Βαριά πλαίσια από μορφοχάλυβα: Χρησιμοποιούνται γενικά για υποστήριξη ή ενίσχυση. Έχουν την δυνατότητα, εάν στηριχτούν και τακαριστούν καλά, να καθυστερλησουν και να περιορίσουν τις παραμορφώσεις του περιβάλλοντος πετρώματος, εξαιτίας της μεγάλης ροπής αδράνειας τους. Παρόλα αυτά, μερικές διατομές εμφανίζουν κίνδυνο ξαφνικής αστοχίας εάν η πίεση λόγω παρεμπόδισης της παραμόρφωσης της βραχομάζας υπερβαίνει την αντοχή του πλαισίου, λόγω της μεγάλης αντίστασης τους στην παραμόρφωση. Αυτό μπορεί να εμφανιστεί ειδικότερα σε βαθειά υπόγεια έργα. Λαμβάνοντας τα παραπάνω υπόψη, μπορούν να χρησιμοποιηθούν όπου απαιτείται η διατήρηση του σχήματος της διατομής ή όπου η έκταση της ζώνης διαρροής της βραχομάζας γύρω από τη σήραγγα πρέπει αυστηρά να είναι περιορισμένη (αστικές αβαθείς σήραγγες). Όταν είναι απαραίτητη η πλήρης ή μερική κάλυψη της περιβάλλουσας βραχομάζας, μπορούν να τοποθετήσουν, μεταξύ των πλαισίων ή ως προπασσάλωση, πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα, που είναι διάτρητα και εφάπτονται μεταξύ τους. Τα πλαίσια συντίθενται από πρότυπες δοκούς μορφοχάλυβα διατομής απλής ή σε ζεύγος, από δικτυώματα μορφοχάλυβα, από αρθρωτές δοκού και από δικτυώματα ράβδων (Σχήμα 3.1- Σχήμα 3.5).
- 2. Ελαφρά πλαίσια: Η φέρουσα ικανότητα των ελαφρών πλαισίων είναι περιορισμένη και παραμορφώνονται εύκολα. Πλεονεκτούν στην ευκολία χειρισμού από τα βαριά πλαίσια και χρησιμοποιούνται είτε για προστασία μόνο, είτε για υποστήριξη της βραχομάζας. Όπως στην περίπτωση των βαριών πλαισίων, το πέτρωμα μπορεί να καλυφτεί με ξύλινες σανίδες, ή πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα, ή δομικό πλέγμα. Επιπλέον τα ελαφρά

μεταλλικά πλαίσια συνδυάζονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με το οποίο είναι πλήρως συμβατά ακριβώς λόγω της ευκαμψίας τους. Οι τύποι ελαφρών μεταλλικών πλαισίων περιλαμβάνουν ολισθαίνοντα πλαίσια, ελαφρές διατομές και πλαίσια από πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα.

Τα ολισθαίνοντα πλαίσια χρησιμοποιούνται ευρέως τόσο για προστασία αλλά και για υποστήριξη του ανοίγματος (Σχήμα 3.2). Το ολισθαίνον πλαίσιο ως προστασία τοποθετείται σε διανοίξεις σε σχετικά συμπαγή βραχομάζα όπου η σταθερότητα των τοιχωμάτων εξασφαλίζεται είτε φυσικά είτα από μια μικρή πίεση υποστήριξης, που εν πάση περιπτώσει είναι μικρότερη από τη φέρουσα ικανότητα των πλαισίων. Σε αυτήν την περίπτωση, ο βασικός ρόλος του πλαισίου είναι να προστατεύει από επιφανειακή αστοχία του πετρώματος. Το ολισθαίνον πλαίσιο ως υποστήριξη τοποθετείται για να επιβραδύνει την παραμόρφωση της βραχομάζας και τη σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε μόνο του είτε από κοινού με συρματόπλεγμα, συγκολλημένο δομικό πλέγμα, μεταλλικά φύλλα, ή ξύλινες σανίδες. Αυτός ο τύπος υποστήριξης είναι ο καταλληλότερος για σήραγγες που έχουν μικρή ή μεσαία διατομή. Το ολισθαίνον πλαίσιο χρησιμοποιείται επίσης σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και ηλώσεις. Αυτός ο σύμμεικτος φορέας, εξασφαλίζει με τη βραχομάζα την προσωρινή ή ακόμα και τη μόνιμη σταθερότητα της εκσκαφής (Σοφιανός, 2008).

Στα δικτυωτά πλαίσια ο όρος δικτυωτά αναφέρεται σε μεταλλικό φορέα αποτελούμενο από στρογγυλές ράβδους (Σχήμα 3.4). Τα πλαίσια αυτά μπορούν να θεωρηθούν ως πλαίσια σκυροδέματος επειδή δεν χρησιμοποιούνται ποτέ μόνα τους αλλά για να ενισχύουν το σκυρόδεμα. Λειτουργούν ως οπλισμός δοκού στην οποία οι διαμήκεις ράβδοι κάμπτονται στο σχήμα της εκσκαφής. Αυτός ο τύπος πλαισίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε για την υποστήριξη, συνήθως, σχετικά ευσταθούς βραχομάζας είτε για να ενισχύσει υπάρχοντα έργα. Ταιριάζει καλά σε έργα μέσης ή μεγάλης διατομής. Πλαίσια με δικτυωτό οπλισμό είναι σχετικά φτηνά και απαιτούν συνήθη υλικά εύκολα διαθέσιμα στις περισσότερες περιοχές. Όμως, έχουν συχνά το μειονέκτημα απαιτήσεων επένδυσης σκυροδέματος μεγαλύτερου πάχους και επομένως μεγαλύτερης εκσκαφής (Σχήμα 3.3), (Σοφιανός, 2008).



Σχήμα 3.1

(a) Χρήση τεμαχίων ξύλου ανάμεσα στο πλαίσιο και στο πέτρωμα (στοά στο μεταλλείο Chuquicamata, Antofagasta, Χιλή).

(b) Αστοχία πλαισίου εξαιτίας μεγαλύτερης παραμόρφωσης της βραχομάζας από την αντοχή του πλαισίου (Στοές στο μεταλλείο Sullivan, British Columbia, Canada).

(c) Βαρέα πλαίσια χρησιμοποιούμενα σε ζώνη ρηγμάτωσης (κεντρική σήραγγα στη Victoria Hydroelectric Scheme, Sri Lanka).

(www.cctrockengineering.com)



Σχήμα 3.2

Διαδικασία κατασκευής ολισθαινόντων χαλύβδινων πλαισίων που χρησιμοποιήθηκαν στην αρχική υποστήριξη στη σήραγγα Yacambu-Quibor στη Βενεζουέλα.

(www.cctrockengineering.com)



Σχήμα 3.3

Χαλύβδινα πλαίσια που χρησιμοποιήθηκαν στη σήραγγα Δρίσκου της Εγνατίας Οδού στην Ελλάδα, μία σήραγγα που κατασκευάστηκε σε αδύναμο πέτρωμα.

(a) Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε συνδυασμό με πλαίσια. Σημείωση: χρήση ινών και προπασάλωση οροφής στο μέτωπο για σταθεροποίηση κατά τη διάρκεια της εκσκαφής.

(b) Η περιοχή μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής και υποστήριξης του τελικού ανοίγματος της σήραγγας.

(www.cctrockengineering.com)



Σχήμα 3.4

Δοκοί στήριξης με δικτυώματα τύπου lattice girders που χρησιμοποιήθηκαν σε σήραγγα της Εγνατίας οδού, στην Ελλάδα (www.egnatia.gr). Κατά τη διάρκεια της εκσκαφής οι δοκοί παραδόθηκαν σε τμήματα στην είσοδο της σήραγγας, όπου στη συνέχεια συναρμολογήθηκαν και τοποθετήθηκαν.

(www.cctrockengineering.com)



Σχήμα 3.5

(a) Μεταλλικές πλάκες ανάμεσα στα πλαίσια
 (Σήραγγα St. Martin de la Porte στη Γαλλία).

(b) Χρήση αποστάτων μεταξύ των πλαισίων
 (Είσοδο σήραγγας για ανακούφιση του κυκλοφοριακού Western Kuala Lumpur, Μαλαισία).

(www.cctrockengineering.com)

3.4 Κοχλίωση του πετρώματος

3.4.1 Γενικά

Οι κοχλίες προενταμένοι και μη χρησιμοποιούνται πάρα πολλά χρόνια για την υποστήριξη υπόγειων εκσκαφών. Για το λόγο αυτό έχουν αναπτυχθεί διάφοροι τύποι κοχλίων ώστε να καλύπτουν τις περισσότερες ανάγκες που προκύπτουν στα μεταλλεία αλλά και στις υπόλοιπες κατασκευές (Αγιουτάντης, 2002).

Μελετώντας μοντέλα εντατικής κατάστασης γύρω από υπόγεια ανοίγματα προκύπτει ότι σχηματίζονται στην οροφή εφελκυστικές ζώνες. Επιπλέον σε πολλές περιπτώσεις απαντώνται στρωσιγενή πετρώματα στην οροφή, όπου το κάθε στρώμα κάμπτεται ανεξάρτητα σύμφωνα με τις δικές τις ελαστικές σταθερές, με αποτέλεσμα να μπορεί να αποχωριστεί από τα άλλα στρώματα. Επίσης η υπερβολική αύξηση του βέλους κάμψης είναι δυνατόν να οδηγήσει σε αστοχία του στρώματος αυτού. Ένας τρόπος για την αντιμετώπιση του παραπάνω προβλήματος είναι η εγκατάσταση κοχλίων. Οι κοχλίες αγκυρώνονται σε συνεκτικό πέτρωμα ώστε να ελαττώσουν ή και να απαλείψουν τα φορτία που αναπτύσσονται.

Ένας κλασικός κοχλίας αποτελείται από μία μεταλλική ράβδο, όπου στο ένα άκρο της φέρει το σύστημα αγκύρωσης και στο άλλο άκρο είναι δυνατόν να τοποθετηθεί περικόχλιο (παξιμάδι), το οποίο, αφού συσφιχθεί με ορισμένη ροπή, επιβάλλει μέσω μεταλλικής πλάκας αντίστοιχες τάσεις στο πέτρωμα. Η τοποθέτηση ενός κοχλία ακολουθεί τα εξής στάδια (Αγιουτάντης, 2002):

- ο Όρυξη διατρήματος κατάλληλου μήκους και κατάλληλης διαμέτρου.
- ο Καθαρισμός του διατρήματος.
- Εισαγωγή του κοχλία και του υλικού αγκύρωσης (αν προβλέπεται)
- Τοποθέτηση του περικοχλίου και της πλάκας εφαρμογής τάσεων
- Τάνυση του κοχλία

Ιστορικά οι πρώτοι κοχλίες εφαρμόστηκαν των 19° αιώνα, αλλά η εκτεταμένη εφαρμογή τους άρχισε 50 χρόνια μετά. Στις μέρες μας χρησιμοποιούνται κατά κόρον κατά την κατασκευή των υπόγειων έργων. Τα βασικά πλεονεκτήματά τους είναι:

- Είναι ευέλικτοι για προσαρμογή σε κάθε γεωμετρία
- Χρειάζονται απλή τοποθέτηση
- Χαμηλό κόστος
- Δυνατότητα πλήρως εκμηχανισμένης εγκατάστασης
- Επιτρέπουν την έγκαιρη τοποθέτηση
- Έχουν δυνατότητα αυξομείωσης της πυκνότητας τους
- Συνδυάζονται με άλλα μέτρα

3.4.2 Τύποι Κοχλίων

Οι κοχλίες μπορούν να διαχωριστούν ή βάσει της προέντασης της μεταλλικής ράβδους τους σε προεντεταμένους (rock bolt, rockbolt) και σε μη προεντεταμένους (dowel) ή ανάλογα με τον τύπο της αγκύρωσης τους, σε κοχλίες σημειακής και κατανεμημένης (διανεμημένης) αγκύρωσης (Hoek and Brown, 1980). Σημειώνεται ότι, πολλές φορές γίνεται ο διαχωρισμός σε κοχλίες υποστήριξης υπόγειων ανοιγμάτων με τον όρο roofbolt και γενικά σε κοχλίες με τον όρο rockbolt (Αγιουτάντης, 2002).

Η διαφορά ανάμεσα σε στους προεντεταμένους και μη προεντεταμένους κοχλίες εντοπίζεται στη δυνατότητα εφαρμογής ενεργητικής ή παθητικής υποστήριξης.

Προεντεταμένοι κοχλίες σημειακής σημειακής αγκύρωσης με μεταλλική σφήνα (Σχήμα 3.6). Το άκρο του κοχλία διαστέλλεται από την σφήνα όταν αυτός εισάγεται στο διάτρημα με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής ανάμεσα στον κοχλία και στα τοιχώματα.



Σχήμα3.6: Προεντεταμένοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης με μεταλλική σφήνα (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)

Προεντεταμένοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης με αναπτυσσόμενο κέλυφος (expansion shell) (Σχήμα 3.7). Με την είσοδο του κοχλία αναπτύσσεται το κέλυφος. Επιπλέον, πολλές φορές γίνεται ο συνδυασμός τους με κατανεμημένη αγκύρωση από τσιμέντο (grout). Στην περίπτωση αυτή, η αρχική τάνυση παραλαμβάνεται από το αναπτυσσόμενο κέλυφος, ενώ από το τσιμέντο παραλαμβάνονται οι τάσεις που αναπτύσσονται κατά την παθητική φόρτιση του κοχλία. Το τσιμέντο εισπιέζεται από ειδικά σωληνάρια που βρίσκονται στη πλάκα φόρτισης του κοχλία.



Σχήμα 3.7: Προεντεταμένοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης με αναπτυσσόμενο κέλυφος (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)

Προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο (Σχήμα 3.8). Η επιφάνεια της ράβδου του κοχλία δεν είναι ομαλή ώστε να δημιουργούνται καλύτερες συνθήκες πρόσφυσης με το υλικό αγκύρωσης.
 Ένα από τα μειονεκτήματα του συστήματος αυτού είναι η αδυναμία τάνυσης πριν αναπτυχθούν οι αντοχές του τσιμέντου.



Σχήμα 3.8: Προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)

Προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με ρητίνη. Αυτό το σύστημα είναι το πιο εξελιγμένο σύστημα κοχλίωσης που έχει αναπτυχθεί μέχρι σήμερα. Αρχικά εισάγονται στο διάτρημα φυσίγγια που περιέχουν ρητίνες και κάποιον καταλύτη σκλήρυνσης. Στη συνέχεια εισάγεται ο κοχλίας, ενώ ταυτόχρονα περιστρέφεται. Με τον τρόπο αυτό θραύονται τα φυσίγγια και αναμιγνύονται με την ρητίνη και τον καταλύτη. Σε μερικά δευτερόλεπτα έως λίγα λεπτά το συγκεκριμένο σύστημα έχει επιτύχει μεγάλος μέρος της αντοχής που επιτρέπει την άμεση τάνυση του κοχλία.

Μειονέκτημα του συστήματος αυτού είναι το υψηλό κόστος της ρητίνης, καθώς και το ενδεχόμενο καταστροφής της ρητίνης, όταν μείνει αποθηκευμένη για μεγάλο χρονικό διάστημα.

- Μη προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο.
 Μοιάζουν με τους αντίστοιχους προεντεταμένους κοχλίες με τη διαφορά
 ότι δεν μπορούν να υποστούν τάνυση και για αυτό τοποθετούνται πριν
 από ενδεχόμενες κινήσεις του πετρώματος.
- Μη προεντεταμένοι διαχωριζόμενοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (split set) (Σχήμα 3.9). Η αγκύρωση στους κοχλίες αυτούς επιτυγχάνεται με αναδίπλωση του άκρου και επομένως η διάμετρος του διατρήματος πρέπει να έχει μικρή απόκλιση από τις προδιαγραφές, ώστε να επιτευχθεί η απαιτούμενη αγκύρωση.



Σχήμα 3.9: Μη προεντεταμένοι διαχωριζόμενοι κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)

Μη προεντεταμένοι σωληνοειδής κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (swellex) (Σχήμα 3.10). Το σύστημα αυτό αναπτύχθηκε πρόσφατα από τον Σουηδικό οίκο Atlas Copco. Αποτελείται από ένα σωλήνα λεπτού τοιχώματος ο οποίος είναι κλειστός από το ένα άκρο, ενώ από το άλλο άκρο προσαρμόζεται σε ακροφύσιο μιας αντλίας υψηλής πίεσης. Η πίεση του νερού διαστέλλει τον κοχλία σε όλο το μήκος του, επιτυγχάνοντας έτσι κατανεμημένη αγκύρωση. Το κύριο μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι η αντοχή του συστήματος εξαρτάται από την αντοχή του σωλήνα λεπτού τοιχώματος.



Σχήμα 3.10: Μη προεντεταμένοι σωληνοειδής κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)

 Μη προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο αποτελούμενη από ένα ή περισσότερα συρματόσχοινα (cable bolts) (Σχήμα 3.11). Τα συστήματα αυτά εφαρμόζονται κυρίως για αγκυρώσεις πρανών και σε περίπτωση μεγάλου βάθους κοχλίωσης, καθώς το σύστημα είναι εύκαμπτο.



Σχήμα 3.11: Μη προεντεταμένοι κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης με τσιμέντο αποτελούμενη από ένα ή περισσότερα συρματόσχοινα (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)

3.4.3 Μορφές Αστοχίας κατά την Εφαρμογή της Κοχλίωσης.

Αστοχία σε κοχλίωση οροφής μπορεί να συμβεί με τους ακόλουθους τρόπους (Οικονομόπουλος, 1973):

- Η θραύση των κοχλίων, όπου παρατηρείται κοντά στο σπείρωμα του κοχλία.
- Η διέλευση των περικοχλίων μέσα από την πλάκα, όπου το φαινόμενο αυτό συμβαίνει, όταν δεν μπορεί να παραμορφωθεί άλλο ο κοχλία και η πλάκα.
- Η πτώση της οροφής μεταξύ των κοχλίων, όταν συμβεί σταδιακή αποκάλυψη των κοχλίων και επομένως η μείωση της δυνατότητας αγκύρωσης.
- Η πτώση της οροφής, όταν η ρηγμάτωση προχωρήσει πέρα από την αγκύρωση και μπορεί να αντιμετωπιστεί με αύξηση του μήκους των κοχλίων.
- Η ολίσθηση των κοχλίων, όπου παρατηρείται και σε κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (όταν η αγκύρωση είναι ελαττωματική) και σε κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης, όταν η πρόσφυση του μέσου αγκύρωσης είτε με το πέτρωμα είτε με τον κοχλία είναι ελαττωματική.

3.5 Υποστήριξη με σκυρόδεμα και οπλισμένο σκυρόδεμα

3.5.1 Γενικά

Η υποστήριξη με σκυρόδεμα (Σχήμα 3.12) είναι ένα σύστημα υποστήριξης που χρησιμοποιείται κυρίως σε έργα που απαιτείται μεγάλος χρόνος λειτουργίας και σταθερότατα των ανοιγμάτων και όχι τόσο στα μεταλλεία εξαιτίας του υψηλού κόστους του. Η υποστήριξη με σκυρόδεμα θεωρείται στη γενική περίπτωση άκαμπτη και έχει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα (Οικονομόπουλος, 1973):

- ο Είναι συνεχής
- Είναι λεία (με αποτέλεσμα ελαττωμένες αντιστάσεις στη ροή του αέρα)
- ο Είναι στεγανή
- Έχει υψηλή μηχανική αντοχή



Σχήμα 3.12: Λόγω της μεγάλης στεγανότητας του σκυροδέματος τοποθετούνται σωλήνες για την απομάκρυνση του νερού (<u>www.cctrockengineering.com</u>)

Η υποστήριξη με σκυρόδεμα διακρίνεται στους εξής τύπους:

- Μονολιθική υποστήριξη (ενισχυμένη ή όχι) η οποία διαμορφώνεται επί τόπου στο έργο στις απαιτούμενες διαστάσεις με τη χρήση κατάλληλου ξυλότυπου (καλούπι).
- ο Η υποστήριξη που μορφώνεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete)
- Η υποστήριξη που αποτελείται από προκατασκευασμένα στοιχεία (τσιμεντόλιθους)
- ο Η υποστήριξη που αποτελείται από προκατασκευασμένα πλαίσια

Σημειώνεται ότι το πάχος της υποστήριξης –είτε κλειστή είτε ανοικτήκυμαίνεται από 30 cm έως 80 cm. Αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στη διαστασιολόγηση της εκσκαφής, ώστε η καθαρή διάσταση που θα παραμείνει μετά την υποστήριξη να είναι η επιθυμητή. Επιπλέον για την σύνθεση του σκυροκονιάματος που θα χρησιμοποιηθεί στις περιπτώσεις, όπου η υποστήριξη δεν είναι προκατασκευασμένη, πρέπει να εξετάζονται οι ακόλουθοι παράγοντες:

- Η θέση παρασκευής του μίγματος
- Ο τρόπος κατασκευής της υποστήριξης
- Η απαιτούμενη αντοχή της υποστήριξης
- Η σύσταση των υπογείων νερών

3.5.2 Μονολιθική υποστήριξη

Η μονολιθική υποστήριξη μπορεί να εφαρμοστεί είτε σε κατακόρυφα ανοίγματα εκμεταλλευόμενη τη βαρύτητα σε κλειστή διατομή, είτε σε οριζόντια ανοίγματα όπου απαιτεί ειδικά συστήματα τοποθέτησης του τσιμέντου και είναι δυνατόν να κατασκευαστεί σε ανοικτή και κλειστή διατομή (Αγιουτάντης, 2002).

Ορισμένα από τα μειονεκτήματα της μονολιθικής υποστήριξης είναι:

- Υπάρχει κίνδυνος ρωγμάτωσης της υποστήριξης, όταν αυτή τεθεί υπό πίεση, πριν αποκτήσει επαρκή αντοχή.
- Ακόμη και μετά την απόκτηση των απαιτούμενων αντοχών, η υποστήριξη αυτή δεν παρουσιάζει την απαιτούμενη ευλυγισία για να αντιδράσει σε ανομοιόμορφες πιέσεις

Η μονολιθική υποστήριξη είναι δυνατόν να ενισχυθεί με κατάλληλα προκατασκευασμένα στην επιφάνεια μεταλλικά (χαλύβδινα) ή μη στοιχεία, που τοποθετούνται στο σημείο προς υποστήριξη. Τα στοιχεία αυτά περιλαμβάνουν συνήθως: (α) μεταλλικές αψίδες, (β) μεταλλικό πλέγμα, (γ) μεταλλικές ράβδους, (δ) μεταλλικές επιφάνειες, (ε) στοιχεία ενισχυμένου σκυροδέματος, κλπ. Η ενίσχυση τοποθετείται είτε μέσα στο ξυλότυπο είτε στερεώνεται στην τελική θέση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Αγιουτάντης, 2002).

3.5.3 Επένδυση με Τσιμεντόλιθους

Η επένδυση με τσιμεντόλιθους (Σχήμα 3.13) είναι προκατασκευασμένα στοιχεία υποστήριξης από σκυρόδεμα όπου εφαρμόζονται τόσο σε κατακόρυφα όσο και σε οριζόντια ανοίγματα. Η τοποθέτηση της απαιτεί λιγότερο ειδικευμένο εξοπλισμό από τη μονολιθική επένδυση αλλά μειονεκτεί στο μεγάλο κόστος εργατικών και στην απαίτηση περισσότερου χρόνου. Το κενό μεταξύ της επένδυσης και των τοιχωμάτων του ανοίγματος συχνά γεμίζεται με σκυρόδεμα, ώστε να εξασφαλισθεί η ομοιόμορφη μεταφορά φορτίων στην επένδυση. (Αγιουτάντης, 2002)

Οι διαστάσεις των τσιμεντολίθων καθορίζονται κυρίως από τις ακόλουθες παραμέτρους:

ο Το βάρος τους

- Το απαιτούμενο πάχος της επένδυσης
- Το αριθμό των τεμαχίων που απαιτούνται για τη συμπλήρωση της διατομής
- Τη δυνατότητα χρησιμοποίησης τους σε διαφορετικές διατομές



Σχήμα 3.13:

Φωτογραφίες (a), (b), (c) επένδυση με τσιμεντόλιθους που χρησιμοποιήθηκαν για την υποστήριξη της σήραγγας σιδηροδρόμου at the Minneapolis-St.Paul International airport.

(www.cctrockengineering.com)

3.5.4 Υποστήριξη με Προκατασκευασμένα Πλαίσια

Τα προκατασκευασμένα πλαίσια (Σχήμα 3.14) μπορούν να κατασκευαστούν σε πολλές διατομές. Τα στοιχεία που αποτελούν κάθε διατομή συνδέονται με κατάλληλους συνδέσμους, οι οποίοι δεν πρέπει μόνο να είναι αρκετά ανθεκτικοί, αλλά και να επιτρέπουν μικρομετακινήσεις και περιστροφή ή ακόμα και την απορρόφηση των παραμορφώσεων (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 3.14:

Υποστήριξη με προκατασκευασμένα πλαίσια που χρησιμοποιήθηκαν στην σήραγγα Tazon (6700 m), κεντρικό σιδηροδρομικό σύστημα Caracas, Βενεζουέλα.

(www.cctrockengineering.com)

3.5.5 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Η εκτόξευση σκυροδέματος ή σκυροκονιάματος (gunite) χρησιμοποιείται συνήθως ως μία μορφή προσωρινής υποστήριξης ή ενίσχυσης των τοιχωμάτων του πετρώματος, η οποία στη συνέχεια μπορεί να ενσωματωθεί στην τελική ή μόνιμη υποστήριξη του ανοίγματος. Πριν εφαρμοστεί το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πρέπει να καθαρίζονται τα τοιχώματα του ανοίγματος, ώστε να διευκολυνθεί η πρόσφυση του τσιμεντοπολφού στα πετρώματα. Επιπλέον η υποστήριξη αυτού του τύπου έχει μεγαλύτερη επιτυχία, όταν δεν υπάρχει έντονη ροή νερού από τα τοιχώματα της στοάς. Επίσης, η εφαρμογή της μπορεί να συνδυαστεί με την τοποθέτηση μεταλλικών πλεγμάτων τα οποία αφενός μεν ενισχύουν τη μηχανική αντοχή της υποστήριξης, αφετέρου δε διευκολύνουν την πρόσφυση του σκυροκονιάματος.

Οι τρόποι προετοιμασίας εκτοξευόμενου σκυροδέματος μπορεί να είναι είτε με ξηρή είτε με υγρή ανάμιξη (dry or wet mix). Στην ξηρή ανάμιξη (Σχήμα 3.15) η προσθήκη του νερού γίνεται τη στιγμή της εκτόξευσης, ενώ στην υγρή ανάμιξη (Σχήμα 3.16) το νερό προστίθεται στη διάρκεια κατασκευής του μίγματος. Η μέθοδος της ξηρής ανάμιξης είναι πιο διαδεδομένη, κυρίως επειδή ο εξοπλισμός που απαιτείται είναι οικονομικότερος. Η σύνθεση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος πρέπει να ικανοποιεί τις ακόλουθες προδιαγραφές:

- Αποδοτική εκτόξευση (ακόμα και στην οροφή) με τις ελάχιστες δυνατές απώλειες
- ο Ανάπτυξη μεγάλου ποσοστού της αντοχής του σε μικρό χρόνο
- Ανάπτυξη της πλήρους του αντοχή στο προδιαγεγραμμένο χρονικό
 διάστημα παρόλο που έχουν προστεθεί επιταχυντές πήξης
- ο Διατήρηση των μηχανικών αντοχών του για μεγάλα χρονικά διαστήματα



Σχήμα 3.15: Απλοποιημένη απεικόνιση ξηρής ανάμιξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)



Σχήμα 3.16: Τυπική απεικόνιση συσκευής υγρής ανάμιξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος (www.rocscience.com/hoek/Hoek.asp)

4. Αριθμητική εφαρμογή αρχικού και γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown

4.1 Γενικά

Για την επίλυση προβλημάτων κυκλικών υπόγειων ανοιγμάτων, όπου γνωρίζοντας τις ιδιότητες του μητρικού και διαταραγμένου πετρώματος, ζητείται ο υπολογισμός της τάσης υποστήριξης του πετρώματος (απαιτούμενη) και ο υπολογισμός των τάσεων υποστήριξης προτεινόμενων συστημάτων υποστήριξης (διαθέσιμη), αναπτύχθηκε αλγόριθμος, του οποίου ο τρόπος λειτουργίας αναλύεται στην ενότητα που ακολουθεί. Η επίλυση των προβλημάτων, μπορεί να γίνεται είτε βάσει του αρχικού, είτε του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown.

Η ανάπτυξη του παραπάνω αλγορίθμου βασίζεται στο θεωρητικό υπόβαθρο της τάσης υποστήριξης υπογείων ανοιγμάτων, όπως αυτό παρουσιάστηκε αναλυτικά στο κεφάλαιο 2.

Για την επίλυση των προβλημάτων απαιτείται ο προσδιορισμός παραμέτρων του μητρικού και διαταραγμένου πετρώματος, για τον προσδιορισμό τον οποίων, στην περίπτωση του γενικευμένου κριτηρίου, μπορεί να γίνει χρήση του προγράμματος Rocklab. Ο τρόπος λειτουργίας του παρουσιάζεται αναλυτικά στην ενότητα 4.3.

4.2. Ανάπτυξη αλγορίθμου

Αναπτύχθηκε αλγόριθμος σε περιβάλλον Microsoft Office Excel, για την επίλυση προβλημάτων τάσης υποστήριξης υπόγειων ανοιγμάτων, μέσω του οποίου εισάγοντας τα δεδομένα του εκάστοτε προβλήματος, υπολογίζονται οι ζητούμενες τάσης υποστήριξης και κατασκευάζονται τα αντίστοιχα γραφήματα. Με τον αλγόριθμο αυτό μπορούν να γίνουν υπολογισμοί είτε βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown, είτε του αρχικού.

Για την λειτουργία του αλγορίθμου χρειάζεται η εισαγωγή των παρακάτω δεδομένων (Πίνακας 4.1). Στην περίπτωση εφαρμογής του γενικευμένου κριτηρίου, οι απαιτούμενες παράμετροι μπορούν να εκτιμηθούν μέσω του προγράμματος Rocklab (βλέπε ενότητα 4.3):

	Σύμβολισμός / Μονάδες
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη αρχικού πετρώματος :	σ _c (MPa)
Σταθερά αρχικού πετρώματος :	m
Σταθερά αρχικού πετρώματος :	S
Μέτρο ελαστικότητας :	E (MPa)
Λόγος Poisson :	V
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	m _r
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	Sr
Φαινόμενο βάρος διαταραγμένου πετρώματος :	γ _r (MN/m³)
Τάση πεδίου :	p _o (MPa)
Ακτίνα ανοίγματος :	r _i (m)
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	а

Πίνακας 4.1: Απαιτούμενα δεδομένα για λειτουργία του αλγορίθμου

Σημειώνεται ότι, για υπολογισμούς βάσει του αρχικού κριτηρίου η σταθερά διαταραγμένου πετρώματος a, παίρνει την τιμή a =0,5.

Πιο αναλυτικά, αρχικά εισάγονται από τον χρήστη τα δεδομένα, όπως παρουσιάστηκαν στον Πίνακα 4.1 και υπολογίζονται αυτόματα οι τιμές των συντελεστών Μ, Ν, D και η σχέση p_o-Mσ_c (Σχήμα 4.1α) βάσει τον εξισώσεων που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2. Ανάλογα με το αποτέλεσμα της σχέσης p_o-Mσ_c επιλέγονται από τον χρήστη, τιμές p_i-Mσ_c για τον υπολογισμό της πλαστικής περιοχής του ανοίγματος, ενώ τιμές p_i>p_o-Mσ_c για τον υπολογίζονται οι τάσεις υποστήριξης και οι παραμορφώσεις των τοιχωμάτων, της οροφή και του πατώματος του ανοίγματος (Σχήμα 4.1α-Σχήμα 4.1β), ενώ ταυτόχρονα εμφανίζεται και το αντίστοιχο διάγραμμα καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος (Σχήμα 4.2).

Patte	Calbr	-	11 · A	rormulat	- Para - L		Marrie . R.	14 244							
Clapowit	1911	Ford	8 · 🏠 · .	Δ- = =	Abgement	29 33 -	General General General Filmber		Condition	al Format g + at Table + Styles	Cell Styles *	Gelis	Σ·Α Ξ·Σ Δ·Sort Δ·Fite Εσι	A Find A	
2	Q10	+ (*	f.				1								
A	BC	0		F	0	н	and deals	1	N	0	P.	a.	R.	-5	1
1 F			0	ndergrour	no excavat	ion sup	port desi	in calcul	ations						
4	4.00		INPU	T DATA:	a. (84aa)	40.00	-								
	AV	Tradica Provider	odcovian en	won aptices	oc(mpa)	09.00	-								
-		Trailer	h nonecia	terpopulation :	m	0,304									
6		210001	Atiton chi	amenterar:	E (Mna)	1380.0	2								
7	Advac Daissag				E (mpa)	0.30	<u> </u>								
8	Σταθεοά διαταροχωρίου πετολυματος				mr	0.107	-								
9	Σταθερά διαταραγμένου πετρωματος			57	0.00	-									
10 0	Φαινόμενο βάσος διαταραγμένου πετούχιστος			πετοώωστος	v (MN/m3)	0.02	-						1		
11		population	T	άση πεδίου :	p+[Mpa]	3.31	-					-			
12			Astiva	ανοίγματρε :	n(m)	5.33									
13	210	θερά διατο	τραγμένου τ	τετρώματος :	a	0,50									
14							-								
15						C	alculations :	E							
16	M	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02		
17	D	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57		
18	N	0.88	0.88	0.88	0.68	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88		
19	1301	19. and	S 2.222	Stanner 1	10.000	Conners	all and a start	5 - 10 - C - C	20.00		2	Second	2		
20	po-Moc	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65		
21	pi	0,05	0,20	0.30	0,60	0,80	0,90	1,00	1,64	1,65	1.75	1,80	2,60		
22	roof	0,17	0,09	0,19	0,49	0,69	0,79	0,89	1,53	1,54	1,64	1,69	2,49		
23	floor	-0,07	0,31	0,41	0,71	0,91	1,01	1,11	1,75	1,76	1.86	1,91	2.71		
24					1	or pi>po	-Moc (elastic	zone)							
25	ui/rio									0,0014	0,0014	0,0013	0,0006		
26	-ui			1					12000	0,007694	0,0072	3 0,006999	0,003291		
	Sheet2	example 2	Sheet1	1997					0.04	1.0			-		

Σχήμα 4.1α: Μέρος υπολογιστικού φύλλου τάσεων υποστήριξης και παραμόρφωσης για κυκλικά ανοίγματα βάσει κριτηρίου Hoek – Brown, όπου φαίνονται τα κελιά εισαγωγής δεδομένων, οι υπολογισμοί των συντελεστών M,N, D, η σχέση p_o-Mσ_c και οι υπολογισμοί της ελαστικής περιοχής για p_i>p_o-Mσ_c

	u ~) ∓				examp	ole 2 final - N	licrosoft Exce	el					-
Home	Insert Pa	age Layout	Formulas	Data	Review	View	Add-Ins						0 -
aste J	ri ▼ <i>I</i> <u>U</u> ▼	11 • A		≡ <mark>=</mark> ≫~ ≣ ≡ ≇ i Allanment		Number	• • • • • • • • • • • • • • •	Conditio	nal Forma ng * as Tabl Styles	at Cell e * Styles *	Galansert -	Σ * / • • • · · · • · · · · ·	ort & Find &
144	+ (9	f_{x}	1.0			1							
A	B C	D	E	F	G	Н	1	J	N	0	Р	Q	R
						for pi <po-< td=""><td>Moc (plasti</td><td>ic zone)</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></po-<>	Moc (plasti	ic zone)					
	ue/re	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014
	re/ri	2,12	1,83	1,71	1,45	1,33	1,28	1,24	1,00	1,00	0,97	0,96	0,78
	re	11,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
for re/ri<1,731	R	-0,857	-0,689	-0,611	-0,428	-0,330	-0,285	-0,242	-0,003	0,000	0,033	0,049	0,285
for re/ri>1,732	R	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63	-0,63
	eav	-0,0063	-0,0070	-0,0069	-0,0041	-0,0032	-0,0029	-0,0027	-0,0017	-0,00165	-0,00155	-0,00151	-0,00099
	А	0,0411	0,0330	0,0285	0,0148	0,0109	0,0096	0,0085	0,0046	0,00454	0,00419	0,00403	0,00236
	ui/rio	0,0169	0,0127	0,0105	0,0053	0,0038	0,0033	0,0029	0,0015	0,00144	0,00131	0,00126	0,00068
	-ui	0,0899	0,0674	0,0562	0,0281	0,0202	0,0175	0,0154	0,0077	0,00769	0,00723	0,00700	0,00329
► ► Sheet2	example 2	Sheet1	127			-			- HILC				
ady		- A.A	en e							Œ	B 🔲 🛄 95	% Θ —	

Σχήμα 4.1β: Μέρος υπολογιστικού φύλλου τάσεων υποστήριξης και παραμόρφωσης για κυκλικά ανοίγματα βάσει κριτηρίου Hoek – Brown, όπου φαίνονται οι υπολογισμοί της πλαστικής περιοχής για pi<Po-Moc



Σχήμα 4.2: Διάγραμμα καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος, το οποίο τροποποιείται αυτόματα με την εισαγωγή νέων δεδομένων

Σε ξεχωριστό υπολογιστικό φύλλο έχει κατασκευαστεί ένας ακόμα αλγόριθμος, με τον οποίο υπολογίζονται οι σταθερές δυσκαμψίας και οι μέγιστες τάσεις υποστήριξης που μπορούν να αναπτύξουν τα κυριότερα συστήματα υποστήριξης, όπως σκυρόδεμα (Σχήμα 4.3α), χαλύβδινα πλαίσια (Σχήμα 4.3β) και αγκύρια (Σχήμα 4.3γ). Από τις τιμές αυτές και σε συνδυασμό με την εξίσωση της καμπύλης αντίδρασης της υποστήριξης, υπολογίζονται τα ζεύγη τιμών της καμπύλης, οποία εμφανίζεται αυτόματα στο διάγραμμα, καμπύλης η αποτόνωσης TOU πετρώματος, δημιουργώντας έτσι то διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, για κάθε περίπτωση υποστήριξης ξεχωριστά ή και όλων μαζί (Σχήμα 4.4).

Ca		7 - (* -) =		example 2	2 final - Micros	oft Excel			- =	X	
000	Hom	e Insert	Page Layout	Formulas	Data	Review	View Add-I	ins 🔞) _ =	x	
Past	te 🖋	Calibri B I U - 37 - Font		I IIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIIII	General General General General General General General General General General General General General General General General	• • Si	tyles → Insert → Delete → Format → Cells	Σ · A · Z · Sort · Edit	Eind & Select		
	15	-	(fx							≈	
-	А	В	C	D	E	F	G	Н	1		
1											
		Υπολογισ	Υπολογισμός συντελεστή δυσκαμψίας και μέγιστης τάσης υποστήριξης για								
2		-		onoon	orgi pe oko	ρουεμα				_	
3		-			Input data r	autrad .	Sumbol			-	
4		N	Andulus of els	sticity of co	ncrete or sh	otcrete :	Ec (Mpa)	20700	1 	-11	
6			Poisson	's ratio of co	increte or sh	otcrete :	Vc	0.25	÷	-	
7		-	1 0133011	STULIO OT CO	Thickness of	flining:	tc (m)	0.1			
8					Tunne	radius :	ri (m)	5,33			
9		Uniaxial co	ompressive st	rength of co	ncrete or sh	otcrete :	oc.conc. (Mpa)	34,5			
10				U.							
11					Calcu	lations :					
12					Support st	iffness :	kc	420,80065			
13											
14				Maximu	m support p	ressure :	Pscmax (Mpa)	0,6412075			
15					111					×	
Read	► ►I Sh	eet2 examp	ole 2 🖌 Sheet1						>		
Read	У						H [] H 100% (9	t	1 .::.	

Σχήμα 4.3α: Υπολογιστικό φύλλο συντελεστή δυσκαμψίας και μέγιστης τάσης υποστήριξης για υποστήριξη με σκυρόδεμα

	7 * (24 +) =	example 2	final - Microsoft	Excel			
Hom	Insert Page I	ayout Formulas	Data F	Review View	Add-Ins	C) - 🗉 :
Paste + Clipboard 5	Calibri ▼ 11 ▼ B Z U ▼ A^* □ ▼ △ ▲ ▼ Font Font F	E E E E E	General → → → → → → → → → → → → →	, Styles	■ Insert ▼ ■ Delete ▼ ■ Format ▼ Cells	Σ × A ↓ Z 2 × Sort 2 × Filter Edit	& Find & Select +
M33	- (9	f _x					
A	B C	D	E F	G	Н	1	J
18	Υπολογισμός συντ	ελεστή δυσκαμψία υποσήριξη με χι	ας και μέγιστης αλύβδινα πλαία	τάσης υποστή _. πα	οιξης για		
20		Input	data required :	Symbol			
21		Flange wi	dth of steel set :	W (m)	0,1059		
22		Depth of sect	ion of steel set :	X (m)	0,2023		
23		Cross-sectional a	rea of steel set :	As (m2)	0,0043		
24		Moment of inertia o	of steel section :	ls (m4)	2,67E-05		
25	Mo	dulus of elasticity o	of steel section :	Es (Mpa)	207000		
26		Yield st	trencth of steel :	σ _{γs} (Mpa)	245		
27			Tunnel radius :	rī (m)	5,33		
28	5	teel set spacing alo	ong tunnel axis :	<mark>S (</mark> m)	1,52		
29	Half angle	oetween blocking p	pints (radians) :	θο	0,19635		
30		Thic	kness og block :	ts (m)	0,25		
31	Mode	ulus of elesticity of	block material :	Es (Mpa)	10000		
32		2					
33							
34		Sup	1/ks	0,011818			
35							
36		Maximum su	Pssmax	0,162404			
37	eet2 example 2	heet1		14	- 111		

Σχήμα 4.3β: Υπολογιστικό φύλλο συντελεστή δυσκαμψίας και μέγιστης τάσης υποστήριξης για υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια

(Cn		· (* ·) ·		example	2 final - Microso	oft Excel				
000	Home	e Insert	Page L	ayout Formula	as Data	Review	View Add-	Ins 🕜) _ = ×	
Pas •	te	Calibri B I U 	• 11 • • A A <u>A</u> •	■ ■ 章章 Alignment	General General S + % S + % Number	•	yles ↓ Cells	∑ * A	k Find & Select +	
-	146	•	C	Ĵx.		1 / 2 1			*	
2	A	В	С	D	E	F	G	Н	1	
41		Υπολογισμός συντελεστή δυσκαμψίας και μέγιστης τάσης υποστήριξης για υποσήριξη με αγκύρια								
42					innut data re	auired .	Symbol			
44		-		Free	bolt or cable	length :	l (m)	3		
45			Bolt dia	ameter or equiva	alent cable dia	ameter :	d _b (m)	0,025		
46			Elas	tic modulus of b	olt or cable m	aterial :	Eb (Mpa)	207000		
47		Lo	ad-defor	mation constant	for anchor an	d head :	Q (m/MN)	0,143		
48		3	Ult	imate failure lo	ad from pull-o	ut test :	Tbf (MN)	0,285		
49					Tunnel	radius :	ri (m)	5,33		
50				Circumf	erential bolt s	pacing :	sc (m)	1,52		
51			1	Long	itudinal bolt s	pacing :	sı (m)	1,52		
52		-								
53					Calcul	ations :			_	
54		Support stiffness : 1/kb (0,0747843		
55							Determent	0 1000550	_	
50				Maxim	um support pr	essure :	PSDmax	0,1233553		
14	► ► She	eet2 exam	ple 2 🖉 S	heet1 🖉 💭 🦯	1				×I	
Read	iy					E	100%	⊖—_⊽-	- 🕀	

Σχήμα 4.3γ: Υπολογιστικό φύλλο συντελεστή δυσκαμψίας και μέγιστης τάσης υποστήριξης για υποστήριξη με αγκύρια



Σχήμα 4.4: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης

Για την καλύτερη κατανόηση της λειτουργίας και τη λογική βάσει της οποίας αναπτύχθηκε ο παραπάνω αλγόριθμος, αλλά και την κατανόηση του τρόπου εφαρμογής του κριτηρίου αστοχίας στην πράξη για τον υπολογισμό τάσεων υποστήριξης ακολουθεί στην ενότητα 4.4 αναλυτική περιγραφή επίλυσης παραδείγματος.

4.3 Προσδιορισμός παραμέτρων τάσης, βάσει γενικευμένου κριτηρίου Hoek-Brown, μέσω λογισμικού Rocklab.

Όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 2, μέσω του λογισμικού Rocklab είναι δυνατή η γραφική απεικόνιση του γενικευμένου κριτηρίου Hoek-Brown για διάφορους τύπους πετρώματος και εφαρμογές. Μέσω αυτής της λειτουργίας του όμως, μπορούν επίσης να προσδιοριστούν οι παράμετροι τάσεις του μητρικού και διαταραγμένου πετρώματος βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek-Brown.

Για τον υπολογισμό τους απαιτείται η εισαγωγή σειρά δεδομένων στο πρόγραμμα, τα οποία αναφέρονται στη συνέχεια και παρουσιάζονται μέσω των σχημάτων 4.5, 4.6, 4.7 και 4.8 τα εύρη τιμών για κάθε περίπτωση.

Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του μητρικού πετρώματος sigci (MPa)

RocLab - [RocLab1]			
📈 File Edit View Analysis Windo	w Help		
D 🖻 🖶 🖪 🗠 🎒 🛯	🛯 💐 🏭 🤁 🔍 🔍 🔍 🖉	V 🖯 🖬 🗟 🖫 🔯 🛛	2 💫
Hoek-Brown Classification	Intact Uniaxial Compressive Str	ength	×
sigci 30 4 MPa 2021 GSI 50 4 C22 mi 10 4 C22 D 0 4 C22 C Ei 12000 4 MPa C MR 2 C22	Field Estimate of Strength Specimen can only be chipped with a geological hammer. Specimen requires many blows of a certorical hammer to fracture it	Examples Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartaite. Amphiboite, sandstone, basalt, nabho, oneis orgenoficitie	Strength (MPa)
Hoek-Brown Criterion mb 1.677 s 0.0039 a 0.506	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, rhyolite, tuff.	50-100
Failure Envelope Range Application: General ▼ sig3max 7.5000 MPa	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25-50
	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rocksalt, potash.	5-25
c 1.494 MPa phi 30.52 deg	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1.5
Bock Mass Parameters sigt -0.069 MPa sigc 1.807 MPa	Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1
sigem 5.230 MPa	Uniaxial Compressive Strength (sigci):	MPa OK	Cancel

Σχήμα 4.5: Προσδιορισμός αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του μητρικού πετρώματος, μέσω του Rocklab

ο Η παράμετρος του μητρικού πετρώματος mi



Σχήμα 4.6: Προσδιορισμός παραμέτρου mi του αρχικού πετρώματος, μέσω του λογισμικού Rocklab

Το GSI του πετρώματος

\Lambda RocLab - [RocLab1]		
File Edit View Analysis Windo	w Help	
	। 💐 🚛 🕀 🍳 ୧ ୧ ର 📢 😁 🖬	8 G W 16 12 %
Hoek-Brown Classification	Pick GSI Value	X
sigci 30 📑 MPa 🖓	Bock Type: General 🔻	SURFACE CONDITIONS
GSI 50 🛨 🖓	GSI Selection: 50 OK	VERY GOOD GOOD FAIR POOR VERY POOR
	STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY
Ei 12000 MPa MPa MR Hoek-Brown Criterion	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90 N/A N/A
mb 1.677 s 0.0039 a 0.506	BLOCKY - well interlocked un- disturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	70
Failure Envelope Range Application: General ▼ sig3max 7.5000 MPa	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	50
- Mohr-Coulomb Fit	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	
phi 30.52 deg Rock Mass Parameters sigt -0.069 MPa	DISINTEGRATED - poorly inter- locked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	20
sigc 1.807 MPa sigcm 5.230 MPa Erm 3686.23 MPa	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A N/A 10

Σχήμα 4.7: Προσδιορισμός αντοχής GSI του μητρικού πετρώματος, μέσω του λογισμικού Rocklab

 Ο βαθμός διαταραχής του πετρώματος D (όπου για το μητρικό πέτρωμα είναι 0)



Σχήμα 4.8: Προσδιορισμός βαθμού διαταραχής πετρώματος, μέσω του λογισμικού Rocklab

Με την εισαγωγή των παραπάνω δεδομένων στο λογισμικό και για D=0, υπολογίζονται οι σταθερές του μητρικού πετρώματος m, s και a (Σχήμα 4,9)

- Hoek-E	Brown Cla	ssification-	
sigci	30	🕂 MPa	æ
GSI	50	-	æ
mi	10	-	1 2
D	0	-	1
🖲 Ei	12000	📑 MPa	
CMB			œ
Hoek-E	Brown Crite	erion	
mb	1.677		
s	0.0039		
a	0.506		
– Failure	Envelope	Range	

Σχήμα 4.9: Προσδιορισμός σταθερών μητρικού πετρώματος, μέσω του λογισμικού Rocklab

Στην συνέχεια για τον υπολογισμό των σταθερών του διαταραγμένου πετρώματος (Σχήμα 4.10), διατηρούνται τα δεδομένα ίδια και μεταβάλλεται ο συντελεστής D, ανάλογα με το βαθμό διαταραχής του πετρώματος (Σχήμα 4.8).

Hoek-Brown Classification									
sigci	30	•	MPa	C2					
GSI	50	+		CB					
mi	10	•		C2					
D	0.5	+		C2					
💿 Ei	12000	•	MPa						
\bigcirc MB		- A-		æ					
-Hoek-B	rown Crite	rion							
mb	0.925								
s	0.0013								
a	0.506								

Σχήμα 4.10: Προσδιορισμός σταθερών διαταραγμένου πετρώματος, μέσω λογισμικού Rocklab

Με την παραπάνω διαδικασία προσδιορίζονται όλες οι παράμετροι, που απαιτούνται για τη λειτουργία του αλγορίθμου, βάσει του γενικευμένου κριτηρίου.

4.4. Παράδειγμα

Για την καλύτερη κατανόηση της λογικής, βάσει της οποίας αναπτύχθηκε ο αλγόριθμος, ακολουθεί αναλυτική επίλυση παραδείγματος, τα δεδομένα του οποίου (Πίνακας 4.2), προέρχονται από το παράδειγμα 2, σελίδα 274, Hoek & Brown, 1980:

Σε άνοιγμα ακτίνας 5,33m, που βρίσκεται σε περιβάλλον μέτριας ποιότητας γνεύσιου, σε βάθος 122m κάτω από την επιφάνεια και με τα ακόλουθα δεδομένα, ζητείται να υπολογιστούν οι τάσεις υποστήριξης για τους προτεινόμενους τύπους συστημάτων υποστήριξης.

	Σύμβολισμός / Μονάδες	Τιμές
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη αρχικού πετρώματος :	σ _c (MPa)	69,00
Σταθερά αρχικού πετρώματος :	m	0,50
Σταθερά αρχικού πετρώματος :	S	0,001
Μέτρο ελαστικότητας :	E (MPa)	1380,00
Λόγος Poisson :	V	0,20
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	m _r	0,10
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	Sr	0,00
Φαινόμενο βάρος διαταραγμένου πετρώματος :	γ _r (MN/m³)	0,02
Τάση πεδίου :	p _o (MPa)	3,31
Ακτίνα ανοίγματος :	r _i (m)	5,33

Πίνακας 4.2: Δεδομένα παραδείγματος (Hoek & Brown 1980)

4.4.1. Επίλυση βάσει του αρχικού κριτηρίου Hoek – Brown

4.4.1.1. Βήματα υπολογισμού και σχεδίασης καμπύλης αποτόνωσης πετρώματος

Οι εξισώσεις που ακολουθούν και το θεωρητικό υπόβαθρο της ανάλυσης δίδονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 2.

Βήμα 1.

Υπολογισμός από τις αντίστοιχες σχέσεις των παρακάτω τιμών:

$$M = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{m}{4} \right)^2 + m \frac{p_o}{\sigma_c} + s \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{m}{8}$$

$$M = 0, 04$$

$$D = \frac{-m}{m + 4 \left(\frac{m}{\sigma_c} (p_o - M \sigma_c) + s \right)^{\frac{1}{2}}} =>$$

$$D = -0, 62$$

$$N = 2 \left(\frac{p_o - M \sigma_c}{m_r \sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2} \right)^{\frac{1}{2}} =>$$

N = 0, 62

Βήμα 2.

Υπολογισμός κρίσιμης τάσης υποστήριξης:

 $p_{icr} = p_o - M\sigma_c =>$

$$p_{icr} = 0,67MPa$$

Βήμα 3.

Υπολογισμός σημείων της καμπύλης του πετρώματος για $p_i < p_{icr}$, δηλαδή για την <u>πλαστική περιοχή</u> του ανοίγματος.

Για $p_i = 0,03$:

$$\begin{split} \frac{u_e}{r_e} &= \frac{(1+v)}{E} M \sigma_c => \\ \frac{u_e}{r_e} &= \mathbf{0}, \mathbf{023} \\ \frac{r_e}{r_i} &= e^{N-2 \left(\frac{p_i}{m_r \sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2}\right)^{\frac{1}{2}}} => \\ \frac{r_e}{r_i} &= 1,63 , \end{split}$$

Όπου r_i=5,33m

$$r_e=8$$
, 71

Για
$$\frac{r_e}{r_i} < \sqrt{3}$$
 ισχύει:
 $R = 2 D ln \frac{r_e}{r_i} =>$

$$R = -0, 61$$

$$e_{av} = \frac{2({{u_e}/{r_e}})({{r_e}/{r_i}})^2}{(({{r_e}/{r_i}})^2 - 1)(1 + {1/R})} =>$$

 $e_{av} = -0,01146$

$$A = \left(2\frac{u_e}{r_e} - e_{av}\right) \left(\frac{r_e}{r_i}\right)^2 \Longrightarrow$$

$$A = \mathbf{0}, \mathbf{04287}$$

$$\frac{u_i}{r_{io}} = 1 - \left(\frac{1 - e_{av}}{1 + A}\right)^{\frac{1}{2}} \Longrightarrow$$

$$\frac{u_i}{r_{io}} = 0,01518$$
 ,

για r_{io} = r_i =5,33

$$-u_i = 0,08 \text{ m}$$

Άρα ένα σημείο του διαγράμματος είναι το (0.08, 0.03).

Ομοίως ακολουθώντας την παραπάνω διαδικασία και για άλλες τιμές $p_i < p_{icr}$, προκύπτουν οι Πίνακας 4.3α και 4.3β με τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα καθώς και τα ζεύγη τιμών ($p_i - u_i$) της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος. Το σημείο (0.08, 0.03) που υπολογίστηκε παραπάνω είναι το πρώτο ζεύγος σημείων στον Πίνακα 4.3α:

Πίνακας 4.3α: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις διάφορες τιμές p_i και ζεύγη τιμών (p_i – u_i) της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος για p_i από 0,03 MPa έως 0,25 MPa

pi	0,03	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25
u _e /r _e	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023
r _e /r _i	1,63	1,50	1,47	1,39	1,33	1,27
r _e	8,71	8,01	7,81	7,40	7,07	6,79
R	-0,61	-0,51	-0,47	-0,41	-0,35	-0,30
eav	-0,011	-0,008	-0,008	-0,007	-0,006	-0,005
Α	0,043	0,029	0,027	0,021	0,018	0,016
u _i /r _{io}	0,015	0,010	0,009	0,007	0,006	0,005
-u _i	0,081	0,055	0,049	0,039	0,033	0,028

Πίνακας 4.3 β: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τις διάφορες τιμές p_i και ζεύγη τιμών (p_i – u_i) της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος για p_i από 0,30 MPa έως 0,66 MPa

pi	0,30	0,40	0,50	0,60	0,66
u _e /r _e	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023
r _e ∕r _i	1,23	1,15	1,09	1,03	1,00
r _e	6,55	6,14	5,80	5,51	5,36
R	-0,26	-0,18	-0,11	-0,04	-0,01
eav	-0,005	-0,004	-0,003	-0,003	-0,003
Α	0,014	0,011	0,010	0,008	0,008
u _i /r _{io}	0,005	0,004	0,003	0,003	0,002
-u _i	0,025	0,020	0,016	0,014	0,012

Οι παραπάνω τιμές αφορούν τα πλευρικά τοιχώματα του ανοίγματος. Για τον υπολογισμό της τάσης υποστήριξης στην οροφή και στο πάτωμα του ανοίγματος εφαρμόζονται οι ακόλουθες σχέσεις, αντίστοιχα:

$$p_{roof} = p_i + \gamma_r (r_e - r_i)$$

$$p_{floor} = p_i - \gamma_r (r_e - r_i)$$

Για τις αντίστοιχες τιμές p_i από 0,03 έως 0,66 προκύπτουν οι Πίνακες 4.4α και 4.4β με τις συγκεντρωτικές τιμές τάσης υποστήριξης οροφής-πατώματος του ανοίγματος:

Πίνακας 4.4α: Συγκεντρωτικές τιμές τάσης υποστήριξης οροφής-πατώματος ανοίγματος p_i από 0,03 MPa έως 0,25 MPa

p roof	0,10	0,13	0,15	0,19	0,23	0,28
p floor	-0,04	0,03	0,05	0,11	0,17	0,22

Πίνακας 4.4β: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τάσης υποστήριξης οροφής-πατώματος ανοίγματος για p_i από 0,30 MPa έως 0,66 MPa

p _{roof}	0,32	0,42	0,51	0,60	0,66
p floor	0,28	0,38	0,49	0,60	0,66

Από τα παραπάνω δεδομένα προκύπτει η καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος για την πλαστική περιοχή Σχήμα 4.11.



Σχήμα 4.11: Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος για την πλαστική περιοχή

Βήμα 4.

Υπολογισμός σημείων της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος για $p_i > p_{icr}$, δηλαδή για την <u>ελαστική</u> περιοχή του ανοίγματος.

Για p_i=0,68

 $\frac{u_i}{r_{io}} = \frac{(1+v)}{E}(p_o - p_i)$

u_i/r_{io}=0.00229

Όμως, r_{io}=5,33, άρα:

u_i=0.012 m

Άρα ένα σημείο του διαγράμματος για την ελαστική περιοχή είναι το (0.012, 0.68).

Ομοίως ακολουθώντας την παραπάνω διαδικασία και για άλλες τιμές $p_i > p_{icr}$, προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα (Πίνακας 4.5), όπου το ζεύγος τιμών που υπολογίστηκε παραπάνω είναι το πρώτο στον Πίνακα 4.5:

Πίνακας 4.5: Ζεύγη τιμών της καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος στην ελαστική περιοχή

<i>р_і (</i> МРа)	0.68	1.00	1.30	2.00
u _i (m)	0.012	0.011	0.009	0.006

Από τα παραπάνω δεδομένα σε συνδυασμό με τα δεδομένα τις πλαστικής περιοχής προκύπτει η τελική καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος, Σχήμα 4.12:



Σχήμα 4.12: Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος (ελαστική-πλαστική περιοχή)

4.4.1.2. Βήματα υπολογισμού και σχεδιασμού διαγράμματος αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, για τα κυριότερα συστήματα υποστήριξης.

Ο υπολογισμός και σχεδιασμός της τάσης υποστήριξης ενός συστήματος υποστήριξης, σε συνδυασμό με την καμπύλη του πετρώματος, είναι πολύ σημαντική. Ουσιαστικά, από το διάγραμμα αυτό μπορεί να κριθεί η καταλληλότητα του συγκεκριμένου συστήματος ή όχι για το συγκεκριμένο άνοιγμα.

Η διαδικασία υπολογισμού που ακολουθείται είναι γενικά παρόμοια για όλα τα συστήματα και περιγράφεται στη συνέχεια:

Βήμα 1

Υπολογίζεται η σταθερά δυσκαμψίας του κάθε συστήματος **k**

Βήμα 2.

Υπολογίζεται η μέγιστη τάση υποστήριξης που μπορεί να αναπτύξει το σύστημα **P**_{smax}.

Βήμα 3.

Από την παρακάτω σχέση υπολογίζεται και σχεδιάζεται η καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης.

$$u_i = u_{io} + \frac{p_i r_i}{k}$$

Στη συνέχεια, γίνεται εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας για τα πιο κοινά συστήματα υποστήριξης:

ί. Σκυρόδεμα

Στον Πίνακα 4.6 παρουσιάζονται τα δεδομένα υποστήριξης σε περίπτωση υποστήριξης με επένδυση σκυροδέματος, ενώ ακολουθεί ο υπολογισμός της σταθεράς δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης του συστήματος.

Πίνακας 4.6: Δεδομένα υποστήριξης με επένδυση σκυροδέματος

	Συμβολισμός / Μονάδες	Τιμές
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος :	E _c (MPa)	20700
Λόγος Poisson για σκυρόδεμα :	Vc	0,25
Πάχος επένδυσης :	t _c (m)	0,05
Ακτίνα ανοίγματος :	r _i (m)	5,33
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σκυροδέματος :	σ _{c.conc.} (MPa)	34,5
Αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης :	u _{io} (m)	0.025

 $k_{c} = \frac{E_{c}(r_{i}^{2} - (r_{i} - t_{c})^{2})}{(1 + v_{c})((1 - 2v_{c})r_{i}^{2} + (r_{i} - t_{c})^{2}} = >$

k_c=208 (MPa)

$$P_{scmax} = \frac{1}{2}\sigma_{c.conc.}(1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2}) =$$

Από την εξίσωση της ευθείας:

$$u_i = u_{io} + \frac{p_i r_i}{k}$$

για p_i=0 MPa προκύπτει u_i=0,025 m και για p_i=0,32 MPa u_i=0,00332 m. Από τα παραπάνω ζεύγη σημείων προκύπτει η καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης και ταυτόχρονα το διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για το σύστημα (Σχήμα 4.13).



Σχήμα 4.13: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση επένδυσης με σκυρόδεμα

Όπως παρατηρείται στο Σχήμα 4.13 η καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης τέμνει την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος άρα μπορεί να επιτευχθεί υποστήριξη.

ii. Χαλύβδινα πλαίσια

Στον Πίνακα 4.7 παρουσιάζονται τα δεδομένα υποστήριξης σε περίπτωση υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια, ενώ ακολουθεί ο υπολογισμός της σταθεράς δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης του συστήματος.

	Συμβολισμός / Μονάδες	Τιμές
Πλάτος φλάντζας πλαισίου :	W (m)	0,1059
Ύψος διατομής :	X (m)	0,2023
Διατομή πλαισίου :	$A_{s} (m^{2})$	0,0043
Ροπή αδρανείας πλαισίου :	l _s (m ⁴)	0,0000267
Μέτρο ελαστικότητας :	E _s (MPa)	207000
Τάση διαρροής χάλυβα :	σ _{ys} (MPa)	245
Ακτίνα ανοίγματος :	r _i (m)	5,33
Απόσταση πλαισίων καταμήκος ανοίγματος :	S (m)	1,52
½ της γωνίας μεταξύ σημείων στήριξης :	θ°	11,25
Πάχος ενδιάμεσων στηριγμάτων υποστήριξης :	t _B (m)	0,25
Μέτρο ελαστικότητας υλικού ενδιάμεσων στηριγμάτων υποστήριξης :	E _B (MPa)	10000
Αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης :	u _{io} (m)	0.075

Πίνακας 4.7: Δεδομένα υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια

$$\frac{1}{k_s} = \frac{\mathrm{s}\,\mathrm{r_i}}{\mathrm{E}_{\mathrm{s}}\mathrm{A}_{\mathrm{s}}} + \frac{\mathrm{s}\,\mathrm{r_i}^3}{\mathrm{E}_{\mathrm{s}}\mathrm{I}_{\mathrm{s}}} \left(\frac{\theta(\theta + \mathrm{Sin}\theta\mathrm{Cos}\theta)}{2\mathrm{Sin}^2\theta} - 1\right) + \frac{2\mathrm{S}\,\theta\,t_B}{\mathrm{E}_{\mathrm{B}}\mathrm{W}^2}$$

$$=>\frac{1}{k_s}=0,0118$$
 (1/MPa)

 $\mathsf{P}_{\mathsf{scmax}} = \frac{3 \,\mathsf{A}_{\mathsf{s}} \,\mathsf{I}_{\mathsf{s}} \,\sigma_{\mathsf{ys}}}{2 \,\mathsf{S} \,\mathsf{r}_{\mathsf{i}} \,\theta \,(3I_{\mathsf{s}} + XA_{\mathsf{s}}(r_{\mathsf{i}} - \left(t_{B} + \frac{1}{2}X\right))(1 - Cos\theta)} =$

 $P_{scmax} = 0, 16 (MPa)$

Από την εξίσωση της ευθείας:

$$u_i = u_{io} + \frac{p_i r_i}{k}$$

για p_i=0 MPa προκύπτει u_i=0,075 m και για p_i=0,16 MPa u_i=0,085 m. Από τα παραπάνω ζεύγη σημείων προκύπτει η καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης
και ταυτόχρονα το διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για το σύστημα (Σχήμα 4.14).



Σχήμα 4.14: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια

Όπως παρατηρείται στο Σχήμα 4.8 η καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης, για την περίπτωση του πατώματος του ανοίγματος, δεν τέμνει την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος στην περίπτωση του πατώματος και επομένως η υποστήριξη δεν παραλαμβάνει τάσεις, λόγω της μεγάλης αρχικής παραμόρφωσης πριν την εφαρμογή της. Για τον ίδιο λόγο η υποστήριξη παραλαμβάνει πολύ μικρές τάσεις από την οροφή και τα πλευρικά τοιχώματα και είναι αποδεκτή μόνο αν οι αντίστοιχες παραμορφώσεις είναι αποδεκτές.

ίἰἰ. Αγκύρια

Στον Πίνακα 4.8 παρουσιάζονται τα δεδομένα υποστήριξης σε περίπτωση υποστήριξης με αγκύρια, ενώ ακολουθεί ο υπολογισμός της σταθεράς δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης του συστήματος.

Πίνακας 4.8:	Δεδομένα	υποστήριξης	με αγκύρια
· · · · · ·			P

	Συμβολισμός / Μονάδες	Τιμές
Μήκος ράβδου ή καλωδίου :	l (m)	3
Διάμετρος ράβδου ή καλωδίου :	d _b (m)	0,025
Μέτρο ελαστικότητας ράβδου ή καλωδίου :	E _b (MPa)	207000
Συντελεστής τάσης παραμόρφωσης σώματος και κεφαλής κοχλία :	Q (m/MN)	0,143
Αντοχή εξόλκευσης κοχλία :	T _{bf} (MN)	0,285
Ακτίνα ανοίγματος :	r _i (m)	5,33
Απόσταση μεταξύ αγκυρίων επί διατομής μελέτης :	s _c (m)	1,52
Απόσταση μεταξύ αγκυρίων παράλληλα με τον άξονα του ανοίγματος :	s _l (m)	1,52
Αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης :	u _{io} (m)	0.025

$$\frac{1}{k_b} = \frac{s_c s_l}{r_i} \left(\frac{4l}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right) \Longrightarrow$$

1/kb=0.074 (1/MPa)

 $Psbmax = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} = >$

$P_{sbmax} = 0.12 (MPa)$

Από την εξίσωση της ευθείας:

$$u_i = u_{io} + \frac{p_i r_i}{k}$$

για p_i=0MPa προκύπτει u_i=0,025m και για p_i=0,12MPa προκύπτει u_i=0,0723m. Από τα παραπάνω ζεύγη σημείων προκύπτει η καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης και ταυτόχρονα το διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματοςυποστήριξης για το σύστημα (Σχήμα 4.15).



Σχήμα 4.15: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με αγκύρια

Όπως παρατηρείται στο Σχήμα 4.15 η καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης ενώ η αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης είναι μικρή, αρχίζει να παίρνει τάσεις μετά από μεγάλη παραμόρφωση, ενώ επιπλέον η μέγιστη τάση υποστήριξης που αναπτύσσει είναι οριακή για την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος στην περίπτωση της οροφής του ανοίγματος.

Το Σχήμα 4.16 παρουσιάζει την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος και τις καμπύλες αντίδρασης υποστήριξης, για τα τρία συστήματα υποστήριξης που εξετάστηκαν. Εδώ παρουσιάζεται συγκεντρωτικά η παραμόρφωση του κάθε συστήματος και η τάση υποστήριξης που μπορεί να αναπτύξει.



Σχήμα 4.16: Συγκεντρωτικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος με τα κυριότερα συστήματα υποστήριξης

Από το παραπάνω διάγραμμα με τα συστήματα υποστήριξης, όπως αυτά έχουν προδιαγραφεί νωρίτερα, προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Η υποστήριξη με τα αγκύρια αναπτύσσει την μικρότερη μέγιστη τάση από τα άλλα δύο συστήματα ενώ το σκυρόδεμα την μεγαλύτερη.
- Η υποστήριξη με τα αγκύρια και η υποστήριξη με σκυρόδεμα έχουν ίδια αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης, όμως τα αγκύρια επιτυγχάνουν την μέγιστη τάση τους σε πολύ μεγαλύτερη παραμόρφωση (χρόνο), σε σχέση με το σκυρόδεμα, λόγω μεγαλύτερου συντελεστή δυσκαμψίας.
- Η υποστήριξη με τα χαλύβδινα πλαίσια τοποθετείται όταν το άνοιγμα έχει ήδη υποστεί μεγάλη αρχική παραμόρφωση

4.4.2. Επίλυση βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown

Η επίλυση του παραδείγματος βάσει του γενικευμένου κριτηρίου, μπορεί να γίνει με δύο τρόπους, λόγω διαφορετικών δεδομένων. Στην πρώτη περίπτωση τα δεδομένα του παραδείγματος προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τις προτεινόμενες παραμέτρους από το λογισμικό Rocklab για sigci, mi, και GSI ανάλογα με το είδος του πετρώματος και της ποιότητας του. Στη δεύτερη περίπτωση χρησιμοποιώντας τα δεδομένα που αναφέρονται στην ενότητα 4.4.1 (και αφορούν το αρχικό κριτήριο) με τη μέθοδο διαδοχικών προσεγγίσεων επιχειρείται η εκτίμηση των m, s και a μέσω του λογισμικού Rocklab.

4.4.2.1 Περίπτωση 1^η επίλυση βάσει του είδους και της ποιότητας του πετρώματος

Τα παράδειγμα αναφέρει ότι το άνοιγμα κατασκευάζεται σε γνεύσιο μέτριας ποιότητας. Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα Rocklab και εισάγοντας το προτεινόμενο mi και GSI για αυτό το πέτρωμα, προκύπτουν οι παράμετροι για το μητρικό πέτρωμα (D=0), Σχήμα 4.17.

Hoek-Brown Classification					
sigci	69	-	MPa	æ	
GSI	40	÷		æ	
mi	23	• •		1 2	
D	이	- -		1	
🖲 Ei	12000	-	MPa		
CMB		- A-		CB	
Hoek-B	rown Crit	erion-			
mb	2.698				
s	0.0013				
a	0.511				

Σχήμα 4.17: Προσδιορισμός παραμέτρων τάσης μητρικού πετρώματος βάσει γενικευμένου κριτηρίου, για γνεύσιο μέτριας ποιότητας μέσω λογισμικού Rocklab

Στη συνέχεια προσδιορίζοντας τον βαθμό διαταραχής του πετρώματος D, προκύπτουν οι παράμετροι τάσεις του διαταραγμένου πετρώματος (Σχήμα 4.18).



Σχήμα 4.18: Προσδιορισμός παραμέτρων τάσης διαταραγμένου πετρώματος βάσει γενικευμένου κριτηρίου, με βαθμό διαταραχής D=0.8, μέσω λογισμικού Rocklab

Από τα παραπάνω και σε συνδυασμό με τα υπόλοιπα στοιχεία που δίδονταν, προκύπτει ο Πίνακας 4.9 όπου παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα δεδομένα του παραδείγματος.

	Συμβολισμός / Μονάδες	Τιμές
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη αρχικού πετρώματος	σ _c (MPa)	69,00
Σταθερά αρχικού πετρώματος :	m	2,698
Σταθερά αρχικού πετρώματος :	S	0,0013
Μέτρο ελαστικότητας :	E (MPa)	1380,00
Λόγος Poisson :	V	0,20
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	m _r	0,647
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	Sr	0,0001
Φαινόμενο βάρος διαταραγμένου πετρώματος :	γ _r (MN/m ³)	0,02
Τάση πεδίου :	p₀ (MPa)	3,31
Ακτίνα ανοίγματος :	r _i (m)	5,33
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	а	0,51

Πίνακας 4.9: Δεδομένα παραδείγματος, βάσει γενικευμένου κριτηρίου

Η διαδικασία επίλυσης είναι ίδια με αυτή που παρουσιάστηκε στην ενότητα 4.4.1 (βάσει του αρχικού κριτηρίου) εκτός από τις αλλαγές που προκύπτουν σε κάποιες βασικές εξισώσεις οι οποίες συνοψίζονται στον Πίνακα 4.10.

Εξισώσεις σύμφωνα με το αρχικό κριτήριο Hoek – Brown:	Εξισώσεις σύμφωνα με το γενικευμένο κριτήριο Hoek – Brown :
$M = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{m}{4}\right)^2 + m \frac{p_o}{\sigma_c} + s \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{m}{8}$	$M = \frac{1}{2} \left((\frac{m}{4})^2 + m \frac{p_o}{\sigma_c} + s \right)^a - \frac{m}{8}$
$D = \frac{-m}{m + 4\left(\frac{m}{\sigma_c}(p_o - M\sigma_c) + s\right)^{\frac{1}{2}}}$	$D = \frac{-m}{m + 4\left(\frac{m}{\sigma_c}(p_o - M\sigma_c) + s\right)^a}$
$N = 2\left(\frac{p_o - M\sigma_c}{m_r\sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2}\right)^{\frac{1}{2}}$	$N = 2\left(\frac{p_o - M\sigma_c}{m_r\sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2}\right)^a$
$\frac{r_e}{r_i} = e^{N-2\left(\frac{p_i}{m_r \sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2}\right)^{\frac{1}{2}}}$	$\frac{r_e}{r_i} = e^{N-2\left(\frac{p_i}{m_r\sigma_c} + \frac{s_r}{m_r^2}\right)^a}$

Πίνακας 4.10: Διαφοροποιήσεις μεταξύ αρχικού και γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown

Ακολουθώντας την διαδικασία επίλυσης που παρουσιάστηκε παραπάνω και εφαρμόζοντας τις εξισώσεις του γενικευμένου κριτηρίου υπολογίζονται αρχικά οι παρακάτω τιμές:

Στη συνέχεια βάζοντας τιμές p_i<0.33MPa για την πλαστική περιοχή, προκύπτουν τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα και τα ζεύγη τιμών (p_i – ui) της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.11:

p _i (MPa)	0.01	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.32
u _e /r _e	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026	0.0026
r _e /r _i	1.15	1.11	1.08	1.05	1.04	1.02	1.00
r _e	6.11	5.90	5.75	5.57	5.54	5.44	5.35
R	-0.23	-0.17	-0.13	-0.08	-0.06	-0.03	-0.01
e av	-0.007	-0.006	-0.005	-0.005	-0.005	-0.005	-0.004
Α	0.015	0.014	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010
u _i /r _{io}	0.0044	0.0038	0.0034	0.0032	0.0030	0.0028	0.0026
-u _i (m)	0.0233	0.0202	0.0182	0.0162	0.0158	0.0147	0.0139

Πίνακας 4.11: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για τιμές p_i από 0.01 MPa έως 0.25 MPa και ζεύγη τιμών (p_i – ui) της καμπύλης αποτόνωσης του πετρώματος

Οι παραπάνω τιμές αφορούν τα πλευρικά τοιχώματα του ανοίγματος. Αντίστοιχα για τον υπολογισμό της τάσης υποστήριξης στην οροφή και στο πάτωμα του ανοίγματος εφαρμόζεται η διαδικασία που είχε ακολουθηθεί και στην ενότητα 4.4.1 για επίλυση βάσει αρχικού κριτηρίου, Πίνακας 4.12:

Πίνακας 4.12: Συγκεντρωτικές τιμές τάσης υποστήριξης οροφής-πατώματος του ανοίγματος

p _{roof} (MPa)	0,03	0,06	0,11	0,16	0,2	0,25	0,32
p _{floor} (MPa)	-0,01	0,04	0,09	0,14	0,20	0,25	0,32

Από τα παραπάνω δεδομένα προκύπτει η καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος για την πλαστική περιοχή Σχήμα 4.19.



Σχήμα 4.19: Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος για την πλαστική περιοχή βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown

Από τα παραπάνω δεδομένα σε συνδυασμό με τα δεδομένα τις ελαστικής περιοχής (Πίνακας 4.13) προκύπτει η τελική καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος (Σχήμα 4.20):

Πίνακας 4.13: Ζεύγη τιμών της καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος στην ελαστική περιοχή

p _i (MPa)	0,33	0,40	0,60	0,70
u _i (m)	0,0138	0,0135	0,0126	0,0121



Σχήμα 4.20: Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος (πλαστική –ελαστική περιοχή) βάση του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown

Για τον σχεδιασμό του διαγράμματος αλληλεπίδρασης πετρώματος υποστήριξης, έγιναν οι υπολογισμοί με τα δεδομένα της ενότητας 4.4.1 για τα συστημάτα υποστήριξης αλλά, λόγω κυρίως της μεγάλης αρχικής παραμόρφωσης πριν την εφαρμογή της υποστήριξης, θεωρήθηκαν ακατάλληλα. Για το λόγο αυτό προσδιορίστηκαν εκ νέου και παρουσιάζονται στη συνέχεια.

ί. Σκυρόδεμα

Στον Πίνακα 4.14 παρουσιάζονται οι νέες τιμές για υποστήριξη με επένδυση σκυροδέματος, ενώ στον Πίνακα 4.15, παρουσιάζονται οι τιμές για τη σταθερά δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης του συστήματος.

Σημειώνεται ότι οι διάφορες αλλαγές στις τιμές των παραμέτρων του συστήματος υποστήριξης είναι ως προς το πάχος της επένδυσης η οποία αυξήθηκε από 0,05m σε 0,1m, στην αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σκυροδέματος, η οποία από 34,5MPa μειώθηκε σε 14MPa και στην αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης η οποία μειώθηκε από 0,025m σε 0,014m.

	Συμβολισμός / Μονάδες	Νέες τιμές
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος :	E _c (MPa)	20700
Λόγος Poisson για σκυρόδεμα :	Vc	0,25
Πάχος επένδυσης :	t _c (m)	0,10
Ακτίνα ανοίγματος :	r _i (m)	5,33
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σκυροδέματος :	σ _{c.conc.} (MPa)	14
Αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης :	u _{io} (m)	0.014

Πίνακας 4.14: Νέα δεδομένα για υποστήριξη με επένδυση σκυροδέματος

Πίνακας 4.15: Τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης υποστήριξης για υποστήριξη με σκυρόδεμα

	Νέες τιμές
$k_{c} = \frac{E_{c}(r_{i}^{2} - (r_{i} - t_{c})^{2})}{(1 + v_{c})((1 - 2v_{c})r_{i}^{2} + (r_{i} - t_{c})^{2}}$	420,8 (MPa)
$P_{scmax} = \frac{1}{2}\sigma_{c.conc.}(1 - \frac{(r_{i} - t_{c})^{2}}{r_{i}^{2}})$	0,26 (MPa)

Από την εξίσωση της ευθείας:

$$u_i = u_{io} + \frac{p_i r_i}{k}$$

για p_i=0MPa προκύπτει u_i=0,014m και για p_i=0,26MPa προκύπτει u_i=0,017m. Από τα παραπάνω ζεύγη σημείων σχεδιάζεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για το σύστημα (Σχήμα 4.21).



Σχήμα 4.21: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση επένδυσης με σκυρόδεμα, με τις νέες τιμές

Όπως παρατηρείται στο Σχήμα 4.21 η καμπύλη αντίδρασης της υποστήριξης, με σκυρόδεμα τέμνει την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος άρα μπορεί να επιτευχθεί υποστήριξη.

ii. Χαλύβδινα πλαίσια

Στον Πίνακα 4.16 παρουσιάζονται οι νέες τιμές για υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια, ενώ στον Πίνακα 4.17, παρουσιάζονται οι τιμές για τη σταθερά δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης του συστήματος.

Σημειώνεται ότι οι διάφορες αλλαγές στις τιμές των παραμέτρων του συστήματος υποστήριξης είναι ως προς την αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης, όπου από 0,075m έγινε 0,014m.

	Συμβολισμός / Μονάδες	Νέες τιμές
Πλάτος φλάντζας πλαισίου :	W (m)	0,1059
Ύψος διατομής :	X (m)	0,2023
Διατομή πλαισίου :	A _s (m ²)	0,0043
Ροπή αδρανείας πλαισίου :	I _s (m ⁴)	0,0000267
Μέτρο ελαστικότητας :	E _s (MPa)	207000
Τάση διαρροής χάλυβα :	σ _{ys} (MPa)	245
Ακτίνα ανοίγματος :	ri (m)	5,33
Απόσταση πλαισίων καταμήκος του ανοίγματος :	S (m)	1,52
Το μισό της γωνίας μεταξύ των σημείων στήριξης :	θ°	11,25
Πάχος ενδιάμεσων στηριγμάτων υποστήριξης :	t _B (m)	0,25
Μέτρο ελαστικότητας υλικού ενδιάμεσων στηριγμάτων υποστήριξης :	E _B (Mpa)	10000
Αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης :	u _{io} (m)	0,014

Πίνακας 4.16: Νέα δεδομένα για υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια

Πίνακας 4.17: Νέες τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης υποστήριξης

	Νέες τιμές
$\frac{1}{k_s} = \frac{\mathrm{s}\mathrm{r}_{\mathrm{i}}}{\mathrm{E}_{\mathrm{s}}\mathrm{A}_{\mathrm{s}}} + \frac{\mathrm{s}\mathrm{r}_{\mathrm{i}}^3}{\mathrm{E}_{\mathrm{s}}\mathrm{I}_{\mathrm{s}}} \left(\frac{\theta(\theta + Sin\thetaCos\theta)}{2\mathrm{Sin}^2\theta} - 1\right) + \frac{2\mathrm{S}\thetat_B}{\mathrm{E}_{\mathrm{B}}\mathrm{W}^2}$	0,0118 (MPa)
$P_{scmax} = \frac{3 A_{s} I_{s} \sigma_{ys}}{2 S r_{i} \theta (3I_{s} + XA_{s}(r_{i} - \left(t_{B} + \frac{1}{2}X\right))(1 - Cos\theta)}$	0,16 (MPa)

Από την εξίσωση της ευθείας:

$$u_i = u_{io} + \frac{p_i r_i}{k}$$

για p_i=0(MPa) προκύπτει u_i=0,014m και για p_i=0,16(MPa) προκύπτει u_i=0,024m. Από τα παραπάνω ζεύγη σημείων σχεδιάζεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για το σύστημα (Σχήμα 4.22).



Σχήμα 4.22: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια, με τις νέες τιμές

ίἰἰ. Αγκύρια

Στον Πίνακα 4.18 παρουσιάζονται οι νέες τιμές για υποστήριξη με αγκύρια, ενώ στον Πίνακας 4.19, παρουσιάζονται οι τιμές για τη σταθερά δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης του συστήματος.

Σημειώνεται ότι οι διάφορες αλλαγές στις τιμές των παραμέτρων του συστήματος υποστήριξης είναι ως προς το μήκος της ράβδου από 3m σε 2m, ως προς τη διάμετρο της ράβδου από 0,025m σε 0,019m, την αντοχή εξόλκευσης από 0,285MN σε 0,18MN, την απόσταση μεταξύ αγκυρίων επί της διατομής μελέτης από 1,52m έγινε 0,5m, την απόσταση μεταξύ αγκυρίων παράλληλα με τον άξονα του ανοίγματος από 1,52m σε 0,5m και ως προς αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης από 0,025m σε 0,014m.

	Συμβολισμός /	Νέες
	Μονάδες	τιμές
Μήκος ράβδου ή καλωδίου :	l (m)	2
Διάμετρος ράβδου ή καλωδίου :	db (m)	0,019
Μέτρο ελαστικότητας ράβδου ή καλωδίου :	Eb (MPa)	20700 0
Συντελεστής τάσης παραμόρφωσης σώματος και κεφαλής κοχλία :	Q (m/MN)	0,143
Αντοχή εξόλκευσης κοχλία :	Tbf (MN)	0,18
Ακτίνα ανοίγματος :	ri (m)	5,33
Απόσταση μεταξύ αγκυρίων επί της διατομής μελέτης :	sc (m)	0,5
Απόσταση μεταξύ αγκυρίων παράλληλα με τον άξονα του ανοίγματος :	sl (m)	0,5
Αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης :	uio	0,014

Πίνακας 4.18: Αρχικά και προσαρμοσμένα δεδομένα για υποστήριξη με αγκύρια

Πίνακας 4.19: Νέες τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας και της μέγιστης τάσης υποστήριξης

	Νέες τιμές
$\frac{1}{k_b} = \frac{s_c s_l}{r_i} \left(\frac{4l}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right)$	0,008 (MPa)
$P_{sbmax} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l}$	0,72 (MPa)

Από την εξίσωση της ευθείας:

$$u_i = u_{io} + \frac{p_i r_i}{k}$$

για p_i=0 προκύπτει u_i=0,014 και για p_i=0726 προκύπτει u_i=0,0044. Από τα παραπάνω ζεύγη σημείων σχεδιάζεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για το σύστημα μας (Σχήμα 4.23).



Σχήμα 4.23: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με αγκύρια, με τις νέες τιμές

Από τα παραπάνω δεδομένα δημιουργείται ένα συγκεντρωτικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης και για τα τρία συστήματα υποστήριξης (Σχήμα 4.24):



Σχήμα 4.24: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, με τα νέα δεδομένα για τα συστήματα υποστήριξης

Από το παραπάνω διάγραμμα με τα συστήματα υποστήριξης όπως αυτά έχουν προδιαγραφεί νωρίτερα προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Η υποστήριξη με αγκύρια αναπτύσσει την μεγαλύτερη μέγιστη τάση από τα άλλα δύο συστήματα ενώ η υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια την μικρότερη.
- Η υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια και η υποστήριξη με σκυρόδεμα έχουν ίδια αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης, όμως τα χαλύβδινα πλαίσια επιτυγχάνουν την μέγιστη τάση τους σε μεγαλύτερη παραμόρφωση (χρόνο), σε σχέση με το σκυρόδεμα, λόγω μεγαλύτερου συντελεστή δυσκαμψίας.

Επιπλέον από τα παραπάνω δεδομένα σε συνδυασμό με τα δεδομένα των συστημάτων υποστήριξης της ενότητας 4.4.1 (αρχικά δεδομένα) παρουσιάζεται συγκεντρωτικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης (Σχήμα 4.25).



Σχήμα 4.25: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, με τα νέα και αρχικά δεδομένα για τα τρία συστήματα υποστήριξης

Από το παραπάνω διάγραμμα είναι φανερή η ακαταλληλότητα των αρχικών συστημάτων υποστήριξης, όπως αναφέρθηκε και στην αρχή αυτής της υποενότητας, καθώς οι αρχικές παραμορφώσεις πριν την εφαρμογή της υποστήριξης είναι πολύ μεγάλες με αποτέλεσμα όταν γίνει η εφαρμογή της υποστήριξης το άνοιγμα να έχει ήδη αστοχήσει.

4.4.2.2 Περίπτωση 2^η επαναπροσδιορισμός δεδομένων ενότητας 4.4.1 (αρχικά δεδομένα) βάσει γενικευμένου κριτηρίου

Γνωρίζοντας τις τιμές m, s του μητρικού πετρώματος και για D=0, εφαρμόζεται δοκιμή και σφάλμα, εισάγοντας διάφορες τιμές στο GSI και mi, μέχρι επίτευξης όσο το δυνατό παρόμοιων αποτελεσμάτων με τα ήδη γνωστά m και s (Σχήμα 4.26). Στη συνέχεια κρατώντας ίδιες τις τιμές GSI και mi, δοκιμάζονται διάφορες τιμές D μέχρι επίτευξης όσο το δυνατό παρόμοιων αποτελεσμάτων με τα είδη γνωστά m και s για το διαταραγμένο πέτρωμα (Σχήμα 4.27). Με την παραπάνω διαδικασία προσδιορίζεται η σταθερά διαταραγμένου πετρώματος a και οι πιθανές αλλαγές στις παραμέτρους τάσης τόσο του μητρικού αλλά και του διαταραγμένου πετρώματος.

Hoek-Brown Classification						
sigci	69	🗄 MPa	æ			
GSI	42	-	æ			
mi	4	-	æ			
D	0	-	æ			
💽 Ei	1380	📑 MPa				
OMB			æ			
Hoek-B	rown Crite	erion				
mb	0.504					
s	0.0016					
a	0.510					

Σχήμα 4.26: Επαναπροσδιορισμός σταθερών μητρικού πετρώματος (Rocklab)

Hoek-Brown Classification							
sigci	69	🕂 MPa	æ				
GSI	42	•	æ				
mi	4	- -	æ				
D	0.875	-	æ				
💿 Ei	1380	🕂 MPa					
CMB			æ				
Hoek-B	rown Crite	rion					
mb	0.101						
s	0.0001						
а	0.510						

Σχήμα 4.27: Επαναπροσδιορισμός σταθερών διαταραγμένου πετρώματος (Rocklab)

Αφού έχουν επαναπροσδιοριστεί τα δεδομένα του προβλήματος (Πίνακας 4.20) ακολουθεί η διαδικασία επίλυσης του προβλήματος ή οποία είναι ίδια με την ανάλυση που αναπτύχθηκε στην υποενότητα 4.2.2.1 και για λόγους συντομίας θα παρουσιαστούν μόνο τα αποτελέσματα (Πίνακες 4.20, 4.21, 4.22, 4.23).

	Συμβολισμός / Μονάδες	Τιμές
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη αρχικού	α. (MPa)	69 00

Πίνακας 4.20: Δεδομένα	προβλήματος βάσει	του γενικευμένου	κριτηρίου Hoek – Brown
------------------------	-------------------	------------------	------------------------

	111010005	
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη αρχικού πετρώματος :	σ _c (MPa)	69,00
Σταθερά αρχικού πετρώματος :	m	0,504
Σταθερά αρχικού πετρώματος :	S	0,0016
Μέτρο ελαστικότητας :	E (MPa)	1380,00
Λόγος Poisson :	V	0,20
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	m _r	0,101
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	Sr	0,0001
Φαινόμενο βάρος διαταραγμένου πετρώματος :	γ _r (MN/m ³)	0,02
Τάση πεδίου :	p₀ (MPa)	3,31
Ακτίνα ανοίγματος :	r _i (m)	5,33
Σταθερά διαταραγμένου πετρώματος :	а	0,51

Πίνακας 4 21. Ζείινη	ι τιμών (n μί) τ	της καιμπύλης αποτόνι	υσης του πετοώματος
ι πνακάς π.Ζ.ι. Ζευγη	$[\Pi \mu \omega v (\mu - u)]$	της καμπολίης αποτονό	ούης του πειρωματός

Pi (MPa)	/IPa) 0,05 0,10 0		0,20	0,50	0,70 0,90		0,95
-u _i (m)	0,1074	0,0744	0,0473	0,0220	0,0156	0,0118	0,0111

Πίνακας 4.22: Συγκεντρωτικές τιμές τάσης υποστήριξης οροφής-πατώματος ανοίγματος

p _{roof} (MPa)	0,13	0,17	0,25	0,52	0,71	0,90	0,95
p _{floor} (MPa)	-0,03	0,03	0,15	0,48	0,69	0,90	0,95

Από τα παραπάνω δεδομένα προκύπτει η καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος για την πλαστική περιοχή Σχήμα 4.28.



Σχήμα 4.28: Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος για την πλαστική περιοχή βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown

Πίνακας 4.23: Ζεύγη τιμών της καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος στην ελαστική περιοχή

p _i (MPa)	0,97	1,00	1,10	1,60
u _i (m)	0,0108	0,0107	0,00102	0,0079

Από τα παραπάνω δεδομένα προκύπτει η καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος για την πλαστική περιοχή και ελαστική περιοχή Σχήμα 4.29.



Σχήμα 4.29: Καμπύλη αποτόνωσης πετρώματος (πλαστική –ελαστική περιοχή) βάσει του γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown

Για τον υπολογισμό των διαγραμμάτων τάσης υποστήριξης, έγιναν οι υπολογισμοί με τα δεδομένα των συστημάτων υποστήριξης της ενότητας 4.4.1 (αρχικά δεδομένα) αλλά όπως παρατηρήθηκε οι μέγιστες τάσεις των αρχικών τύπων υποστήριξης ήταν μικρές σε σχέση με την καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος και για τον λόγο αυτό έγιναν οι υπολογισμοί με προσαρμοσμένες τιμές. Για λόγους συντομίας η σύγκριση των αρχικών δεδομένων με τα νέα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στους πίνακες 4.24, 4.25 και 4.26 αλλά και στα αντίστοιχα διαγράμματα 4.30, 4.31 και 4.32 ανά τύπο υποστήριξης.

ί. Σκυρόδεμα

Πίνακας 4.24:	Αρχικά	και	προσαρμοσμένα	δεδομένα	για	υποστήριξη	με	επένδυση
σκυροδέματος								

	Συμβολισμός / Μονάδες	Αρχικές τιμές	Προσαρμοσμένες τιμές
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος :	E _c (MPa)	20700	20700
Λόγος Poisson για σκυρόδεμα :	Vc	0,25	0,25
Πάχος επένδυσης :	t _c (m)	0,05	0,08
Ακτίνα ανοίγματος :	r _i (m)	5,33	5,33
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη σκυροδέματος :	σ _{c.conc.} (MPa)	34,5	34,5
Αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης :	u _{io} (m)	0.025	0.025



Σχήμα 4.30: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση επένδυσης με σκυρόδεμα, με τις αρχικές και τις προσαρμοσμένες τιμές

ii. Χαλύβδινα πλαίσια

Πίνακας 4.25: Αρχικά και προσαρμοσμένα δεδομένα για υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια

	Συμβολισμός	Αρχικές	Προσαρμο-	
	/ Μονάδες	τιμές	σμένες τιμές	
Πλάτος φλάντζας πλαισίου :	W (m)	0,1059	0,1059	
Ύψος διατομής :	X (m)	0,2023	0,2023	
Διατομή πλαισίου :	A _s (m ²)	0,0043	0,0043	
Ροπή αδρανείας πλαισίου :	l _s (m ⁴)	0,0000267	0,0000267	
Μέτρο ελαστικότητας :	E _s (MPa)	207000	207000	
Τάση διαρροής χάλυβα :	σ _{ys} (MPa)	245	245	
Ακτίνα ανοίγματος :	ri (m)	5,33	5,33	
Απόσταση πλαισίων	S (m)	1 52	0.5	
καταμήκος του ανοίγματος :	0 (11)	1,02	0,0	
Το μισό της γωνίας μεταξύ	θ°	11 25	11 25	
των σημείων στήριξης :		,=0	11,20	
Πάχος ενδιάμεσων	t _P (m)	0.25	0.25	
στηριγμάτων υποστήριξης :	чв (тт)	0,20	0,20	
Μέτρο ελαστικότητας υλικού				
ενδιάμεσων στηριγμάτων	Е _в (Мра)	10000	10000	
υποστήριξης :				
Αρχική παραμόρφωση πριν	u. (m)	0.075	0.025	
εφαρμογή της υποστήριξης :	u _{io} (111)	0,075	0,025	



Σχήμα 4.31: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια, με τις αρχικές και τις προσαρμοσμένες τιμές

iii. Αγκύρια

	Συμβολισμός / Μονάδες	Αρχικές τιμές	Προσαρμοσμένες τιμές
Μήκος ράβδου ή καλωδίου :	l (m)	3	3
Διάμετρος ράβδου ή καλωδίου :	db (m)	0,025	0,025
Μέτρο ελαστικότητας ράβδου ή καλωδίου :	Eb (MPa)	207000	207000
Συντελεστής τάσης παραμόρφωσης σώματος και κεφαλής κοχλία :	Q (m/MN)	0,143	0,143
Αντοχή εξόλκευσης κοχλία :	Tbf (MN)	0,285	0,285
Ακτίνα ανοίγματος :	ri (m)	5,33	5,33
Απόσταση μεταξύ αγκυρίων επί της διατομής μελέτης :	sc (m)	1,52	1,00
Απόσταση μεταξύ αγκυρίων παράλληλα με τον άξονα του ανοίγματος :	sl (m)	1,52	1,00
Αρχική παραμόρφωση πριν την εφαρμογή της υποστήριξης :	uio	0,025	0,025

Πίνακας 4.26: Αρχικά και προσαρμοσμένα δεδομένα για υποστήριξη με αγκύρια



Σχήμα 4.32: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης για την περίπτωση υποστήριξης με αγκύρια, με τις αρχικές και τις προσαρμοσμένες τιμές

Από τα παραπάνω δεδομένα δημιουργούνται δύο συγκεντρωτικά διαγράμματα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης και για τα τρία συστήματα υποστήριξης, όπως αυτά έχουν προδιαγραφεί νωρίτερα, όπου στο ένα παρουσιάζονται τα προσαρμοσμένα δεδομένα (Σχήμα 4.33) και στο δεύτερο τα αρχικά (ενότητα 4.4.1) μαζί με τα προσαρμοσμένα (Σχήμα 4.34):



Σχήμα 4.33: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, με τα προσαρμοσμένα δεδομένα για τα τρία συστήματα υποστήριξης



Σχήμα 4.34: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης πετρώματος-υποστήριξης, με τα αρχικά και προσαρμοσμένα δεδομένα, για τα τρία συστήματα υποστήριξης

Από το παραπάνω διάγραμμα είναι φανερή η ακαταλληλότητα των αρχικών συστημάτων υποστήριξης (ενότητα 4.4.1), όπως αναφέρθηκε και στην αρχή αυτής της υποενότητας, καθώς οι μέγιστες τάσεις που αναπτύσσουν δεν αρκούν στο να καλύψουν τις περιπτώσεις καμπύλης αποτόνωσης οροφής και τοιχωμάτων.

4.4.3. Σύγκριση αποτελεσμάτων από την εφαρμογή αρχικού και γενικευμένου κριτηρίου Hoek – Brown

Οι εξισώσεις και η διαδικασία επίλυσης του προβλήματος, όπως αυτό παρουσιάστηκε στην αρχή της ενότητας 4.4, είτε βάσει του αρχικού κριτηρίου είτε βάσει των δύο περιπτώσεων του γενικευμένου, είναι ίδιες. Παρόλα αυτά λόγω τον διαφορετικών δεδομένων για την κάθε μια από τις τρεις περιπτώσεις προκύπτουν κάποιες διαφορές στις καμπύλες αποτόνωσης του πετρώματος όπως φαίνεται συγκεντρωτικά στο Σχήμα 4.35.

Επιπλέον η κρίσιμης τάσης υποστήριξης p_{icr} που είναι καθοριστική για τον σχεδιασμό της καμπύλης αποτόνωσης στην περίπτωση του αρχικού κριτηρίου υπολογίστηκε p_{icr}=0,67 MPa ενώ βάσει του γενικευμένου κριτηρίου για την Περίπτωση 1 είναι p_{icr}=0,33 MPa και για την Περίπτωση 2 p_{icr}=0,97 MPa (Πίνακας 4.27).

	Αρχικό κριτήριο	Γενικευμένο κριτήριο		
		Περίπτωση 1 ^η	Περίπτωση 2 ^η	
Pic	0,67 MPa	0,33 MPa	0,97 MPa	

Πίνακας 4.27: Τιμές p_{ic} για τους τρεις τρόπους επίλυσης του παραδείγματος.





Από την παραπάνω καμπύλη αποτόνωσης του πετρώματος προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα για τις τρεις περιπτώσεις διερεύνησης που παρουσιάστηκαν νωρίτερα :

- Σύμφωνα με την περίπτωση 1 του γενικευμένου κριτηρίου, το πέτρωμα αναπτύσσει τις μικρότερες παραμορφώσεις και απαιτεί την μικρότερη τάση υποστήριξης από τις άλλες περιπτώσεις που διερευνήθηκαν.
- Στην περίπτωση 2 του γενικευμένου κριτηρίου, το πέτρωμα αναπτύσσει
 τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις και απαιτεί την υψηλότερη τάση υποστήριξης από τις άλλες περιπτώσεις που διερευνήθηκαν.
- Στην περίπτωση του αρχικού κριτηρίου το πέτρωμα συμπεριφέρεται παρόμοια με την περίπτωση 2 του γενικευμένου κριτηρίου, με μία μετατόπιση τις καμπύλης αποτόνωσης προς τα κάτω κατά 0,3 MPa.

5. Συμπεράσματα

Από την διερεύνηση της καμπύλης απόκρισης των πετρωμάτων, μέσω του αλγορίθμου που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 4, με θεωρητικό υπόβαθρο το κριτήριο αστοχίας βραχομάζας Hoek – Brown που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 2 προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Ανεξαρτήτως επιλογής κριτηρίου Hoek Brown, αρχικού ή γενικευμένου και στις δύο περιπτώσεις τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τον αλγόριθμο εξαρτώνται από τα δεδομένα του πετρώματος που θα εισαχθούν. Για το λόγο αυτό πρέπει να υπολογίζονται ή να επιλέγονται (από τις τιμές του προγράμματος Rocklab) όσο το δυνατό πιο αντιπροσωπευτικά δεδομένα για το πέτρωμα του ανοίγματος.
- Επιπλέον οι παραδοχές που έγιναν για την απλούστευση του προβλήματος δημιουργούν σοβαρούς περιορισμούς ως προς την ακρίβεια και την εφαρμοσιμότητα αυτής της ανάλυσης στο πεδίο. Ο πιο σημαντικός περιορισμός είναι, το ότι είναι ακριβής μόνο σε κυκλικά ανοίγματα που υπόκεινται σε ίσες οριζόντιες και κατακόρυφες τάσεις πεδίου.
- Παρόλα αυτά όμως η παραπάνω ανάλυση μπορεί να δώσει μία πρώτη και πολύ σημαντική εικόνα, στο μηχανικό-μελετητή, για τις συνθήκες που επικρατούν στο άνοιγμα και σε συνδυασμό με τις επιτόπου παρατηρήσεις ως προς τις συνθήκες που επικρατούν στο πεδίο να οδηγηθεί σε σωστή επίλυση του προβλήματος

Βιβλιογραφία και αναφορές

Ελληνική

- 1. Αγιουτάντης, Ζ., (2002), *Στοιχεία Γεωμηχανικής, Μηχανική Πετρωμάτων*, Εκδοτικός Όμιλος Ίων, Αθήνα
- Καββαδάς, Μ., (2000), Σχεδιασμός Υπόγειων έργων, Σημειώσεις Μαθήματος, Εθνικό Μετσόβειο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Οικονομόπουλος, Ι.Ν., (1973), Εκμετάλλευσις Μεταλλείων-Υποστήριξις, Αθήνα

Διεθνής

- 1. Carranza-Torres, C and J. Labuz, *Tunnel support systems, Technologies and design. The Convergence-Confinement Method*, Class notes on Underground Excavations in Rock, <u>http://www.cctrockengineering.com/notes_UofM/Topic_9_%5BCCM%5D.p</u><u>df</u>
- Carranza-Torres, C and J. Labuz, *Elastic solution of a circular tunnel*, Class notes on Underground Excavations in Rock <u>http://www.cctrockengineering.com/notes_UofM/Topic_3_%5BLame%5D.</u> pdf
- 3. Hoek, E. and E.T. Brown, (1980), *Underground Excavations in Rock*, Institution of Mining and Metallurgy
- 4. Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002), *Hoek-Brown criterion -2002 edition*. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.
- 5. Hoek E., *Practical Rock Engineering*, (2007), Hoeks's Corner, Rockscience, <u>http://www.rocscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp</u>

Βιβλιογραφικές αναφορές

- 1. Brady, B.H.G and E.T. Brown, (1985), *Rock Mechanics for Underground Mining*, George Allen and Unwin, 527p
- 2. Goodman, R.E., (1980), *Introduction to Rock Mechanics*, John Wiley, New York
- 3. Hoek, E. P.K. Kaiser and W.F. Bawden, (1993), *Support of Underground Excavations in Hard Rock*, Clearance Center, Danvers, USA
- 4. Marinos, P., Hoek, E., Marinos, V. 2006. Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: the case of ophiolites with special emphasis on tunnelling. Bull. Eng. Geol. Env., 65(2), 129-142