

Εφαρμογή και διερεύνηση της μεθόδου ανάλυσης αλληλεπιδράσεως πετρώματος και συστήματος κοχλίωσης σε υπόγειες βωξιτικές μεταλλευτικές εκσκαφές

I.N. Οικονομόπουλος*
N.I. Κορωνάκης*
I.Γ. Μάστορης*

(Εργαστήριο Μεταλλευτικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π.)

Στην παρούσα εργασία επιχειρείται μια ρεαλιστική προσέγγιση της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως μεταξύ της μάζας του πετρώματος που περιβάλλει μια υπόγεια εκσκαφή και του συστήματος υποστήριξης, το οποίο σχεδιάζεται και χρησιμοποιείται προκειμένου να αντιμετωπίσει τις συνέπειες που είναι ενδεχόμενο να προκύψουν ως αποτέλεσμα της ανακατανομής των τάσεων εξαιτίας της διάνοιξης της εκσκαφής. Προς τον σκοπό αυτό, διενεργήθηκε συγκριτικός πειραματικός έλεγχος επί καταναμιγμένων και σημειακών αγκυρώσεων που χρησιμοποιούνται ως στοιχεία συστηματικής υποστήριξης υπογείων βωξιτικών εκμεταλλεύσεων, καθώς και διεξοδική παραμετρική ανάλυση των αποτελεσμάτων τα οποία προκύπτουν από τον υπολογισμό των τάσεων και παραμορφώσεων περί της εκσκαφής. Παρά τις ωρισμένες αναπόφευκτες απλοποιητικές παραδοχές, η παρουσιαζόμενη μέθοδος, υποβοηθούμενη και από μια σχετικά εκτεταμένη τασική ανάλυση, αποτελεί γενικά ένα αξιόλογο και εύχρηστο εργαλείο για την βαθύτερη κατανόηση των κυριωτέρων παραμέτρων που υπεισέρχονται στο πρόβλημα της υποστήριξης των υπογείων εκσκαφών. Επιπροσθέτως, με τη βοήθεια και του καταρτισθέντος προγράμματος H/Y αποδεικνύεται ιδιαίτερα χρήσιμη κατά την υπόγεια εκμετάλλευση βωξιτικών κοιτασμάτων, τα προβλήματα υποστήριξης των οποίων εξετάζονται για πρώτη φορά υπό το προεκτεθέν πρίσμα.

I.N. Οικονομόπουλος *
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

N.I. Κορωνάκης *
Διπλ. Μεταλλειολόγος - Μεταλλουργός Μηχ. Ε.Μ.Π.
Υποψήφιος Διδάκτορας Ε.Μ.Π.

I.Γ. Μάστορης *
Διπλ. Μεταλλειολόγος - Μεταλλουργός Μηχ. Ε.Μ.Π.

1. Εισαγωγή

Στα πλαίσια της συνήθους πρακτικής κατά τη μελέτη και το σχεδιασμό της υποστήριξης της οροφής των υπογείων μεταλλευτικών εκσκαφών, αλλά και γενικότερα των υπογείων τεχνικών έργων δια της μεθόδου της κοχλίωσης, παρουσιάζονται κατά κανόνα υπολογισμοί που βασίζονται ως επί το πλείστον είτε σε εμπειρικά γεωμηχανικά μοντέλα, είτε σε σχετικά απλές συμβατικές σχέσεις της μηχανικής δια των οποίων υπολογίζεται το νεκρό βάρος πετρώματος οροφής το οποίο υποχρεούται να φέρει με ασφάλεια το υπό μελέτη σύστημα κοχλίωσης.

Είναι γενικά παραδεκτό ότι αυτή η μελετητική τακτική, λόγω κυρίως της απλουστευτικής διατύπωσης του προβλήματος στο οποίο καλείται να δώσει λύση καθώς και της χαρακτηριστικής ευκολίας και ταχύτητας του σχετικού υπολογισμού, έχει υιοθετηθεί στις περισσότερες περιπτώσεις τεχνικών εφαρμογών της κοχλίωσης ιδιαίτερα δε στο μεταλλευτικό χώρο. Δεν είναι όμως σπάνιο το φαινόμενο, τα αποτελέσματά της να χαρακτηρίζονται, είτε από επιλογή υπερβολικά υψηλών συντελεστών ασφαλείας, είτε από σχετική ομοιότητα ακόμα και για τελείως διαφορετικές περιπτώσεις από πλευράς συνθηκών υποστήριξης και τύπου των στοιχείων του συστήματος κοχλίωσης. Ο βασικός λόγος που συντελεί στο παραπάνω γεγονός είναι η πλήρης — συνήθως — «αποστασιοποίηση» των εν λόγω μεθόδων από τις επί τόπου επικρατούσες ειδικές παραμέτρους, που αφορούν αφ' ενός στις φυσικομηχανικές ιδιότητες του πετρώματος που πρόκειται να κοχλιωθεί και αφ' ετέρου στα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά του υπό μελέτη τύπου κοχλίας.

Θα πρέπει όμως να τονισθεί, ότι κατά τη μελέτη της κοχλίωσης είναι απαραίτητο να λαμβάνονται υπ' όψη οι «δομικές» ιδιότητες της μάζας του πετρώματος προκειμένου να βελτιώνεται αποτελεσματικά η σταθερότητα και συνεπώς η ασφάλεια της υπόγειας εκσκαφής. Ως γνωστό, ο βασικός στόχος της κοχλίωσης ως μεθόδου υποστήριξης είναι να υποβοηθήσει το πέτρωμα ώστε αυτό με τη σειρά του να διατηρήσει και να αυξήσει την ικανότητα αυτουποστήριξής του. Γι' αυτό το λόγο η αρχή της αλληλεπίδρασης πετρώματος και κοχλίωσης θα πρέπει να αποτελεί την κεντρική ιδέα του σχεδιασμού, καθοριζόμενη από τις εκάστοτε γεωτεχνικές ιδιότητες του αδιαρρήκτου και του διαρρηγμένου πετρώματος, τα χαρακτηριστικά των ασυνχειών, το μέγεθος και το σχήμα της εκσκαφής, το τασικό πεδίο, τις επισυμβαίνουσες παραμορφώσεις, κ.τ.λ. Η συμπεριφορά της υπόγειας εκσκαφής, η λειτουργία του συστήματος κοχλίωσης αλλά και το συνδυαστικό αποτέλεσμά τους εξαρτάται άμεσα από τα χαρακτηριστικά των τάσεων και παραμορφώσεων του πετρώματος και του κοχλίας, καθώς επίσης και από τον τρόπο και το χρόνο τοποθέτησης της υποστήριξης.

Η βασική αρχή της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως πετρώματος και συστήματος υποστήριξης στο σχεδιασμό της απαιτούμενης ανταπόκρισης του συστήματος ισχυροποίησης του πετρώματος στις επισυμβαίνουσες παραμορφώσεις εξαιτίας της ανακατανομής των τάσεων λόγω της όρυξης της υπόγειας εκσκαφής, αναπτύχθηκε λεπτομερώς από τον Deere et al (1970), είχε όμως διατυπωθεί για πρώτη φορά από τον R. Fenner στην Αυστρία το 1938. Στη συνέχεια μελετήθηκε από άλλους επιστήμονες και εφαρμόστηκε από τον Brown et al (1983). Αξιοσημείωτη είναι επίσης η συμβολή του B. Stimpson (1991) στην επέκταση της μεθόδου. Οι πιο γνωστές εφαρμογές της μεθόδου αφορούν μελέτες υποστήριξης υπογείων τεχνικών έργων, κυρίως σιδηρών, ενώ σπανιότερες είναι εκείνες που αναφέρονται στο μεταλλευτικό χώρο, ενδεχομένως λόγω της σχετικής δυσκολίας στην απόκτηση όλων των αναγκαίων δεδομένων εισαγωγής για την επίλυση του προβλήματος, αλλά και των μεγαλύτερων υπολογιστικών

απαιτήσεων της μεθόδου συγκριτικά με τις ήδη υπάρχουσες εμπειρικές ή αναλυτικές μεθόδους υπολογισμού ενός συστήματος κοχλίωσης.

Στον ελληνικό χώρο δεν έχουν ανακοινωθεί αντίστοιχες εφαρμογές της μεθόδου, τουλάχιστον σε υπόγειες μεταλλευτικές εκσκαφές. Είναι συνεπώς αναγκαία η διερεύνηση της αξίας και της ορθότητας της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως πετρώματος και συστήματος υποστήριξης και η συγκριτική μελέτη της σχέσης κόστους και τεχνικού αποτελέσματος της μεθόδου προς την κατεύθυνση της επιλογής του πλέον αποτελεσματικού συστήματος κοχλίωσης.

Στα επόμενα περιγράφεται συνοπτικά η προσπάθεια του Εργαστηρίου Μεταλλευτικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π. σε συνεργασία με τις Εταιρείες «Α.Ε.Μ. ΒΩΞΙΤΑΙ ΠΑΡΝΑΣΣΟΥ» και «Α.Β.Μ.Ε. ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΒΩΞΙΤΑΙ ΕΛΙΚΩΝΟΣ - Γ.Α. ΜΠΙΑΡΛΟΣ», για την εφαρμογή της μεθόδου στο συγκεκριμένο φάσμα τεχνικογεωλογικών συνθηκών των περιβαλλόντων τις υπόγειες εκμεταλλεύσεις (των εν λόγω Εταιρειών) ασβεστολιθικών πετρωμάτων, και στους χρησιμοποιούμενους τύπους κοχλιών, τόσο σημειακής (αναπτυσσομένου κελύφους) όσο και κατανεμημένης (με ρητίνες) αγκύρωσης. Πρέπει να σημειωθεί ότι για τη λήψη των απαραίτητων δεδομένων εισαγωγής της μεθόδου καταστρώθηκε και εκτελέσθηκε λεπτομερές πρόγραμμα επί τόπου δοκιμών, μετρήσεων ελέγχου και ποσοτικών εκτιμήσεων στα υπόγεια εργοτάξια των παραπάνω Εταιρειών, μετά από ευγενική παραχώρηση των σχετικών αδειών από μέρος των Διευθύνσεών τους (ΚΟΡΩΝΑΚΗΣ 1990, ΜΑΣΤΟΡΗΣ 1991) προς τις οποίες εκφράζουμε τις θερμές μας ευχαριστίες.

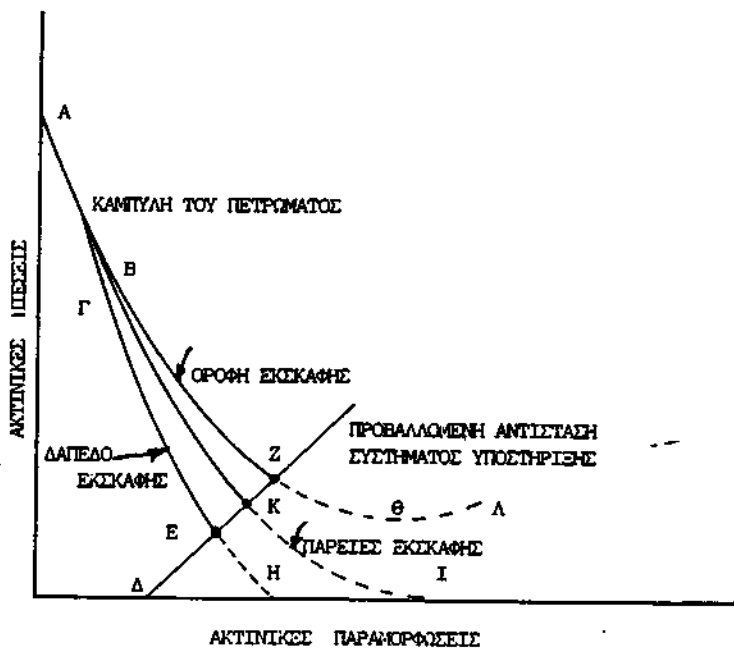
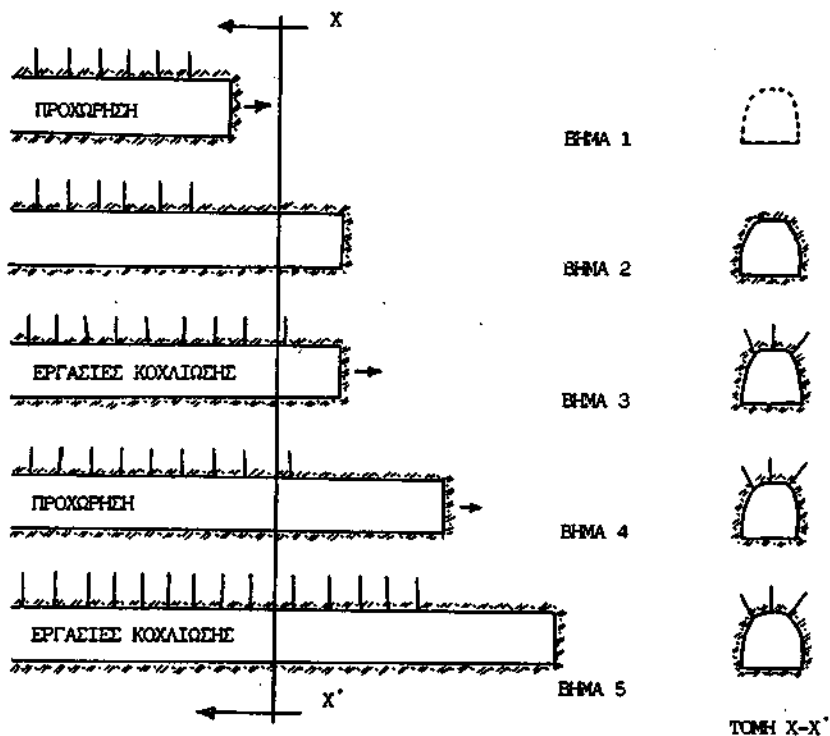
Για την κατά το δυνατόν πληρέστερη παρουσίαση της πρακτικής εφαρμογής της μεθόδου, παρατίθεται αρχικά η ποιοτική ανάλυση υπό τις ισχύουσες απλοποιητικές παραδοχές και η ποσοτική ανάλυση των τάσεων και παραμορφώσεων για το διμερές σύστημα πετρώματος και κοχλίωσης, καθώς και ο κατάλογος εντολών του αλγορίθμου του χρησιμοποιηθέντος προγράμματος Η/Υ. Ακολουθεί η διεξοδική περιγραφή της διαδικασίας επιλογής των δεδομένων εισαγωγής, η γραφική παρουσίαση των αποτελεσμάτων της εφαρμογής και οι σχετικές παρατηρήσεις και εκτιμήσεις επ' αυτών.

2. Θεωρητική παρουσίαση της μεθόδου

2.1. Ποιοτική ανάλυση

Όπως είναι γνωστό κατά την όρυξη μιας υπόγειας εκσκαφής το περιβάλλον αυτή πέτρωμα τείνει να μετακινηθεί προς το εσωτερικό της, καθώς υπόκειται σε παραμορφώσεις υπό το κράτος του εκάστοτε υφισταμένου τασικού πεδίου. Η καμπύλη της ανταπόκρισης του πετρώματος στις ασκούμενες πιέσεις, παριστάνει την αντίστοιχη τάση που απαιτείται να ασκηθεί μέσω της υποστήριξης για την επίτευξη της ανάσχεσης περαιτέρω παραμορφώσεων στο όριο της εκσκαφής.

Στα επόμενα θα γίνει αναφορά στο παράδειγμα που παριστάνεται γραφικά στο Σχήμα 1, κατά το οποίο μια υπόγεια εκσκαφή (μεταλλευτική στοά ή σήραγγα) ορύσσεται δια της συμβατικής μεθόδου των διατρήσεων και ανατινάξεων. Έστω P_0 η τιμή των επί τόπου τάσεων πριν από τη διάνοιξη. Μετά από κάθε προχώρηση θεωρούμε ότι τοποθετούνται στην οροφή κοχλίες π.χ. σημειακής αγκύρωσης, αναπτυσσομένου κελύφους, ως στοιχεία συστηματικής και μόνιμης υποστήριξης του υπόγειου έργου. Θα αναλυθεί ποιοτικά η ανάπτυξη των ακτινικών παραμορφώσεων και των ακτινικών



ΣΧΗΜΑ 1: Ποιοτική παρουσίαση της αλληλεπίδρασης πετρώματος και συστήματος κοχλίωσης σε προχωρούσα υπόγεια εκσκαφή.
 FIGURE 1: Qualitative presentation of rock mass and rockbolt interaction during the excavation of an underground opening.

πίεσεων υποστήριξης σε σημείο του ορίου της εκσκαφής επί της τομής XX', που φέρεται εγκάρσια προς τη διεύθυνση προχώρησης του μετώπου.

Κατά το βήμα 1, το μέτωπο δεν έχει φθάσει ακόμα το επίπεδο XX', και η μάζα του πετρώματος εντός της υπό ανάλυση διατομής, ασκεί επί του αντιστοιχούντος και μη εισέτι δημιουργηθέντος ορίου μια τάση P_1 ίση και αντίθετη με την P_0 .

Κατά το βήμα 2, το μέτωπο βρίσκεται μπροστά από την XX', και η τάση P_1 έχει πλέον μηδενισθεί. Η γραφική παράσταση που παρατίθεται, ουσιαστικά εκτιμά την τάση υποστήριξης που απαιτείται για τον περιορισμό των αναπτυσσομένων παραμορφώσεων του ορίου της εκσκαφής σε μια τιμή που αντιστοιχεί στην τετμημένη του συγκεκριμένου σημείου της καμπύλης. Σημειώνεται ότι για το δάπεδο, τις παρειές και την οροφή της εκσκαφής ισχύουν διαφορετικές καμπύλες, καθώς για δεδομένη τιμή παραμόρφωσης απαιτείται π.χ. επιπρόσθετη τάση υποστήριξης για την οροφή λόγω της ύπαρξης των φορτίων από το νεκρό βάρος των επισφαλών όγκων αυτής.

Κατά το βήμα 3, έχει τοποθετηθεί η νέα σειρά κοχλιών, οι οποίοι όμως δεν έχουν αρχίσει ακόμα να παραλαμβάνουν φορτία, καθώς πρακτικά δεν σημειώνονται παραμορφώσεις από τη στιγμή της τοποθέτησής τους, εξαιτίας της γειννίας του μετώπου της εκσκαφής προς την τελευταία σειρά κοχλιών.

Κατά το βήμα 4, το μέτωπο έχει προχωρήσει περαιτέρω και καθώς η «συγκράτηση» των παραμορφώσεων λόγω της μικρής απόστασης από το μέτωπο στο όριο της διατομής XX', παύει να υπάρχει, αναπτύσσονται ακτινικές παραμορφώσεις με σχετικά μεγαλύτερο ρυθμό όπως δείχνουν τα τμήματα BZΘ και ΓΕΗ. Οι επισυμβαίνουσες αυτές παραμορφώσεις ασκούν φορτία επί των κοχλιών σημειακής αγκύρωσης, οι οποίοι δείχνουν —τουλάχιστον θεωρητικά— να ανταποκρίνονται γραμμικά μέσω των τάσεων υποστήριξης που με τη σειρά τους εισάγουν ως αντίδραση στις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις του ορίου της εκσκαφής.

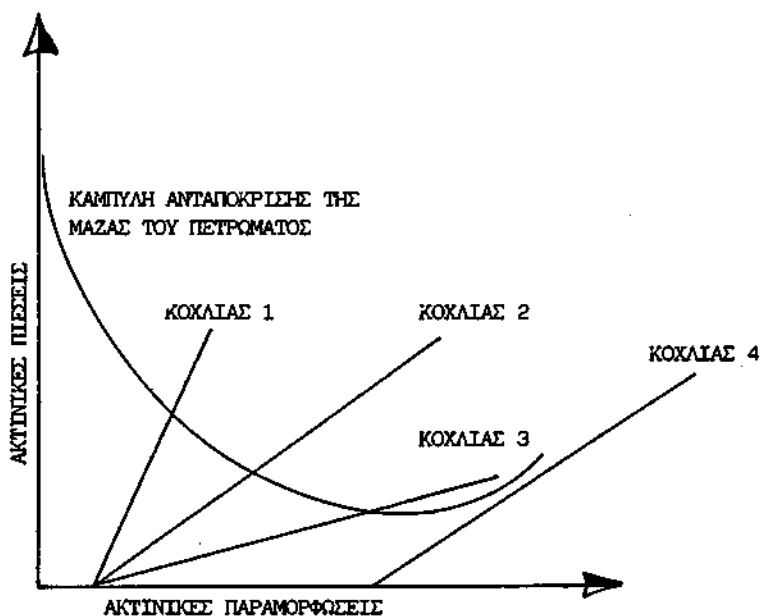
Η περιοχή λειτουργίας ανάμεσα στις καμπύλες του πετρώματος και της υποστήριξης στην οποία επισυμβαίνει ισοδυναμία (εξισορρόπηση) των ασκούμενων τάσεων (πετρώματος και υποστήριξης), επιτυγχάνεται επί των σημείων Z, K και E, για την οροφή, τις παρειές και το δάπεδο της εκσκαφής, αντίστοιχα.

Είναι σημαντικό ότι, κατά την ανακατανομή των τάσεων μετά την όρυξη της εκσκαφής, το μεγαλύτερο ποσοστό αυτών παραλαμβάνεται από την ίδια τη μάζα του πετρώματος και όχι από την κοχλίωση. Είναι όμως συγχρόνως σαφές, ότι εάν δεν είχαν τοποθετηθεί κοχλίες κατά τα τελευταία δυο βήματα, οι παραμορφώσεις στη διατομή XX' θα αυξάνονταν σημαντικά, κατά τα τμήματα των καμπυλών ZΘ, ΚΙ και ΕΗ. Επίσης, η απαιτούμενη τάση υποστήριξης για την οροφή, θα έφθανε σε μια ελάχιστη τιμή με την αύξηση των παραμορφώσεων και κατόπιν θα εμφάνιζε αυξητική τάση, καθώς οι δημιουργούμενοι επισφαλείς όγκοι της οροφής θα έπρεπε επίσης να υποστηριχθούν.

Όπως φαίνεται από το απλοποιημένο αυτό παράδειγμα, πρέπει να επιτραπεί η ανάπτυξη κάποιου αρχικού μεγέθους παραμορφώσεων, ανάλογα με τις μηχανικές ιδιότητες του πετρώματος, έτσι ώστε τα απαιτούμενα από την κοχλίωση φορτία επί του πετρώματος να είναι πρακτικά επιτεύξιμα και οικονομικά αποδεκτά. Από την άλλη πλευρά βέβαια, δεν θα πρέπει να αφηθούν χωρίς επέμβαση (άμεση ή επιπρόσθετη υποστήριξη) περιπτώσεις υψηλών τιμών παραμορφώσεων, εξαιτίας των οποίων θα επισυμβεί χαλάρωση και μείωση της φέρουσας ικανότητας της μάζας του πετρώματος που περιβάλλει την υπόγεια εκσκαφή.

Η ακαμψία και ο χρόνος τοποθέτησης του κοχλίου αποδεικνύεται και στο υπό μελέτη πρόβλημα ότι παίζουν το σημαντικότερο ρόλο στον έλεγχο του πετρώματος.

Στο Σχήμα 2 φαίνεται καθαρά η επίδραση των δυο χαρακτηριστικών παραμέτρων του συστήματος κοχλίωσης επί της τελικής αποτελεσματικότητας αυτού, κατά την αλληλεπίδρασή του με το πέτρωμα. Με εποπτική ερμηνεία του διαγράμματος, μπορούμε να αναφέρουμε τα ακόλουθα για τους κοχλίες 1, 2, 3 και 4:



ΣΧΗΜΑ 2: Επίδραση της ακαμψίας και του χρόνου τοποθέτησης στην αποτελεσματικότητα της δράσης συστήματος κοχλίωσης.
 FIGURE 2: Influence of rockbolt stiffness and timing on the support system performance.

Ο κοχλίας 1, είναι αρκετά άκαμπτος για να υποστηρίξει το εν λόγω πέτρωμα και παραλαμβάνει σημαντικά φορτία, ώστε να υπάρχει σοβαρός κίνδυνος αστοχίας αυτού και ενδεχομένως και του πετρώματος. Ο κοχλίας 2, λιγότερο άκαμπτος, αποτελεί καλή λύση υπό την προϋπόθεση ότι η αντίστοιχη ακτινική παραμόρφωση είναι αποδεκτή. Στην περίπτωση αυτή η μάζα του πετρώματος αναλαμβάνει το μεγαλύτερο ποσοστό των τάσεων επιτρέποντας στον κοχλία να μην υπερφορτισθεί και να δράσει με ικανοποιητικό συντελεστή ασφαλείας. Ο κοχλίας 3, αρκετά πιο εύκαμπτος συγκριτικά με τους δυο προηγούμενους, βρίσκει το σημείο λειτουργίας του με το πέτρωμα στη στιγμή όπου η μάζα του πετρώματος έχει ήδη αρχίσει να χαλαρώνει. Αν και αυτή η λύση παρέχει μια παραδεκτή προσωρινή υποστήριξη, εν τούτοις εμπεριέχει κινδύνους σε περίπτωση εμφάνισης επιπροσθέτων φορτίων, όπως συμβαίνει λόγω χάριν κατά την ανακατανομή των τάσεων σε περίπτωση διεύρυνσης της στοάς σε θάλαμο. Τέλος, ο κοχλίας 4, είναι το ίδιο άκαμπτος με τον κοχλία 2, όμως έχει τοποθετηθεί αφού έχει επισυμβεί πολύ μεγαλύτερη ακτινική παραμόρφωση. Σε αυτή την περίπτωση είτε θα επισυμβεί υπερφόρτιση του κοχλία με αποτέλεσμα την άμεση αστοχία του είτε δεν θα υπάρξει σημείο λειτουργίας αυτού με το πέτρωμα, το οποίο και τελικά θα έχει ενδεχομένως αστοχήσει.

2.2. Παρουσίαση των κυριότερων παραμέτρων σχεδιασμού και των δεδομένων εισαγωγής της μεθόδου

Πριν προχωρήσουμε στη διατύπωση του αλγορίθμου και στην εφαρμογή της μεθόδου της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως, κρίνουμε απαραίτητη την παρουσία των δεδομένων εισαγωγής, τα οποία και αποτελούν τις ουσιώδεις παραμέτρους, εκ της ορθής επιλογής των τιμών των οποίων εξαρτάται τελικά η επιτυχία της εφαρμογής και η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων (έστω και σε επίπεδο ποιοτικών εκτιμήσεων) αυτής. Θα διακρίνουμε εδώ τα δεδομένα σε δυο ομάδες, με τη σειρά που αυτά εμφανίζονται στην οθόνη του H/Y:

α). Δεδομένα εισαγωγής για το πέτρωμα

Sc: Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του αδιαρρήκτου πετρώματος. Η τιμή της υπολογίζεται από εργαστηριακές δοκιμές με τη χρήση άκαμπτης μηχανής, ή —εναλλακτικά— μέσω της εύρεσης του δείκτη σημειακής φόρτισης I_s για μια σειρά δοκιμών που υποβάλλονται σε δοκιμή σημειακής φόρτισης. Το μέγεθος του Sc προκύπτει στη συνέχεια, με τη βοήθεια του γνωστού τύπου του Bieniawski: $Sc = 24 \cdot I_s$ (σε MPa).

m & s: Οι αδιάστατες σταθερές του αδιαρρήκτου πετρώματος, οι οποίες συνδέονται με τα μεγέθη των κυρίων τάσεων σ_1 & σ_3 μέσω του γνωστού κριτηρίου αστοχίας των Hoek και Brown:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \cdot Sc \cdot \sigma_3 + s \cdot Sc^2)^{1/2}$$

Ενδεικτικές τιμές για τις σταθερές αυτές δίδονται σε σχετικούς πίνακες, σύμφωνα με διάφορες γεωμηχανικές ταξινομήσεις της μάζας του πετρώματος.

E: Το μέτρο ελαστικότητας της μάζας του πετρώματος (σε Μpa). Η τιμή του προσδιορίζεται με τη βοήθεια της γραφικής παράστασης τάσεων-παραμορφώσεων (αξονικών και διαμετρικών), που προκύπτει από επί τόπου δοκιμές σε θλίψη (όπως προτείνει η Διεθνής Ένωση της Μηχανικής των Πετρωμάτων, I.S.R.M.). Εναλλακτικά, το μέγεθος E εκτιμάται μέσω της κατάταξης κατά Bieniawski της μάζας του πετρώματος και του υπολογισμού του δείκτη ποιότητας RMR (Rock Mass Rating). Η τιμή του μέτρου ελαστικότητας προκύπτει από τη χρήση των εμπειρικών τύπων: E (σε GPa) = $2 \cdot RMR - 100$, όταν: $RMR > 55$, και: E (σε GPa) = $10^{(RMR - 10)/4}$, όταν: $RMR < 55$.

v: Ο λόγος του Poisson, ο οποίος προσδιορίζεται επίσης μέσω του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων (από την ίδια δοκιμή όπως και το E) με τη βοήθεια του τύπου:

$$v = - \frac{(\text{κλίση καμπ. αξονικής τάσης} - \text{αξονικής ανηγμ. παραμόρφ.})}{(\text{κλίση καμπ. διαμετρ. τάσης} - \text{διαμετρ. ανηγμ. παραμόρφ.})}$$

Τιμές για το v (αδιάστατο μέγεθος) μπορούν να ληφθούν από πίνακες, με βάση πάντοτε την εκτίμηση των φυσικομηχανικών ιδιοτήτων της μάζας του πετρώματος.

Mt & Sr: Οι σταθερές του διαρρηγμένου πετρώματος, οι οποίες και συνδέονται με τις σ_1 & σ_3 , με το αντίστοιχο κριτήριο αστοχίας κατά Hoek και Brown: $\sigma_1 = \sigma_3 + (Mt \cdot Sc \cdot \sigma_3 + Sr \cdot Sc^2)^{1/2}$.

Για την επιλογή των μεγεθών ακολουθείται (όπως και στην περίπτωση των m & s) η κατάταξη του πετρώματος με βάση τον δείκτη RMR, ενώ εναπόκειται στην κρίση του μελετητή μηχανικού η επιλογή των τιμών που θα αντιπροσωπεύουν ορθό-

τερα την κατάσταση του διαρρηγμένου πετρώματος, αλλά και το αποτέλεσμα της δράσης του συστήματος κοχλίωσης (ιδιαίτερα στην περίπτωση των κοχλίων που αγκυρώνονται με συγκολλητικές ύλες ρητίνες ή τσιμέντο).

Γ: Το ειδικό βάρος της διαρρηγμένης μάζας του πετρώματος (σε MN/m³).

Ro : Η τιμή των επί τόπου τάσεων του πεδίου, το οποίο υποθέτουμε υδροστατικό (σε MPa). Η εκτίμησή του γίνεται μέσω του βάθους *h* (σε m) της εκσκαφής από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους ($P_0 = h \cdot \Gamma_r$), ενώ για τον ακριβέστερο υπολογισμό του είναι δυνατή η διενέργεια ειδικού προγράμματος επί τόπου μετρήσεων, με τη βοήθεια μετρητικών κελιών, επίπεδων υδραυλικών διατάξεων κ.ά.

Ri: Η ισοδύναμη ακτίνα στοάς (σε m). Η τιμή της αντιστοιχεί με την ακτίνα υποτιθέμενης κυκλικής εκσκαφής, της οποίας το εμβαδό είναι ίσο με αυτό της στοάς την οποία μελετούμε.

β). Δεδομένα εισαγωγής για το σύστημα κοχλίωσης

l: Το μήκος των κοχλίων (σε m).

Db: Η διάμετρος των κοχλίων (σε m).

Eb: Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα της ράβδου του κοχλίου (σε MPa) το οποίο δίδεται από τον κατασκευαστή, είναι όμως δυνατόν να προσδιορισθεί ακριβέστερα με τη βοήθεια εργαστηριακών δοκιμών εφελκυσμού, από τις οποίες θα προκύψει η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων για το σώμα της ράβδου.

Q: Η σταθερά φορτίων-παραμορφώσεων, για το σύστημα κοχλίωσης. Το μέγεθός της υπολογίζεται με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών εξολκείσεως (εκρिζώσεως ή αποσπάσεως) σε κοχλίες που πραγματικά τοποθετήθηκαν στις επικρατούσες συνθήκες των υπογείων για την υποστήριξη της συγκεκριμένης υπόγειας εκσκαφής, με τη βοήθεια του τύπου:

$$Q = \frac{(U_2 - U_{eb2}) - (U_1 - U_{eb1})}{T_2 - T_1} \quad (\text{σε m/MN}), \text{ όπου:}$$

(U_{eb2} , T_2) & (U_{eb1} , T_1) είναι οι συντεταγμένες δυο τυχαίων σημείων της ελαστικής περιοχής του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων της ράβδου του κοχλίου, ενώ (U_1 , T_1) & (U_2 , T_2) οι συντεταγμένες δυο αντίστοιχων σημείων της ελαστικής περιοχής του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων όλου του στοιχείου αγκύρωσης όπως αυτό συμπεριφέρεται επί τόπου. Για ένα σύστημα κοχλίωσης, το μέτρο του *Q* προκύπτει ως η μέση τιμή των σταθερών από έναν ικανό αριθμό διαγραμμάτων, για την κατασκευή των οποίων απαιτείται η διενέργεια προγράμματος δοκιμών εξολκείσεως.

Tbf: Το φορτίο αστοχίας του συστήματος κοχλίωσης (σε ton). Η τιμή του προκύπτει από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των δοκιμών εξολκείσεως και την κατασκευή των διαγραμμάτων φορτίου-παραμορφώσεων για το υπό μελέτη σύστημα κοχλίωσης.

Sc : Η απόσταση μεταξύ των κοχλίων, κάθετα στον κατά μήκος άξονα της υπόγειας εκσκαφής (σε m).

Sl : Η απόσταση μεταξύ των κοχλίων, παράλληλα στον κατά μήκος άξονα της υπόγειας εκσκαφής (σε m).

Uia: Το μέγεθος των αρχικών ακτινικών παραμορφώσεων που έχουν επισυμβεί πριν την τοποθέτηση των κοχλίων (σε mm).

2.3. Απλοποιητικές παραδοχές - προϋποθέσεις

Η ανάλυση της αλληλεπίδρασης της μάζας του πετρώματος και του συστήματος κοχλίωσης, αναφέρεται στο θεωρητικό σχεδιασμό της υποστήριξης ώστε αυτή με τη δράση της να ανθίσταται, όχι πλέον στην ενδεχόμενη πτώση ή ολίσθηση επισφαλών όγκων της οροφής, αλλά στις επισυμβαίνουσες παραμορφώσεις του ορίου της εκσκαφής οι οποίες με τη σειρά τους είναι αποτέλεσμα των τάσεων που ασκούνται σε αυτό.

Όπως είναι φυσικό, η τασική ανάλυση σε αυτή την περίπτωση αποτελεί ένα αρκετά δύσκολο πρόβλημα από την πλευρά της θεωρητικής διερεύνησης μεγάλου αριθμού παραμέτρων που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην κατάσταση του μοντέλου με τη βοήθεια του οποίου περιγράφεται η συμπεριφορά της μάζας του πετρώματος. Εξαιτίας αυτού, η θεωρητική προσέγγιση της τασικής ανάλυσης απαιτεί ορισμένες απλοποιητικές παραδοχές οι οποίες αποδεικνύονται αναγκαίες για να την καταστήσουν υπολογιστικά δυνατή. Οι παραδοχές αυτές είναι οι ακόλουθες:

Γεωμετρία της υπόγειας εκσκαφής: Η ανάλυση υποθέτει κυκλική διατομή αρχικής ακτίνας R_i . Το μήκος της στοάς είναι τέτοιο που να επιτρέπει τη διαδιάστατη αντιμετάπιση του προβλήματος.

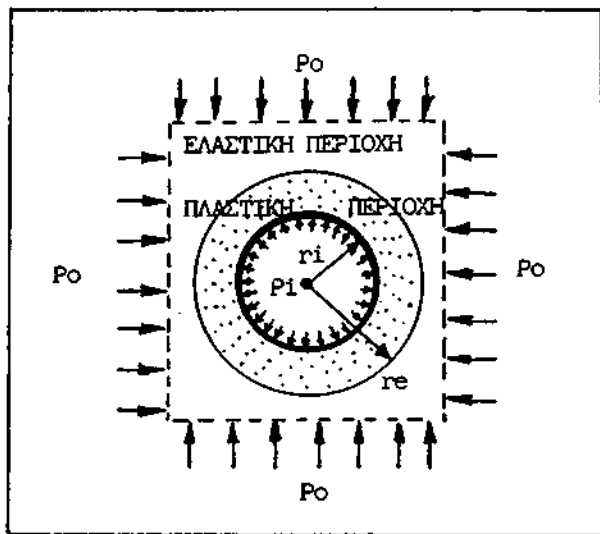
Τασικό πεδίο: Οι οριζόντιες και κατακόρυφες επί τόπου τάσεις θεωρούνται ίσες, με τιμή P_o (ισχύει: $k = \sigma_1/\sigma_3 = 1$).

Μηχανικά χαρακτηριστικά της μάζας του αδιαρρήκτου πετρώματος: Υποθέτουμε γραμμική ελαστική συμπεριφορά που χαρακτηρίζεται από μέτρο του Young E και λόγο του Poisson ν , ενώ το κριτήριο αστοχίας δίδεται από την εξίσωση των Hoek και Brown:

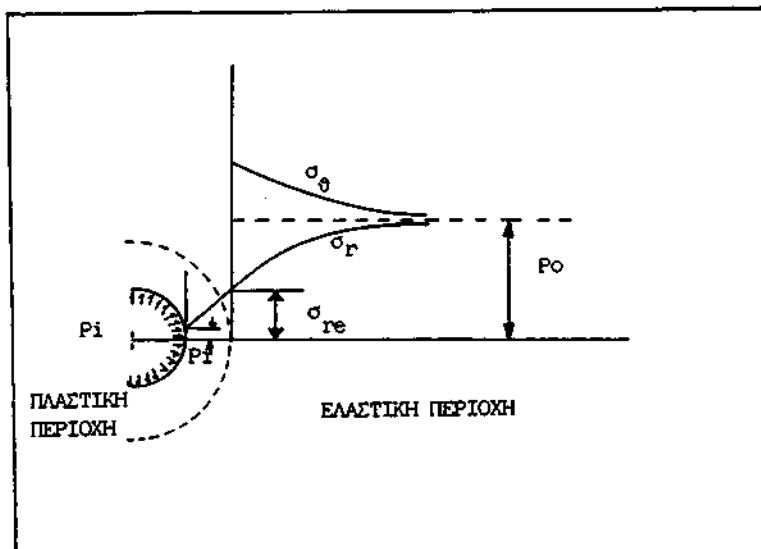
$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2)^{0.5}$$

Μηχανικά χαρακτηριστικά της μάζας του διαρρηγμένου πετρώματος: Η μάζα αυτή που περιβάλλει την υπόγεια εκσκαφή θεωρείται ότι συμπεριφέρεται πλαστικά, οπότε ισχύει το ακόλουθο κριτήριο αστοχίας:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (M_r \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s_r \cdot \sigma_c^2)^{0.5}$$



ΣΧΗΜΑ 3: Υποτιθέμενη γεωμετρία υπόγειας εκσκαφής.
FIGURE 3: Assumed tunnel geometry.



ΣΧΗΜΑ 4: Τάσεις περί την εκσκαφή.
 FIGURE 4: Notation of stresses around the opening.

Ογκομετρικές παραμορφώσεις: Στην ελαστική περιοχή αυτές καθορίζονται από τις τιμές των σταθερών E και ν . Κατά την αστοχία όμως, θα αυξάνεται ο όγκος του πετρώματος και οι επισυμβαίνουσες παραμορφώσεις υπολογίζονται πλέον με τη βοήθεια της θεωρίας της πλαστικότητας.

Επίδραση του χρόνου: Υποτίθεται ότι, τόσο η αρχική, όσο και η διαρρηγμένη μάζα του πετρώματος δεν εκδηλώνουν σημαντικά φαινόμενα μεταβολής της συμπεριφοράς τους με την πάροδο του χρόνου.

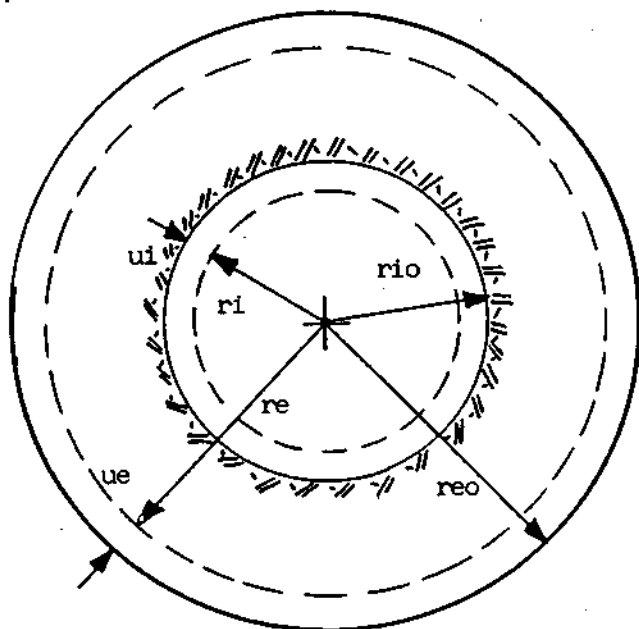
Έκταση της πλαστικής περιοχής: Υποτίθεται ότι η πλαστική ζώνη που περιβάλλει την εκσκαφή εκτείνεται σε μια ακτίνα r_p , η τιμή της οποίας εξαρτάται από το μέγεθος των επί τόπου τάσεων, την πίεση που ασκείται από την κοχλίωση και τα μηχανικά χαρακτηριστικά της μάζας του πετρώματος, τόσο πριν όσο και μετά την όρυξη της εκσκαφής.

Αξονική συμμετρία: Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται κατά τρόπο συμμετρικό ως προς τον κατά μήκος άξονα της εκσκαφής. Αυτή η συμμετρία δίδει το πλεονέκτημα της σημαντικής απλοστευσης της ανάλυσης. Σε περίπτωση που ελαμβάνετο υπ' όψη το βάρος πετρώματος της χαλαρής ζώνης που περιβάλλει την εκσκαφή, αυτή η συμμετρία δεν θα υπήρχε. Για το λόγο αυτό, το βάρος της χαλαρής ζώνης υπεισέρχεται στην ανάλυση μετά το πέρας των βασικών υπολογισμών.

2.4. Ανάλυση τάσεων - παραμορφώσεων πετρώματος και κοχλία

Στην ανάλυση που ακολουθεί, επιχειρείται η ποσοτική εκτίμηση των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων γύρω από την υπόγεια εκσκαφή, σε σχέση με την πίεση που ασκεί επ' αυτής η υποστήριξη δια κοχλιώσεως. Οι διεξοδικοί μαθηματικοί υπολογισμοί, εκφεύγουν του σκοπού του παρόντος, γι' αυτό και ακρούμαστε σε συνοπτική και κατά το δυνατόν απλουστευτική παρουσίαση της αναγκαίας ταστικής ανάλυσης

έτσι ώστε να τεθεί με απλό και σαφή τρόπο το υπόβαθρο του αλγορίθμου του προγράμματος ROCKBOLT, με βάση το οποίο μελετήθηκε η εφαρμογή που παρουσιάζεται στα επόμενα.



ΣΧΗΜΑ 5: Παραμορφώσεις περί την εκσκαφή.
 FIGURE 5: Notation of displacements around the opening.

Επιλύοντας τις εξισώσεις ισορροπίας σε σύστημα πολικών συντεταγμένων, όπου οι άξονες του συστήματος συμπίπτουν με τις διευθύνσεις των κυρίων τάσεων, προκύπτουν οι ακόλουθες σχέσεις:

$$\theta_{\sigma_r} / \theta r + 1/r \cdot (\sigma_r - \sigma_{\theta}) = 0 \text{ ή } d\sigma_p / dr + 1/r \cdot (\sigma_p - \sigma_{\theta}) = 0 \quad (1)$$

και $\theta_{\sigma_{\theta}} / \theta \theta = 0$ (2) Σημειώνεται ότι στην (1) η μερική παράγωγος αντικαταστάθηκε με απλό διαφορικό διότι λόγω της συμμετρίας μόνο η r είναι ανεξάρτητη μεταβλητή. Από την ανάλυση των παραμορφώσεων, πάλι σε σύστημα πολικών συντεταγμένων, προκύπτουν για την ορθή παραμόρφωση κατά την ακτίνα (ϵ_r) και για την αντίστοιχη κατά την εφαπτομένη (ϵ_{θ}) οι παρακάτω σχέσεις:

$$\epsilon_r = \theta u / \theta r \quad (3) \text{ και } \epsilon_{\theta} = u / r + 1 / r \cdot \theta u / \theta \theta \quad (4)$$

($\theta u / \theta \theta = 0$, διότι δεν σημειώνεται μεταβολή της ακτινικής μετατόπισης με τη θ λόγω της συμμετρικής φόρτισης του δακτυλίου).

—Για τη γραμμικά ελαστική περιοχή ισχύει η ακόλουθη επεξεργασία των σχέσεων:

$$\epsilon_r = \theta u / \theta r = 1/E \cdot (\sigma_r - \nu \cdot \sigma_{\theta}) \quad (5)$$

$$\epsilon_{\theta} = u / r = 1/E \cdot (\sigma_{\theta} - \nu \cdot \sigma_r) \quad (6)$$

Με διαφύριση της (6) προκύπτει:

$$du/dr = 1/E \cdot [r \cdot d\sigma_{\theta}/dr + \sigma_{\theta} - \nu \cdot (r \cdot d\sigma_r/dr + \sigma_r)] \quad (7)$$

Από τις (5) και (7) προκύπτει:

$$r \cdot d\sigma_{\theta}/dr - \nu \cdot r \cdot d\sigma_r/dr + (1 + \nu) \cdot (\sigma_{\theta} - \sigma_r) = 0 \quad (8)$$

Από την (8) με σειρά καταλλήλων αντικαταστάσεων προκύπτει η εξίσωση:

$r \cdot d\sigma_r/dr + 3 \cdot d\sigma_r/dr = 0$ (9), η οποία έχει γενική λύση την $\sigma_r = c_1 + c_2/r$ (10). Για τις συνοριακές συνθήκες του προβλήματος $\sigma_r = \sigma_{re}$ για $r = re$ και $\sigma_r = P_0$ του r τείνοντος στο άπειρο, προκύπτουν οι παρακάτω εξισώσεις για τις τάσεις στην ελαστική περιοχή:

$$\sigma_r = P_0 - (P_0 - \sigma_{re}) \cdot (re/r)^2 \quad (11)$$

$$\sigma_{\theta} = P_0 + (P_0 - \sigma_{re}) \cdot (re/r)^2 \quad (12)$$

—Εντός της θρυμματισμένης περιοχής θα πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας και μάλιστα επειδή οι κύριες τάσεις έχουν την ίδια διεύθυνση, τόσο με τις ακτινικές, όσο και με τις εφαπτομενικές, η εξίσωση του κριτηρίου αστοχίας διατυπώνεται ως εξής:

$$\sigma_{\theta} = \sigma_r + (M\gamma \cdot \sigma_c \cdot \sigma_r + S\gamma \cdot \sigma_c^2)^{0.5} \quad (13)$$

Η εξίσωση (1) με βάση την (13) δίνει:

$$d\sigma_r/dr + (M\gamma \cdot \sigma_c \cdot \sigma_r + S\gamma \cdot \sigma_c^2) / r = 0 \quad (14)$$

Από την (14) με ολοκλήρωση προκύπτει η:

$$\sigma_r = M\gamma \cdot \sigma_c \cdot [\ln(r/r_i)]^{2/4} + \ln(r/r_i) \cdot (M\gamma \cdot \sigma_c \cdot P_i + S\gamma \cdot \sigma_c^2)^{0.5} + P_i \quad (15)$$

Το κριτήριο αστοχίας του αδιαρρήκτου πετρώματος πρέπει να ικανοποιείται στο όριο $r = re$, της ελαστικής περιοχής, όπου από τις σχέσεις (11) και (12) προκύπτει: $\sigma_{\theta e} - \sigma_{re} = 2 \cdot (P_0 - \sigma_{re})$ (16), ενώ ταυτόχρονα από την εξίσωση του κριτηρίου αστοχίας έχουμε: $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c \cdot (m \cdot \sigma_3/\sigma_c + s)$ (17) θέτοντας $\sigma_1 = \sigma_{\theta e}$ και $\sigma_3 = \sigma_{re}$ στην (17) και εξισώνοντας τα δεύτερα μέλη των (16) και (17) καταλήγουμε στην ακόλουθη σχέση:

$$\sigma_{re} = P_0 - M \cdot \sigma_c \quad (18) \text{ όπου, } M=0,5 \cdot [(m/4)^2 + m \cdot P_0/\sigma_c + s]^{0.5} \cdot m/8.$$

Στην ίδια όμως οριογραμμή πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας της πλαστικής ζώνης, που προκύπτει από την (15) θέτοντας $r = re$, οπότε:

$$\sigma_{re} = M\gamma \cdot \sigma_c \cdot [\ln(re/r_i) \cdot (M\gamma \cdot \sigma_c \cdot P_i + S\gamma \cdot \sigma_c^2)^{0.5} + P_i] \quad (19)$$

Εξισώνοντας τα δεύτερα μέλη των σχέσεων (18) και (19), προκύπτει η ακτίνα της πλαστικής ζώνης:

$$re = r_i \cdot \exp [N \cdot 2 \cdot (M\gamma \cdot \sigma_c \cdot P_i + S\gamma \cdot \sigma_c^2)^{0.5} / (M\gamma \cdot \sigma_c \quad (20), \text{ όπου } N = 2 \cdot (M\gamma \cdot \sigma_c \cdot P_0 + S\gamma \cdot \sigma_c^2 - M\gamma \cdot \sigma_c^2 \cdot M)^{0.5} / (M\gamma \cdot \sigma_c).$$

Πρέπει να σημειωθεί ότι, όπως φαίνεται από την εξίσωση (18) εάν η τιμή της πίεσης που ασκείται από την υποστήριξη της υπόγειας εκσκαφής είναι μεγαλύτερη από την κρίσιμη τιμή $P_{icr} = P_0 - M \cdot \sigma_c$, τότε δεν θα υφίσταται ζώνη ρωγμάτωσης γύρω από την εκσκαφή.

Από τη θεωρία της ελαστικότητας προκύπτει η τιμή της ακτινικής παραμόρφωσης του ορίου της ελαστικής περιοχής, ως συνέπεια της μεταβολής της στε από την αρχική τιμή P_0 , ως εξής:

$Ue = [(1 + \nu) \cdot (P_0 - \sigma_{re} \cdot re) / E$ η οποία με τη χρήση της (18) παίρνει την ακόλουθη μορφή:

$$Ue = [(1 + \nu) \cdot M \cdot \sigma_c \cdot re] / E \quad (21)$$

Συγκρίνοντας τον αρχικό και τελικό όγκο του πετρώματος της ζώνης ρωγμάτωσης, αν ονομάσουμε eav τη μέση κατ' όγκον ανηγμένη παραμόρφωση στη πλαστική περιοχή (θετική για μείωση όγκου), ισχύουν οι ακόλουθες σχέσεις:

Υπελτικός = Υαρχικός $\cdot (1 - eav)$, και συνεπώς:

$$[\pi \cdot (re^2 - ri^2)] = [\pi \cdot \{(re + Ue)^2 - (ri + Ui)^2\} \cdot (1 - eav) \quad (22)$$

Λύνοντας ως προς U_i και μετά τις σχετικές απλοποιήσεις έχουμε:

$$U_i = r_{io} \cdot [1 - \{(1 - e_{av}) / (1 + A)\}^2] \quad (23), \text{ όπου} \\ A = [2 \cdot (U_e / r_e) - e_{av}] \cdot (r_e / r_i)^2$$

Με αντικατάσταση των r_e και U_e από τις σχέσεις (20) και (21) προκύπτει αναλυτικά η τιμή για το A ως εξής:

$$A = [\{2 \cdot (1 + \nu) \cdot M \cdot \sigma_c\} / E - e_{av}] \cdot \exp [2 \cdot N - \{4 / (M \cdot \sigma_c)\} (M \cdot \sigma_c \cdot P_i + S_r \cdot \sigma_c^2)^{0.5}]$$

Η τιμή του e_{av} δίνεται από τον ακόλουθο τύπο:

$e_{av} = [2 \cdot (U_e / r_e) \cdot (r_e / r_i)^2] / \{ [(r_e / r_i)^2 - 1] \cdot [1 + (1/R)] \}$ όπου η τιμή του R εξαρτάται από την έκταση της ζώνης ρωγμάτωσης.

Συνεπώς, όταν $P_{icr} < P_i < P_o$ η ανταπόκριση της μάζας του πετρώματος χαρακτηρίζεται ως ελαστική, δεν υπάρχει ζώνη ρωγμάτωσης γύρω από την εκσκαφή και η παραμόρφωση του πετρώματος δίδεται από τη σχέση:

$$U_i / r_{io} = (1 + \nu) \cdot (P_o - P_i) / E \quad (23)$$

Στην αντίθετη περίπτωση, δηλαδή όταν ισχύει: $P_i < P_{icr}$, το πέτρωμα συμπεριφέρεται πλαστικά τουλάχιστον στην περιοχή της ζώνης ρωγμάτωσης — η οποία τώρα υπάρχει — και η αντίστοιχη με την (23) εξίσωση είναι η ακόλουθη:

$$U_i / r_{io} = [1 - \{(1 - e_{av}) / (1 + A)\}^{0.5}] \quad (24)$$

Θα πρέπει επίσης να σημειωθεί, ότι στην προηγηθείσα ανάλυση δεν ελήφθη υπ' όψη το νεκρό βάρος του πετρώματος της ρωγματισμένης ζώνης περί την εκσκαφή, εξαιτίας της απλοποιητικής παραδοχής για ομοιόμορφο τασικό πεδίο. Με άλλα λόγια, οι σχέσεις (23) και (24) αφορούν τις παρειές της υπόγειας εκσκαφής. Αντίθετα, η πίεση που ασκεί η υποστήριξη επί της οροφής της εκσκαφής θα πρέπει να προσυζητηθεί κατά την ποσότητα: $[\Gamma \cdot (r_e - r_i)]$, ενώ η αντίστοιχη για το δάπεδο θα πρέπει να ελαττωθεί κατά την ίδια ποσότητα.

Επιπροσθέτως, όσον αφορά στη διαθέσιμη υποστήριξη, σημειώνεται ότι η κοχλίωση τοποθετείται συνήθως αφού λάβουν χώρα κάποιες αρχικές παραμορφώσεις ως ποσοστό της σύγκλισης, που παρίστανται U_{io} . Η ακαμψία του τοποθετούμενου συστήματος υποστήριξης στην υπόγεια εκσκαφή, χαρακτηρίζεται από τη σταθερά ακαμψίας K . Η ακτινικά ασκούμενη πίεση υποστήριξης P_i από το σύστημα κοχλίωσης στην περιφέρεια της εκσκαφής, δίδεται από τον τύπο: $P_i = K \cdot U_{ie} / r_i$, όπου U_{ie} το ελαστικό μέρος της συνολικής παραμόρφωσης που είναι U_i και για την οποία ισχύει: $U_i = U_{io} + U_{ie} = U_{io} + P_i \cdot r_i / K$. Η εξίσωση αυτή εφαρμόζεται μέχρι το σημείο εκείνο που φθάνουμε στην τιμή της τελικής ανοχής του συστήματος υποστήριξης. Στην περίπτωση των κοχλιών κατανεμημένης αγκύρωσης στο σημείο αυτό λαμβάνει χώρα συνήθως πλαστική αστοχία αυτών, υπό την έννοια της συνέχισης εκδηλώσεως περαιτέρω παραμορφώσεων, υπό τη σταθερή τιμή της πίεσης υποστήριξης P_{smax} . Στην περίπτωση των μηχανικώς αγκυριζόμενων κοχλιών, μόλις υπερκερασθεί η τιμή της P_{smax} , θα επισυμβεί ξαφνική αστοχία του συστήματος, η οποία και πρέπει ασφαλώς να αποφεύγεται δεδομένου ότι συνεπάγεται απρόβλεπτες και δυσμενείς συνέπειες.

Η παραμόρφωση U_{eb} , ως συνέπεια της ελαστικής φόρτισης του κοχλία δίνεται από τον τύπο: $U_{eb} = 4 \cdot l \cdot T_b / \pi \cdot D_b^2 \cdot E_b$, όπου l το μήκος του κοχλία, D_b η διάμετρος του κοχλία, E_b το μέτρο ελαστικότητας του υλικού κατασκευής του κοχλία και T_b το ασκούμενο φορτίο στον κοχλία. Στην ελαστική αυτή παραμόρφωση U_{eb} θα πρέπει

να προστεθεί και η ποσότητα $U_{ab} = Q \cdot T_b$, όπου Q η σταθερά φορτίων-παραμορφώσεων για το σύστημα κοχλίωσης. Εξάλλου, σημειώνεται ότι η ακαμψία K ενός μηχανικώς αγκυριζομένου κοχλία δίνεται από τον τύπο:

$1/K_b = [Sc' \cdot Si' / \pi] \cdot \{ [4 \cdot 1/\pi \cdot D_b^2 \cdot E_b] + Q \}$, όπου Sc' και Si' κατά το πλάτος και κατά το μήκος της εκκοκαφής αποστάσεις μεταξύ των κοχλίων, αντίστοιχα. Τέλος, η μέγιστη πίεση υποστήριξης που μπορεί να επιτευχθεί με το σύστημα κοχλίωσης, δίδεται από τον τύπο $P_{smax} = T_b f / Sc' \cdot Si'$, όπου $T_b f$ η τελική φέρουσα ικανότητα του συστήματος κοχλίωσης, όπως αυτή καθορίζεται από δοκιμές εξολκείσεως στο ίδιο πέτρωμα, για την υποστήριξη του οποίου μελετάται η εφαρμογή της κοχλίωσης.

3. Πρόγραμμα «Rockbolt»

Για τη διατύπωση του αλγορίθμου που παρέχει το συσχετισμό μεταξύ των τιμών των παραμορφώσεων που αφορούν στην οροφή, στις παρειές, στο δάπεδο της στοάς και στο σύστημα κοχλίωσης σε συνάρτηση με τις τιμές της πίεσης υποστήριξης, χρησιμοποιήθηκε η ανάλυση τάσεων και παραμορφώσεων που συνοπτικά παρουσιάστηκε στην παράγραφο 2.4. και η οποία με τη σειρά της βασίζεται στην προτεινόμενη υπολογιστική ακολουθία των Hoek & Brown (1980).

Η περιγραφή της πλήρους ανάλυσης του αλγορίθμου εκφεύγει του περιεχομένου του παρόντος. Για τη δημιουργία του προγράμματος χρησιμοποιήθηκε η γλώσσα προγραμματισμού QUICKBASIC.

Το πρόγραμμα καλείται «ROCKBOLT» και μπορεί να εκτελεσθεί εύκολα σε προσωπικούς συμβατούς υπολογιστές, που λειτουργούν σε περιβάλλον MS.DOS. Το αρχείο των αποτελεσμάτων του, αφού αποθηκευθεί, εισάγεται υπό τη μορφή ASCII δεδομένων, σε οποιοδήποτε πρόγραμμα γραφικών υψηλής ευκρίνειας, για την τελική παρουσίαση των αντίστοιχων διαγραμμάτων. Στον πίνακα 1, δίδονται οι οθόνες εισαγωγής των δεδομένων υπολογισμού των καμπυλών της μάζας του πετρώματος και του κοχλία αντίστοιχα.

4. Εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης αλληλεπιδράσεως

4.1. Επί τόπου δοκιμές ελέγχου, μετρήσεις και ποσοτικές εκτιμήσεις επί της λειτουργίας και αποτελεσματικότητας δυο διαφορετικών συστημάτων κοχλίωσης της οροφής

Προς την κατεύθυνση της μελέτης της λειτουργίας και της αποτελεσματικότητας των συστημάτων κοχλίωσης, τα οποία εφαρμόζονται ευρέως για την υποστήριξη της οροφής στις υπόγειες βωξιτικές εκμεταλλεύσεις, διενεργήθηκαν δυο προγράμματα επί τόπου δοκιμών και μετρήσεων, στα μεταλλεία των εταιρειών: Α.Β.Μ.Ε. «ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΒΩΞΙΤΑΙ ΕΛΙΚΩΝΟΣ» (ΚΟΡΩΝΑΚΗΣ, 1990), και Α.Ε.Μ. «ΒΩΞΙΤΑΙ ΠΑΡΝΑΣΣΟΥ» (ΜΑΣΤΟΡΗΣ, 1991). Το πρώτο περιελάμβανε δοκιμές με κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (με αγκυροκεφαλή), ενώ το δεύτερο με κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης (με ρητίνες). Από την καταγραφή, παρουσίαση και ερμηνεία των αποτελεσμάτων των δοκιμών αυτών, καθίσταται δυνατή η μελέτη της προ-αστοχιακής και μετα-αστοχιακής συμπεριφοράς διαφορετικών τύπων κοχλίων κάτω από συνθήκες φόρτισης, εντός του πραγματικού περιβάλλοντος του υπόγειου μεταλλευτικού έργου το οποίο πρόκειται αυτοί να υποστηρίξουν, όπως επίσης και η εκτίμηση του αποτελέσματος της κοχλίωσης σε επίπεδο σύγκρισης μεταξύ συστημάτων σημειακής και

ROCK SUPPORT INTERACTION ANALYSIS
Data for required support line for Rock mass

1. Uniaxial compressive strength S_c (MPa): 130.00
2. Material Const. for original rock mass m,s : 0.70000 , 2.000E-002
3. Modulus of Elasticity E (MPa): 13000
4. Poisson's ratio ν : 0.25
5. Material const. for broken rock mass M_r,S_r : 0.10000, 1.000E-005
6. Unit weight of broken rock mass Γ_r (MN/m³): 0.02700
7. In situ stress magnitude P_0 (MPa): 10.000
8. Radius of tunnel R_i (m): 2.250

Data for support curve for a Rock bolting system

1. Free bolt length l (m): 2.400
2. Bolt diameter D_b (m): 0.01600
3. Elastic modulus of bolt E_b (MPa): 207000
4. Load - deform. const. for anchor Q (m/MN): 0.0500
5. Ultimate failure bolt load T_{bf} (MN) : 0.12000
6. Circumferential bolt spacing S'_c (m): 0.900
7. Longitudinal bolt spacing S'_l (m): 0.900
8. Initial deform. before installation of bolts U_{i0} (m): 0.00000

ΠΙΝΑΚΑΣ 1: Οθόνη δεδομένων εισαγωγής για την καμπύλη του υπό μελέτη πετρώματος συστήματος κοχλίωσης.

TABLE 1: Input data for the rock mass reaction curve and the response of the rockbolting system.

κατανεμημένης αγκύρωσης. Τέλος, καταβάλλεται προσπάθεια για τον κατά το δυνατόν ακριβέστερο προσδιορισμό των βασικών φυσικομηχανικών παραμέτρων της μάζας του επί τόπου πετρώματος. Από τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτών, όπως θα τα εκθέσουμε στη συνέχεια, προκύπτουν τα βασικά δεδομένα εισαγωγής της μεθόδου ανάλυσης αλληλεπιδράσεως ανάμεσα στη μάζα του πετρώματος και το σύστημα κοχλίωσης.

1. Δοκιμές εξόλκευσης: Σκοπός των δοκιμών είναι η εκτίμηση του μεγέθους της φέρουσας ικανότητας των δυο διαφορετικών συστημάτων κοχλίωσης, μέσω του προσδιορισμού της τιμής της τελικής αντοχής σε εφελκυσμό των κοχλιών (T_{bf}). Ουσιώδης επίσης θεωρείται και ο υπολογισμός του συντελεστή Q , του οποίου το μέγεθος εκφράζει το μέτρο της ακαμψίας των συστημάτων κοχλίωσης. Η πρώτη σειρά των δοκιμών εξόλκευσης έλαβε χώρα σε υπόγειο εργοτάξιο της Α.Β.Μ.Ε. «ΕΛΛΗΝΙΚΟΙ ΒΩΞΙΤΑΙ ΕΛΙΚΩΝΟΣ - Γ.Α. ΜΠΑΡΛΟΣ», και αφορούσε στην επί τόπου μελέτη της συμπεριφοράς των κοχλιών σημειακής αγκύρωσης (με αναπτυσσόμενο κέλυφος) οι οποίοι τοποθετούνται για τη συστηματική υποστήριξη των ασβεστολιθικών οροφών των υπό εκμετάλλευση βωξιτικών κοιτασμάτων της εταιρείας.

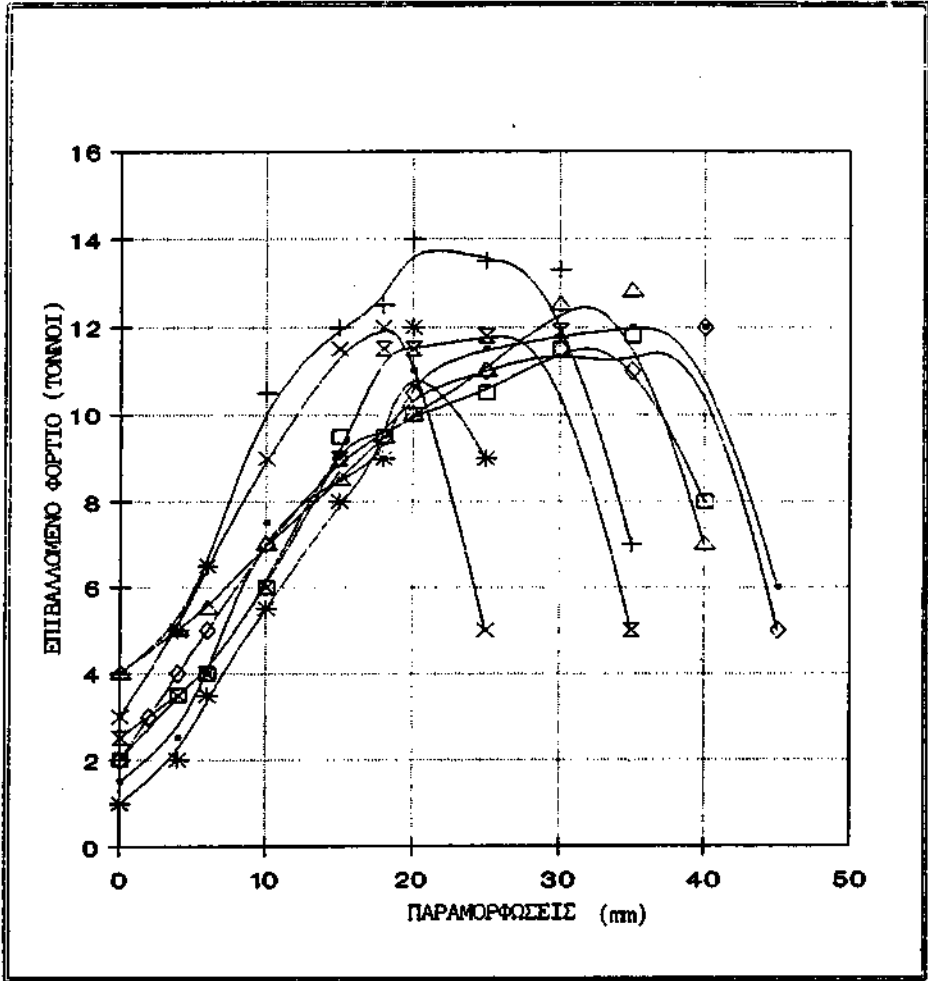
Διεξήχθησαν συνολικά 12 δοκιμές: 8 επί κοχλιών μήκους 2,40 m και 4 επί κοχλιών μήκους 1,80 m. Οι ράβδοι των κοχλιών ήταν κατασκευασμένες από χάλυβα υψηλής αντοχής σε εφελκυσμό, με διάμετρο 16 mm, ενώ χαρακτηρίζονται από τον κατασκευαστή από τάση θραύσης σε εφελκυσμό ίση με 600 MPa (όριο διαρροής: 360 MPa). Οι αγκυροκεφαλές ήταν κατασκευής ELBROC, μήκους 100 mm, διαμέτρου 35 mm, του

τύπου BL1635 (διπλής σιαγόνας). Σε όλες τις δοκιμές χρησιμοποιήθηκαν τετράγωνες επίπεδες πλάκες συγκράτησης τύπου HS2050, με θολοειδή διαμόρφωση, πλευράς 150 mm και πάχους 8 mm, καθώς και ημισφαίρια προσαρμογής ELBROC, που επιτρέπουν παρέκκλιση της ράβδου του κοχλίου ως προς το επίπεδο της πλάκας συγκράτησης, έως και 30°. Οι κοχλίες τοποθετούνται σε διατρήματα διαμέτρου 35-39 mm, ενώ η σύσφιγξή τους γίνεται με αεροκίνητο κλειδί του τύπου LMS44-HR-01 της ATLAS COPCO, με μέγιστη δυνατότητα άσκησης στρεπτικής ροπής 45 Kpm. Κατά την τοποθέτηση των κοχλίων, ασκείται επ' αυτών δύναμη προέντασης της τάξης των 4-5 ton.

Η δεύτερη σειρά περιελάμβανε δοκιμές εξόλκευσης σε κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης, με συγκολλητική ύλη ρητίνες πολυεστέρα ταχείας πήξεως, του τύπου TITAFIX, της κατασκευάστριας εταιρείας TITANIT. Οι ράβδοι των κοχλίων ήταν ειδικής διαμόρφωσης με νευρώσεις, του τύπου Rebar (Mine Rebars), μήκους 2,60 m και ονομαστικής διαμέτρου 20 mm, με όριο διαρροής 571 MPa και όριο θραύσης 747 MPa, και με δυνατότητα επιμήκυνσης που φτάνει τα 22-28%. Οι ρητίνες έχουν υψηλή ταχύτητα ανάληψης φορτίου, της τάξης των 4 MPa/sec, και αντοχή σε διάτμηση που φτάνει τα 78 MPa. Σύμφωνα με τον κατασκευαστή, ο χρόνος πήξεως των χρησιμοποιούμενων ρητινών κυμαίνεται από 30-50 sec. Οι κοχλίες τοποθετούνται σε φυσίγγια διαμέτρου 26 mm και αγκυρώνονται με 1, 2 ή (σπανιότερα) 3 φυσίγγια ρητίνης. Κάθε φυσίγγιο ρητίνης αντιστοιχεί σε μήκος αγκύρωσης περίπου ίσο με 1 m. Οι δοκιμές εξόλκευσης επί των κοχλίων με ρητίνες διεξήχθησαν σε υπόγεια εργοτάξια της «Α.Ε.Μ. ΒΩΞΙΤΑΙ ΠΑΡΝΑΣΣΟΥ». Όλη η διαδικασία της κοχλίωσης είναι εκμηχανισμένη, διενεργείται δε αποκλειστικά με τη χρήση Ντηζελοκίνητων ελαστικοφόρων διατρητικών φορείων PEC 22, του οίκου SECOMA. Τόσο οι κοχλίες σημειακής, όσο και οι κατανεμημένης αγκύρωσης, τοποθετούνται σε τετραγωνική διάταξη, σε αποστάσεις 0,8-1,2 m μεταξύ τους.

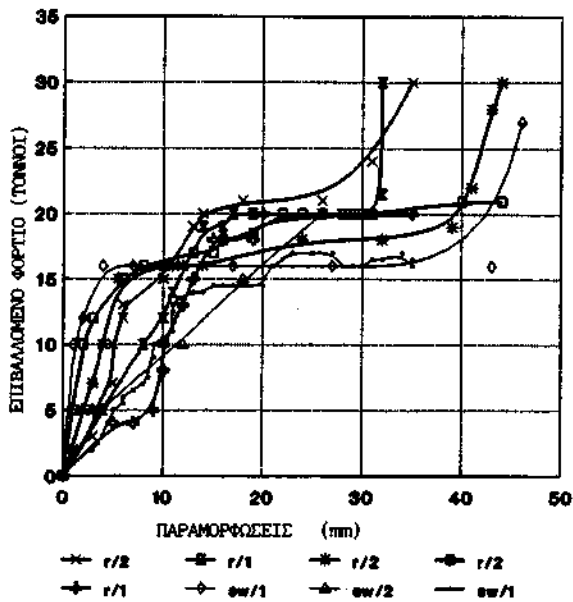
Όλες οι δοκιμές εξόλκευσης έγιναν με τη χρήση ειδικής διάταξης υδραυλικού κυλίνδρου-εξολκέα, του Εργαστηρίου Μεταλλευτικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π., μέσω της οποίας είναι δυνατή η άσκηση εφελκυστικής δυνάμεως της τάξης των 30 ton επί του ελεύθερου άκρου της ράβδου των κοχλίων. Ο εξολκέας, κατασκευής ENERPAC, μεγίστης διαδρομής εμβόλου 120 mm, συνδεόταν μέσω εύκαμπτης σωλήνωσης μήκους 6 m με χειροκίνητη αντλία της ENERPAC. Η ανάγνωση των τιμών του ασκούμενου φορτίου, γίνεται πάνω στην οθόνη του μανομέτρου που φέρει η αντλία. Για την ακριβή μέτρηση των παραμορφώσεων του κοχλίου, χρησιμοποιήθηκε παχύμετρο.

2. Μετρήσεις των οριζοντίων παραμορφώσεων κοχλιωμένης οροφής: Η συγκεκριμένη μέθοδος προτάθηκε αρχικά από τον PANEK (1974), ο οποίος διεξήγαγε και τα πρώτα προγράμματα μετρήσεων για την διαπίστωση της σταθερότητας κοχλιωμένων οροφών σε υπόγεια ανθρακωρυχεία των Η.Π.Α. Η μέθοδος υιοθετήθηκε και εφαρμόστηκε σε επίπεδο διερεύνησης, προς την κατεύθυνση της παρακολούθησης της εξέλιξης των αναπτυσσομένων παραμορφώσεων σε ασβεστολιθικές οροφές Ελληνικών βωξιτικών μεταλλείων, από τους ΟΙΚΟΝΟΜΟΠΟΥΛΟ & ΚΟΡΩΝΑΚΗ (1991). Η αρχή της μεθόδου βασίζεται στη δυνατότητα μέτρησης των οριζοντίων παραμορφώσεων που αναπτύσσονται εγκάρσια ως προς τον κατά μήκος άξονα της υπόγειας εκσκαφής, μεταξύ δυο κοχλίων που έχουν τοποθετηθεί ως στοιχεία συστηματικής υποστήριξης του υπόγειου έργου. Για τις δυο σειρές μετρήσεων που πραγματοποιήθηκαν σε υπόγεια εργοτάξια των προαναφερθεισών Εταιρειών, χρησιμοποιήθηκε το ίδιο μηχανικό μικρόμετρο του οίκου MITUTOYO, που παρείχε ακρίβεια της τάξης

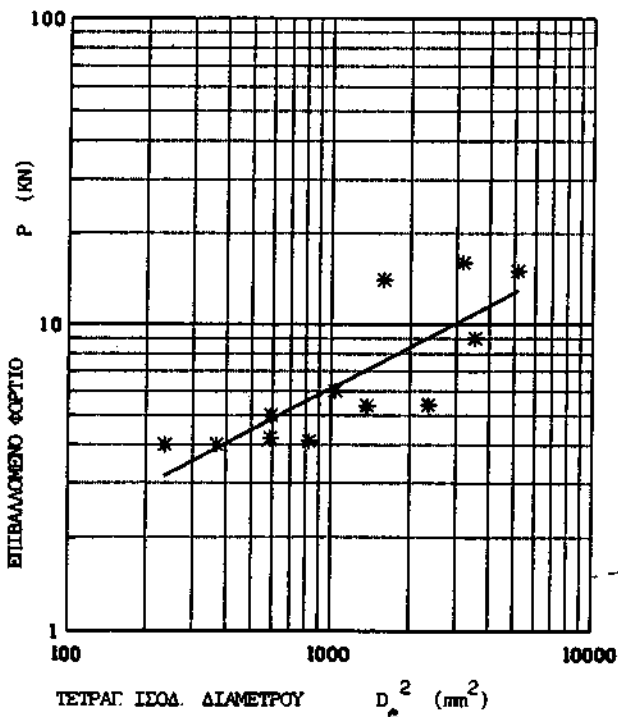


ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 1: Δοκιμές εξολκαύσεως σε κοχλίες σημειακής αγκύρωσης (αναπτυσσομένου κελύφους) μήκους 2,40 μέτρων.

DIAGRAM 1: Pull out tests on point anchored rockbolts, 2.40 m length.

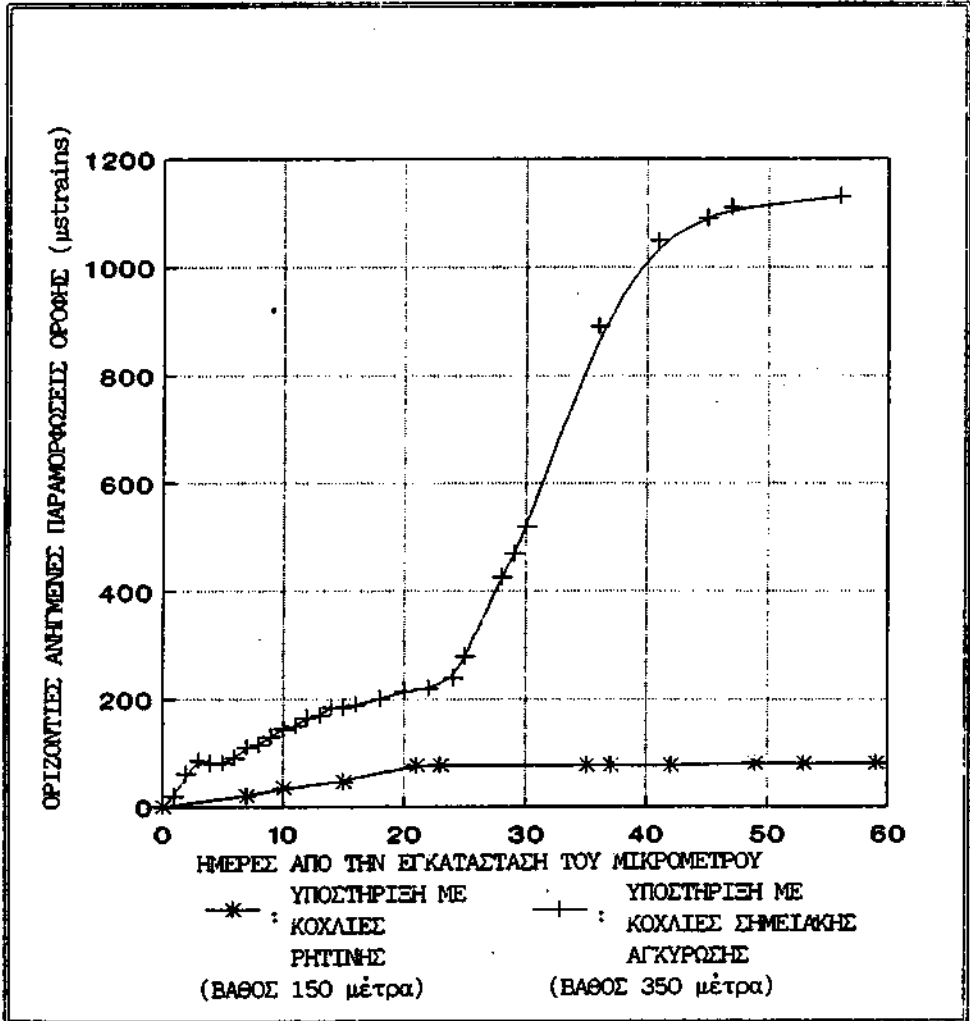


ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 2: Δοκιμές εξολκεύσεως σε κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης (ρητίνης) μήκους 2,60 μέτρων σε οροφή (r), παρείς (sw), με 1 ή 2 φουσίγγια ρητίνης.
 DIAGRAM 2: Pull out tests on resin anchored rockbolts, 2,60 m length (r: roof, sw: sidewalls, with 1 or 2 resin capsules).



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 3: Εύρεση του δείκτη σημειακή φόρτισης του υπό μελέτη πετρώματος.
 DIAGRAM 3: Determination of Point Load Index of the rock mass.

των 0,005 mm. Η επιλογή των θέσεων που τοποθετήθηκε η διάταξη: (πλάκες-οδηγός-συρματόσχοινο-μικρόμετρο), έγινε με βάση τα χαρακτηριστικά της οροφής και την απόσταση από γειτονική μεταλλευτική δραστηριότητα. Συγκεκριμένα, η οροφή στη θέση τοποθέτησης πρέπει να είναι όσο το δυνατόν επίπεδη, η αρχική απόσταση από το μέτωπο στις στοάς πρέπει να είναι κατ' ελάχιστον 15-20 m, ενώ επιδιώκεται η επιλογή της θέσης σε διασταύρωση στοών ανάπτυξης του κοιτάσματος, κοντά σε μέτωπα εξόφλησης. Τέλος και αυτό είναι πολύ σημαντικό, θα πρέπει τις παρειές της προχωρούσας στοάς να αποτελούν στύλοι του βωξιτικού κοιτάσματος. Στο Διάγραμμα 4 δίνονται οι καμπύλες χρόνου-ανηγμένων παραμορφώσεων (ανηγμένων στην αρχική απόσταση μεταξύ των κοχλιών), για τις δυο περιπτώσεις των διαφορετικών συστημάτων κοχλίωσης.



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 4: Μετρήσεις οριζοντίων ανηγμένων παραμορφώσεων οροφών υποστηριγμένων, είτε με κοχλίες ρητίνης, είτε με κοχλίες σημειακής αγκύρωσης σε σχέση με το χρόνο.

DIAGRAM 4: Measurements of horizontal strain for resin and point anchored roofs.

3. Δοκιμές σημειακής φόρτισης, σε ακανόνιστα δείγματα ασβεστολίθου της οροφής: Σκοπός των δοκιμών σημειακής φόρτισης είναι η κατά το δυνατόν ακριβέστερη εκτίμηση της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του ασβεστολίθου της οροφής (Sc), η οποία αποτελεί μια πολύ σημαντική παράμετρο της εφαρμογής της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως. Όπως προαναφέρθηκε, ο υπολογισμός του Sc γίνεται έμμεσα, με βάση τον προσδιορισμό του δείκτη σημειακής φόρτισης Is, εφόσον τα δυο μεγέθη συνδέονται με το γνωστό εμπειρικό τύπο του Bieniawski: $Sc=24 \cdot Is$. Για το σκοπό αυτό απαιτείται η διεξαγωγή σειράς δοκιμών σε ένα πλήθος τουλάχιστον 10 δειγμάτων, για τις οποίες η Διεθνής Ένωση Μηχανικής των Πετρωμάτων (I.S.R.M.) συνιστά να δίδεται ιδιαίτερη προσοχή στα ακόλουθα:

α) Επιλογή των δειγμάτων: Στην περίπτωση που οι δοκιμές γίνουν σε ακανόνιστα δείγματα, οι διαστάσεις αυτών θα πρέπει να είναι της τάξης των 35 ± 15 mm, ενώ ο λόγος D/W να κυμαίνεται από 0,3 έως 1,0 όπου: W το πλάτος του δείγματος και D το ύψος του (προτιμούνται δείγματα με λόγο D/W = 1). Για την τρίτη διάσταση πρέπει να ισχύει: $L \geq D$. Όλες οι διαστάσεις των δειγμάτων μετρούνται με τη βοήθεια παχυμέτρου (με ακρίβεια της τάξης $\pm 2\% - \pm 5\%$) και καταγράφονται προσεκτικά πριν την έναρξη της δοκιμής.

β) Ο τρόπος τοποθέτησης των δειγμάτων στη μηχανή σημειακής φόρτισης: Κάθε δείγμα τοποθετείται ανάμεσα τους κολουροκωνικές ακμές της μηχανής, με τη μικρότερη διάστασή του (δηλαδή το ύψος D).

γ) Ο ρυθμός αύξησης του επιβαλλόμενου φορτίου P (KN): Αυτός θα πρέπει να διατηρείται σταθερός καθ' όλη τη διάρκεια της φόρτισης, έτσι ώστε η αναμενόμενη αστοχία να εμφανισθεί σε χρονικό διάστημα 10-60 sec. Κατά την αστοχία, το φορτίο P σημειώνεται και μέσω αυτού υπολογίζεται ο δείκτης σημειακής φόρτισης, από τον τύπο: $Is = P/De^2$, όπου De η ισοδύναμη διάμετρος πυρήνα του δείγματος, η οποία υπολογίζεται (για ακανόνιστα δείγματα) από τον τύπο: $De^2 = 4 \cdot W \cdot D/\pi$.

Το πρόγραμμα μετρήσεων που πραγματοποιήσαμε, περιελάμβανε 12 δοκιμές σημειακής φόρτισης σε ακανόνιστα δείγματα ασβεστολίθου της οροφής. Όλες οι δοκιμές έγιναν με τη βοήθεια της συσκευής του οίκου E.L.E., του Εργαστηρίου Μεταλλευτικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π.

4.2. Επεξεργασία των αποτελεσμάτων - Εκτίμηση των δεδομένων εισαγωγής για την εφαρμογή της μεθόδου

* Τελικό φορτίο αστοχίας των κοχλιών (Tbf): Βασιζόμενοι στα αποτελέσματα των επί τόπου δοκιμών εξόδκουσης, κατασκευάζουμε τα διαγράμματα φορτίων-παραμορφώσεων, τα οποία μας δίνουν μια σαφή, αξιόπιστη εικόνα της συμπεριφοράς των δυο συστημάτων κοχλίωσης που μελετήθηκαν, υπό συνθήκες φόρτισης. Για τους κοχλίες σημειακής αγκύρωσης, από το Διάγραμμα 1 συμπεραίνουμε ότι το τελικό φορτίο αστοχίας είναι: $Tbf_{σημ} = 12$ ton.

Πέρα από την τιμή αυτή, έχουμε (συνήθως) απότομη ολίσθηση της αγκυροκεφαλής και του σώματος της ράβδου εντός του διατρήματος, η οποία καταλήγει σε έξοδο του κοχλία από το διάτρημα, χωρίς να επισυμβεί θραύση του σώματος της ράβδου.

Αντίθετα, όπως άλλωστε δείχνει το συγκεντρωτικό Διάγραμμα 2, στην περίπτωση των κοχλιών κατανεμημένης αγκύρωσης δεν παρατηρούνται απότομες αστοχίες, ενώ το σύστημα φαίνεται να μεταβαίνει από μια ελαστική περιοχή (με ταχεία άνοδο των τιμών φορτίου και χαμηλές παραμορφώσεις), σε μια πλαστική περιοχή, με σημαντική

αύξηση των τιμών των παραμορφώσεων υπό σταθερό φορτίο ≈ 20 ton. Ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι περιπτώσεις εκείνες των κοχλιών που δείχνουν να εμφανίζουν μια νέα «ψευδοελαστική περιοχή», κατά την οποία το ασκούμενο φορτίο φτάνει έως και τους 30 ton, χωρίς σημαντική άνοδο των επισυμβανουσών παραμορφώσεων. Η επικρατέστερη εξήγηση του ερωτήματος που προκύπτει γύρω από τα πιθανά αίτια της προφανούς αυτής διαφοροποίησης στη συμπεριφορά των κοχλιών, είναι η ενδεχόμενη άσκηση έκκεντρων φορτίσεων στο σύστημα. Επιπροσθέτως, θα πρέπει να αναφέρουμε ως πιθανά αίτια τις διαφορικές μετατοπίσεις των μικροστρώσεων ρητίνης που προκύπτουν ως αποτέλεσμα των μηχανικών δράσεων, καθώς επίσης και τη διαφορά της ακαμψίας του πετρώματος στην περιοχή που ασκείται το εφελκυστικό φορτίο. Οποσδήποτε πάντως, το ζήτημα χρήζει περαιτέρω διερεύνησης, καθώς απαιτείται η εκτέλεση μεγαλύτερου αριθμού παρόμοιων δοκιμών (όπως επίσης και δοκιμών φορτίσεως-αποφορτίσεως των κοχλιών), κάτω από μεγάλο φάσμα συνθηκών υποστήριξης. Με βάση τα παραπάνω, μπορούμε συμβατικά να θεωρήσουμε ως φορτίο αστοχίας των κοχλιών κατανεμημένης αγκύρωσης το φορτίο εκείνο, για το οποίο έχουμε την εμφάνιση της πλαστικής περιοχής για το σύνολο των καμπυλών. Συνεπώς:

$$Tbf_{\text{καταν.}} = 20 \text{ ton.}$$

***Σταθερά φορτίων-παραμορφώσεων (Q):** Από τα ίδια διαγράμματα, με τη βοήθεια του τύπου που παραθέσαμε σε προηγούμενη παράγραφο (2.2.), υπολογίζεται η τιμή του Q, η οποία μας δίνει ένα μέτρο της ακαμψίας των δύο συστημάτων κοχλιώσης. Για την περίπτωση των μηχανικά αγκυριζομένων κοχλιών, από τις καμπύλες του συγκεντρωτικού Διαγράμματος 1 προκύπτει μια μέση τιμή: $Q_{\text{σημ.}} = 0,05 \text{ m/MN.}$

Όμοια, από το συγκεντρωτικό Διάγραμμα 2, προκύπτει μια μέση τιμή της σταθεράς για το σύστημα κοχλιών κατανεμημένης αγκύρωσης: $Q_{\text{καταν.}} = 0,02 \text{ m/MN.}$ Οι τιμές αυτές θα χρησιμοποιηθούν ως δεδομένα εισαγωγής στην εφαρμογή που θα ακολουθήσει.

* **Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (Sc):** Στον πίνακα 2 δίδονται τα αποτελέσματα 12 δοκιμών σημειακής φόρτισης, σε ακανόνιστα δείγματα ασβεστολίθου της οροφής, τα οποία συλλέχθηκαν από τα υπόγεια εργοτάξια της εταιρείας «Α.Ε.Μ. ΒΩΞΙΤΑΙ ΠΑΡΝΑΣΣΟΥ». Ακολουθεί η διαδικασία διόρθωσης λόγω μεγέθους μέσω της προβολής σε διπλολογαριθμικό χαρτί των ζευγών τιμών: $D_c^2 \text{ (mm}^2\text{)} - P \text{ (KN)}$, για την πραγματοποίηση της οποίας ακολουθήσαμε τις οδηγίες της I.S.R.M. Στο Διάγραμμα 3 δίδεται η ευθεία της τάσης των τιμών αυτών, με τη βοήθεια της οποίας προσδιορίζουμε την τιμή του φορτίου θραύσεως (P) που αντιστοιχεί σε δοκίμιο ισοδύναμης διαμέτρου: $D_c = 50 \text{ mm.}$

Συγκεκριμένα, προκύπτει: $P_{50} \approx 9,5 \text{ KN.}$ Συνεπώς, ο δείκτης σημειακής φόρτισης θα είναι: $Is_{(50)} = P_{50}/50^2 \approx 0,004 \text{ KN/mm}^2 = 4 \text{ MPa.}$ Χρησιμοποιώντας τον τύπο του Bieniawski, μπορούμε να υπολογίσουμε (με σχετική ακρίβεια) την τιμή της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του πετρώματος: $Sc = 24 \cdot Is_{(50)} = 24 \cdot 4 = 96 \text{ MPa.}$ Η τιμή αυτή, βρίσκεται μέσα στα συνήθη πλαίσια τιμών της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη, με βάση τις οποίες πραγματοποιείται σχεδόν το σύνολο των μελετών υποστήριξης στα υπόγεια βωξιτικά μεταλλεία, καθώς αποτελεί μια αντιπροσωπευτική τιμή για τον ασβεστόλιθο της οροφής των βωξιτικών κοιτασμάτων του 3ου ορίζοντα. Πάντως, προς το σκοπό της αντιμετώπισης ευρύτερου φάσματος περιπτώσεων συνθηκών υποστήριξης για το συγκεκριμένο πέτρωμα, στην εφαρμογή που θα ακολουθήσει θέτουμε τιμές του Sc που κυμαίνονται από 80 έως 100 MPa. Πρέπει να τονίσουμε πάντως, πως στην πλειοψηφία των περιπτώσεων οι τιμές αυτές δεν αντιπροσωπεύουν τις ανώτατες τιμές της αντοχής του πετρώματος, κάτι που γίνεται συνειδητά ώστε κατά το σχεδια-

ΔΕΙΓΜΑΤΑ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΥ ΟΡΟΦΗΣ (ΕΡΓΟΣΤΑΣΙΑ : ΣΤΟΑ 610 , ΣΤΟΑ 740)
 ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΑ ΔΙΕΞΑΓΩΓΗΣ ΤΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ ΣΗΜΕΙΑΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ : 7-7-1991

α/α	D (σε mm)	W (σε mm)	A (σε mm ²)	De ² (σε mm ²)	P (σε KN)	Is (σε MPa)
1	20	23	460	586	4,20	7,17
2	50	81	4050	5159	15,00	2,91
3	28	29	812	1034	6,00	5,80
4	46	60	2760	3516	9,00	2,56
5	41	45	1845	2350	5,40	2,30
6	36	69	2484	3164	16,00	5,06
7	24	27	648	825	4,10	4,97
8	11,5	16	184	234	4,00	17,09
9	21	22	462	589	5,00	8,49
10	12	24	288	367	4,00	10,90
11	25	43	1075	1369	5,35	3,91
12	34,5	36	1242	1582	14,00	8,85

ΠΙΝΑΚΑΣ 2: Στοιχεία περί των δοκιμών σημειακής φόρτισης.
 TABLE 2: Point load tests data.

σμό να υφίσταται ένα περιθώριο ασφαλείας. Με την παραπάνω τακτική, στόχος μας είναι η εκ των προτέρων διερεύνηση των σχετικά δυσμενέστερων περιπτώσεων από πλευράς συνθηκών υποστήριξης.

* Το μέτρο ελαστικότητας της μάζας του επί τόπου πετρώματος (E): Στον πίνακα 3 δίδεται η ταξινόμηση του ασβεστολίθου της οροφής, κατά Bieniawski, για την οποία προβαίνουμε σε ορισμένες απαραίτητες εκτιμήσεις με βάση την προγενέστερη επαφή μας με το συγκεκριμένο πέτρωμα, αλλά και με τη βοήθεια παρατηρήσεων και στοιχείων που συγκεντρώσαμε κατά τη διάρκεια των δοκιμών και μετρήσεων του ερευνητικού μας προγράμματος. Η τιμή του δείκτη ποιότητας R M R που προκύπτει μέσω της ταξινόμησης, φτάνει το 57. Συνεπώς, το μέτρο ελαστικότητας του επί τόπου πετρώματος προκύπτει από τον τύπο (βλ. παράγραφο 2.2.): E (σε GPa) = $2 \cdot 57 - 100 \Rightarrow E = 14 \text{ GPa} = 14000 \text{ MPa}$. Προς την κατεύθυνση της ασφάλειας στην ανάλυση που θα ακολουθήσει θα εισάγουμε τιμές του E, από 9000-14000 MPa.

* Το ειδικό βάρος της διαρρηγμένης μάζας του πετρώματος (Γr): Μια συνήθης μέση τιμή για το ειδικό βάρος του επί τόπου πετρώματος, είναι: $0,0265 \text{ MN/m}^3$ (= $2,65 \text{ ton/m}^3$). Με βάση αυτήν, θα γίνει στη συνέχεια η εκτίμηση του P_0 . Μειώνοντας την τιμή

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΤΙΜΗ/ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΒΑΘΜΟΣ
1. R Q D (%)	50 - 75	13
2. $\left[\begin{array}{l} I_s \dots\dots\dots 2 - 4 \dots\dots \\ Sc \text{ (σε MPa)} \dots\dots\dots 50 - 100 \dots\dots \end{array} \right]$	(συγκεκριμένα : 4) (συγκεκριμένα : 96)	7
3. Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών (σε m)	0,3 - 1,0	20
4. Κατάσταση των ασυνεχειών ..	ελαφρώς ανώμαλες παρειές, απόσταση μεταξύ τους < 1,0 m μαλακό υλικό πλήρωσης	12
5. Υπόγεια νερά	σχετική υγρασία	7
	■ ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΒΑΘΜΟΣ R M R	59
6. Διόρθωση λόγω προσανατολισμού των ασυνεχειών		-2
	■ ΤΕΛΙΚΗ ΤΙΜΗ ΤΟΥ R M R	57

ΠΙΝΑΚΑΣ 3: Ταξινόμηση πετρώματος κατά CSIR.
TABLE 3: Rock mass classification according to CSIR system.

αυτή κατά ποσοστό 10% βρίσκουμε (με αρκετή προσέγγιση) το ειδικό βάρος για το διαρρηγμένο πέτρωμα. Συνεπώς: $\Gamma_r \approx 0,024 \text{ MN/m}^3$.

* Ο λόγος Poisson (ν): Υποθέτοντας υδροστατικό πεδίο, ο λόγος θα θεωρείται σταθερός και ίσος με 0,25.

* Το μέτρο των επί τόπου τάσεων P_0 : Στην εφαρμογή που θα επιχειρήσουμε, θεωρούμε ότι το σύστημα κοχλίωσης τοποθετείται για την υποστήριξη ασβεστολιθικών οροφών σε υπόγειες μεταλλευτικές εκσκαφές που βρίσκονται σε βάθος 300 m από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους. Συνεπώς: $P_0 = 0,0265 \text{ MN/m}^3 \cdot 300 \text{ m} \approx 8 \text{ MPa}$.

* Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα της ράβδου των κοχλιών (Eb): Θα χρησιμοποιηθεί η τιμή που δίδεται από τους κατασκευαστές, η οποία και φτάνει τα 207000 MPa, για την ποιότητα χάλυβα των ράβδων των κοχλιών που χρησιμοποιήθηκαν.

* Η ισοδύναμη ακτίνα της εκσκαφής (Ri): Για την εφαρμογή, θα θεωρήσουμε στοά ορθογώνιας διατομής, διαστάσεων: 5 m (πλάτος) * 4 m (ύψος), ήτοι συνολικού εμβαδού 20m². Για υποτιθέμενη σήραγγα, ίσου συνολικού εμβαδού διατομής, ισχύει: $\pi \cdot Ri^2 = 20 \text{ m}^2 \Rightarrow Ri \approx 2,5 \text{ m}$.

* Η διάμετρος των κοχλιών (Db): Η διάμετρος της ράβδου των κοχλιών σημειακής αγκύρωσης είναι 0,016 m, ενώ για τους κοχλίες κατανεμημένης αγκύρωσης η διάμετρος της ράβδου φτάνει τα 0,020 m.

* Το μήκος των κοχλιών (l): Στην εφαρμογή, θα εξετάσουμε περιπτώσεις κοχλιών σημειακής αγκύρωσης με ελεύθερο μήκος 2,40 ενώ το μήκος των κοχλιών κατανεμημένης αγκύρωσης θα θεωρηθεί ίσο με 2,60 m.

* Οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών (Sc' , Sl'): Θα θεωρήσουμε (αυτή άλλωστε είναι και η συνήθης πρακτική) πως οι κοχλίες και στα δυο συστήματα τοποθετούνται σε τετραγωνική διάταξη, σε αποστάσεις: 0,8-1,2 m μεταξύ τους. Η πλέον συνήθης τιμή για τα μεγέθη Sc' & Sl' είναι 1,00 m, η οποία αντιστοιχεί σε μια πυκνότητα κοχλίωσης 1 κοχλίας/ m^2 αποκαλυπτόμενης επιφανείας ασβεστολιθικής οροφής.

* Οι σταθερές της μάζας του αδιαρρήκτου πετρώματος (m & s): Με βάση την ταξινόμηση κατά Bieniawski της μάζας του ασβεστολίθου της οροφής ($R M R = 57$), μπορούμε να προχωρήσουμε σε εκτίμηση των σταθερών m & s , με βάση τον σχετικό πίνακα των Hoek και Brown (1980). Συγκεκριμένα, στην εφαρμογή θα θεωρήσουμε πως το m λαμβάνει τιμές από 2,0 έως 0,5 ενώ το s από 0,05 έως 0,0005.

* Οι σταθερές της μάζας του διαρρηγμένου πετρώματος (M_r & S_r): Για την εκτίμηση των τιμών των σταθερών M_r & S_r , υποθέτουμε πως η μάζα του θραυσμένου πετρώματος βρίσκεται κατά μια κατηγορία χαμηλότερα στην ίδια γεωμηχανική ταξινόμηση. Συνεπώς, μπορούμε να θεωρήσουμε πως το M_r κυμαίνεται από 0,40 - 0,10, ενώ το S_r από 0,0001-0,0005. Οι εκτιμήσεις αυτές αφορούν τα δεδομένα εισαγωγής για την περίπτωση των κοχλιών σημειακής αγκύρωσης. Όσον αφορά στην εφαρμογή της μεθόδου της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως στην περίπτωση των κοχλιών που αγκυρώνονται με ρητίνες, απαιτείται να δοθεί κάποια ποσοτική έκφραση της επιτυγχανόμενης σχετικής σύσφιγξης της μάζας του πετρώματος που περιβάλλει την υπόγεια εκσκαφή. Προς το σκοπό αυτό, και όπως άλλωστε προτείνουν οι Hoek και Brown (1980), δεχόμεστε στην ανάλυση που θα ακολουθήσει τιμές των M_r & S_r αισθητά αυξημένες σε σχέση με τις προαναφερθείσες. Συγκεκριμένα, το M_r κυμαίνεται από 1,0 έως 0,2, ενώ το S_r από 0,001 έως 0,0002.

* Το μέγεθος των αρχικών παραμορφώσεων, πριν την τοποθέτηση των κοχλιών (U_0): Η παραμόρφωση που έχει επισυμβεί πριν την τοποθέτηση των κοχλιών, μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα. Στο συμπέρασμα αυτό καταλήγουμε εφόσον λάβουμε υπόψη μας τα βασικά στοιχεία του κύκλου των φάσεων εργασίας κατά την εκμετάλλευση του κοιτάσματος με τη μέθοδο των θαλάμων και στύλων, αλλά και την εν γένει εικόνα των ασβεστολιθικών οροφών που αντιμετωπίσαμε. Πιο συγκεκριμένα, η συνήθης πρακτική περιλαμβάνει συστηματικό έλεγχο της οροφής και απομάκρυνση των επισηφλών στρώσεων πάχους 0,3-1 m (ξεσκάρωμα) με τη χρήση ειδικού φορείου (μηχανικός ξεσκαρωτής) πριν από τη διενέργεια της κοχλίωσης. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η ασφαλής τοποθέτηση των κοχλιών σε υγιές πέτρωμα, το βέλος κάμψεως του οποίου είναι πρακτικά μηδενικό. Επιπροσθέτως, αναφέρεται ότι κατά τη συνήθη πρακτική στις βαξιτικές εκμεταλλεύσεις, ο χρόνος που μεσολαβεί από την πυροδότηση των διατηρημάτων και την προχώρηση του μετώπου μέχρι την τοποθέτηση των κοχλιών είναι σχετικά μικρός (της τάξεως του 12ώρου) και συνεπώς πρακτικά ανεπαρκής για την ενδεχόμενη ανάπτυξη σημαντικών και κατά το δυνατόν αξιόπιστα μετρήσιμων παραμορφώσεων. Για τους παραπάνω λόγους, είναι δυνατόν να θεωρηθεί το μέγεθος των αρχικών παραμορφώσεων μηδενικό ($U_0 = 0$ mm), υπό τις συνθήκες της μελετηθείσας περίπτωσης.

4.3. Γραφική παρουσίαση των αποτελεσμάτων της εφαρμογής της μεθόδου, με τη βοήθεια του προγράμματος «ROCKBOLT»

Με βάση τις εκτιμήσεις για τις τιμές των δεδομένων εισαγωγής στο πρόγραμμα «ROCKBOLT» που συνοπτικά αναφέρθηκαν στην παρ. 4.2. ακολουθεί η διεξοδική εφαρμογή της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως για τις συνθήκες πετρώματος και κοχλίω-

σης που αντιμετωπίζονται στις περιπτώσεις βωξιτικών εκμεταλλεύσεων που μελετήθηκαν. Στα Διαγράμματα 5, 6, 7 και 8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, τόσο για σημειακές (α) όσο και για κατανεμημένες (β) αγκυρώσεις που προέκυψαν από τα δεδομένα εισαγωγής που δίνονται αναλυτικά στους Πίνακες 4 και 5.

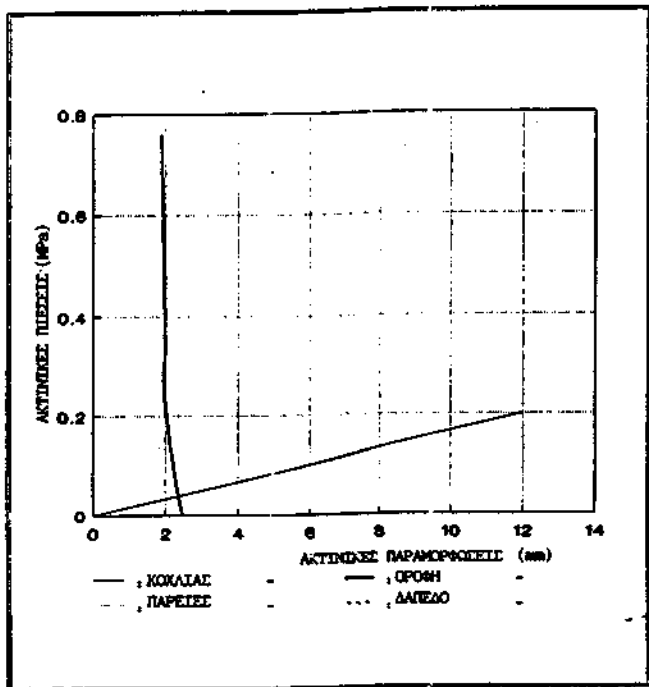
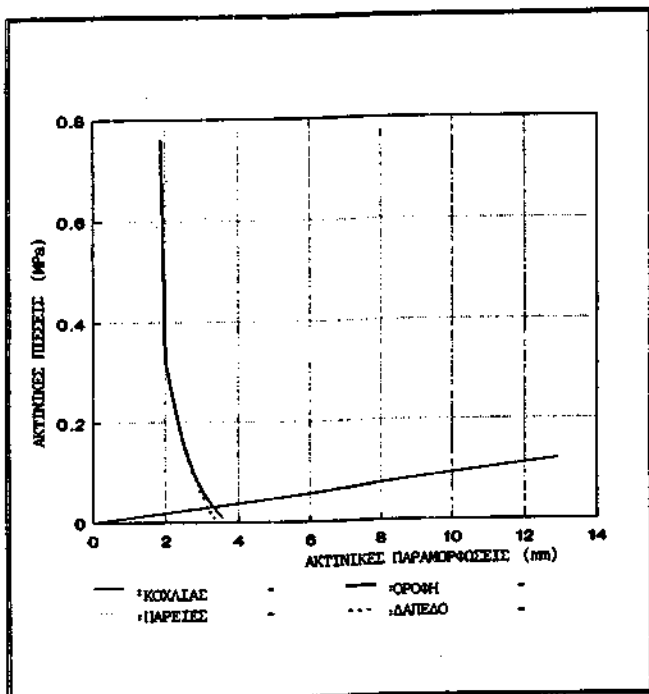
5. Παρατηρήσεις και σχόλια επί της μεθόδου

Η μέθοδος της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως της συμπεριφοράς της μάζας του πετρώματος σε σχέση με τη δράση του συστήματος κοκλίωσης με το οποίο επιτυγχάνεται η υποστήριξη της υπόγειας εκσκαφής διακρίνεται από τις μέχρι τώρα χρησιμοποιούμενες συμβατικές μεθόδους υπολογισμού της υποστήριξης, από το γεγονός ότι λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική της εξελικτικής διαδικασίας ανάπτυξης των τάσεων και παραμορφώσεων.

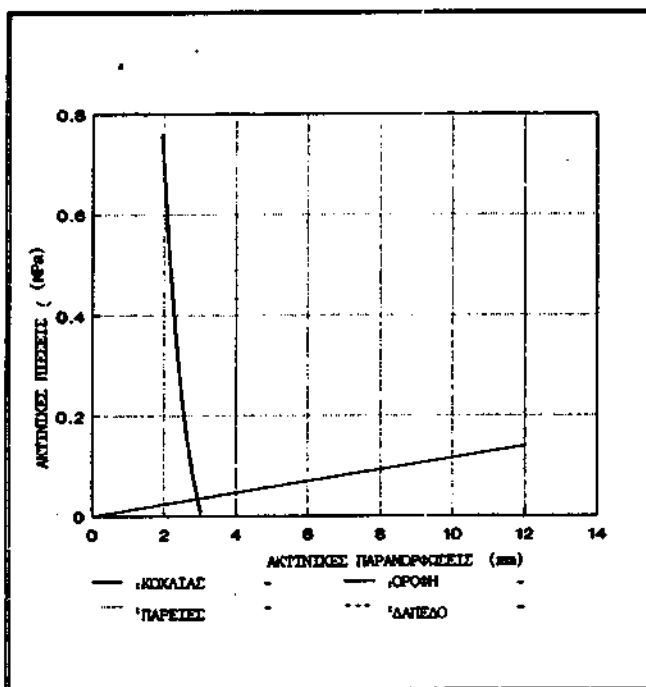
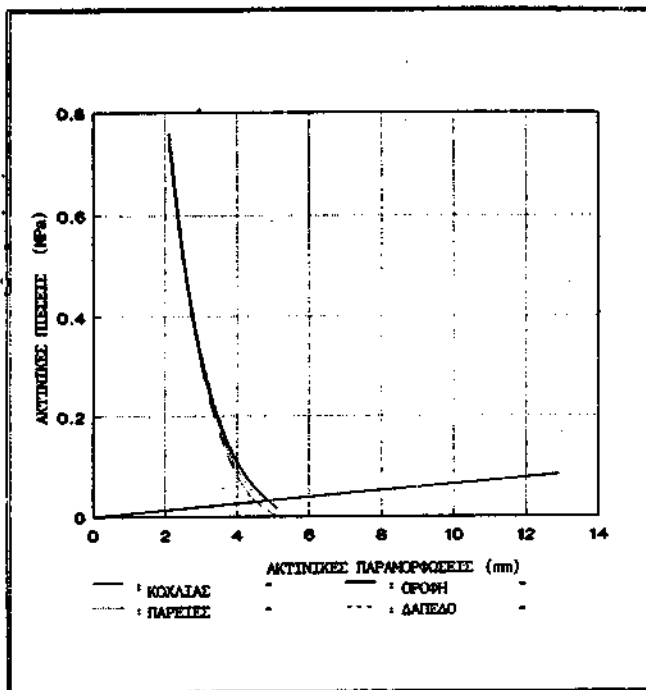
Είναι απαραίτητο να τονισθεί ιδιαίτερα, ότι εξαιτίας των απλοποιητικών υποθέσεων που υιοθετούνται κατά την επίλυση του πολυπαραμετρικού αυτού προβλήματος, ο χρήστης του προγράμματος δεν θα πρέπει να θεωρεί ότι επιτυγχάνει απολύτως αξιόπιστα ποσοτικά αποτελέσματα, πλην όμως, θα έχει ως εφόδιο για τη μελέτη του μια αρκετά καλή προσεγγιστική εικόνα των συνθηκών που πρόκειται να αντιμετωπίσει, σαφώς ανάλογη της αξιοπιστίας και της αντιπροσωπευτικότητας των δεδομένων εισαγωγής του προγράμματος. Βεβαίως, όσο και αν τα αποτελέσματα της εφαρμογής που παρουσιάσθηκε αποδεικνύονται πειστικά και όση προσπάθεια και αν έγινε για την εισαγωγή κατά το δυνατόν πραγματικών και μετρήσιμων δεδομένων, ο μηχανικός ή ο μελετητής δεν πρέπει ποτέ να υποτιμά την τεχνική του εμπειρία και τη διαίσθησή του. Επιπροσθέτως, δεν θα πρέπει να εξαρτά ολοκληρωτικά το σχεδιασμό του από τα αποτελέσματα της ανάλυσης, τα οποία αποτελούν μια εκ των προτέρων ποιοτική και λιγότερο ποσοτική εκτίμηση ή μια εκ των υστέρων διαδικασία ελέγχου του σχεδιασμού της κοκλίωσης.

Παρ' όλα τα παραπάνω όμως, είναι αναμφισβήτητη η συμβολή της μεθόδου στην κατανόηση και στην εποπτική και παραστατική παρουσίαση αυτού του σύνθετου προβλήματος καθώς και στην παραμετρική ανάλυση κατά τη μεταβολή των χαρακτηριστικών του υπό μελέτη συστήματος κοκλίωσης, ένα πεδίο που τουλάχιστον μέχρι σήμερα δεν έχει διευκρινισθεί πλήρως. Επίσης σημειώνεται, ότι η παρουσιαζόμενη ανάλυση συντελεί σημαντικά στην εμπάθυνση της σκέψης του μηχανικού στις εκάστοτε αντιμετωπιζόμενες περιπτώσεις υποστήριξης, υπό την προϋπόθεση ότι πάντα πρέπει να συνοπολογίζονται ακραίες και δυσμενείς περιπτώσεις που τόσο συχνά εμφανίζονται στη μεταλλευτική πράξη. Σημαντικής αξίας είναι επίσης η συγκριτική ανάλυση των αποτελεσμάτων της μεθόδου με αυτά των συμβατικών ή των αριθμητικών μεθόδων, προς το σκοπό της εξαγωγής χρήσιμων συμπερασμάτων. Παράλληλα, θα πρέπει να γίνει σαφές, ότι ξεκινώντας από ένα σταθερό θεωρητικό υπόβαθρο, με μελετημένη την εικόνα της ανάπτυξης των τάσεων και των παραμορφώσεων, ο μηχανικός θα πρέπει να προσαρμόσει τις δυνατές επιλογές του στις —κατά κανόνα άνευ αμέσων ενδείξεων— μεταβαλλόμενες συνθήκες των υπογείων έργων, πράγμα βεβαίως που παρουσιάζει σημαντικές δυσχέρειες.

Τέλος, τονίζεται ότι η μόνη δυνατότητα για να βασισθεί κανείς σε αξιόπιστα ποσοτικά δεδομένα της αντίστασης της υποστήριξης και της συμπεριφοράς της μάζας του πετρώματος, βρίσκεται στην εκτέλεση αμέσων επί τόπου μετρήσεων τόσο των φορτίων όσο και των παραμορφώσεων. Στην προεκτεθείσα εφαρμογή της μεθόδου, τα δεδομένα εισαγωγής λήφθηκαν από επί τόπου μετρήσεις και καταγραφές που

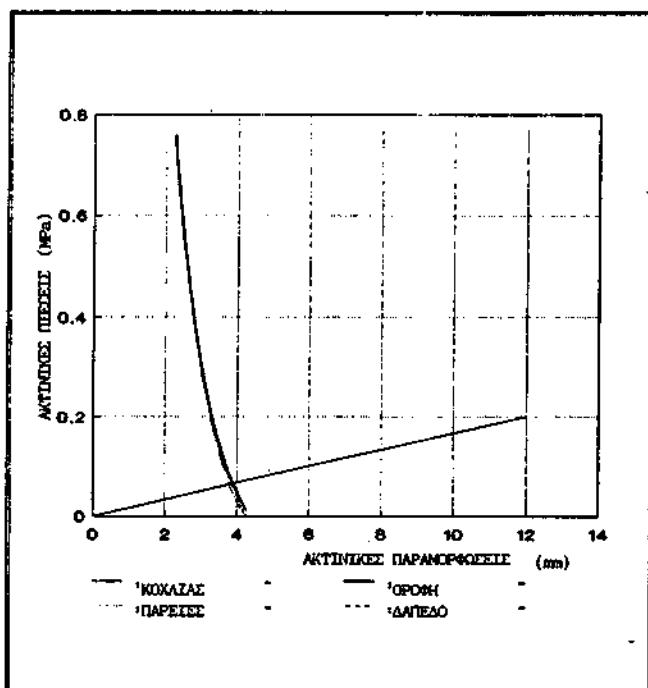
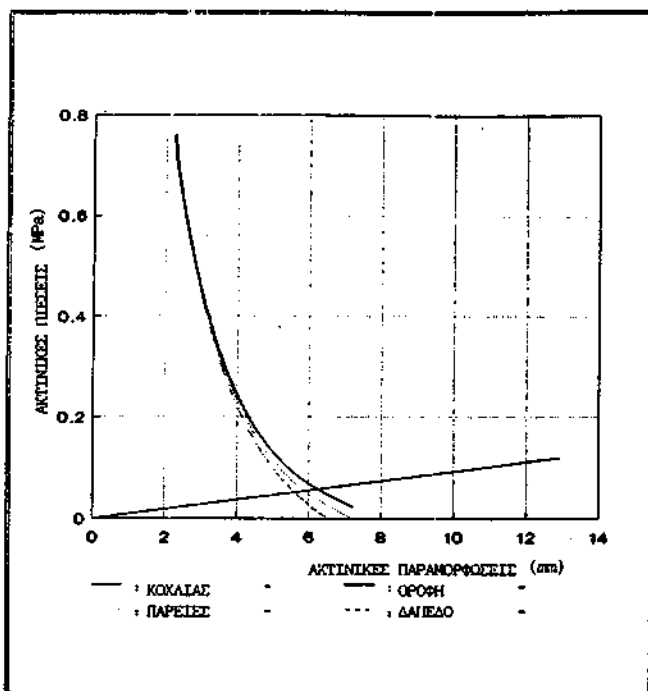


ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5: Συγκριτική παρουσίαση της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως υπό τις ίδιες συνθήκες πετρώματος για σημειακές (α) και καταναμημένες (β) αγκυρώσεις.
 DIAGRAM 5: Comparative presentation of interaction analysis under the same conditions for point (a) and resin (b) anchorages.



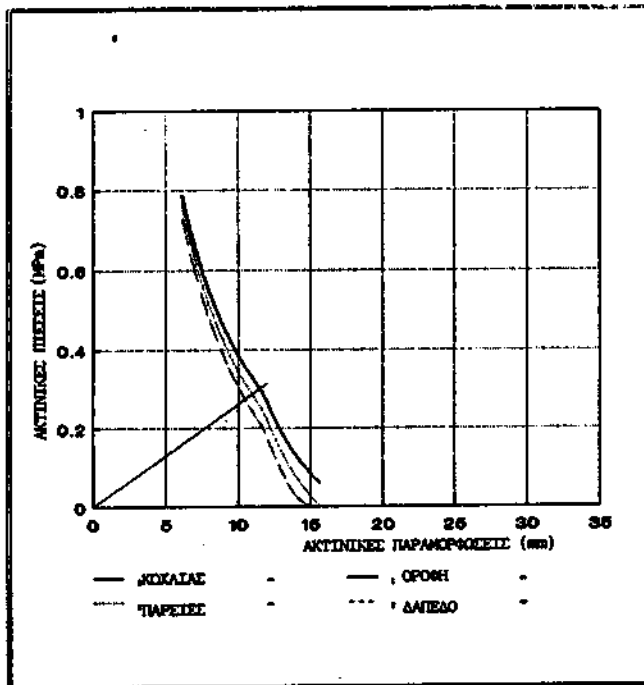
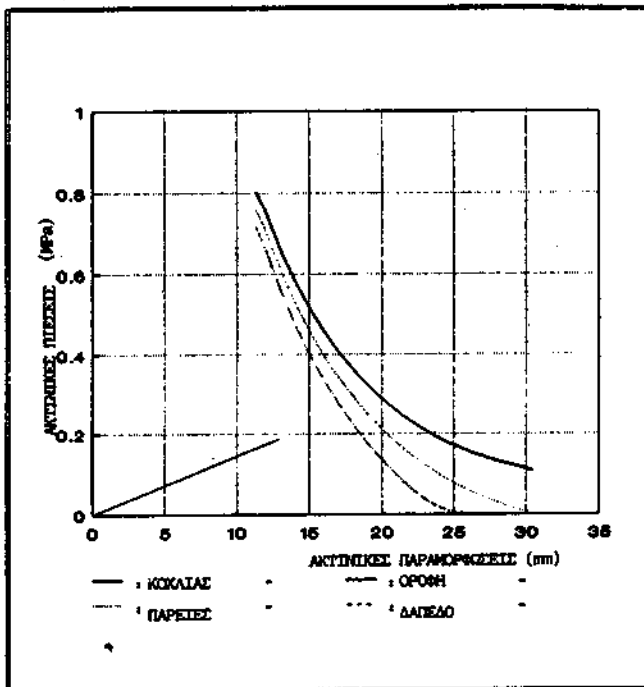
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 6: Συγκριτική παρουσίαση της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως υπό τις ίδιες συνθήκες πετρώματος για σημειακές (α) και κατανεμημένες (β) αγκυρώσεις.

DIAGRAM 6: Comparative presentation of interaction analysis under the same conditions for point (a) and resin (b) anchorages.



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 7: Συγκριτική παρουσίαση της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως υπό τις ίδιες συνθήκες πετρώματος για σημειακές (α) και κατανεμημένες (β) αγκυρώσεις.

DIAGRAM 7: Comparative presentation of interaction analysis under the same conditions for point (a) and resin (b) anchorages.



ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 8: Συγκριτική παρουσίαση της ανάλυσης αλληλεπιδράσεως υπό τις ίδιες συνθήκες πετρώματος για σημειακές (α) και καταναμημένες (β) αγκυρώσεις.
 DIAGRAM 8: Comparative presentation of interaction analysis under the same conditions for point (a) and resin (b) anchorages.

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5(α)	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 5(β)	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 6(α)	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 6(β)
Sc (MPa)	100	100	96	96
m	2	2	1,5	1,5
s	0,05	0,05	0,035	0,035
E (MPa)	14000	14000	12000	12000
v	0,25	0,25	0,25	0,25
Mr	0,4	1	0,3	0,7
Sr	0,0001	0,001	0,00008	0,0007
Γr (MN/m ³)	0,024	0,024	0,024	0,024
Po (MPa)	8	8	8	8
Ri (m)	2,5	2,5	2,5	2,5
L (m)	2,4	2,6	2,4	2,6
Db (m)	0,016	0,02	0,016	0,02
Eb (MPa)	207000	207000	207000	207000
Q (m/MN)	0,05	0,02	0,05	0,02
Tbf (MN)	0,12	0,2	0,12	0,2
sc' (m)	1,2	1,2	1	1
sl' (m)	1,2	1,2	1	1
Uio (m)	0	0	0	0

ΠΙΝΑΚΑΣ 4: Δεδομένα εισαγωγής για το πέτρωμα και το σύστημα κοχλίωσης των περιπτώσεων 5 και 6.

TABLE 4: Input data for the rock mass and the rockbolt system of the cases 5 and 6.

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 7(α)	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 7(β)	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 8(α)	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ 8(β)
Sc (MPa)	90	90	80	80
m	1	1	0,5	0,5
s	0,018	0,018	0,0005	0,0005
E (MPa)	10000	10000	9000	9000
v	0,25	0,25	0,25	0,25
Mr	0,2	0,5	0,1	0,2
Sr	0,00007	0,0004	0,00005	0,0002
Γr (MN/m ³)	0,024	0,024	0,024	0,024
Po (MPa)	8	8	8	8
Ri (m)	2,5	2,5	2,5	2,5
L (m)	2,4	2,6	2,4	2,6
Db (m)	0,016	0,02	0,016	0,02
Eb (MPa)	207000	207000	207000	207000
Q (m/MN)	0,05	0,02	0,05	0,02
Tbf (MN)	0,12	0,2	0,12	0,2
sc' (m)	1	1	0,8	0,8
sl' (m)	1	1	0,8	0,8
Uio (m)	0	0	0	0

ΠΙΝΑΚΑΣ 5: Δεδομένα εισαγωγής για το πέτρωμα και το σύστημα κοχλίωσης των περιπτώσεων 7 και 8.

TABLE 5: Input data for the rock mass and the rockbolt system of the cases 7 and 8.

έλαβαν χώρα κατά τη διενέργεια αναλυτικού προγράμματος. Το Εργαστήριο Μεταλλευτικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π. συνεχίζει την ερευνητική του αυτή προσπάθεια με την κατάστρωση προγράμματος επί τόπου μετρήσεων όχι πλέον των δεδομένων αλλά των αποτελεσμάτων της μεθόδου για την πλήρη εκτίμηση της αξιοπιστίας και της εγκυρότητας της εφαρμογής της εν λόγω ανάλυσης στις υπόγειες μεταλλευτικές εκσκαφές.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. *Bieniawski Z.T.*: Strata control in mineral engineering, Rotterdam, Balkema, 1988.
2. *Bieniawski Z.T.*: Engineering classification of jointed rock masses. Trans. S. Afr. Inst. Civ. E., 1973.
3. *Brady B. & Brown E.*: Rock mechanics for underground mining. George Allen & Unwin Ltd, London, 1985.
4. *Hoek E. & Brown E.*: Underground excavations in rock. IMM, London, 1980.
5. *I.S.R.M. (C.T.M.)*: Suggested method for determining point load strength. Intern. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr., Vol 22, No 2, Great Britain, 1985.
6. *Jones M.*: Rock bolts and anchors reviews. Tunnels and Tunneling, March 1985.
7. *Karabin G.J. et al.*: Comparative evaluation of conventional and resin bolting systems. US Mine Safety & Health Admin., IR1033, 1976.
8. *Κορωνάκης Ν.Ι.*: Μελέτη υκοστηρίξεων υπογείων εκσκαφών δια κοχλίωσης. Διπλωματική Εργασία, Αθήνα, 1990.
9. *Lee C.I. et al.*: Stability analysis of a deep small tunnel reinforced by rock bolts. Symp. on Tunnelling for Water Resources and Power Projects, New Delhi, January 1988.
10. *Μάστορης Ι.Γ.*: Μελέτη του σχεδιασμού και έλεγχος της λειτουργίας ενός συστήματος κοχλίωσης κατά την υκοστηρίξη υπογείων μεταλλευτικών εκσκαφών. Διπλωματική Εργασία, Αθήνα, 1991.
11. *Οικονομόπουλος Ι.Ν.*: Εκμετάλλευσις μεταλλείων - Υκοστηρίξις. Αθήνα, 1971.
12. *Οικονομόπουλος Ι.Ν. & Κορωνάκης Ν.Ι.*: Δοκιμές ελέγχου και μετρήσεις προς διακρίση της συμπεριφοράς συστημάτων κοχλίωσης της οροφής. Ορυκτός Πλούτος, τ. 75, 1991.
13. *Οικονομόπουλος Ι.Ν.*: Μια γενική θεώρηση των συστημάτων υκοστηρίξεως των υπογείων εκσκαφών δια κοχλίωσης. Ορυκτός Πλούτος, τ. 45, 1986.
14. *Panek L.A.*: Principles of reinforcing bedded mine roofs. USBM RI5155, 1964.
15. *Panek L.A.*: Evaluation of roof stability from measurements on horizontal roof strain. USBM IC8630, 1973.
16. *Scott J.*: Roof bolting. A sophisticated art. Engineering and Mining Journal, Aug. 1987.
17. *Scott J.*: Practical rock mechanics applied to underground mining. Mining Engineering, June 1991.
18. *Stillborg S.*: Professional users handbook for rock bolting. Trans. Tech. Publications, 1986.
19. *Stimpson B.*: A simplified Rock mass - Rockbolt interaction analysis for horizontally layered strata. Int. Journal of Mining and Geological Engineering, 27-51/9, 1991.
20. *Stimpson B.*: A simplified model for estimating roof bolting requirements. Int. J. of Mining and Geological Engineering, July 1989.
21. *Sundholm S.*: The quality control of rock bolts. 6th Int. Congress on Rock Mechanics, Montreal, 1987.
22. *Titan Industries Ltd.*: Elbroc strata control rebar mechanical properties. Business report, Nov. 1985.
23. *Τσουμπέλης Χ.*: Στοιχεία μηχανικής των πετρωμάτων, Μέρος Ι. Ε.Μ.Π., Αθήνα, 1985.
24. *US Army Corps of Engineers*: Rock reinforcement - Engineering and design. Eng. Manual I110-2-2901, 1980.

Study and application of rock mass-rockbolt interaction analysis in underground bauxite mining excavations

I.N. Economopoulos *

N.I. Koronakis *

I.G. Mastoris *

(Laboratory of mining technology, N.T.U.A.)

ABSTRACT: The rational design of support and reinforcement systems, must take into account the interaction between the support or reinforcing element and the rock mass. From the consideration of rock and support interaction mechanics, it is possible to develop a set of principles to guide support practice, for the general case in which yield of the rock mass surrounding the excavation is expected to occur and the rockbolting system is designed to resist any stress induced deformations.

Although, simplifying assumptions of the problem have to be made and some parameters and factors cannot be absolutely determined or specifically calculated, the use of the practical approach described in the paper, permits the engineer to develop a clear and deeper understanding of the relative influence of the main characteristics of a rockbolting system for any particular application. In most cases, it will be necessary for the designer, to carry out a series of calculations for a number of trial designs, before the selection of the most suitable lay out to go on a field trial. The method of rock and support interaction analysis can also be used as a useful and strong tool—according to the prevailing conditions—for checking a former rockbolting system design, simulating the rock mass behaviour, calculating the required support pressure or carrying out sensitivity studies.

In the paper presented here, a qualitative as well as a brief quantitative stress-deformation analysis is described, with practical guidelines for choosing the most appropriate and reliable input data of the computer programme «ROCKBOLT». The programme calculates the support reaction (available support) and the ground characteristic (required support) curve, for the roof, the sidewalls and the floor of the underground opening.

The numerical application presented here, took place under a realistic approach, in order to examine the results of the calculation sequence of the «ROCKBOLT» programme and their relationship with the in situ prevailing conditions of existing underground excavations. Polyester resin and expansion shell point anchored rockbolts were tested and checked. Both types of anchors, are widely used for systematic support in almost all Greek underground bauxite mines. A lot of experimental results, regarding the input data of the computer programme, are also given. The Laboratory of Mining Technology, of the National Technical University of Athens, is planning to carry out an intensive research programme consisting of in situ testings and measurements, in order to evaluate the reliability of the results of the rock-support interaction analysis, in a more practical manner.

I.N. Economopoulos *

Professor of Mining Engineering of N.T.U.A.

N.I. Koronakis *

Mining Engineer - Metallurgist (NTUA)

Research Fellow

I.G. Mastoris *

Mining Engineer - Metallurgist (NTUA)